



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

CARACTERIZACIÓN DINÁMICA Y DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIO DE REFERENCIA DE OFICINA DE HORMIGÓN ARMADO EN CHILE

ÓSCAR ANDRÉS GARCÍA VALDÉS

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:
DIEGO LÓPEZ - GARCÍA

Santiago de Chile, octubre, 2016.

A mis papas, novia, amigos,
familiares y hermanos, que me
apoyaron constantemente.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco principalmente a mis papas, César García y Alba Valdés que gracias a su ejemplo y dedicación han logrado impulsarme a ser una mejor persona y un mejor profesional.

A mi novia Stephanie Rodríguez que durante mi carrera profesional, académica y personal siempre ha sido un pilar de fuerza y amor.

A mi tío Óscar Valdés por darme la oportunidad de crecer profesionalmente dentro de su empresa y ser una guía en el área de la ingeniería estructural en Guatemala.

A mis amigos del magister, con lo que puede compartir muchas alegrías y fueron siempre un apoyo constante en la finalización del magister, especialmente a César Paiz, Jorge Ruilova, Diego Blacio, Kevin Cruz, Ramón Nazar, Julio de la Riva, Erick Lovon, Oscar Peña, Juan Carlos Meza, Giovanni Gattoni, Fernando Pérez, José Wilches y Mitchell Huacre.

A Elena Cornejo y a Jorge Vasquez, coordinadora y director del programa de Magister en Ingeniería Estructural y Geotecnia, respectivamente. A cada uno de los profesores del programa por su conocimiento y dedicación a la academia.

A los profesores de la Universidad Adolfo Ibáñez, Gerardo Araya y Pablo Parra por su confianza en incluirme en su proyecto de investigación y por su tiempo, ayuda y colaboración para la culminación de este trabajo. Por ultimo quisiera agradecer al profesor Diego López – Garcia por su constante apoyo durante el magister.

A la empresa René Lagos Engineers y Mario Lafontain por su asesoría técnica a lo largo de esta investigación.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
Indice General.....	iv
INDICE DE TABLAS	vii
INDICE DE FIGURAS.....	ix
ABSTRACT	xii
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. METODOLOGÍA PARA SELECCIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO	2
II.1 Estudio estadístico	2
II.2 Tipología estructural	5
III. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	8
III.1 Descripción general del modelo elementos finitos.....	8
III.2 Estructuración del Edificio.....	8
III.3 Supuestos de modelación y definiciones	11
III.4 Estados de carga	13
III.4.1 Cargas gravitacionales	13
III.4.2 Espectro de diseño de la norma DS 61 (2011)	14
IV. DISEÑO DE EDIFICIO DE REFERENCIA DE ACUERDO A ACI318 Y NORMA SISMICA CHILENA.....	20
IV.1 Análisis Modal.....	20
IV.2 Combinaciones de carga para Diseño.....	22
IV.3 Esfuerzos de corte y momento volcante	23
IV.4 Deformaciones de entrepiso	25
IV.5 Diseño de Muros de Corte.....	26
IV.5.1 Verificación de esbeltez de muro	27

IV.5.2Diseño a corte	28
IV.5.3Carga axial máxima	30
IV.5.4Diseño a flexión y carga axial	30
IV.5.5Elementos de borde especiales	33
IV.6 Diseño de columnas	43
IV.6.1Diseño a compresión y flexión	43
IV.6.2Diseño a corte	46
IV.7 Diseño de Vigas.....	51
IV.7.1Diseño a flexión.....	51
IV.7.2Diseño a corte	54
VII. CONCLUSIONES	60
BIBLIOGRAFIA	61
A N E X O S	63
ANEXO A: MODELACION DE SECCION DE MURO EN XTRACT	64

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla III - 1 : Rigidez del diafragma, aplicabilidad y descripción	11
Tabla III - 2: Propiedades del hormigón armado H40	12
Tabla III - 3: Propiedades del acero A630-420H.....	12
Tabla III - 4: Cargas gravitacionales.....	13
Tabla III - 5: Parámetros sísmicos de la estructura.....	15
Tabla III - 6: Parámetros dependientes del tipo de suelo	15
Tabla III - 7: Corte Basal mínimo y máximo	16
Tabla III - 8: Factores de reducción de respuesta según su dirección.....	16
Tabla III - 9: Excentricidades de centro de masa.....	18
Tabla IV- 1 : Periodos y Masa Modal Efectiva.....	20
Tabla IV- 2 : Respuesta de Cortante, Momento Volcante y Peso Sísmico por piso.	23
Tabla IV- 3 : Esbeltez de muro en altura.	27
Tabla IV- 4 : Armadura de refuerzo transversal $t_w = 0.70$ m	28
Tabla IV- 5 : Armadura de refuerzo transversal $t_w = 0.50$ m	28
Tabla IV- 6 : Corte máximo $t_w = 0.50$ m.....	29
Tabla IV- 7 : Corte máximo $t_w = 0.70$ m.....	30
Tabla IV- 8 : Carga axial máxima	30
Tabla IV- 9 : Desplazamiento de techo ultimo.....	34
Tabla IV- 10 : Limite de posición del eje neutro C_{lim} , $t_w=0.70$ m, losa de 1er. subterráneo a techo	35
Tabla IV- 11 : Limite de posición del eje neutro C_{lim} , $t_w=0.50$ m, losa de 1er. subterráneo a techo	35
Tabla IV- 12 : Limite de posición del eje neutro C_{lim} , $t_w=0.70$ m, base a losa de 1er. subterráneo	35
Tabla IV- 13 : Limite de posición del eje neutro C_{lim} , $t_w=0.50$ m, base a losa de 1er. subterráneo	35
Tabla IV- 13 : Distancia a eje neutro C.....	36

Tabla IV- 15 : Distancia a eje neutro C y longitud de confinamiento C_c	38
Tabla IV- 16 : Acero transversal de elemento de borde dirección X.....	39
Tabla IV- 17 : Acero transversal de elemento de borde dirección Y.....	39
Tabla IV- 18 : Altura de elemento especial de borde	41
Tabla IV- 19 : Provisiones Sísmicas para espaciamiento para columnas IMF según ACI.	46
Tabla IV- 20 : Diseño de acero transversal, Columna 50x50. Sótano S1, S2 y S3	47
Tabla IV- 21 : Diseño de acero transversal, Columna 80x80. Pisos 3 al 16.	47
Tabla IV- 22 : Diseño de acero transversal, Columna 100x100. Pisos 1 y 2.....	48
Tabla IV- 23 : Diseño de acero transversal, Columna 100x100. Sótanos S1, S2 y S3.....	48
Tabla IV- 24 : Diseño a corte, Columna 50x50. Sótanos S1, S2 y S3.....	49
Tabla IV- 25 : Diseño a corte, Columna 80x80. Pisos 3 al 16	49
Tabla IV- 26 : Diseño a corte, Columna 100x100. Pisos 1 al 2	50
Tabla IV- 27 : Diseño a corte, Columna 100x100. Sótanos S1-S2-S3	50
Tabla IV- 28 : Área de acero a flexión Superior e Inferior, V70x60.....	53
Tabla IV- 29 : Área de acero a flexión Superior e Inferior, V20x50.....	54
Tabla IV- 30 : Provisiones Sísmicas para espaciamiento para vigas IMF según	54
Tabla IV- 31 : Diseño de acero transversal, Vigas 70x60.....	56
Tabla IV- 32 : Diseño de acero transversal, Vigas 20x50.....	56
Tabla IV- 33 : Área de acero requerida y propuesta a corte. Vigas 70x60 cm	57
Tabla IV- 34 : Área de acero requerida y propuesta a corte. Vigas 20x50 cm	57

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura II-1: Numero de edificios con permisos aprobados por comuna.....	2
Figura II-2: Diagrama de Caja: Número de pisos según comunas	3
Figura II-3 : Diagrama de Caja: Superficie por piso en metros cuadrados según comuna...	4
Figura II- 4: Numero de edificios de oficinas con permisos aprobados por comuna	5
Figura II- 5 : Diagrama de Caja: Número de pisos de edificios de oficina según comunas .	6
Figura II- 6: Diagrama de Caja: Superficie por piso de edificios de oficina según comunas	7
Figura III - 1: Planta tipo de subterráneos, S1 al S3	9
Figura III - 2: Planta tipo, pisos 1-16.	9
Figura III - 3 : Vista 3D del modelo en elementos finitos usando ETABS 2015.....	10
Figura III - 4 : Espectro de diseño inelástico Dirección X.....	17
Figura III - 5 : Espectro de diseño inelástico Dirección Y.....	17
Figura IV- 1 : Formas modales de los modos principales.....	22
Figura IV- 2 : Respuesta de Cortante y Momento Volcante	24
Figura IV- 3 : Drift del Centro de Masa, a) Dirección X, b) Dirección Y	25
Figura IV- 4 : Drift del Centro de Masa + 0.001·h, a) Dirección X, b) Dirección Y	26
Figura IV- 5 : Dimensiones preliminares del muro “C”, en metros.	27
Figura IV- 6 : a) Curva de concreto H40 No Confinado de Mander, b) Curva de acero A63-420H bilineal elastoplastica.....	31
Figura IV- 7 : Disposición final de las armaduras en el muro.....	32
Figura IV- 8 : a) Vista 3D P-M2-M3, b) Vista P-M3 c) Vista P-M2	32
Figura IV- 9 : Espectro de desplazamiento según D.S. N°61	33
Figura IV- 10 : C/l_w vs ϕ , a) dirección $\pm X$, b) dirección $+Y$	36
Figura IV- 11 : Zonas de compresión flexural para considerar confinamiento (Moehle 2015)	37
Figura IV- 12 : Confinamiento intersección de muros.....	37

Figura IV- 13 : C/l_w vs ϕ dirección -Y.....	38
Figura IV- 14 : Disposición final de elemento especial de borde.....	40
Figura IV- 15 : Altura de elemento especial de borde	40
Figura IV- 16 : Disposición final de elemento de borde ordinario.....	41
Figura IV- 17 : Disposición final de elemento especial de borde y elementos de borde ordinarios en altura. Eje E & H.	42
Figura IV- 18 : Representación geométrica del factor de capacidad de una columna.....	43
Figura IV- 19 : Columna C50 x 50, Sótanos S1 -S2-S3	44
Figura IV- 20 : Columna C80 x 80, Pisos 3 al 16.....	44
Figura IV- 21 : Columna C100 x 100, Sótanos S1, S2 y S3.	44
Figura IV- 22 : Columna C100 x 100, Pisos 1 y 2.....	45
Figura IV- 23 : Planta típica de vigas, Pisos 1 al 16.	52
Figura IV- 24 : Figura representativa de la ubicación de acero longitudinal.	52
Figura IV- 29 : Viga B5-B9.....	58
Figura IV- 28 : Viga B4-B10.....	58
Figura IV- 27 : Viga B3-B11.....	58
Figura IV- 26 : Viga B2-B12.....	58
Figura IV- 25 : Viga B1-B13.....	58
Figura IV- 31 : Viga B7-B15.....	59
Figura IV- 30 : Viga B6-B16.....	59
Figura IV- 33 : Viga B17	59
Figura IV- 32 : Viga B8-B14.....	59
Figura A- 1 a) Modelo de concreto no confinado de Mander, b) Modelo de acero elastoplastica.....	64
Figura A- 2 : Sección de fibras.....	65
Figura A- 3 : a) Momento Curvatura Dirección -Y, b) Momento Curvatura Dirección +Y, c) Momento Curvatura Dirección $\pm X$	65
Figura A- 4 :Momento Curvatura Dirección -Y	65
Figura A- 5 : Verificación de deformación a) Concreto b) Acero.....	65

RESUMEN

Este proyecto de investigación se crea para analizar una estructura representativa de la práctica chilena, sobre cuál es la comuna característica de edificios de oficinas de hormigón armado en Santiago y cuantos pisos y que área superficial en planta se acostumbra a construir en esa comuna. Utilizando esta información para realizar el diseño sísmico según la norma NCh 433.

El primer objetivo de la investigación es realizar un estudio estadístico sobre la cantidad de edificios altos, mayores a 5 niveles, que existen en la ciudad de Santiago, la cual incluye edificios habitacionales, hoteles y oficinas. Esta información fue extraída del Instituto Nacional de Estadística de Chile (INE), luego se optó por escoger el edificio de estudio de uso para oficinas presenta menos redundancia estructural que un edificio habitacional, ya que concentra su sistema sismo resistente a un núcleo de muros de concreto.

El segundo objetivo de la investigación es realizar el diseño estructural de los elementos de hormigón armado, estos incluyen diseñar los marcos intermedios a momento y muros de hormigón armado, tomando en consideración las verificaciones pertinentes tanto del código ACI318, la NCh 433 y los Decretos Supremos 60 y 61.

De este estudio se puede concluir que:

Claramente se puede observar que los datos estadísticos corresponden a lo observado en la ciudad de Santiago, ya que el área de oficinas se ubica generalmente en el centro financiero de Santiago, comuna de Providencia y comuna de Las Condes y lo que se conoce como Ciudad Empresarial en la comuna de Huechuraba.

Es importante modelar adecuadamente el diafragma de piso en los sótanos para evitar el *backstay effect*.

ABSTRACT

This research project was created to analyze a benchmark structure of the Chilean practice, indicating which is the predominant district of reinforced concrete office buildings in Santiago and how many levels and the building plan area used to build in that district. Using this information for the seismic design according to NCH 433 standard.

The first objective of the research is to conduct a statistical study on the number of tall buildings, greater than 5 levels, that exist in the city of Santiago, which includes residential buildings, hotels and offices. This information was extracted from the National Statistical Institute of Chile (INE), then it was decided to choose for the testbed structure an office type building which presents less structural redundancy than a residential building as it concentrates its earthquake resistant system to a core of concrete walls.

The second objective of the research is the structural design of reinforced concrete elements, these include designing the intermediate moment frames and the reinforced concrete walls, considering the relevant verifications of ACI318, NCH 433 and Supreme Decrees 60 and 61.

From this study, it can be concluded that:

The statistics correspond to what is observed in the city of Santiago, as the office area is usually located in the financial center of Santiago, district of Providencia and Las Condes and what is known as “Ciudad Empresarial” in Huechuraba.

It is important to properly model the diaphragm floor in the basement to avoid the backstay effect.

I. INTRODUCCIÓN

Al realizar un análisis ya sea lineal o no lineal de una estructura para investigación recae no solo la decisión de que tipología estructural, materiales o cargas sísmicas esta será sometida, sino que también tenga relevancia de la realidad del país. Las universidades en Chile son mundialmente conocidas como institutos donde el estudio académico e investigación son utilizados para proponer normativas ya sea de diseño o de análisis sísmico. Sin embargo, los casos estudiados ya sea de colapso o de evaluación sísmica se han realizado para casos particulares.

Utilizando la información del Instituto Nacional de Estadística (INE), se quiere presentar la información pertinente para que los investigadores puedan contar con la información necesaria para modelar estructuras y que tengan un fundamento estadístico adecuado, ya que realizar análisis lineales o no lineales son sensibles a la altura de edificio y el área de planta.

Parte del proyecto de investigación de la Universidad Adolfo Ibáñez, al cual pertenece esta tesis, es modelar una estructura que cuente con los fundamentos estadísticos y realizar el diseño sísmico de los elementos cumpliendo con los requisitos de las normativas vigentes para luego realizar un análisis dinámico incremental y realizar una estimación de costo de vida para un edificio típico de hormigón armado en la ciudad de Santiago de Chile.

Los modelos de elementos finitos son elaborados en el software ETABS (CSI, Computers and Structures, Inc.), el análisis de sección de muros fue analizado con el software XTRACT y las columnas y las vigas fueron diseñadas utilizando los módulos de diseño de hormigón armado de ETABS.

II. METODOLOGÍA PARA SELECCIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

En este capítulo se realiza una descripción sobre la recopilación de información del INE (Instituto Nacional de Estadísticas Chileno) con la cual se pudo determinar la cantidad de pisos y la superficie de piso, así mismo se exponen las razones por la cual se decidió utilizar un sistema estructural para uso de oficinas.

II.1 Estudio estadístico

El edificio en estudio está basado en la recopilación de datos estadísticos sobre edificios de hormigón armado construidos en los últimos 10 años en el área metropolitana de la ciudad de Santiago, dicha información obtenida del INE (Instituto Nacional de Estadísticas Chileno).

En esta base de datos, los resultados se filtran de acuerdo a: región (Metropolitana), material estructural (hormigón armado), permisos (nuevos proyectos), ocupación (viviendas, oficinas y hoteles) y la altura (5 pisos mínimo, arbitrariamente definido como el grupo de estudio objetivo). La Figura II-1 nos muestra la cantidad de edificios que cumplen con estas características según comunas.

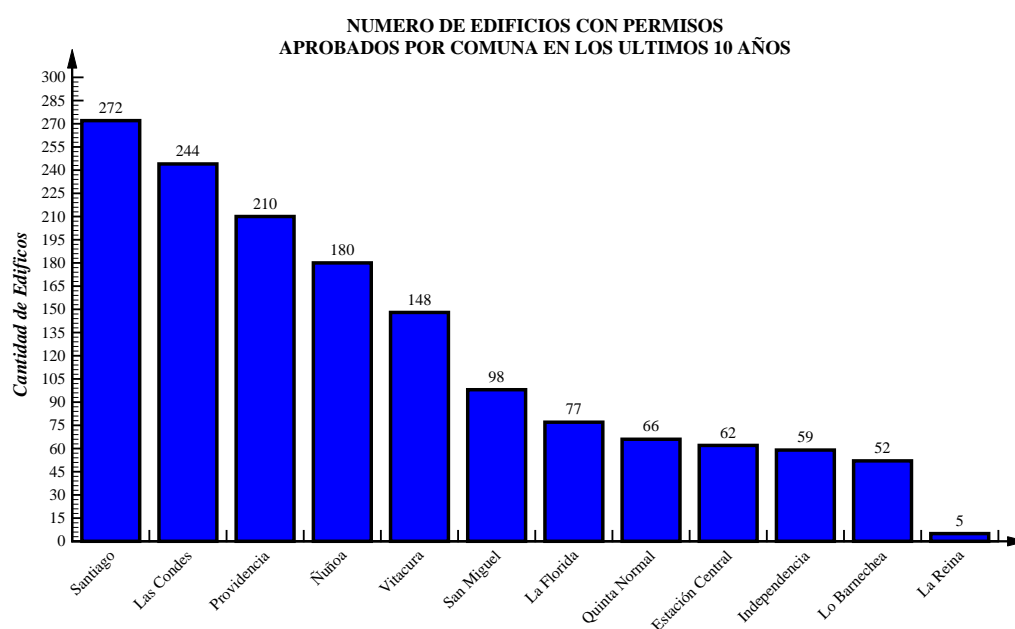


Figura II-1: Numero de edificios con permisos aprobados por comuna.

Entre ellas, las estimaciones sólidas y representativas del número de pisos y la superficie de piso se obtuvieron seleccionando solo los que tienen una superficie total construida anual y número de proyectos de construcción más alta (Las Condes, Ñuñoa, Providencia, San Miguel, Santiago y Vitacura).

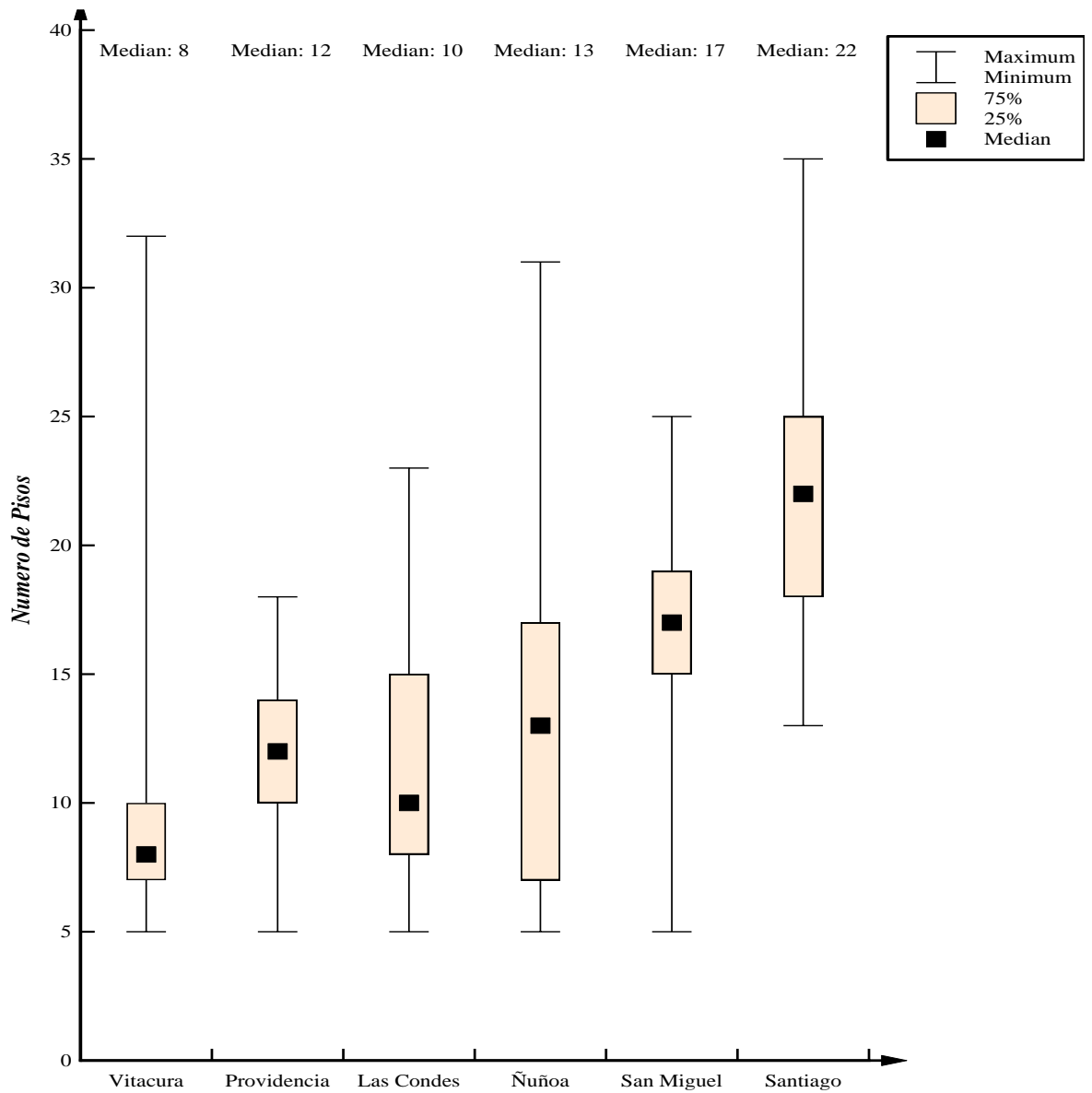


Figura II-2: Diagrama de Caja: Número de pisos según comunas

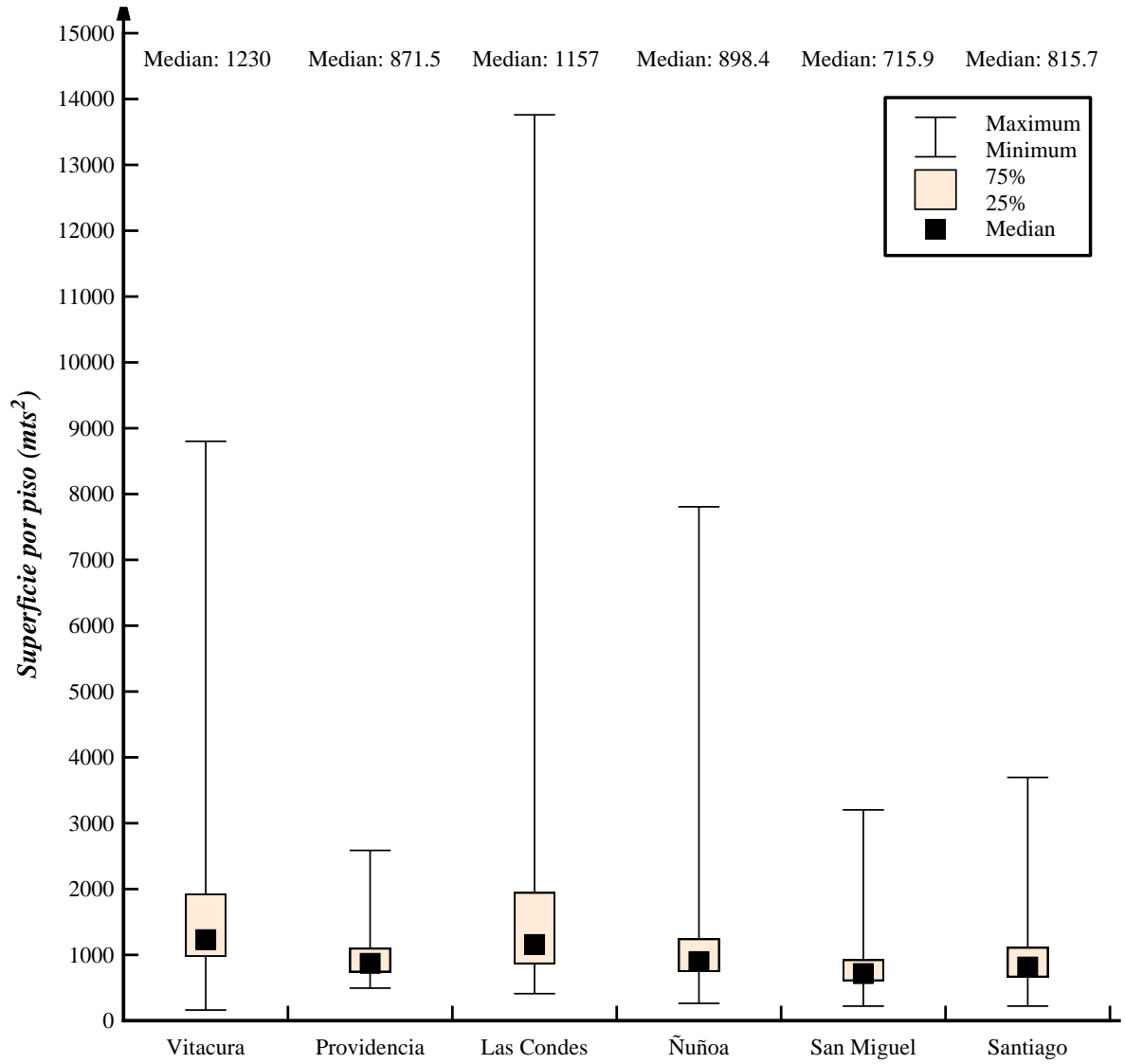


Figura II-3 : Diagrama de Caja: Superficie por piso en metros cuadrados según comuna

Este estudio estadístico nos permite observar la cantidad de edificios que cumplen con el criterio de filtraje que se definió anteriormente, la cual nos indica el rango y la media por comuna de la cantidad de pisos y superficie por piso que se puede observar en cada comuna.

II.2 Tipología estructural

El propósito del edificio de referencia es con cual se pueda realizar estudios a profundidad tanto estáticos, dinámicos, lineales y/o no lineales. Así mismo se consideró que el tipo de ocupación para el cual este edificio de referencia sea representativo para una realidad chilena. Usualmente los edificios habitacionales de hormigón armado presentan una densidad de muros superior en ambos sentidos, dejando de lado irregularidades en planta y en altura que cada edificio arquitectónicamente posee, esta tipología presenta muy pocos daños estructurales gracias a su redundancia estructural.

Se optó por que el edificio de referencia sea un edificio de oficinas ya que éstos por requisitos arquitectónicos y de ocupación presentan mayores luces libres con el cual se opta por considerar una tipología tipo dual, muros de corte central y marcos intermedios de gravedad, con el cual no obtenemos la redundancia característica de edificios habitacionales de hormigón armado. Se presenta a continuación los datos estadísticos considerando solamente edificios de oficinas.

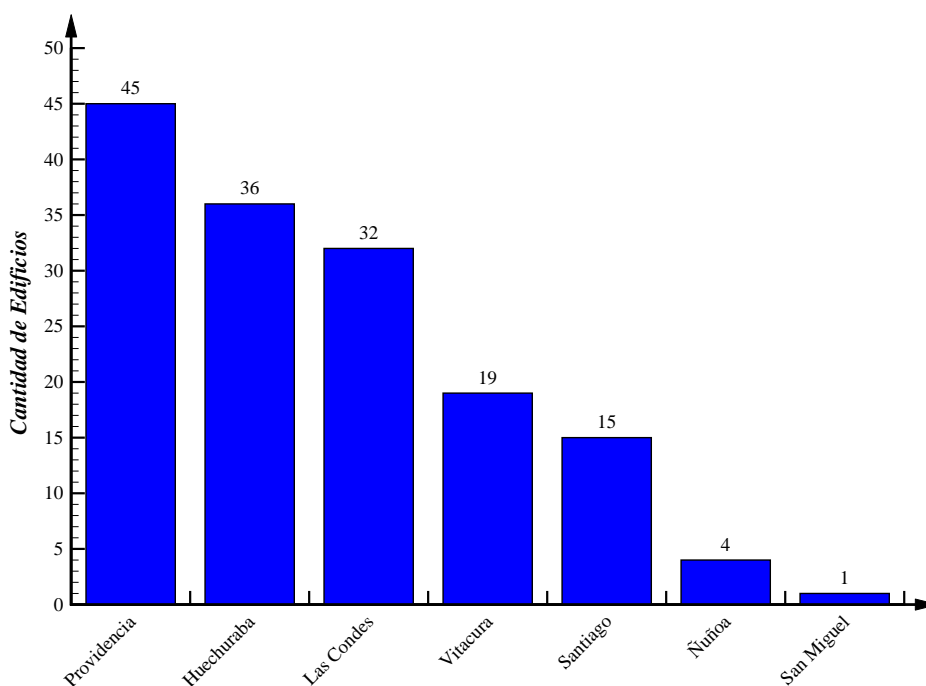


Figura II- 4: Numero de edificios de oficinas con permisos aprobados por comuna

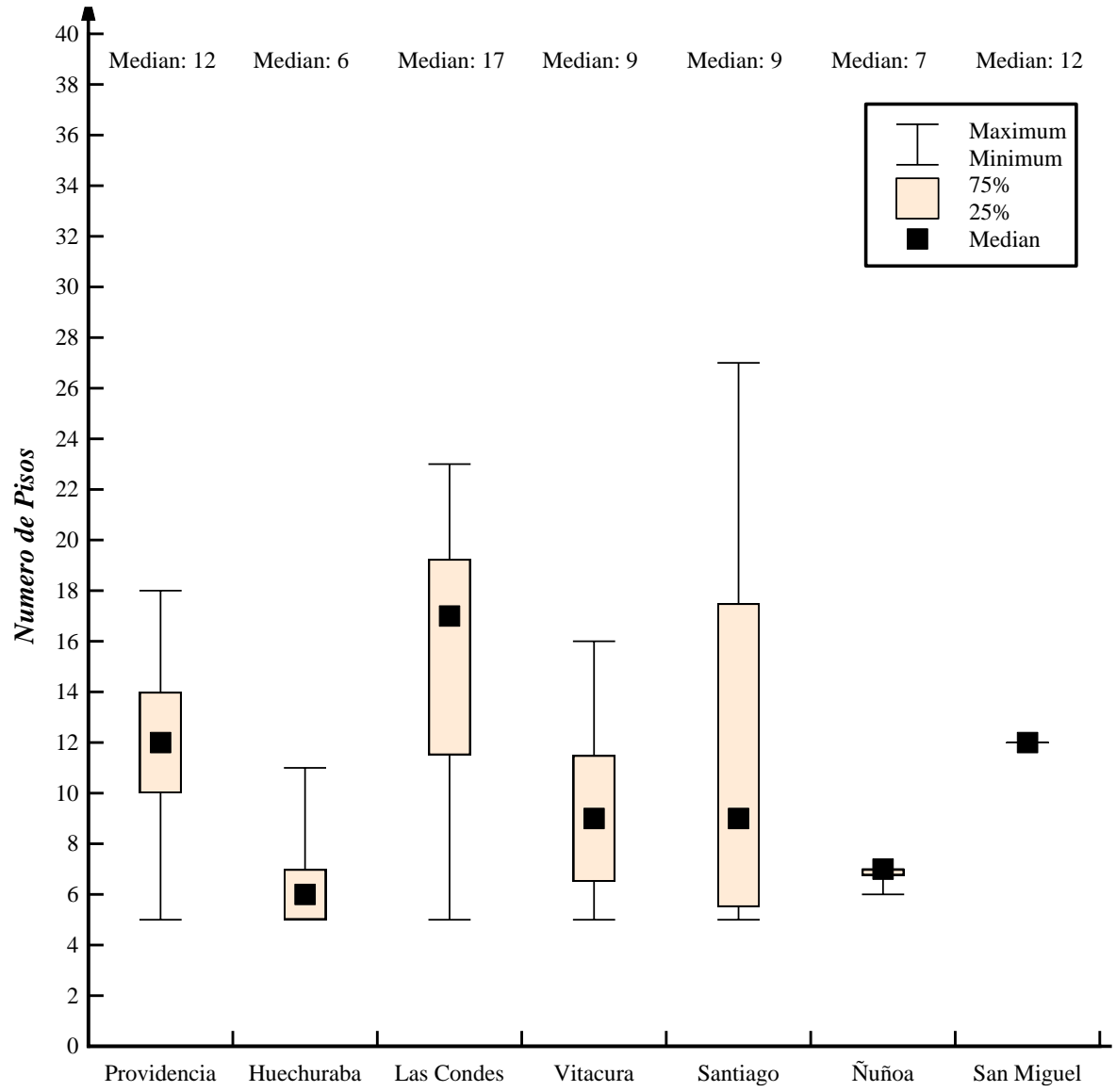


Figura II- 5 : Diagrama de Caja: Número de pisos de edificios de oficina según comunas

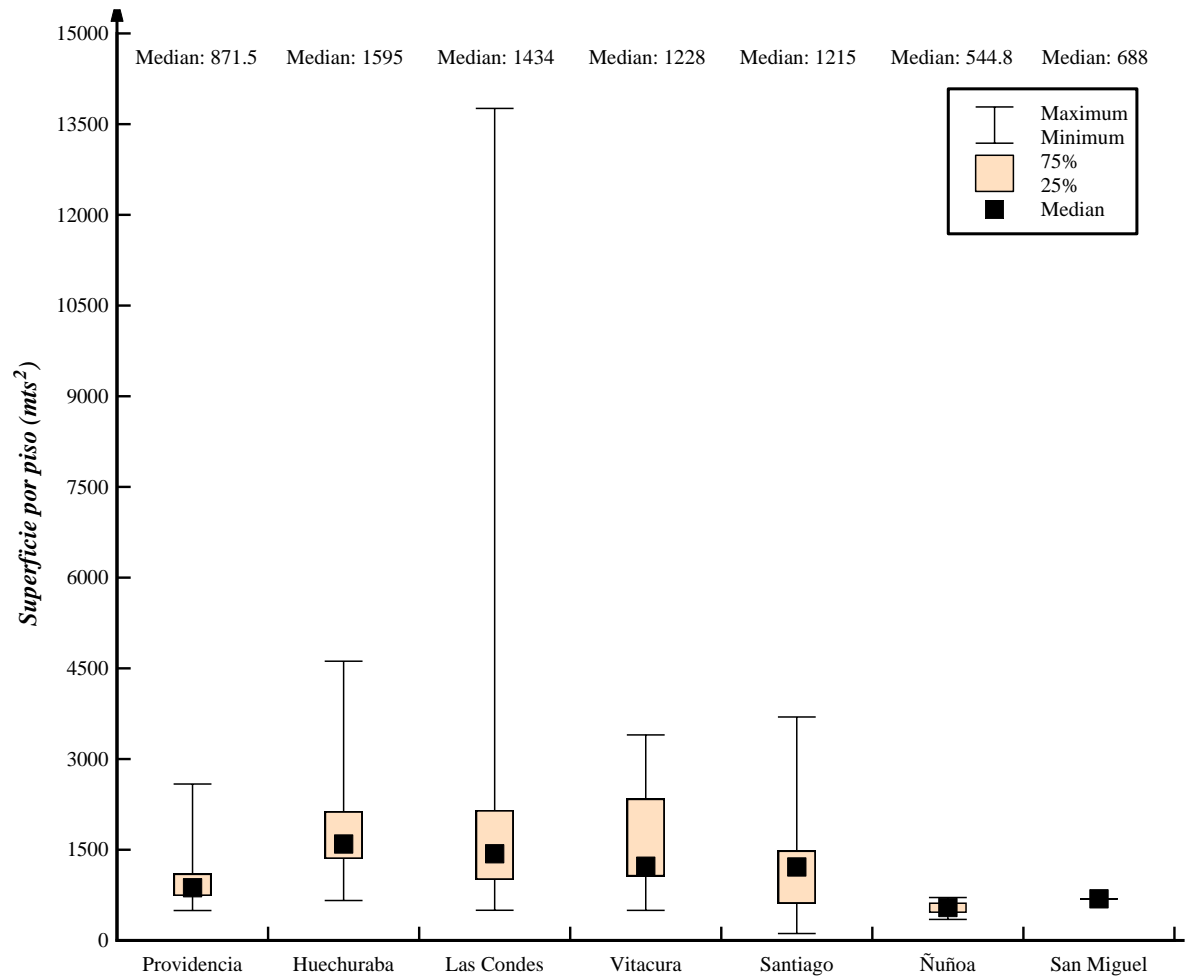


Figura II- 6: Diagrama de Caja: Superficie por piso de edificios de oficina según comunas

Claramente se puede observar que los datos estadísticos corresponden a lo observado en la ciudad de Santiago, ya que el área de oficinas se ubica generalmente en el centro financiero de Santiago, comuna de Providencia y comuna de Las Condes y lo que se conoce como Ciudad Empresarial en la comuna de Huechuraba.

III. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Este capítulo presenta el modelo computacional del edificio considerado para realizar el análisis modal espectral. Adicionalmente, se resumen los supuestos de modelamiento adoptados, y los estados de carga considerados para dicho análisis.

III.1 Descripción general del modelo elementos finitos

El edificio está basado en un edificio real, construido en la ciudad de Santiago, en que se introdujeron algunas modificaciones en los planos originales a fin de tener una estructura más simple de modelar y más simétrica. El edificio se basó en la estadística obtenida del INE con el cual se optó por representar un edificio típico de la comuna de Las Condes, el edificio presenta 16 pisos de altura con una superficie aproximada de 960 m² por piso y 3 subterráneos con superficies aproximadas de 4,110 m² por nivel. La altura total del edificio por sobre el nivel de calle es de 51.5 m y su profundidad enterrada es de -10.5 m.

III.2 Estructuración del Edificio

El edificio en estudio está estructurado en base a losas postensadas, los marcos compuestos de vigas y columnas forman el sistema resistente a cargas gravitacionales y los muros de hormigón componen el sistema principal resistente a cargas sísmicas. El sistema de diafragma de piso considera el uso de losas macizas de hormigón postensado, este tipo de sistema se utiliza para este tipo de tipología ya que permite obtener vanos más grandes, característica primordial del edificio de oficinas. El espesor de las losas de piso de la torre es de 20 cm, en el primer subterráneo la losa es de 25 cm y los demás subterráneos son de 22 cm. la estructura es bastante regular, tanto en planta como en elevación. La planta del piso tipo, donde se muestra la ubicación de los muros, se presenta en la Figura III-1. El edificio tiene 2 muros de sección “C”.

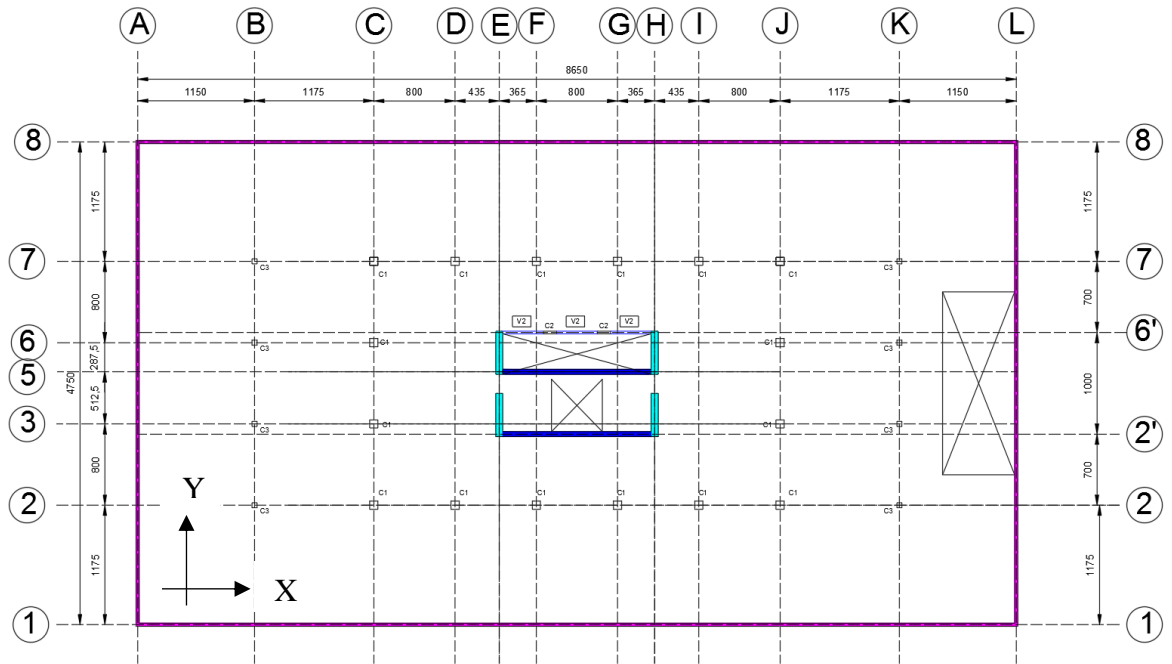
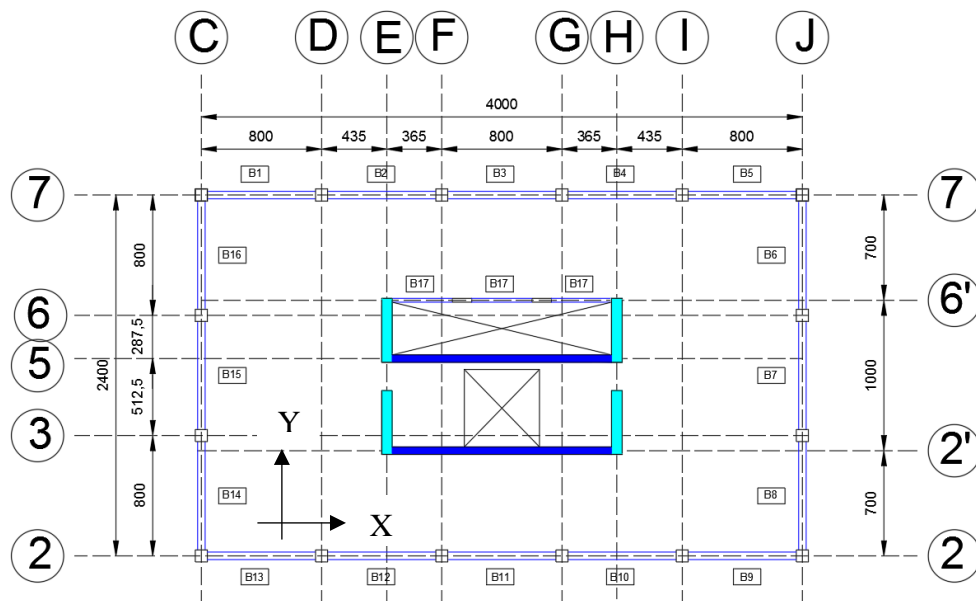


Figura III - 1: Planta tipo de subterráneos, S1 al S3

La planta de subterráneo tipo tiene dimensiones de 86.50 m por 47.50 m (razón de aspecto 1.82), con una superficie de 4,108.75 m².



La planta de piso tipo tiene dimensiones de 40.00 m por 24.00 m (razón de aspecto 1.65), con una superficie de 960 m².

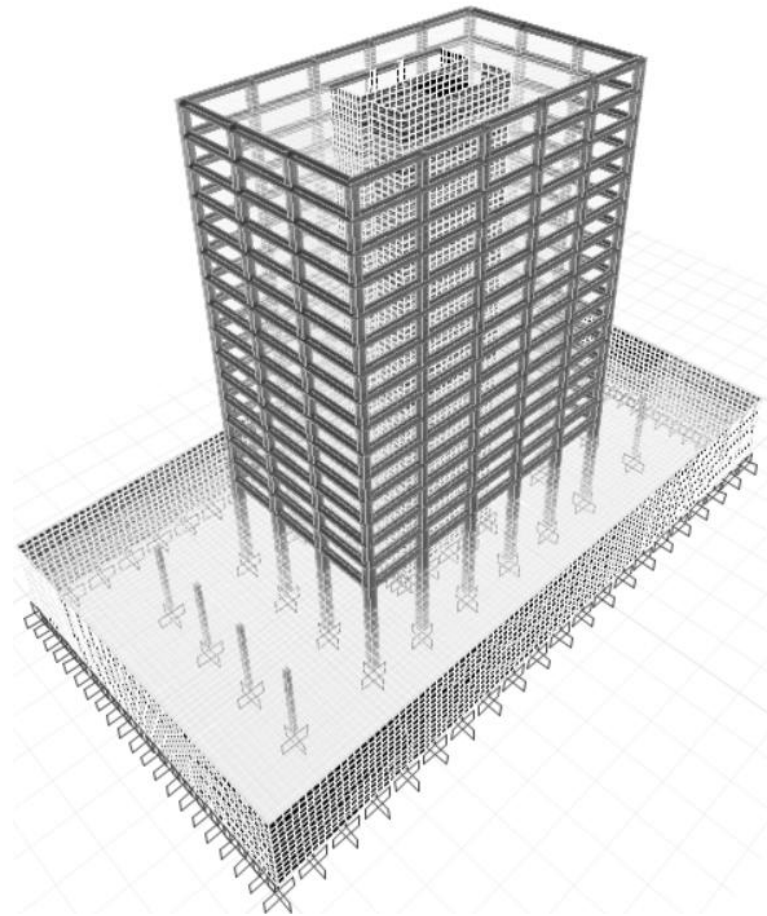


Figura III - 3 : Vista 3D del modelo en elementos finitos usando ETABS 2015

El modelo computacional del edificio fue realizado en ETABS, y en la Figura III-3 se muestra una vista tridimensional de este. Las vigas se modelan como elementos de comportamiento dominado por flexión. Los muros y losas se modelan con elementos finitos rectangulares tipo shell. En el modelo se asume que todos los elementos presentan un comportamiento lineal elástico.

III.3 Supuestos de modelación y definiciones

Las losas de la torre se asumieron infinitamente rígidas en su plano según las consideraciones de la norma ASCE 7-10 (2010) en la sección 12.3.2, establece que se puede considerar los diafragmas de piso como infinitamente rígidos cuando estos tengan razones de aspecto menor a 3 y no presenten irregularidades en planta. Así mismo, aunque la razón de aspecto de las losas de subterráneo no presenta irregularidades en planta ni en elevación según la ASCE 7-10, se aplicó el criterio de la Tabla III-1 (PEER 2010).

Tabla III - 1 : Rigidez del diafragma, aplicabilidad y descripción

Hipótesis de Modelado	Descripción	Aplicabilidad
Rígido	Se asume que el diafragma es infinitamente rígido comparado con los elementos verticales resistentes a las fuerzas sísmicas. La distribución de las fuerzas laterales se basa en las rigideces relativas de los elementos verticales. La diferencia entre el centro de masas y el centro de rigidez causa una torsión en el plano que se distribuye a los elementos verticales.	Es el enfoque más común para el modelado de losas de hormigón armado. Ampliamente usado en programas comerciales de análisis estructurales de edificios.
Semirrígido	La rigidez en el modelo es finita. La rigidez es calculada en base al espesor y a las dimensiones del diafragma, y a las propiedades del material.	El modelo más realista, pero de mayor dificultad de aplicar. Disponible en algunos programas de análisis estructurales de edificios. Debe ser usado para modelar diafragmas que producen <i>Backstay Effects</i> .
Flexible	Se asume que el diafragma es infinitamente flexible comparado con los elementos verticales resistentes a las fuerzas sísmicas. Los diafragmas se asumen simplemente	Típicamente no aplicable para el caso de diafragmas de hormigón armado. Utilizado con mayor frecuencia para pisos de madera y cubiertas de

apoyados entre claros, y la distribución de las fuerzas laterales a los elementos verticales se basa en las masas tributarias. acero. Normalmente usado para el cálculo manual.

El documento especifica que se debe usar diafragmas semirrígidos en los pisos que tengan que transmitir grandes fuerzas de corte, como los pisos de los subterráneos que transmiten el esfuerzo de corte hacia los muros perimetrales de la cimentación.

Se presentan las características de los materiales empleados y algunos de los supuestos implícitos en la modelación de la estructura.

El hormigón armado especificado del edificio es H40 y las barras de refuerzo A630-420H, las propiedades del hormigón armado y acero de barras de refuerzo usado en el modelo estructural se indican en la Tabla III-2 y III-3.

Tabla III - 2: Propiedades del hormigón armado H40

f'_c	35	MPa
Módulo de Elasticidad	27,805.57	MPa
Coefficiente de Poisson	0.2	
Módulo de Corte	11,585.66	MPa
Peso específico	2.5	tonf/m ³

Tabla III - 3: Propiedades del acero A630-420H

Peso específico	7.85	tonf/m ³
Módulo de Elasticidad	21,000,000.00	tonf/m ²
F_y	42,000.00	tonf/m ²
F_u	63,000.00	tonf/m ²

Para la formulación del modelo estructural se consideran las siguientes hipótesis:

- Los muros se modelan con elementos finitos tipo “shell”, y se usa un mallado de 0.5 x 0.5 m como máximo.

- Las vigas se modelan como elementos flexurales y se despreció en el diseño el efecto de torsión.
- Las losas se modelan con elementos tipo “shell”.
- Se considera la estructura empotrada en su base y se omite el efecto de la interacción suelo – estructura en la cimentación.
- No se considera el efecto del suelo de los muros perimetrales.

III.4 Estados de carga

En la estructura analizada se consideran cargas gravitacionales y cargas sísmicas. Se consideran el peso propio (Dead), sobrecarga muerta (SC) y la sobrecarga viva (Live) para las cargas gravitacionales. Para las cargas sísmicas, se toma el espectro de diseño establecido en el DS61 (2011).

III.4.1 Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales permanentes (Dead + SC) consideradas en el análisis de la estructura incluyen el peso propio de los elementos estructurales (Dead) así como el peso de los elementos no estructurales (SC).

Se considera además la sobrecarga viva (Live) que actuará sobre la estructura de acuerdo a lo indicado en la norma chilena NCh. 1537 of2009. Las cargas de los elementos no estructurales y cargas vivas ingresadas al modelo ETABS se resumen en la Tabla III-4.

Tabla III - 4: Cargas gravitacionales

Piso:	SC (tonf/m2)	Live (tonf/m2)
Subterráneos	0.2	0.3
Pisos 1-15	0.2	0.5
Piso 16	0.2	0.2

III.4.2 Espectro de diseño de la norma DS 61 (2011)

El espectro de pseudo aceleración de diseño se define a través de la expresión 3.1 de acuerdo al Decreto Supremo 61 (2011), el cual rige el diseño sísmico de edificios en Chile.

$$S_a = \frac{S A_o \alpha}{(R^* / I)} \quad (3.1)$$

Donde I es un coeficiente dado por la categoría del edificio, A_o corresponde a la aceleración efectiva del suelo de acuerdo a la zonificación sísmica de la Norma NCh433, α es un factor de amplificación que se determina para cada modo de vibrar de la estructura, S es un parámetro dependiente del tipo de suelo y finalmente, R^* es el factor de reducción de resistencia.

Para este estudio se considera que la estructura se encuentra en zona sísmica II , lo que corresponde a una aceleración efectiva $A_o=0.3g$. Para edificios destinados al uso de oficinas, la norma asigna categoría II con un coeficiente de importancia $I=1$. El suelo el cual se cimientan las estructuras es tipo B , por tanto, $S=1$. El factor de amplificación espectral, α , y el factor de reducción de resistencia, R^* , se determinan a partir de las expresiones 3.2 y 3.3, respectivamente.

$$\alpha = \frac{1 + 4.50 \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^3} \quad (3.2)$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (3.3)$$

Donde, T^* corresponde al periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis, T_n corresponde al periodo de vibración del modo n , T_o y p

son parámetros relativos al tipo de suelo de fundación, finalmente R_0 es un factor de modificación de la respuesta que se establece de acuerdo al tipo de estructuración y materialidad.

Los parámetros sísmicos de la estructura de este trabajo se resumen en la Tabla III-5 y los parámetros del suelo se resumen en la Tabla III-6.

Tabla III - 5: Parámetros sísmicos de la estructura

Zona sísmica	2
Aceleración efectiva (A_0/g)	0.3
Tipo de edificio	Edificio de uso comercial
Categoría de edificio	II
Factor de importancia, I	1
Factor de modificación de la respuesta, R	7
Factor de modificación de la respuesta, R_0	11

Tabla III - 6: Parámetros dependientes del tipo de suelo

Suelo tipo	B
S	1
$T_0(s)$	0.3
$T'(s)$	0.35
n	1.33
p	1.5

El factor de reducción R^* usado en esta investigación corresponde al factor que produce el cortante basal mínimo en la estructura, en la dirección Y. la norma NCh433 establece que el esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica debe alcanzar al menos el valor establecido por la expresión (3.5), donde P es el peso sísmico del edificio (Dead+SC+0.25Live).

Cortante Mínimo			Cortante Máximo		
C_{min}	0.05		C_{max}	0.105	
I	1		I	1	
Peso Sísmico	31,576.06	tonf	Peso Sísmico	31,576.06	tonf
V_{min}	1,578.80	tonf	V_{max}	3,315.49	tonf

$$V_{\min} = \frac{I A_o P}{6g} \quad (3.5)$$

Tabla III - 7: Corte Basal mínimo y máximo

Donde C_{\min} no puede ser menor a $A_o S/6g$ y C_{\max} necesita ser mayor a lo estipulado en la Tabla 6.4 – Valores máximos del coeficiente sísmico C el cual depende del valor R del sistema estructural.

A continuación, se muestran los espectros de diseño utilizados para el diseño según la norma NCh433.

Tabla III - 8: Factores de reducción de respuesta según su dirección

R_y^*	10.41
R_x^*	8.74

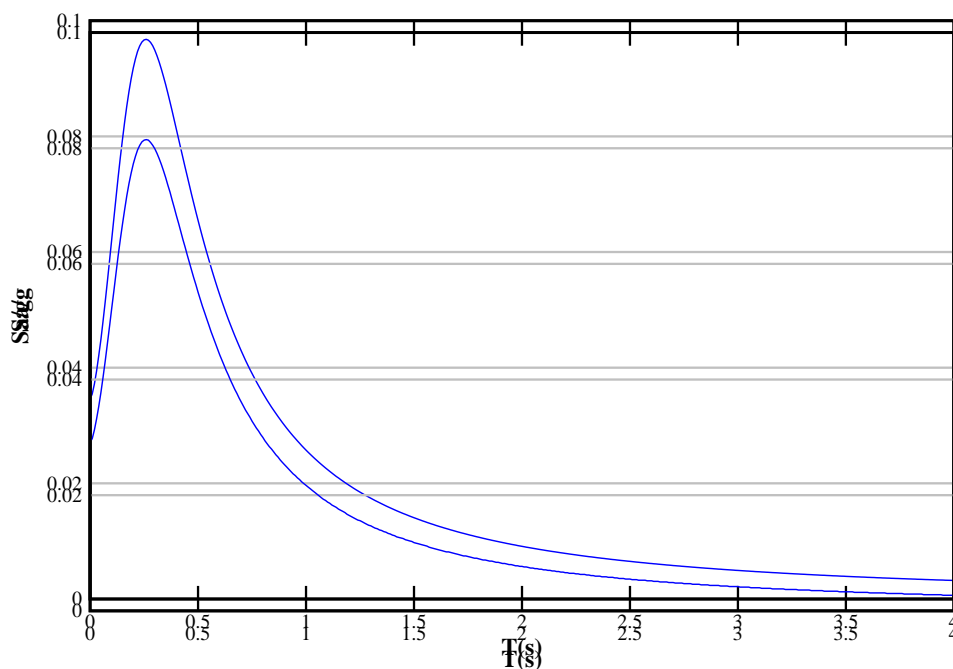


Figura III - 5 : Espectro de diseño inelástico Dirección Y

De igual manera se incluyó en el análisis modal espectral para cada dirección de análisis una excentricidad del centro de masa para incluir torsión accidental tal como lo estipula la norma NCh433. Se presenta la Tabla III-9 donde se muestra la excentricidad calculada según la sección 6.2.8.

$$\pm 0,1 b_{ky} Z_k / H \quad \text{para el sismo según } X ;$$

$$\pm 0,1 b_{kx} Z_k / H \quad \text{para el sismo según } Y .$$

Tabla III - 9: Excentricidades de centro de masa

Nivel	Z_k	H	b_{kx}	b_{ky}	e_x	e_y
	Altura del Nivel k, sobre el nivel basal	Altura de entrepiso	Dimensión en la dirección x, de la planta del nivel k	Dimensión en la dirección y, de la planta del nivel k		
16	62	3.2	40	24	4.00	2.40
15	58.8	3.2	40	24	3.79	2.28
14	55.6	3.2	40	24	3.59	2.15
13	52.4	3.2	40	24	3.38	2.03
12	49.2	3.2	40	24	3.17	1.90
11	46	3.2	40	24	2.97	1.78
10	42.8	3.2	40	24	2.76	1.66
9	39.6	3.2	40	24	2.55	1.53
8	36.4	3.2	40	24	2.35	1.41
7	33.2	3.2	40	24	2.14	1.29
6	30	3.2	40	24	1.94	1.16
5	26.8	3.2	40	24	1.73	1.04
4	23.6	3.2	40	24	1.52	0.91
3	20.4	3.2	40	24	1.32	0.79
2	17.2	3.2	40	24	1.11	0.67
1	14	3.5	40	24	0.90	0.54
S1	10.5	3.5	86.5	47.5	1.46	0.80
S2	7	3.5	86.5	47.5	0.98	0.54
S3	3.5	3.5	86.5	47.5	0.49	0.27

IV. DISEÑO DE EDIFICIO DE REFERENCIA DE ACUERDO A ACI318 Y NORMA SISMICA CHILENA

Para el diseño de las columnas, vigas y muros se realizó un análisis modal y determinar sus propiedades dinámicas, este capítulo, se refiere a los periodos, modos naturales de vibración y la masa modal efectiva de la estructura, parámetros relevantes en el análisis diseño sísmico de sistemas lineales. Los modos de vibración de una estructura, al igual que los periodos naturales, dependen de sus propiedades de rigidez y masa.

IV.1 Análisis Modal

Para determinar los periodos y los modos naturales de una estructura es necesario realizar un análisis modal. En esta investigación se considera la masa sísmica con la procedente del 100% de las cargas permanentes más el 25% de las sobrecargas de uso, tal como lo indica la norma NCh433. Los modos naturales, además de permitir entender el comportamiento de la estructura, son usados como base para análisis que consideran superposición modal, tales como el análisis modal espectral.

Se realiza un análisis modal usando vectores propios, en la Tabla IV-1 se presentan los periodos y los porcentajes de masa participantes que se obtienen al realizar el análisis modal.

Tabla IV- 1 : Periodos y Masa Modal Efectiva.

Modo	T (s)	Mnx (%)	Mny (%)	Mnrz (%)
1	1.957	54.23	0.00	0.03
2	1.471	0.00	3.84	17.48
3	0.782	0.00	50.54	1.39
4	0.487	6.71	0.00	0.02
5	0.423	0.00	0.26	3.23
6	0.263	0.00	0.21	0.00
7	0.219	5.83	0.00	0.25
8	0.215	0.31	0.11	1.34
9	0.173	0.00	7.72	0.31

10	0.14	10.03	0.01	0.94
11	0.137	1.99	0.02	0.84
12	0.115	0.00	0.00	0.19
13	0.102	6.55	0.00	1.08
14	0.098	0.41	0.14	2.59
15	0.088	0.00	0.13	0.00
16	0.085	0.00	13.24	0.29
17	0.08	0.02	0.02	29.23
18	0.076	3.97	0.00	0.35
19	0.071	0.40	0.02	9.62
20	0.068	0.00	12.10	0.22
21	0.066	1.93	0.02	0.28
22	0.063	0.00	0.29	0.01
23	0.06	0.22	0.00	0.00
24	0.058	0.31	0.02	1.19
25	0.056	0.07	0.16	0.06
26	0.055	0.05	0.03	0.42
27	0.052	0.77	0.00	0.07
28	0.051	0.54	0.15	1.68
29	0.051	0.22	0.93	0.30
30	0.049	0.12	0.52	0.10
31	0.048	0.24	0.37	0.01
32	0.047	0.03	0.00	0.31
33	0.046	0.58	0.42	9.71
34	0.045	0.11	1.37	0.38
35	0.044	0.24	0.02	0.45
36	0.043	0.11	0.04	0.26
37	0.042	0.03	0.35	0.09
38	0.042	0.02	0.18	0.00
39	0.041	0.01	0.36	0.20
40	0.04	0.00	0.06	0.06
41	0.04	0.00	0.07	0.24
42	0.04	0.04	0.10	0.87
43	0.038	0.01	0.15	0.05
44	0.038	0.00	0.02	0.45
45	0.037	0.00	0.06	0.07
46	0.037	0.00	0.10	0.02
47	0.037	0.00	0.00	0.00
48	0.036	0.00	0.42	0.02
49	0.035	0.00	0.02	0.77
50	0.035	0.01	0.10	0.06
51	0.035	0.03	0.09	0.01
52	0.034	0.02	0.00	0.51
53	0.034	0.03	0.00	0.93

54	0.033	0.00	0.01	0.06
55	0.032	0.06	0.06	0.00
56	0.032	0.01	0.00	0.03
57	0.032	0.00	0.12	0.01
58	0.031	0.00	0.52	0.01
59	0.031	0.00	0.01	0.00
60	0.031	0.01	0.01	0.05
ΣM_n (%)		96.31	95.53	89.15

Se decidió realizar el análisis modal considerando 60 modos, ya que la influencia de los modos superiores se ve representado en la masa modal efectiva en la dirección rotacional, la cual pudiera tener relevancia en el diseño estructural de elementos, sobre todo los muros de corte.

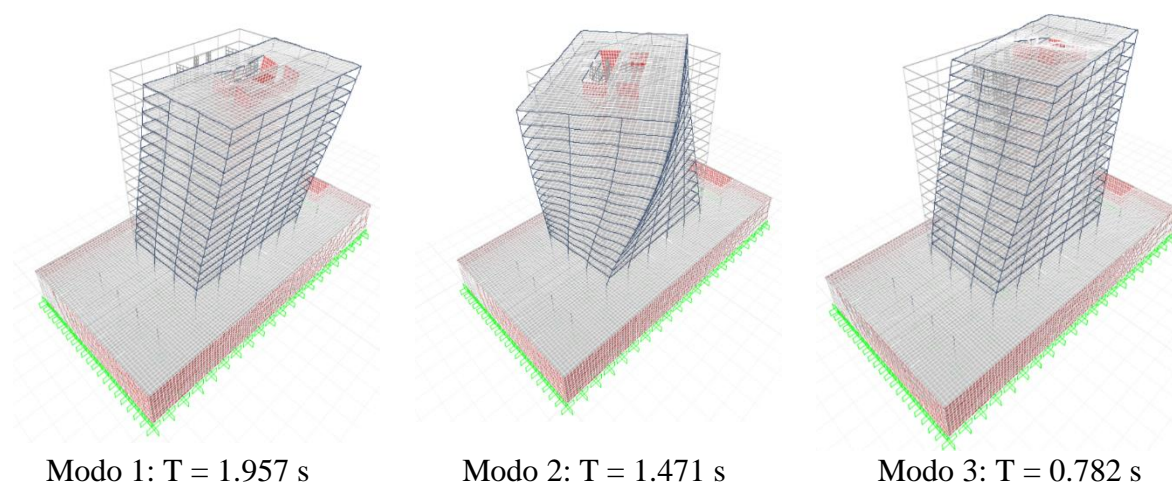


Figura IV- 1 : Formas modales de los modos principales

IV.2 Combinaciones de carga para Diseño.

Para el diseño de los elementos estructurales tanto muros como vigas y columnas se consideraron las siguientes combinaciones de carga.

Método a la Rotura o Resistencia Ultima.

- 1.4 [Dead +SC]
- 1.2 [Dead + SC] + 1.6 [LIVE]+0.5 [Live Roof]
- 1.2 [Dead + SC] + 1.0 [LIVE]+1.6 [Live Roof]

- 1.2 [Dead + SC] + 1.0 [LIVE]+0.5 [Live Roof]
- 1.2 [Dead + SC] + 1.0 [LIVE]±1.4 [SISMO]
- 0.9 [Dead + SC] + 1.0 [LIVE]±1.4 [SISMO]

IV.3 Esfuerzos de corte y momento volcante

En esta sección se presentan los resultados de respuesta global del edificio para el análisis modal espectral. Para cada piso de la estructura se obtiene el esfuerzo de corte y momento volcante sísmico para las dos direcciones de análisis. Adicionalmente, para cada piso se muestran las cargas gravitacionales de servicio. La Tabla IV-2 muestra los resultados.

Tabla IV- 2 : Respuesta de Cortante, Momento Volcante y Peso Sísmico por piso.

Nivel	Elev. (m)	Peso Sísmico (tonf)	Corte de Piso		Momento Volcante	
			Vx (tonf)	Vy (tonf)	Mx (tonf-m)	My (tonf-m)
16.00	62.00	980.04	183.42	243.83	0.00	0.00
15.00	58.80	1,146.15	358.67	413.14	722.87	536.31
14.00	55.60	1,146.15	491.82	480.21	2,013.27	1,643.73
13.00	52.40	1,146.15	585.96	482.37	3,521.58	3,185.05
12.00	49.20	1,146.15	649.62	464.99	4,988.56	5,027.09
11.00	46.00	1,146.15	694.79	458.25	6,272.93	7,056.03
10.00	42.80	1,146.15	732.88	464.92	7,335.38	9,189.00
9.00	39.60	1,146.15	771.32	473.91	8,195.10	11,377.61
8.00	36.40	1,146.15	813.46	478.97	8,886.37	13,602.80
7.00	33.20	1,146.15	860.65	483.84	9,434.64	15,865.64
6.00	30.00	1,146.15	913.88	497.58	9,855.65	18,179.17
5.00	26.80	1,146.15	973.73	527.64	10,168.49	20,564.03
4.00	23.60	1,146.15	1,039.37	577.77	10,410.81	23,046.30
3.00	20.40	1,146.15	1,107.63	648.58	10,650.17	25,655.50
2.00	17.20	1,166.45	1,174.38	736.43	10,991.63	28,420.53
1.00	14.00	1,214.29	1,233.23	830.48	11,570.91	31,364.09
S1	10.50	4,548.91	1,358.31	1,141.75	12,639.58	34,798.89
S2	7.00	4,315.64	1,495.28	1,430.74	14,348.47	38,477.73
S3	3.50	4,315.64	1,578.80	1,578.80	17,185.23	42,464.22
Base	0.00	145.90	0.00	0.00	21,114.26	46,775.83

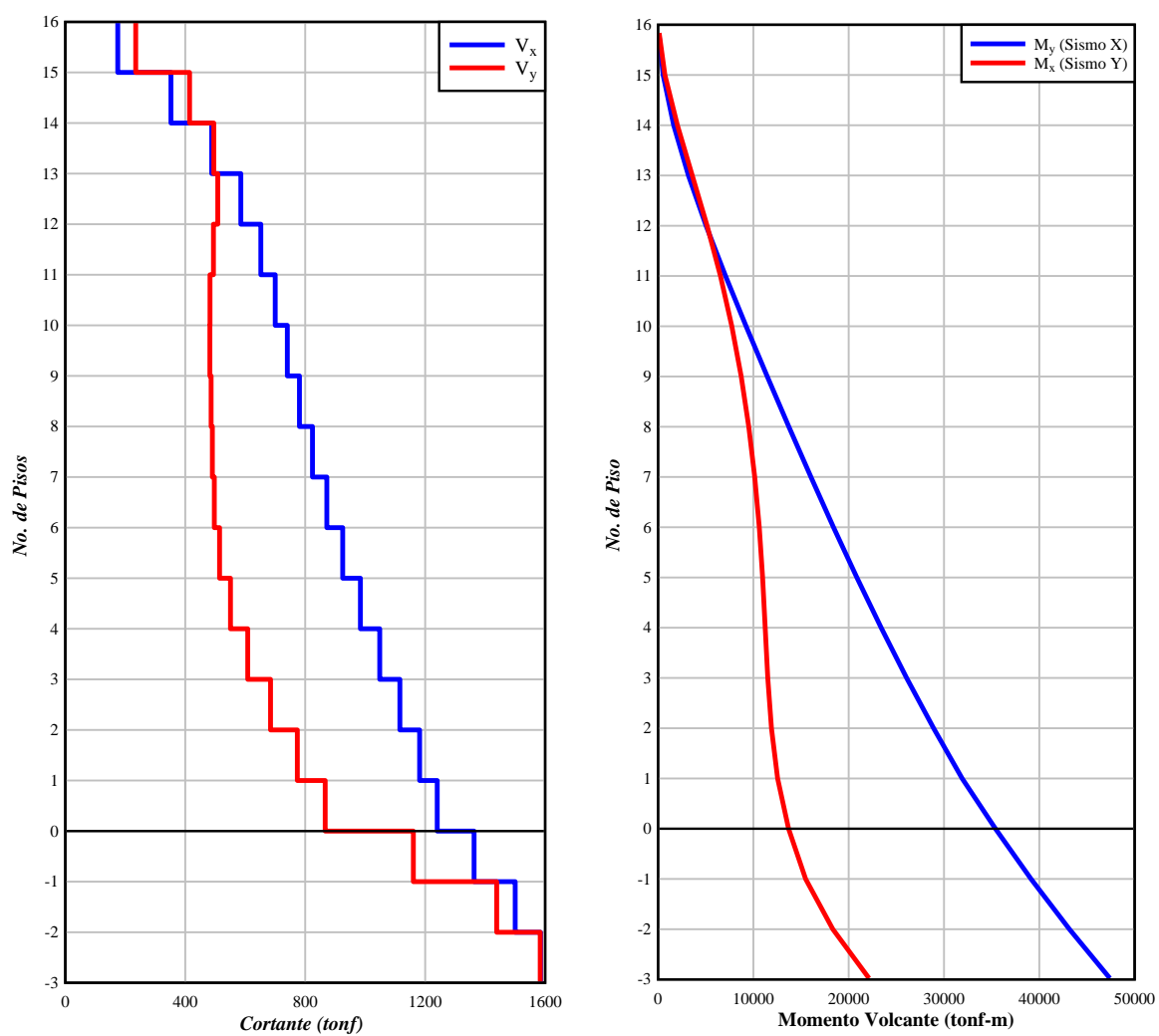


Figura IV- 2 : Respuesta de Cortante y Momento Volcante

IV.4 Deformaciones de entrepiso

En la Figura IV-3 se muestran los drift de entrepiso para la estructura analizada tanto para la dirección X como para la dirección Y. En esta Figura se observa que la estructura cumple con lo establecido en la norma sísmica chilena, que indica que el desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masa en cada una de las direcciones de análisis no debe ser mayor a la altura de entrepiso multiplicada por 0.002, se muestra esta medida en metros.

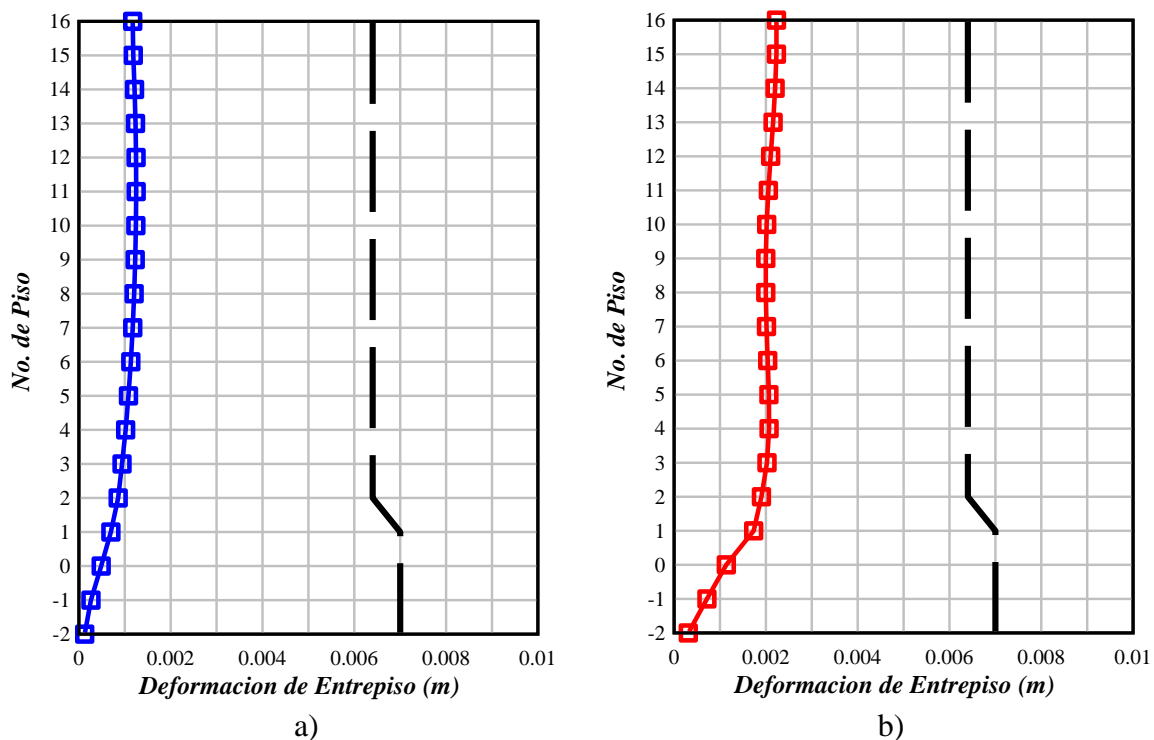


Figura IV- 3 : Drift del Centro de Masa, a) Dirección X, b) Dirección Y

Así mismo la norma sísmica chilena, establece que 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 por la altura de piso al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masa, esta condición

nos establece si la estructura tiene una geometría propensa a sufrir efectos de torsión en planta. Se presenta en la Figura IV-4 los desplazamientos de entrepiso medido del extremo superior derecho de la planta.

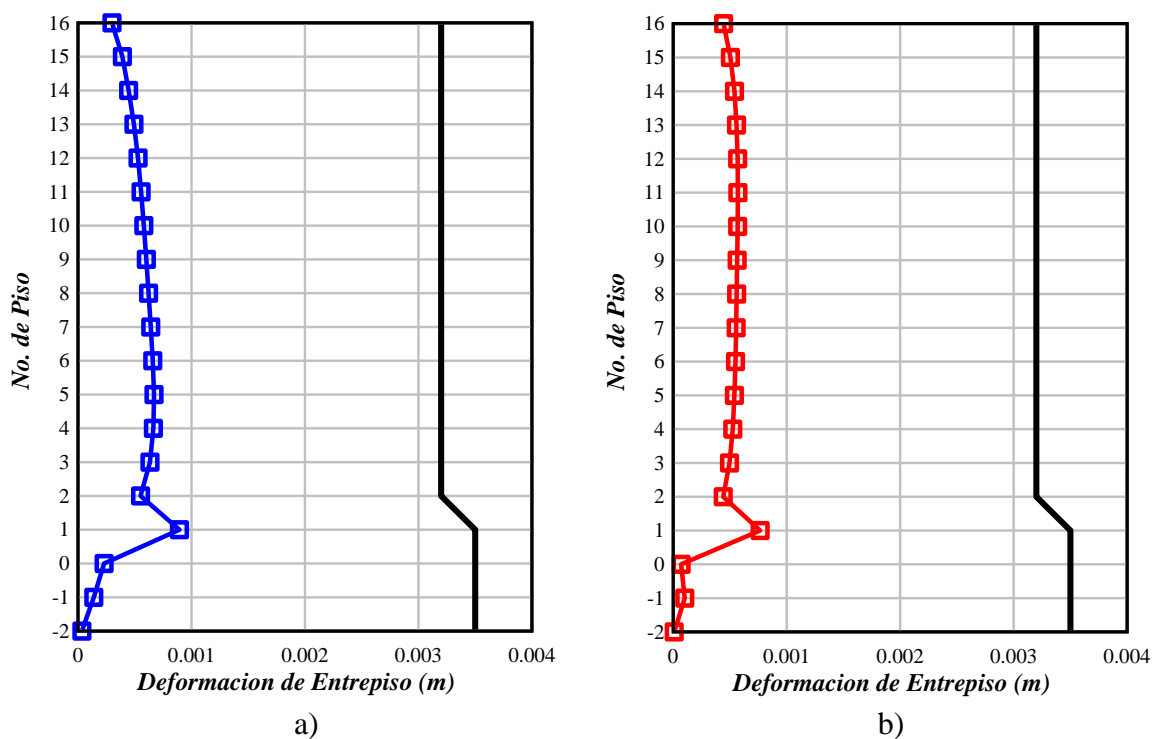


Figura IV- 4 : Drift del Centro de Masa + $0.001 \cdot h$, a) Dirección X, b) Dirección Y

IV.5 Diseño de Muros de Corte

Considerando que los muros de corte centrales son el sistema estructural sísmo resistente principal de la estructura, se realizó el diseño que considere todas las disposiciones que las normas chilenas NCh 433, el Decreto Supremo 60 y el Decreto Supremo 61, así mismo las consideraciones descritas por el ACI318. Se presentan los pasos que se siguieron para el diseño de cada muro.

IV.5.1 Verificación de esbeltez de muro

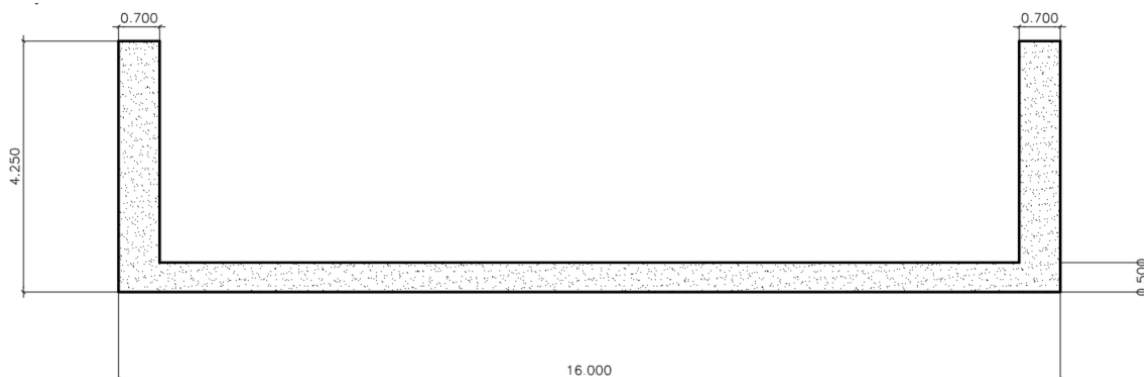


Figura IV- 5 : Dimensiones preliminares del muro “C”, en metros.

Según la cláusula 21.9.1.1 los muros especiales de espesor inferior a $l_u/16$ deberán ser diseñados considerando los problemas de inestabilidad que pudiesen afectar su comportamiento.

Suponiendo que los muros se diseñaran como muros especiales se verifica esta condición de esbeltez.

$$\frac{l_u}{b_w} \leq 16$$

Donde;

l_u es la altura libre del muro

b_w es el espesor del muro

Tabla IV- 3 : Esbeltez de muro en altura.

Piso	l_u m	b_w m	$\frac{l_u}{b_w} \leq 16$
16	3.2	0.5	6.4
15	3.2	0.5	6.4
14	3.2	0.5	6.4
13	3.2	0.5	6.4
12	3.2	0.5	6.4
11	3.2	0.5	6.4

10	3.2	0.5	6.4
9	3.2	0.5	6.4
8	3.2	0.5	6.4
7	3.2	0.5	6.4
6	3.2	0.5	6.4
5	3.2	0.5	6.4
4	3.2	0.5	6.4
3	3.2	0.5	6.4
2	3.2	0.5	6.4
1	3.5	0.5	7
S1	3.5	0.5	7
S2	3.5	0.5	7
S3	3.5	0.5	7

Se utilizó el espesor más pequeño del muro C para comprobar esta relación.

IV.5.2 Diseño a corte

Según las disposiciones de la norma chilena y el Decreto Supremo 60 donde establece que los muros resistentes a solicitaciones sísmicas se deben armar con al menos dos capas de armadura. Se calculó la armadura de refuerzo transversal distribuido al área bruta de concreto con la limitación que esta no debe ser inferior al 0.0025. En las Tablas IV-4 y IV-5, se muestran la armadura transversal propuesta.

Tabla IV- 4 : Armadura de refuerzo transversal $t_w = 0.70$ m

d_n	16.00	mm
A_b	2.01	cm ²
t_w	70.00	cm
S	20.00	cm
ρ	0.002872	>0.0025

φ16 @ 20 cm

Tabla IV- 5 : Armadura de refuerzo transversal $t_w = 0.50$ m

d_n	16.00	mm
A_b	2.01	cm ²
t_w	50.00	cm

S	25.00	cm
ρ	0.003217	>0.0025
φ16 @ 25 cm		

Una vez obtenida la armadura transversal se verifica que el corte en los muros no exceda el corte máximo. Donde el corte máximo se calcula según la expresión del ACI318

$$\phi_c V_{\max 1} = \phi_c \cdot 2 \cdot 12 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$\phi_c V_{\max 2} = \phi_c \cdot A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_t \cdot f_y)$$

Donde;

ϕ_c	Factor de reducción por corte [0.6]
α_c	0.8 para $h_w/l_w \leq 1.5$ 0.53 para $h_w/l_w \geq 2.0$
ρ_t	cuantía de refuerzo transversal horizontal
f'_c	Resistencia del hormigón
f_y	Resistencia del acero

Tabla IV- 6 : Corte máximo $t_w = 0.50$ m

l_w	1,600.00	cm
h_w	320.00	cm
t_w	50.00	cm
A_{cv}	80,000.00	cm ²
f'_c	350.00	kgf/cm ²
φV_{nmax 1}	1,903.76	tonf
α_c	0.80	
ρ	0.00322	
φV_{nmax 2}	1,366.95	tonf
V_u	1,111.70	tonf
V_u ≤ min(φV_{nmax})		Cumple

Tabla IV- 7 : Corte máximo $t_w = 0.70$ m

L	425.00	cm
h_w	320.00	cm
t_w	70.00	cm
A_{cv}	29,750.00	cm ²
f'_c	350.00	kgf/cm ²
V_{nmax}	707.96	tonf
α_c	0.80	
ρ	0.00287	
φV_{nmax 2}	482.49	tonf
V_u	327.37	tonf
V_u ≤ min(φV_{nmax})		Cumple

IV.5.3 Carga axial máxima

Según el decreto Supremo 60 en la cláusula 21.9.5.3 el valor máximo de carga axial P_u actuando en la sección transversal debe ser menor o igual a $0.35 \cdot f'_c \cdot A_g$. La Tabla IV-8 muestra el caso para la carga axial máxima de todas las combinaciones de diseño.

Tabla IV- 8 : Carga axial máxima

A_g	137,400.00	cm ²
f'_c	350.00	kgf/cm ²
P_{umax}	16,831.50	tonf
P_u	8,338.58	tonf
P_u ≤ P_{max}		Cumple

IV.5.4 Diseño a flexión y carga axial

Para el diseño a flexión y carga axial, se utilizó el complemento de ETABS para analizar secciones, se consideró el modelo de concreto no confinado de Mander y una curva bilineal de acero elastoplástica. Se muestra en la Figura IV-6 los gráficos correspondientes.

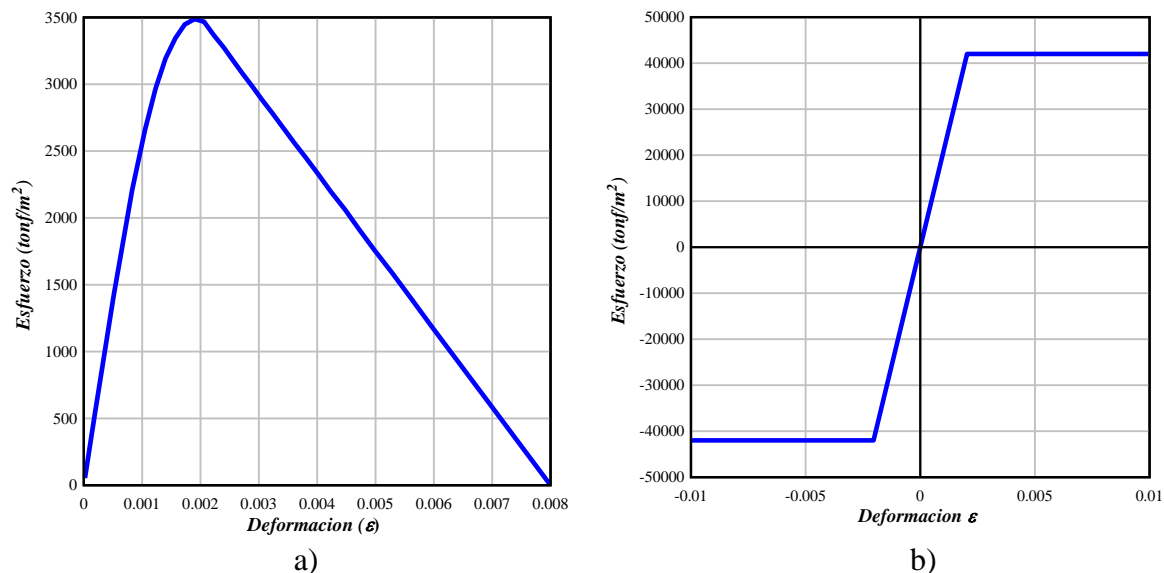


Figura IV- 6 : a) Curva de concreto H40 No Confinado de Mander, b) Curva de acero A63-420H bilineal elastoplastica

El diseño de la armadura a flexo-compresión, se encuentra restringido de acuerdo a la norma NCh 433 Of.96 y el decreto de emergencia para la norma NCh 430. Para desarrollar el diseño de la armadura a flexo-compresión, fue necesario utilizar un programa llamado MATLAB R2015a, donde ingresan los esfuerzos y resistencias del muro, de esta manera entrega una gráfica en tres dimensiones, donde en su interior se encuentran concentraciones de puntos o esfuerzos. Si estos puntos se encuentran fuera de lo impuesto por el decreto se debe rediseñar el muro.

La armadura finalmente asignada por flexión y carga axial para este muro completo considera:

- Armadura $\phi 16$ en todas las esquinas del muro.
- Armadura $\phi 16@20$ en la parte del muro con espesor 70 cms.
- Armadura $\phi 16@25$ en la parte del muro con espesor 50 cms.

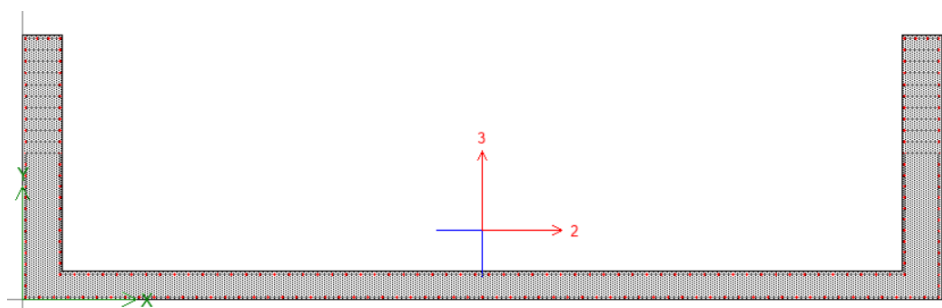


Figura IV- 7 : Disposición final de las armaduras en el muro

Las Figuras IV-8 muestran la concentración de los puntos al interior de esta curva de interacción, demostrando que no existe algún punto que se aleje o se encuentre fuera de estas curvas. Las gráficas en 3D que se muestra en la Figura IV-8 dan seguridad del cumplimiento de las normas y decretos antes mencionados.

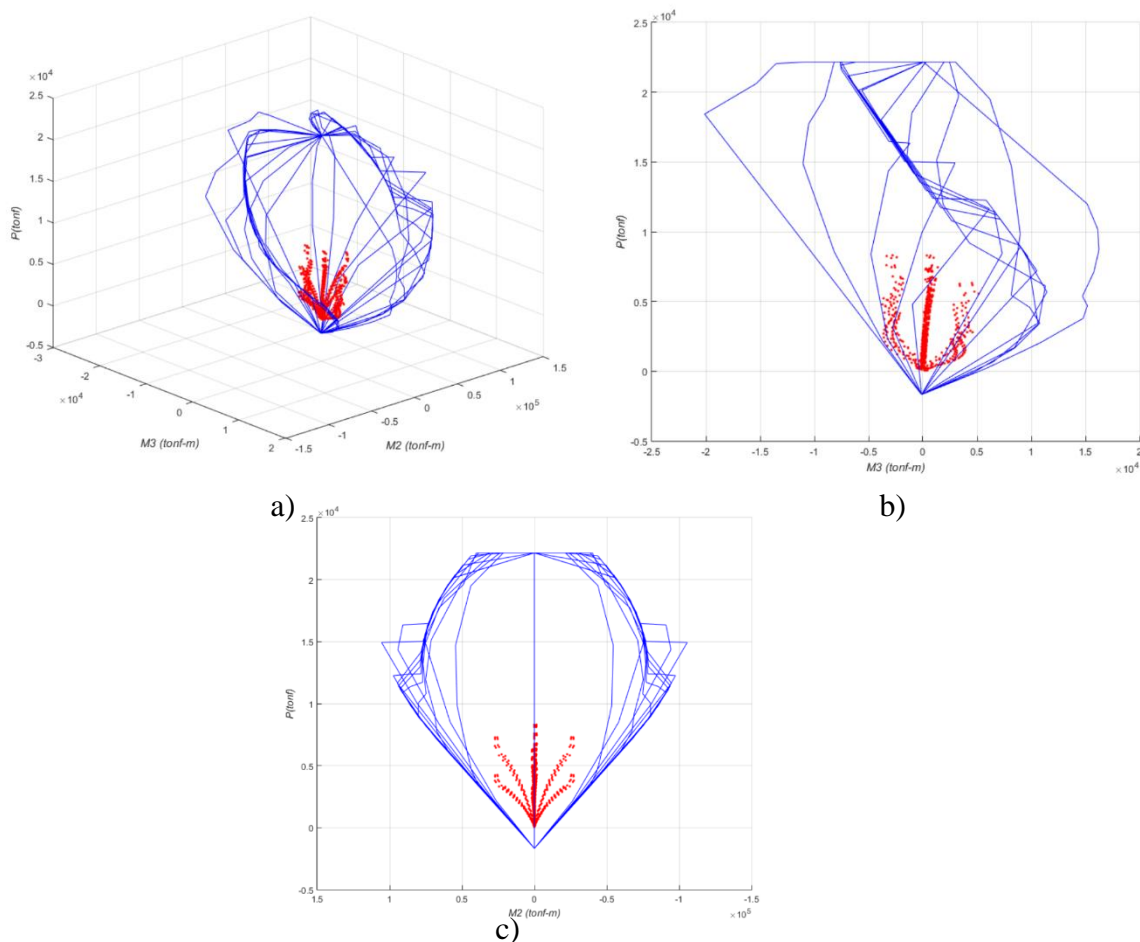


Figura IV- 8 : a) Vista 3D P-M2-M3, b) Vista P-M3 c) Vista P-M2

IV.5.5 Elementos de borde especiales

En el diseño de muros se verifico los requerimientos de elementos de borde, se realizó un análisis de sección del muro C utilizando el programa XTRACT utilizando los mismos modelos de concreto y de acero presentado anteriormente. Ver anexos para procedimiento interno del programa.

Se utilizó las disposiciones del D.S. N°61, D.S. N°60 y del ACI 318S-08. Se evaluó inicialmente la demanda de deformaciones por lo que se calculó el desplazamiento de techo ultimo (δ_u) según las indicaciones del D.S. N°61.

Donde

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad (6-12)$$

C_d^* factor de ajuste para espectro de desplazamiento

Una vez calculado el espectro de desplazamiento se encuentra los valores de desplazamiento correspondientes al T_{ag} calculado.

$$\delta_u = 1,3S_{de}(T_{ag})$$

Donde;

T_{ag} Es el modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis corregido por un factor de 1.5 para considerar sección agrietada.

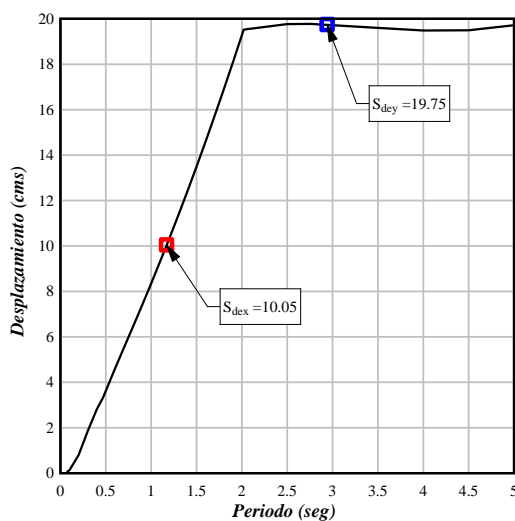


Figura IV- 9 : Espectro de desplazamiento según D.S. N°61

Tabla IV- 10 : Limite de posición del eje neutro C_{lim} , $t_w=0.70$ m, losa de 1er. subterráneo a techo

H_t	51.50	m
I_w	4.30	m
δu_y	25.71	cm
ϕ_u	2.32E-03	1/m
C_{lim}	1.44	m

Tabla IV- 11 : Limite de posición del eje neutro C_{lim} , $t_w=0.50$ m, losa de 1er. subterráneo a techo

H_t	51.50	m
I_w	16.00	m
δu_x	13.06	cm
ϕ_u	3.17E-04	1/m
C_{lim}	10.51	m

Tabla IV- 12 : Limite de posición del eje neutro C_{lim} , $t_w=0.70$ m, base a losa de 1er. subterráneo

H_t	10.50	m
I_w	4.30	m
δu_y	0.94	cm
ϕ_u	4.16E-04	1/m
C_{lim}	8.01	m

Tabla IV- 13 : Limite de posición del eje neutro C_{lim} , $t_w=0.50$ m, base a losa de 1er. subterráneo

H_t	10.50	m
I_w	16.00	m
δu_x	0.56	cm
ϕ_u	6.67E-05	1/m
C_{lim}	50.00	m

Se encontró la relación momento curvatura con la cual se halla la posición del eje neutro según el equilibrio de deformación utilizando la carga axial máxima correspondiente al desplazamiento máximo calculado anteriormente para cada dirección de análisis.

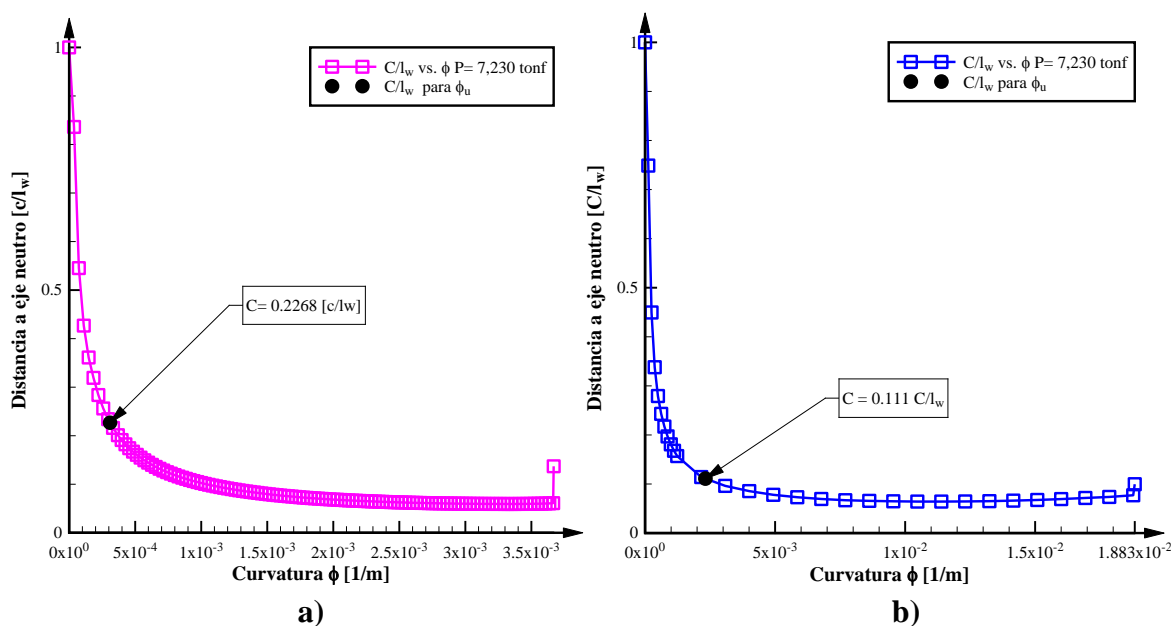


Figura IV- 10 : C/l_w vs ϕ , a) dirección $\pm X$, b) dirección $+Y$

Tabla IV- 14 : Distancia a eje neutro C

Dirección	C	
+Y	0.48	m
$\pm X$	3.63	m

De la Figura IV-10, podemos obtener los ejes neutros para verificar que no se necesita armadura especial de bordes para las direcciones de análisis en $\pm X$ y $+Y$. Sin embargo, según lo consultado en (Moehle 2015) el comportamiento, aunque en la normativa chilena no estipule esta verificación, para una flexión en la diagonal produciría una gran deformación a compresión en las esquinas donde los segmentos de muros se intersectan, es por eso que confinamiento debería ser provisto en esos lugares.

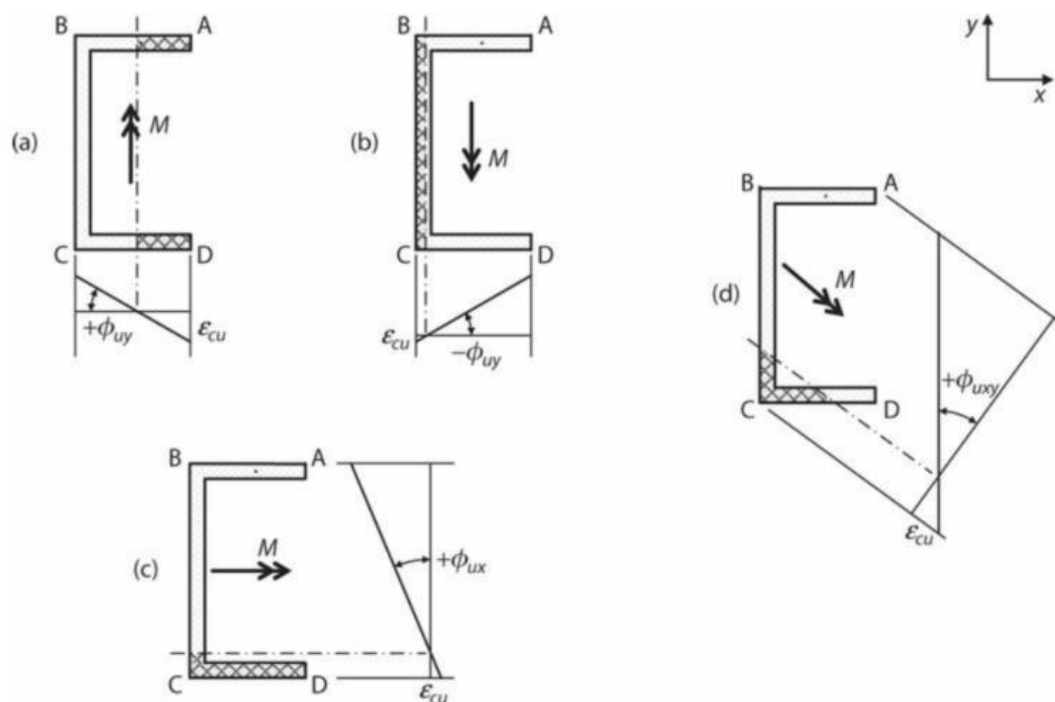


Figura IV- 11 : Zonas de compresión flexural para considerar confinamiento (Moehle 2015)

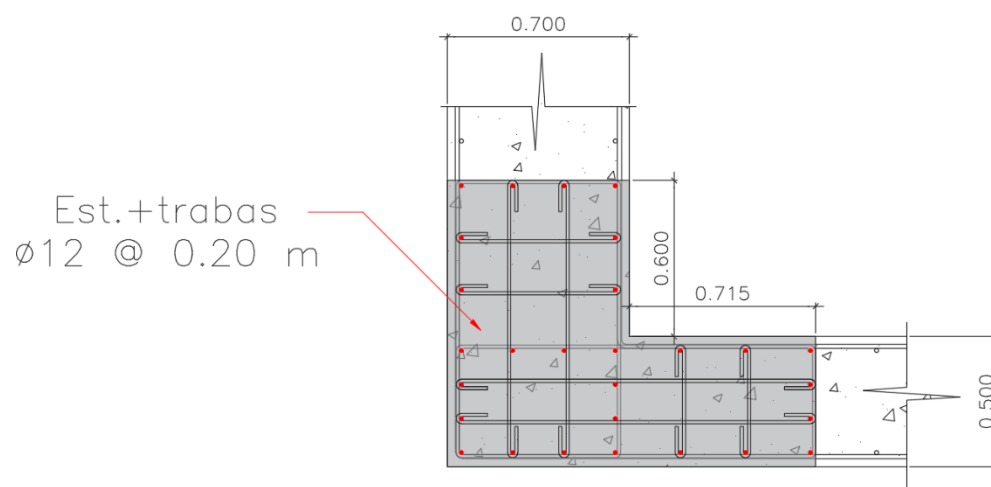


Figura IV- 12 : Confinamiento intersección de muros.

Para la dirección -Y, se necesita armadura especial de borde y de la Figura IV- 13, podemos encontrar cual es la distancia al eje neutro según la carga axial impuesta.

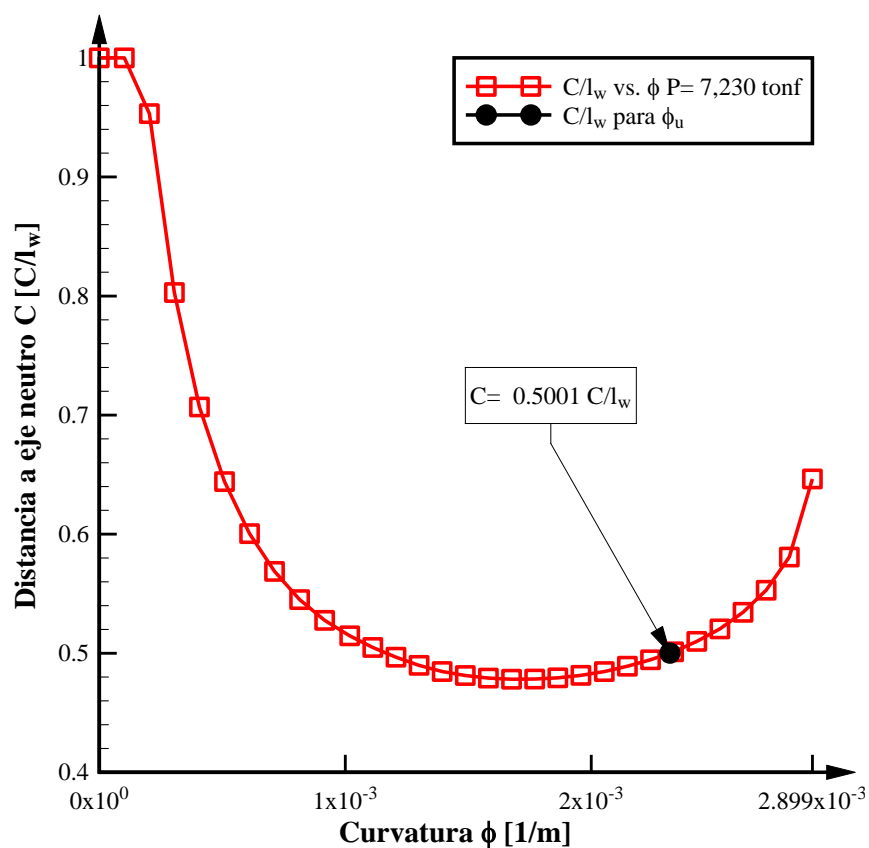


Figura IV- 13 : C/I_w vs ϕ dirección -Y.

Según la verificación del D.S N° 60, se necesita colocar armadura especial de borde en el extremo superior del muro C . Se necesita confinar solamente la longitud C_c . Donde C_c es,

$$C_c = C - C_{lim}$$

Tabla IV- 15 : Distancia a eje neutro C y longitud de confinamiento C_c

Piso	Pu	C [m]	C _{lim} [m]	C _c [m]
1	7,229.69	2.15	1.44	0.71

Tomando en consideración todas las disposiciones para el armado tanto del D.S.60 como el ACI 318, se verifico la condición de acero mínimo transversal en cada dirección del elemento de borde según la ecuación

$$A_{sh} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_y}$$

Donde;

s espaciamiento entre estribos o trabas del elemento de borde
 b_c ancho en la dirección de análisis

Tabla IV- 16 : Acero transversal de elemento de borde dirección X

f _c	350.00	kgf/cm ²
f _y	4,200.00	kgf/cm ²
b _c	70	cm
s	10	cm
A _{sh}	5.25	cm
Propuesta		
Ramas	5	
d _b	1.13	cm ²
A _{sh}	5.65	cm ²

Tabla IV- 17 : Acero transversal de elemento de borde dirección Y

f _c	350.00	kgf/cm ²
f _y	4,200.00	kgf/cm ²
b _c	75	cm
s	10	cm
A _{sh}	5.63	cm
Propuesta		
Ramas	6	
d _b	1.13	cm ²
A _{sh}	6.79	cm ²

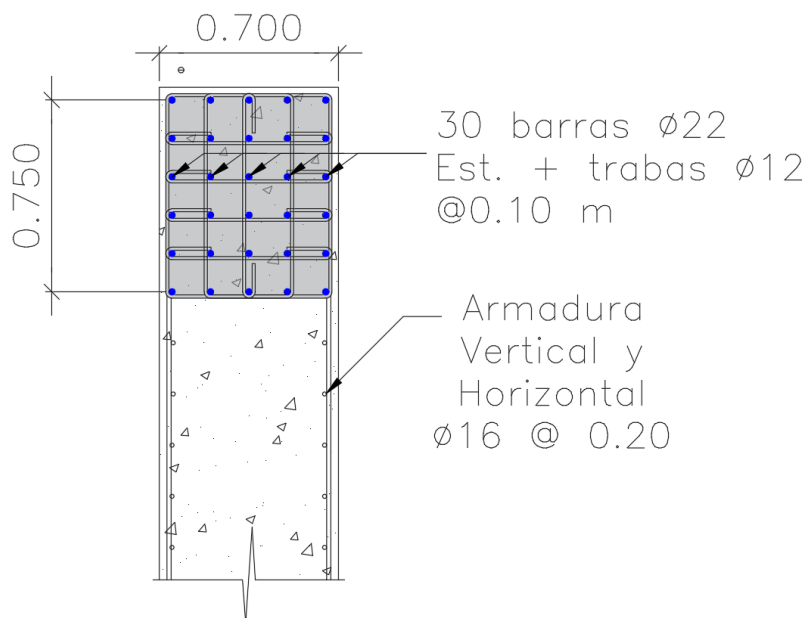


Figura IV- 14 : Disposición final de elemento especial de borde

El elemento de especial de borde se debe extender según las disposiciones del ACI 318 a una altura entre la máxima de la longitud del muro en planta o la relación $\frac{M_u}{4V_u}$, esto para asegurar que el elemento especial de borde cubra hasta al menos $\frac{3}{4}$ del momento máximo. Así mismo el elemento de borde tiene que extenderse verticalmente tanto arriba como debajo de la sección crítica.

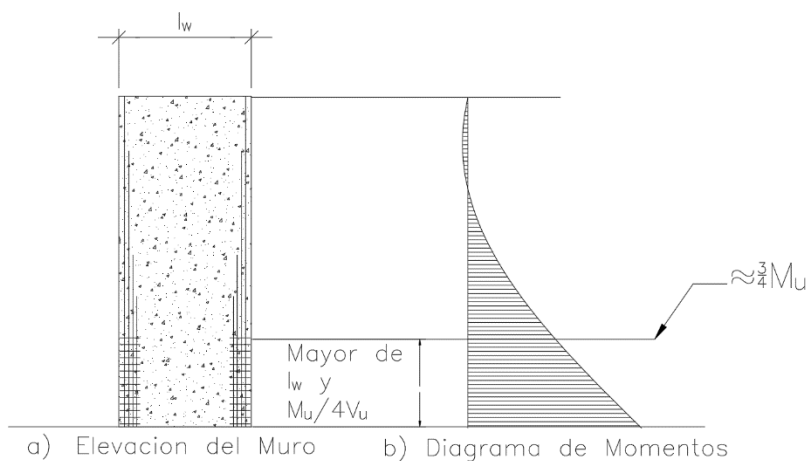


Figura IV- 15 : Altura de elemento especial de borde

Tabla IV- 18 : Altura de elemento especial de borde

I_w	4.30	m
V3	425.82	tonf
M2	5,088.77	tonf-m
$Mu/4Vu$	3.0	m
Max	4.30	m

Por consideraciones de construcción se optó por extender verticalmente el elemento especial de borde en 2 pisos [7 mts.] tanto arriba como debajo de la sección crítica, igualmente se agregaron elementos ordinarios de borde en todos los pisos por simplificación para el modelo no lineal.

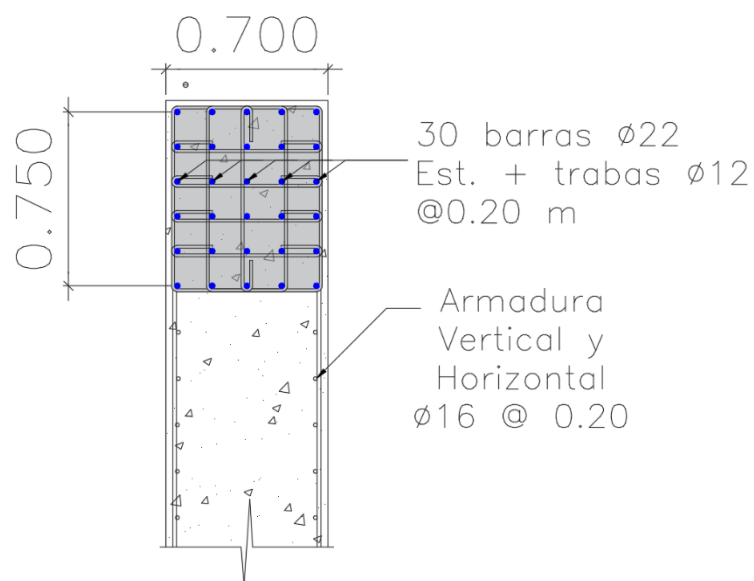


Figura IV- 16 : Disposición final de elemento de borde ordinario



Figura IV- 17 : Disposición final de elemento especial de borde y elementos de borde ordinarios en altura. Eje E & H.

IV.6 Diseño de columnas

Las columnas están diseñadas como marcos intermedios, a continuación, se presentan el procedimiento y consideraciones para el diseño sísmico de los elementos.

IV.6.1 Diseño a compresión y flexión

El diseño del elemento columnas se obtuvieron utilizando el módulo de diseño de elementos a compresión y flexión de ETABS según el código ACI318, el cual utiliza un diagrama de interacción para calcular un factor de capacidad, la cual utiliza la carga axial P_u , momento M_{u2} y momento M_{u3} mayor de las combinaciones de diseño [OL]. Para luego realizar una proyección hasta la superficie del diagrama de interacción [OC], una vez encontrado este valor, el factor de capacidad es la relación entre OL y OC. El área de acero calcula el refuerzo requerido para que la columna tenga este factor de capacidad.

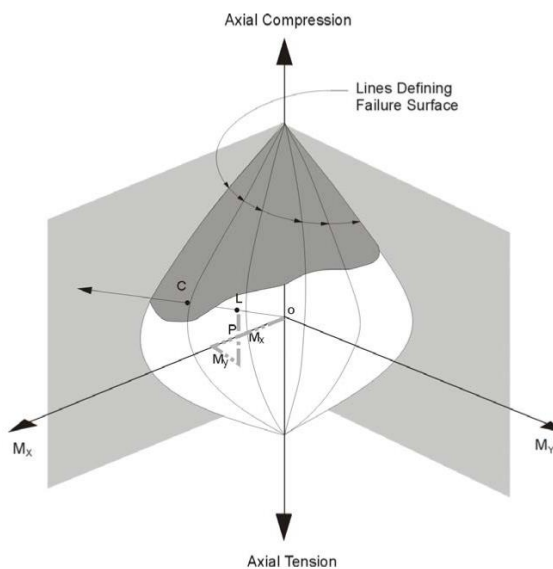


Figura IV- 18 : Representación geométrica del factor de capacidad de una columna.

Para rectificar que las solicitaciones de las combinaciones estén dentro del diagrama de interacción, se presenta en las siguientes Figuras el área de acero propuesto y los diagramas de interacción para las columnas más solicitadas del edificio.

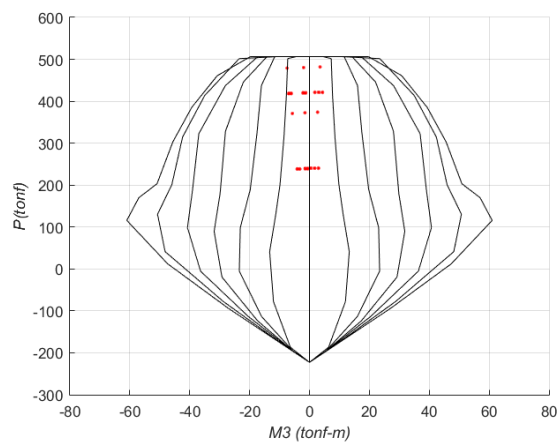
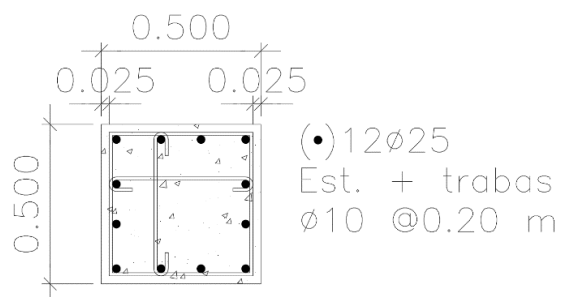


Figura IV- 19 : Columna C50 x 50, Sótanos S1 -S2-S3

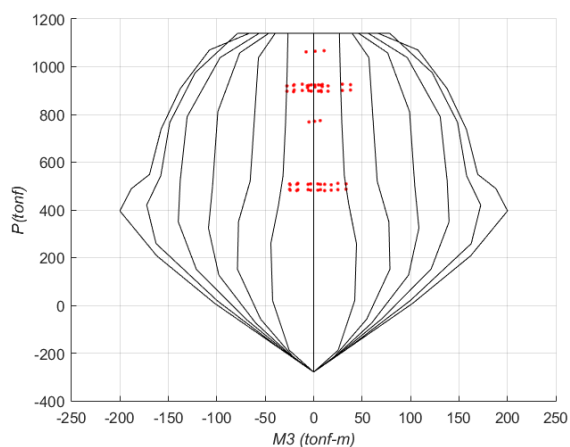
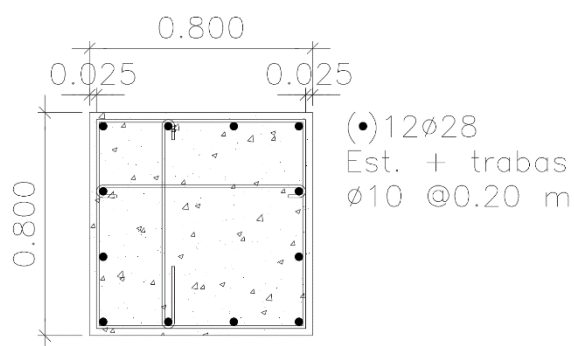


Figura IV- 20 : Columna C80 x 80, Pisos 3 al 16

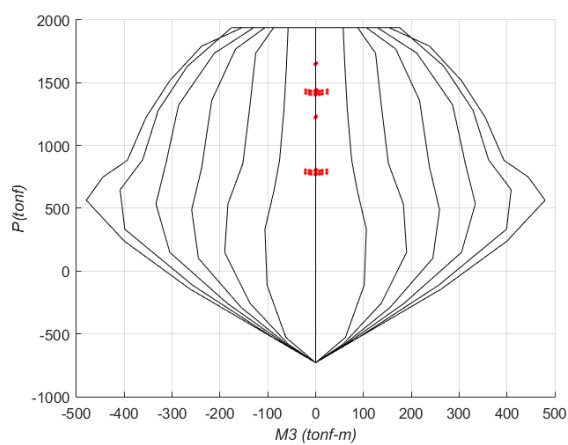
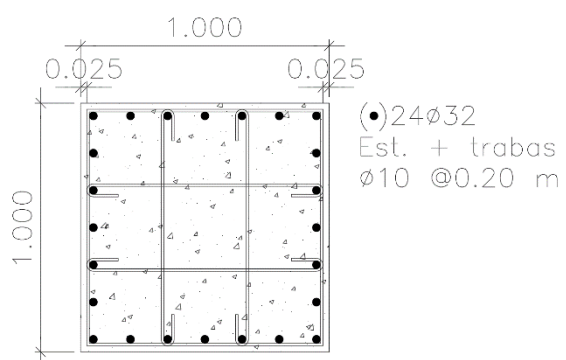


Figura IV- 21 : Columna C100 x 100, Sótanos S1, S2 y S3.

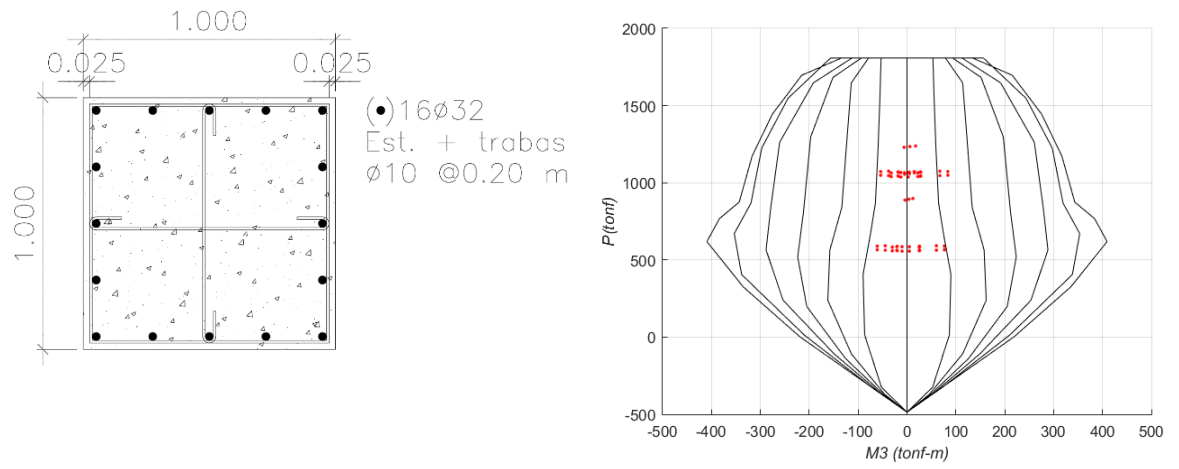


Figura IV- 22 : Columna C100 x 100, Pisos 1 y 2

Como se puede observar la capacidad a flexo compresión cumple con la demanda impuesta en las columnas.

IV.6.2 Diseño a corte

- a) Espaciamiento y diseño de acero transversal.

Para el diseño de los estribos a corte se tomaron en cuenta las consideraciones del capítulo 21 del ACI 318, donde estipulan el espaciamiento máximo entre estribos.

Tabla IV- 19 : Provisiones Sísmicas para espaciamiento para columnas IMF según ACI

Columnas	
	En ambos extremos del elemento, estribos serán proporcionado con una separación de forma que más de una longitud medida l_o de la superficie de la junta. El espaciamiento s_o no podrá ser superior al más pequeño de (a), (b), (c) y (d);
21.3.5.2	(a) Ocho veces el diámetro de la más pequeña barra longitudinal que contenga; (b) 24 veces el diámetro de la barra de estribo; (c) La mitad de la sección transversal más pequeña (d) 30 cms La longitud l_o no deberá ser inferior a la mayor de (e), (f) y (g): (e) Una sexta parte de la luz libre del elemento, $l_o/6$; (f) sección transversal máxima del elemento. (g) 45 cms.
21.3.5.3	El primer estribo deberá estar a no más de $s_o/2$ de la cara del nudo.
21.3.5.4	Fuera de la l_o longitud, separación del refuerzo transversal se ajustará a 7.10 y 11.5.5.1

El diseño de acero transversal fue calculado utilizando las formulas de la sección 11.4.6.3 del ACI318, el área de refuerzo para cortante se calcula como [MPa],

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$$

Pero no debe ser menor a $A_{v,min} = 0.35 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$

Tabla IV- 20 : Diseño de acero transversal, Columna 50x50. Sótano S1, S2 y S3

$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$	0.873	cm ²
$A_{v,min} = 0.35 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$	0.833	cm ²
s_o	20	cm
Ramas	3	
A_{b est.}	0.79	cm ²
A_v	2.356	cm ²
Φ10 @ 20 cm		
A_v ≥ A_{v,min}	Cumple	

Tabla IV- 21 : Diseño de acero transversal, Columna 80x80. Pisos 3 al 16.

$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$	1.397	cm ²
$A_{v,min} = 0.35 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$	1.333	cm ²
s_o	20	cm
Ramas	3	
A_{b est.}	0.79	cm ²
A_v	2.356	cm ²
Φ10 @ 20 cm		
A_v ≥ A_{v,min}	Cumple	

Tabla IV- 22 : Diseño de acero transversal, Columna 100x100. Pisos 1 y 2

$A_{v,min}=0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$	1.747	cm ²
$A_{v,min}=0.35 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$	1.667	cm ²
s_o	20	cm
Ramas	3	
A_b est.	0.79	cm ²
A_v	2.356	cm ²
Φ10 @ 20 cm		
A_v ≥ A_{v,min}	Cumple	

Tabla IV- 23 : Diseño de acero transversal, Columna 100x100. Sótanos S1, S2 y S3

$A_{v,min}=0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$	1.747	cm ²
$A_{v,min}=0.35 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$	1.667	cm ²
s_o	20	cm
Ramas	4	
A_b est.	0.79	cm ²
A_v	3.142	cm ²
Φ10 @ 20 cm		
A_v ≥ A_{v,min}	Cumple	

b) Capacidad de cortante.

El proceso de diseño de esfuerzo cortante de una columna, en primer lugar, la carga de corte se obtiene a partir del análisis del marco y se utiliza para calcular la capacidad de corte requerida. La capacidad del hormigón se calcula como;

$$V_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{P_u}{35 \cdot A_g} \right) \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \text{ [kgf]}$$

Donde tiene en cuenta la compresión axial P_u que actúa sobre la columna, que mejora la capacidad de corte de hormigón. A continuación, la capacidad requerida de corte del acero se usa junto con el área de sección transversal las barras de refuerzo para calcular la separación del estribo. Sin embargo, para el diseño de la columna, los resultados de estos básicos procesos de diseño deberán ser adaptados a fin de cumplir los requerimientos sísmicos adicionales. La carga axial P_u corresponde a la combinación de carga que produce el mayor cortante.

Tabla IV- 24 : Diseño a corte, Columna 50x50. Sótanos S1, S2 y S3

P_u	481.040	tonf
A_g	2,500.000	cm ²
λ	1	
b_w	50	cm
d	40	cm
V_c	3,835.591	tonf
A_v	2.356	cm ²
V_s	0.495	tonf
$V_{capacidad}$	3,836.086	tonf
V_n	12.046	tonf
$V_n < V_{capacidad}$	Cumple	

Tabla IV- 25 : Diseño a corte, Columna 80x80. Pisos 3 al 16

P_u	40.690	tonf
A_g	6,400.000	cm ²
λ	1	
b_w	80	cm
d	64	cm
V_c	373.533	tonf
A_v	2.356	cm ²
V_s	0.495	tonf
$V_{capacidad}$	374.027	tonf
V_n	79.368	tonf
$V_n < V_{capacidad}$	Cumple	

Tabla IV- 26 : Diseño a corte, Columna 100x100. Pisos 1 al 2

P_u	1,049.330	tonf
A_g	10,000.000	cm ²
λ	1	
b_w	100	cm
d	80	cm
V_c	8,402.938	tonf
A_v	2.356	cm ²
V_s	0.495	tonf
$V_{\text{capacidad}}$	8,403.433	tonf
V_n	62.046	tonf
$V_n < V_{\text{capacidad}}$	Cumple	

Tabla IV- 27 : Diseño a corte, Columna 100x100. Sótanos S1-S2-S3

P_u	919.750	tonf
A_g	10,000.000	cm ²
λ	1	
b_w	100	cm
d	80	cm
V_c	7,375.069	tonf
A_v	3.142	cm ²
V_s	0.660	tonf
$V_{\text{capacidad}}$	7,375.728	tonf
V_n	41.877	tonf
$V_n < V_{\text{capacidad}}$	Cumple	

Según el código ACI318 la sección 21.3.3 establece que el ϕV_n que resisten los efectos sísmicos no debe ser menor que el menor entre los valores de a) y b)

- 1) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayorales.

- 2) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyen E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para diseño sísmico vigente.

Considerando que los muros son el sistema sismo resistente principal del edificio, esto es consecuente con los valores tan pequeños que se obtienen de corte para las columnas, debido a esto se consideró que el valor menor de ϕV_n como el cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño.

IV.7 Diseño de Vigas

Las vigas se diseñaron como marcos intermedios, a continuación, se muestra el procedimiento de diseño según las provisiones del ACI318.

IV.7.1 Diseño a flexión

Para determinar los momentos positivos y negativos a flexión de las vigas se utilizó el programa de diseño ETABS, el cual nos entrega la envolvente de momentos máximos para todas las combinaciones de carga de diseño, con el cual encontramos el acero necesario para cumplir estos momentos, sin embargo, se tomaron las consideraciones provistas por el capítulo 21 del ACI donde se debe verificar que la fuerza de momento positivo en la cara del nudo no deberá ser inferior a un tercio de la fuerza de momento negativo en la cara del nudo. Así mismo las fuerzas de momento tanto negativo como positivo no debe ser inferior a un quinto de la fuerza máxima de momento proporcionado en la cara de cualquier nudo.

Se presenta en la Figura IV-21 la planta de vigas típicas de los pisos 1 al 16, según lo consultado a una oficina de diseño chilena, en las plantas de sótanos no es necesario utilizar vigas.

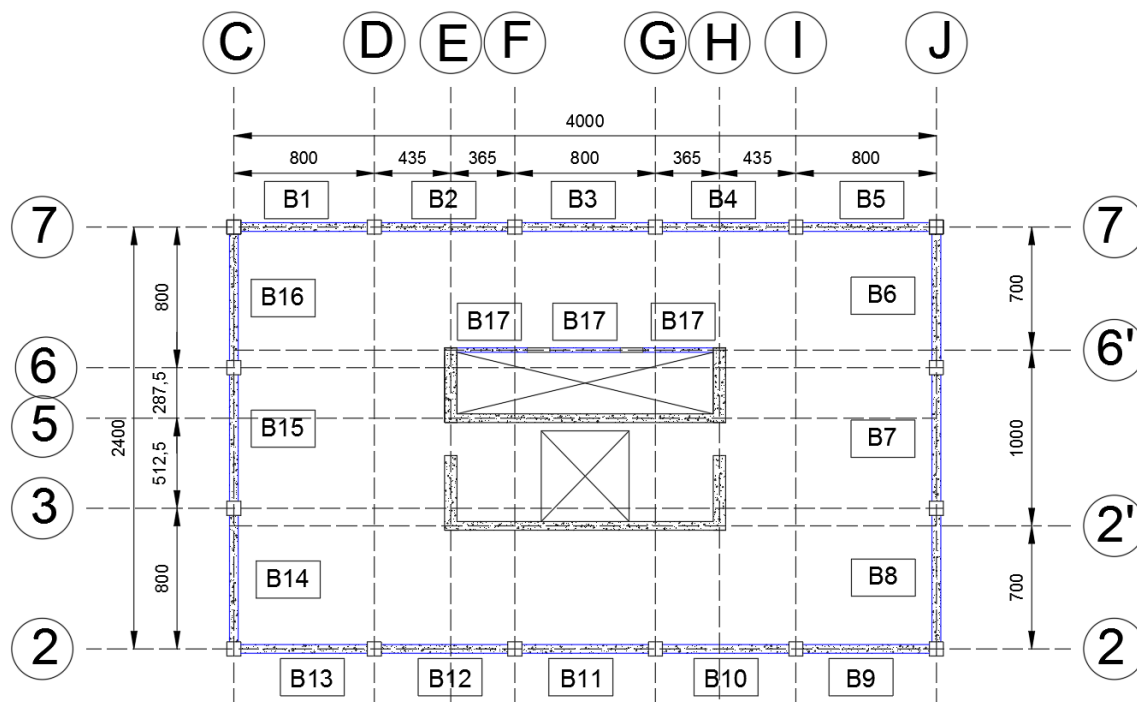


Figura IV- 23 : Planta típica de vigas, Pisos 1 al 16.

El área de acero a flexión se calcula a partir de las envolventes de momentos de las combinaciones de diseño, ETABS entrega el área necesaria longitudinal en tres segmentos [**End -I, Middle, End -J**] donde el primer segmento y el último segmento se definen según la dirección del eje local de la viga.

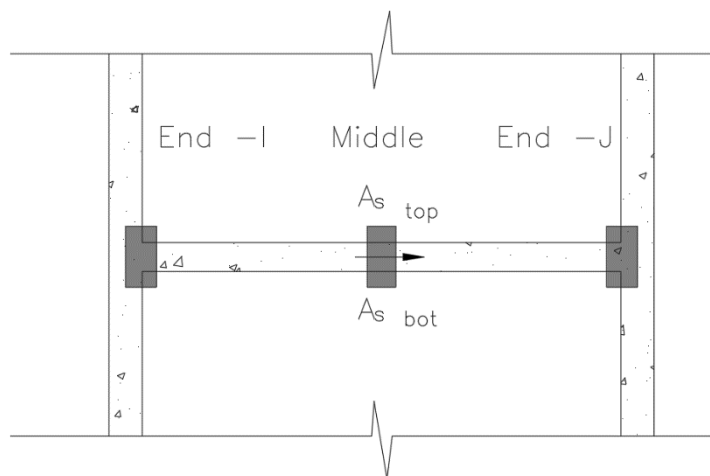


Figura IV- 24 : Figura representativa de la ubicación de acero longitudinal.

El área de acero requerido se calcula utilizando la siguiente fórmula;

$$A_s = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{(2 \cdot M_u / 0.9 \cdot b \cdot d^2)}{0.85 \cdot f'_c}} \right] \cdot b \cdot d \text{ [tonf - cms]}$$

Tabla IV- 28 : Área de acero a flexión Superior e Inferior, V70x60

No. Viga	Posición	A _{s top}		A _{s bot}	
B1-B13	End-I	26.32	cm ²	11.33	cm ²
	Middle	6.76	cm ²	14.26	cm ²
	End-J	17.95	cm ²	11.61	cm ²
B2-B12	End-I	14.26	cm ²	10.23	cm ²
	Middle	6.03	cm ²	9.86	cm ²
	End-J	20.36	cm ²	8.83	cm ²
B3-B11	End-I	17.59	cm ²	7.65	cm ²
	Middle	4.57	cm ²	10.76	cm ²
	End-J	17.6	cm ²	7.66	cm ²
B4-B10	End-I	20.35	cm ²	8.82	cm ²
	Middle	6.03	cm ²	9.85	cm ²
	End-J	14.26	cm ²	10.22	cm ²
B5-B9	End-I	17.98	cm ²	11.61	cm ²
	Middle	6.76	cm ²	14.26	cm ²
	End-J	26.33	cm ²	11.33	cm ²
B6-B16	End-I	19.42	cm ²	19.7	cm ²
	Middle	10.81	cm ²	14.78	cm ²
	End-J	42.75	cm ²	14.26	cm ²
B7-B15	End-I	23.66	cm ²	14.57	cm ²
	Middle	8.72	cm ²	14.26	cm ²
	End-J	33.21	cm ²	14.16	cm ²
B8-B14	End-I	33.66	cm ²	14.26	cm ²
	Middle	8.54	cm ²	14.26	cm ²
	End-J	23.5	cm ²	14.26	cm ²

Tabla IV- 29 : Área de acero a flexión Superior e Inferior, V20x50

No. Viga	Posición	A_s top		A_s bot	
B17	End-I	8.12	cm ²	2.12	cm ²
	Middle	4.59	cm ²	3.37	cm ²
	End-J	1.45	cm ²	5.21	cm ²
B17	End-I	1.85	cm ²	1.81	cm ²
	Middle	0.58	cm ²	0.84	cm ²
	End-J	1.84	cm ²	1.82	cm ²
B17	End-I	1.5	cm ²	5.25	cm ²
	Middle	4.62	cm ²	3.37	cm ²
	End-J	8.17	cm ²	2.23	cm ²

IV.7.2 Diseño a corte

a) Espaciamiento y diseño de acero transversal.

Para el diseño de los estribos a corte se tomaron en cuenta las consideraciones del capítulo 21 del ACI 318, donde estipulan el espaciamiento máximo entre estribos.

Tabla IV- 30 : Provisiones Sísmicas para espaciamiento para vigas IMF según
ACI

Vigas	
21.3.4.2	En ambos extremos del miembro, estribos serán proporcionado en una longitud $2h$ medida desde la cara del elemento de soporte hacia el centro del claro. El primer estribo deberá estar a no más de 5 cms desde la cara del elemento de soporte. El espaciamiento de los estribos no será superior a la más pequeña de (a), (b), (c) y (d); (a) Ocho veces el diámetro de la más pequeña barra longitudinal que contenga; (b) 24 veces el diámetro de la barra de estribo; (c) $d/4$ (d) 30 cms
21.3.4.3	Estribos se colocarán a no más de $d/2$ a lo largo de la longitud del miembro.

El proceso básico implica la determinación de la demanda de esfuerzo de corte requerida en base a la carga de la viga. A continuación, la capacidad de corte requerida de los estribos de corte V_s se determina en la sección crítica. Por último, la capacidad de esfuerzo de corte del estribo requerida se utiliza para determinar la separación adecuada estribo a lo largo de la viga.

ETABS entrega el valor de área de acero requerida en tres segmentos igual que para el área de acero longitudinal, el cual encuentra los esfuerzos de corte ultimo V_u según las combinaciones de carga de diseño para luego utilizar la siguiente fórmula para determinar la relación entre el área de acero y la separación entre estribos.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y d}$$

Donde;

$$V_c = 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \text{ [kgf]}$$

V_c Capacidad de resistencia a corte del concreto.

Sin embargo, en ciertas secciones de la viga la capacidad de corte del concreto es mayor que la demanda de corte, lo cual no necesitaría refuerzo de acero a corte, pero el ACI solicita un área de acero mínima que debe tener el diseño de acero transversal este fue calculado utilizando las formulas de la sección 11.4.6.3 del ACI318, el área de refuerzo para cortante se calcula como [MPa],

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$$

Pero no debe ser menor a $A_{v,min} = 0.35 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$

Tabla IV- 31 : Diseño de acero transversal, Vigas 70x60.

$A_{v,min}=0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$	0.734	cm ²
$A_{v,min}=0.35 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$	0.700	cm ²
s_o	12	cm
Ramas	3	
A_b est.	0.79	cm ²
A_v	2.356	cm ²
A_v ≥ A_{v,min}	Cumple	

Tabla IV- 32 : Diseño de acero transversal, Vigas 20x50.

$A_{v,min}=0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$	0.210	cm ²
$A_{v,min}=0.35 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$	0.200	cm ²
s_o	12	cm
Ramas	2	
A_b est.	0.79	cm ²
A_v	1.571	cm ²
A_v ≥ A_{v,min}	Cumple	

Una vez calculado el área de acero transversal mínima se compara con el acero que necesita las vigas para cumplir con el cortante de diseño.

Tabla IV- 33 : Área de acero requerida y propuesta a corte. Vigas 70x60 cm

No. Viga	Posición	A_{st}/s		$A_{st \text{ propuesto}}/s$	
B1-B13	End-I	3.67	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	Middle	0	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	End-J	0	cm ² /m	19.64	cm ² /m
B2-B12	End-I	0	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	Middle	0	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	End-J	0	cm ² /m	19.64	cm ² /m
B3-B11	End-I	0	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	Middle	0	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	End-J	0	cm ² /m	19.64	cm ² /m
B4-B10	End-I	0	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	Middle	0	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	End-J	0	cm ² /m	19.64	cm ² /m
B5-B9	End-I	0	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	Middle	0	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	End-J	3.68	cm ² /m	19.64	cm ² /m
B6-B16	End-I	5.08	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	Middle	2.76	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	End-J	11.65	cm ² /m	19.64	cm ² /m
B7-B15	End-I	0.44	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	Middle	0	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	End-J	3.41	cm ² /m	19.64	cm ² /m
B8-B14	End-I	5.66	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	Middle	0	cm ² /m	19.64	cm ² /m
	End-J	0.02	cm ² /m	19.64	cm ² /m

Tabla IV- 34 : Área de acero requerida y propuesta a corte. Vigas 20x50 cm

No. Viga	Posición	A_{st}/s		$A_{st \text{ propuesto}}/s$	
B17	End-I	5.739	cm ² /m	13.09	cm ² /m
	Middle	0.383	cm ² /m	13.09	cm ² /m
	End-J	0	cm ² /m	13.09	cm ² /m
B17	End-I	0	cm ² /m	13.09	cm ² /m
	Middle	0	cm ² /m	13.09	cm ² /m
	End-J	0	cm ² /m	13.09	cm ² /m
B17	End-I	0	cm ² /m	13.09	cm ² /m
	Middle	0.414	cm ² /m	13.09	cm ² /m
	End-J	5.747	cm ² /m	13.09	cm ² /m

A continuación, se presenta los diagramas con acero longitudinal y corte.

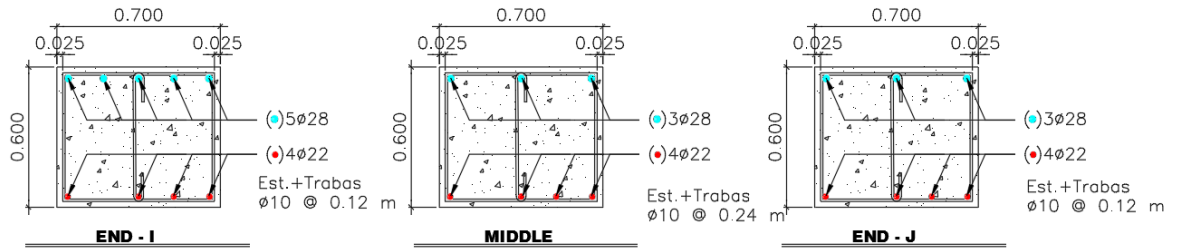


Figura IV- 29 : Viga B1-B13

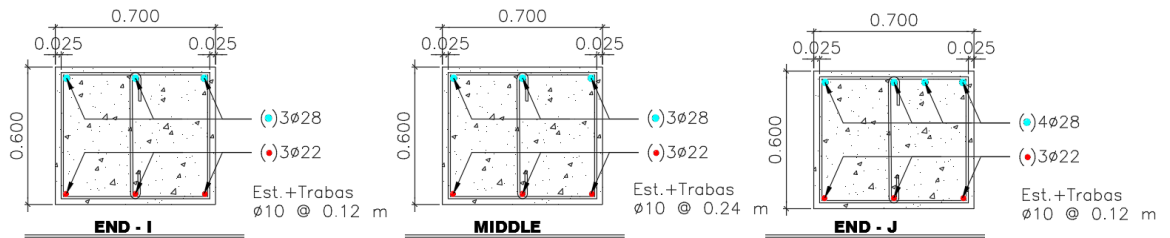


Figura IV- 28 : Viga B2-B12

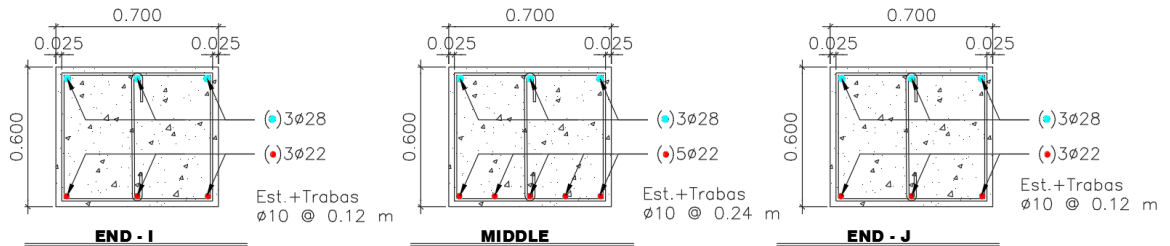


Figura IV- 27 : Viga B3-B11

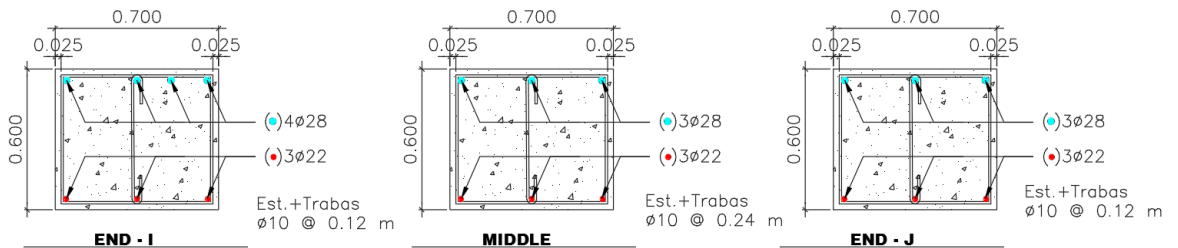


Figura IV- 26 : Viga B4-B10

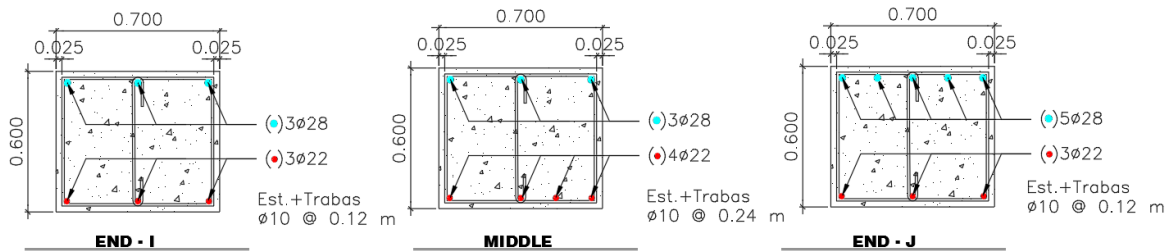


Figura IV- 25 : Viga B5-B9

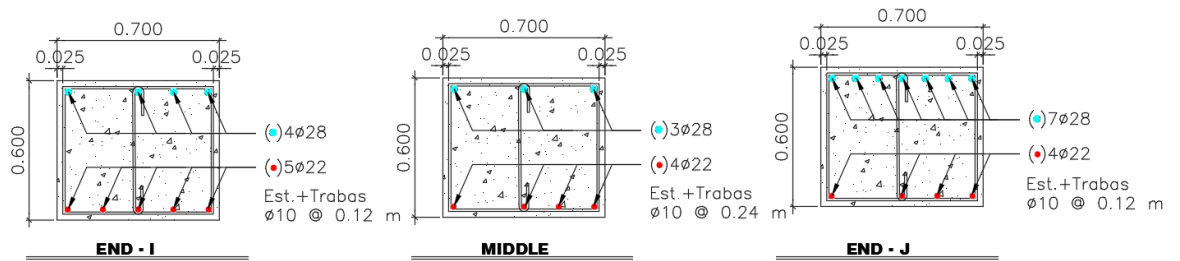


Figura IV- 31 : Viga B6-B16

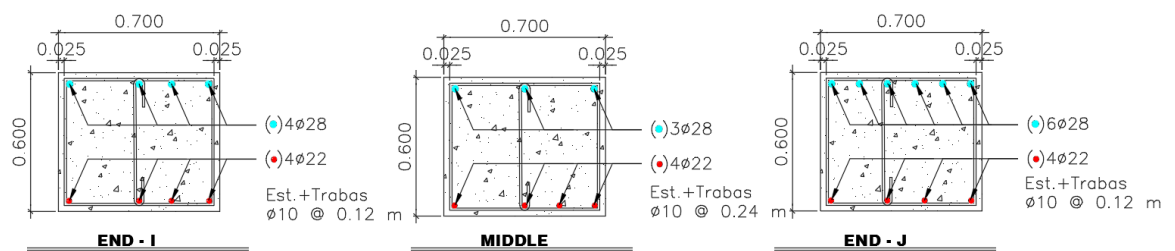


Figura IV- 30 : Viga B7-B15

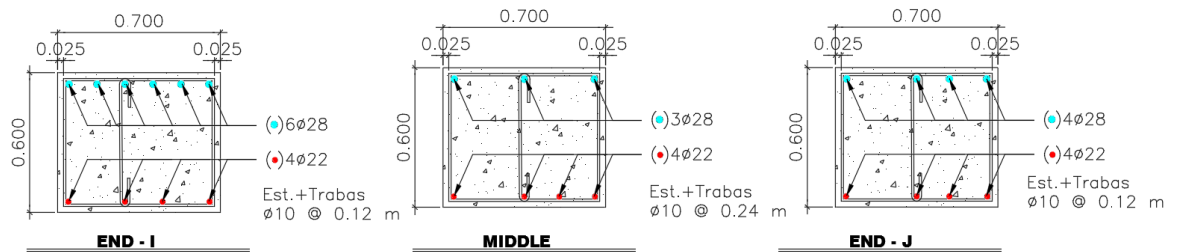


Figura IV- 33 : Viga B8-B14

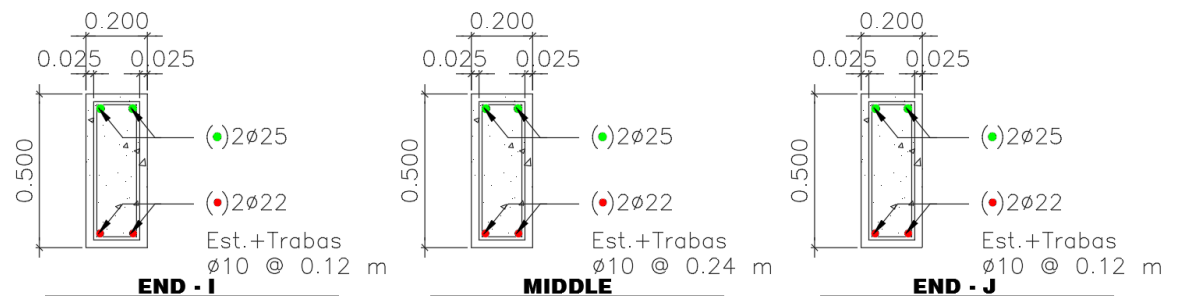


Figura IV- 32 : Viga B17

VII. CONCLUSIONES

Este trabajo estudia la información estadística reportada en el INE con la cual se puede caracterizar edificios para estudios de investigación que sean representativos de las distintas comunas de Santiago de Chile. Así mismo se presenta el diseño estructural de los elementos sismo resistentes para un edificio de oficinas típico de la comuna de las Condes.

A partir de los resultados observados en esta investigación, se puede concluir que:

- La comuna con mayor concentración de edificios de oficinas son las comunas de Providencia, Las Condes y Huechuraba.
- El edificio en estudio, aunque fue simplificado para su modelación, fue basado en un edificio real característico de la comuna de Las Condes tomando en cuenta la información estadística recopilada.
- Aunque la normativa solamente pida que la cantidad de modos necesarios para realizar el análisis modal espectral sea con un factor de participación de masa hasta el 90%, para edificios altos los modos superiores pueden aportar mayor masa rotacional, lo cual puede tener una influencia en el diseño de los elementos de hormigón.
- La inclusión de los pisos subterráneos genera un efecto conocido como “*backstay effect*”, o “*shear reversal*” el cual incrementa la carga de corte en los muros del primer subterráneo la cual según (Alcívar y Hube 2014), para análisis tiempo historia esto puede incluso cambiar el signo del cortante.
- Es importante realizar un análisis minucioso del muro de hormigón ya que estos para el terremoto del Maule 2010, fueron los elementos que más sufrieron daños importantes.

BIBLIOGRAFIA

ALCIVAR, W. S. (2014). *Efecto de los subterráneos en el comportamiento sísmico de edificios de muros de hormigón armado*. Santiago: Tesis Magister en Ingeniería Estructural y Geotecnia, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotecnia, Pontificia Universidad Católica de Chile.

ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, 2008.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (2010). ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE, Washington D.C., USA.

BRICEÑO, A. (2013). *Análisis y diseño de muros estructurales de concreto, considerando las experiencias de los terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011*. Universidad Católica Andrés Bello.

COMPUTERS AND STRUCTURES INC. (2010), CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. Berkeley, USA.

INSTITUTO DEL CEMENTO Y DEL HORMIGÓN DE CHILE. (2013). *Guía práctica para el diseño de muros de hormigón armado*.

MANDER, J. B., PRIESTLEY, M. J. N., & R.PARK. (1988). Theoretical Stress Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))

MINVU. (2011). Decreto Supremo 60. *Requisitos de Diseño Y Cálculo Para El Hormigón Armado*.

MOEHLE, J. (2014). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education.

NORMA NCh 1537 of. 2009 (2009). Diseño Estructural – Cargas permanentes y cargas de uso. Instituto Nacional de Normalización. Santiago, Chile

NORMA NCh 433-1996, mod. 2009, mod. Decreto Supremo 61 (2011). Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización. Santiago, Chile.

PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER, PEER (2010). Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, published jointly by Applied Technology Council, Berkeley, USA.

RICHARD, M. J. (2009). *Parametric Study of ACI Seismic Design Provisions Through Dynamic Analysis of a Reinforced Concrete Intermediate Moment Frame*. Worcester Polytechnic Institute.

ANEXOS

ANEXO A: MODELACION DE SECCION DE MURO EN XTRACT

A continuación, se muestran los pasos para modelar el muro de concreto para analizar la sección y encontrar el grafico de eje neutro.

- 1) Se debe ingresar las curvas de concreto y de acero, para este análisis no se necesita modelar el concreto confinado y tampoco se necesita modelar el acero con endurecimiento.

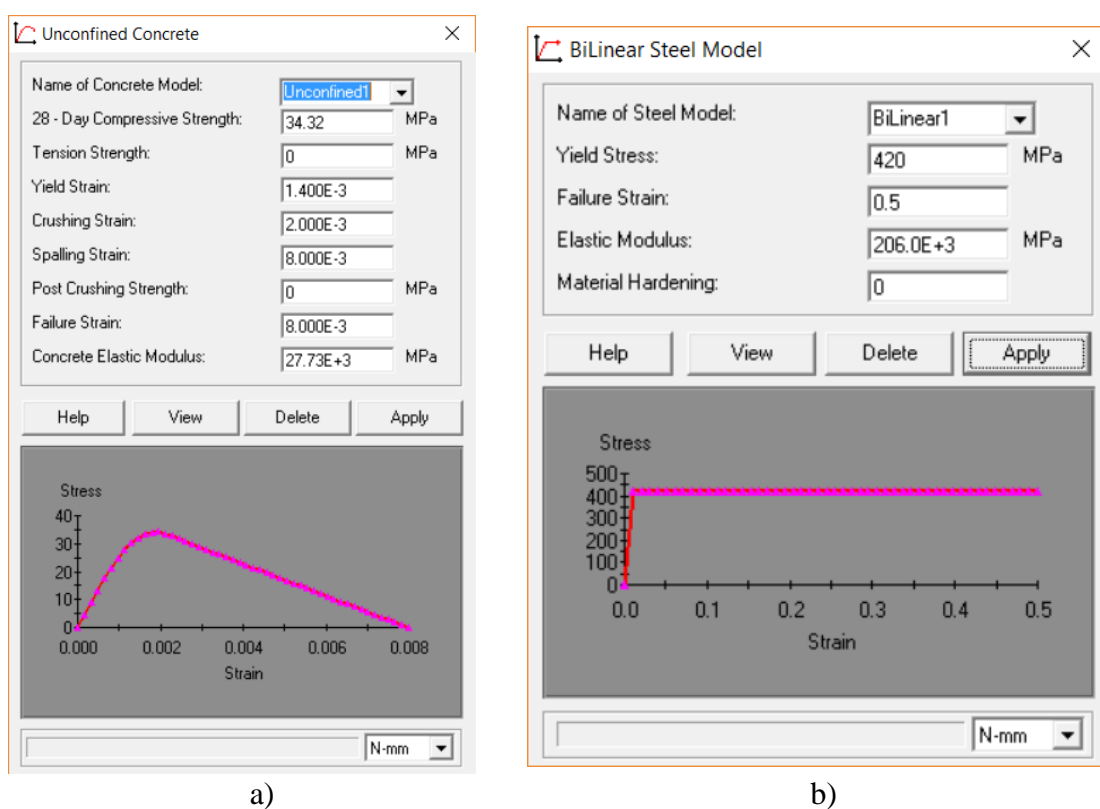


Figura A- 1 a) Modelo de concreto no confinado de Mander, b) Modelo de acero elastoplastica

- 2) Se debe modelar la sección de concreto, así mismo se deben colocar las barras de acero en la posición correcta.

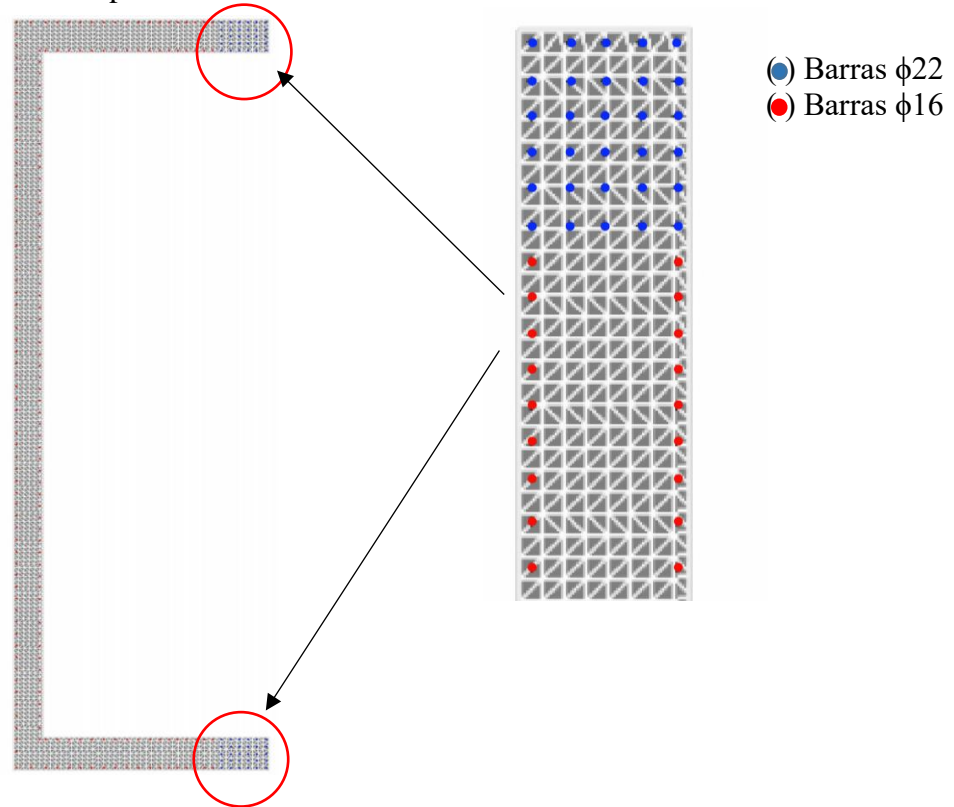
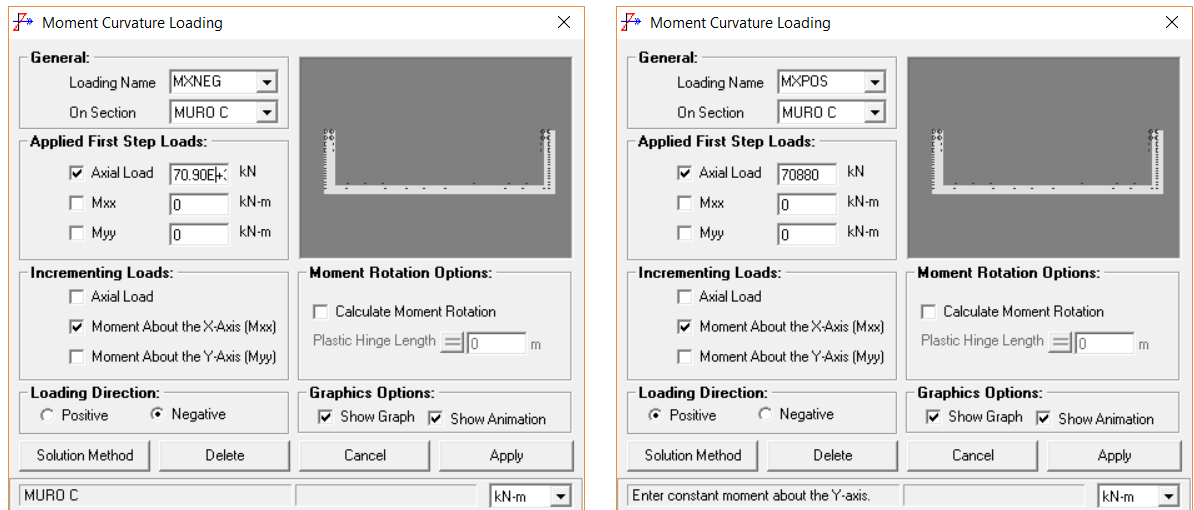


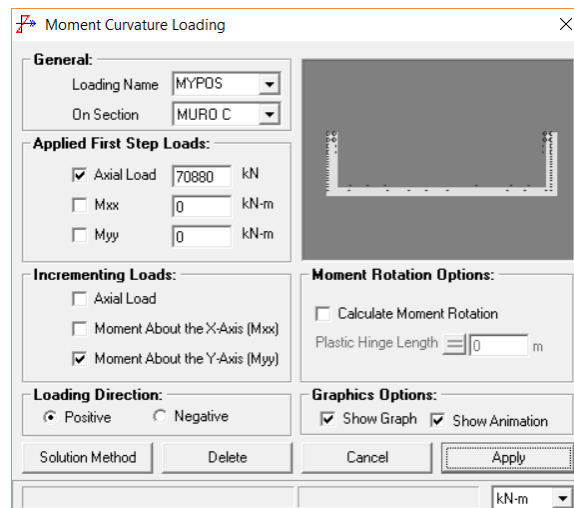
Figura A- 2 : Sección de fibras

- 3) Una vez creada la sección de fibras, se debe asignar un caso de carga tipo *Moment Curvature*, la cual nos da la opción de asignar una carga axial de compresión o tensión y el programa varía en intervalos constantes el momento en la dirección que le asignemos.



a)

b)



c)

Figura A- 3 : a) Momento Curvatura Dirección -Y, b) Momento Curvatura Dirección +Y, c) Momento Curvatura Dirección $\pm X$

- 4) Cuando analizamos la sección con los distintos casos de carga nos entrega el siguiente gráfico de curvatura y momento.

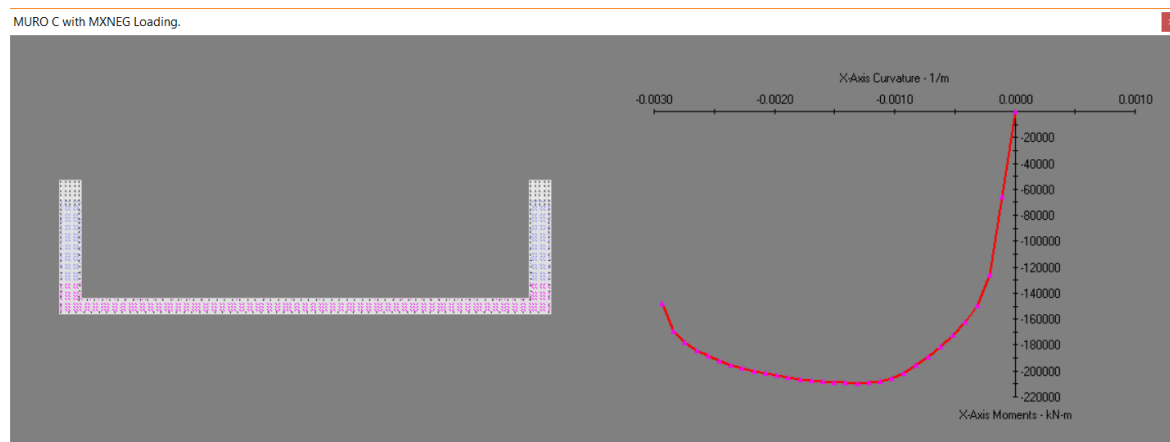


Figura A- 4 :Momento Curvatura Dirección -Y

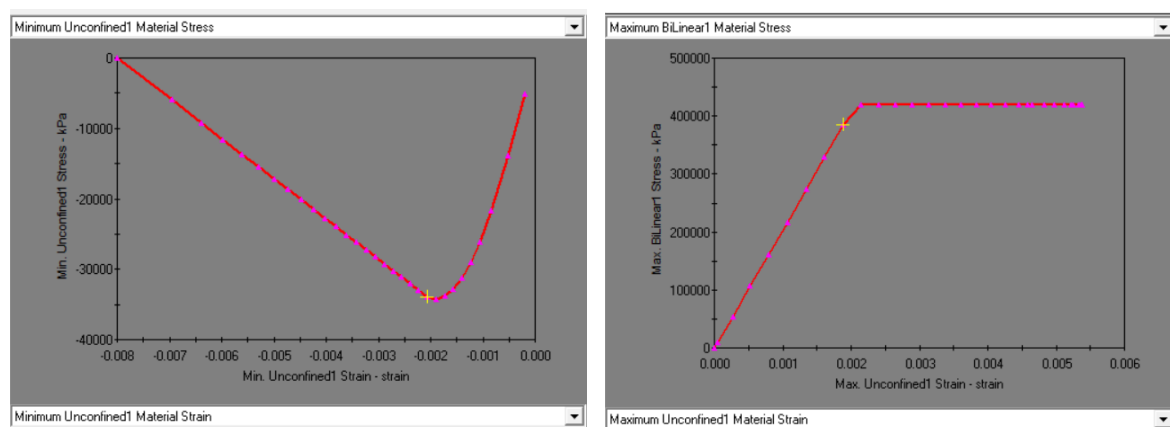


Figura A- 5 : Verificación de deformación a) Concreto b) Acero

De la Figura A-5 se puede verificar las deformaciones y los esfuerzos de los materiales durante cada incremento de momento. Ya que tenemos el perfil de deformaciones del acero y concreto podemos calcular entonces la posición del eje neutro.