

**UNIVERSIDAD CATOLICA DE LA SANTISIMA CONCEPCION**  
**Facultad de Ingeniería**  
**Ingeniería Civil**



**ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE CINCO  
NIVELES UBICADO EN LA COMUNA DE TOMÉ**

**Jorge Eduardo Avendaño Medina**

**INFORME DE PROYECTO DE TÍTULO PARA OPTAR AL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**Profesor Guía** : Dr. Claudio Oyarzo Vera.

**Profesor Informante** : Dr. Edwin Marcelo Behrens.

**Concepción, Septiembre 2016**

*Dedicado a mis seres queridos, en especial a  
mis padres Jorge Avendaño U. y Verónica Medina G.*

## **AGRADECIMIENTOS**

Lo primero, es dar gracias a Dios, quién ha estado presente en este camino tan importante en mi vida.

Agradecer a mis padres Jorge Avendaño Urrea y Verónica Medina Gómez por estar incondicionalmente, por apoyarme en los momentos difíciles, por la paciencia y amor que me han entregado.

Darle las gracias también a mi profesor guía, Sr. Claudio Oyarzo Vera, por el apoyo entregado, por su voluntad y buena disposición de en todo momento ayudarme a resolver las dudas y hacer posible el desarrollo de éste proyecto de título.

Finalmente, agradecer al Ministerio de Vivienda y Urbanismo, por su buena disposición a facilitarme el material solicitado de memorias de cálculo y planos para llevar a cabo éste proyecto.

## **RESUMEN**

Chile es un país que ha aumentado su densificación poblacional en las últimas décadas, algo que se ve reflejado en la construcción de nuevas edificaciones. Además, el país posee bastos antecedentes sísmicos, situación que pone a prueba tanto a los antiguos como nuevos sistemas estructurales realizados en la zona.

El presente proyecto plantea el análisis sismorresistente del edificio “Lord Cochrane Tipo A”, ubicado en la comuna de Tomé, en la región del Biobío de Chile. Un edificio conformado por dos torres simétricas, unidas por vigas de gran altura y una franja de losa central que está sujeta a significativos esfuerzos frente a la acción de movimientos sísmicos. Bajo la losa central, se encuentra la vía de evacuación de emergencia del edificio, la que corresponde una zona de gran importancia dentro de la estructura.

Para abarcar un análisis más completo del comportamiento de la estructura en su zona central, se realizaron tres modelos estructurales en el software Etabs: El primero correspondiente al modelo original, donde se considera sólo un diafragma rígido de la losa de los distintos niveles; el segundo correspondiente a un modelo con dos diafragmas rígidos aludidos a las losas de las dos torres laterales y sólo como elemento de unión la franja de losa central, y finalmente el tercero, correspondiente a las dos torres laterales sin ningún elemento de unión y con dos diafragmas rígidos por separado.

Se plantean dos análisis sísmicos de comportamiento de la estructura, uno correspondiente al análisis estático equivalente y otro relacionado al análisis modal espectral aplicadas a cada uno de los tres modelos.

Con este trabajo se plantea conocer el real comportamiento de la estructura de hormigón armado ante un eventual sismo, aplicando la normativa vigente del País. A partir de los resultados evaluar los posibles daños y generar el diseño de la franja de loseta central de unión planteando un armado especial en dicha zona. Para el diseño, se proponen tres métodos, el primero como viga plana, el segundo y tercero para las sollicitaciones torsionales del elemento rigidizante correspondientes a viga de acople recostada y viga de gran altura, respectivamente.

Finalmente, como resultados se obtuvieron que los desplazamientos en los puntos estudiados fueron los esperados, es decir, se tuvieron los mayores valores de desplazamiento en el modelo con mayor masa sísmica hasta el modelo con menor masa sísmica, pero en todos los casos cumpliendo con la NCh 433 of 96 mod. 2009, además de los decretos supremo 60 y 61 de análisis sísmo resistente. Con respecto al diseño realizado de la estructura de hormigón armado, es posible indicar que el diseño fue el óptimo y similar al que se proporciona en la memoria de cálculo del edificio, generando garantías de que dicha zona no va a fallar.

## ABSTRACT

Chile is a country that has increased its population density in recent decades, something that is reflected in the construction of new buildings. In addition, the country has a big seismic history, a situation that tests both old, and new structural systems made in the area.

This project involves the seismic analysis of the building "Lord Cochrane Tipo A", located in the city of Tomé, in region of Biobío, Chile. A building consisting of two symmetrical towers, linked by deep beams and a central slab is subject to significant stresses due to the action of earthquakes. Under that central slab, the emergency track evacuation of the building is located, which corresponds to an area of great importance within the structure.

To cover a more complete analysis of the structure behavior, three Etabs models were performed: the first corresponding to the original model, which is considered only one rigid diaphragm of the slab at different levels; the second model with two rigid diaphragms corresponding to the slabs of the two lateral towers and considering only a central slab as link, and finally the third, proposes to the two side towers without any connecting element with two diaphragms rigid separately.

Two methods were considered for seismic analysis of the structure: the equivalent static method and the modal spectral method.

This work applied the current regulations of the country, to determine the actual behavior of the reinforced concrete structure effect by on earthquake. From the results, assess damage and was estimated the design of the central slab was generated. Regarding the design of slab three methods are proposed. The first as a flat beam, the second and third for the torsional stresses corresponding to the coupling beam and deep beam respectively.

Finally, the displacement points understudy resulted as expected, that is higher values of displacement were obtained in the model with higher seismic mass in all cases fulfilling the NCh 433 of 96 mod. 2009, in addition to the Supreme Decrees 60 and 61 for earthquake resistant analysis. Regarding the design made of reinforced concrete structure, the design was a optimum and similar to that obtained by the buildings designer generating that this area will not fail.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>AGRADECIMIENTOS .....</b>	<b>II</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>III</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>V</b>
<b>CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. Presentación del Proyecto .....	1
1.2. Objetivos .....	3
1.2.1. Objetivo General .....	3
1.2.2. Objetivos Específicos .....	3
1.3. Justificación y Delimitación del Problema.....	4
1.4. Metodología.....	4
1.5. Alcances .....	5
<b>CAPITULO II – GENERALIDADES.....</b>	<b>6</b>
2.1. Propiedades y Comportamiento Sísmico de Estructuras de Hormigón Armado ....	6
2.2. Sismicidad en Chile.....	7
2.3. Terremoto 27F y Comportamiento Estructural .....	8
2.4. Evolución de la Norma Sísmica .....	11
2.5. Zonificación Sísmica.....	12
2.6. Clasificación Sísmica del Terreno.....	14
2.7. Control de Deformaciones y Deformaciones Admisibles .....	16
<b>CAPÍTULO III – MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO.....</b>	<b>17</b>
3.1. Método de Análisis Estático.....	17
3.2. Método de Análisis Modal Espectral .....	20
3.2.1. Introducción al Método .....	20
3.2.2. Modos de Vibración de una Estructura .....	22
3.2.3. Cálculo de Espectro de Diseño.....	23
3.3. Limitaciones del Esfuerzo de Corte Basal .....	24
3.3.1. Corte Basal Mínimo .....	24
3.3.2. Corte Basal Máximo.....	25
3.4. Método de Diseño de Losa.....	26
3.4.1. Diseño como Viga Plana .....	26

3.4.2.	Diseño de Losa como Viga de Acople .....	30
3.4.3.	Diseño de Losa como Viga de Gran Altura.....	34
<b>CAPITULO IV – CONSIDERACIONES Y BASES DE CÁLCULO.....</b>		<b>36</b>
4.1.	Descripción del Sistema Estructural.....	36
4.2.	Normas de Diseño .....	37
4.3.	Propiedades Mecánicas de los Materiales .....	38
4.3.1.	Hormigón Armado .....	38
4.3.2.	Acero de Refuerzo.....	38
4.4.	Estados de Carga .....	39
4.5.	Combinaciones de Carga.....	39
4.6.	Solicitaciones.....	40
4.6.1.	Cargas Permanentes .....	40
4.6.2.	Sobrecargas de Uso .....	40
<b>CAPÍTULO V – RESULTADOS.....</b>		<b>41</b>
5.1.	Antecedentes .....	41
5.2.	Modelo Computacional .....	41
5.2.1.	Procedimiento para Modelar en Etabs.....	42
5.2.2.	Modelo A.....	43
5.2.3.	Modelo B.....	45
5.2.4.	Modelo C.....	46
5.3.	Análisis de los Modelos .....	47
5.3.1.	Análisis Estático .....	47
5.3.2.	Análisis Modal Espectral.....	51
5.4.	Diseño de Loseta Central .....	70
5.4.1.	Diseño de Losa como Viga Plana.....	71
5.4.2.	Diseño de Losa como Viga de Acople .....	78
5.4.3.	Diseño de Losa Como Viga de Gran Altura.....	80
<b>CAPÍTULO VI – COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....</b>		<b>83</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>		<b>85</b>
<b>ANEXOS .....</b>		<b>86</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 2.1:</b> Clasificación Sísmica del Terreno de Fundación .....	15
<b>Tabla 3.1:</b> Valor coeficiente I.....	19
<b>Tabla 3.2:</b> Valor de Aceleración efectiva $A_0$ .....	19
<b>Tabla 3.3:</b> Valores máximos de coeficientes Sísmicos.....	19
<b>Tabla 4.1:</b> Propiedades del Hormigón Armado .....	38
<b>Tabla 4.2:</b> Propiedades Acero de Refuerzo .....	38
<b>Tabla 5.1:</b> Periodos fundamentales de la estructura por Modelo .....	48
<b>Tabla 5.2:</b> Pesos sísmicos cada Modelo .....	48
<b>Tabla 5.3:</b> Fuerzas estáticas horizontales por piso para el Modelo A .....	49
<b>Tabla 5.4:</b> Fuerzas estáticas horizontales por piso para el Modelo B.....	49
<b>Tabla 5.5:</b> Fuerzas estáticas horizontales por piso para el Modelo C.....	49
<b>Tabla 5.6:</b> Comparación de fuerzas estáticas horizontales por Modelo .....	50
<b>Tabla 5.7:</b> Datos y Consideraciones para el Análisis Modal Espectral .....	51
<b>Tabla 5.8:</b> Valores de Espectro por Modelo .....	52
<b>Tabla 5.9:</b> Esfuerzos de Cortes Basales Máximos y Mínimos por Modelo .....	54
<b>Tabla 5.10:</b> Cortes Basales a partir del Respectivo Espectro de Respuesta .....	55
<b>Tabla 5.11:</b> Factores de reducción por modelo y por dirección de análisis.....	55
<b>Tabla 5.12:</b> Mayores porcentaje de participación modal y modo de cada modelo .....	56
<b>Tabla 5.13:</b> Desplazamiento de centro de masa de diafragmas en eje X.....	61
<b>Tabla 5.14:</b> Desplazamiento de centro de masa de diafragmas en eje Y.....	61
<b>Tabla 5.15:</b> Desplazamiento de esquinas de losa en eje X .....	64
<b>Tabla 5.16:</b> Desplazamiento de esquinas de losa en eje Y .....	65
<b>Tabla 5.17:</b> Desplazamiento de esquinas de loseta central en eje X .....	67
<b>Tabla 5.18:</b> Desplazamiento de esquinas de loseta central en eje Y .....	68
<b>Tabla 5.19:</b> Esfuerzos solicitantes en la Loseta.....	74
<b>Tabla 5.20:</b> Valores considerados para el diseño de refuerzo de la Loseta .....	74
<b>Tabla 5.21:</b> Momentos de Inercia de Vigas.....	77
<b>Tabla 5.22:</b> Momentos de Inercia de sección transversal de Losa .....	77
<b>Tabla 5.23:</b> Cargas Últimas en la sección de losa .....	79

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1:</b> Ubicación del Edificio Lord Cochrane .....	2
<b>Figura 1.2:</b> Emplazamiento del Edificio.....	3
<b>Figura 1.3:</b> Esquema y vista en planta de los modelos realizados .....	4
<b>Figura 2.1:</b> Zona de subducción y tipos de sismos que ocurren en ella .....	7
<b>Figura 2.2:</b> Edificio Alto Río Colapsado post Terremoto 27F .....	9
<b>Figura 2.3:</b> Daño en Muro de H.A, Pandeo y Fractura de Refuerzo .....	10
<b>Figura 2.4:</b> Losa de acople y falla por corte .....	10
<b>Figura 2.5:</b> Zonificación Sísmica entre las regiones IV y X. ....	13
<b>Figura 3.1:</b> Esquema corte basal y fuerzas horizontales estáticas por piso .....	20
<b>Figura 3.2:</b> Espectro normalizado, aceleración de respuesta vs periodo de oscilación.....	22
<b>Figura 3.3:</b> Esquema de modos de vibración de una estructura .....	23
<b>Figura 3.4:</b> Esquema de esfuerzos internos de un elemento sometido a Flexión.....	27
<b>Figura 3.5:</b> Opciones de Refuerzo especial de esquina exterior de losa .....	29
<b>Figura 3.6:</b> Vistas frontal/3D (a) y Planta (b) de Modelo de edificio Lord Cochrane .....	30
<b>Figura 3.7:</b> Detalle de Viga de Acople según ACI 318-08 .....	31
<b>Figura 3.8:</b> Viga de acople con refuerzo diagonal.....	31
<b>Figura 3.9:</b> Esquema de asignación de refuerzo diagonal para vigas de acople .....	32
<b>Figura 3.10:</b> Detalle de confinamiento de viga de acople .....	33
<b>Figura 4.1:</b> Vista frontal del sistema estructural.....	36
<b>Figura 5.1:</b> Vista Anterior y Posterior de Edificio Lord Cochrane, Tomé .....	41
<b>Figura 5.2:</b> Vista 3D del Modelo A.....	43
<b>Figura 5.3:</b> Vista frontal / 3D del Modelo A .....	44
<b>Figura 5.4:</b> Planta del Modelo A entre el 1er y 4to Piso .....	44
<b>Figura 5.5:</b> Planta del Modelo A del 5to Piso .....	44
<b>Figura 5.6:</b> Vista frontal / 3D del Modelo B .....	45
<b>Figura 5.7:</b> Planta del Modelo B entre el 1er y 5to Piso .....	45
<b>Figura 5.8:</b> Vista frontal / 3D del Modelo C .....	46

<b>Figura 5.9:</b> Planta del Modelo C entre el 1er y 5to Piso .....	46
<b>Figura 5.10:</b> Deformación de los modelos para los modos fundamentales parte 1 .....	58
<b>Figura 5.11:</b> Deformación de los modelos para los modos fundamentales parte 2.....	59
<b>Figura 5.12:</b> Esquema de puntos de comparación de desplazamientos.....	60
<b>Figura 5.13:</b> Momento Resultante en la Franja de Losa Central en eje X .....	72
<b>Figura 5.14:</b> Momento Resultante en la Franja de Losa Central en eje Y .....	72
<b>Figura 5.15:</b> Corte Resultante en la Franja de Losa Central en eje X .....	73
<b>Figura 5.16:</b> Corte Resultante en la Franja de Losa Central en eje Y .....	73
<b>Figura 5.17:</b> Esquema y dimensionamiento de loseta .....	74
<b>Figura 5.18:</b> Esquema de losa con longitudes utilizadas en cálculo de armado diagonal .....	78
<b>Figura 5.19:</b> Esquema solicitaciones de corte y momento. ....	78
<b>Figura 5.20:</b> Esquema de diagrama de Corte de la Losa .....	79
<b>Figura 5.21:</b> Esquema de diagrama de momento torsional de la Losa.....	79
<b>Figura 5.22:</b> Esquema Armadura de borde.....	81

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

<b>Gráfico 5.1:</b> Fuerzas Estáticas por Nivel .....	50
<b>Gráfico 5.2:</b> Espectros de diseño por Eje y por Modelo.....	53
<b>Gráfico 5.3:</b> Comparación de Espectros de Diseño.....	54
<b>Gráfico 5.4:</b> Desplazamientos Absolutos máximos de Centro de Masa.....	62
<b>Gráfico 5.5:</b> Desplazamientos Absolutos máximos de Esquinas de Losa.....	66
<b>Gráfico 5.6:</b> Desplazamientos Absolutos máximos de Esquinas de Loseta Central .....	69

# CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN

## 1.1. Presentación del Proyecto

Es conocido por todos que Chile es considerado uno de los países sísmicamente más activos del mundo. Sin ir más lejos, hace aproximadamente 6 años, el 27 de febrero de 2010 se vivió uno de los terremotos más grandes en la historia en la zona centro sur, en el cual se pusieron a prueba todos sus sistemas estructurales.

Es importante mencionar que posterior al terremoto, se ha actualizado la normativa correspondiente mediante nuevas versiones o por medio de la inclusión de decretos complementarios, con la finalidad de aumentar la seguridad de las estructuras frente a un evento sísmico de similares características al vivido en el año 2010.

En Chile, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) por medio del Servicio de Vivienda y Urbanismo (SERVIU), se propuso realizar la reconstrucción del país en el más breve plazo posible, ubicando cerca del 70% de los damnificados en el mismo lugar donde vivían al momento de la catástrofe. Esto significó la construcción de 50.000 viviendas sociales comprendidas entre casas y edificios de no más de 5 pisos de altura, abarcando a más de 220 comunas entre la región de Valparaíso y la región de la Araucanía.

Nuestra investigación se plantea la modelación y análisis del comportamiento de un edificio habitacional de hormigón armado del SERVIU. Específicamente, se eligió el edificio “Lord Cochrane Tipo A”, ubicado en la calle Lord Cochrane S/N, en el sector Frutillares de la comuna de Tomé en la VIII región del Biobío. (Ver Figura 1.1 y Figura 1.2).

Tomé, es una comuna chilena que posee 52440 habitantes según el censo del INE del año 2002, ubicada en la Región del Biobío, a 32 Km. al norte de la ciudad de Concepción, limita al norte con las comunas de Coelemu, al este con Ránquil y Florida, al sur con Penco y al oeste con el océano Pacífico. Al norte de la comuna se ubica uno de sus balnearios más conocidos, Dichato. Es una comuna que reúne gran parte de la población en su sector céntrico, siendo bastante vulnerable ante la acción de tsunamis originados por terremotos. Dentro de su línea litoral de 57 Km., se distingue una marcada división entre un sector

oriente, predominantemente rural y un centro urbano, asimismo, debido a su cercanía con Concepción, permite un alto grado de interacción y acercamiento al nivel central de la región

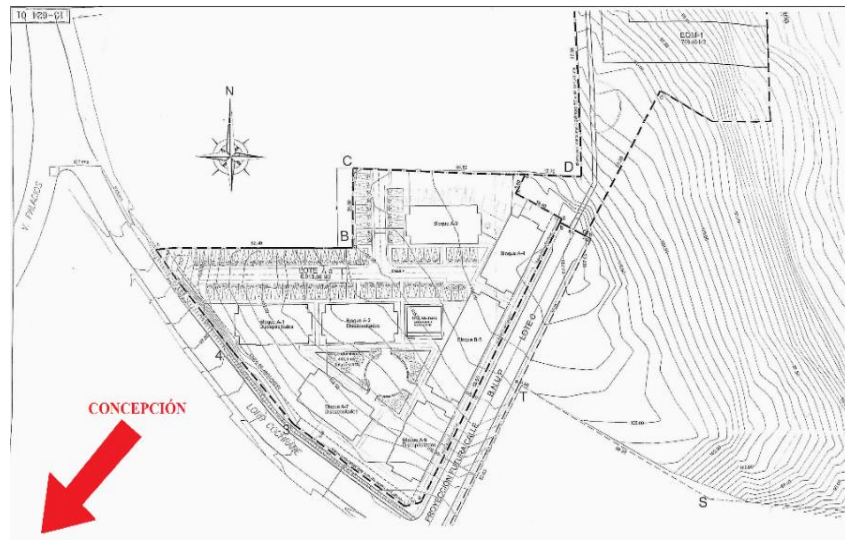
El proyecto de título que aquí se presenta se enfoca en la evaluación sísmica de la estructura, a partir de los análisis estático y modal espectral, por medio del software ETABS 2013. Además, con la investigación se podrá generar un diagnóstico del comportamiento y riesgo al cual está sometida la estructura ante un eventual terremoto, analizando los cortes basales, cortes por piso, modos de vibrar y desplazamientos asociados a los mismos análisis planteados anteriormente.

Finalmente, a partir de la configuración especial del edificio, se propone el diseño mejorado de la loseta central que une las dos plantas principales del edificio y la cual se prevé sometida a grandes deformaciones.



**Figura 1.1:** Ubicación del Edificio Lord Cochrane

**Fuente:** Planos Estructurales



**Figura 1.2:** Emplazamiento del Edificio

*Fuente:* Google Earth

## 1.2. Objetivos

### 1.2.1. Objetivo General

- Realizar un análisis de comportamiento sísmico del Edificio de hormigón armado “Lord Cochrane Tipo A” ubicado en la comuna de Tomé, Región del Biobío, para garantizar la seguridad de sus ocupantes.

### 1.2.2. Objetivos Específicos

- Analizar la edificación proyectada de acuerdo a la NCh 433 Of.96 Mod.2009, D.S. 60 y 61 (2011) correspondientes a la normativa actual vigente en Chile, aplicando un análisis estático y uno modal espectral.
- Determinar los daños a los cuales estará sometida la edificación de hormigón armado, y por consecuencia plantear si éstos atentan contra la estabilidad de la estructura.
- Diseñar la franja de loseta central de hormigón armado de acuerdo a la normativa chilena vigente.

### 1.3. Justificación y Delimitación del Problema

A partir del análisis de los efectos que tendrá la inclusión de la franja central de losa, de forma parcial o completa, y su posterior diseño, los resultados obtenidos en este proyecto servirán para cuantificar la influencia de cargas dinámicas en un edificio de hormigón armado típico del Serviu, y así proyectar una estructura más segura en su vía de evacuación de emergencia.

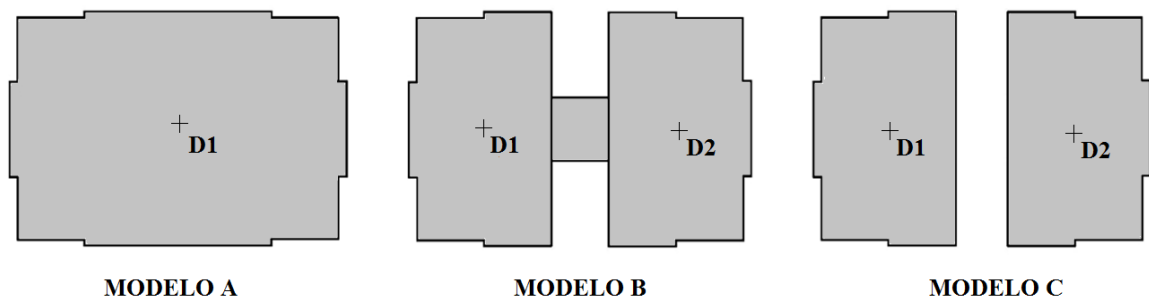
### 1.4. Metodología

Para llevar a cabo el desarrollo de este proyecto, se utilizaron los planos y la memoria de cálculo del edificio “Lord Cochrane Tipo A” facilitados por el MINVU, generando así tres modelos en el software Etabs 2013 V13.1.1, los cuales llevan por nombre “Modelo A”, “Modelo B” y “Modelo C” (ver esquema en Figura 1.3).

En cada modelo se realizaron dos estudios de comportamiento: el primero a partir de fuerzas estáticas y el segundo equivalente a un análisis modal espectral a partir de espectros de diseño (de acuerdo a la NCh 433 of 2009 y los decretos supremos 60 y 61),

A partir de los resultados de desplazamientos de centros de rigidez, de la zona de franja central, de los cortes basales entre otros se realizó una comparativa de los estudios realizados analizando los efectos de cada uno de ellos sobre la estructura.

Finalmente, de acuerdo a lo anteriormente señalado y la actual normativa vigente en Chile, se diseña la loseta central de hormigón armado.



*Figura 1.3: Esquema y vista en planta de los modelos realizados*

## **1.5. Alcances**

El proyecto se encuentra dividido en seis capítulos, los cuales detallan el proceso a seguir para llevar a cabo un proyecto de análisis sismorresistente. A partir de esto, los siguientes capítulos se pueden describir de la siguiente manera:

En el capítulo II se realiza una descripción general de las características y propiedades de las edificaciones en Chile, su comportamiento sísmico además de una breve explicación de algunos conceptos empleados en la normativa sísmica chilena.

En el Capítulo III se describen los métodos utilizados para el análisis sismorresistente con una explicación de cada uno de ellos, además de plantear las ecuaciones utilizadas para el desarrollo de los cálculos del proyecto.

En el Capítulo IV se detallan las consideraciones y bases de cálculo, donde se realiza una descripción de la estructura, de la normativa utilizada, las propiedades mecánicas de los materiales modelados y las solicitaciones a las que está sometida la edificación.

Luego el Capítulo V describe todos los resultados producto del análisis sismorresistente del edificio, considerando cada uno de los modelos de la estructura realizados, es decir, a partir de los análisis estático y modal espectral, se detallan los resultados de modos de vibrar, periodos fundamentales, deformaciones de los puntos de interés, cortes basales y distribución de cortes por piso entre otros.

En el Capítulo VI se indican las conclusiones y comentarios finales de los resultados obtenidos en el proyecto.

## **CAPITULO II – GENERALIDADES**

### **2.1. Propiedades y Comportamiento Sísmico de Estructuras de Hormigón Armado**

El Hormigón es un material de gran resistencia mecánica a la compresión, el cual está conformado por una mezcla bien dosificada de cemento, áridos, agua y aditivos. Tiene varias ventajas constructivas como lo son su facilidad en estado plástico de acomodarse a moldajes y a cualquier forma estructural deseada, tiene una alta resistencia a la compresión, alta resistencia al fuego y a climas adversos además de que sus componentes son de fácil acceso en el sector de la construcción. Sin embargo, el hormigón tiene una gran desventaja estructural al actuar por sí sólo, la cual corresponde a su baja resistencia a la tracción, que comprende entre 10 y 20% de su resistencia a la compresión, es por eso que en el siglo XIX se comenzaron a utilizar barras rugosas de acero embebidas en el hormigón, con la finalidad de añadirle resistencia a la tracción y ductilidad a las secciones, y así evitar fallas frágiles.

Como se mencionó anteriormente las estructuras de hormigón armado son preferidas por los proyectistas y constructores debido a su versatilidad y economía. Su rigidez puede ser utilizada para minimizar deformaciones producto de cargas cíclicas, y por tanto, reducir el daño de los elementos estructurales principales y de los no estructurales.

Además de la rigidez, para que las estructuras de hormigón armado presenten un buen desempeño sísmico y sean menos vulnerables ante la acción de cargas dinámicas es necesario añadirle ductilidad a sus elementos, ya que gracias a ésta propiedad, el hormigón adquiere la capacidad de “disipar” energía sísmica en el rango inelástico y así admitir grandes deformaciones sin perder su resistencia.

En general, los sistemas estructurales complejos que introducen incertidumbres en el detalle y análisis, pueden inducir a un comportamiento no deseado de la estructura. Así, los sistemas estructurales que poseen un sistema resistente a cargas laterales además de una configuración simple, regular y continua, presentan un buen desempeño durante los movimientos sísmicos.

## 2.2. Sismicidad en Chile

Chile se encuentra ubicado sobre la placa Sudamericana, en su borde occidental donde convergen y generan zonas de subducción las placas de Nazca y Antártica, en tanto que la placa de Scotia se desliza horizontalmente respecto a la placa Sudamericana.

Estas interacciones producen una gran deformación del continente Sudamericano, y generan terremotos en todo Chile. Debido a la alta velocidad de convergencia entre Nazca y Sudamérica, la sismicidad en esa zona es la más intensa y produce los mayores terremotos en el país.

Una zona de subducción ocurre en bordes de placas convergentes. La placa más densa o más pesada penetra bajo la menos densa, debido al peso de la placa subductada. En estas zonas ocurren todo tipo de sismos o terremotos tectónicos (Fig. 2.1). En el caso de las placas de Nazca y Sudamérica en Chile, la placa oceánica de Nazca, más densa que la placa continental de Sudamérica, penetra bajo el continente, formando una zona de subducción. El primer contacto entre las placa produce un valle profundo, llamado fosa o trinchera (“trench”), que ocurre bajo el océano costa afuera del continente. (CSN, 2011)



*Figura 2.1: Zona de subducción y tipos de sismos que ocurren en ella*

*Fuente: Centro Sismológico Nacional Universidad de Chile.*

En base a lo anterior, Chile es uno de los países más sísmicos del mundo, donde han ocurrido grandes terremotos en el pasado y con toda seguridad, ocurrirán grandes terremotos en el futuro. Dada esta realidad, se está obligado a estudiar y entender mejor el proceso de los terremotos, evaluar el peligro que estos representan en el país, desarrollar todos los

procedimientos que permitan mitigar estos peligros, optimizar el diseño y construcción de infraestructura en forma adecuada, y aportar información relevante para la planificación de las acciones para reducir al mínimo los efectos de los terremotos.

### **2.3. Terremoto 27F y Comportamiento Estructural**

El terremoto de Chile de 2010 (conocido como 27F) fue un sismo ocurrido el sábado 27 de febrero de 2010, que alcanzó una magnitud de 8,8 en la escala de Richter. El epicentro se ubicó en el mar, frente a las localidades de Curanipe y Cobquecura, cerca de 150 kilómetros al noroeste de Concepción y a 30,1 kilómetros de profundidad. El sismo tuvo una duración máxima de 4 minutos en las zonas cercanas al epicentro.

Las zonas afectadas fueron las regiones de Valparaíso, Metropolitana, O'Higgins, Maule, Biobío y La Araucanía, la cuales acumulan cerca del 80 % de la población del país. En las regiones del Maule y del Biobío, el terremoto alcanzó una intensidad de IX en la escala de Mercalli, afectando a ciudades como Talca, Constitución, Concepción, Cobquecura y Talcahuano. Las víctimas fatales llegaron a un total de 525 fallecidos, cerca de 500 mil viviendas dañadas severamente y un total aproximado de 2 millones de damnificados.

Tomé fue una de las comunas más afectadas por el terremoto y posterior tsunami que afectaron a la zona. El maremoto causó 18 muertos en la localidad de Dichato. Los daños materiales fueron cuantiosos. La destrucción de viviendas se concentró en la bahía de Coliumo (en las localidades de Dichato y Coliumo), mayormente afectadas por el tsunami. La plaza de armas de Tomé sufrió daños serios, también el campanil de la iglesia parroquial, el edificio consistorial de la Municipalidad, entre otros.

Hablando desde el punto de vista estructural, las edificaciones afectadas en dicho momento, se comportaron de buena manera al no colapsar durante el evento sísmico, pero en algunas situaciones puntuales, como el caso del edificio Alto Río, su comportamiento no fue el esperado (ver Figura 2.3). Este edificio colapsó y 8 personas perdieron la vida, además de otras 18 heridas. Gracias a los estudios que se realizaron por varios meses en el Idiem de la Universidad de Chile para detectar las causas, se pudo determinar que el colapso se originó

debido a los problemas en el diseño, a la falta de control en la construcción de la estructura y también el error en la clasificación de suelos.



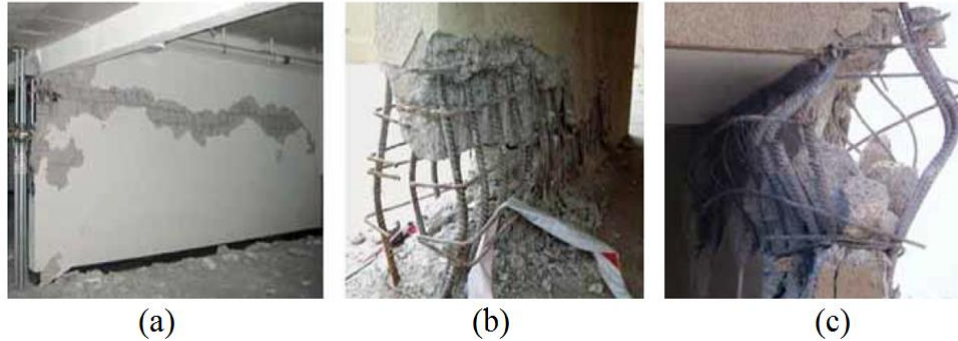
**Figura 2.2:** Edificio Alto Río Colapsado post Terremoto 27F

*Fuente: Diario El Sur.*

Pese a que la gran mayoría de edificaciones no colapsaron frente al sismo y posterior tsunami, si se observaron estructuras de hormigón armado con daño en varias ciudades del territorio afectado. Las fallas fueron problemas que pueden asociarse tanto a defectos de diseño, como constructivos. Varios edificios presentaron daños en muros de hormigón armado al nivel del piso uno o el menos uno (primer subterráneo), donde habitualmente se ubican los estacionamientos.

Por ejemplo, según se observa en la Figura 2.3a y 2.3b, el daño más severo se presenta en la cabeza del muro, donde termina el alma del muro T (o en el extremo del muro rectangular), ya que en ese extremo se alcanzan las mayores deformaciones de compresión producto de las cargas de flexión y compresión. Estas deformaciones propiciaron la pérdida de recubrimiento dejando las barras longitudinales expuestas, las que ante ciclos de tracción y compresión, producto de la alternancia de la acción sísmica y la poca restricción que entregaba la armadura transversal, se pandearon y degradaron aún más la capacidad del elemento. Debido a que la armadura transversal no presentaba un anclaje dentro del núcleo de hormigón armado, a la poca resistencia de los empalmes y las grandes deformaciones que sufrieron las barras pandeadas, se generó un daño progresivo en algunas secciones debidos a las cargas cíclicas, llegando incluso a la fractura en algunos casos, sin presentar reducción en

la sección transversal del refuerzo. Ésta falla se presentó en bordes de muro sin detalle de confinamiento especial y principalmente de bajos espesores. (Ver Figura 2.3c).



**Figura 2.3:** Daño en Muro de H.A, Pandeo y Fractura de Refuerzo  
*Fuente:* Informe “Efectos y Enseñanzas del Terremoto 27F de 2010”.

Los pasillos o corredores formados por muros longitudinales en T conectados por losa, solicitados por el sismo, generaron importantes demandas de deformaciones en el elemento de acople. La losa de acople, comúnmente con refuerzo adicional de armadura longitudinal, presentó descascaramiento en la zona de compresión (Figura 2.4a).

Otro tipo de falla que se observó en edificios de hormigón armado, fue la generada por corte, que se presentó tanto en fachadas, producto de perforaciones en muros (Figura 2.4b), como en elementos de acoplamiento en muros (Figura 2.4c).



**Figura 2.4:** Losa de acople y falla por corte  
*Fuente:* Informe “Efectos y Enseñanzas del Terremoto 27F de 2010”.

## 2.4. Evolución de la Norma Sísmica

La norma sísmica chilena actual NCh433, se basa en la versión oficial del año 96, su filosofía de diseño orientada en lograr que “se permiten daños en las estructuras durante sismos de gran intensidad, pero evitando el colapso”. Para esto, dicha norma define una serie de factores y establece ciertas clasificaciones tales como tipos de estructuración, coeficiente de importancia, tipos de suelo y zonas sísmicas.

Según los parámetros obtenidos de las distintas clasificaciones antes mencionadas, la norma fija un espectro de diseño para cada estructura en función de sus períodos de mayor masa traslacional en cada sentido de análisis. Dicho espectro se definió en base a datos empíricos con que se contaba hasta la fecha de emisión de la norma.

En 2009, luego de varios años de estudio, se oficializa una modificación de la norma sísmica (NCh433.Of96 Modificada en 2009). Los cambios introducidos por esta norma son mínimos. Mantiene el espectro de diseño, conserva la clasificación de zona sísmica y tipo de suelo, entre otras cosas. Tal vez el mayor cambio es que se agregan tipos de estructuración con el fin de agregar mayores definiciones de factores de modificación de respuesta  $R$  y  $R_0$ . Sin embargo esta norma pasa desapercibida debido al sismo ocurrido en nuestro país el 27 de Febrero del año 2010.

Posterior al 27F, se hace un nuevo estudio de la norma sísmica, pero los resultados no estarían hasta antes de dos años, por lo cual se estableció una norma de emergencia. Fue así como se crea el decreto N°117, aprobado en noviembre del año 2010, norma conformada por artículos que variaban los puntos clave del análisis sísmico. Los principales cambios de este decreto fueron:

- Se define un nuevo ensayo de suelos, el que consiste en evaluar la rigidez de los suelos para bajas deformaciones para todos los estratos de suelos en los primeros 30 metros de terreno.
- Se modifica totalmente el espectro de diseño, principalmente para las estructuras más flexibles ( $T > 0.8$  seg).

- Se define el espectro elástico de desplazamientos, con el fin de aportar al desarrollo del diseño de muros de hormigón armado (NCh430) en base a la demanda de desplazamiento de techos.

Finalmente, a fines del 2011 se aprueba el decreto N°61, que deroga al decreto N°117. Este último decreto, junto a la NCh433.Of96 Modificada en 2009 conforman la actual norma sísmica chilena para edificios. Y los principales cambios que se presentan en este decreto:

- Se crea un nuevo tipo de suelos entre los suelos II y III, ahora definidos como B y D respectivamente. Con esto se busca aminorar la diferencia que entregan los diseños basados en los suelos tipo II o tipo III, los que a veces presentan hasta un 50% de diferencia en las armaduras de una estructura.
- Se elimina el espectro del decreto N°117 y se vuelve al espectro original de la NCh433.Of96. Esta conclusión se toma con los resultados obtenidos del 27F, donde la mayoría de los edificios que sufrieron daños de importancia, fueron víctimas de la clasificación de los suelos contenida en las normas anteriores al sismo.
- Sin embargo, se calibra el espectro de la norma del 96 por un factor “s”, factor que depende del tipo de suelos y que varía entre 0.9 para suelos Tipo A y 1.3 para suelos Tipo E.
- Se calibra el espectro de desplazamientos mediante un factor de amplificación  $C_d^*$ . Las ecuaciones obtenidas para este factor  $C_d^*$  son resultado de un ajuste analítico de los valores del espectro elástico de desplazamientos obtenidos con los registros del sismo del 27 de Febrero del año 2010.

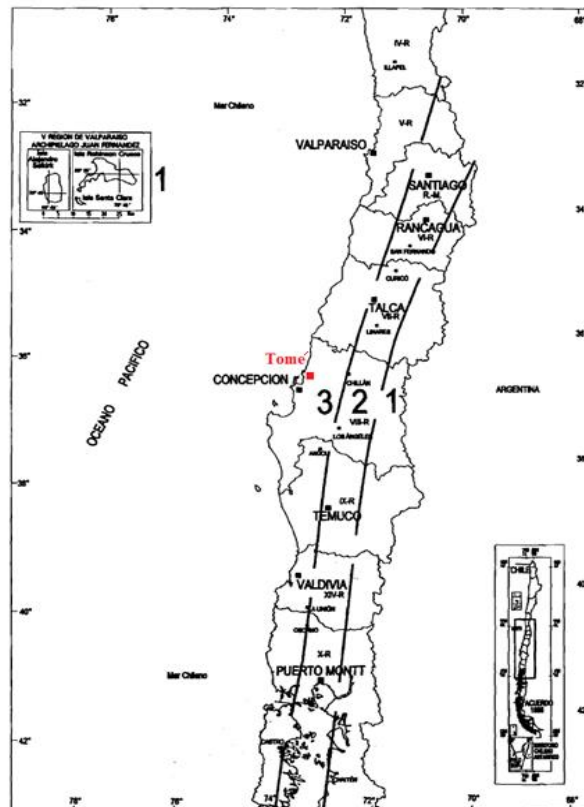
## **2.5. Zonificación Sísmica**

La clasificación sísmica es la subdivisión de un determinado territorio en áreas específicas y caracterizadas por un mismo riesgo sísmico. El territorio nacional está dividido en tres zonas sísmicas (Ver Figura 2.5), donde la zona 1 es la de menor peligro sísmico, por encontrarse alejada de la costa, cerca de la cordillera de Los Andes y la zona 3 es la de mayor peligro sísmico debido a que se encuentra cerca de la costa, bajo la cual se origina gran parte de los terremotos de subducción. La demanda sísmica se caracteriza por una aceleración de

diseño o un coeficiente sísmico, según el método de análisis escogido, el cual depende de la zona sísmica. Este parámetro se modifica de acuerdo a las características del suelo de fundación y las propiedades dinámicas, de ductilidad y sobrerresistencia de la estructura. (Beltrán, Massone, Herrera, 2011)

En la norma chilena NCh 433 of 96 mod. 2009, específicamente en las figuras 4.1a, 4.1b, 4.1c y tabla 4.2, se indica que en el territorio nacional se distinguen las tres zonas sísmicas anteriormente mencionadas, donde se desglosa a que zona pertenecen la totalidad de ciudades de Chile, prevaleciendo una zonificación basada en la división política de comunas.

La comuna de Tomé pertenece a la zona sísmica 3 de Chile, y se puede ver en la siguiente imagen un esquema de su ubicación y subdivisión del territorio nacional para las regiones de Valparaíso hasta Los Lagos.



**Figura 2.5:** Zonificación Sísmica entre las regiones IV y X.

*Fuente:* NCh 433 of 1996. Mod. 2009

## 2.6. Clasificación Sísmica del Terreno

En la norma NCh 433 of 96 mod 2009, se definían cuatro categorías de suelos de fundación, algo que fue modificado y complementado luego de dos años de estudios, tras ser publicado el DS 61. Este decreto establece que para la exploración geotécnica asociada a la clasificación sísmica de suelos, el parámetro que se estima más relevante en una primera aproximación, es el parámetro de rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores, correspondiente a la velocidad de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno,  $V_{s30}$ .

La teoría y experiencia empírica indican que el mejor comportamiento sísmico se observa en terrenos de afloramiento rocoso y, por el contrario, el mayor daño se ha observado en terrenos de suelos finos blandos. Consecuentemente, la clasificación sísmica del terreno de fundación considera unidades, o niveles, que van desde el de mejor comportamiento (Roca: Suelo Tipo A) al de mayor exigencia sísmica (Suelo Tipo E: Suelo de compacidad o consistencia mediana).

Existen depósitos de suelos que por sus propiedades geotécnicas singulares no permiten ser categorizados sísmicamente sólo por  $V_{s30}$  y por tanto requieren estudios especiales de amplificación de acuerdo a sus particulares características. Estos suelos son los siguientes:

- Suelos potencialmente licuables, entendiendo por ellos las arenas, arenas limosas o limos, saturados, con Índice de Penetración Estándar  $N1$ , menor que 20 golpes/pie (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0.10 MPa)
- Suelos susceptibles de densificación por vibración
- Suelos colapsables
- Suelos orgánicos
- Suelos finos saturados con  $LL > 80$  y espesor  $> 20$  metros
- Suelos finos saturados de sensibilidad mayor a 10

También quedan fuera de la clasificación sísmica aquellos terrenos con topografía irregular, donde pueden existir fenómenos de amplificación local, los cuales no están cubiertos por la

clasificación. De acuerdo al comportamiento sísmico esperado se han definido los tipos de suelos, para los cuales se establecen las propiedades geotécnicas de requisito mínimo en cada caso. La definición de los Tipos de Suelos asociados a la Clasificación Sísmica de Suelos se establece de acuerdo a la siguiente Tabla:

*Tabla 2.1: Clasificación Sísmica del Terreno de Fundación*

Suelo Tipo		$V_{s30}$ (m/s)	RQD	$q_u$ (MPa)	$N_1$ (golpes/pie)	$S_u$ (MPa)
<b>A</b>	Roca, suelo cementado	$\geq 900$	$\geq 50 \%$	$\geq 10$ ( $\epsilon_{qu} \leq 2\%$ )		
<b>B</b>	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	$\geq 500$		$\geq 0,40$ ( $\epsilon_{qu} \leq 2\%$ )	$\geq 50$	
<b>C</b>	Suelo denso o firme	$\geq 350$		$\geq 0,30$ ( $\epsilon_{qu} \leq 2\%$ )	$\geq 40$	
<b>D</b>	Suelo medianamente denso, o firme	$\geq 180$			$\geq 30$	$\geq 0,05$
<b>E</b>	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	$< 180$			$\geq 20$	$< 0,05$
<b>F</b>	Suelos Especiales	*	*	*	*	*

*Fuente: DS 61 (2011).*

Donde

$N_1$  : Índice de Penetración Estándar normalizado por presión de confinamiento de 0,1 MPa. Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas.

$V_{s30}$  : Velocidad de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno.

RQD : Rock Quality Designation, según norma Astm D 6032.

$q_u$  : Resistencia a la compresión simple del suelo.

$\epsilon_{qu}$  : Deformación unitaria desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el ensayo de compresión simple.

$S_u$  : Resistencia al corte no-drenada del suelo.

Es relevante aclarar que el DS 61 establece que cuando la información sobre el suelo de fundación permita clasificarlo dentro de dos o más tipos de suelo, se debe optar por Clasificación Sísmica que resulte en el caso más desfavorable.

## 2.7. Control de Deformaciones y Deformaciones Admisibles

Se debe considerar para los edificios con diafragmas horizontales, que los métodos de análisis deben satisfacer las condiciones de compatibilidad de los desplazamientos horizontales de las subestructuras verticales y de los diafragmas horizontales. Estas condiciones se deben cumplir en todos los niveles en que existan diafragmas. En tanto, a los pisos sin diafragma rígido, los elementos resistentes se deben calcular con las fuerzas horizontales que inciden directamente sobre ellos.

Para no afectar de manera adversa a una estructura de hormigón armado, los elementos estructurales resistentes, deben diseñarse teniendo en cuenta, que necesitan la rigidez y la ductilidad necesaria de manera de limitar las deformaciones. Es por esto, que al momento de diseñar, existen una serie de limitantes que hacen referencia a altura, espesores y deformaciones para elementos sometidos a flexión en una y dos direcciones.

La norma sísmica chilena, en el punto 5.9, para el caso de solicitaciones dinámicas establece un rango máximo de deformaciones relativas a los desplazamientos:

- *El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.*
- *El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de  $0,001 * H$  al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que  $H$  es la altura de entrepiso.*
- *En pisos sin diafragma rígido, el valor máximo del desplazamiento transversal de entrepiso de las cadenas, producido por solicitaciones que actúan perpendicularmente al plano del muro sobre el que se ubica la cadena, debe ser igual o menor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002. (NCh 433 of 1996 mod. 2009)*

## CAPÍTULO III – MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

### 3.1. Método de Análisis Estático

De acuerdo a la normativa NCh 433 Of.96 Mod.2009, el análisis estático sólo se puede usar en el análisis sísmico de las siguientes estructuras resistentes:

- Todas las estructuras de las categorías I y II, ubicadas en la zona sísmica 1 de la zonificación del territorio chileno.
- Todas las estructuras de no más de 5 pisos y de alturas no mayores a 20m.
- Las estructuras de 6 a 15 pisos cuando satisfagan las siguientes condiciones para cada dirección de análisis:
  - Los cuocientes entre la altura total  $h$  del edificio, y los periodos con los modos de mayor masa traslacional equivalente en las direcciones X e Y, deben ser iguales o superiores a 40 m/s.
  - El sistema de fuerzas sísmicas horizontales del método estático debe ser tal que los esfuerzos de corte y momentos volcantes en cada nivel no difieran en más de 10% respecto del resultado obtenido mediante un análisis modal espectral con igual esfuerzo de corte basal.

El esfuerzo de corte basal está dado por:

$$Q_0 = C * I * P \quad (1)$$

Donde:

**Q<sub>0</sub>**: Corte Basal.

**C**: Coeficiente Sísmico.

**I**: Coeficiente relativo al edificio, cuyos valores dependen de la categoría del edificio.

**P**: Peso sísmico total del edificio sobre el nivel basal.

De acuerdo al Decreto Supremo 61 (2011), el coeficiente sísmico está dado por:

$$C = \frac{2.75 * S * A_0}{g * R} * \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (2)$$

En que:

**n, T'** : Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación, de acuerdo a tabla 6.3 según la clasificación de tabla 4.3 de NCh 433 Of.96 Mod.2009.

**A<sub>0</sub>** : Aceleración efectiva máxima, de acuerdo a las tablas 6.2 y 4.1 de NCh 433 Of.96 Mod.2009.

**R** : Factor de reducción de respuesta de acuerdo al punto 5.7 de NCh 433 Of.96 Mod.2009.

**T\*** : Periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección del análisis.

El coeficiente sísmico mínimo:

$$C_{\min} = \frac{A_0 * S}{6 * g} \quad (3)$$

El coeficiente sísmico máximo se obtiene en base a la Tabla 3.3, donde a partir del factor de modificación de respuesta, *el cual refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados (Punto 5.7, NCh 433 Of.96 Mod.2009)*, el cual en este caso corresponde a un R = 4, se tiene:

$$C_{\max} = \frac{0.55 * S * A_0}{g} \quad (4)$$

Las siguientes tablas, obtenidas de la NCh 433 Of 96 Mod. 2009 y el D.S 61 of 2011, representan a la mayoría de los parámetros utilizados en el cálculo sísmico:

**Tabla 3.1:** Valor coeficiente I

<b>Categoría del Edificio</b>	<b>I</b>
I	0,6
II	1
III	1,2
IV	1,2

*Fuente:* Tabla 6.1 NCh 433 Of:96 Mod.2009

**Tabla 3.2:** Valor de Aceleración efectiva Ao

<b>Zona Sísmica</b>	<b>Ao</b>
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

*Fuente:* Tabla 6.2 NCh 433 Of:96 Mod.2009

**Tabla 3.3:** Valores máximos de coeficientes Sísmicos

<b>R</b>	<b>Cmáx</b>
2	0,9 SAo/g
3	0,6 SAo/g
4	0,55 SAo/g
5,5	0,40 SAo/g
6	0,35 SAo/g
7	0,35 SAo/g

*Fuente:* Tabla 6.4 NCh 433 Of:96 Mod.2009

Luego, para estructuras de no más de 5 pisos, las fuerzas sísmicas horizontales se pueden calcular por la siguiente expresión:

$$F_k = \frac{A_k * P_k}{\sum_j^N A_j * P_j} Q_0 \quad (5)$$

Con

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{h}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{h}} \quad (6)$$

Donde:

$A_k$  : Factor de ponderación para el peso asociado al nivel k.

$h$  : Altura total del edificio sobre el nivel basal.

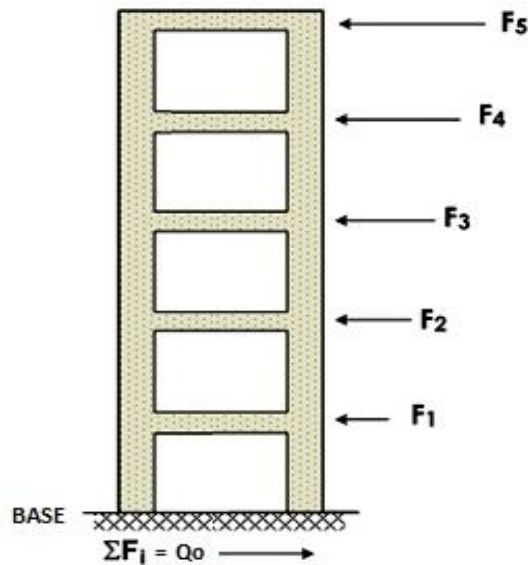
$P$  : Peso total del edificio sobre el nivel basal.

$P_k$  : Peso asociado al nivel k.

$Z_k$  : Altura del nivel k, sobre el nivel basal.

$Q_0$  : Esfuerzo de corte basal.

Donde esquemáticamente se tiene:



*Figura 3.1: Esquema corte basal y fuerzas horizontales estáticas por piso*

## 3.2. Método de Análisis Modal Espectral

### 3.2.1. Introducción al Método

Un sismo puede ser catalogado como una vibración correspondiente al efecto de una aceleración que se aplica en la rasante de una edificación. La vibración del suelo se transmitirá a toda la estructura generando diversos efectos en ella a través de sus elementos estructurales resistentes como pilares, muros y/o pórticos, y por consecuencia, se generará el desplazamiento de sus principales masas. Es relevante mencionar que todas las estructuras,

incluso las de hormigón armado poseen un rango elástico, es decir, pueden moverse y deformarse hasta un punto determinado y volver a recuperar su posición inicial.

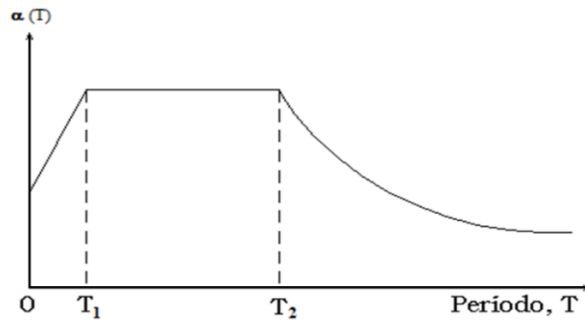
En la dinámica estructural es utilizado el concepto de péndulo invertido para explicar el comportamiento de las estructuras ante cargas sísmicas, ya que actúan de una manera similar, pues al aplicar una carga cíclica limitada o un movimiento oscilatorio en la base del péndulo, ésta se irá disipando progresivamente en el tiempo hasta desaparecer y recuperar su posición original de equilibrio. Se debe aclarar que casi ninguna estructura puede simplificarse tanto como para suponerla equivalente en su totalidad a un péndulo invertido.

Otro hecho importante a indicar, es que no toda edificación responde de igual forma ante una eventual vibración de su base, pues cada estructura posee una frecuencia natural propia, establecida especialmente por la rigidez y la masa de la misma, es decir, la relación entre la aceleración de la base o sismo y los desplazamientos experimentados por las masas del elemento estructural, dependen principalmente de la frecuencia propia y el amortiguamiento que presente ésta.

Uno de los principales objetivos del diseño sismorresistente es cuantificar las fuerzas que actúan a nivel basal en las estructuras, algo que sigue siendo muy complejo de realizar, pese a que ha habido una gran cantidad de simplificaciones para valorar dichas fuerzas sólo con ecuaciones matemáticas. Hay que considerar también que la aceleración en la base de la estructura puede variar en cada instante de tiempo por lo que habrán variaciones también en la respuesta de la estructura, y que la relación fuerza-deformación, no siempre se va a comportar de manera lineal. En base a lo anterior y la alta complejidad de llevar al cabo el proceso de diseño sismorresistente, las normativas asociadas al análisis sísmico trabajan con el concepto de “Espectro Normalizado de Respuesta” para facilitar el cálculo y generar una aproximación bastante acertada de las fuerzas sísmicas actuantes sobre una edificación.

El análisis de espectros de respuesta es un método y herramienta utilizada por muchos ingenieros para estimar la máxima respuesta de una estructura frente a cargas dinámicas, teniendo en consideración la actividad sísmica de la región, las condiciones locales de la respuesta del suelo y las características de la estructura (periodo de vibración).

Las ventajas del método mencionado son principalmente su economía y simplicidad, ya que el mayor esfuerzo computacional es obtener un número suficiente de modos de vibración que represente el rango de frecuencias completo de la excitación de entrada y la respuesta resultante.

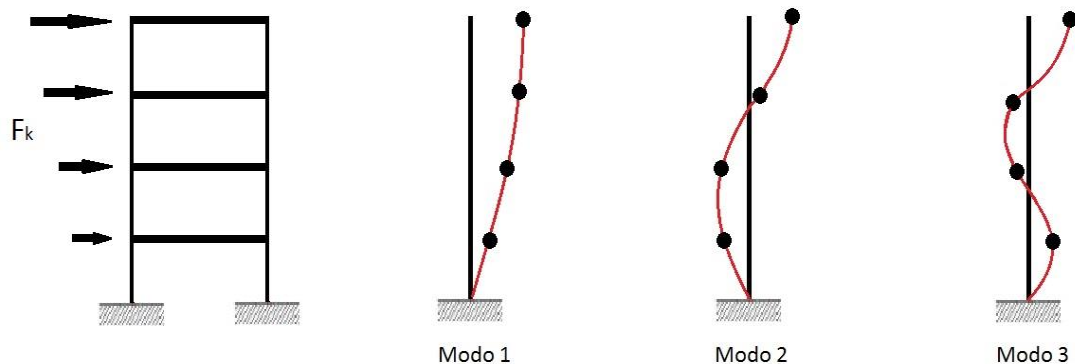


*Figura 3.2: Espectro normalizado, aceleración de respuesta vs periodo de oscilación*

### 3.2.2. Modos de Vibración de una Estructura

Un edificio sometido a un sismo vibrará según una combinación de diversos modos de vibración, donde cada modo posee una deformada característica y una frecuencia de vibración distinta. De acuerdo a la norma chilena de diseño sísmico, cualquiera sea el método de análisis usado, se debe considerar un modelo estructural con un mínimo de dos grados de libertad por piso (dos traslacionales y uno rotacional), además de incluir en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes sea mayor o igual a un 90% de la masa total.

En general, el análisis modal posee la ventaja que un número relativamente pequeño de modos de vibración tiene influencia significativa en la respuesta de la estructura, donde comúnmente son los primeros modos los que logran esta condición, esto permite en cierta medida la simplificación del análisis.



**Figura 3.3:** Esquema de modos de vibración de una estructura

### 3.2.3. Cálculo de Espectro de Diseño

El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{S \cdot A_0 \cdot \alpha}{R^* / I} \quad (7)$$

Donde los valores de  $I$  y  $A_0$  se determinan en la forma estipulada en la cláusula 6.2.3 de la NCh433.Of1996, mod.2009.

El factor de amplificación “ $\alpha$ ” se determina para cada modo de vibrar  $n$ , de acuerdo a la expresión:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (8)$$

En donde:

- $T_n$  : Período de vibración del modo  $n$
- $T_0$  y  $p$  : Parámetros relativos al tipo de suelo que se determinan de la tabla dada en 12.3

Los parámetros dependientes del tipo de suelo, contenidos en la tabla 6.3 de la norma NCh433.Of1996, mod.2009, están modificados y actualizados en la siguiente tabla de acuerdo al DS61:

*Tabla 3.4: Parámetros dependientes del tipo de Suelo.*

<b>Tipo de Suelo</b>	<b>S</b>	<b>To Seg</b>	<b>T' Seg</b>	<b>n</b>	<b>P</b>
A	0,90	0,15	0,20	1,00	2,0
B	1,00	0,30	0,35	1,33	1,5
C	1,05	0,40	0,45	1,40	1,6
D	1,20	0,75	0,85	1,80	1,0
E	1,30	1,20	1,35	1,80	1,0
F	*	*	*	*	*

*Fuente: Punto 12.3 del Decreto Supremo 61 (2011.)*

### **3.3. Limitaciones del Esfuerzo de Corte Basal**

Como se definió en el punto 3.1, específicamente en la ecuación (1), esfuerzo de corte basal ( $Q_0$ ) estipulado por la norma NCh433.Of96 mod. 2009 es la respuesta de la base de un edificio ante un sismo y se distribuye en cada nivel de la edificación en sus respectivos centros de masa, además, éste valor es utilizado tanto en el análisis estático como el dinámico. Para el modal espectral queda determinado en el análisis de los resultados de la modelación de la estructura, en donde el programa ETABS realiza una combinación modal para los espectros de diseño en ambas direcciones de análisis, utilizando el método de Combinación Cuadrática Completa “CQC” dispuesto por la norma sísmica, considerando un amortiguamiento modal del 5% perteneciente a la del hormigón y un factor de reducción para cada espectro. Es importante indicar que el corte basal tiene ciertas limitantes:

#### **3.3.1. Corte Basal Mínimo**

Es el mínimo valor que puede tomar el esfuerzo de corte basal, de no alcanzar este valor el corte basal deberá ser multiplicado por un factor, de manera que éste alcance como mínimo el valor definido. Es caso de aplicar dicho factor de amplificación, se debe multiplicar a las solicitaciones de los elementos estructurales, a los desplazamientos y a las rotaciones de los diafragmas horizontales.

$$Q_{0 \text{ min}} = \frac{I \cdot A_0 \cdot P}{6 \cdot g} \quad (9)$$

Donde:

$Q_{0 \text{ min}}$  : Corte Basal Mínimo.

$A_0$  : Aceleración efectiva máxima, de acuerdo a las tablas 6.2 y 4.1 de NCh 433 Of.96 Mod.2009.

$I$  : Coeficiente relativo al edificio, cuyos valores dependen de la categoría del edificio.

$P$  : Peso sísmico total del edificio sobre el nivel basal.

### 3.3.2. Corte Basal Máximo

Este es el máximo valor que puede tomar el corte basal, depende del coeficiente sísmico máximo. En el caso que el corte basal entregado por el análisis sobrepase este valor, este deberá ser multiplicado por un factor de tal manera que sea igual o inferior al  $Q_0$  máx. Es caso de aplicar dicho factor de reducción, se debe multiplicar a las solicitaciones de los elementos estructurales, pero no se le debe multiplicar a los desplazamientos ni a las rotaciones de los diafragmas horizontales.

$$Q_{0 \text{ máx}} = I \cdot C_{\text{máx}} \cdot P \quad (10)$$

Donde:

$Q_{0 \text{ máx}}$  : Corte Basal Máximo.

$I$  : Coeficiente relativo al edificio, cuyos valores dependen de la categoría del edificio.

$C_{\text{máx}}$  : Coeficiente Sísmico máximo.

$P$  : Peso sísmico total del edificio sobre el nivel basal.

### 3.4. Método de Diseño de Losa

Las consideraciones que se harán dentro del análisis de los elementos buscarán seguridad frente al colapso y serviciabilidad de la estructura.

Las condiciones que debe cumplir el diseño es que la resistencia de diseño de cualquier elemento estructural debe ser mayor o igual al esfuerzo último, calculado a partir de las combinaciones de carga. Por lo tanto para un elemento sometido a momento, la condición a verificar es la siguiente:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (11)$$

Así, el diseño de elementos de hormigón armado se ha realizado mediante el método de factores de carga y resistencia especificado en el código ACI 318, atendiendo las disposiciones del DS60. Los factores de reducción de la resistencia son:

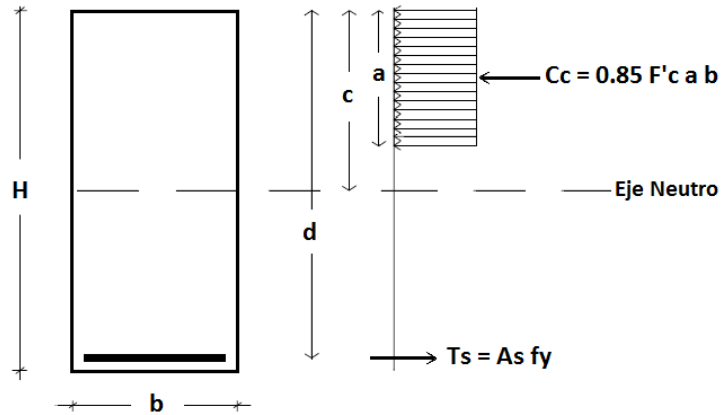
$$\text{Flexión: } \phi = 0.90$$

A continuación se presentan tres métodos de diseño, donde a partir del primero se obtendrá el refuerzo a flexión de acuerdo a las combinaciones de carga más desfavorables que involucran el peso propio, sismo y sobrecargas. Luego, con la armadura ya proporcionada en el primer método, de acuerdo al segundo y tercer método correspondiente a viga de acople y viga de gran altura respectivamente, se tomara en cuenta la torsión generada en planta por las dos torres laterales a la losa central y se verificará si con dicha armadura de borde resiste tales solicitaciones.

#### 3.4.1. Diseño como Viga Plana

##### a) Diseño de Refuerzo a Flexión

De acuerdo a la distribución de esfuerzos equivalentes, la cual corresponde a la redistribución idealizada para el comportamiento último del hormigón se tiene:



**Figura 3.4:** Esquema de esfuerzos internos de un elemento sometido a Flexión

De las ecuaciones de esfuerzo interno en equilibrio, donde para el caso del momento nominal, se realiza sumatoria de momento en el punto donde se aplica la resultante a compresión:

$$\sum F_H = 0 \leftrightarrow C_c = T_s \leftrightarrow 0.85 F'_c a b = A_s f_y \quad (12)$$

$$\sum M = 0 \leftrightarrow M_n = \frac{M_u}{\phi} = T_s \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (13)$$

Despejando en (12) se tiene:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c b} \quad (14)$$

Luego Reemplazando (14) en (13) se tiene la ecuación de equilibrio donde la incógnita será el acero requerido de refuerzo para la flexión:

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left( d - \frac{1}{2} \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c b} \right) \quad (15)$$

De acuerdo al punto 10.5 del código ACI 318 – 08, el área de acero mínima para elementos sometidos a flexión (con valores en MPa y mm) está dada por:

$$A_{s \min} = 0.25 \frac{\sqrt{F'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d \quad (16)$$

Además en el punto 10.5.3 del código ACI, se indica que los requisitos de cuantía mínima no necesitan ser aplicados, si en cada sección el acero de refuerzo proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis.

$$A_S = A_{S_{req}} * 1.33 \quad (17)$$

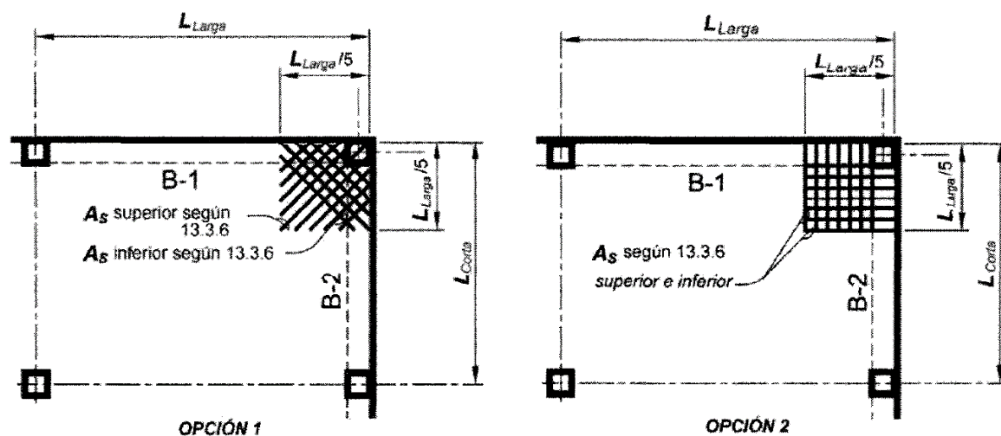
### **b) Armadura Mínima por Retracción y Temperatura**

En losas estructurales donde la armadura por flexión tiene un solo sentido, se debe colocar armadura normal a la armadura por flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura. Como en este caso la losa es en dos direcciones la función de esta armadura la cumple la armadura principal en su condición de perpendicularidad una con otra.

### **c) Armadura Especial en las Esquinas Exteriores**

De acuerdo al punto 13.3.6 del código ACI 318-08, si  $\alpha_f > 1$  debe proporcionarse un tipo de armadura especial tanto en la parte inferior como en la superior de la losa, de modo que esta armadura sea capaz de soportar un momento flector igual al momento flector positivo máximo (por metro de ancho) de la losa. En la parte superior de la losa actúa un momento alrededor de un eje perpendicular a la diagonal, con lo cual la armadura especial se dispone paralela a la diagonal y en la parte inferior el momento actúa en un eje paralelo a la diagonal, con lo que la armadura se dispone perpendicular a la diagonal, además el refuerzo de esquina debe colocarse a partir de la esquina a una distancia en cada dirección igual a 1/5 de la longitud de la luz más grande.

Se tienen dos opciones de refuerzo especial en la esquina, uno colocándose paralelamente a la diagonal en la parte superior de la losa y perpendicularmente en la parte inferior de la losa. Y alternativamente, colocándose en dos capas paralelas a los bordes de la losa tanto en la parte inferior como superior de la misma. (Ver figura 3.5)



**Figura 3.5:** Opciones de Refuerzo especial de esquina exterior de losa

*Fuente:* Punto 13.3.6 del código ACI 318-08.

Donde se tiene:

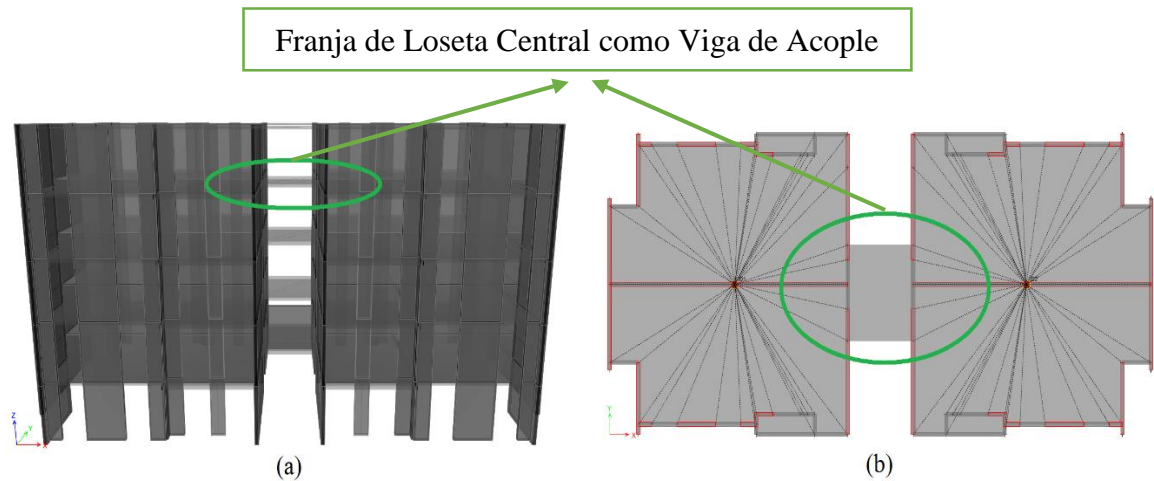
$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (22)$$

Con

- $\alpha_f$  : Relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga.
- $E_{cb}$  : Módulo de elasticidad del concreto de la viga
- $E_{cs}$  : Módulo de elasticidad del concreto de la Losa
- $I_b$  : Momento de Inercia de la sección de la sección bruta de una viga con respecto al eje que pasa por el centroide
- $I_s$  : Momento de Inercia de la sección de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide

### 3.4.2. Diseño de Losa como Viga de Acople

Se analiza el diseño de la losa como viga de acople por su similitud geométrica, donde a una franja de loseta une dos diafragmas rígidos correspondientes a las losas laterales de los pisos de las torres principales. (Ver Figura 3.6a, 3.6b y 3.7).

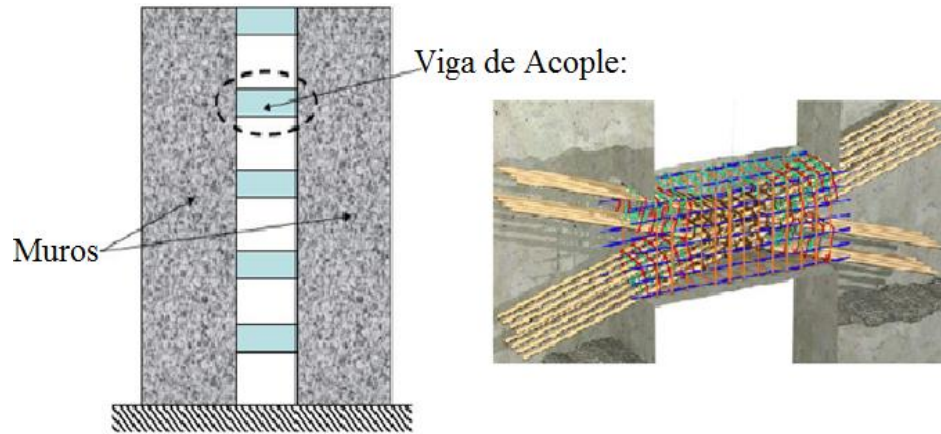


*Figura 3.6: Vistas frontal/3D (a) y Planta (b) de Modelo de edificio Lord Cochrane*

Las vigas de acople son elementos que conectan muros estructurales pueden proporcionar rigidez y disipación de energía con la inclusión de refuerzo diagonal, además, las barras de refuerzo inclinadas intentan proporcionar toda la resistencia a cortante de la viga y resistencia a momento correspondiente.

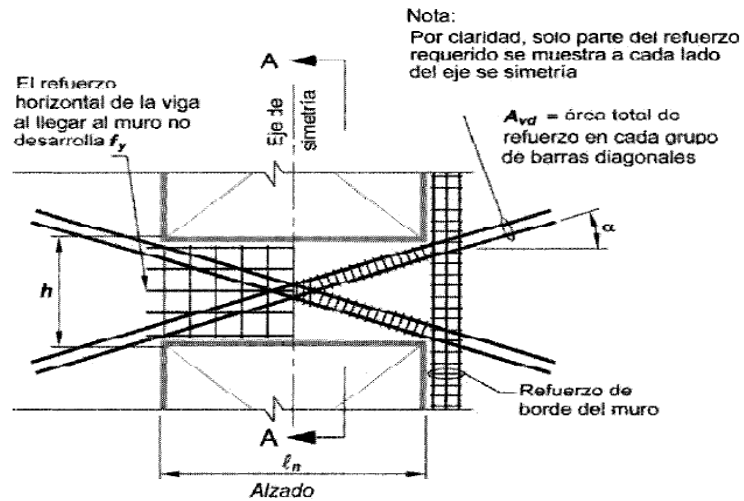
Pese a que hay un consenso en que la armadura diagonal plantea una solución y buen diseño desde el punto de vista de capacidad, ductilidad y disipación de energía, hay críticas hacia este sistema que apuntan principalmente a las dificultades constructivas relacionadas a esta solución. De acuerdo al nivel de detallamiento, que incluye diagonales, armadura horizontal y vertical para confinar sección y estribos para confinar las mismas diagonales (Ver Figura 3.7), se produce una congestión de armaduras que condicionan el espesor de la viga. Por otro lado, otra limitante constructiva es que los refuerzos diagonales deben ir anclados a los muros contiguos, donde además existen otras armaduras por flexo-compresión y cortes, propias de los propios muros. Estos motivos anteriormente indicados repercuten en mayores costos y

tiempos de construcción debido a la complejidad de su materialización en terreno. (Escobar, 2008)



*Figura 3.7: Detalle de Viga de Acople según ACI 318-08*

El código ACI 318-08 esquemáticamente entrega el siguiente detalle de la viga de acople:



*Figura 3.8: Viga de acople con refuerzo diagonal*

*Fuente: ACI 318-08*

Donde

- $L_n$  : Longitud de la viga de Acople
- $h$  : Altura de viga de Acople
- $a$  : Ángulo entre barras diagonales y el eje longitudinal de la viga de acople

En los puntos 21.9.7.1 al 21.7.9.3, el código indica las condiciones geométricas que debe cumplir una viga para asignarle o no el refuerzo diagonal.

A continuación se presenta una figura esquemática donde se detalla el proceso de selección y si es necesario asignar el refuerzo especial.

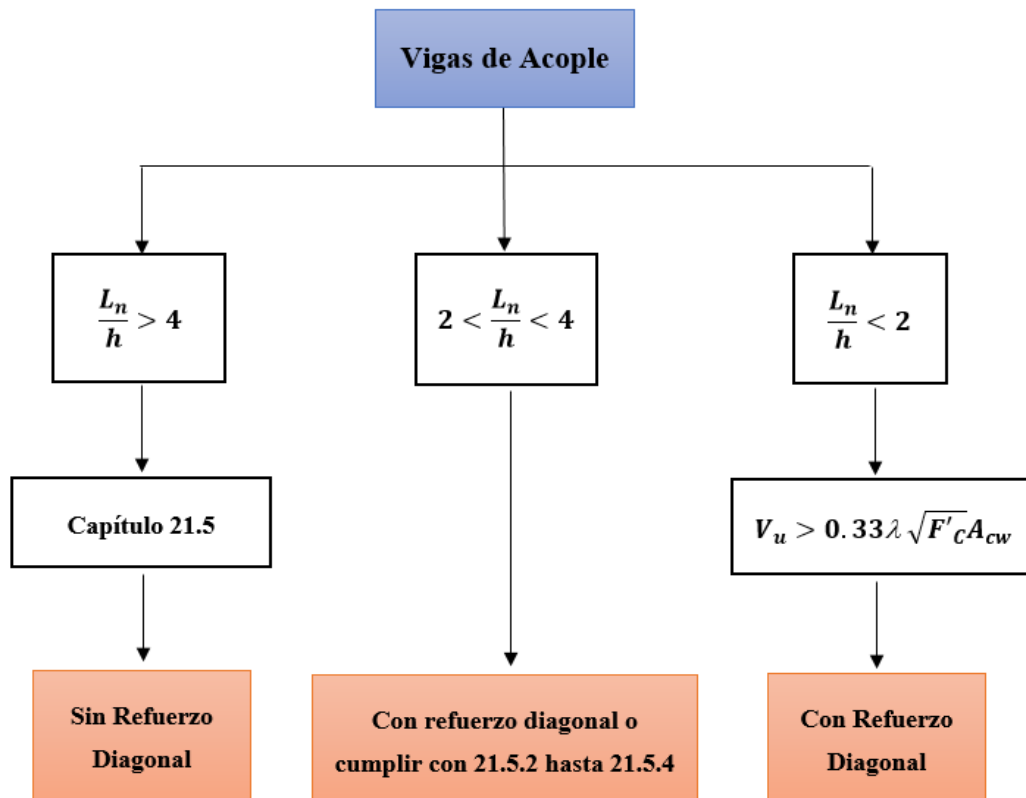


Figura 3.9: Esquema de asignación de refuerzo diagonal para vigas de acople

Las vigas de acople reforzadas con dos grupos de barras que se intersectan diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz deben cumplir con:

- a)  $V_n$  se debe determinar por:

$$V_n = 2 A_{vd} f_y \text{sen}(\alpha) \leq 0.83\sqrt{F'_c} A_{cw} \quad (23)$$

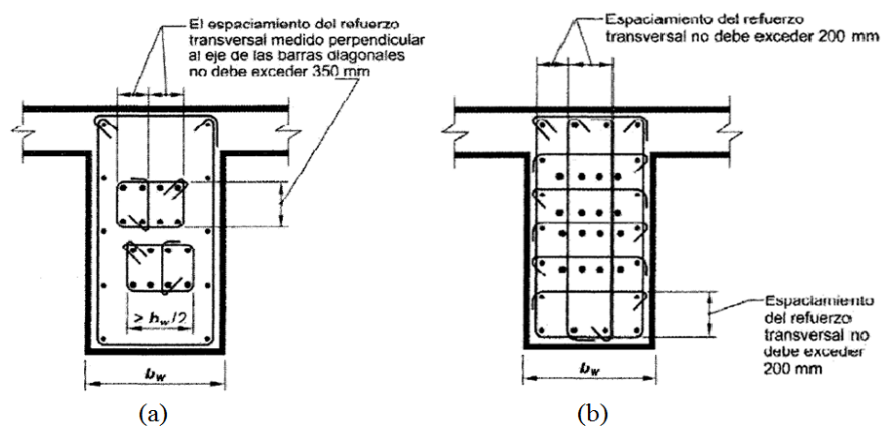
- b) Cada grupo de barras diagonales consiste en un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas. Las barras diagonales deben estar embebidas en el muro no menos de 1.25 veces la longitud de desarrollo para  $f_y$  en tracción.

Los puntos c) y d) describen las dos opciones de confinamiento que establece el código, donde se tiene los casos de confinamiento de diagonales individuales (Figura 3.9a) y el confinamiento total de la sección de viga con refuerzo diagonal (Figura 3.9b) respectivamente.

- c) Barras diagonales confinadas por refuerzo transversal (estribos) con dimensiones exterior – exterior no menor a  $b_w/2$  en la dirección paralela a  $b_w$  y  $b_w/5$  a los otros lados, donde  $b_w$  es el ancho del alma de la viga de acople.

El refuerzo transversal debe cumplir con lo establecido en 21.6.4.2 al 21.6.4.4, y debe tener un espaciamiento medido en forma paralela a las barras diagonales que cumpla con 21.6.4.3(c) sin exceder seis veces el diámetro de las barras diagonales.

- d) Se debe proporcionar refuerzo transversal para toda la sección transversal de la viga que cumpla con 21.6.4.2, 21.6.4.4 y 21.6.4.7 con un espaciamiento longitudinal que no exceda al menor valor entre 150 mm y seis veces el diámetro de las barras diagonales, y con un espaciamiento que no exceda de 200 mm en los ganchos suplementarios o ramas de los ganchos, tanto vertical como horizontalmente. Cada gancho suplementario y cada rama del gancho deben enlazar una barra longitudinal de igual o mayor diámetro. Se permite configurar los ganchos como se especifica en 21.5.3.6.



**Figura 3.10:** Detalle de confinamiento de viga de acople

**Fuente:** ACI 318-08

### 3.4.3. Diseño de Losa como Viga de Gran Altura

Como se aprecia en la Figura 3.6b, en la vista en planta se puede observar claramente que la losa que une las dos torres laterales puede ser considerada como una viga de gran altura, debido principalmente a sus condiciones geométricas con respecto a su eje saliente del plano en dicha imagen. Además en el capítulo 5, específicamente en el punto 5.4.3, se detallará la verificación de la misma.

“Las vigas de gran altura son elementos cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta de manera que se pueden desarrollar puntales de compresión entre las cargas y los soportes.”(ACI 318 - 08). Las disposiciones especiales para vigas altas de acuerdo al código ACI 318-08 deben ser aplicadas a elementos con  $l_n$  que no exceda cuatro veces la altura total del elemento o a las regiones de la viga cargadas con cargas concentradas dentro del doble de la altura del elemento desde el apoyo.

Los esfuerzos en vigas de gran altura antes del agrietamiento se pueden estudiar con los métodos de elasticidad bidimensional, fotoelasticidad o por análisis de elementos finitos. Estos estudios confirman que la hipótesis usual de que las secciones planas antes de la flexión permanecen iguales después de ésta, no se cumple para vigas de gran altura.

El análisis de esfuerzos elásticos es de interés limitado porque para estos elementos las deflexiones para cargas de servicio no tienden a causar problemas. El principal propósito del análisis elástico es predecir la localización y orientación de las grietas de flexión y de cortante.

La teoría, confirmada mediante ensayos, indica que la resistencia a flexión puede predecirse con suficiente precisión utilizando los mismos métodos empleados para vigas de dimensiones normales, donde el bloque rectangular de esfuerzos equivalentes y sus parámetros asociados pueden emplearse sin modificaciones. En tanto, la resistencia a cortante de vigas de gran altura puede ser hasta dos o tres veces mayor que la que se obtiene con las ecuaciones convencionales. (Nilson, 2001)

Para obtener la resistencia a flexión del elemento de viga alta, es posible utilizar las ecuaciones de vigas convencionales. Para la obtención de  $V_n$ , se debe estar de acuerdo con el punto 11.7 del código, esto es:

$$V_n = 0.83 \sqrt{F'c} b_w d \quad (24)$$

Con

$b_w$  : Ancho del alma o diámetro de la sección circular

$d$  : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción

$V_n$  : Resistencia nominal a cortante

El área de refuerzo para cortante perpendicular al refuerzo de tracción por flexión,  $A_v$ , está dada por:

$$A_v \geq 0.0025 b_w S \quad (25)$$

En tanto el área de refuerzo de cortante paralelo al refuerzo de tracción,  $A_{vh}$ , por flexión con un espaciamiento  $S_2$  está dado por:

$$A_{vh} \geq 0.0015 b_w S_2 \quad (26)$$

## CAPITULO IV – CONSIDERACIONES Y BASES DE CÁLCULO

### 4.1. Descripción del Sistema Estructural

La estructuración del edificio de 5 niveles consiste en un sistema resistente basado en muros, vigas de gran altura y columnas de hormigón armado. La altura de entre piso corresponde a 2.45m.

A nivel de cielo de cada uno de los pisos con excepción del piso cinco, se contempla una losa de hormigón armado (que a su vez está constituida por dos losas laterales y una loseta central), que actúa como diafragma rígido y permite distribuir las cargas verticales a los muros y columnas, para que estos las descarguen sobre las fundaciones. Además, el nivel de cubierta está constituido por una sola losa de hormigón armado que abarca el perímetro total de la estructura. Para el sistema de fundaciones se presentan zapatas corridas abarcando la totalidad de la planta estructural y zapatas aisladas en la zona central donde hay columnas.

La edificación fue destinada para el uso habitacional, donde los departamentos poseen un área en planta de 55.8 m<sup>2</sup> teniendo en cuenta la división en su eje longitudinal de muros estructurales.

A continuación una vista de la estructura proyectada:



*Figura 4.1: Vista frontal del sistema estructural*

*Fuente: Software Etabs 2013.*

## 4.2. Normas de Diseño

El proyecto de estructura considera respetar toda la normativa vigente en Chile. En particular, las normas consideradas son:

- NCh 433 Of 96 Mod. 2009 : Diseño sísmico de Edificios, Instituto Nacional de Normalización, Chile
- NCh 432 Of 71 : Cálculo de la acción del viento sobre estructuras, Instituto Nacional de Normalización, Chile
- NCh 1537 Of 2009 : Cargas permanentes y sobrecargas de uso, Instituto Nacional de Normalización, Chile
- NCh 430 Of 2008 : Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo, Instituto Nacional de Normalización, Chile
- NCh 427 cR76 : Diseño de estructuras de Acero para edificios, Instituto Nacional de Normalización, Chile
- NCh 3171 Of 2010 : Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas, Instituto Nacional de Normalización, Chile
- Decreto N°60 MINVU 2011 : Decreto que modifica la norma NCh430 y deroga DS.118.
- Decreto N°61 MINVU 2011 : Decreto que modifica la norma NCh433 y deroga DS.117.
- Código de Diseño de Hormigón Armado, Basado en el ACI 318 - 08. Cámara chilena de la construcción, instituto del Cemento y del Hormigón de Chile
- Ley de Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones. Ministerio de Vivienda y Urbanismo.

### 4.3. Propiedades Mecánicas de los Materiales

Los materiales que se usaron para el desarrollo de la obra y construcción del edificio “Lord Cochrane Tipo A” se detallan a continuación:

#### 4.3.1. Hormigón Armado

El hormigón utilizado para las fundaciones, muros, pilares, vigas y losas es un hormigón H-25 (90% de confiabilidad), del cual se pueden ver sus principales características por medio de la siguiente tabla:

*Tabla 4.1: Propiedades del Hormigón Armado*

<b>Hormigón Armado H-25</b>			
Peso unitario del Concreto	$\gamma_c$	2500	kgf/m <sup>3</sup>
Resistencia característica a Compresión	F'c	210	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Elasticidad	E <sub>c</sub>	218.819,8	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson	$\nu$	0,2	

#### 4.3.2. Acero de Refuerzo

El Acero estructural de refuerzo utilizado para el hormigón armado en general, fue un A630, conocido anteriormente como A63-42H, del cual se pueden ver sus principales características por medio de la siguiente tabla:

*Tabla 4.2: Propiedades Acero de Refuerzo*

<b>Acero de Refuerzo A630</b>			
Peso unitario del Acero	$\gamma_s$	7850	kgf/m <sup>3</sup>
Límite de Fluencia	F <sub>y</sub>	4200	kgf/cm <sup>2</sup>
Límite de Rotura	F <sub>u</sub>	6300	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Elasticidad	E <sub>s</sub>	2.100.000	kgf/cm <sup>2</sup>

#### 4.4. Estados de Carga

Para el análisis de la estructura, se consideran los siguientes estados de carga:

- Peso Propio de la estructura (PP)
- Carga Muerta sobre la estructura (CM)
- Sobrecarga de Uso en cada Piso (SC)
- Carga de Uso de Techo (LR)
- Sismo estático en dirección X (SEX)
- Sismo estático en dirección Y (SEY)
- Sismo dinámico en la dirección X (SDX)
- Sismo dinámico en la dirección Y (SDY)

#### 4.5. Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga utilizadas para el diseño por factores de carga y resistencia según NCh3171 fueron:

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 SC + 0.5 Lr
- 1.2 D + 1.0 SC + 1.6 Lr
- 1.2 D + 1.6 Lr
- 1.2 D ± 1.6 S + 1.0 SC + 0.5 Lr
- 1.2 D ± 1.4 S + 1.0 SC
- 0.9 D
- 0.9 D ± 1.4 S

Donde

**D:** Cargas permanentes (Incluye PP y CM)

**SC:** Sobrecarga de uso

**Lr:** Cargas de uso de techumbre

**S:** Sismos estáticos y dinámicos en cada dirección de análisis sin considerar torsión accidental (Incluye SEX, SEY, SDX, SDY)

## 4.6. Solicitaciones

Para realizar el modelo del edificio y posterior diseño de algunas secciones de la estructura, a partir de la norma NCh 1537 Of 2009 Cargas permanentes y sobrecargas de uso, se consideró que actuaron las siguientes cargas sobre la losa de cada uno de los respectivos niveles:

### 4.6.1. Cargas Permanentes

Las cargas permanentes en el diseño del edificio están determinadas por el peso propio (PP) de los materiales estructurales como vigas, muros y losas de hormigón armado, y la carga muerta (CM) correspondiente a tabiques, terminaciones, revestimiento entre otros, correspondientes a ítems de arquitectura.

### 4.6.2. Sobrecargas de Uso

En la normativa anteriormente menciona, se recomienda utilizar una sobrecarga de uso para zonas públicas o privadas, y una sobrecarga de techo (LR), las que corresponden a:

- $SC_{pública} = 400 \text{ kg/m}^2$
- $SC_{privada} = 200 \text{ kg/m}^2$
- $SC_{techo} = 100 \text{ kg/m}^2$

En este caso, la edificación es catalogada como una vivienda del tipo privada. Así, a partir de lo descrito, se incorporaron las siguientes solicitaciones por cada losa de la estructura:

*Tabla 4.3: Propiedades del Hormigón Armado.*

Planta	SC	CM	LR
	(kgf/m <sup>2</sup> )	(kgf/m <sup>2</sup> )	(kgf/m <sup>2</sup> )
Losa 5	200	100	100
Losa 4	200	100	0
Losa 3	200	100	0
Losa 2	200	100	0
Losa 1	200	100	0

## CAPÍTULO V – RESULTADOS

### 5.1. Antecedentes

Un edificio “tipo” del SERVIU se conforma generalmente por dos torres bastante simétricas, unidas por una loseta central que está sujeta a significativos esfuerzos frente a movimientos sísmicos. Bajo la loseta, se encuentra la vía de evacuación de emergencia del edificio, la que corresponde una zona de importancia dentro de la edificación, es por esto que se hace necesario un análisis y posterior diseño de éste sector de la estructura, para garantizar la seguridad de sus ocupantes ante un eventual terremoto.



*Figura 5.1: Vista Anterior y Posterior de Edificio Lord Cochrane, Tomé*

*Fuente: Google Maps*

En el presente capítulo se detallan los resultados obtenidos a partir del análisis estático, análisis modal espectral y el diseño de la franja de loseta central.

### 5.2. Modelo Computacional

La modelación del edificio “Lord Cochrane Tipo A” fue realizada en el software computacional ETABS 2013 V13.1.1 a partir de los antecedentes mencionados en los puntos anteriores de éste proyecto. El nombre del programa equivale a la abreviatura en inglés de “Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems” y corresponde a una herramienta muy útil para el análisis y diseño estructural de edificaciones, con la exigencia

de tener un gran conocimiento de su manejo y del ingreso correcto de las variables solicitadas para su desarrollo.

### **5.2.1. Procedimiento para Modelar en Etabs**

Los principales pasos y consideraciones para llevar a cabo el desarrollo de los modelos computacionales en el software Etabs, a partir de los planos de la edificación, fueron los siguientes:

- El primer paso es siempre definir un sistema de unidades consistente.
- Definir la grilla acorde a los planos.
- Definir la materialidad empleada en el edificio por las distintas secciones.
- Definición de cada una de las secciones estructurales.
- Las vigas y muros de hormigón armado se llevaron a cabo a través de elementos frames, asignando las propiedades respectivas a cada elemento.
- Las losas de hormigón armado se modelaron por medio de elementos shell, con el objetivo de generar la compatibilización de los desplazamientos horizontales de cada piso.
- La unión de las vigas y muros se modeló como simplemente apoyadas.
- La interacción suelo – estructura es modelado como apoyos empotrados ya que representan fundaciones (zapatas) aisladas.
- En cada modelo a las losas se les asignaron diafragmas rígidos, con la finalidad de distribuir las cargas horizontales a los muros y columnas (secciones estructurales), para que estos las traspasen a las fundaciones del edificio.
- Las fuerzas sísmicas se aplicaron en el centro de masa de cada piso.
- Se asignaron las solicitaciones respectivas a cada nivel, en las losas de los mismos, como una carga por unidad de superficie.
- Se definió la masa sísmica de la estructura como el peso propio y cargas muertas y un 25% de las sobrecargas.
- Se obtuvieron los periodos fundamentales de la estructura para cada uno de los ejes de análisis.

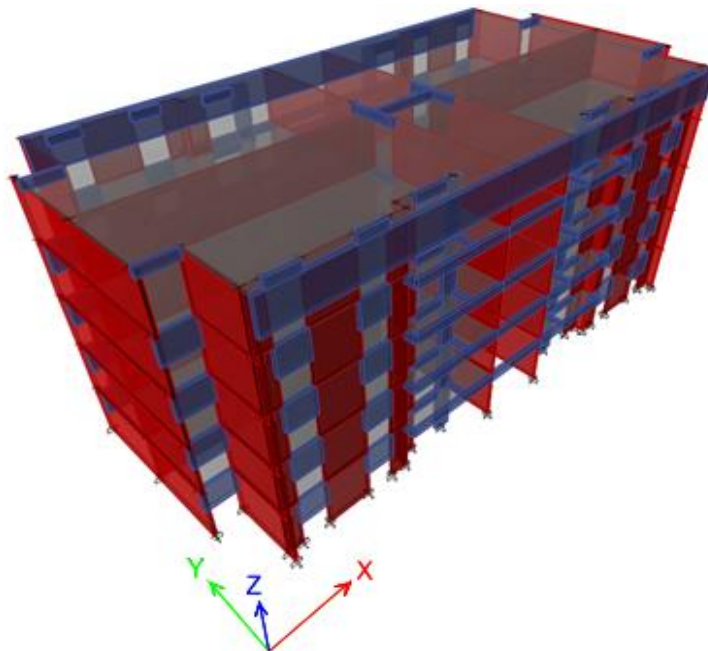
- Se definieron los patrones de carga estáticos.
- Se definió una cantidad de modos de vibración exigidas por la norma sísmica.
- Se cargaron los espectros de diseño de la estructura (previamente calculados en una planilla Excel, a partir de la Normativa sísmica vigente en Chile). Además, se definieron los casos de cargas dinámicas.
- Finalmente, la obtención de tablas resúmenes de los resultados.

A continuación se presentan en detalle los tres modelos realizados:

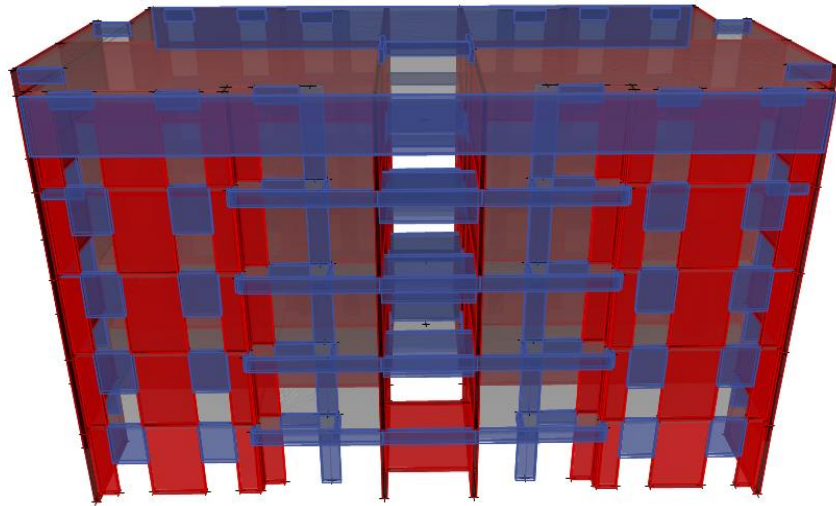
### 5.2.2. Modelo A

El “Modelo A” corresponde a la edificación original, en donde se detalla específicamente lo señalado en los planos, es decir, entre el primer y el cuarto piso, una configuración de losas para las dos torres principales y un elemento de loseta central que sirve de unión entre ellas, y para el quinto piso una planta que abarca el perímetro total de la estructura.

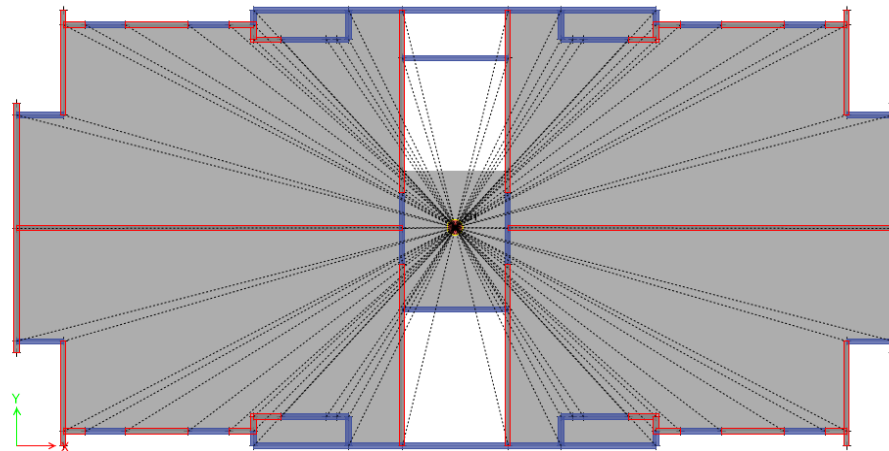
En cada uno de los pisos se designaron los tres elementos de losa como un solo diafragma rígido. A continuación se detalla el modelo realizado en el software Etabs 2013 a raíz de las consideraciones anteriormente propuestas:



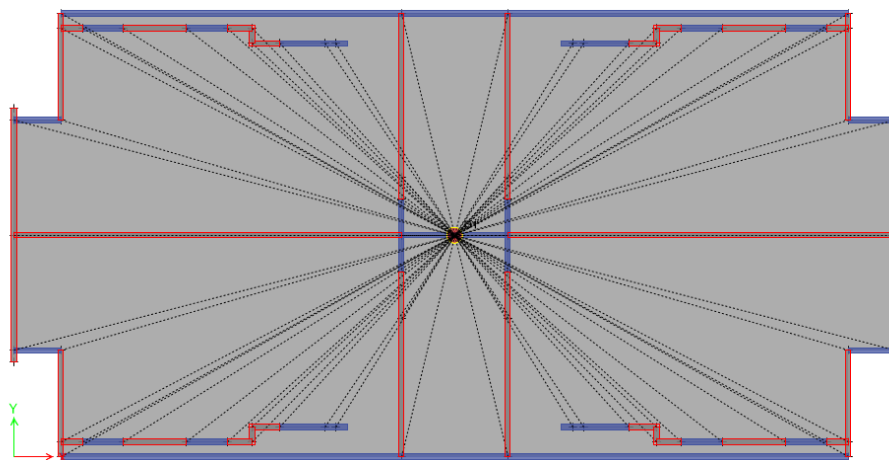
*Figura 5.2: Vista 3D del Modelo A*



*Figura 5.3: Vista frontal / 3D del Modelo A*



*Figura 5.4: Planta del Modelo A entre el 1er y 4to Piso*

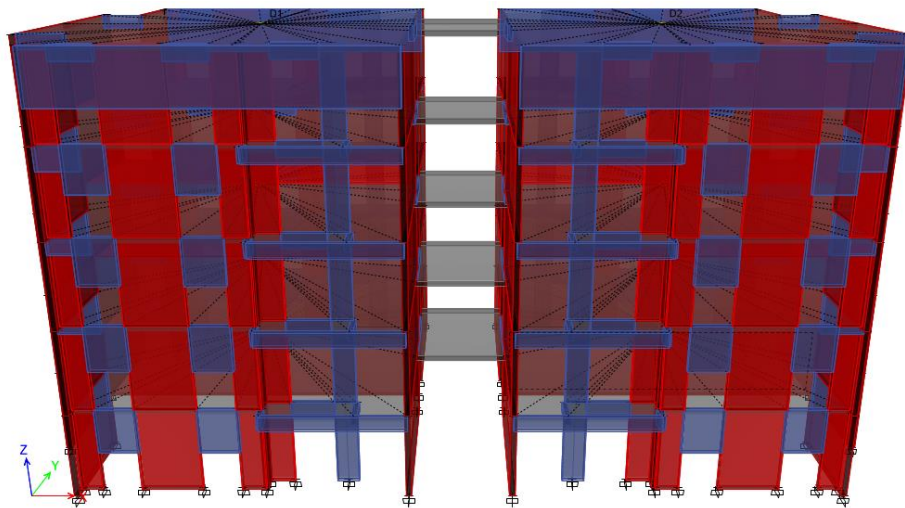


*Figura 5.5: Planta del Modelo A del 5to Piso*

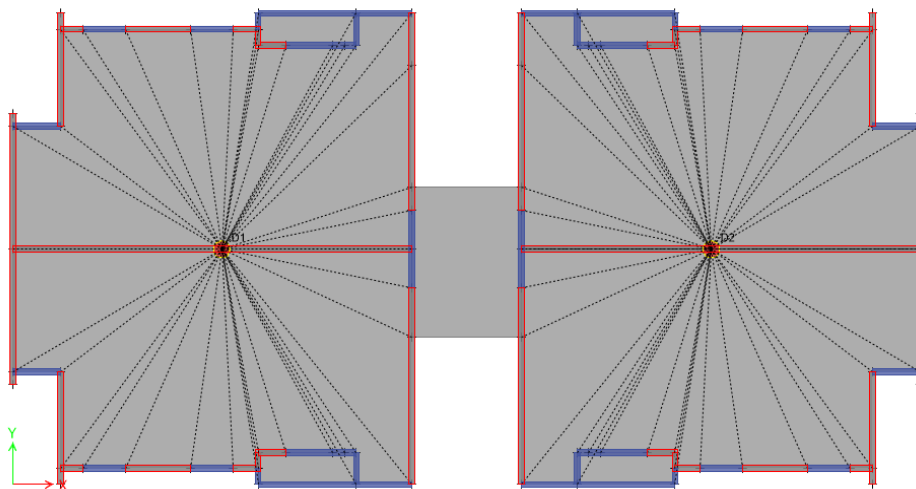
### 5.2.3. Modelo B

En el “Modelo B” posee la misma forma estructural entre el primer y quinto piso, tiene como elemento de unión una loseta central en cada uno de los pisos, por consecuencia, es muy similar al original, con la diferencia de que en la planta del nivel cinco se repite la configuración de los primeros cuatro.

Se plantea además, a las losas de las torres principales como dos diafragmas rígidos por separado, algo que se puede ver en detalle en la Figura 5.7. A continuación se enseña el modelo realizado a raíz de las consideraciones anteriormente propuestas:



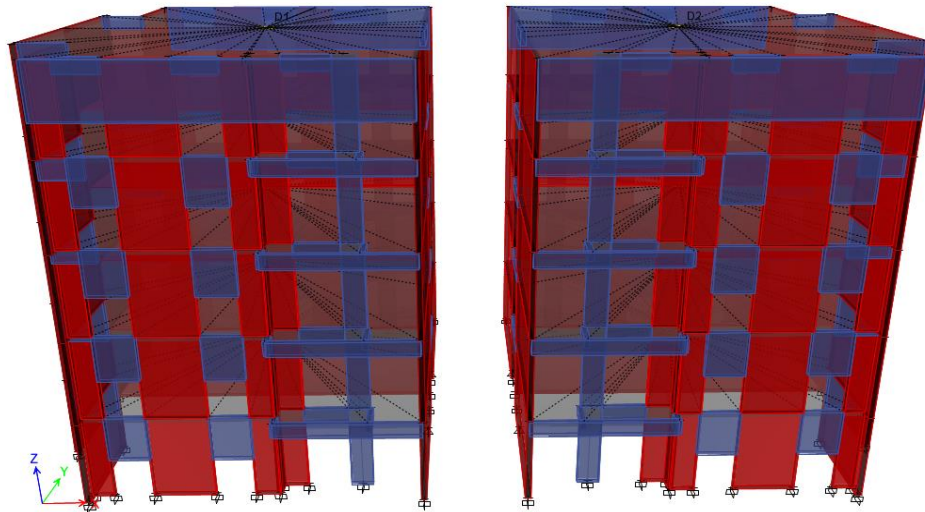
*Figura 5.6: Vista frontal / 3D del Modelo B*



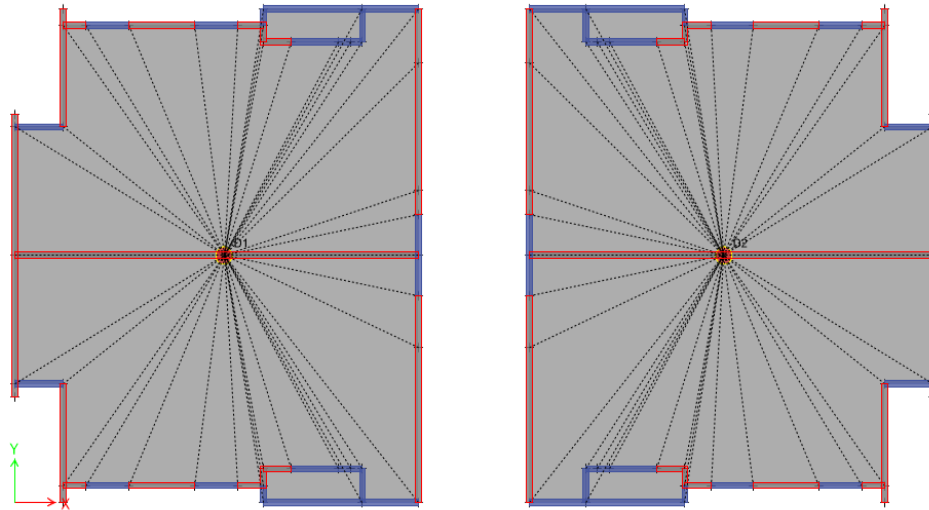
*Figura 5.7: Planta del Modelo B entre el 1er y 5to Piso*

### 5.2.4. Modelo C

El “Modelo C” es la otra modificación realizada al original, el cual comprende una configuración estructural de dos torres por separado, sin unión de franja central, y con un diafragma rígido en cada una de ellas.



*Figura 5.8: Vista frontal / 3D del Modelo C*



*Figura 5.9: Planta del Modelo C entre el 1er y 5to Piso*

### 5.3. Análisis de los Modelos

En base a los antecedentes del Edificio “Lord Cochrane Tipo A” principalmente de la forma en planta que posee éste tipo de estructura, se realizó un pre-análisis acerca del elemento de loseta central que unía a las mencionadas torres principales que conforman la edificación, la hipótesis en una primera instancia fue que dicho elemento “rigidizaba” la estructura, y por consecuencia estaría sometido a grandes esfuerzos y/o deformaciones ante la acción de cargas dinámicas.

Para evaluar la hipótesis planteada, de acuerdo a los planos y memorias de cálculo del proyecto, se hicieron tres modelos, donde a partir del original, se realizaron dos más con ciertas variaciones que contemplan la modificación de diafragma, además de su forma en planta, con la finalidad de estudiar el comportamiento de la franja de losa central.

A continuación se detallan los resultados del análisis estático y modal espectral:

#### 5.3.1. Análisis Estático

En éste caso el análisis estático fue posible de hacer debido a que el edificio cumple con las limitantes que dispone la normativa para su realización, las cuales principalmente hacen referencia a que la edificación no exceda los 20 metros de altura máxima y la cantidad de 5 pisos.

El coeficiente sísmico depende de una serie de factores como lo son, la aceleración máxima efectiva, el factor de modificación de respuesta, los parámetros relacionados al tipo de suelo y el periodo fundamental de la estructura (periodo con mayor masa modal) en la dirección del análisis. En los tres modelos ocurrió que los coeficientes sísmicos respectivos para cada eje sobrepasan el valor máximo estipulado por la normativa, fue este último el utilizado para el cálculo de la cortante basal estática. Esto se debe en cierta manera a que los valores respectivos del tipo de suelo son los más altos posibles, ya que la zona donde está emplazado el edificio, tiene suelo TIPO E, correspondiente a la peor clasificación encontrada en el territorio nacional y además se debe a que los periodos fundamentales de la estructura ( $T_x^*$  y  $T_y^*$ ) son relativamente bajos.

Señalar también, que a partir de lo anteriormente mencionado, para los respectivos ejes de análisis (X e Y), se consideraron las cargas más desfavorables, es decir, se utilizaron en ambos ejes las mayores cargas calculadas en el respectivo modelo.

Así, los periodos fundamentales de la estructura arrojados por el software Etabs para los tres modelos fueron:

*Tabla 5.1: Periodos fundamentales de la estructura por Modelo*

	<b>MODELO A</b>	<b>MODELO B</b>	<b>MODELO C</b>
<b>T* x (seg)</b>	0,105	0,104	0,103
<b>T* y (seg)</b>	0,137	0,135	0,137

La carga sísmica es un concepto utilizado en dinámica estructural que define las acciones que provoca un sismo sobre las estructuras de edificios y que deben ser soportadas por la misma. En este caso, para el caso del peso sísmico obtuvo considerando un 25% de las sobrecargas (de piso y techo) más el peso propio y carga muerta de la estructura, esto es:

$$P_{\text{sismico}} = PP + CM + 0.25 * SC + 0.25 * LR \quad (27)$$

Además a modo de verificación de los pesos de la estructura arrojados por el software, en cada uno de los modelos se realizó una cubicación detallada, que se puede ver en el anexo digital adjuntado.

En la Tabla 5.2 se presentan los pesos sísmicos asociados a cada uno de los modelos, donde hay una variación de los valores, debido principalmente a la inclusión de forma parcial o completa de la franja central de losa en el último piso, incluyendo el peso propio, la carga muerta y sobrecarga respectiva asociada.

*Tabla 5.2: Pesos sísmicos cada Modelo*

	<b>P Sísmico [tonf]</b>
Modelo A	1112
Modelo B	1061
Modelo C	1032

Las fuerzas sísmicas estáticas, aplicadas en el centro de masa respectivo a la losa de cada uno de los pisos de la estructura, y en ambos ejes de dirección para cada modelo fueron:

*Tabla 5.3: Fuerzas estáticas horizontales por piso para el Modelo A*

	1° Piso	2° Piso	3° Piso	4° Piso	5° Piso	
<b>Z<sub>k</sub></b> (m)	2,45	4,9	7,35	9,8	12,25	
<b>Z<sub>k-1</sub></b> (m)	0	2,45	4,9	7,35	9,8	
<b>h</b> (m)	12,25	12,25	12,25	12,25	12,25	
<b>A<sub>k</sub></b>	0,11	0,12	0,14	0,19	0,45	
<b>P<sub>k</sub></b> (tonf)	181	180	180	178	204	<b>Q<sub>0</sub></b>
<b>F<sub>k</sub></b> (tonf)	<b>32</b>	<b>36</b>	<b>43</b>	<b>55</b>	<b>152</b>	<b>318</b>

*Tabla 5.4: Fuerzas estáticas horizontales por piso para el Modelo B*

	1° Piso	2° Piso	3° Piso	4° Piso	5° Piso	
<b>Z<sub>k</sub></b> (m)	2,45	4,9	7,35	9,8	12,25	
<b>Z<sub>k-1</sub></b> (m)	0	2,45	4,9	7,35	9,8	
<b>h</b> (m)	12,25	12,25	12,25	12,25	12,25	
<b>A<sub>k</sub></b>	0,11	0,12	0,14	0,19	0,45	
<b>P<sub>k</sub></b> (tonf)	181	180	180	178	204	<b>Q<sub>0</sub></b>
<b>F<sub>k</sub></b> (tonf)	<b>30</b>	<b>34</b>	<b>41</b>	<b>53</b>	<b>145</b>	<b>303</b>

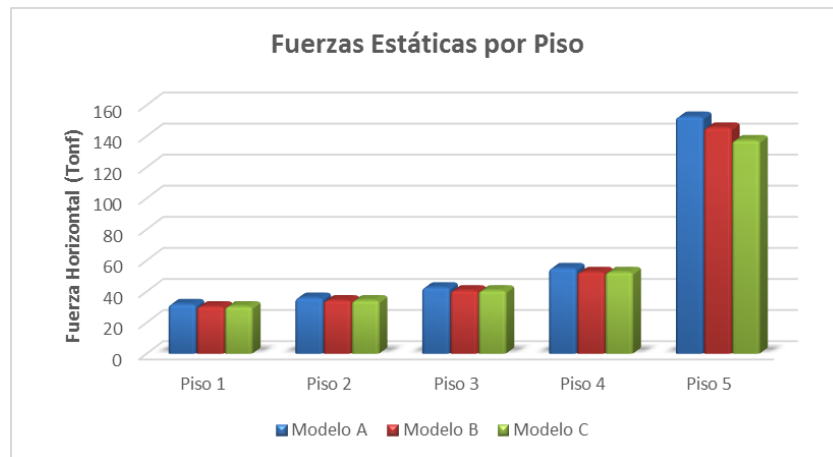
*Tabla 5.5: Fuerzas estáticas horizontales por piso para el Modelo C*

	1° Piso	2° Piso	3° Piso	4° Piso	5° Piso	
<b>Z<sub>k</sub></b> (m)	2,45	4,9	7,35	9,8	12,25	
<b>Z<sub>k-1</sub></b> (m)	0	2,45	4,9	7,35	9,8	
<b>h</b> (m)	12,25	12,25	12,25	12,25	12,25	
<b>A<sub>k</sub></b>	0,11	0,12	0,14	0,19	0,45	
<b>P<sub>k</sub></b> (tonf)	177	176	176	174	189	<b>Q<sub>0</sub></b>
<b>F<sub>k</sub></b> (tonf)	<b>30</b>	<b>34</b>	<b>41</b>	<b>53</b>	<b>137</b>	<b>295</b>

Finalmente, a modo de resumen, una tabla comparativa con las fuerzas estáticas aplicadas en cada uno de los pisos de los tres modelos:

**Tabla 5.6:** Comparación de fuerzas estáticas horizontales por Modelo

	<b>Modelo A</b>	<b>Modelo B</b>	<b>Modelo C</b>
N° Piso	Sismo Estático (kgf)	Sismo Estático (kgf)	Sismo Estático (kgf)
Piso 5	152.460	145.453	137.330
Piso 4	55.045	52.516	52.503
Piso 3	42.636	40.677	40.676
Piso 2	35.944	34.292	34.292
Piso 1	31.854	30.390	30.393
<b>Q<sub>0</sub></b>	<b>317.939</b>	<b>303.327</b>	<b>295.195</b>



**Gráfico 5.1:** Fuerzas Estáticas por Nivel

A partir de los cortes basales estáticos en cada uno de los modelos es posible indicar que en los tres casos el valor del corte es aproximadamente un 28.6% del total del pesos sísmico correspondiente. Además, el máximo corte se asocia al modelo original seguido de forma descendiente por los modelos B y C. Esto es principalmente asociado a la masa sísmica de cada uno de los modelos dado que las condiciones generales para cada uno de ellos son las mismas, es decir, mismo coeficiente sísmico máximo y mismo coeficiente de importancia.

Finalmente, indicar que la mayor diferencia entre cortes de pisos contiguos se presenta entre el cuarto y quinto piso.

### 5.3.2. Análisis Modal Espectral

En este punto, se detalla el análisis modal espectral realizado en la estructura de acuerdo a lo indicado en el capítulo 3.2, para encontrar sus desplazamientos máximos, cortes basales, entre otros aspectos y generar una comparación de éstos resultados.

#### 5.3.2.1. Parámetros y Consideraciones Utilizados

En la Tabla 5.7, se detallan todos los parámetros utilizados para llevar a cabo el desarrollo del análisis modal espectral, teniendo en consideración la norma chilena de diseño sísmico, además de los decretos complementarios DS60 y DS61.

*Tabla 5.7: Datos y Consideraciones para el Análisis Modal Espectral*

Categoría del edificio	= II	NCh 433 of 1996 Mod. 2009
Material de la estructura	= Hormigón Armado	
Zona sísmica	= 3	
Tipo de suelo	= E	
Aceleración efectiva máxima	$A_0 = 0,4g$	
Coficiente relativo al edificio	$I = 1$	
Coficiente sísmico mínimo	$C_{\min} = 0,087$	
Coficiente sísmico máximo	$C_{\max} = 0,286$	
Parámetros dependientes del tipo de Suelo	$R = 4$	Art. 21.1.1.7 DS 60 Muro Ordinario
	$S = 1,3$	Tabla 12,3 DS 61 2011
	$T_0 = 1,2$ Seg.	
	$T' = 1,35$ Seg.	
	$n = 1,8$	
	$P = 1$	

#### 5.3.2.2. Curvas de Espectros de Diseño

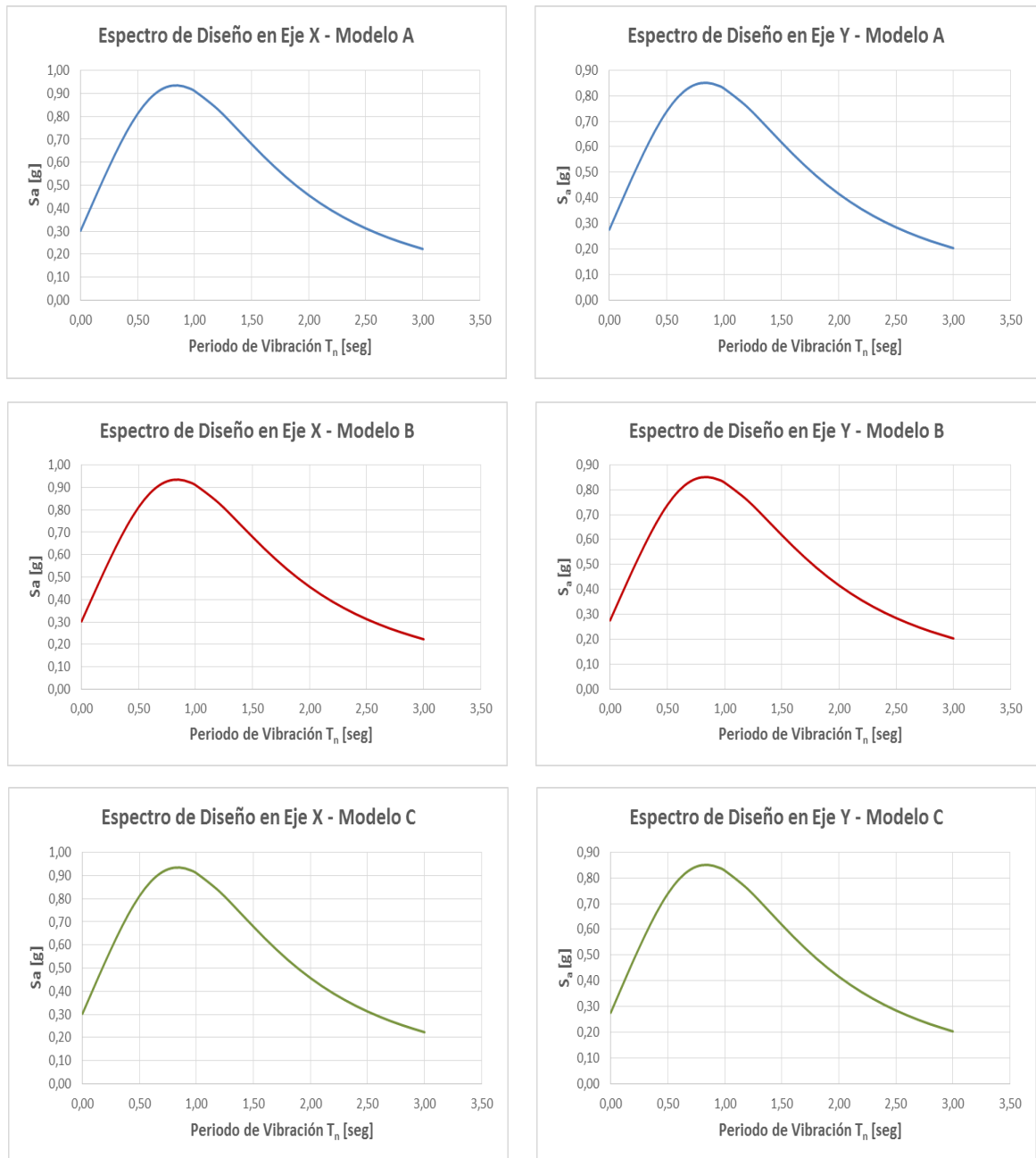
Partiendo de la modelación del edificio de acuerdo a la densidad de sus materiales y su geometría, se obtuvieron los periodos fundamentales de la estructura. Luego, en base a lo establecido en la norma *NCh433.Of96 mod. 2009* y *DS 61*, se definieron las curvas llamadas espectros de diseño, las cuales recogen el conjunto de los máximos valores de aceleración que pueden afectar diferentes edificaciones. El espectro de diseño, entonces, es una

herramienta, que permite calcular las construcciones, teniendo en cuenta la actividad sísmica de la región, las condiciones locales de la respuesta del suelo, y las características propias de la estructura (periodo de vibración).

Los valores de espectro de diseño para cada dirección de análisis de los respectivos modelos se detallan en la siguiente tabla:

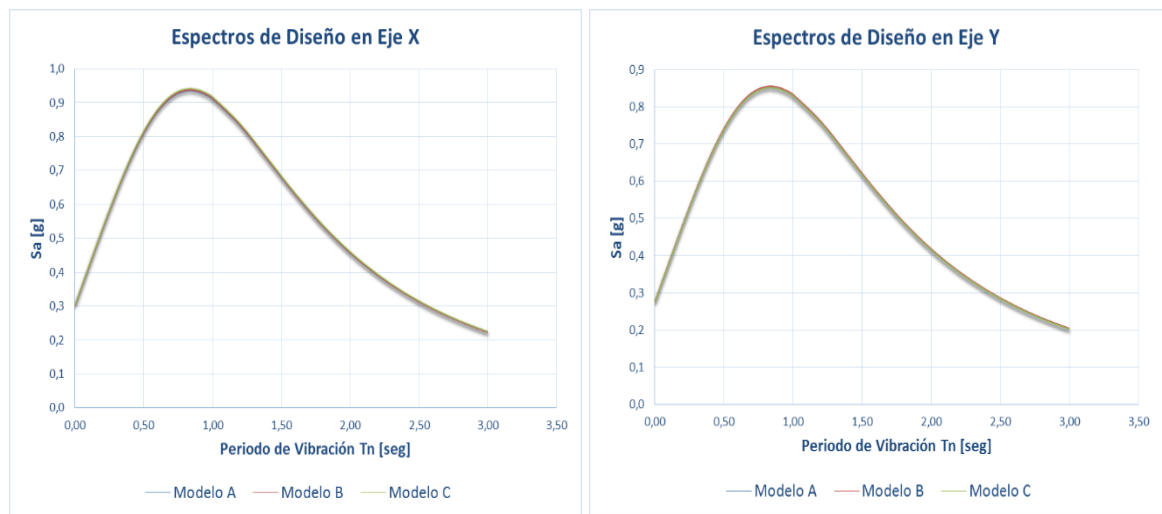
*Tabla 5.8: Valores de Espectro por Modelo*

	Espectro Eje X				Espectro Eje Y		
	Modelo A	Modelo B	Modelo C		Modelo A	Modelo B	Modelo C
<b>Tn [s]</b>	<b>Sa (g)</b>	<b>Sa (g)</b>	<b>Sa (g)</b>	<b>Tn [s]</b>	<b>Sa (g)</b>	<b>Sa (g)</b>	<b>Sa (g)</b>
0,00	0,303	0,304	0,305	0,00	0,275	0,277	0,275
0,05	0,359	0,361	0,362	0,05	0,327	0,329	0,327
0,10	0,416	0,417	0,419	0,10	0,378	0,38	0,378
0,15	0,472	0,474	0,475	0,15	0,429	0,432	0,429
0,20	0,527	0,529	0,531	0,20	0,480	0,482	0,480
0,25	0,581	0,583	0,585	0,25	0,529	0,532	0,529
0,30	0,633	0,635	0,637	0,30	0,576	0,579	0,576
0,35	0,683	0,685	0,688	0,35	0,621	0,625	0,621
0,40	0,730	0,732	0,735	0,40	0,664	0,667	0,664
0,45	0,773	0,775	0,778	0,45	0,703	0,707	0,703
0,50	0,812	0,814	0,817	0,50	0,738	0,742	0,738
0,55	0,846	0,848	0,851	0,55	0,769	0,773	0,769
0,60	0,874	0,877	0,880	0,60	0,796	0,800	0,796
0,65	0,898	0,901	0,904	0,65	0,817	0,821	0,817
0,70	0,916	0,919	0,922	0,70	0,833	0,837	0,833
0,75	0,928	0,931	0,934	0,75	0,844	0,848	0,844
0,80	0,934	0,937	0,94	0,80	0,850	0,854	0,850
0,85	0,935	0,938	0,941	0,85	0,851	0,855	0,851
0,90	0,931	0,934	0,937	0,90	0,847	0,852	0,847
0,95	0,923	0,926	0,929	0,95	0,840	0,844	0,840
1,00	0,911	0,914	0,917	1,00	0,829	0,833	0,829
1,20	0,832	0,835	0,838	1,20	0,757	0,761	0,757
1,40	0,731	0,733	0,736	1,40	0,665	0,669	0,665
1,60	0,629	0,631	0,633	1,60	0,572	0,575	0,572
1,80	0,536	0,538	0,540	1,80	0,488	0,490	0,488
2,00	0,457	0,459	0,460	2,00	0,416	0,418	0,416
2,20	0,391	0,392	0,394	2,20	0,356	0,358	0,356
2,40	0,336	0,337	0,339	2,40	0,306	0,308	0,306
2,60	0,291	0,292	0,293	2,60	0,265	0,266	0,265
2,80	0,254	0,255	0,256	2,80	0,231	0,232	0,231
3,00	0,223	0,224	0,225	3,00	0,203	0,204	0,203



**Gráfico 5.2:** Espectros de diseño por Eje y por Modelo

En general los tres espectros son muy similares debido a que los parámetros dependientes del tipo de suelo son los mismos y principalmente a que los periodos fundamentales de la estructura son bastante parecidos en los 3 modelos y en ambos ejes de dirección de análisis



**Gráfico 5.3:** Comparación de Espectros de Diseño

### 5.3.2.3. Cortes Basales Máximos y Mínimos

En la norma *NCh433.Of96 mod. 2009* se define el corte basal como la respuesta de una estructura en su nivel basal ante la acción de cargas dinámicas o sismos. Para estos valores dicha norma establece limitantes. Indica que si el esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica es inferior al mínimo, se deben multiplicar los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales por un factor amplificador tal que el corte basal alcance el valor mínimo, de lo contrario, si el esfuerzo de corte basal supera el máximo establecido por norma, éste deberá ser multiplicado por un factor reductor tal que alcance al máximo permitido, pero sin reducir los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales por piso. Los límites de esfuerzos de corte basal son:

**Tabla 5.9:** Esfuerzos de Cortes Basales Máximos y Mínimos por Modelo

	<b>Modelo A</b>	<b>Modelo B</b>	<b>Modelo C</b>
	(tonf)	(tonf)	(tonf)
<b>Q<sub>0</sub> min</b>	74	71	69
<b>Q<sub>0</sub> max</b>	318	303	295

Estos valores dependen de los coeficientes sísmicos, coeficientes de importancia, de la aceleración máxima efectiva y principalmente del peso sísmico, y a eso se debe la diferencia de los cortes basales de cada uno de los modelos, pues pese a que en cada uno de ellos se

tienen los mismos coeficientes, la diferencia radica en el valor de los pesos sísmicos debido a su estructuración.

En este caso, para cada uno de los modelos los esfuerzos de corte basal fueron mayores al máximo establecido por norma, por consecuencia se aplicaron factores de reducción en los espectros de respuesta para alcanzar el valor máximo de esfuerzo de corte en la base.

*Tabla 5.10: Cortes Basales a partir del Respectivo Espectro de Respuesta*

	<b>Modelo A</b>	<b>Modelo B</b>	<b>Modelo C</b>
	(ton <sub>f</sub> )	(ton <sub>f</sub> )	(ton <sub>f</sub> )
<b>Q<sub>0</sub> modelo max en X</b>	374,51	359,54	349,27
<b>Q<sub>0</sub> modelo max en Y</b>	340,12	320,65	290,39

Los factores de reducción, en este caso, sólo se obtuvieron a partir del cociente entre el valor máximo por norma y el valor arrojado por el modelo en una primera instancia al aplicar el espectro de respuesta, con la excepción de que en el eje Y para el modelo C no se necesitó aplicar un factor de reducción, pues en esa dirección de análisis para dicho modelo, el corte basal estaba dentro del rango entre el mínimo y máximo valor establecido por norma.

Finalmente, los factores que sirvieron para la obtención de cortes basales por modelo en este caso fueron:

*Tabla 5.11: Factores de reducción por modelo y por dirección de análisis*

	<b>Modelo A</b>	<b>Modelo B</b>	<b>Modelo C</b>
<b>Factor de Reducción eje X</b>	0,849	0,844	0,845
<b>Factor de Reducción eje Y</b>	0,935	0,946	1,000

A partir de los resultados globales de esfuerzos de corte, es posible indicar que para cada uno de los modelos siempre el corte basal obtenido al cargar su respectivo espectro de respuesta, fue mayor en el eje X en comparación con el eje Y, hecho que generó un factor de reducción inferior en el primer eje.

### 5.3.2.4. Periodos Fundamentales de la Estructura

Los periodos fundamentales de una estructura involucran la mayor cantidad de masa modal en el eje de dirección estudiado, en la siguiente tabla se indican aquellos periodos (en segundos), los modos de vibración asociados además de los porcentajes de masa modal respectivo a cada dirección de análisis (X e Y):

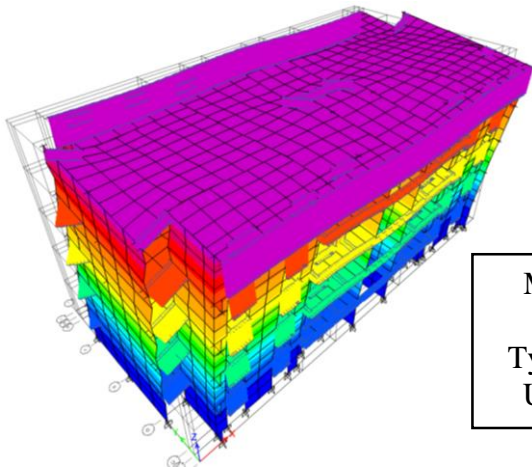
*Tabla 5.12: Mayores porcentaje de participación modal y modo de cada modelo*

	<b>Caso</b>	<b>Modo Asociado</b>	<b>Periodo (Seg)</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>
<b>Modelo A</b>	Modal	1	0,137	0%	72,99%
	Modal	3	0,105	80,05%	0%
<b>Modelo B</b>	Modal	1	0,135	0%	72,13%
	Modal	3	0,104	80,69%	0%
<b>Modelo C</b>	Modal	1 = 2	0,137	0%	33,00%
	Modal	5 = 6	0,103	40,23%	0%

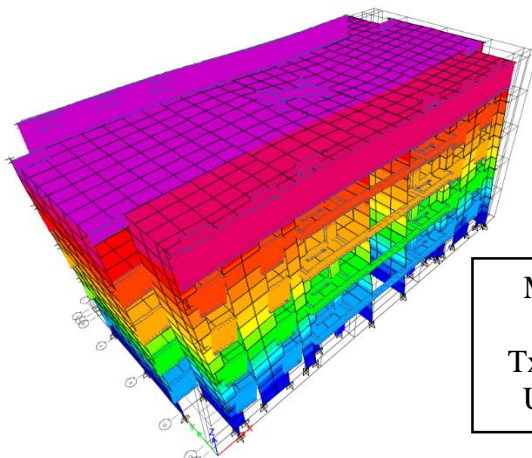
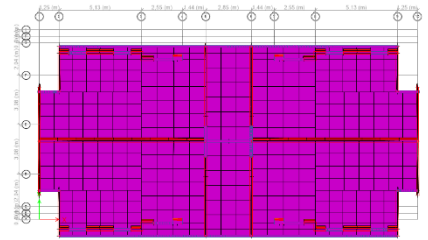
En cuanto a los periodos de la estructura, se puede indicar que son bastante similares en cada dirección de análisis para los tres modelos, siendo siempre mayor el periodo del eje Y, considerando la misma tendencia de valores superiores en el modelo original hasta el inferior correspondiente al modelo C.

De los modos de vibración en los modelos A y B, se puede apreciar que el modo 1 tiene un movimiento de masa en la dirección del eje Y, el modo 2 corresponde a un modo torsional y el modo 3 genera un movimiento de la masa en el eje X. En el modelo C, se tiene un comportamiento distinto de los modos de vibración de la estructura, donde los modos 1 y 2 son iguales con la particularidad de que en el primero se genera un movimiento de la masa de sólo una torre en el eje Y, y en el segundo se genera el mismo movimiento, aludido a la otra torre en el mismo eje. Los modos 3 y 4 son torsionales y los modos 5 y 6 son de desplazamiento de la masa en la dirección del eje X, teniendo la misma particularidad del desplazamiento de una torre en un modo y la otra torre en el siguiente modo.

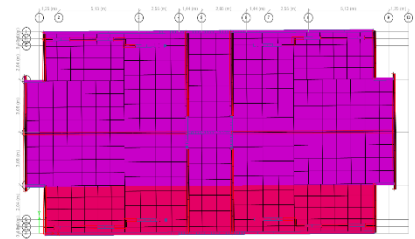
De acuerdo a los porcentajes de participación de masa modal, para el modelo A y modelo B, se tiene un comportamiento similar, es decir, en el eje Y el modo con mayor participación de masa corresponde al modo 1 y el eje X, el modo 3. Con respecto al modelo sin unión de franja de losa central, los porcentajes de desplazamientos de masa asociados a los periodos fundamentales en ambos ejes de análisis son bastante inferiores, reduciéndose prácticamente a la mitad de los presentados en el modelo A y B. Esto se debe principalmente a que al no haber elemento de unión, la edificación toma un comportamiento de excitación de las dos torres por separado ante la acción de cargas dinámicas, lo que conlleva a tener menos porcentaje de participación modal para los modos donde están presentes los periodos fundamentales, tomando relevancia otros modos de vibración de la estructura.

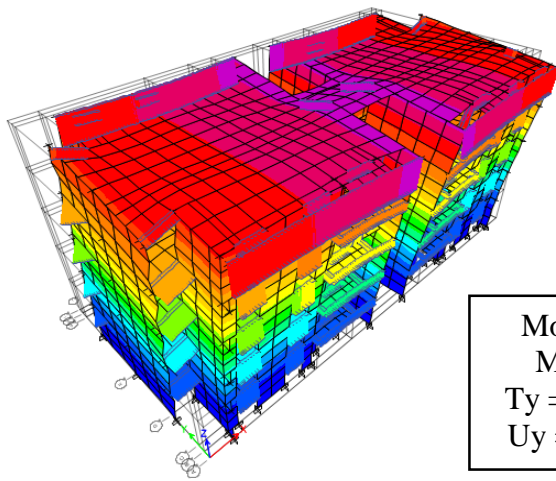


Modelo A  
 Modo 1  
 $T_y = 0.137$  s  
 $U_y = 73\%$

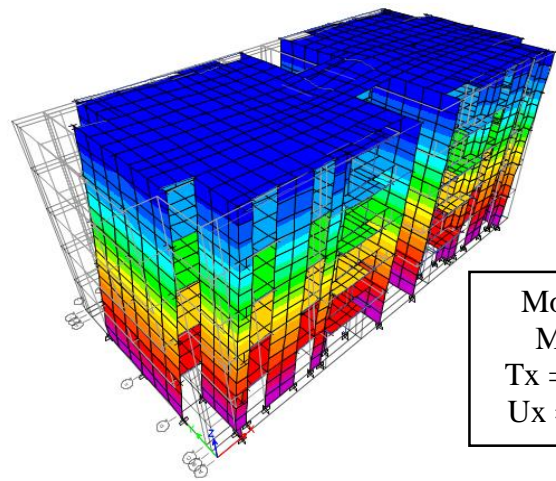
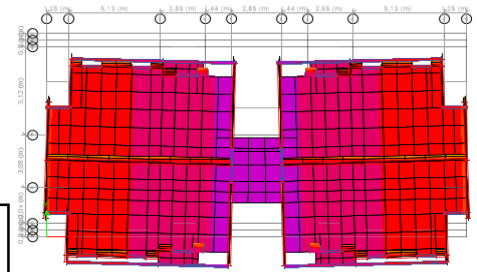


Modelo A  
 Modo 3  
 $T_x = 0.105$  s  
 $U_x = 80\%$

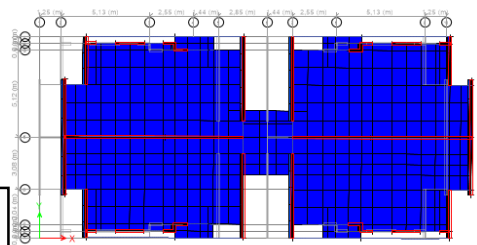




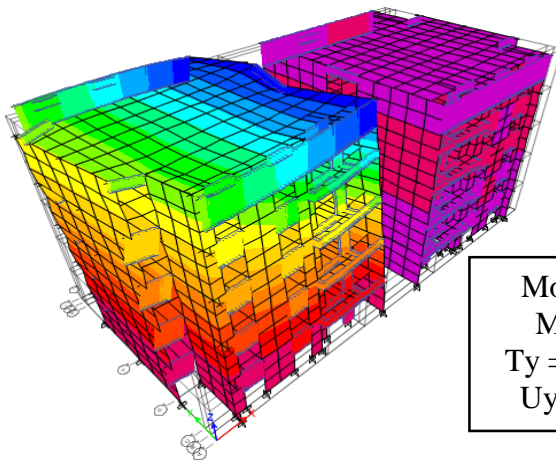
Modelo B  
 Modo 1  
 $T_y = 0.135 \text{ s}$   
 $U_y = 72.1\%$



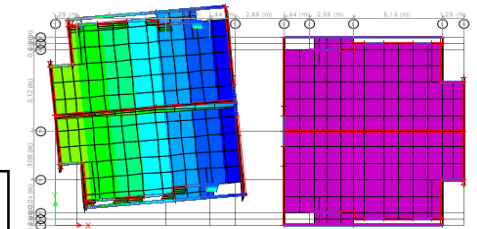
Modelo B  
 Modo 3  
 $T_x = 0.104 \text{ s}$   
 $U_x = 80.7\%$

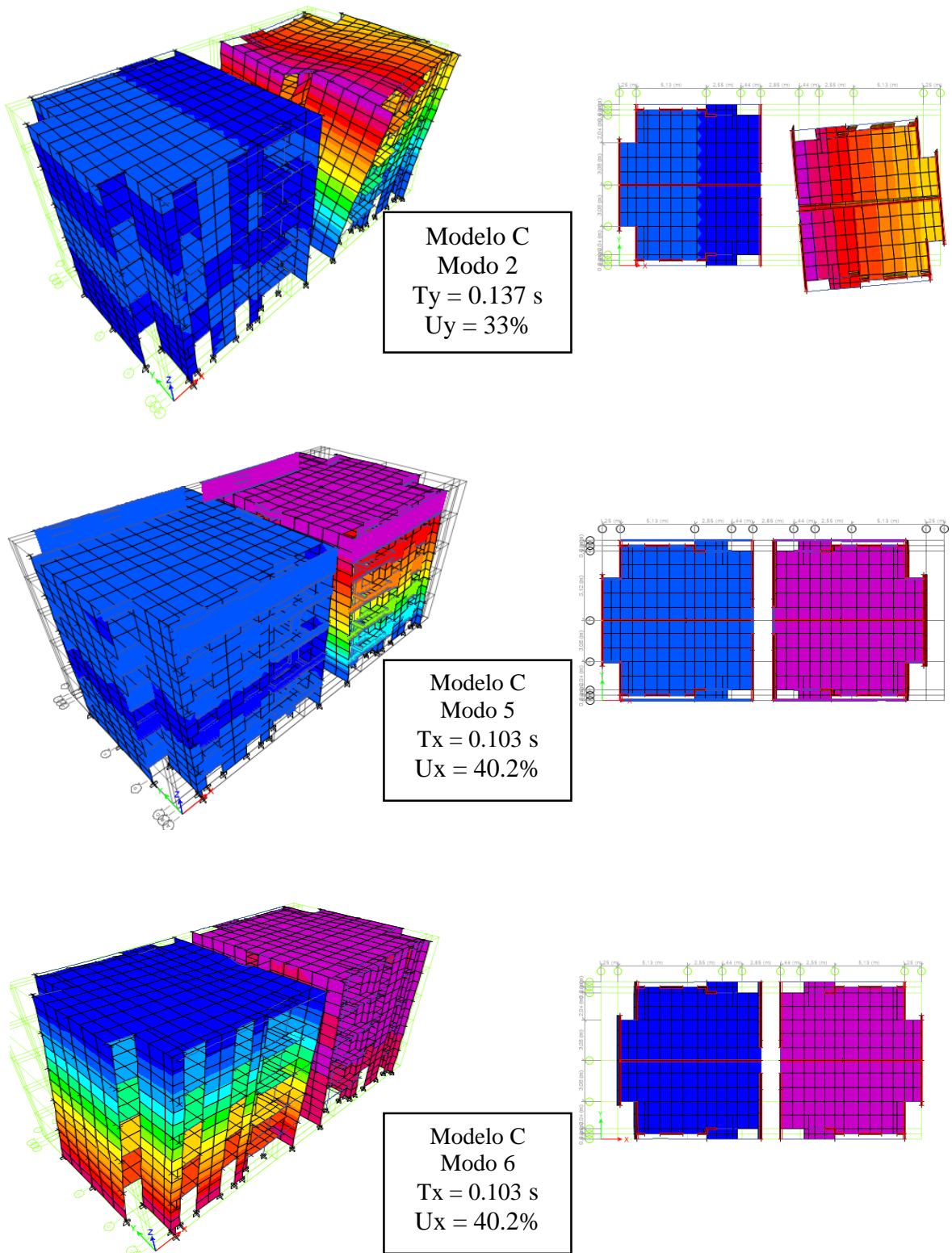


*Figura 5.10: Deformación de los modelos para los modos fundamentales parte 1*



Modelo C  
 Modo 1  
 $T_y = 0.137 \text{ s}$   
 $U_y = 33\%$





*Figura 5.11: Deformación de los modelos para los modos fundamentales parte 2*

### 5.3.2.5. Comparación de Desplazamientos de la Estructura

A continuación se presenta un esquema de las plantas de los modelos, en donde se visualizan los puntos de comparación de desplazamientos. Los puntos hacen referencia a las esquinas de las plantas y esquinas de la loseta central de cada piso:

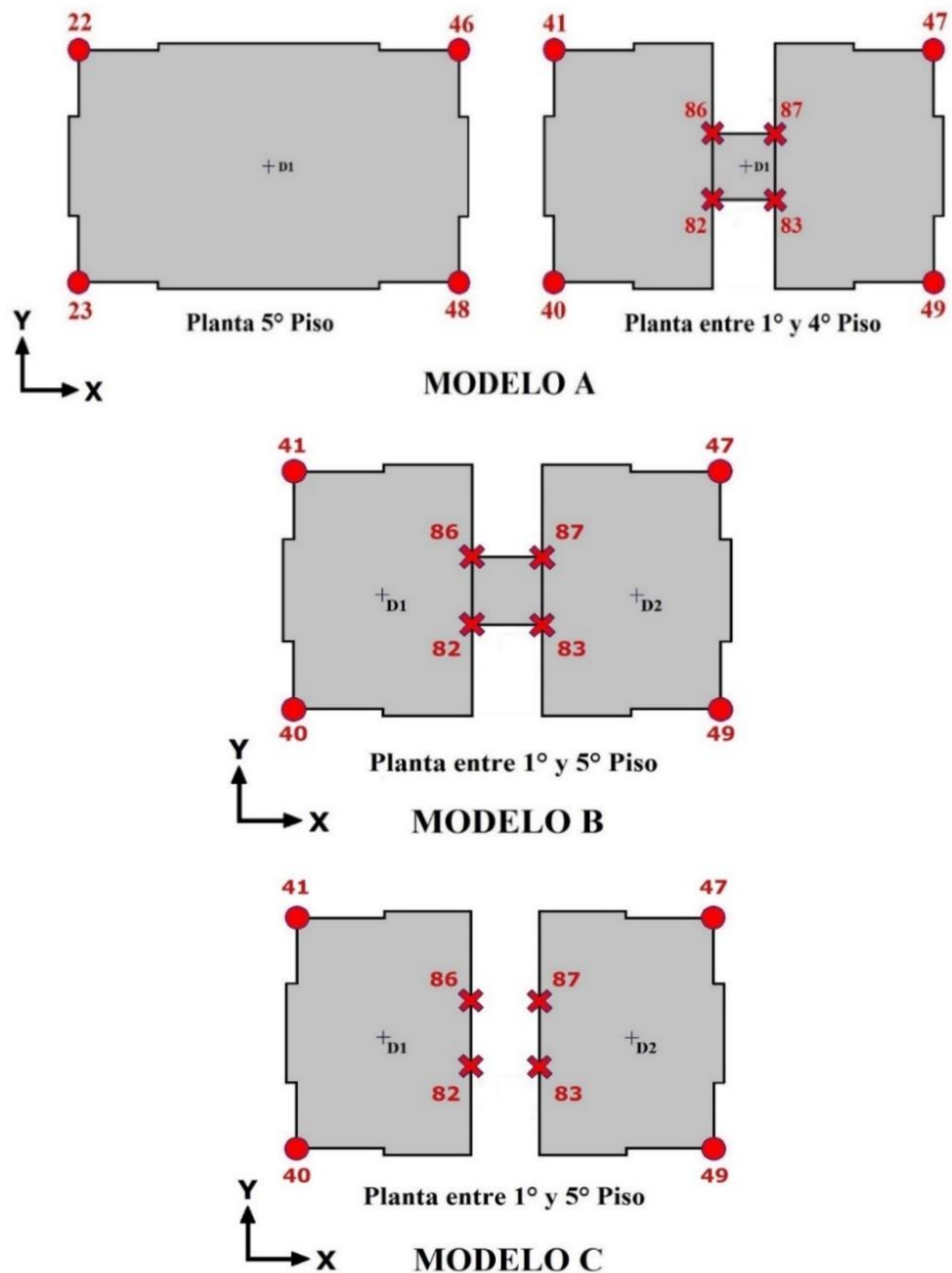


Figura 5.12: Esquema de puntos de comparación de desplazamientos

### 5.3.2.5.1. Desplazamiento de Centros de Masa

A modo de comparación de desplazamientos de los centros de masa a partir del espectro de respuesta dinámico de cada uno de los diafragmas rígidos por modelo, se presentan las siguientes tablas y posteriores gráficas:

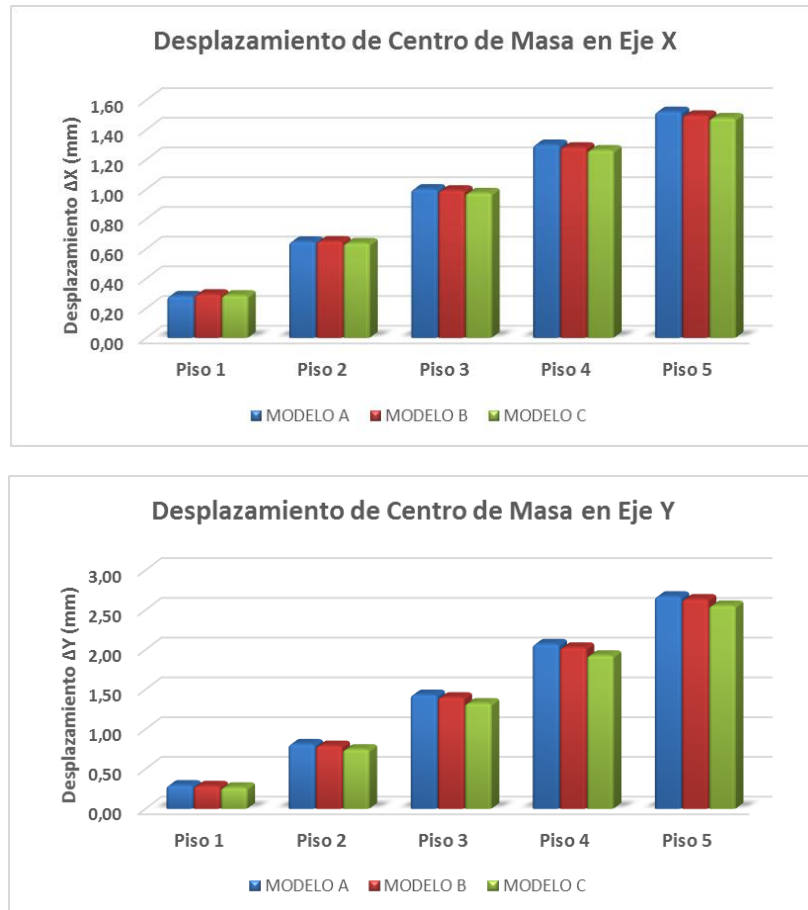
*Tabla 5.13: Desplazamiento de centro de masa de diafragmas en eje X*

Piso	Diafragma	Caso de Carga	MODELO A	MODELO B	MODELO C
			UX mm	UX mm	UX mm
Piso 5	D1	SDX Max	1,52	1,50	1,48
	D2	SDX Max	-	1,50	1,48
Piso 4	D1	SDX Max	1,30	1,28	1,26
	D2	SDX Max	-	1,28	1,26
Piso 3	D1	SDX Max	1,00	0,99	0,98
	D2	SDX Max	-	0,99	0,98
Piso 2	D1	SDX Max	0,65	0,65	0,64
	D2	SDX Max	-	0,65	0,64
Piso 1	D1	SDX Max	0,28	0,29	0,29
	D2	SDX Max	-	0,29	0,29

*Tabla 5.14: Desplazamiento de centro de masa de diafragmas en eje Y*

Piso	Diafragma	Caso de Carga	MODELO A	MODELO B	MODELO C
			UY mm	UY mm	UY mm
Piso 5	D1	SDY Max	2,67	2,64	2,56
	D2	SDY Max	-	2,64	2,56
Piso 4	D1	SDY Max	2,07	2,03	1,93
	D2	SDY Max	-	2,03	1,93
Piso 3	D1	SDY Max	1,44	1,40	1,33
	D2	SDY Max	-	1,40	1,33
Piso 2	D1	SDY Max	0,82	0,79	0,75
	D2	SDY Max	-	0,79	0,75
Piso 1	D1	SDY Max	0,30	0,29	0,27
	D2	SDY Max	-	0,29	0,27

De acuerdo a los resultados, se puede indicar que los desplazamientos asociados a los centros de masa de cada uno de los pisos para los modelos B y C son los mismos para sus dos diafragmas rígidos. Por lo tanto a la hora de realizar una comparación, se realiza una gráfica característica asociada al eje X e Y además de una comparación por piso, descartando la comparación de desplazamientos por diafragmas.



*Gráfico 5.4: Desplazamientos Absolutos máximos de Centro de Masa*

Se puede apreciar claramente que los desplazamientos por nivel van disminuyendo a medida que nos acercamos a la base de la estructura, además para los tres modelos se tiene en promedio un 51% de desplazamientos absolutos mayores en el eje Y en comparación con el eje X.

Si se habla de cada modelo, se puede indicar que en ambas direcciones de análisis los mayores desplazamientos de los centros de rigidez de la estructura se tienen en el modelo

original, siendo levemente inferiores en los otros modelos, pues lo siguen el modelo B y el Modelo C con los menores desplazamientos en dicha zona. Esto puede deberse a la masa sísmica que poseen los distintos modelos, a los elementos rigidizantes que desde el Modelo A hasta el Modelo C disminuyen paulatinamente hasta no tener elementos de unión, donde la estructura comienza a actuar de forma independiente.

La norma sísmica contempla que el desplazamiento relativo entre centros de masas de dos pisos consecutivos en cada una de las direcciones de análisis no supere  $0.002 \cdot H$  (donde H corresponde a la altura de entre piso, en este caso de 2.45m), se puede observar que para el eje X, en los tres modelos, los mayores desplazamientos relativos se producen entre el piso 1 y el piso 2, a diferencia del análisis realizado en el eje Y que para los modelos A y B, los mayores desplazamientos relativos se producen entre los pisos 3 y 4, y para el modelo C se produce entre los últimos dos pisos de la edificación, además en ninguno de los dos ejes de análisis el desplazamiento relativo supera al indicado en la norma 4.9 mm.

#### **5.3.2.5.2. Desplazamiento de Esquinas de Losa**

En este ítem se detallan las deformaciones de los puntos 40, 41, 47 y 49 correspondientes a las esquinas de la losa, por otro lado, es relevante señalar que los puntos 22, 23, 46 y 48 de la planta estructural del piso 5 en el “Modelo A” (Ver Figura 5.12), posee prácticamente la misma deformación presentada en los puntos 41, 40, 47 y 49 respectivamente, por lo que sólo se planteará un análisis de éstos últimos puntos para cada modelo.

*Tabla 5.15: Desplazamiento de esquinas de losa en eje X*

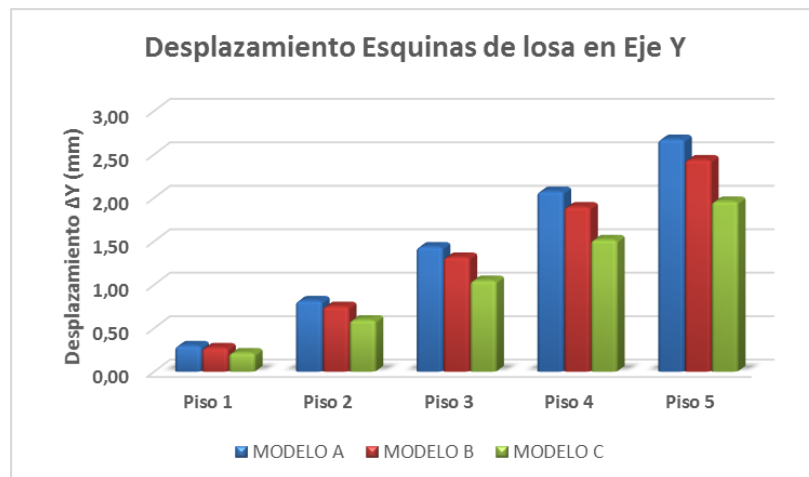
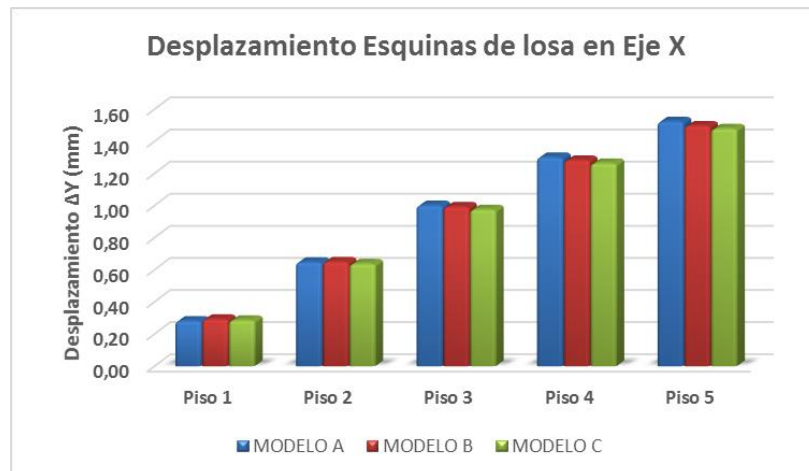
Piso	Punto	Caso de Carga	Modelo A	Modelo B	Modelo C
			UX mm	UX mm	UX mm
Piso 5	40	SDX Max	1,50	1,49	1,48
	41	SDX Max	1,55	1,50	1,48
	47	SDX Max	1,55	1,50	1,48
	49	SDX Max	1,50	1,49	1,48
Piso 4	40	SDX Max	1,29	1,28	1,26
	41	SDX Max	1,32	1,29	1,26
	47	SDX Max	1,32	1,29	1,26
	49	SDX Max	1,29	1,28	1,26
Piso 3	40	SDX Max	0,99	0,99	0,98
	41	SDX Max	1,01	1,00	0,98
	47	SDX Max	1,01	1,00	0,98
	49	SDX Max	0,99	0,99	0,98
Piso 2	40	SDX Max	0,65	0,65	0,64
	41	SDX Max	0,65	0,65	0,64
	47	SDX Max	0,65	0,65	0,64
	49	SDX Max	0,65	0,65	0,64
Piso 1	40	SDX Max	0,28	0,29	0,29
	41	SDX Max	0,28	0,29	0,29
	47	SDX Max	0,28	0,29	0,29
	49	SDX Max	0,28	0,29	0,29

**Tabla 5.16:** Desplazamiento de esquinas de losa en eje Y

Piso	Punto	Caso de Carga	Modelo A	Modelo B	Modelo C
			UY mm	UY mm	UY mm
Piso 5	40	SDY Max	2,67	2,44	1,96
	41	SDY Max	2,67	2,44	1,96
	47	SDY Max	2,67	2,44	1,96
	49	SDY Max	2,67	2,44	1,96
Piso 4	40	SDY Max	2,07	1,90	1,52
	41	SDY Max	2,07	1,90	1,52
	47	SDY Max	2,07	1,90	1,52
	49	SDY Max	2,07	1,90	1,52
Piso 3	40	SDY Max	1,44	1,32	1,05
	41	SDY Max	1,44	1,32	1,05
	47	SDY Max	1,44	1,32	1,05
	49	SDY Max	1,44	1,32	1,05
Piso 2	40	SDY Max	0,82	0,75	0,59
	41	SDY Max	0,82	0,75	0,59
	47	SDY Max	0,82	0,75	0,59
	49	SDY Max	0,82	0,75	0,59
Piso 1	40	SDY Max	0,30	0,27	0,22
	41	SDY Max	0,30	0,27	0,22
	47	SDY Max	0,30	0,27	0,22
	49	SDY Max	0,30	0,27	0,22

Los desplazamientos producidos en cada punto de análisis siguen la misma tendencia y se mantienen prácticamente constantes por cada piso en ambos ejes de coordenadas, hecho por el cual se presentan los gráficos de desplazamientos para los ejes X e Y, desestimando la gráfica comparativa discretizada por puntos.

A continuación se presentan los gráficos de desplazamientos de esquinas de las losas, donde se toma el promedio de desplazamiento de los 4 puntos en cuestión por piso:



**Gráfico 5.5:** Desplazamientos Absolutos máximos de Esquinas de Losa

En esta sección ocurre algo distinto a la anterior donde se comparaban las deformaciones de centros de masa, pues pese a que hay una tendencia similar de disminución de los valores en orden decreciente para los modelos A, B y C respectivamente en los dos ejes de análisis y de que además se tiene la misma situación que en promedio hay un 37% de deformaciones mayores en el eje Y con respecto al eje X, se puede indicar que el decrecimiento en el eje X es bastante leve, donde se tiene en promedio una disminución de un 2% de las deformaciones por modelo. Con respecto al eje Y, se es posible indicar que los menores desplazamientos se tienen en el modelo C, donde no se encuentra un elemento de unión entre las dos torres principales, ateniendo como resultado en promedio un 25% menos de deformaciones con respecto al modelo B, y un 37% menos de deformaciones con respecto al modelo A.

Si se hablan de desplazamientos relativos entre pisos para los puntos 40, 41 47 y 49 se tiene que en el eje de las abscisas las mayores diferencias ocurren entre el piso 1 y el piso 2 con una media de 0.36 mm, a diferencia del eje de las ordenadas, donde los mayores desplazamientos relativos entre pisos ocurren entre el piso 3 y el piso 4, con una media de 0.56 mm, siendo en ambos casos inferior al valor establecido como máximo y aceptable por la norma sísmica chilena  $0.002 \cdot H$  equivalente a 4.9 mm.

### 5.3.2.5.3. Desplazamiento de Esquinas de Losetas

Finalmente, se presentan los resultados y comparaciones de desplazamientos a partir del espectro de respuesta dinámico en la franja de losa central de cada uno de los modelos correspondientes a los puntos 82, 83, 86, 87 para cada piso:

*Tabla 5.17: Desplazamiento de esquinas de loseta central en eje X*

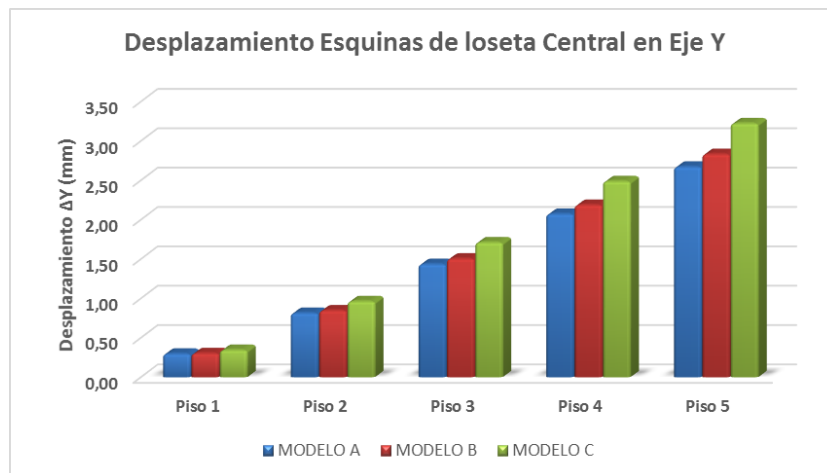
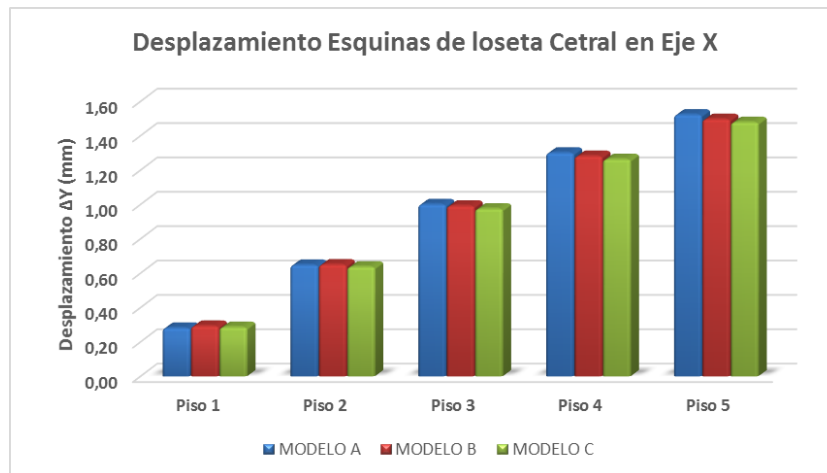
Piso	Punto	Caso de Carga	Modelo A	Modelo B	Modelo C
			UX mm	UX mm	UX mm
Piso 5	82	SDX Max	1,51	1,50	1,48
	83	SDX Max	1,51	1,50	1,48
	86	SDX Max	1,53	1,50	1,48
	87	SDX Max	1,53	1,50	1,48
Piso 4	82	SDX Max	1,29	1,28	1,26
	83	SDX Max	1,29	1,28	1,26
	86	SDX Max	1,31	1,28	1,26
	87	SDX Max	1,31	1,28	1,26
Piso 3	82	SDX Max	1,00	0,99	0,98
	83	SDX Max	1,00	0,99	0,98
	86	SDX Max	1,00	0,99	0,98
	87	SDX Max	1,00	0,99	0,98
Piso 2	82	SDX Max	0,65	0,65	0,64
	83	SDX Max	0,65	0,65	0,64
	86	SDX Max	0,65	0,65	0,64
	87	SDX Max	0,65	0,65	0,64
Piso 1	82	SDX Max	0,28	0,29	0,29
	83	SDX Max	0,28	0,29	0,29
	86	SDX Max	0,28	0,29	0,29
	87	SDX Max	0,28	0,29	0,29

*Tabla 5.18: Desplazamiento de esquinas de loseta central en eje Y*

Piso	Punto	Caso de Carga	Modelo A	Modelo B	Modelo C
			UY mm	UY mm	UY mm
Piso 5	82	SDY Max	2,67	2,83	3,22
	83	SDY Max	2,67	2,83	3,22
	86	SDY Max	2,67	2,83	3,22
	87	SDY Max	2,67	2,83	3,22
Piso 4	82	SDY Max	2,07	2,19	2,49
	83	SDY Max	2,07	2,19	2,49
	86	SDY Max	2,07	2,19	2,49
	87	SDY Max	2,07	2,19	2,49
Piso 3	82	SDY Max	1,44	1,51	1,71
	83	SDY Max	1,44	1,51	1,71
	86	SDY Max	1,44	1,51	1,71
	87	SDY Max	1,44	1,51	1,71
Piso 2	82	SDY Max	0,82	0,85	0,96
	83	SDY Max	0,82	0,85	0,96
	86	SDY Max	0,82	0,85	0,96
	87	SDY Max	0,82	0,85	0,96
Piso 1	82	SDY Max	0,30	0,30	0,35
	83	SDY Max	0,30	0,30	0,35
	86	SDY Max	0,30	0,30	0,35
	87	SDY Max	0,30	0,30	0,35

Los desplazamientos producidos en cada punto de análisis siguen la misma tendencia y se mantienen prácticamente constantes por cada piso en ambos ejes de coordenadas, dado lo cual a modo de comparación sólo se presentan los gráficos de desplazamientos para los ejes X e Y, desechando la gráfica comparativa por puntos de las esquinas de la loseta.

A continuación se presentan los gráficos de desplazamientos de esquinas de la franja de loseta central, donde se toma el promedio de desplazamiento de los 4 puntos en cuestión por piso debido a su similitud y representatividad:



*Gráfico 5.6: Desplazamientos Absolutos máximos de Esquinas de Loseta Central*

En el eje Y, las deformaciones son en promedio un 68% mayores en comparación a los mismos puntos en el eje X.

Los desplazamientos en el eje X son prácticamente estables desde el punto de vista de valores obtenidos, puesto que es poca la diferencia que se llevan los tres modelos entre sí, presentando una disminución promedio de deformaciones de 2% entre el Modelo A y B y un 3% entre el Modelo B y C.

Otro aspecto a mencionar, es que en el eje Y se tiene un comportamiento dispar en comparación a los puntos anteriores, en este caso los mayores desplazamientos de la franja de losa central se ven en el modelo C. Es decir, de manera decreciente, el modelo con mayor

desplazamiento es el modelo C, teniendo en promedio valores un 20% mayores al modelo B, el cual tiene 5% valores de deformaciones mayores al modelo original.

Al hablar de desplazamientos relativos entre pisos, se puede indicar que para el eje X, los máximos desplazamientos de los puntos referidos a las esquina de la loseta se tienen entre el piso 2 y piso 1, donde se tiene una media entre los tres modelos de 0.36 mm. Para el eje Y, la media es de 0.7 mm correspondiente a los desplazamientos relativos entre los puntos del piso 4 con respecto del piso 3. A partir de esto, indicar que son valores bastante inferiores al máximo establecidos por norma indicado anteriormente como 4.9 mm.

#### **5.4. Diseño de Loseta Central**

En el edificio existe una losa de 15 cm de espesor, compuesta con un hormigón de resistencia característica aproximada de  $f'c = 21$  MPa y un acero de refuerzo con una fluencia de  $f_y = 420$  MPa. El sistema de franja de losa central tiene la particularidad de ser un elemento que une las dos torres principales del edificio y funciona como elemento “rigidizante”. En consecuencia, al estar expuesto ante la acción de cargas dinámicas se debe tener especial cuidado a la hora de diseñarla.

Para el diseño se utilizará el estado de esfuerzos entregados por el software Etabs 2013 V13.1.1, donde el programa en la modelación de la estructura entrega los esfuerzos máximos a los que están sometidos las diferentes secciones resistentes de la edificación en la ubicación que se desee a partir de las combinaciones de cargas por factores de carga y resistencia según la NCh3171.

Para la obtención de estos resultados se debe tener una buena partición de elementos finitos, lo cual se obtiene con la opción “Auto Area Mesh” en el software Etabs. Con esto el programa entrega un estado de esfuerzos y tensiones internas en elemento losa, donde en este caso para el diseño se consideran los esfuerzos de Momentos y fuerzas de Corte.

Para determinar la armadura a flexión, se utilizan las formulaciones referidas a vigas convencionales, teniendo en cuenta las armaduras mínimas por retracción y temperatura, y las armaduras especiales en las esquinas exteriores de una losa en dos direcciones apoyada sobre muros.

A partir de los valores de esfuerzos entregados por el software, se diseñarán las losas en dos direcciones como vigas de 1mt de ancho para cada dirección. Además, para las solicitaciones producidas por la torsión de las dos torres laterales, el elemento se diseñara como viga de acople invertida y viga de gran altura.

#### **5.4.1. Diseño de Losa como Viga Plana**

Al ser una sección de reducidas dimensiones, se considera el diseño del elemento más desfavorable, el cual corresponde en este caso a la franja de loseta central del Piso 4 del “Modelo A”, a partir del cual se extrajeron los esfuerzos internos para los dos ejes de análisis a través del software Etabs. De acuerdo al elemento anteriormente mencionado se diseñaran todos los demás elementos de loseta con las mismas características de los demás pisos de la edificación.

Es importante mencionar que para el diseño se tomaran los mayores valores de momento positivo y negativo con la finalidad de homogeneizar el diseño de las armaduras principales de las respectivas secciones transversales de la losa.

A continuación se presentan imágenes extraídas de la modelación de la estructura, las cuales muestran mediante diferentes colores la magnitud de los esfuerzos por unidad de longitud, donde a partir de las combinaciones de cargas  $1.2PP + SC + 1.4SS$  y  $1.2PP + 1.6SS + SC + 0.5LR$  se obtuvieron los mayores esfuerzos internos para los ejes longitudinal y transversal del edificio respectivamente.

- Momento M11 (Eje X)

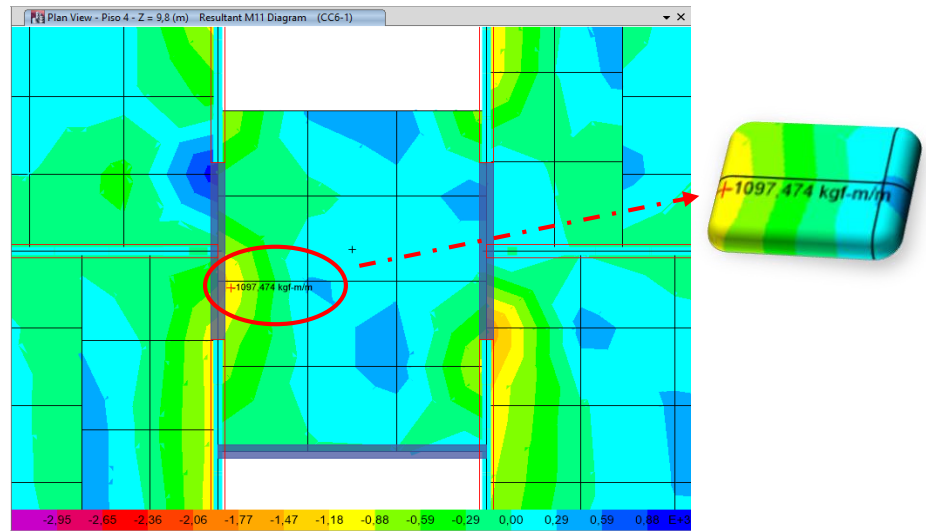


Figura 5.13: Momento Resultante en la Franja de Losa Central en eje X

- Momento M22 (Eje Y)

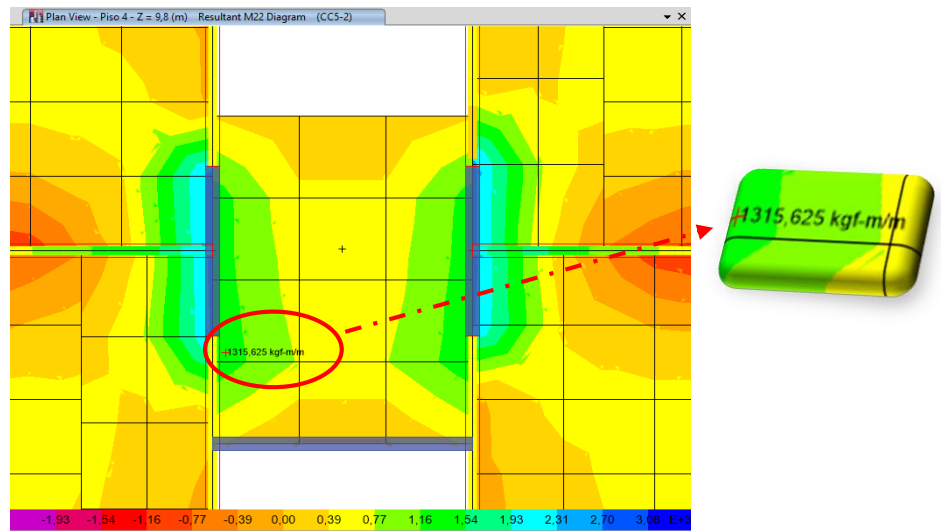


Figura 5.14: Momento Resultante en la Franja de Losa Central en eje Y

- Corte en eje X

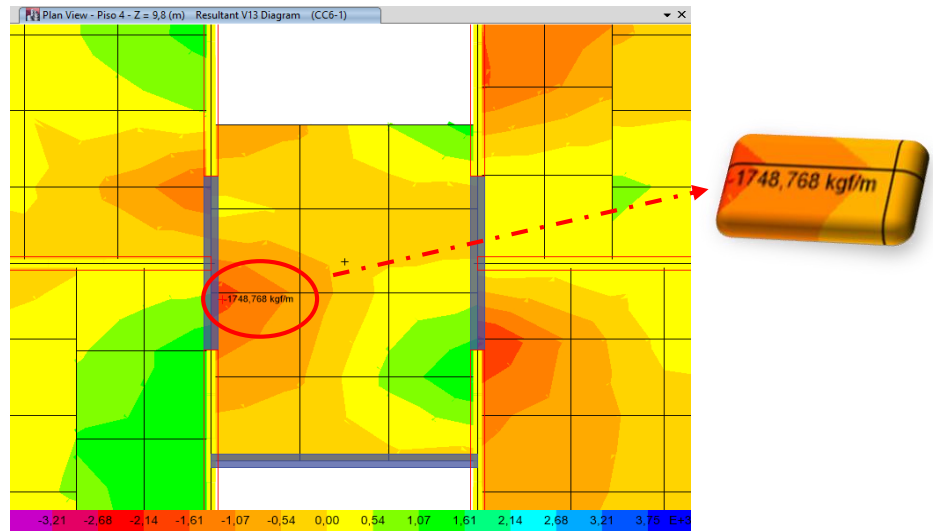


Figura 5.15: Corte Resultante en la Franja de Losa Central en eje X

- Corte en Eje Y

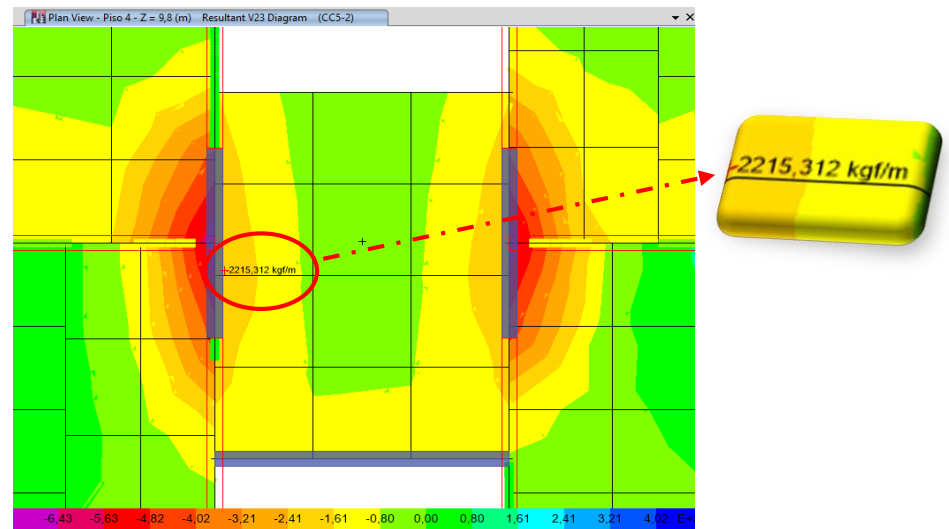


Figura 5.16: Corte Resultante en la Franja de Losa Central en eje Y

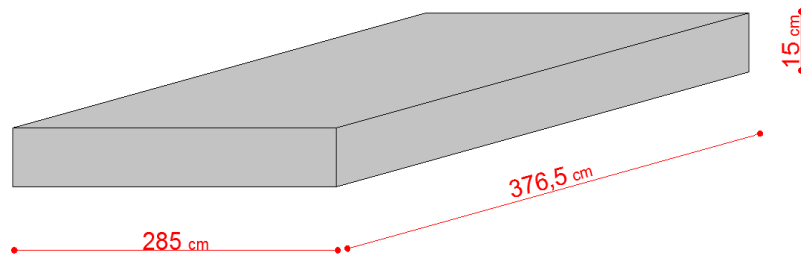
De donde se tienen las cargas de diseño:

**Tabla 5.19:** Esfuerzos solicitantes en la Loseta

	<b>Momento</b> (kg <sub>f</sub> *m/m)	<b>Corte</b> (kg <sub>f</sub> /m)
<b>Eje X</b>	1098	1749
<b>Eje Y</b>	1316	2216

Es importante describir que en las secciones transversales de losa son 376.5x15 cm para el eje X, y de 285x15 cm para el eje Y.

a) Diseño en eje X, sección 376.5 x 15 cm



**Figura 5.17:** Esquema y dimensionamiento de loseta

**Tabla 5.20:** Valores considerados para el diseño de refuerzo de la Loseta

<b>Sección 376,5 x 15 cm</b>			<b>Sección 285 x 15 cm</b>		
d	13	cm	d	13	cm
b	100	cm/m	b	100	cm/m
F'c	200	kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup>	F'c	200	kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	4200	kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	4200	kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup>
M <sub>u</sub>	109800	kg <sub>f</sub> *cm/m	M <sub>u</sub>	131600	kg <sub>f</sub> *cm/m
V <sub>u</sub>	1749	kg <sub>f</sub> /m	V <sub>u</sub>	2216	kg <sub>f</sub> /m
Φ <sub>flexión</sub>	0,9		Φ <sub>flexión</sub>	0,9	

El acero requerido a partir de las ecuaciones de equilibrio interno del elemento a diseñar, específicamente de la ecuación (15) está dado por:

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left( d - \frac{1}{2} \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c b} \right)$$

$$\frac{109800}{0.9} = A_s * 4200 \left( 13 - \frac{1}{2} \frac{A_s * 4200}{0.85 * 200 * 100} \right)$$

$$A_{s\text{req}} = 2.3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

El área de acero mínima es:

$$A_{s\text{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{F'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s\text{min}} = 0.25 * \frac{\sqrt{20}}{420} * 1000 * 130 \geq \frac{1.4}{420} * 1000 * 130$$

$$A_{s\text{min}} = 346 \text{ mm}^2 \geq 433 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 4.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

El código ACI indica que no es necesario aplicar los requisitos de cuantía mínima en el caso de que en cada sección el acero de refuerzo proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis.

$$A_s = A_{s\text{req}} * 1.33$$

$$A_s = 2.3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * 1.33$$

$$A_s = 3.06 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

A partir de lo anterior asignando 4 barras diámetro Ø10 por unidad de longitud se tiene un área de acero longitudinal en la sección 376.5x15 cm de 3.14 cm<sup>2</sup>/m a un espaciamiento de 26 cm.

b) Diseño en eje Y, Sección 285x15 cm

El proceso de diseño es el mismo, sólo cambian las solicitaciones, las cuales son 1316 kg<sub>f</sub>\*m/m y 2216 kg<sub>f</sub>/m para el momento y corte por unidad de longitud respectivamente.

El área de acero requerido es

$$A_{S\text{req}} = 2.75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se mantiene además el área de acero mínimo

$$A_{s\text{min}} = 4.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

A partir del punto 10.5.3 del código ACI 318 – 08, se puede proporcionar la siguiente cantidad de acero

$$A_s = 2.75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * 1.33 = 3.66 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Proporcionando la cantidad de 5 barras de acero longitudinales de diámetro Ø10 con un espaciamiento de 19 cm se tiene un área de acero de 3.93 cm<sup>2</sup>/m.

Finalmente, indicar que los esfuerzos absolutos superiores son menores a los planteados en este análisis para encontrar el refuerzo inferior, por lo tanto asignando la misma cantidad de acero para la franja superior, se dan garantías de que cumpla con sus respectivas solicitaciones.

Así, el diseño de la franja de losa central corresponde a una doble malla de diámetro Ø10 con espaciamiento de 26 cm en su sección transversal mayor y de 19 cm en su sección transversal menor, las que finalmente corresponden a 6.28 cm<sup>2</sup>/m y 7.86 cm<sup>2</sup>/m respectivamente.

Con respecto al punto d) de armado especial superior e inferior para los bordes exteriores de la losa, se puede indicar que los coeficientes  $\alpha_f$  se obtuvieron a partir de la ecuación (22) modificada, ya que se simplificaría debido a que el material de vigas y losas es el mismo, por lo que los módulos de elasticidad quedan reducidos, esto es:

$$\alpha_f = \frac{I_{\text{viga}}}{I_{\text{losa}}}$$

El momento de inercia de una sección rectangular está dado por  $bh^3/12$ , y las vigas colindantes a la sección transversales X e Y son las vigas V.102 y V.107.

**Tabla 5.21: Momentos de Inercia de Vigas**

V,102		V,107	
b [cm]	42	b [cm]	15
h [cm]	15	h [cm]	25
I [cm <sup>4</sup> ]	11813	I [cm <sup>4</sup> ]	19531

Los momentos de inercia asociados a las secciones transversales de la losa son:

**Tabla 5.22: Momentos de Inercia de sección transversal de Losa**

Losa eje X		Losa eje Y	
b [cm]	285	b [cm]	376,5
h [cm]	15	h [cm]	15
I [cm <sup>4</sup> ]	80156	I [cm <sup>4</sup> ]	105891

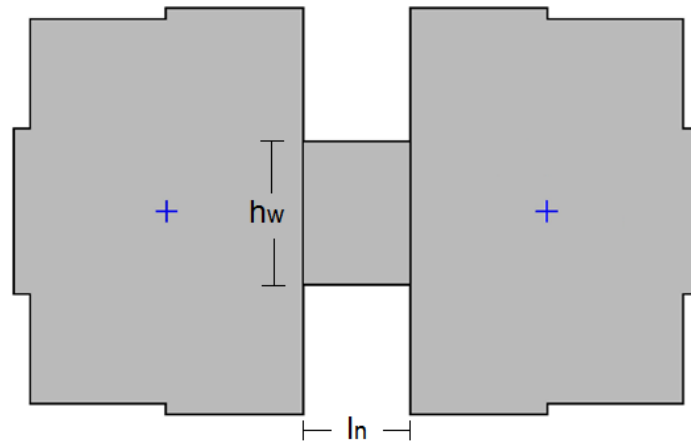
Finalmente, los respectivos coeficientes  $\alpha_f$  asociados son:

$\alpha_f$ X	0,15	< 1
$\alpha_f$ Y	0,18	< 1

Luego como para ambas secciones transversales de la losa se tiene un coeficiente  $\alpha_f$  menor que 1, no se necesita armadura especial para los respectivos bordes exteriores de la losa, tanto para su parte inferior y superior.

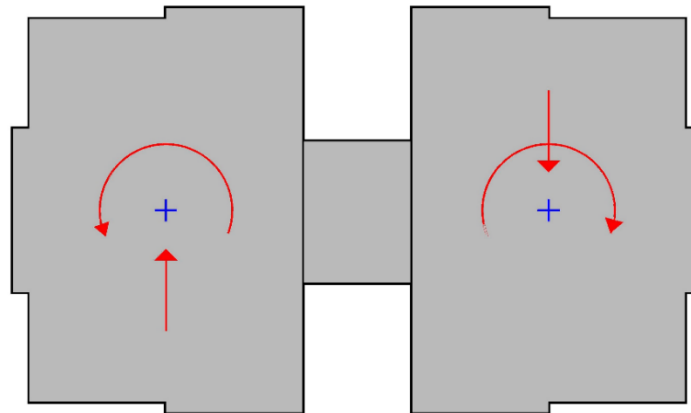
#### 5.4.2. Diseño de Losa como Viga de Acople

Corresponde a una viga de acople con cierta modificación a la establecida en el código ACI, puesto que la viga de acople tradicional posee el refuerzo diagonal en su espesor o altura (Ver Figura 3.6), en cambio en este caso de losa, se piensa asignar el refuerzo en su sección transversal correspondiente a su planta estructural, esto se debe principalmente a que el espesor de la losa es de sólo 15 cm y sería imposible asignar dicho refuerzo en ese espesor.



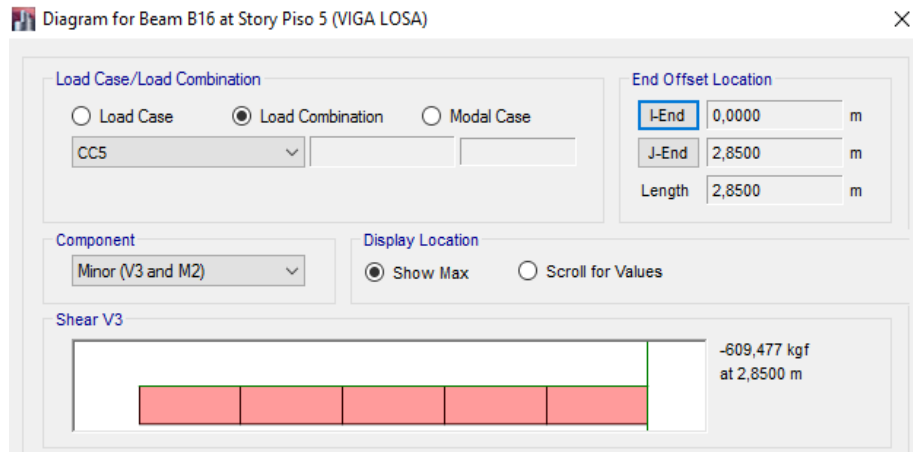
*Figura 5.18: Esquema de losa con longitudes utilizadas en cálculo de armado diagonal*

El diseño de losa como viga de acople recostada contempla la sollicitación del elemento para el momento y corte proporcionado por la torsión en planta de las torres laterales en cada lado de la franja de losa central, algo que se esquematiza en la siguiente imagen:

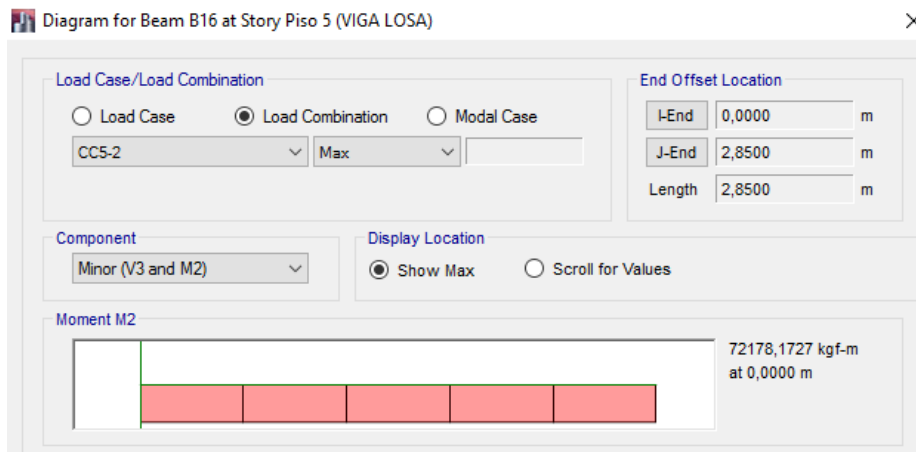


*Figura 5.19: Esquema sollicitaciones de corte y momento.*

Luego, en base a las combinaciones de cargas ingresadas en el software Etabs para el diseño de losa, se pudieron obtener las cargas últimas de diseño. Así, de acuerdo a la combinación de carga  $1.2D \pm 1.6S + SC + 0.5LR$ , se obtuvieron las siguientes solicitaciones:



*Figura 5.20: Esquema de diagrama de Corte de la Losa*



*Figura 5.21: Esquema de diagrama de momento torsional de la Losa*

*Tabla 5.23: Cargas Últimas en la sección de losa*

<b>Momento</b> (kg <sub>f</sub> *m)	<b>Corte</b> (kg <sub>f</sub> )
72178	609

Verificando condiciones para armado especial establecidas en la Figura 3.8, se tiene:

- Condición 1:  $\frac{l_n}{h_w} = \frac{285 \text{ cm}}{376.5 \text{ cm}} = 0.76 < 2 \rightarrow \text{Cumple condición 1.}$

Cumple con la condición 1, la que indica que si la razón entre la longitud y altura del elemento de acople es inferior a 2, se deben evaluar las cargas, específicamente las solicitaciones de corte, para establecer si es necesario o no la inclusión de la armadura diagonal.

- Condición 2:  $V_u > 0.33 \lambda \sqrt{F'_c} A_{cw}$

$$609 > 0.33 * 1 * \sqrt{210} * (15 * 376.5)$$

$$609 \text{ kg}_f < 27007.2 \text{ kg}_f \rightarrow \text{No cumple condición 2.}$$

Pese a que se cumple con la primera condición, es posible indicar que no es necesario reforzar especialmente la losa con barras diagonales en su interior, debido a que las solicitaciones de corte son inferiores al valor de resistencia establecido en el código ACI 318-08.

Luego, para obtener las resistencias y verificar si el diseño cumple con respecto de la armadura asignada en el diseño como viga plana, se detalla a continuación la verificación de losa como viga de gran altura.

### 5.4.3 Diseño de Losa Como Viga de Gran Altura

Con la armadura ya proporcionada en el diseño de losa como viga plana, se verifica si cumple el elemento para las solicitaciones de momento y corte proporcionado por un movimiento en planta de las torres laterales en cada lado de la franja de losa, como se esquematiza en la Figura 5.19 para las cargas ya indicadas en la Tabla 5.23

Como se está trabajando con la losa como una viga recostada, debido a sus condiciones geométricas verifica con lo establecido para ser considerada como una viga de gran altura, indicados en los puntos 10.7 y 11.7 de ACI 318-08. Así, cumple con una de las principales

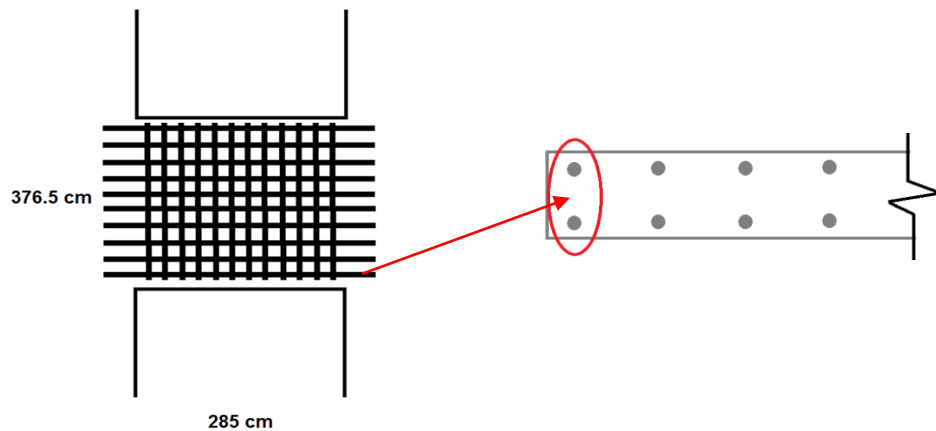
condiciones, la que hace referencia a que la luz libre sea menor o igual a cuatro veces la altura total del elemento:

$$l_n \leq 4 h$$

$$285 \text{ cm} \leq 4 * 376.5 \text{ cm}$$

$$285 \text{ cm} \leq 1506 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple condición.}$$

Por otro lado, para obtener la resistencia a momento y corte del elemento solicitado, sólo se considerará la armadura de borde, correspondientes a  $2\text{Ø}10$  y  $1.57 \text{ cm}^2$  de área transversal de acero. Lo que se esquematiza en la siguiente imagen:



*Figura 5.22: Esquema Armadura de borde*

Como se mencionó en la descripción de los métodos, la resistencia a momento de una viga de gran altura corresponde a la misma de una viga convencional. Por lo que a partir de la Ecuación (13) y considerando la armadura de borde, la resistencia al momento flector producto de la torsión generada por el movimiento de las torres laterales corresponde a:

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{1}{2} \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c b} \right)$$

$$M_n = 1.57 * 4200 \left( 373 - \frac{1}{2} \frac{1.57 * 4200}{0.85 * 200 * 15} \right)$$

$$M_n = 2451036 \text{ kg}_f * \text{cm}$$

$$\rightarrow M_n = 2451036 \text{ kg}_f * \text{cm} > M_u = 72178 \text{ kg}_f * \text{cm}$$

- Por tanto, con el diseño proporcionado cumple para la resistencia al momento anteriormente descrito, de acuerdo a lo establecido en el código para el diseño de vigas de gran altura.

Con respecto a la resistencia al corte, de acuerdo con el punto 11.7 del código ACI, se tiene:

$$V_n = 0.83 \sqrt{F'c} b_w d$$

$$V_n = 0.83 * \sqrt{200} * 15 * 370$$

$$V_n = 65146 \text{ kg}_f$$

$$\rightarrow V_n = 65146 \text{ kg}_f > V_u = 609 \text{ kg}_f$$

- Por tanto, con el diseño proporcionado cumple para la resistencia al corte para el diseño de losa como viga de gran altura.

El área de refuerzo para cortante perpendicular al refuerzo de tracción por flexión,  $A_v$ , está dada por:

$$A_v \geq 0.0025 b_w S$$

$$23.6 \geq 0.0025 * 285 * 24$$

$$23.6 \geq 17.1 \text{ cm}^2$$

En tanto el área de refuerzo de cortante paralelo al refuerzo de tracción,  $A_{vh}$ ;

$$A_{vh} \geq 0.0015 b_w S_2$$

$$22.4 \geq 0.0015 * 376.5 * 26$$

$$22.4 \geq 14.7 \text{ cm}^2$$

Finalmente, indicar que el refuerzo para cortante tanto paralelo al refuerzo a tracción " $A_{vh}$ " como perpendicular al refuerzo de tracción por flexión " $A_v$ " son superiores a lo establecido por el código ACI 318-08 en el punto 11.7.

## CAPÍTULO VI – COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

En base a los resultados del estudio realizado en el edificio “Lord Cochrane Tipo A”, se puede comentar lo siguiente:

Para realizar el análisis sismorresistente de una manera más completa, se generaron tres modelos computacionales de la estructura. Dos modelos consideraron una configuración estructural en planta más desfavorable al modelo original, esto se debe a la eliminación parcial o completa de los elementos de unión de las dos torres que conforman el edificio.

De acuerdo a la inclusión de dos diafragmas rígidos por separado de la estructura en los modelos B y C, es posible indicar que dicha modelación fue la adecuada, ya que representa de mejor manera la respuesta de la estructura ante cargas sísmicas debido a las tres fracciones de losas que comprenden las dos torres principales y la losa central de unión.

Con respecto a los modos de vibrar de la estructura, es posible indicar que en los modelos A y B, el comportamiento fue similar, donde los modos de vibración con mayor masa modal fueron el 3 y el 1, aludiendo a desplazamientos en los ejes X e Y respectivamente. En cambio, en el modelo C, ocurrió que había dos modos de vibrar con igual porcentaje de masa modal por eje, es decir, los modos 1 y 2, y los modos 5 y 6, que generaban el movimiento de las torres laterales por separado en su respectivo eje. Esto se debe a que en los primeros dos modelos se tiene al menos un elemento de unión entre las dos torres laterales, por consecuencia se rigidiza la estructura y ante una excitación externa, mueve la misma de manera conjunta. En el modelo C en cambio, al no haber un elemento de unión, las dos torres actúan por separado.

Los desplazamientos de los distintos puntos de análisis para cada uno de los modelos son prácticamente los mismos en el eje X. Con respecto a los desplazamientos en el eje Y, en todos los casos son mayores a los registrados en dirección X en los mismos puntos. En este caso, debido a que en el eje X la estructura presenta una mayor rigidez en comparación con su similar en el eje Y.

Los mayores valores de desplazamientos ocurren en la mayoría de los casos en el modelo A, seguidos del modelo B y finalmente el modelo C. Esto es correcto pues la masa sísmica se ordena de la misma forma. Hay una excepción en el eje Y para los puntos de análisis de franja de losa central, donde se invierte el orden, puesto que los mayores desplazamientos en dicho eje ocurren en el modelo sin loseta de unión (modelo C). Esto se puede explicar debido a que la estructura se divide y ambas torres actúan por separado, sin ningún elemento de unión entre ellas.

De acuerdo al diseño de la loseta como viga plana, es posible indicar de que pese a que en los valores de cargas últimas utilizadas en la memoria de cálculo real del edificio son bastante inferiores a los obtenidos en éste estudio, el diseño es similar debido a que está dominado por condiciones de cuantía mínima de acero y no por la cuantía requerida por resistencia.

Con respecto al diseño de losa como viga de acople, como se puede apreciar en la Figura 3.9, no se cumple con una de las condiciones de implementación de armadura diagonal en esta sección de losa. También indicar que pese a no ser implementada en este caso, ya que no se hizo necesario para las cargas de diseño obtenidas, numéricamente es una solución viable para el diseño de otras losas mayormente solicitadas que cumplan con las condiciones establecidas. Sin embargo, es importante indicar que hay diversos estudios que no recomiendan esta solución debido a su complejidad constructiva e implementación en terreno.

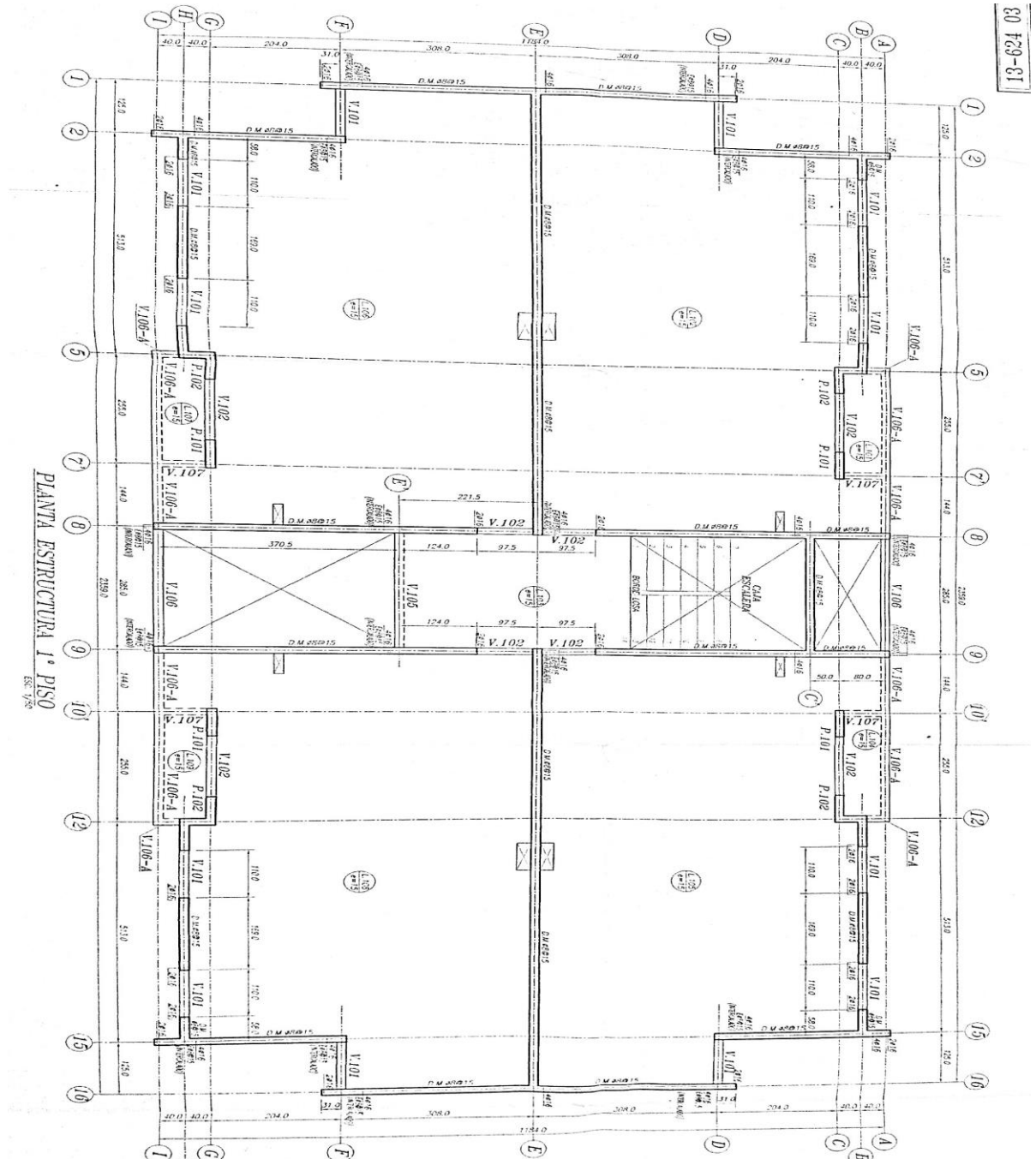
Finalmente, para las solicitaciones de corte y momento flector producto de la torsión de las dos torres laterales en la losa central y su posterior verificación como viga de gran altura, es posible indicar que sólo considerando las dos primeras barras como armadura de borde resistente, verifica la estructura y no falla. Por tanto, el diseño establecido en este proyecto es el correcto.

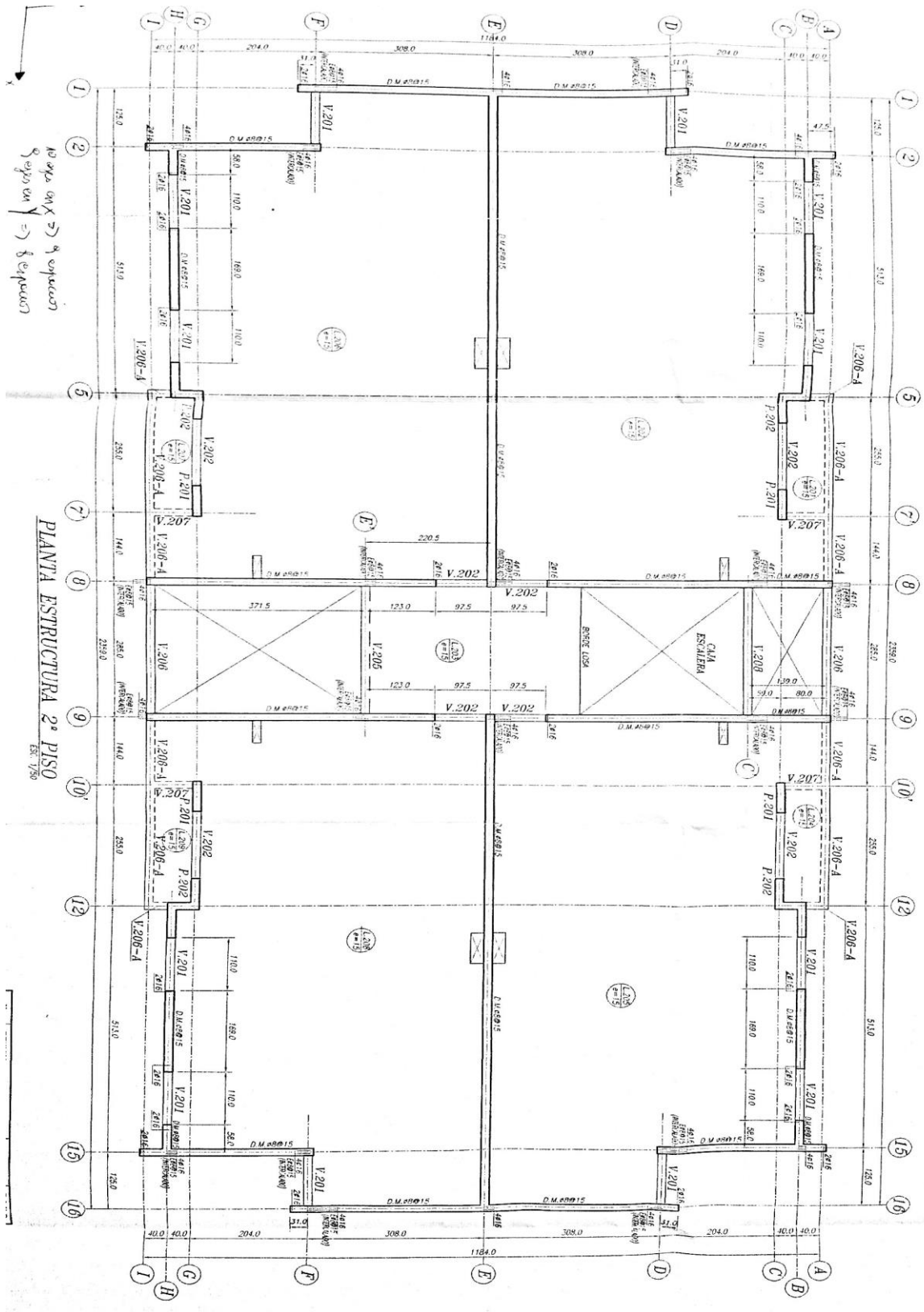
## **BIBLIOGRAFÍA**

- Instituto Nacional de Normalización, NCh433 (1996). "Diseño Sísmico de edificios".
- Instituto Nacional de Normalización, NCh1537 (1986). "Diseño Estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso".
- Beltrán, Massone, Herrera. (2011). Efectos y Enseñanzas del Terremoto del 27F en Chile.
- Escobar, J. (2008). Estudio Analítico de Soluciones Alternativas a las Disposiciones de Armadura Diagonal en Dinteles Cortos. Santiago: Universidad de Chile.
- Nilson, A. H. (2001). Diseño de Estructuras de Concreto. Colombia: McGraw-hill Interamericana.
- CSN. (2011). Sismicidad y Terremotos en Chile. U. de Chile.
- Oyarzo V. Claudio, Libro del curso "Hormigón Armado", Facultad de Ingeniería UCSC.
- Planos estructurales y Memoria de Cálculo del edificio "Lord Cochrane Tipo A".
- Manual de ETAB's, Ingeniería Estructural, Morrison Ingenieros.

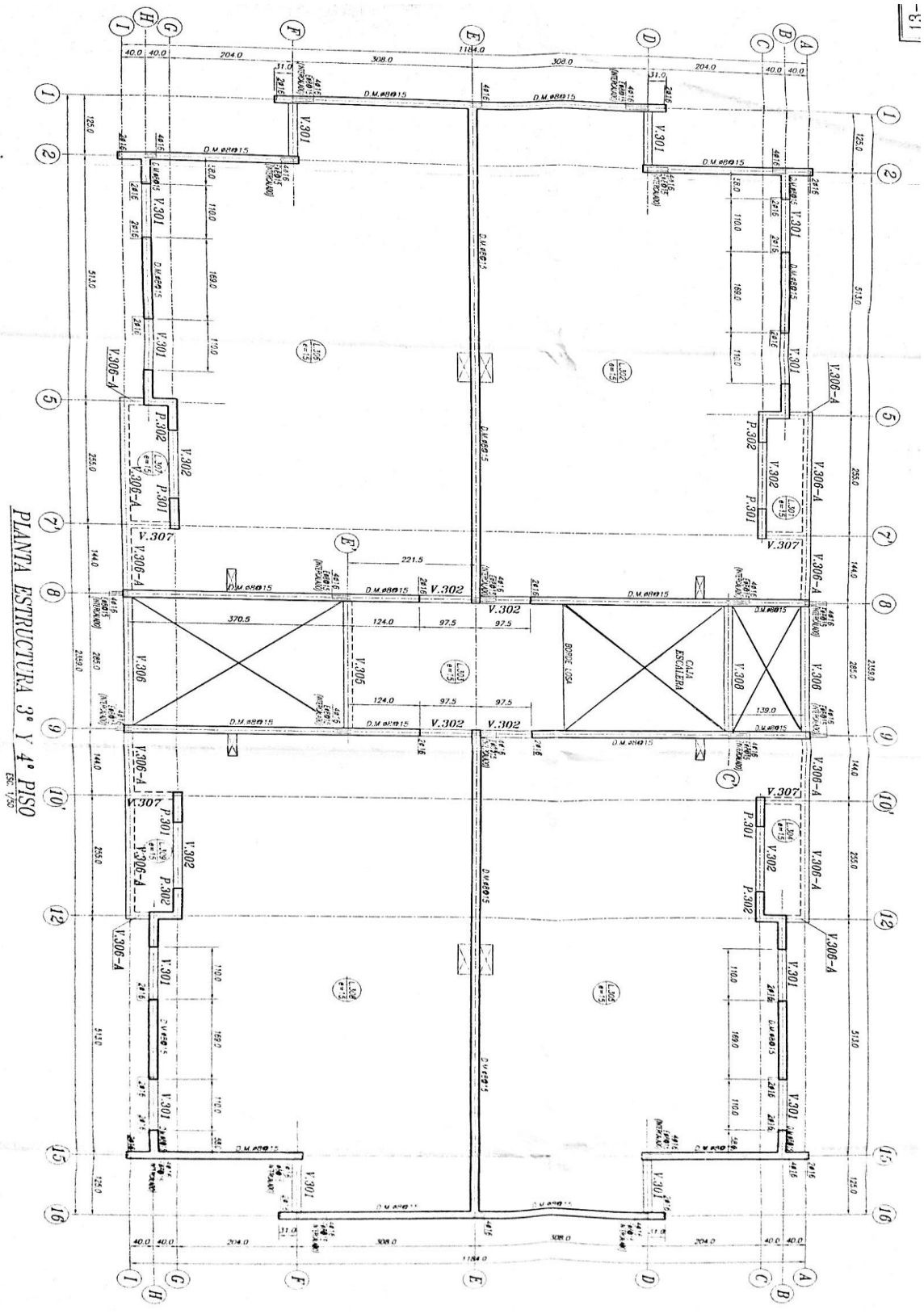
# ANEXOS

1. A continuación se presentan los planos de las plantas estructurales del edificio “Lord Cochrane Tipo A” de cada uno de los cinco pisos. A partir de éstos planos, facilitados por el Minvu se procedieron a generar los modelos en el software Etabs:





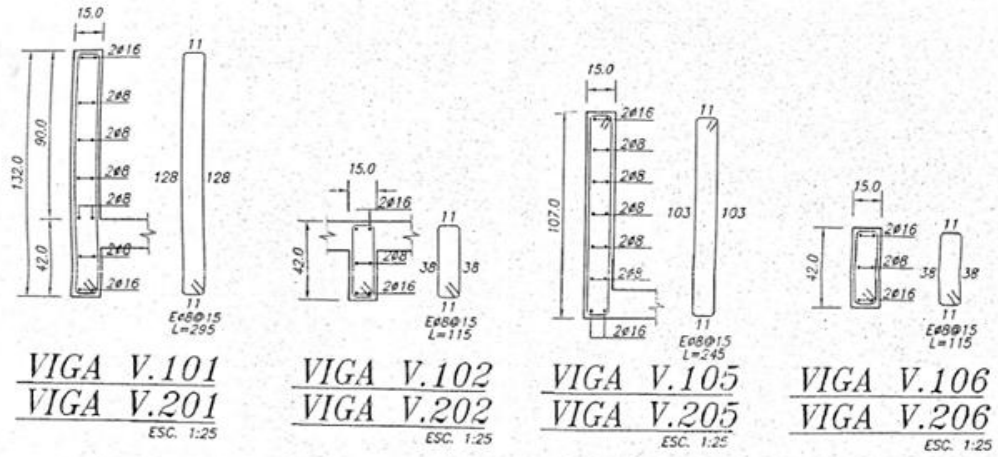
PLANTA ESTRUCTURA 2º PISO  
Esc. 7/80



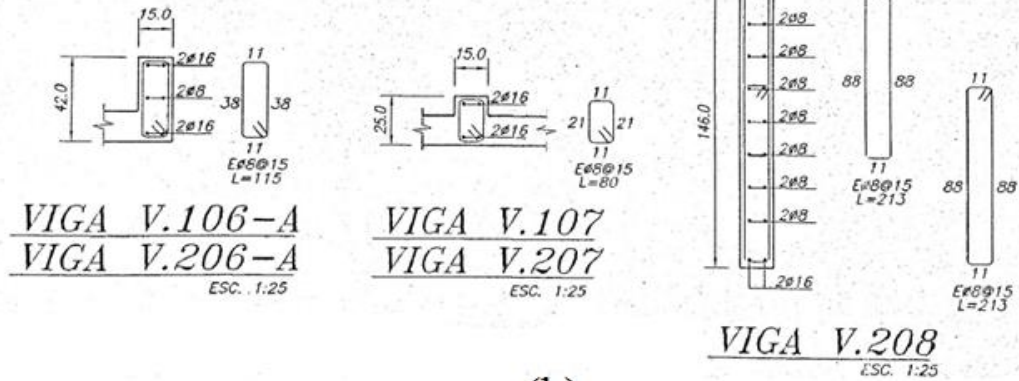
PIANTA ESTRUCTURA 3° Y 4° PISO  
ESC. 1/30



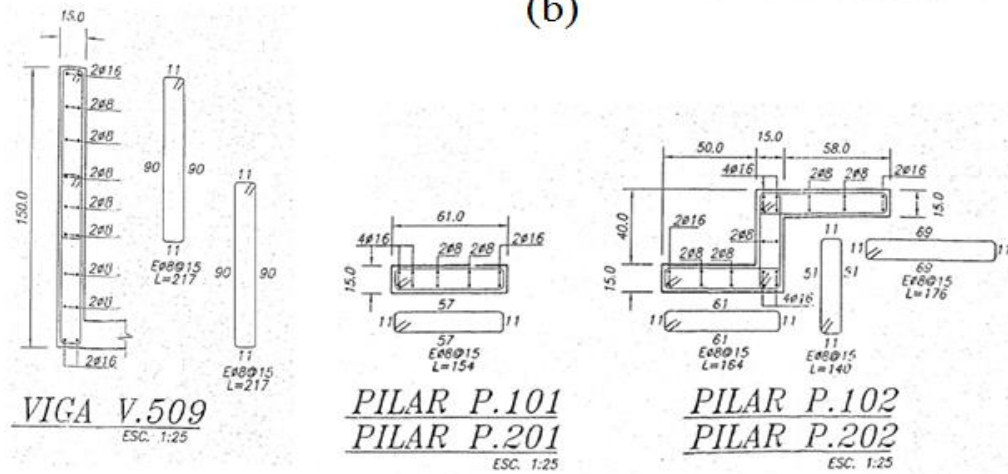
2. Detalle de Vigas y Pilares del Edificio Lord Cochrane tipo A.



(a)



(b)



(c)

3. Cubicación Edificio “Lord Cochrane Tipo A” a partir de los planos estructurales:

<b>Vigas y Pilares</b>						
	Sección	Largo (m)	Espesor (m)	Alto (m)	$\rho_{H.A}$ (kgf/m <sup>3</sup> )	Peso (kgf)
1er Piso	V.101	13,8	0,15	1,32	2500	6.831
	V.102	8,74	0,15	0,42	2500	1.377
	V.106-A	17,56	0,15	0,42	2500	2.766
	V.107	3,2	0,15	0,25	2500	300
	V.106	5,7	0,15	0,42	2500	898
	V.105	2,85	0,15	1,07	2500	1.144
	P.101	2,44	0,15	2,45	2500	2.242
2do Piso	V.201	13,8	0,15	1,32	2500	6.831
	V.202	8,74	0,15	0,42	2500	1.377
	V.206-A	17,56	0,15	0,42	2500	2.766
	V.207	3,2	0,15	0,25	2500	300
	V.206	5,7	0,15	0,42	2500	898
	V.205	2,85	0,15	1,07	2500	1.144
	V.208	2,85	0,15	1,46	2500	1.560
	P.201	2,44	0,15	2,45	2500	2.242
3er Piso	V.301	13,8	0,15	1,32	2500	6.831
	V.302	8,74	0,15	0,42	2500	1.377
	V.306-A	17,56	0,15	0,42	2500	2.766
	V.307	3,2	0,15	0,25	2500	300
	V.306	5,7	0,15	0,42	2500	898
	V.305	2,85	0,15	1,07	2500	1.144
	V.308	2,85	0,15	1,46	2500	1.560
	P.301	2,44	0,15	2,45	2500	2.242
4to Piso	V.401	13,8	0,15	1,32	2500	6.831
	V.402	8,74	0,15	0,42	2500	1.377
	V.406-A	17,56	0,15	0,42	2500	2.766
	V.407	3,2	0,15	0,25	2500	300
	V.406	5,7	0,15	0,42	2500	898
	V.405	2,85	0,15	1,07	2500	1.144
	V.408	2,85	0,15	1,46	2500	1.560
	P.401	0,61	0,15	2,45	2500	560
5to Piso	V.502	22,54	0,15	0,42	2500	3.550
	V.506-A	2,85	0,15	0,42	2500	449
	V.509	42,18	0,15	1,5	2500	23.726
	P.501	2,44	0,15	2,45	2500	2.242
<b>Σ Peso total Losa (kgf)</b>						<b>95.192</b>

<b>Losas</b>				
	Área en planta (m <sup>2</sup> )	alto (m)	$\rho_{H.A}$ (kgf/m <sup>3</sup> )	Peso (kgf)
1er Piso	233,89	0,15	2500	87709
2do Piso	233,89	0,15	2500	87709
3er Piso	233,89	0,15	2500	87709
4to Piso	233,89	0,15	2500	87709
5to Piso	265,11	0,15	2500	99416
<b><math>\Sigma</math> Peso total Losa (kgf)</b>				<b>450.251</b>

<b>Muros</b>					
	Largo (m)	Espesor (m)	alto (m)	$\rho_{H.A}$ (kgf/m <sup>3</sup> )	Peso (kgf)
1er Piso	84,53	0,15	2,45	2500	77.662
2do Piso	81,68	0,15	2,45	2500	75.044
3er Piso	81,68	0,15	2,45	2500	75.044
4to Piso	81,68	0,15	2,45	2500	75.044
5to Piso	81,68	0,15	2,45	2500	75.044
<b><math>\Sigma</math> Peso total Losa (kgf)</b>					<b>377.836</b>

- A partir de las cargas muertas (CM), sobre cargas (SC) y sobrecargas de techo (LR), se pueden obtener las siguientes cargas adicionales a la cubicación para el peso sísmico:

	<b>SC (kgf)</b>	<b>CM (kgf)</b>	<b>LR (kgf)</b>
<b>1er Piso</b>	46778	23389	0
<b>2do Piso</b>	46778	23389	0
<b>3er Piso</b>	46778	23389	0
<b>4to Piso</b>	46778	23389	0
<b>5to Piso</b>	53022	26511	26511
	<b>240134</b>	<b>120,067</b>	<b>26,511</b>

- Resumen de cada una de las cargas cubicadas para la obtención del peso sísmico:

	<b>1er Piso</b>	<b>2do Piso</b>	<b>3er Piso</b>	<b>4to Piso</b>	<b>5to Piso</b>	
<b>Peso x Piso (tonf)</b>	180,9	179,9	179,9	178,2	204,4	
<b>CM + 0,25*SC (tonf)</b>	35,1	35,1	35,1	35,1	46,4	
<b>Peso sísmico (tonf)</b>	216	215	215	213,3	250,8	<b>1110</b>

- Tabla comparativa final entre cubicación y “Modelo A” realizado en el software Etabs:

	<b>Peso Sísmico Edificio (tonf)</b>
<b>“Modelo A” Etabs</b>	1.111,7
<b>Cubicación</b>	1.110

Hay una diferencia de 1.7 toneladas fuerza entre el peso sísmico arrojado por el programa a partir del modelo realizado en el software versus la cubicación realizada, lo que corresponde a una diferencia de 0.15%.

Importante señalar que para los Modelos B y C, se realizó la misma comparación de cubicación versus el peso sísmico arrojado por el software utilizado, algo que se puede ver en detalle en el anexo digital.

4. Tabla resumen de cortes por piso a partir del análisis estático y modal espectral:

Story	Load Case	Location	MODELO A		MODELO B		MODELO C	
			VX	VY	VX	VY	VX	VY
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf
Piso 5	SDX Max	Bottom	114	0	103	0	100	0
Piso 4			197	0	184	0	179	0
Piso 3			259	0	244	0	238	0
Piso 2			300	0	285	0	277	0
Piso 1			318	0	303	0	295	0
Piso 5	SDX Max	Bottom	0	128	0	117	0	113
Piso 4			0	212	0	200	0	191
Piso 3			0	269	0	256	0	244
Piso 2			0	304	0	290	0	277
Piso 1			0	318	0	303	0	290
Piso 5	SEX	Bottom	152	0	145	0	137	0
Piso 4			208	0	198	0	190	0
Piso 3			250	0	239	0	231	0
Piso 2			286	0	273	0	265	0
Piso 1			318	0	303	0	295	0
Piso 5	SEX	Bottom	0	152	0	145	0	137
Piso 4			0	208	0	198	0	190
Piso 3			0	250	0	239	0	231
Piso 2			0	286	0	273	0	265
Piso 1			0	318	0	303	0	295