

**UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**



**Diseño por Desempeño de Edificios de Hormigón Armado
incorporando el Efecto del Suelo**

**Por
Marcos Esteban Vásquez Villega**

**Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil**

Profesor guía: Juan Carlos González Blacud

Diciembre, 2021

Agradecimientos

Este estudio simboliza el término de una etapa, una etapa que no ha sido fácil, una etapa que me ha nutrido de experiencias, conocimientos, vivencias y gente de suma importancia en estos años.

Este espacio lo utilizaré para recordar a mi gran amigo Nicolás, nos conocimos hace ya varios años, tuve la linda oportunidad de conocerle, de acompañarnos en las buenas y en las malas. Vivimos juntos y nos hicimos grandes amigos. Nico era una persona que siempre te premiaba por brindarle tu amistad, con lo que tuviera en la mano o con su gran sonrisa que siempre lo caracterizó, pese a pasar muchas veces por problemas el no paraba de sonreír, de brindarte ánimo, de admirar el trabajo que hacíamos sus amigos. Un gran amigo, a toda raja como decimos los lolos. Lamentablemente un accidente acabo con su vida y se fue de este plano terrenal, dejándonos todos sus recuerdos, los cuales guardaré conmigo para siempre. Le concedo este espacio recordando un gran día en el que junto a nuestro grupo de trabajo estábamos felices por los resultados obtenidos en un certamen, a lo que él con mucho orgullo nos dijo “cabros ustedes van a salir y serán los mejores, acuérdense de mis palabras”, hoy quiero realizar este pequeño homenaje a mi amigo, mi perro, mi Nico, que sé que donde estés sigues acompañándonos y brindándonos ese apoyo y amor que te caracterizaba.

Punto aparte, brindarle un gran agradecimiento a mi familia que me ha acompañado siempre durante este proceso, que me admiran tanto como yo los admiro a ellos por su lucha y constancia que ponen día a día en su trabajo, muchas gracias por los valores, sabiduría, cariño y mucho más que me han entregado, los extraño.

Agradecer a mi pareja que me dejó entrar a su vida y me apoya incondicionalmente durante este proceso final, gracias por llegar a mi vida y ser como eres.

Agradecer a la institución que me acogió durante estos años, por brindarme las herramientas, valores y vivencias que me han llevado a ser la persona que soy hoy, a los administrativos, profesores, auxiliares y a todas las personas que conocí durante este proceso.

Agradecer a mi profesor guía, el profesor Juan Carlos, que se mantuvo paciente y servicial frente a lograr realizar esta investigación de la mejor manera posible, por su enseñanza, su tiempo y su simpatía.

Gracias a todos y un gran abrazo al cielo amigo.

Índice

Índice	2
Índice de figuras	5
Índice de tablas	9
Resumen	10
Capítulo I	12
1. Descripción del estudio	12
1.1 Introducción	12
1.2 Objetivos de la investigación	14
1.2.1 Objetivo General	14
1.2.2 Objetivos específicos	14
1.3 Alcance	14
1.4 Metodología	14
Capítulo II	15
2. Marco Teórico	15
2.1 Introducción al diseño sismorresistente	15
2.2 Metodologías de diseño sismorresistente	16
2.2.1 Diseño sismorresistente basado en las fuerzas	17
2.2.2 Diseño sismorresistente basado en capacidad	17
2.2.3 Diseño sismorresistente basado en desplazamientos	18
2.2.4 Diseño sismorresistente basado en desempeño	18
2.3 Metodologías de análisis	19
2.3.1 Análisis lineal	19
2.3.2 Análisis no lineal	20
2.4 Modelos analíticos de suelo	20
2.4.1 Modelo analítico de Winkler	20
2.4.2 Modelo analítico de Pasternak	21
2.4.3 Modelo analítico de Vlazov-Leontiev	22
Capítulo III	24
3. Modelos, análisis lineal y diseño de elementos estructurales	24
3.1 Descripción de las estructuras	24
.....	25
.....	25
3.2 Materialidad	25
3.2.1 Hormigón	25
3.2.2 Acero (Armadura de refuerzo)	25
3.3 Análisis lineal elástico	26

3.3.1 Modelos de análisis	26
3.3.2 Cargas de diseño y peso sísmico	27
3.3.2.1 Cargas gravitacionales	27
3.3.2.2 Combinaciones de carga	27
3.3.2.3 Cargas sísmicas	27
3.3.2.4 Espectro de diseño	28
3.3.3 Resultados del análisis lineal elástico	29
3.3.3.1 Peso sísmico del edificio	29
3.3.3.2 Períodos y masa equivalente de los modos de vibración fundamentales	30
3.3.3.3 Esfuerzo de corte basal	31
3.3.3.4 Desplazamiento relativo de piso	32
3.3.3.5 Desplazamiento lateral de techo	33
3.4 Diseño de elementos estructurales	35
3.4.1 Diseño de vigas estructurales	35
3.4.1.1 Diseño de resistencia a flexión	35
3.4.1.2 Diseño por capacidad	36
3.4.2 Diseño de muros estructurales	37
3.4.2.1 Armadura longitudinal (Diseño a flexocompresión)	37
3.4.2.2 Armadura transversal (Diseño al corte por capacidad)	48
3.4.3 Resumen de muros estructurales	48
3.5 Análisis de fundación	53
Capítulo IV	55
4. Análisis no lineal incorporando SSI	55
4.1 Análisis tiempo-historia	55
4.1.1 Amenaza sísmica	56
4.1.2 Modelo de análisis no lineal	57
4.1.3 Modelo estructural	58
4.1.4 Superficies de fluencia para los elementos estructurales	59
4.1.5 Reglas de histéresis para los elementos estructurales	59
4.1.6 Verificación del modelo de análisis no lineal	60
4.1.7 Incorporación de modelos analíticos de suelo	63
Capítulo V	64
5. Análisis de resultados	64
5.1 Resultados modelo de base fija	64
5.1.1 Período fundamental	65
5.1.2 Diagramas de corte y momento en muros	65
5.1.4 Desplazamiento relativo entrepisos	76

5.1.4 Desplazamiento absoluto	79
5.2 Resultados modelo incorporando SSI	81
5.2.1 Periodo fundamental incorporando el suelo.....	81
5.2.2 Diagramas de corte y momento en muros incorporando el suelo	81
5.2.3 Desplazamiento relativo entre pisos incorporando el suelo.....	91
5.2.4 Desplazamientos de techo	96
5.2.5 Estimación de la curvatura última	97
5.2.6 Estimación de la deformación unitaria	99
5.2.7 Resumen de resultados del análisis tiempo-historia.....	101
5.3 Determinación de niveles de desempeño.....	102
5.3.1 Niveles de desempeño a nivel global.....	102
5.3.2 Límite de ocupación inmediata.....	105
5.3.3 Límite de capacidad de deformación adicional	106
5.3.4 Niveles de desempeño a nivel local	106
Capítulo VI.....	112
6. Conclusiones	112
Referencias.....	114

Índice de figuras

Figura 1.1 Ejemplo de edificio con daños posteriores al terremoto en Chile el año 2010.....	12
Figura 2.1 Analogía de la cadena dúctil, diseño por capacidad, Paul & Priestley, 1992.....	17
Figura 2.2 Modelo de Pasternak - a) Modelo base b) Estado de tensiones de cortante c)Fuerzas actuando en la capa cortante	21
Figura 2.3 Modelo de Vlazov - Estado de tensiones en una capa elástica unitaria.	22
Figura 3.1 Planta estructural edificio de 15 y 20 pisos.	24
Figura 3.2 Planta estructural edificio de 30 pisos.	25
Figura 3.3 Render de los modelos estructurales en Etabs, 15,20 y 30 pisos de altura.	26
Figura 3.4 Espectro de Pseudo-Aceleración a partir de lo establecido en DSN°61.....	29
Figura 3.6 Resultados de la deriva de piso en ambas direcciones para el modelo de 20 pisos.	32
Figura 3.5 Resultados de la deriva de piso en ambas direcciones para el modelo de 15 pisos.	32
Figura 3.7 Resultados de la deriva de piso en ambas dirección para el modelo de 30 pisos.	33
Figura 3.8 Espectro de desplazamiento a partir de lo establecido en el DSN°60.	34
Figura 3.9 Factor de reducción para el diseño a flexocompresión.	35
Figura 3.10 Teoría de diseño por desempeño a partir de la ACI 318.....	36
Figura 3.11 Diagrama de interacción muro rectangular eje Y-Y para el modelo de 15 pisos.	37
Figura 3.12 Diagrama de interacción muro rectangular eje Y-Y para el modelo de 20 pisos.	38
Figura 3.13 Diagrama de interacción muro rectangular eje Y-Y para el modelo de 30 pisos.	38
Figura 3.14 Diagrama de interacción muro "T" eje X-X para el modelo de 15 pisos.....	39
Figura 3.15 Diagrama de interacción muro "T" eje Y-Y para el modelo de 15 pisos.....	39
Figura 3.16 Diagrama de interacción muro "T" eje X-X para el modelo de 20 pisos.....	40
Figura 3.17 Diagrama de interacción muro "T" eje Y-Y para el modelo de 20 pisos.....	40
Figura 3.18 Diagrama de interacción muro "T" eje X-X para el modelo de 30 pisos.....	41
Figura 3.19 Diagrama de interacción muro "T" eje Y-Y para el modelo de 30 pisos.....	41
Figura 3.20 Diagrama de interacción muro "C" eje X-X para el modelo de 15 pisos.	42
Figura 3.21 Diagrama de interacción muro "C" eje Y-Y para el modelo de 15 pisos.	42
Figura 3.22 Diagrama de interacción muro "C" eje X-X para el modelo de 20 pisos.	43
Figura 3.23 Diagrama de interacción muro "C" eje Y-Y para el modelo de 20 pisos.	43
Figura 3.24 Diagrama de interacción muro "C" eje X-X para el modelo de 30 pisos.	44
Figura 3.25 Diagrama de interacción muro "C" eje Y-Y para el modelo de 30 pisos.	44
Figura 3.26 Diagrama de momento-curvatura muro rectangular eje Y-Y modelo de 15 pisos.	45
Figura 3.27 Diagrama de momento-curvatura muro rectangular eje Y-Y modelo de 20 pisos.	45
Figura 3.28 Diagrama de momento-curvatura muro rectangular eje Y-Y modelo de 30 pisos.	45
Figura 3.31 Diagrama de momento-curvatura muro "T" izquierda eje X-X y derecha eje Y-Y modelo de 30 pisos	46
Figura 3.30 Diagrama de momento-curvatura muro "T" izquierda eje X-X y derecha eje Y-Y modelo de 20 pisos	46
Figura 3.29 Diagrama de momento-curvatura muro "T" izquierda eje X-X y derecha eje Y-Y modelo de 15 pisos.	46
Figura 3.33 Diagrama de momento-curvatura muro "C" izquierda eje X-X y derecha eje Y-Y modelo de 20 pisos.	47
Figura 3.34 Diagrama de momento-curvatura muro "C" izquierda eje X-X y derecha eje Y-Y modelo de 30 pisos.	47
Figura 3.32 Diagrama de momento-curvatura muro "C" izquierda eje X-X y derecha eje Y-Y modelo de 15 pisos.	47
Figura 3.36 Disposición de armadura muro R modelo de 20 pisos.	49
Figura 3.37 Corte que muestra la disposición de armadura en uno de los extremos del muro R modelo de 30 pisos.	49
Figura 3.35 Disposición de armadura muro R modelo de 15 pisos.	49
Figura 3.38 Disposición de armadura muro T modelo de 15 pisos.	50

Figura 3.39 Disposición de armadura muro T modelo de 20 pisos.	50
Figura 3.40 Disposición de armadura muro T modelo de 30 pisos.	51
Figura 3.41 Disposición de armadura muro C modelo de 15 pisos.	51
Figura 3.42 Disposición de armadura muro C modelo de 20 pisos.	52
Figura 3.43 Disposición de armadura muro C modelo de 30 pisos.	52
Figura 3.44 Render modelo de fundación de 30 pisos.	53
Figura 3.45 Estado de tensiones en el suelo, caso estático, modelo de 30 pisos.	53
Figura 3.46 Estado de tensiones en el suelo, caso dinámico eje X-X, modelo de 30 pisos.	54
Figura 3.47 Estado de tensiones en el suelo, caso dinámico eje Y-Y, modelo de 30 pisos.	54
Figura 4.1 Registro de aceleraciones terremoto Chile, 2010 - Concepción.	56
Figura 4.2 Registro de aceleraciones terremoto Chile,2010 - Constitución.	56
Figura 4.3 Registro de aceleraciones terremoto Chile, 2010 - Viña del Mar.	56
Figura 4.4 Registro de aceleración terremoto New Zealand 2011, Christchurch.	57
Figura 4.5 Registro de aceleraciones temblor California, 1971 - Sylmar.	57
Figura 4.6 Ejemplo genérico disposición de rótulas plásticas, modelo de plasticidad concentrada.[30]	58
Figura 4.7 Modelo de viga de una componente de Giberson, establecido en manual de Ruaumoko[31].	59
Figura 4.8 Superficie cuadrática de fluencia, establecida en manual de Ruaumoko.	59
Figura 4.9 Curva de histéresis bilineal de Takeda modificado, según apéndice de Ruaumoko.	60
Figura 4.10 Curva de histéresis trilineal con degradación de SINA, según apéndice de Ruaumoko. ..	60
Figura 4.11 Imagen del modelo bidimensional construido en Ruaumoko para el edificio de 15 pisos.	61
Figura 4.12 Espectro de desplazamiento utilizado para análisis Pushpull en modelo de 15 pisos.	61
Figura 4.13 Curva de histéresis muro rectangular utilizando el análisis pushpull para modelo de 15 pisos.	62
Figura 4.14 Curva de histéresis muro "T" utilizando el análisis pushpull para modelo de 15 pisos.	62
Figura 4.15 Curva de histéresis muro "C" utilizando el análisis pushpull para modelo de 15 pisos.	62
Figura 4.16 Modelación de elemento tipo suelo según manual de Ruaumoko.	63
Figura 4.17 Ejemplo genérico de modelación incorporando el elemento suelo.	63
Figura 5.1 Diagrama de momento muro "R" modelo de 15 pisos según análisis dinámico.	66
Figura 5.2 Diagrama de corte muro "R" modelo de 15 pisos según análisis dinámico.	66
Figura 5.3 Diagrama de momento muro "T" modelo de 15 pisos según análisis dinámico.	67
Figura 5.4 Diagrama de corte muro "T" modelo de 15 pisos según análisis dinámico.	67
Figura 5.5 Diagrama de momento muro "C" modelo de 15 pisos según análisis dinámico.	68
Figura 5.6 Diagrama de corte muro "C" modelo de 15 pisos según análisis dinámico.	68
Figura 5.7 Diagrama de momento muro "R" modelo de 30 pisos según análisis dinámico.	69
Figura 5.8 Diagrama de corte muro "R" modelo de 30 pisos según análisis dinámico.	69
Figura 5.9 Diagrama de momento muro "T" modelo de 30 pisos según análisis dinámico.	70
Figura 5.10 Diagrama de corte muro "T" modelo de 30 pisos según análisis dinámico.	70
Figura 5.12 Diagrama de corte muro "C" modelo de 30 pisos según análisis dinámico.	71
Figura 5.11 Diagrama de momento muro "C" modelo de 30 pisos según análisis dinámico.	71
Figura 5.13 Resumen de valores máximos de momento y corte en el muro "T" para los cinco registros.	72
Figura 5.14 Resumen de valores máximos de momento y corte en el muro "R" para los cinco registros.	72
Figura 5.15 Resumen de valores máximos de momento y corte en el muro "C" para los cinco registros.	73
Figura 5.16 Comp. histéretico modelo 15 pisos, izquierda muro "R", derecha muro "T", registro Christchurch.	73
Figura 5.17 Comp. histéretico modelo 20 pisos, izquierda muro "C", derecha viga acople, registro Christchurch.	74

Figura 5.18 Comp. histéretico modelo 20 pisos, izquierda muro "R", derecha muro "T", registro Concepción.	74
Figura 5.19 Comp. histéretico modelo 20 pisos, izquierda muro "R", derecha viga acople, registro Concepción.	75
Figura 5.20 Desplazamiento relativo de piso modelo 15 pisos base fija, para los cinco registros.	76
Figura 5.21 Desplazamiento relativo de piso modelo 20 pisos base fija, para los cinco registros.	77
Figura 5.22 Desplazamiento relativo de piso modelo 30 pisos base fija, para los cinco registros.	78
Figura 5.23 Desplazamiento absoluto modelo de 20 pisos para todos los sismos.	79
Figura 5.24 Desplazamiento absoluto modelo de 15 pisos para todos los sismos.	79
Figura 5.25 Desplazamiento absoluto modelo de 30 pisos para todos los sismos.	80
Figura 5.26 Diagrama de momento muro "R" modelo de 15 pisos, debido al sismo de Sylmar.	82
Figura 5.27 Diagrama de corte muro "R" modelo de 15 pisos, debido al sismo de Sylmar.	82
Figura 5.28 Diagrama de momento muro "T" modelo de 15 pisos, debido al sismo de Sylmar.	83
Figura 5.29 Diagrama de corte muro "T" modelo de 15 pisos, debido al sismo de Sylmar.	83
Figura 5.30 Diagrama de momento muro "C" modelo de 15 pisos, debido al sismo de Sylmar.	84
Figura 5.31 Diagrama de corte muro "C" modelo de 15 pisos, debido al sismo de Sylmar.	84
Figura 5.32 Diagrama de momento muro "R" modelo de 20 pisos, debido al sismo de Sylmar.	85
Figura 5.33 Diagrama de corte muro "R" modelo de 20 pisos, debido al sismo de Sylmar.	85
Figura 5.34 Diagrama de momento muro "T" modelo de 20 pisos, debido al sismo de Sylmar.	86
Figura 5.35 Diagrama de corte muro "T" modelo de 20 pisos, debido al sismo de Sylmar.	86
Figura 5.37 Diagrama de corte muro "C" modelo de 20 pisos, debido al sismo de Sylmar.	87
Figura 5.36 Diagrama de momento muro "C" modelo de 20 pisos, debido al sismo de Sylmar.	87
Figura 5.38 Diagrama de momento muro "R" modelo de 30 pisos, debido al sismo de Sylmar.	88
Figura 5.39 Diagrama de corte muro "R" modelo de 30 pisos, debido al sismo de Sylmar.	88
Figura 5.40 Diagrama de momento muro "T" modelo de 30 pisos, debido al sismo de Sylmar.	89
Figura 5.41 Diagrama de corte muro "T" modelo de 30 pisos, debido al sismo de Sylmar.	89
Figura 5.42 Diagrama de corte muro "C" modelo de 30 pisos, debido al sismo de Sylmar.	90
Figura 5.43 Diagrama de momento muro "C" modelo de 30 pisos, debido al sismo de Sylmar.	90
Figura 5.44 Drift de los modelos de 15,20 y 30 pisos, modelo base fija y con suelo, debido al sismo de Sylmar.	91
Figura 5.45 Drift de los modelos de 15,20 y 30 pisos, modelo base fija y con suelo, debido al sismo de Concepción.	92
Figura 5.46 Drift de los modelos de 15,20 y 30 pisos, modelo base fija y con suelo, debido al sismo de Christchurch.	93
Figura 5.47 Drift de los modelos de 15,20 y 30 pisos, modelo base fija y con suelo, debido al sismo de Constitución.	94
Figura 5.48 Drift de los modelos de 15,20 y 30 pisos, modelo base fija y con suelo, debido al sismo de Viña del Mar.	95
Figura 5.49 Resumen desplazamiento de techo edificio de 15 pisos en el eje Y-Y, para todos los sismos.	96
Figura 5.50 Resumen desplazamiento de techo edificio de 20 pisos en el eje Y-Y, para todos los sismos.	96
Figura 5.51 Resumen desplazamiento de techo edificio de 30 pisos en el eje Y-Y, para todos los sismos.	97
Figura 5.52 Determinación del nivel del desempeño global, modelo de 15 pisos.	103
Figura 5.53 Determinación del nivel de desempeño global, modelo de 20 pisos.	104
Figura 5.54 Determinación del nivel de desempeño global, modelo de 30 pisos.	104
Figura 5.55 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "R" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 15 pisos.	107
Figura 5.56 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "R" con límites de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 20 pisos.	107

Figura 5.58 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "T" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 15 pisos.	108
Figura 5.57 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "R" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 30 pisos.	108
Figura 5.59 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "T" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 20 pisos.	109
Figura 5.60 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "T" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 30 pisos.	109
Figura 5.61 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "C" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 15 pisos.	110
Figura 5.62 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "C" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 20 pisos.	110
Figura 5.63 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "C" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 30 pisos.	111

Índice de tablas

Tabla 3.1 Propiedades del hormigón.	25
Tabla 3.2 Propiedades del acero de refuerzo.	25
Tabla 3.3 Cargas gravitacionales del modelo a partir de la normativa chilena.	27
Tabla 3.4 Combinaciones de carga por resistencia a partir de la normativa chilena.	27
Tabla 3.5 Combinaciones de carga por tensión admisible a partir de la normativa chilena.	27
Tabla 3.6 Parámetros utilizados para el análisis modal espectral.	28
Tabla 3.7 Parámetros para cada tipo de suelo establecidos en DSN°61.	28
Tabla 3.8 Peso sísmico de cada uno de los modelos estructurales.	29
Tabla 3.9 Modos de vibrar a partir del análisis modal espectral para el modelo de 15 pisos.	30
Tabla 3.10 Modos de vibrar a partir del análisis modal espectral para el modelo de 20 pisos.	30
Tabla 3.11 Modos de vibrar a partir del análisis modal espectral para el modelo de 30 pisos.	30
Tabla 3.12 Corte basal mínimo y máximo. Factores de reducción utilizados para el modelo de 15 pisos.	31
Tabla 3.13 Corte basal mínimo y máximo. Factores de reducción utilizados para el modelo de 20 pisos.	31
Tabla 3.14 Corte basal mínimo y máximo. Factores de reducción utilizados para el modelo de 30 pisos.	31
Tabla 3.15 Cálculo de desplazamiento de techo para los tres modelos según lo establecido en el DSN°60.	34
Tabla 3.16 Resumen de dimensiones y cuantía diseñada para los muros estructurales en los tres modelos.	48
Tabla 3.17 Variación de periodo al incorporar un modelo analítico de suelo en la estructura.	54
Tabla 5.1 Comparación de períodos fundamentales de modelos construidos en ETABS y Ruaumoko.	65
Tabla 5.2 Resumen de estado de fluencia de muros de los modelos para cada registro.	75
Tabla 5.3 Comparación de periodo fundamental (en segundos) base fija y modelos que incorporan el suelo.	81
Tabla 5.4 Curvatura última para el muro "R" en unidades de m^{-1} , para todos los modelos.	98
Tabla 5.5 Curvatura última para el muro "T" en unidades de m^{-1} , para todos los modelos.	98
Tabla 5.6 Curvatura última del muro "C" en unidades de m^{-1} , para todos los modelos.	99
Tabla 5.7 Deformación unitaria del muro "R" para todos los modelos.	100
Tabla 5.8 Deformación unitaria del muro "T" para todos los modelos.	100
Tabla 5.9 Deformación unitaria del muro "C" para todos los modelos.	101
Tabla 5.10 Criterios de aceptación global de niveles de desempeño para distintas propuestas y normativas[6].	103
Tabla 5.12 Criterios de aceptación local para límite de Ocupación Inmediata según ACHISINA.	106
Tabla 5.13 Criterios de aceptación local para límite de capacidad de deformación adicional según ACHISINA.	106

Resumen

La aplicación del análisis no lineal de edificios de hormigón armado para determinar el nivel de desempeño de las estructuras en Chile, ha sido utilizado para el estudio del daño causado a estructuras sometidas a terremotos, y así validar el método de diseño por desempeño. El presente trabajo no busca predecir el daño estructural de un edificio con esta metodología, sino que validar otras propuestas de la misma. El propósito de este estudio es determinar un período natural para el cual es pertinente el uso de esta metodología y generar una visión sobre el efecto del suelo en las estructuras y su repercusión en el método por desempeño, para determinar si es necesario considerar la condición de interacción suelo-estructura en el cálculo.

El presente trabajo propone el análisis de tres edificios de distintas alturas, tomando como referencia inicial el trabajo realizado en 2015 por Salvador Vildoso, quien estudio la influencia del suelo en un modelo estructural de 15 pisos, dicha investigación se aboca al comportamiento de muros y fundaciones, y la repercusión de la interacción suelo-estructura en el modelo. Basados en la arquitectura utilizada por Vildoso, se propone analizar modelos de 15, 20 y 30 pisos de altura, para generar una gama más amplia del espectro de estructuras estudiadas incorporando modelos analíticos de suelo. De esta manera, en primer lugar, se determina un rango de períodos para el cual la metodología de diseño por desempeño es más adecuada y posteriormente se analiza si la interacción-suelo estructura genera cambios en el comportamiento de los modelos estudiados con respecto a los de base fija.

Para el análisis, se construyen los tres modelos constituidos por muros, losas y vigas de hormigón armado basados en la normativa vigente actual, las estructuras se modelan en el programa de cálculo estructural ETABS. Los muros estructurales se diseñan a flexo-compresión, mientras las vigas de acople, bajo la teoría del diseño por capacidad, con los resultados obtenidos del análisis modal espectral. El análisis lineal finaliza con la incorporación del primer modelo analítico de suelo, mediante el estudio de fundaciones de los edificios. Se incorpora al modelo de base fija el modelo analítico de suelo de Winkler, análisis que arroja un cambio en el período fundamental de la estructura, con un incremento en cada uno de los coeficientes de Balasto utilizados.

Posteriormente, se realiza la modelación no lineal de los edificios, los cuales son construidos en el programa de análisis Ruaumoko 2D. Los elementos estructurales son definidos considerando el efecto del agrietamiento del hormigón y la influencia del acero, se realiza una verificación previa de los modelos para definir un correcto comportamiento de los elementos estructurales intentando ser lo más cercano posible al diseño realizado en el análisis lineal. Para el análisis dinámico se utilizan cinco registros de aceleraciones, tres de ellos correspondientes al terremoto en Chile en 2010, medidos en las ciudades de Concepción, Constitución y Viña del Mar. A estos se añaden dos ocurridos en suelo extranjero correspondientes al temblor de Sylmar, EE.UU., y al terremoto de Christchurch, New Zealand. Los resultados evidencian que los registros con un peak de aceleraciones (PGA) superior llevan a los muros a interactuar en el rango no lineal para los edificios de 15 y 20 pisos, mientras que para el modelo de 30 pisos los muros solo alcanzan un comportamiento lineal.

Finalizado el análisis de los modelos de base fija, se generan la construcción de los modelos con la incorporación de los modelos analíticos de suelo, para esto se utilizan dos teorías, correspondientes a la presentada por Pasternak y Vlazov, con distintos parámetros del suelo. Los resultados demuestran una variación en los períodos fundamentales de la estructura, así como de la distribución de esfuerzos y los desplazamientos. A partir de este análisis se determinaron los parámetros más relevantes para la determinación de los niveles de desempeño, siendo estos los valores asociados al desplazamiento de techo para la determinación del nivel de desempeño global de la estructura, mientras que para el análisis de los niveles de desempeño locales se calcularon los valores asociados a la deformación unitaria de los elementos estructurales.

La evaluación de los niveles de desempeño de los edificios, determina que los modelos sometidos al mayor desplazamiento objetivo y consigo a un nivel de desempeño más perjudicial para la estructura, fueron los modelos de 20 y 30 pisos, donde se establecen en el *estado límite de seguridad de vida*, asociándose a esto que para alturas superiores se tiene un peor desempeño estructural para los sismos utilizados en el análisis. En base a los resultados, se define un rango de períodos cercano al obtenido para el edificio de 20 pisos, para los cuales es probable que se alcance una mayor demanda de desplazamientos acercándose al *límite de prevención de colapso* correspondiente a estructuras con un desplazamiento de techo superior al 1.5% de la altura total del edificio.

Con respecto al análisis incorporando los modelos de suelo, se determinan incrementos en las fuerzas internas de los modelos de 15 y 20 pisos, para algunos de los sismos de mayor PGA utilizados en el análisis tiempo-historia, aunque los resultados se mantienen con variaciones menores. Mientras, para los desplazamientos el modelo de 15 pisos sometido al sismo de Concepción presenta la mayor variación incrementando su desplazamiento de techo de 15 centímetros para base fija a 29 centímetros con el modelo analítico de Vlazov. En el caso de los sismos con un menor peak de aceleraciones, se obtienen disminuciones en los desplazamientos en la mayoría de los modelos reduciéndose en un 50% para el modelo de 30 pisos.

Debido a esto, no es posible determinar, que la influencia de la incorporación de modelos analíticos de suelo es un agravante frente al modelo de base fija de manera clara, pero a su vez, la no consideración de la influencia del suelo puede suponer un error, debido a que su omisión consigue diseños menos conservadores para modelos en los que la influencia es gravitante, como ocurre en estudios de respuesta de sitio, que buscan determinar una correcta estimación del peligro sísmico para cualquier zona de estudio, todo esto relativo al efecto del suelo en el análisis dinámico.

La hipótesis inicial de este trabajo, propone que la no consideración del efecto del suelo sobre estructuras puede ser causal de errores de diseño y que su influencia debe ser estudiada. Esta tiene relación con la poca importancia que se le da a la incorporación de la interacción suelo estructura en la propuesta de diseño por desempeño, y es que existe una variada cantidad de estudios que demuestran que un porcentaje importante de estructuras que son sometidas a mayores esfuerzos y desplazamientos al comparar los comportamientos de modelos de base fija con los que incorporan el suelo.

Esta memoria otorga una cantidad de resultados amplia al realizar un análisis de tres estructuras de distinta altura, lo que es de gran ayuda para determinar cierto intervalo de períodos para el cual la metodología de diseño por desempeño permite detectar la existencia de posibles daños o el colapso de la estructura estudiada. Se espera que las conclusiones plasmadas en este documento inicien una línea investigativa que proponga un rango de altura pertinente para la propuesta de diseño por desempeño de la ACHISINA y que se siga estudiando la influencia del suelo en dicho rango.

Capítulo I

1. Descripción del estudio

1.1 Introducción

El diseño de edificaciones de hormigón armado ha ido modificándose desde sus inicios, mejorando a través del tiempo en base al estudio del comportamiento de los materiales. Luego del terremoto del Maule de 2010, muchas edificaciones sufrieron daños como el desprendimiento de recubrimiento del hormigón, pandeo de barras longitudinales y aplastamiento del hormigón, como se ve en la figura 1.1. Producto de esto se realizaron modificaciones a la normativa de diseño de estructuras [1].

En el último tiempo y posterior al evento sísmológico del año 2010 se generó una expansión del parque inmobiliario, acompañado de la construcción de edificios de mayor altura. Previo a esta expansión era común ver edificios antiguos con alturas de hasta 15 pisos, los que han sido desplazados por grandes torres diseñadas con las mejoras técnicas incorporadas en la normativa vigente [2]. Así es como en base a los estudios del comportamiento lineal y no lineal de los elementos, se pueden generar diseños que buscan la funcionalidad y seguridad de la estructura.



Figura 1.1 Ejemplo de edificio con daños posteriores al terremoto en Chile el año 2010.

El diseño por desempeño es un procedimiento realmente potente para predecir el comportamiento de los elementos estructurales frente a sismos de gran intensidad. Ya en el año 2005 una investigación del FEMA [3] propuso sugerencias para mejorar el método de diseño convencional, basándose en la experiencia de ingenieros que aplicaron procedimientos estáticos no lineales [4].

En Chile posterior al terremoto de 2010, se realizaron estudios incorporando análisis no lineal en edificios que presentaron daños por el evento sísmico. Bedecarratz [5] realizó un modelo con el método basado en desempeño para determinar si el uso del análisis no lineal permite anticipar el daño real, concluyendo con la determinación de elementos estructurales sometidos a demandas de desplazamiento que superan los límites establecidos en la norma, llegando a una predicción del daño estructural sufrido por el edificio.

Suquillo [6] por su parte realizó una validación de los límites de distintos niveles de desempeño, establecidos en el manual de la ACHISINA “Diseño Sísmico basado en Desempeño”[7], comprobando experimentalmente que los límites establecidos en el documento, cumplen con los objetivos de desempeño que se desean obtener con este diseño alternativo, observando que el *nivel de desempeño de ocupación inmediata* admite un daño controlado de los elementos estructurales y el *nivel de desempeño de capacidad de deformación adicional* previene el colapso estructural. A su vez, Vargas [8] evaluó la inclusión de un método de análisis no lineal (*beam truss model*) al manual, llegando a resultados poco satisfactorios, pero aportando a la validación de la funcionalidad del método por desempeño para edificios de mayor altura. Todos estos estudios invitan a continuar con la investigación del uso de análisis no lineal en edificaciones de hormigón armado.

Las condiciones de un sismo son difíciles de predecir, producto de la incertidumbre respecto a los efectos que éstos provocan, pero la generación de un análisis no lineal puede entregar más información acerca de las secciones críticas, su demanda y ubicación en el modelo, por esto la utilización del diseño por desempeño ha tomado gran fuerza en los últimos años.

La investigación de estos métodos en terreno nacional, llevaron a la publicación de una nueva propuesta de diseño estructural para edificios, basada en la metodología por desempeño. La ACHISINA publica la propuesta con el nombre de “Diseño Sísmico Basado en Desempeño”[7], el documento define una guía práctica para incorporar el método de análisis sísmico que incorpora las bases del diseño por desempeño, se presentan indicaciones y distintos criterios de modelación aconsejados para el análisis en terreno nacional.

El diseño actual, basado en un modelo lineal, no incorpora la pérdida de rigidez de los elementos estructurales, por lo que al generar las matrices de rigidez de los elementos estas se mantienen constantes durante todo el análisis. En base a este análisis se estiman las solicitaciones, deformaciones y toda la información relevante, para el diseño de los elementos, todo esto bajo las indicaciones de la normativa vigente de diseño sísmico. Después de obtener la información del comportamiento estructural se lleva a cabo el diseño de los elementos estructurales, en este caso correspondientes a elementos de hormigón armado. Ahora, para el diseño por desempeño, no compete solamente el análisis lineal. Para definir el nivel de desempeño, de una estructura o elemento estructural, es necesario conocer el comportamiento no lineal de los elementos y como estos se comportan bajo la acción de una amenaza sísmica. Bajo estas circunstancias es posible determinar si el diseño presenta una condición de desempeño apropiada.

- Se propone estudiar tres modelos de edificios de hormigón armado con alturas, 15, 20 y 30 pisos, conformados por muros y losas.
- Se realiza un diseño en base a la normativa vigente mediante el análisis lineal de los modelos estructurales, utilizando el programa de cálculo estructural Etabs[9].
- Posteriormente, se realiza el análisis no lineal de la estructura, pero considerando el efecto de la interacción suelo estructura (SSI) al modelo. Para esto se generarán modelos en el programa computacional Ruaumoko 2D[10], que permite conocer el comportamiento no lineal de los elementos, incorporando las condiciones de diseño estipuladas en la primera parte de este trabajo.
- Para el análisis no lineal, se utilizan cinco registros de aceleraciones que serán utilizados como la demanda sísmica a la que serán sometidos los modelos. Con respecto a la incorporación del efecto del suelo en los modelos, se utilizan los modelos analíticos de suelo de la teoría desarrollada por Pasternak y Vlazov[11].
- Esto permitirá concluir si existe un efecto del SSI en los elementos estructurales y además evaluar una alternativa al diseño convencional de edificios de hormigón armado, para edificios de distintas alturas, generando un criterio para estudios a futuro que busquen determinar un rango de altura para los que el análisis no lineal de estructuras es pertinente.

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo General

Determinar el comportamiento y el nivel de desempeño de edificios de hormigón armado en Chile incorporando el efecto del suelo, de tal modo establecer si la utilización del método es pertinente para estructuras de mayor altura.

1.2.2 Objetivos específicos

- Verificar el efecto del suelo sobre el nivel de desempeño de las estructuras.
- Determinar un rango de períodos, representativo de la estructura, para la que el método de diseño por desempeño es más pertinente de usar.
- Evaluar la respuesta estructural con los niveles de desempeño establecidos por la ACHISINA.
- Aportar en la validación del uso de análisis no lineal incorporando el suelo para el diseño de edificios de hormigón armado.

1.3 Alcance

- Se estudian tres edificios de hormigón armado de 15, 20 y 30 pisos. Su uso es habitacional y se sitúan en las condiciones del plan de la ciudad de Viña del Mar.
- Para el diseño se considera un suelo tipo D correspondiente a una arena mal graduada y la zona sísmica correspondiente al plan de Viña del Mar, equivalente a la Zona Sísmica III.
- Para el análisis dinámico se consideran cinco registros de aceleraciones. Estos corresponden al terremoto del Maule, 2010, mediciones en Concepción, Viña del Mar y Constitución, y se añaden dos en suelo extranjero, Sylmar (EE.UU, 1971) y Christchurch (NZ, 2011).
- El análisis tiempo-historia se ejecuta con el programa Ruaumoko que considera un análisis plano de la estructura.
- No se presenta la evaluación todos los elementos estructurales de los modelos.

1.4 Metodología

1. Recopilación, y posterior selección de información de relevancia para el estudio.
2. Estudio de la mecánica de suelo y la interacción suelo estructura, para determinar los parámetros que se utilizarán para el análisis del efecto de suelo.
3. Modelación de tres edificios de 15, 20 y 30 pisos, en el software de análisis estructural Etabs. Posterior análisis y diseño de elementos estructurales, bajo el cumplimiento de la normativa vigente. (Análisis lineal)
4. Análisis y comparación incorporando el efecto de la fundación y el modelo analítico de Winkler en la base del edificio.
5. Modelación de edificios en un programa de análisis no lineal. Se generan modelos de base fija y modelos que incorporan el suelo con los métodos de Pasternak y Vlazov, para lograr una comparación de los modelos estructurales.
6. Evaluar y comparar el comportamiento de los elementos estructurales, desplazamientos laterales, solicitaciones de corte y momento en muros, demandas de ductilidad, elementos que incursionan en el rango no lineal, análisis de niveles de desempeño global y local.
7. Determinar la importancia y la pertinencia de la aplicación del método de diseño por desempeño para edificaciones de mayor altura.

Capítulo II

2. Marco Teórico

2.1 Introducción al diseño sismorresistente

A través de la historia, la ingeniería sísmica se ha desarrollado en favor del bienestar de las personas con el pasar de los años, gracias a la incorporación de la tecnología y de grandes investigadores a través del mundo, los códigos y metodologías de diseño sismorresistente se han visto envueltos en constantes cambios, en búsqueda del mejor servicio y de la optimización de las obras civiles.

Si se retorna a los inicios de la ingeniería sísmica, el fin principal de esta, es el estudio del comportamiento de las edificaciones frente a uno o los eventos sísmicos que pueden afectarle a través del tiempo. Se tiene conocimiento de la existencia de vestigios de reglamentos de construcción, ya por la década de 1920, que buscaban lograr el comportamiento adecuado de las edificaciones y fundaban las metodologías usadas por investigadores y empresas de la época. Murota[12] (1995), define el punto de partida o de origen de las metodologías de diseño sismorresistente, con la creación de las primeras normas que incorporaban parámetros sísmicos establecidos a partir del evento de Kanto, Japón (1923) y que causo una gran destrucción en la capital nipona.

Con el pasar de los años se fueron generando nuevos estudios y filosofías de diseño estructural, uno de los más utilizados durante el siglo pasado y hasta ahora, es el método basado en fuerzas. Esta base de metodologías fue evolucionando a través del tiempo debido a los distintos eventos sísmicos estudiados alrededor del mundo, y es así como se crearon códigos que buscaban representar adecuadamente el comportamiento estructural frente a distintos eventos sísmicos incorporando el cumplimiento de distintos objetivos de la edificación frente a estas sollicitaciones, es así que comienzan a generarse los primeros conceptos de desempeño.

Ospina [13] postula que ya por los años 50 se establecen conceptos importantes para la historia de la ingeniería, como los estados límites de resistencia y de servicio, además de los coeficientes de capacidad de disipación de energía sísmica de las estructuras. Ya por la década siguiente se comenzaba a incluir filosofías que buscaban generar mecanismos de falla deseados frente a sismos, es así como se incorpora el concepto de la metodología del diseño por capacidad y la generación de diseños que buscan generar una falla dúctil antes que una frágil.

Así y sin más, las metodologías siguen cambiando hasta nuestra época, con distintos enfoques sobre el comportamiento de las estructuras. Si hace unos años la resistencia estructural era el factor más importante, hoy los conceptos de servicio también son parte del estudio y del mejoramiento de los códigos de diseño. Si anteriormente se defendía la relación entre los sismos de gran envergadura y el daño que causan, se han detectado eventos de menor connotación y que generan daños estructurales, por lo que se han incorporado nuevos conceptos como la naturaleza del evento y su periodicidad, además de una relación directa entre el daño y la deformación, que han dado lugar a metodologías alternativas de diseño, siendo la más estudiada la metodología de diseño por desempeño.

La Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA) en el año 2015 logro la formación de un grupo de estudio conformado por un comité de ingenieros a fin de generar una guía enfocada en la generación de un método alternativo de diseño de edificios de hormigón, denominado "Método de Diseño por Desempeño". La finalidad de esta guía es entregar las herramientas para desarrollar estudios del comportamiento de los elementos estructurales de edificios incorporando el análisis no lineal.

La utilización de este método debe incorporar conocimientos de la ingeniería sísmica como son el análisis del riesgo estructural bajo demandas sísmicas y la selección de los registros de aceleración a utilizar, el comportamiento dinámico no lineal de la estructura, los principios del diseño por capacidad de los elementos estructurales y detallamiento de los mismos para resistir demandas inelásticas cíclicas, a fin de evaluar la resistencia, capacidad de deformación y posibles daños en los elementos.

Dentro de las generalidades de este método se detalla que el análisis y diseño del edificio debe realizarse a modo de cumplir con ciertas características, dentro de estas se incluyen:

- Definir un buen comportamiento inelástico de la estructura, el comportamiento no lineal de los elementos debe estar claramente definido, y todos los demás elementos deben diseñarse de manera que sean más resistentes que la demanda impuesta por los elementos diseñados para experimentar un comportamiento no lineal.
- Los sistemas estructurales y no estructurales del edificio y de sus componentes, deben permanecer operativos para el nivel de ocupación inmediata cuando son sometidos al sismo de diseño (SD).
- La estructura debe tener una capacidad de deformación adicional para la eventual ocurrencia de sismos mayores al de diseño, denominados como sismo máximo considerado (SMC).

La metodología de diseño por desempeño se basa en establecer distintos estados límites de deformación asociados a un nivel de intensidad sísmica en base a su probabilidad de ocurrencia. Es así que se establecen distintos objetivos de desempeño estructural, a fin de controlar daños locales y globales, en los elementos estructurales y la edificación, respectivamente. Para esto es necesario el estudio del daño causado por la excitación en los distintos ciclos de carga y descarga a los que se somete la estructura, a fin de controlar los desplazamientos y la capacidad de ductilidad de los elementos de la misma.

En el International Building Code[14] (2012) se detallan objetivos generales que siguen las normas de diseño sismorresistente en el mundo, así se detallan la prevención de los daños no estructurales frente a eventos menores o terremotos de baja denominación. Del mismo modo se busca que los daños estructurales sean mínimos frente a eventos moderados. Y por último evitar el colapso estructural frente a eventos sísmicos con un periodo de retorno superior (terremotos de gran intensidad).

El presente estudio se genera a partir de la refutación de uno de los puntos incorporados la metodología publicada por la ACHISINA. la cual se presenta como una guía que establece criterios y recomendaciones para el estudio de los niveles de desempeño estructural esperados. El documento presenta en sí primeramente recomendaciones acerca de las propiedades de los materiales, en los cuales se establecen propiedades de resistencia esperada del acero y la rigidez que se debe usar para distintos elementos estructurales (vigas, muros, losas, entre otros). Después se entregan indicaciones para la realización de modelos, se detallan especificaciones tanto para el modelo lineal como el no lineal, dando mucha importancia a la integración documentada de las curvas constitutivas de los elementos. Uno de los puntos relacionado directamente con este trabajo, es el punto 2.1.4 de la propuesta de la ACHISINA, que tiene relación a la interacción suelo estructura, indicando en primera instancia que se puede incorporar la SSI basadas en experiencia científica, pero quitándole importancia a la misma, debido a que proponen la utilización de modelos simplificados de la misma. Posteriormente siguen más indicaciones relacionadas con temas como el amortiguamiento y la manera de realizar el análisis dinámico entre otros puntos.

2.2 Metodologías de diseño sismorresistente

Una vez señaladas las bases de este estudio se debe establecer la base teórica utilizada para el diseño actual y los distintos tipos de metodología en los que se basa el análisis estructural.

2.2.1 Diseño sismorresistente basado en las fuerzas

El método de diseño basado en fuerzas se basa en un análisis lineal de la estructura, del cual se obtienen solicitaciones de esfuerzos, con ellos se logra un diseño de los elementos estructurales. El ejemplo más común es realizar el análisis dinámico de la estructura a partir espectros de diseño elásticos, que son reducidos según corresponda a factores como el suelo u otros (como en el análisis modal espectral) de los que se obtienen fuerzas, a partir de estas se diseñan muros, vigas u otros elementos estructurales con una capacidad superior a la demanda obtenida[15].

Ahora los códigos de diseño suelen estar sujetos a límites de desplazamiento u otros factores; si estos límites son superados se realiza un nuevo diseño, hasta obtener los valores establecidos en la norma, transformándose en un proceso iterativo.

Si bien en este tipo de diseño considera que los elementos estructurales tendrán un comportamiento dúctil, al realizar la reducción del espectro de diseño, siguen utilizando el análisis elástico como herramienta de diseño, aunque éste no permite incorporar el comportamiento de los elementos a partir de su fisuración o la pérdida de rigidez.

2.2.2 Diseño sismorresistente basado en capacidad

La metodología basada en el diseño por capacidad se desarrolla para determinar que la estructura al ser sometida a un sismo, logre generar mecanismos que eviten el colapso estructural, para esto se busca generar zonas dúctiles establecidas con anterioridad, desarrolladas estratégicamente para lo anterior[16].

Resumidamente, las condiciones en las que se basa esta metodología se definen como, en primera instancia las zonas dúctiles serán escogidas y señaladas previamente, por lo que se deben diseñar de modo de alcanzar la resistencia esperada. Se busca evitar en todo momento las fallas frágiles (corte o anclaje) para esto se debe asegurar una resistencia mayor a la capacidad, teniendo en cuenta el efecto en las rotulas plásticas. Los elementos que eventualmente podrían generar esta falla frágil se deben detallar de modo que se asegure que su resistencia sea superior a la de las rotulas plásticas [17].

El objetivo principal es que la estructura al ser sometida a un sismo soporte la demanda y si no es así generar elementos de fluencia que permitan la disipación de energía y eviten el colapso.

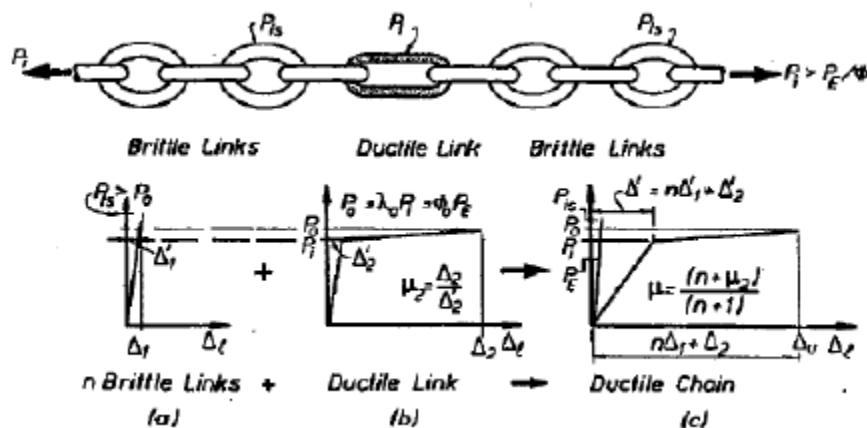


Figura 2.1 Analogía de la cadena dúctil, diseño por capacidad, Paul & Priestley, 1992.

En este esquema del libro de Paulay y Pristley presentado en la figura 2.1, corresponde a la analogía de la cadena dúctil utilizada para explicar el método de diseño por capacidad, y señala de manera resumida de la siguiente manera. La cadena es sometida a una fuerza en todos sus eslabones, existe un eslabón más débil, para que la cadena no se rompa se genera una sobrerresistencia en el eslabón, que genere un comportamiento dúctil en el mismo, de este modo los eslabones más fuertes distribuirán la fuerza pero el eslabón débil seguirá resistiendo permitiendo que la cadena no se rompa.

2.2.3 Diseño sismorresistente basado en desplazamientos

La metodología de diseño basado en desplazamiento al contrario del método basado en fuerzas, se establece como objetivo que los elementos alcancen cierto desplazamiento, por lo que este método tiene un acercamiento más cercano al método por desempeño. De hecho, se podría hablar de una directa relación de la palabra desempeño con esta metodología, debido a que el criterio inicial de esta es establecer el desplazamiento como un valor aceptable o del desempeño esperado de la estructura

La metodología comienza determinando un desplazamiento objetivo, mientras que la resistencia pasa a ser un resultado del diseño y no una base del mismo. Se realiza un estudio en base a la compatibilidad de deformaciones de la estructura para los cuales se obtienen desplazamiento y posteriormente las propiedades de los elementos estructurales [18].

Desde otra visión se puede ver la diferencia con el método de las fuerzas, debido a que una vez se genera el mecanismo y la rótula plástica, en el elemento dúctil no existen una gran variación de la fuerza, pero si una variación en la deformación del elemento una vez se concreta el estado de fluencia, por lo que se puede lograr obtener mayor información del daño que puede provocarse.

En resumen, el procedimiento se basa en el predimensionamiento de los elementos estructurales, después se deben determinar los estados límites de deformación y el desplazamiento esperado, se debe determinar el amortiguamiento de la estructura y las demandas de ductilidad esperadas de los elementos para el desplazamiento objetivo. Una vez alcanzado este análisis se determinan la rigidez y resistencia para cumplir con lo anterior, utilizando un espectro de desplazamientos.

2.2.4 Diseño sismorresistente basado en desempeño

Esta metodología se engloba en las distintas propuestas generadas a partir de estudios de investigación que proponen que debe existir una forma de generar un marco donde se sustente el comportamiento de la estructura y sus elementos estructurales, y este tenga una directa relación con aspectos no solamente estructurales, sino más bien sociales, como son la protección de la vida y la tranquilidad de las personas que habitan las estructuras. Por otra parte, y no menos importante los efectos sobre la ocupación de la estructura a partir de distintos eventos sísmicos que puedan darse en su vida útil, la predicción de posibles daños estructurales y no estructurales, para lograr así su posible mitigación.

La metodología junta todas aquellas propuestas que generan una base denominada nivel de desempeño o algún similar, como son nivel de comportamiento esperado u otra denominación. En estas propuestas además se debe incorporar la variable demanda sísmica y la clasificación de las mismas, a partir de su periodo de retorno u otra forma de clasificación.

Como se señala, existe variada investigación del tema, pero todas generan estados límites para la separación de los niveles de desempeño. Uno de los más utilizados y formados en cuanto al comportamiento estructural esperado es el presentado por SEAOC-Vision2000 Committe (1995) y establece los siguientes *estados límites de desempeño* [19]:

- **Límite de Operación:** Respuesta estructural elástica, se pueden producir daños no estructurales de poca importancia.
- **Límite de Servicio:** Daños estructurales menores, se mantiene operativo el sistema estructural.
- **Límite de Seguridad:** Se permite una evacuación estable del edificio, se perciben daños estructurales que pueden repararse.
- **Límite de Capacidad:** Evacuación difícil debido a mayor cantidad de daño no estructural, daños estructurales prácticamente irreparables, la estructura puede mantenerse verticalmente, aunque su operatividad se mantiene restringida.
- **Límite de Colapso:** Colapso parcial o total de la estructura, daños irreparables.

Posterior a esta metodología se prepararon nuevos documentos incorporando distintos criterios de aceptación de niveles por desempeño a través de los años, dentro de ellos se encuentran las propuestas FEMA 273 (1997), FEMA 356 (2000) que postularon los límites utilizados en este documento correspondientes a los estados límites de los niveles, operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención del colapso [20,21].

Durante la década del 2000 se siguieron postulando nuevas propuestas basadas en la creación de distintos límites más o menos conservadores que los anteriores, dentro de esta lista se enumeran metodología como la postulada por PEER, TBI (2010) que señala criterios distintos para la determinación de los niveles de desempeño y además incorporan valores de pérdida de resistencia en los elementos estructurales al alcanzar niveles de colapso estructural, todo esto basado en la experimentación [22].

Por su parte la propuesta chilena generada en el año 2017, define dos estados límites de nivel de desempeño, el estado límite de ocupación inmediata y el estado límite de capacidad de deformación adicional. Omitiendo las condiciones de colapso las que no son aceptables bajo ningún motivo. Los límites establecidos en esta propuesta buscan realizar un análisis global y local del desempeño de los elementos. Para la determinación del comportamiento global se considera que no debe existir ningún tipo de colapso en el edificio, por lo que se limitan los desplazamientos relativos de piso. Mientras que para el análisis del comportamiento a nivel local se limita la resistencia y la demanda de deformación de curvatura en los elementos estructurales.

2.3 Metodologías de análisis

El método de diseño estructural de edificios, utilizado para el diseño en Chile, está determinado en la normativa vigente de diseño sísmico, el cual se basa en el análisis modal espectral, por lo que se diseñan elementos estructurales a partir de las demandas obtenidas mediante el uso de espectro de diseño reducidos. Las publicaciones de diseño por desempeño antes descritas, señalan que, al obtener un análisis más completo del comportamiento estructural, se puede obtener un mayor control del desempeño estructural, es por esto que la metodología de diseño por desempeño requiere de la incorporación del análisis no lineal.

Las condiciones de cada uno de los métodos de análisis bajo los que se realiza este estudio se pueden resumir del siguiente modo.

2.3.1 Análisis lineal

En este tipo de análisis se tiene un comportamiento lineal de los elementos estructurales. En Chile su utilización es muy práctica para el dimensionamiento y diseño de los elementos estructurales.

Dentro de los más utilizados se encuentra el análisis estático lineal, en el cual se tienen solicitaciones estáticas o que no tienen una variación temporal; y por otro lado el análisis dinámico lineal que es el utilizado para la modelación estructural y el posterior diseño del mismo, en este tipo de análisis se plantea que los elementos pueden eventualmente interactuar en el rango no lineal de su comportamiento, pero todo esto de manera indirecta ya que el diseño se realiza con un espectro reducido, por lo que no se tienen solicitaciones que producen la condición de fluencia en los elementos.

2.3.2 Análisis no lineal

En este tipo de análisis se generan modelos estructurales y se otorga a los elementos características de comportamiento no lineal, por lo que se suelen definir curvas de comportamiento histerético en los elementos. Se pueden realizar distintos tipos de análisis según lo que se quiera estudiar del modelo, incorporando historias de desplazamiento, aceleraciones, fuerzas u otras, a partir de lo que se quiere analizar de la estructura.

Dentro de los más utilizados se encuentra el análisis pushover (análisis estático no lineal) utilizado para estimar las deformaciones sísmicas estructurales. También existe un análisis dinámico no lineal, también llamado análisis tiempo-historia, el cual busca mediante modelos no lineales conocer el comportamiento en cada instante de la historia de desplazamiento o aceleraciones, según corresponda, del que se puede extraer el comportamiento en cada instante de tiempo del análisis. Esto se realiza con la utilización de métodos de elementos finitos con los que es posible determinar un comportamiento total del elemento estructural, como son las deformaciones, esfuerzos, asentamientos, entre otros. Uno de los más importantes para este estudio las curvas de comportamiento esfuerzo-deformación de las cuales se extrae la incursión de los elementos en el rango no lineal.

2.4 Modelos analíticos de suelo

Los modelos analíticos de suelo que serán aplicados a los modelos de base fija para determinar la influencia de la interacción suelo estructura serán tres, uno aplicado en el análisis lineal y dos utilizados en los modelos de análisis no lineal. El primer modelo analítico de suelo es incorporado al modelo de análisis lineal y corresponde al método desarrollado por Winkler[23], este análisis se realiza incorporando una fundación al modelo de base fija propuesto en la primera parte del presente trabajo, solo para generar una primera evaluación del cambio producido en el periodo natural de la estructura al incorporar un modelo de comportamiento de suelo al modelo estructural.

Posteriormente en los modelos de análisis no lineal, los modelos analíticos de suelo corresponden a las teorías desarrolladas por Pasternak y Vlazov, para distintos valores de coeficiente de balasto del suelo. Con la incorporación de estas dos teorías al modelo de base fija se determina el efecto real de la incorporación de la interacción suelo estructura en modelos de análisis no lineal, y si bajo su uso se pueden generar variaciones en los niveles de desempeño de los distintos modelos estructurales establecidos y los alcances de este trabajo.

2.4.1 Modelo analítico de Winkler

Es la forma de modelar el comportamiento del suelo más simple y se desarrolla modelando el suelo con elementos que simulan una especie de resorte que representan cierta rigidez y otros parámetros respectivos al suelo. Los resortes modelados solo actúan en las zonas donde se tiene una carga, los únicos resortes que interactúan son los que están bajo la fundación, por lo que se pierde la continuidad del elemento suelo.

Por otra parte, los elementos que modelan el suelo tienen un comportamiento lineal elástico y se deforman de manera continua para la zona cargada en cuestión, este análisis será incorporado para el análisis de fundaciones, realizado al final del capítulo de análisis lineal del presente documento.

La teoría de Winkler[23] matemáticamente relaciona la carga a la que se somete el suelo como una relación constante entre carga y una constante de proporcionalidad que este caso corresponde al coeficiente de balasto del suelo, como se estipula en la ecuación 2.1.

$$q(x, y) = k_1 * w(x, y) \tag{Ecuación 2.1}$$

k_1 corresponde a la constante de proporcionalidad.
 w corresponde al estado de carga en el suelo.

2.4.2 Modelo analítico de Pasternak

Pasternak[12] se basa en el modelo de Winkler, pero incorporando más variables a la ecuación. El modelo incorpora resortes verticales, bajo la fundación de la estructura pero que deforman a partir del esfuerzo cortante que se produce en los elementos producto de la sollicitación. La ecuación supone inicialmente el termino con el coeficiente de balasto señalado en el modelo de Winkler y agrega el efecto producido por el cortante, la teoría se resume en la figura 2.2.

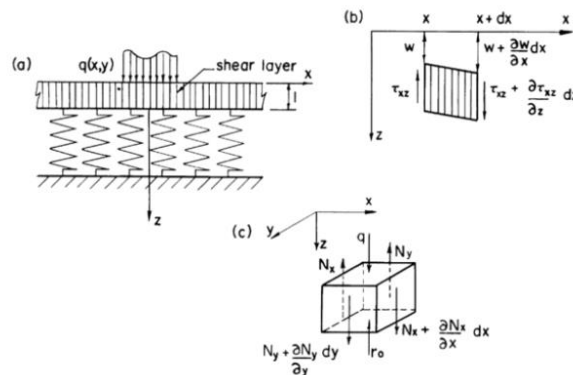


Figura 2.2 Modelo de Pasternak - a) Modelo base b) Estado de tensiones de cortante c) Fuerzas actuando en la capa cortante

La teoría de Pasternak se puede resumir en la ecuación 2.2, que supone una extensión de la ecuación de Winkler, por lo que el primer término depende del coeficiente de balasto, mientras que la segunda parte de la ecuación corresponde al efecto del cortante.

$$q(x, y) = k_1 * w(x, y) - G_p * \frac{d^2w}{dx^2} \tag{Ecuación 2.2}$$

Donde G_p corresponde al módulo de corte (G_p) y se define por la ecuación 2.3, que depende del módulo de elasticidad del suelo (E_s) y del módulo de Poisson (ν) del mismo sustrato.

$$G_p = \frac{E_s}{2 * (1 + \nu)} \tag{Ecuación 2.3}$$

G_p corresponde al módulo de corte del suelo.
 E_s corresponde al módulo de elasticidad del suelo de comportamiento lineal elástico.
 ν corresponde al módulo de Poisson.

2.4.3 Modelo analítico de Vlazov-Leontiev

De manera similar a Pasternak, este modelo propone variaciones a la ecuación de Winkler, enfocándose esta vez en la distribución de los desplazamientos, y caracterizándose por considerar la presencia de la fundación. Vlazov[11] propone que existe una relación para determinar las tensiones en la base de la fundación, la que de por sí depende además de la profundidad de la misma. La teoría de Vlazov presenta variadas formas de graficar la variación del desplazamiento, mediante el uso de parámetros experimentales, dentro de sus bases existen modelos lineales y exponenciales, entre otros. Para este estudio se utilizará la expresión de la teoría de variación lineal, explicada en el esquema presentado en la figura 2.3, y las expresiones que definen y resumen la teoría se muestran a continuación.

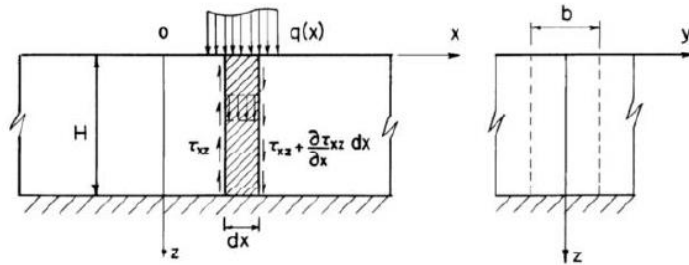


Figura 2.3 Modelo de Vlazov - Estado de tensiones en una capa elástica unitaria.

Para el estado de tensiones en la base de la fundación se tiene la ecuación 2.4 que relaciona el estado de carga en el suelo con la profundidad de la capa ($h(z)$).

$$w(x, z) = w(x) * h(z) \quad \text{Ecuación 2.4}$$

h corresponde la variación del desplazamiento vertical de la capa de suelo.
 z corresponde la profundidad de la capa de suelo.

Como se menciona anteriormente, existe una variación del desplazamiento vertical determinado por la profundidad z , estimado con la ecuación 2.5, que depende de un parámetro experimental (η).

$$h(z) = 1 - \eta \quad \text{Ecuación 2.5}$$

η corresponde al parámetro experimental de Vlazov.

Mientras que las ecuaciones 2.6 y 2.7 correspondientes al modelo de variación lineal del desplazamiento vertical propuesto por Vlazov definen los estados de tensiones en el suelo a partir del estado de carga y parámetros de suelo como el módulo de elasticidad y el módulo de Poisson.

$$\sigma_{zz} = - \frac{E_0}{H * (1 - \nu_0^2)} * w(x) \quad \text{Ecuación 2.6}$$

$$\tau_{xz} = \frac{E_0}{2 * (1 + \nu_0)} * \left(1 - \frac{z}{H}\right) * \frac{dw(x)}{dx} \quad \text{Ecuación 2.7}$$

σ corresponde a la presión en la capa de suelo.
 τ corresponde a la tensión de corte en el suelo.
 H corresponde a la profundidad total de la capa de suelo.

Las expresiones para el modelo de elasticidad (E_0) y módulo de Poisson (ν_0) a partir del comportamiento lineal elástico del estrato se definen en la ecuación 2.8 y 2.9 respectivamente.

$$E_0 = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

$$\nu_0 = \frac{\nu_s}{1 - \nu_s} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Para resumir, luego de la utilizar la metodología de trabajos virtuales, se obtiene la ecuación 2.10 para el modelo de variación lineal de Vlazov.

$$q(x) = k * w(x, y) - 2 * t * \frac{d^2 w}{dx^2} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

Luego k corresponde a una constante que mide la deformación del suelo al comprimirse, mientras t tiene relación con la transmisión de fuerzas al suelo, sus expresiones quedan determinada por las ecuaciones 2.11 y 2.12 respectivamente.

$$k = \frac{E_0}{H * (1 - \nu_0^2)} \quad \text{Ecuación 2.11}$$

$$t = \frac{E_0 * H}{12 * (1 - \nu_0)} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

Capítulo III

3. Modelos, análisis lineal y diseño de elementos estructurales

3.1 Descripción de las estructuras

Las estructuras estudiadas en este documento presentan plantas con características similares a fin de generar condiciones homogéneas, de este modo obtener una comparación más representativa que es el objetivo principal de la investigación.

De esta forma se realiza la modelación y diseño de tres edificios distintos de 15, 20 y 30 plantas, compuestos por elementos estructurales (muros, vigas, losas) de hormigón armado. Estas estructuras son de uso domiciliario y las plantas están basadas en el trabajo de título de Salvador Vildoso, "Análisis del comportamiento estructural de un edificio de hormigón armado incorporando la interacción Suelo-Estructura"[24]. Las plantas utilizadas por Vildoso están basadas en distintos tipos de arquitectura propia de edificios habitacionales de la ciudad de Viña del Mar, como objeto de estudio supone un modelo simple con muros perimetrales rectangulares, una caja para ascensor y muros interiores. El edificio de 30 pisos tiene una variación en su configuración a fin de poder controlar los desplazamientos relativos entre pisos y así cumplir con los requerimientos de la normativa de diseño de edificios estructurales vigente. Las variaciones son de tipo material (calidad del hormigón) y además se realiza un cambio en la geometría de los muros perimetrales quitando el acoplamiento, lo que no genera un cambio en la simetría de las plantas, por lo que se mantiene la geometría de los modelos.

El sistema de pisos del edificio se define por plantas de 2.4 metros de altura separados por losas de 15 cm de hormigón armado, se asume un comportamiento de diafragma rígido en las losas señaladas, la figura 3.1 representa la distribución de los muros para los edificios de 15 y 20 pisos de altura, mientras que en la figura 3.2 la planta del edificio de 30 pisos.

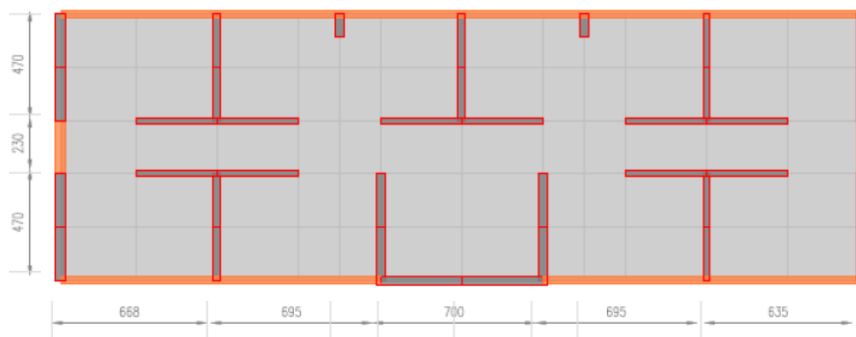


Figura 3.1 Planta estructural edificio de 15 y 20 pisos.

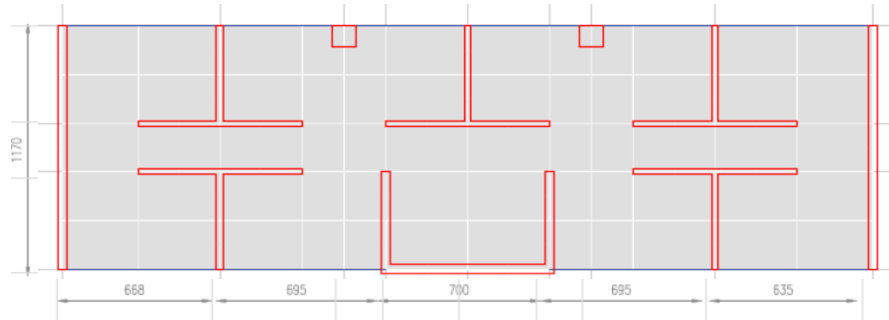


Figura 3.2 Planta estructural edificio de 30 pisos.

3.2 Materialidad

En la presente sección se indican los materiales que componen los elementos estructurales de los tres edificios, con sus propiedades correspondientes.

3.2.1 Hormigón

Los elementos estructurales de los edificios de 15 y 20 pisos serán modelados con hormigón con una calidad G25 mientras el edificio de 30 plantas de altura será modelado con un hormigón G30. Las propiedades de ambos hormigones se presentan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Propiedades del hormigón.

Material	Propiedades	Magnitud	Unidades
Hormigón G25	Resistencia a la compresión	25	MPa
	Módulo de Elasticidad	23857	MPa
	Módulo de Corte	9948	MPa
	Peso por unidad de volumen	24.5	KN/m ³
Hormigón G30	Resistencia a la compresión	30	Mpa
	Módulo de Elasticidad	26154	Mpa
	Módulo de Corte	10897	Mpa
	Peso por unidad de volumen	24.5	KN/m ³

3.2.2 Acero (Armadura de refuerzo)

El acero para las barras que componen la armadura de los muros, para todos los elementos estructurales, es un acero con calidad A63-42H y sus propiedades se presentan en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Propiedades del acero de refuerzo.

Material	Propiedades	Magnitud	Unidades
Acero A63-42H	Tensión de Fluencia	420	MPa
	Tensión de Rotura	630	MPa
	Módulo de Elasticidad	20389	Mpa
	Módulo de Corte	80000	MPa
	Peso por unidad de volumen	76.9	KN/m ³

3.3 Análisis lineal elástico

3.3.1 Modelos de análisis

Los tres modelos estructurales de los edificios del estudio, son presentados en la figura 3.3, correspondientes edificios de 15, 20 y 30 pisos de altura respectivamente. La modelación se realiza en el software de análisis estructural ETABS versión 16, las vigas son modeladas con elementos tipo Frame, mientras que los muros son modelados con elementos tipo Shell, se impone un diafragma rígido en todos los pisos del edificio. El modelo de apoyo es de base fija con los muros empotrados en su base, la planta no presenta subterráneos ni estacionamientos.

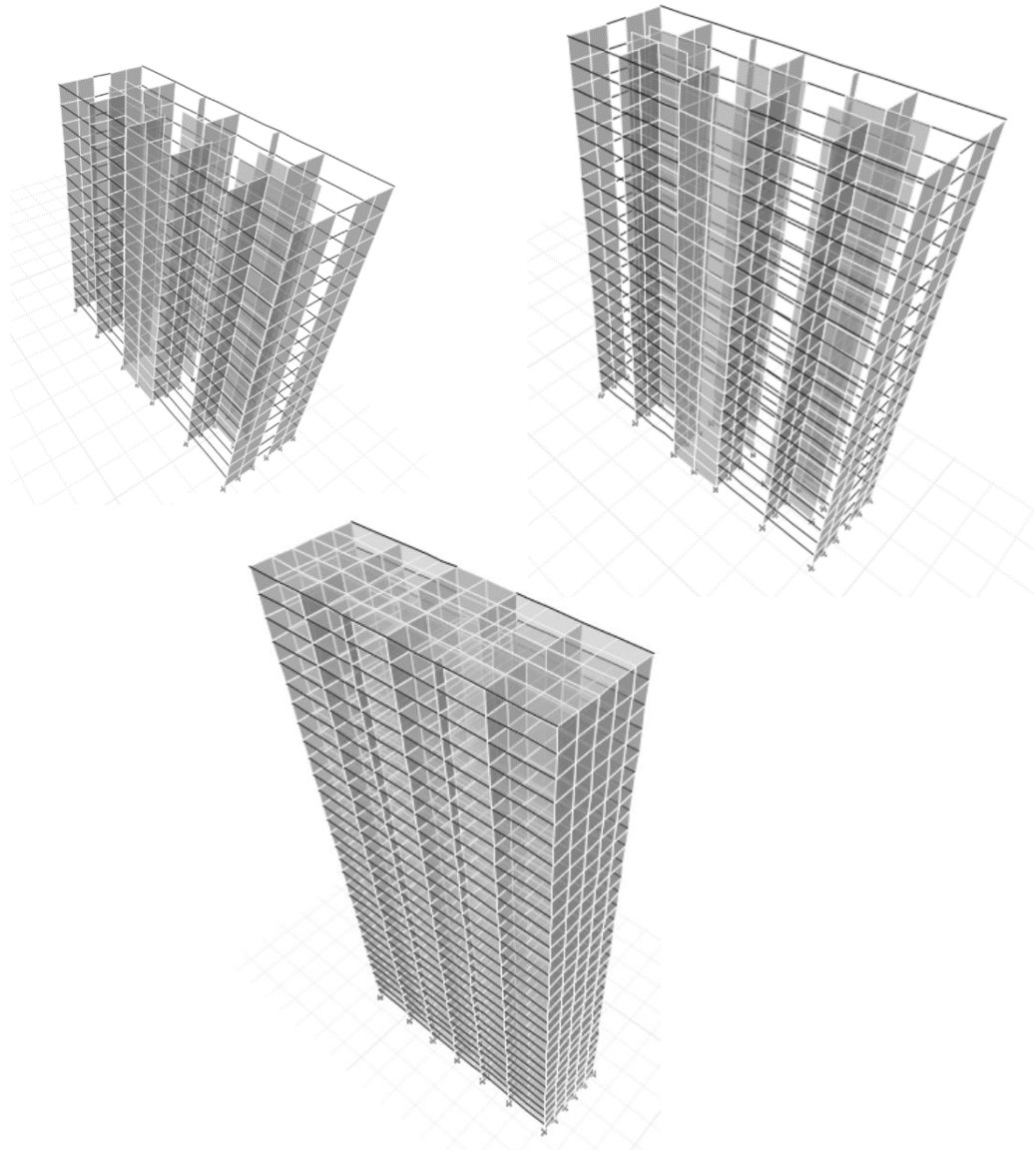


Figura 3.3 Render de los modelos estructurales en Etabs, 15,20 y 30 pisos de altura.

3.3.2 Cargas de diseño y peso sísmico

3.3.2.1 Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales establecidas en la tabla 3.3, están sobre la losa de todos los pisos con igual valor en toda su extensión, se utiliza una carga de uso y una carga de peso adicional, basados en la normativa de cargas de diseño estructural[25] correspondiente a NCh 1537 of 2009.

Tabla 3.3 Cargas gravitacionales del modelo a partir de la normativa chilena.

Carga	Valor	Unidades
Sobrecarga	2	KPa
Carga permanente	0.5	KPa

3.3.2.2 Combinaciones de carga

Las combinaciones de cargas[26] definidas en la normativa NCh 3171 of 2010, indicadas en las tablas 3.4 y 3.5 presenta los patrones de cargas mayoradas a utilizar para el diseño estructural. Se definen los patrones de carga de resistencia y de tensiones admisibles para el análisis lineal elástico.

Tabla 3.4 Combinaciones de carga por resistencia a partir de la normativa chilena.

Combinaciones de carga por resistencia	D	L	E
C1	1.4	-	-
C2	1.2	1.6	-
C3	1.2	1	+/- 1.4
C4	0.9	-	+/- 1.4

Tabla 3.5 Combinaciones de carga por tensión admisible a partir de la normativa chilena.

Combinaciones de carga por tensión admisible	D	L	E
CA1	1	1	-
CA2	1	-	1
CA3	1	0.75	+/- 0.75
CA4	0.6	-	+/- 1

3.3.2.3 Cargas sísmicas

Se considera la carga tipo sísmica, a partir de los parámetros del suelo y características de la estructura para la categoría de ocupación según el uso de la misma, el factor de modificación a la respuesta que refleja el sistema estructural y su disipación de energía, son parámetros obtenidos en el análisis modal espectral según la normativa vigente NCh 433[27]. Además, los valores asociados a la ubicación geográfica tienen referencia a la ciudad de Viña del Mar con un suelo tipo D. Los parámetros a utilizar para el análisis modal espectral se definen en la siguiente tabla.

Las tablas 3.6 y 3.7 presenta los parámetros resistentes del suelo y estructura según la normativa vigente.

Tabla 3.6 Parámetros utilizados para el análisis modal espectral.

Parámetros de análisis	
Zona Sísmica	3
A_0/g	0.4
Categoría Ocupación	II
Factor Importancia I	1.0
Tipo Suelo	D
S	1.2
T_0	0.75
T'	0.85
n	1.8
P	1
R	7
R_0	11

Tabla 3.7 Parámetros para cada tipo de suelo establecidos en DSN°61.

Tipo de suelo	S	T_0	T'	N	p
A	0.9	0.15	0.2	1	2
B	1	0.3	0.35	1.33	1.5
C	1.05	0.4	0.45	1.4	1.6
D	1.2	0.75	0.85	1.8	1
E	1.3	1.2	1.35	1.8	1
F	*	*	*	*	*

3.3.2.4 Espectro de diseño

A partir de los parámetros asociados a la zona sísmica, tipo de suelo y materialidad de la estructura se define el espectro de pseudoaceleraciones a utilizar en el análisis modal espectral según las disposiciones de la normativa NCh433 y el decreto supremo DS N°61[28].

La pseudoaceleración se define de acuerdo a la ecuación 3.1.

$$S_a = S * A_0 / (R^*/I) \quad \text{Ecuación 3.1}$$

El factor de amplificación se define de acuerdo a la ecuación 3.2.

$$\alpha = 1 + \frac{4.5 * \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^P}{\left(1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3\right)}$$

Ecuación 3.2

El factor de reducción del espectro se define según la ecuación 3.3.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1 * T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

Ecuación 3.3

Así finalmente el espectro de pseudoaceleración utilizado en el modelo se presenta en la figura 3.4.

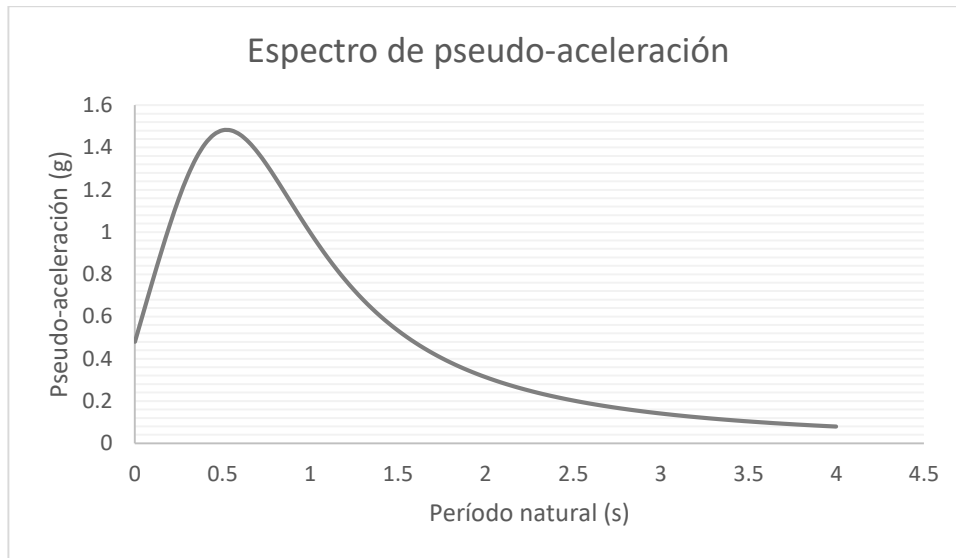


Figura 3.4 Espectro de Pseudo-Aceleración a partir de lo establecido en DSN°61.

3.3.3 Resultados del análisis lineal elástico

En este capítulo se definen los resultados a partir del análisis modal espectral para cada uno de los edificios, se determinan el peso sísmico, los periodos fundamentales junto a sus masas equivalentes, los esfuerzos de corte basal, los desplazamientos relativos de piso y el desplazamiento de techo.

3.3.3.1 Peso sísmico del edificio

Se presenta el peso sísmico en la tabla 3.8, calculado a partir de la normativa Nch433 y se define como el peso propio del material más el 25% de la carga viva, esto al ser un edificio de uso habitacional.

Tabla 3.8 Peso sísmico de cada uno de los modelos estructurales.

Edificio	Tipo de Carga	Aporte al peso sísmico (tonf)	Peso sísmico total (tonf)
15 Pisos	Peso propio (D)	5977	6270
	Sobrecarga (L)	293	
20 Pisos	Peso propio (D)	7979	8369
	Sobrecarga (L)	390	
30 Pisos	Peso propio (D)	14087	14672
	Sobrecarga (L)	585	

3.3.3.2 Períodos y masa equivalente de los modos de vibración fundamentales

Los periodos fundamentales de cada una de cada una de las estructuras se calculan esperando una participación de masas superior o igual al 90%. Los resultados obtenidos se presentan en las tablas 3.9, tabla 3.10 y tabla 3.11 correspondientes a los modelos de 15,20 y 30 pisos respectivamente.

Tabla 3.9 Modos de vibrar a partir del análisis modal espectral para el modelo de 15 pisos.

Modo	Período (s)	% de masa traslacional			
		X	Y	Sum X	Sum Y
1	0.669	61.12	0	61.12	0
2	0.585	0	66	61.12	66
3	0.439	4.19	0	65.31	66
4	0.14	17.56	0	82.87	66
5	0.127	0	19	82.87	84.99
6	0.104	2.55	0	85.42	84.99
7	0.06	5.74	0	91.16	84.99
8	0.055	0	6.44	91.16	91.43
9	0.047	0.78	0	91.94	91.43
10	0.036	2.81	0	94.75	91.43
11	0.033	0	3.19	94.75	94.62
12	0.029	0.29	0	95.03	94.62

Tabla 3.10 Modos de vibrar a partir del análisis modal espectral para el modelo de 20 pisos.

Modo	Período (s)	% de masa traslacional			
		X	Y	Sum X	Sum Y
1	1.095	61.32	0	61.32	0
2	0.964	0	65.2	61.32	65.2
3	0.706	3.27	0	64.59	65.2
4	0.224	17.18	0	81.77	65.2
5	0.203	0	18.79	81.77	83.98
6	0.162	2.34	0	84.11	83.98
7	0.094	5.72	0	89.82	83.98
8	0.086	0	6.36	89.82	90.35
9	0.072	0.93	0	90.75	90.35
10	0.055	2.87	0	93.62	90.35
11	0.05	0	3.24	93.62	93.59
12	0.043	0.42	0	94.04	93.59

Tabla 3.11 Modos de vibrar a partir del análisis modal espectral para el modelo de 30 pisos.

Modo	Período (s)	% de masa traslacional			
		X	Y	Sum X	Sum Y
1	1.736	64.36	0	64.36	0
2	1.6	0	64.82	64.36	64.82
3	1.059	0.0071	0	65.07	64.82
4	0.377	0.17	0	82.07	64.82
5	0.339	0	0.185	82.07	83.32
6	0.249	0.0071	0	82.79	83.32
7	0.156	0.0608	0	88.87	83.32
8	0.143	0	0.0607	88.87	89.39
9	0.11	0.0041	0	89.29	89.39
10	0.089	0.0308	0	92.37	89.39
11	0.083	0	0.0325	92.37	92.64
12	0.066	0.0026	0	92.63	92.64

3.3.3.3 Esfuerzo de corte basal

Según la norma los modelos deben estar controlados por el esfuerzo de corte basal definidos entre los límites establecidos como máximo y mínimo corte basal. Estos valores dependen del tipo de suelo y el peso sísmico, entre otros. Los valores asociados a un suelo tipo D y zona sísmica III se definen el corte basal mínimo como el 8% del peso sísmico de la estructura, a su vez, el corte basal máximo corresponde al 17% del peso sísmico. A partir de estos valores se deben controlar los factores de reducción de la respuesta del espectro de diseño, los valores para cada caso se definen a continuación.

Se muestran los valores de los factores de reducción del espectro utilizados para en el análisis modal espectral, en las tablas 3.12, 3.13 y 3.14 se detalla los factores de reducción R^* y su corrección R^{**} en los casos que se requirió para los modelos de 15, 20 y 30 pisos de altura respectivamente.

Tabla 3.12 Corte basal mínimo y máximo. Factores de reducción utilizados para el modelo de 15 pisos.

Eje	P_{sis} (tonf)	$Q_{o\ elast}$ (tonf)	$\%P_{sis}$	R^*	$Q_{o\ red}$ (tonf)	$\%P_{sis}$	Q_{min} (tonf)	$\%P_{sis}$	Q_{max} (tonf)	$\%P_{sis}$	R^{**}
X	6270	5471.1	87.2	5.9	925.8	14.8	501	8	1053	16.8	-
Y	6270	6110.6	97.4	5.6	1098	17.5	501	8	1053	16.8	5.8

Tabla 3.13 Corte basal mínimo y máximo. Factores de reducción utilizados para el modelo de 20 pisos.

Eje	P_{sis} (tonf)	$Q_{o\ elast}$ (tonf)	$\%P_{sis}$	R^*	$Q_{o\ red}$ (tonf)	$\%P_{sis}$	Q_{min} (tonf)	$\%P_{sis}$	Q_{max} (tonf)	$\%P_{sis}$	R^{**}
X	8369	4847.53	57.92	7.1	682	8.1	669.5	8	1406	16.8	-
Y	8369	5916.27	70.7	6.9	856	10.2	669.5	8	1406	16.8	-

Tabla 3.14 Corte basal mínimo y máximo. Factores de reducción utilizados para el modelo de 30 pisos.

Eje	P_{sis} (tonf)	$Q_{o\ elast}$ (tonf)	$\%P_{sis}$	R^*	$Q_{o\ red}$ (tonf)	$\%P_{sis}$	Q_{min} (tonf)	$\%P_{sis}$	Q_{max} (tonf)	$\%P_{sis}$	R^{**}
X	14672	5262.9	35.8	8.4	654.3	4.3	1173.8	8	2464.9	16.8	4.52
Y	14672	5869.8	40	8.25	732.6	4.8	1173.8	8	2464.9	16.8	4.98

3.3.3.4 Desplazamiento relativo de piso

El desplazamiento relativo entre pisos (drift) está limitado en la normativa y no puede superar el 0.2% de la altura de piso. En el caso los tres modelos tienen una única altura de piso que corresponde a 2.4 metros. Los desplazamientos de los tres modelos en las direcciones x e y del plano se presentan en las figuras 3.5, 3.6 y 3.7 para las distintas alturas de edificio.

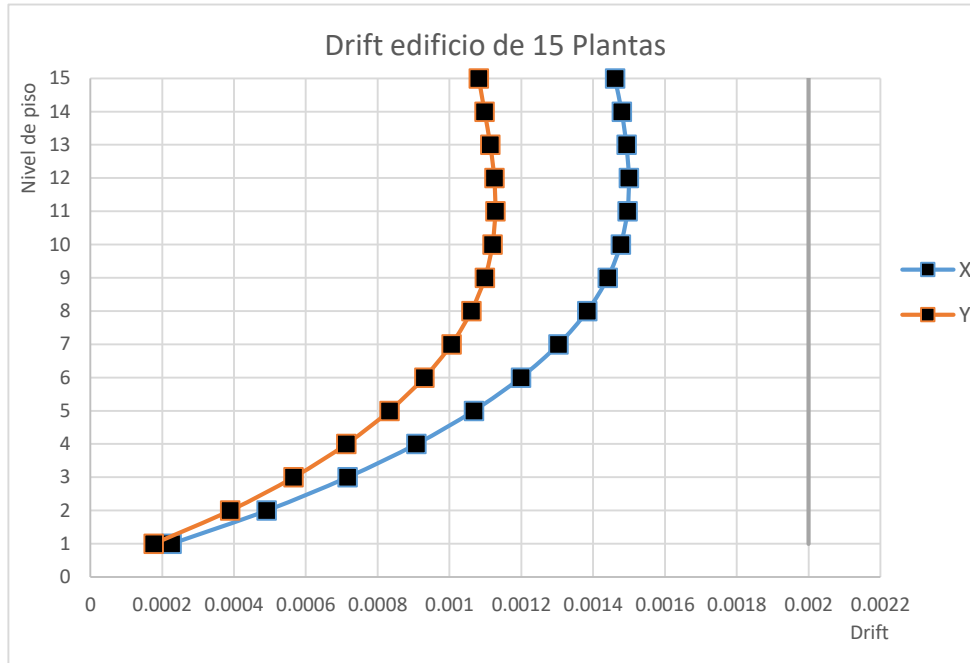


Figura 3.5 Resultados de la deriva de piso en ambas direcciones para el modelo de 15 pisos.

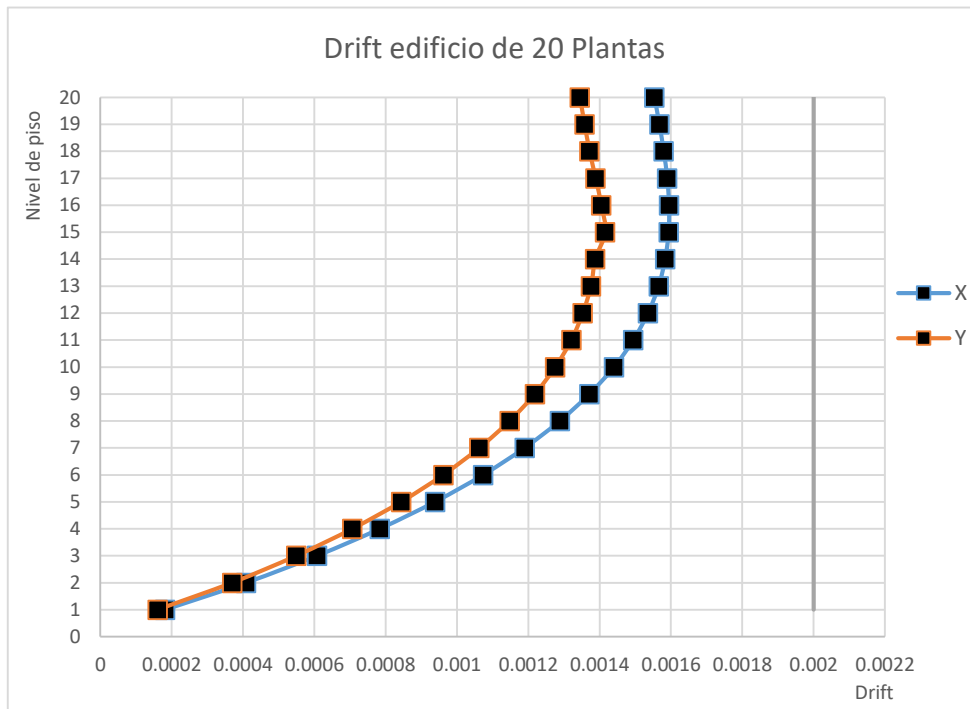


Figura 3.6 Resultados de la deriva de piso en ambas direcciones para el modelo de 20 pisos.

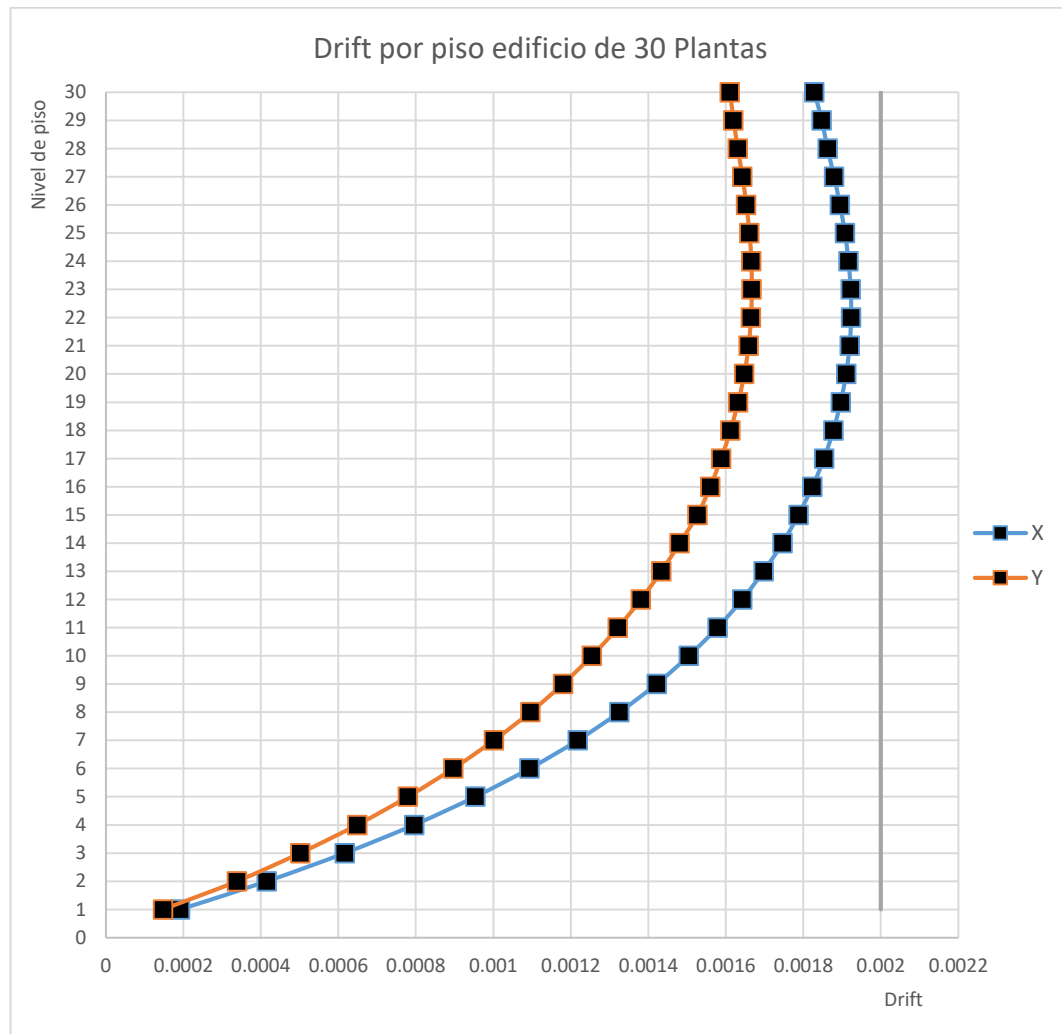


Figura 3.7 Resultados de la deriva de piso en ambas dirección para el modelo de 30 pisos.

3.3.3.5 Desplazamiento lateral de techo

Según lo establecido en la normativa vigente y el decreto supremo DS N°61 se señala el modo de calcular el desplazamiento lateral de techo de la estructura. En este se considera que el valor dependerá de la magnitud del desplazamiento espectral asociada al periodo fundamental en ambas direcciones del plano correspondiente a cada estructura y considerando una razón de amortiguamiento del 5% respecto del amortiguamiento crítico.

El DS N°61 define el desplazamiento de techo con la relación:

$$\delta_u = 1.3 * S_{de}(T_{ag})$$

T_{ag} corresponde al periodo natural de la estructura considerando la pérdida de rigidez del hormigón producto del agrietamiento. Si no se consideró esta condición para el cálculo se considera una aproximación de este periodo de agrietamiento, según el DS N°61 se debe considerar un período 1.5 veces mayor al del modo fundamental en la dirección de estudio.

Por su parte el espectro de desplazamiento se calcula con la ecuación 3.3.

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4 * \pi^2} * \alpha * A_0 * C_d^* \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Donde T_n corresponde al periodo fundamental en la dirección de estudio.

El valor del coeficiente C_d^* está determinado según el tipo de suelo y su valor depende de la magnitud del periodo fundamental de la estructura en la dirección de estudio. En resumen, según el DS N°61 se tiene las siguientes expresiones para el cálculo de C_d^* para un suelo tipo D. La figura 3.8 muestra el espectro de desplazamiento a partir de lo establecido en la normativa vigente, mientras que la tabla 3.15 representa el cálculo del desplazamiento de techo a partir del DSN°60.

$$C_d^* = 1.0 \quad T_n \leq 0.9 \text{ s}$$

$$C_d^* = 1.1 * T_n \quad 0.9 \text{ s} < T_n \leq 1.75 \text{ s}$$

$$C_d^* = 1.93 \quad 1.75 \text{ s} < T_n \leq 5 \text{ s}$$

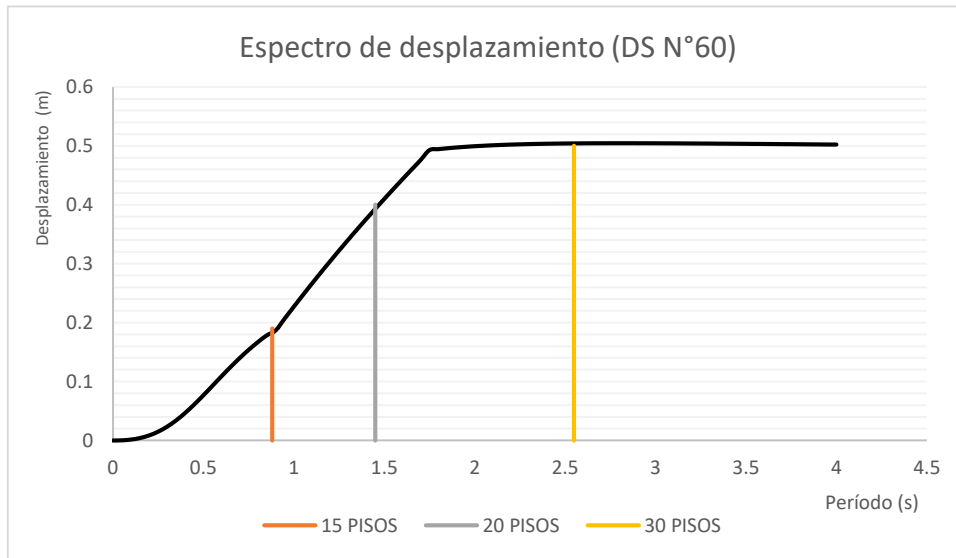


Figura 3.8 Espectro de desplazamiento a partir de lo establecido en el DSN°60.

Tabla 3.15 Cálculo de desplazamiento de techo para los tres modelos según lo establecido en el DSN°60.

Edificio	Período natural (s)		Período agrietado (s)		Desplazamiento de techo (m)	
	X	Y	X	Y	X	Y
15 PISOS	0.669	0.585	1	0.88	0.297	0.24
20 PISOS	1.095	0.964	1.64	1.45	0.59	0.51
30 PISOS	1.794	1.704	2.69	2.55	0.66	0.66

3.4 Diseño de elementos estructurales

3.4.1 Diseño de vigas estructurales

Para el diseño de las vigas estructurales, para el cálculo del acero longitudinal y transversal se utiliza la metodología de diseño a resistencia a flexión y diseño por capacidad respectivamente. Las vigas fueron diseñadas para tener un comportamiento no lineal para mayores esfuerzos, esto quiere decir entregarle una sobrerresistencia al elemento viga, esto a raíz de las grandes cargas de momento a las que son sometidas las vigas debido al acoplamiento de los muros rectangulares. Las metodologías se detallan.

3.4.1.1 Diseño de resistencia a flexión

Según las bases de la ACI318-08[29] se tiene las siguientes relaciones

$$M_u \leq \phi * M_n \quad \text{Ecuación 3.5}$$

$$\rho_{\min} = \text{máx} \left(\frac{0.8 * \sqrt{f'_c}}{f_y}, \frac{14}{f_y} \right) \quad \text{Ecuación 3.6}$$

$$M_n = \rho * b * d^2 * f_y * \left(1 - 0.59 * \rho * \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad \text{Ecuación 3.7}$$

- ρ corresponde a la cuantía de refuerzo
- M_u corresponde al momento último solicitado
- M_n corresponde al momento nominal resistente
- b corresponde al ancho de la sección bruta
- d corresponde a la distancia a la fibra traccionada.
- f_y corresponde a la tensión de fluencia del acero de refuerzo.
- f'_c corresponde a la resistencia a la compresión del hormigón.

El factor de reducción ϕ se determina según los establecido en la ACI318, los límites para el factor de reducción se muestran en la figura 3.9.

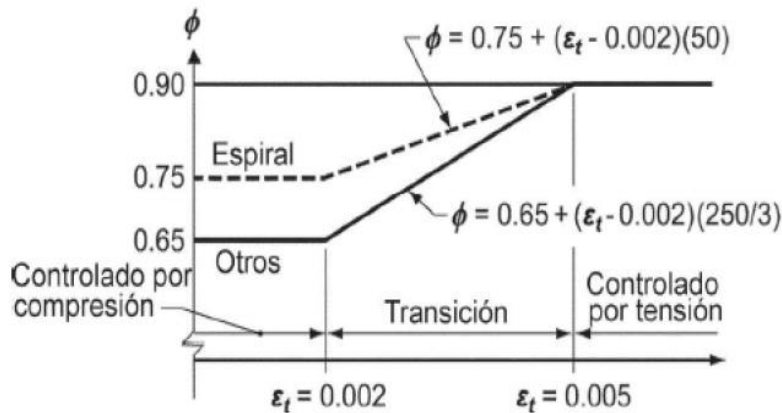


Figura 3.9 Factor de reducción para el diseño a flexocompresión.

3.4.1.2 Diseño por capacidad

Según las bases de la ACI318 se pueden obtener las ecuaciones 3.8 y 3.9 a partir de lo estipulado para sistemas de marcos especiales, como se muestra en la figura 3.10.

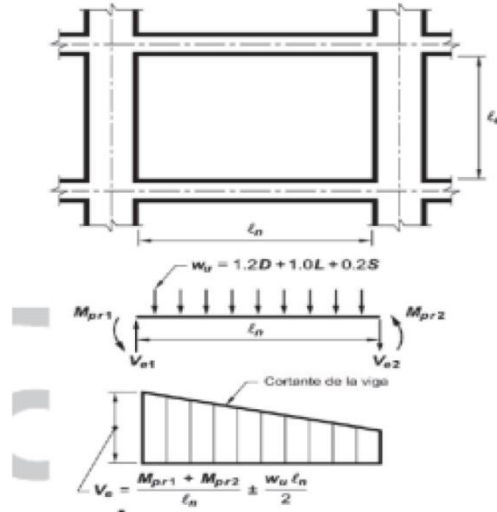


Figura 3.10 Teoría de diseño por desempeño a partir de la ACI 318.

$$V_e = \frac{M_{PR1} + M_{PR2}}{l_n} \pm \frac{w_u * l_n}{2} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

$$w_u = 1.2D + 1.0L + 0.2S \quad \text{Ecuación 3.9}$$

l_n corresponde a la longitud entre las rotulas plásticas de la viga.

V_e corresponde al corte por capacidad.

w_u corresponde al estado de carga para el cálculo del cortante por capacidad.

Los momentos probables se deben calcular considerando la sobrerresistencia del acero, pero se puede aproximar a 1.25 veces el momento nominal de la viga.

Mientras que para el cálculo del acero de refuerzo se utiliza las ecuaciones 3.10 y 3.11 que permiten determinar un área de acero transversal y la separación de los estribos.

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{V_s}{d * f_y} \quad \text{Ecuación 3.10}$$

$$V_e = \phi * V_s \quad \text{Ecuación 3.11}$$

V_s corresponde al cortante por capacidad último.

A_v corresponde al área de acero transversal requerido.

s corresponde a la separación de los estribos.

Se define una separación de modo que se satisfaga la desigualdad, el factor de reducción (ϕ) utilizado corresponde a 0.75.

3.4.2 Diseño de muros estructurales

El diseño de los muros estructurales se realiza en base a las disposiciones de la normativa actual vigente y a las recomendaciones de diseño estipuladas en la ACI 318-08.

3.4.2.1 Armadura longitudinal (Diseño a flexocompresión)

Para el diseño de la armadura vertical de los muros se utiliza la metodología asociada a la flexocompresión en la sección de muro. En primer lugar, se debe limitar la capacidad de carga axial a la que se somete el hormigón.

$$P_u \leq 0.35 * f'_c * A_g \quad \text{Ecuación 3.12}$$

A_g corresponde al área bruta de la sección del muro.

Para el diseño de la armadura, se señala que, el elemento estructural está sometido a esfuerzos de tipo axial y a un estado de flexión, a lo que el refuerzo suministrado debe brindar a la sección una capacidad tal que el acero fluya antes de que ocurra una falla por aplastamiento del hormigón (falla dúctil), para esto es que en base a las solicitaciones del muro se realiza un proceso iterativo de la cuantía de acero en la sección. Cada cuantía genera distintos diagramas de interacción, donde se debe alcanzar que dichos pares de carga (carga axial y momento), estén en la zona de falla dúctil del diagrama. Esto quiere decir, que no superen el diagrama de interacción de diseño y a su vez que las solicitaciones estén por bajo el punto de balance del mismo.

Se presentan los diagramas de interacción asociados a las cuantías de acero seleccionadas para cada muro y para cada edificio.

Para las plantas de los edificios de 15 y 20 pisos, los muros rectangulares corresponden a las secciones M1, M2, M11 y M12. Los cuatro muros se diseñaron con la misma disposición de armadura según el caso. Los diagramas de interacción de los muros se presentan en la figura 3.11 y 3.12, correspondientes al edificio de 15 y 20 pisos respectivamente.

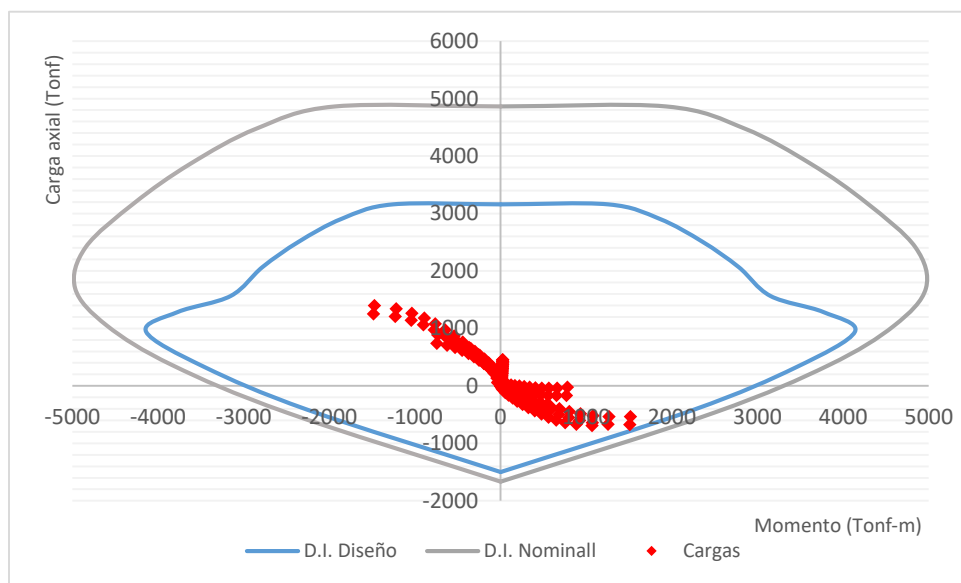


Figura 3.11 Diagrama de interacción muro rectangular eje Y-Y para el modelo de 15 pisos.

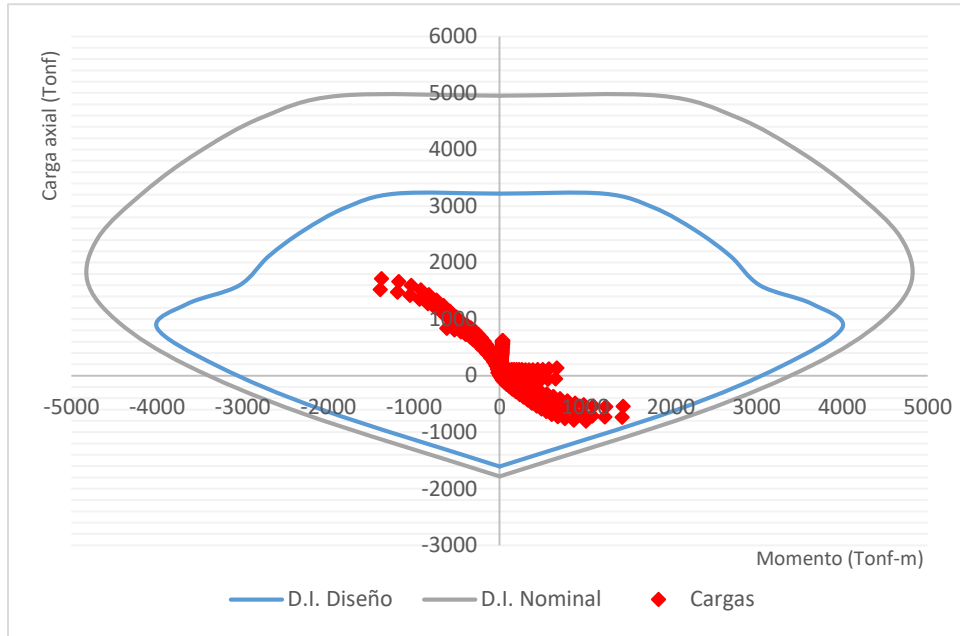


Figura 3.12 Diagrama de interacción muro rectangular eje Y-Y para el modelo de 20 pisos.

Mientras que para el edificio de 30 pisos de altura solo se tienen un muro perimetral en dirección Y, sin acoplamiento, se tienen las secciones M1 y M2 bajo la misma configuración de armadura y se presenta el diagrama de interacción en la figura 3.13.

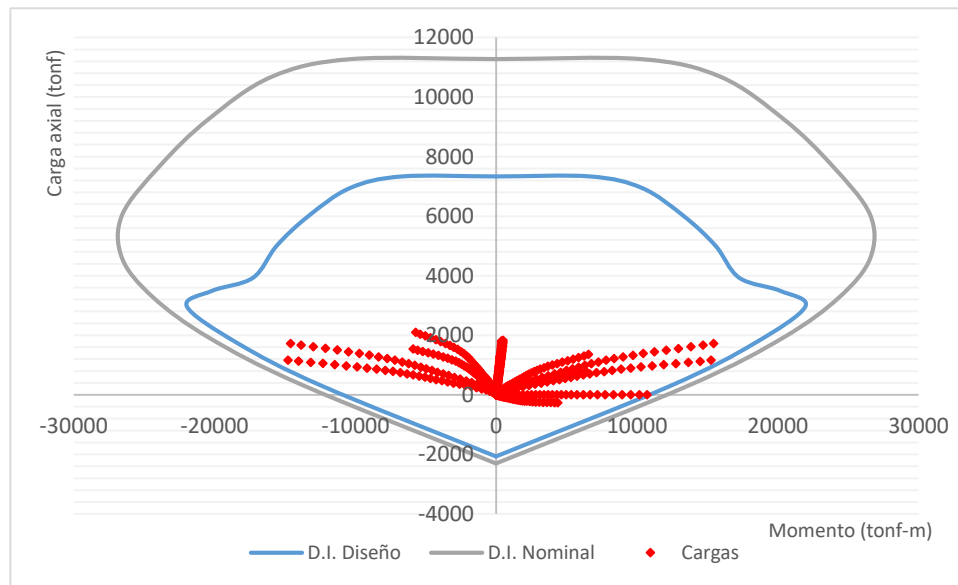


Figura 3.13 Diagrama de interacción muro rectangular eje Y-Y para el modelo de 30 pisos.

Luego para los muros de sección en forma de "T" de los tres edificios presentan las mismas características geométricas, a excepción del ancho del muro en el caso del edificio de mayor altura. Así

se presentan los diagramas de interacción de los muros de sección T, correspondientes a los muros M3, M4, M7, M9 y M10 en el modelo.

Para los muros T correspondientes al edificio de 15 pisos de altura, en la dirección X e Y respectivamente, se tiene la figura 3.14 y 3.15 respectivamente.

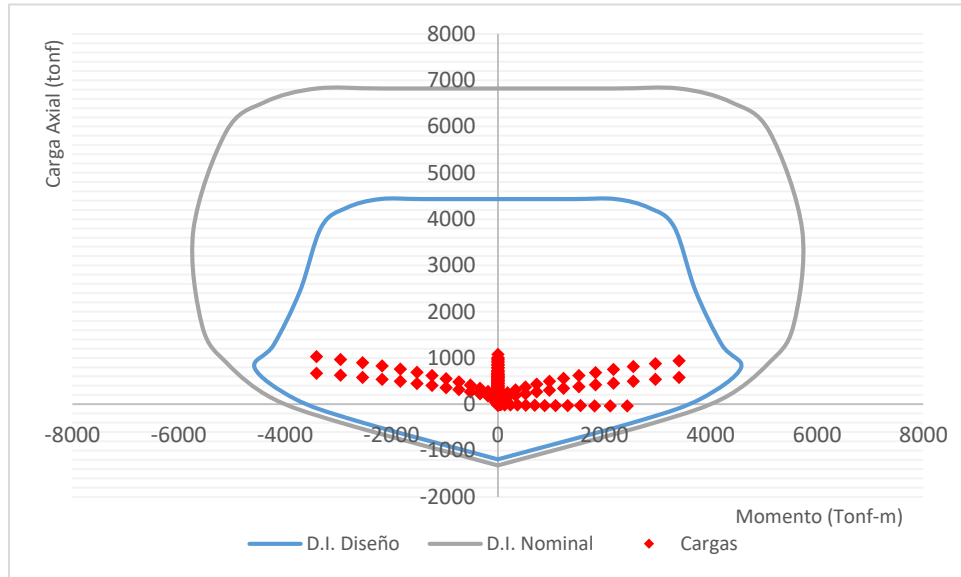


Figura 3.14 Diagrama de interacción muro "T" eje X-X para el modelo de 15 pisos.

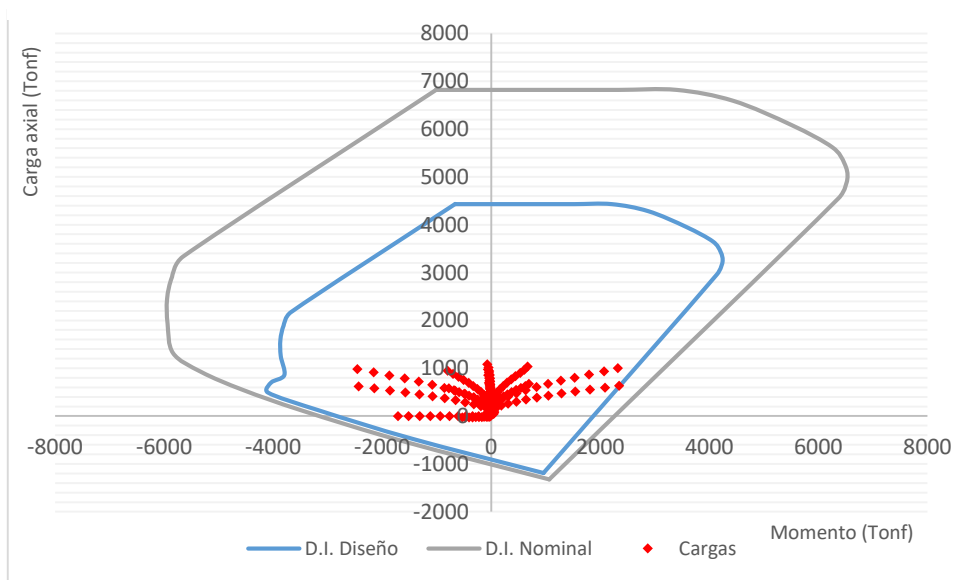


Figura 3.15 Diagrama de interacción muro "T" eje Y-Y para el modelo de 15 pisos.

Para los muros T correspondientes al edificio de 20 pisos de altura, en la dirección X e Y respectivamente, se tiene las figuras 3.16 y 3.17.

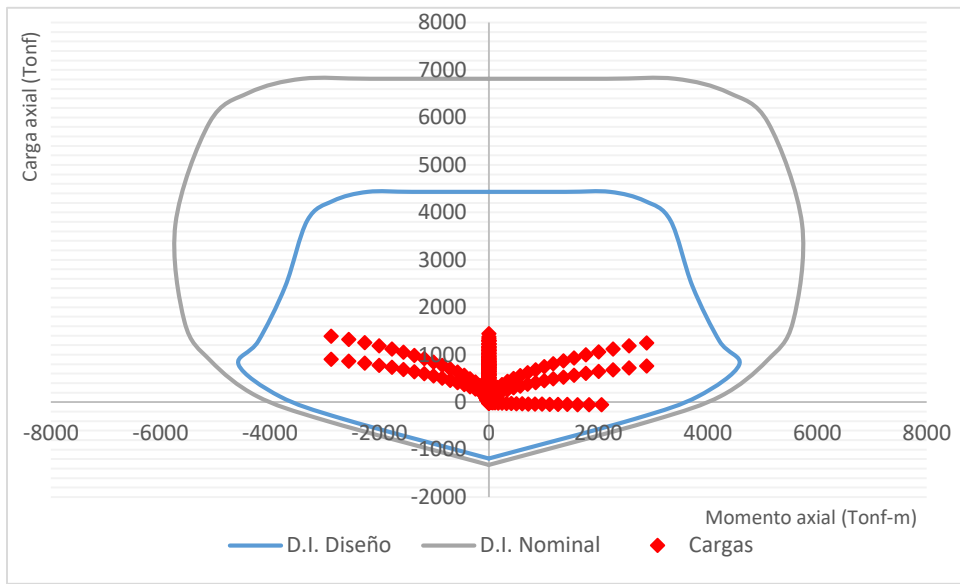


Figura 3.16 Diagrama de interacción muro "T" eje X-X para el modelo de 20 pisos.

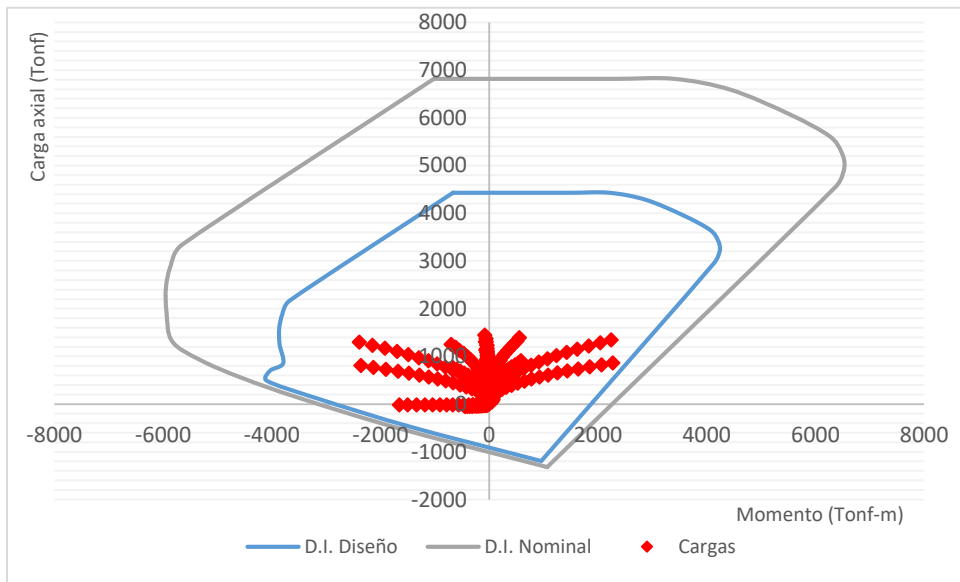


Figura 3.17 Diagrama de interacción muro "T" eje Y-Y para el modelo de 20 pisos.

Para los muros T correspondientes al edificio de 30 pisos de altura, en la dirección X e Y respectivamente, se tiene las figuras 3.18 y 3.19.

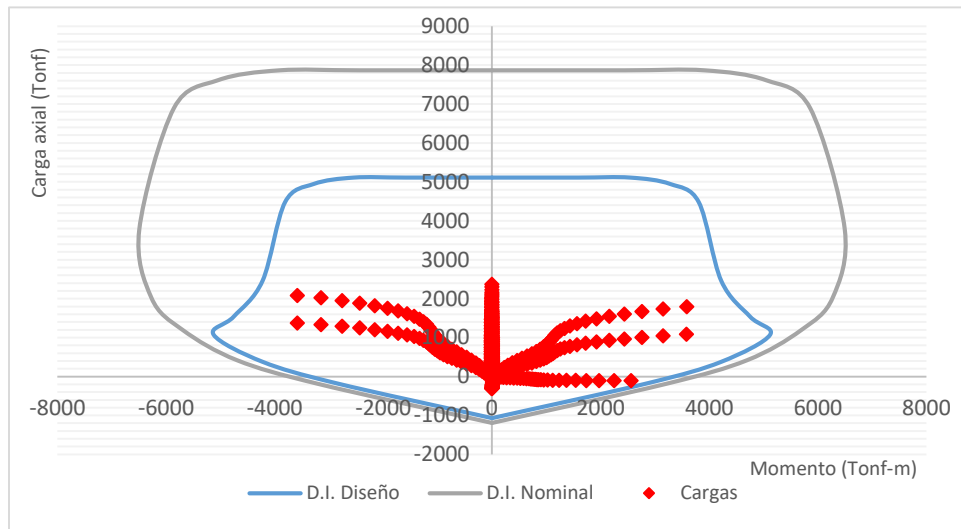


Figura 3.18 Diagrama de interacción muro "T" eje X-X para el modelo de 30 pisos.

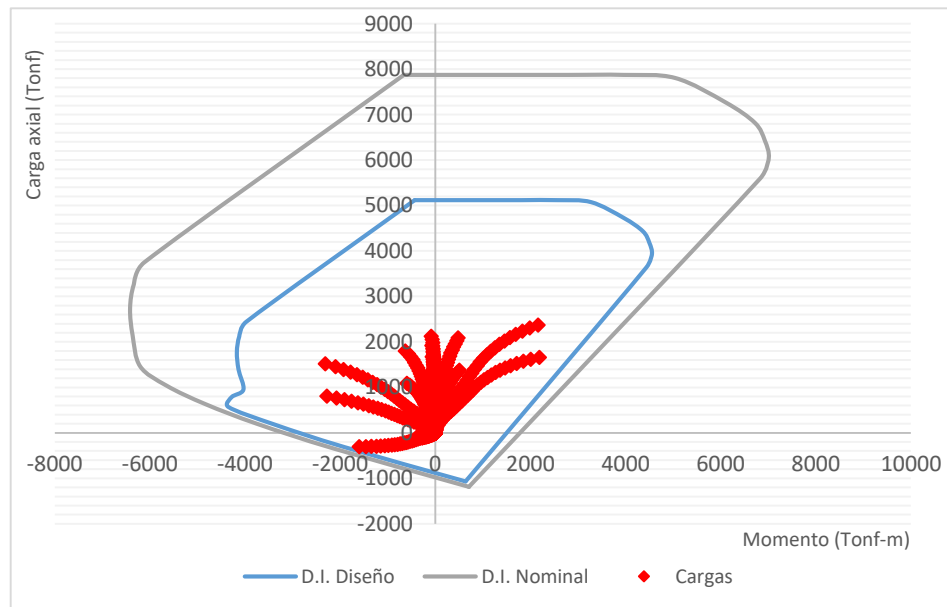


Figura 3.19 Diagrama de interacción muro "T" eje Y-Y para el modelo de 30 pisos.

Luego para los muros de sección en forma de "C" de los tres edificios presentan las mismas características geométricas, a excepción del ancho del muro. Así se presentan los diagramas de interacción de los muros de sección C, correspondientes al muro M6 en los modelos.

Para el muro C correspondiente al edificio de 15 pisos de altura, en la dirección X e Y respectivamente, se tiene las figuras 3.20 y 3.21.

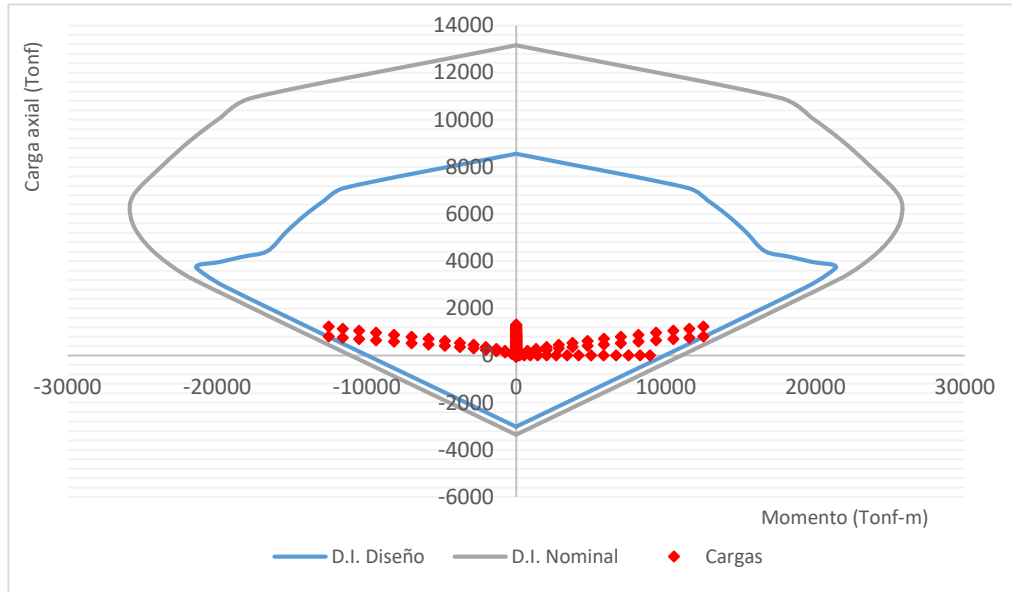


Figura 3.20 Diagrama de interacción muro "C" eje X-X para el modelo de 15 pisos.

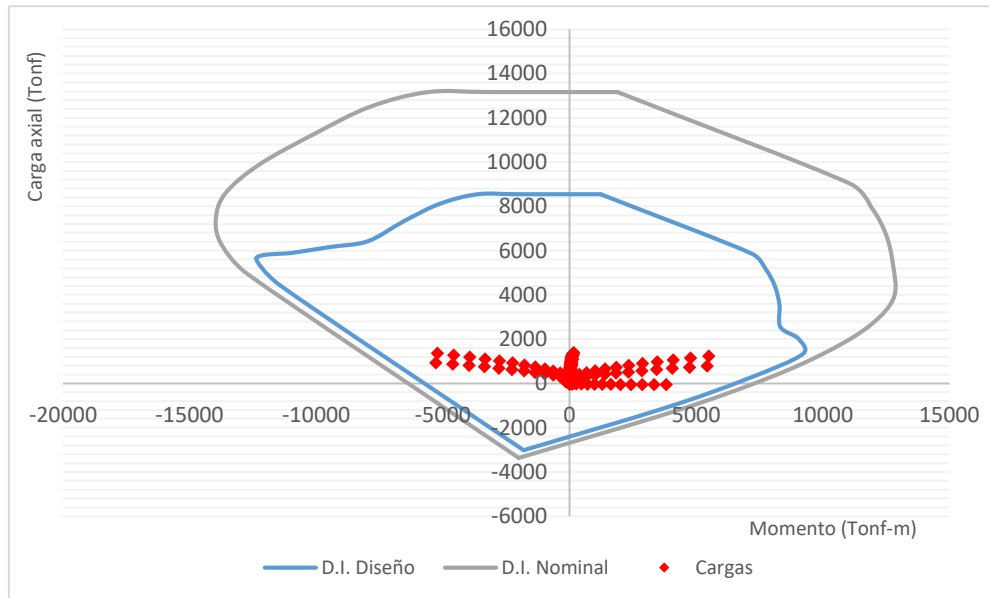


Figura 3.21 Diagrama de interacción muro "C" eje Y-Y para el modelo de 15 pisos.

Para el muro C correspondiente al edificio de 20 pisos de altura, en la dirección X e Y respectivamente, se tiene las figuras 3.22 y 3.23.

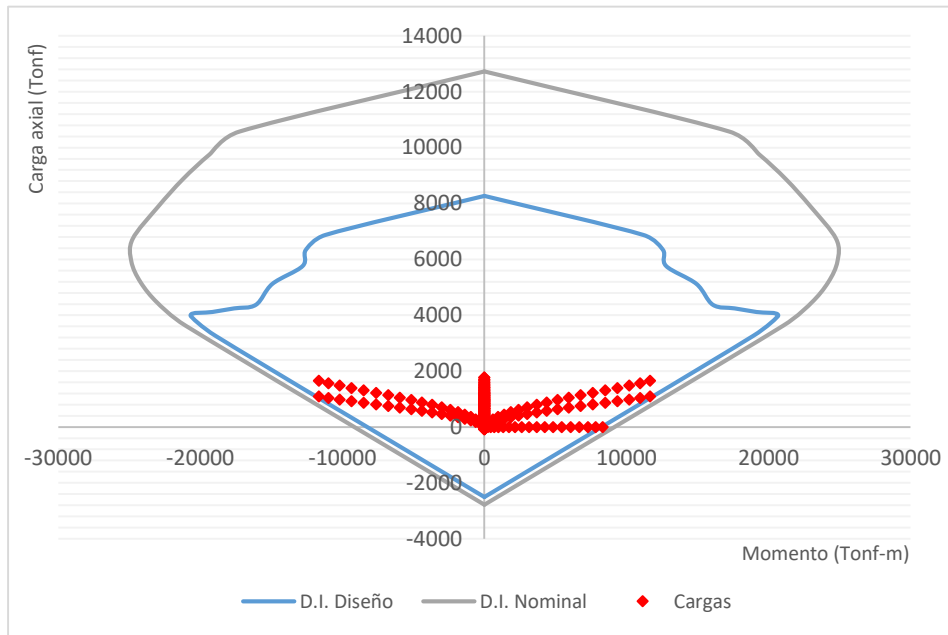


Figura 3.22 Diagrama de interacción muro "C" eje X-X para el modelo de 20 pisos.

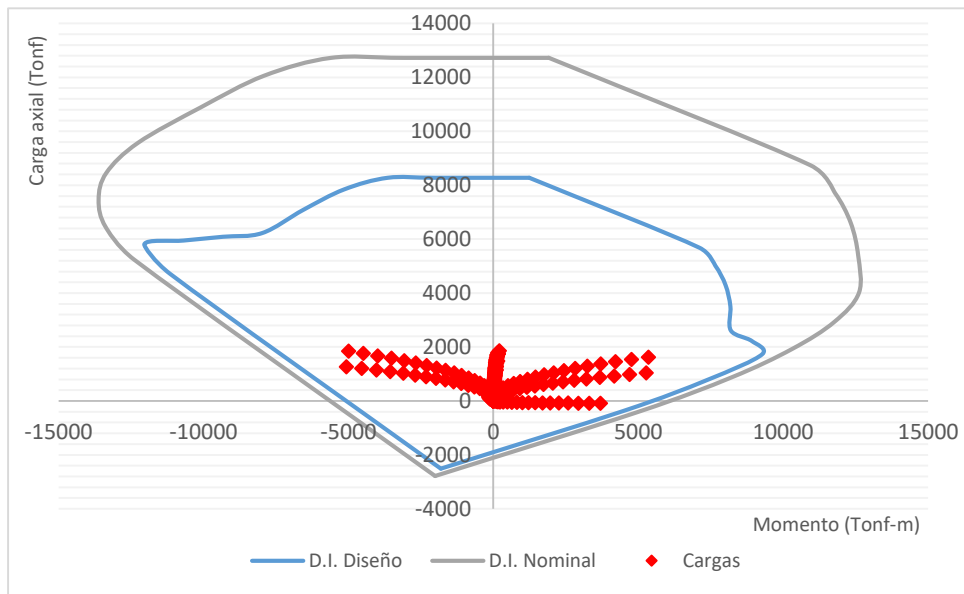


Figura 3.23 Diagrama de interacción muro "C" eje Y-Y para el modelo de 20 pisos.

Para el muro C correspondiente al edificio de 30 pisos de altura, en la dirección X e Y respectivamente, se tiene las figuras 3.24 y 3.25.

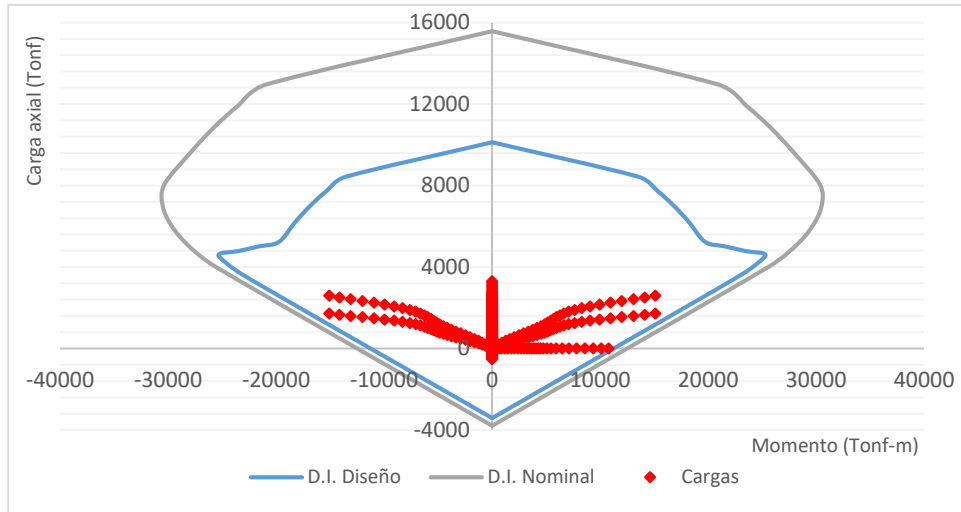


Figura 3.24 Diagrama de interacción muro "C" eje X-X para el modelo de 30 pisos.

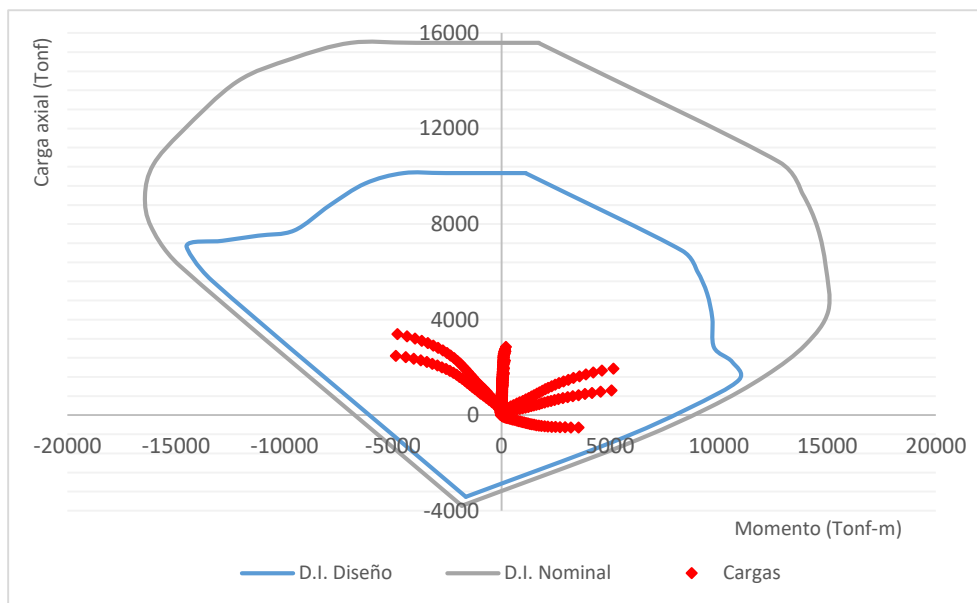


Figura 3.25 Diagrama de interacción muro "C" eje Y-Y para el modelo de 30 pisos.

En base a la armadura seleccionada se obtiene la capacidad de curvatura de los elementos estructurales, para determinarlo se debe conocer el diagrama de momento-curvatura de los muros donde se obtiene las condiciones del elemento.

Para el muro rectangular se presentan los siguientes diagramas de momento curvatura, para ambas direcciones se tiene un solo diagrama y corresponden a las figuras 3.26, 3.27 y 3.28.

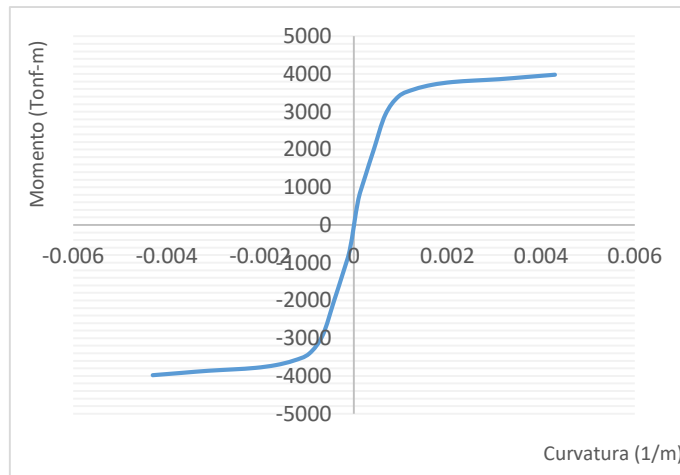


Figura 3.26 Diagrama de momento-curvatura muro rectangular eje Y-Y modelo de 15 pisos.

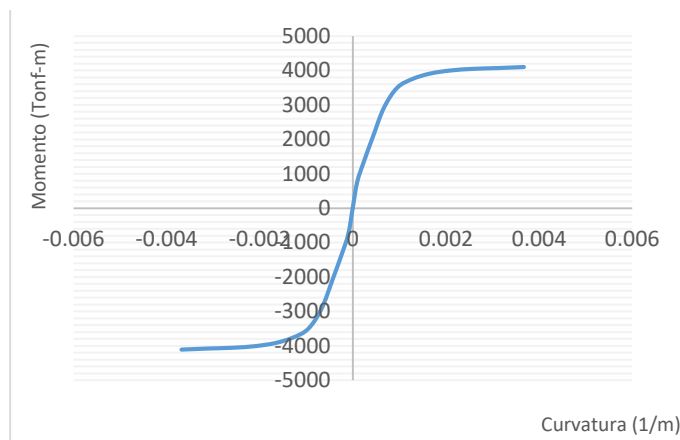


Figura 3.27 Diagrama de momento-curvatura muro rectangular eje Y-Y modelo de 20 pisos.

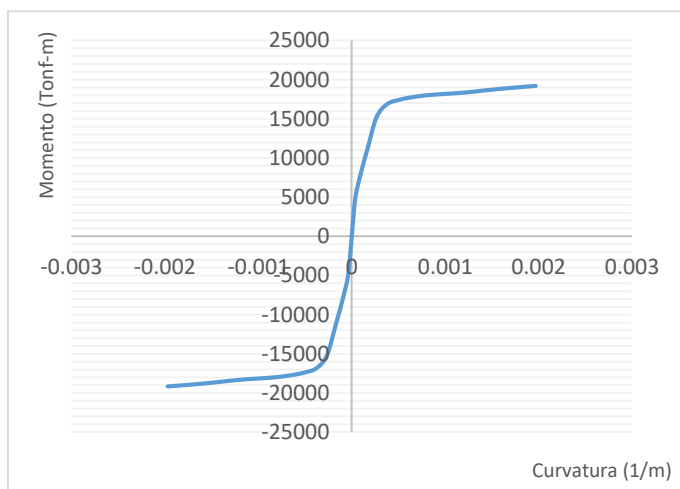


Figura 3.28 Diagrama de momento-curvatura muro rectangular eje Y-Y modelo de 30 pisos.

Para el muro de sección irregular se presentan los diagramas de momento curvatura en ambas direcciones, cabe señalar que los muros T tienen una orientación diferente entre el eje Norte y Sur, la armadura sigue siendo la misma en ambos casos, por lo que cambian los valores negativos y positivo, para este caso se presentan solo en una orientación, en las figuras 3.29, 3.30 y 3.31 se muestra los diagramas del muro de sección T y en las figuras 3.32, 3.33 y 3.34 los del muro de sección C.

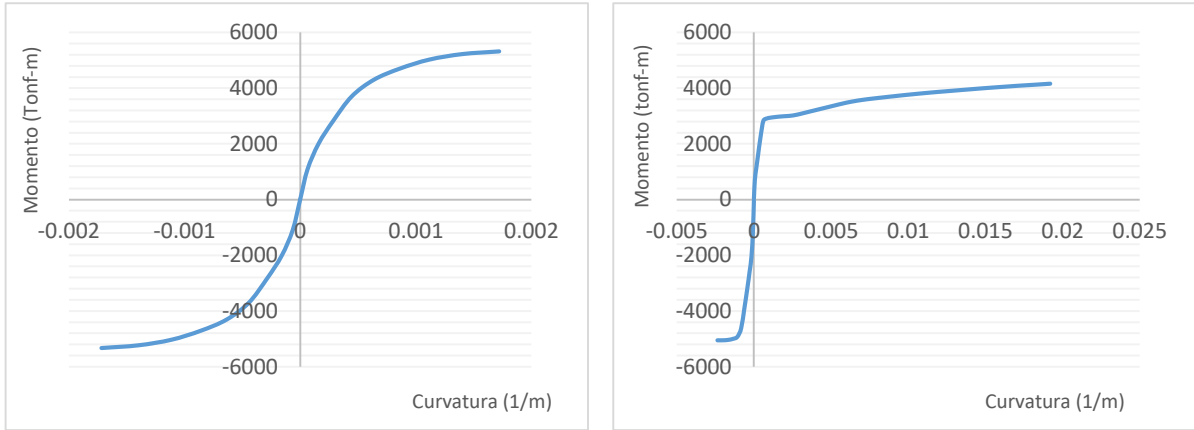


Figura 3.29 Diagrama de momento-curvatura muro "T" izquierda eje X-X y derecha eje Y-Y modelo de 15 pisos

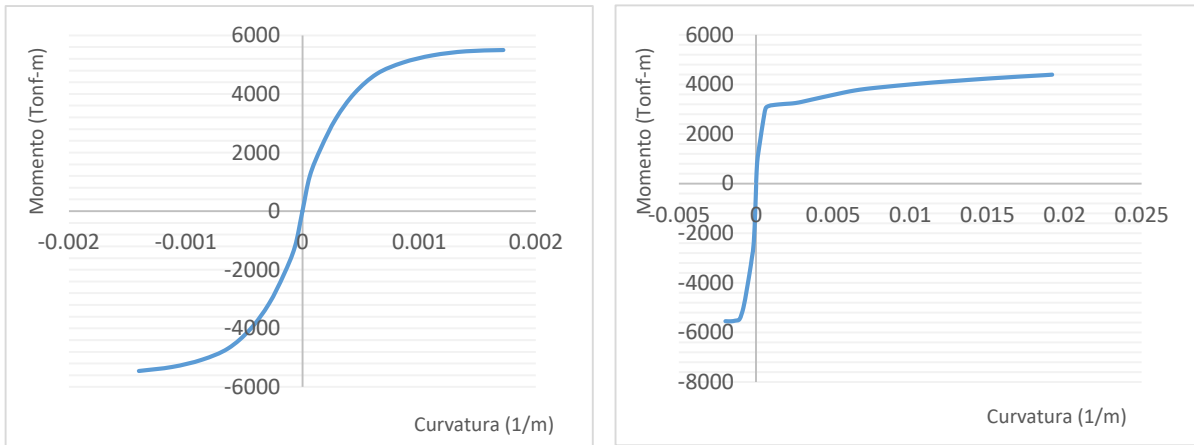


Figura 3.30 Diagrama de momento-curvatura muro "T" izquierda eje X-X y derecha eje Y-Y modelo de 20 pisos.

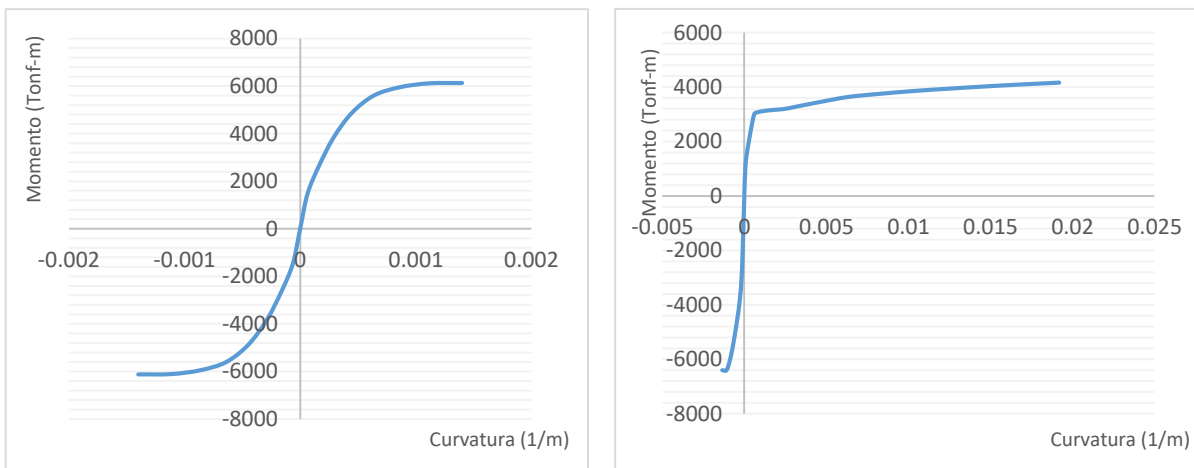


Figura 3.31 Diagrama de momento-curvatura muro "T" izquierda eje X-X y derecha eje Y-Y modelo de 30 pisos

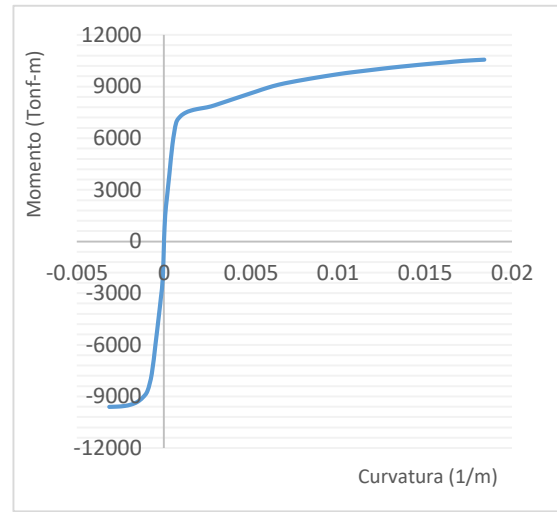
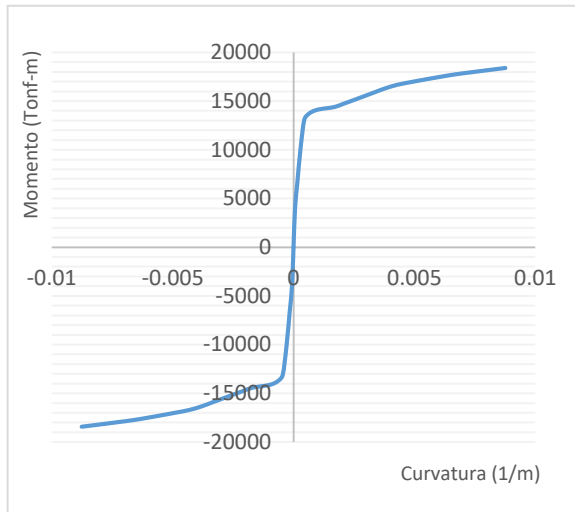


Figura 3.32 Diagrama de momento-curvatura muro "C" izquierda eje X-X y derecha eje Y-Y modelo de 15 pisos.

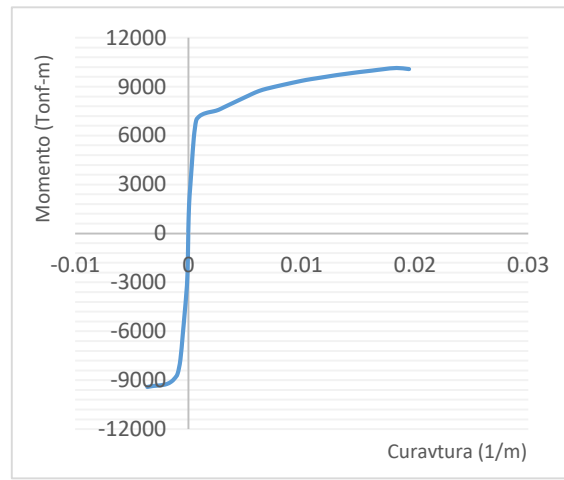
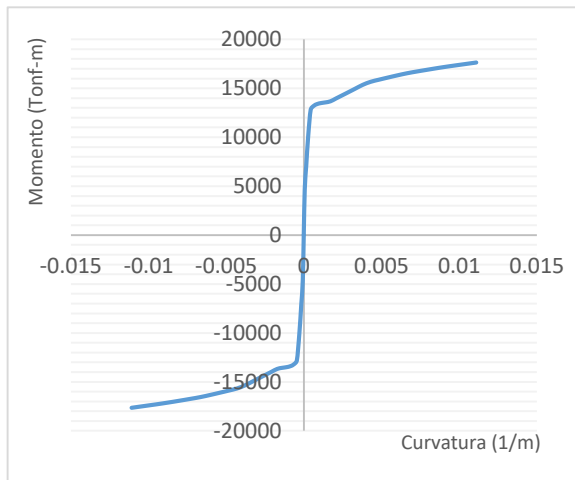


Figura 3.33 Diagrama de momento-curvatura muro "C" izquierda eje X-X y derecha eje Y-Y modelo de 20 pisos.

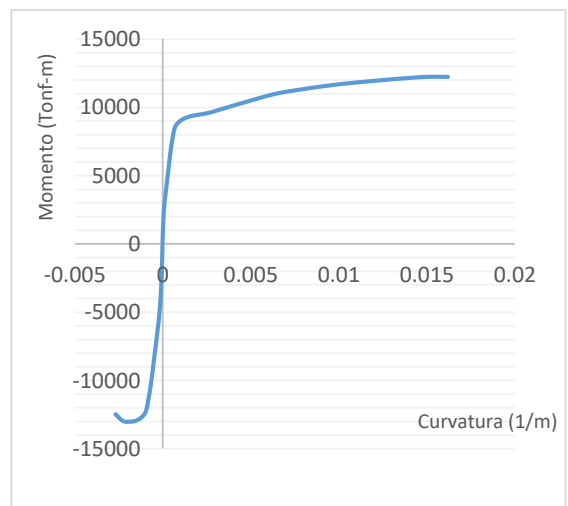
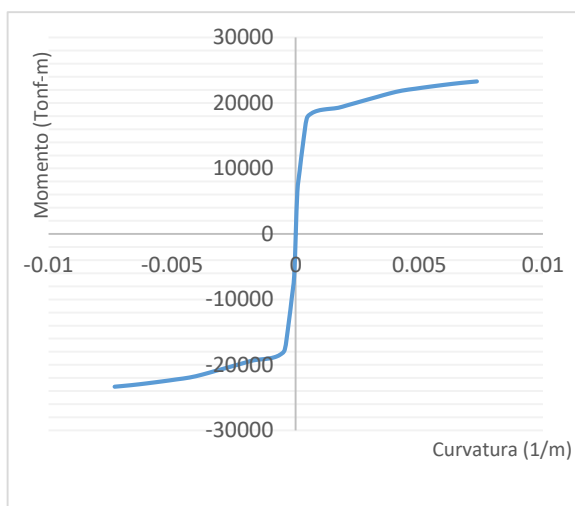


Figura 3.34 Diagrama de momento-curvatura muro "C" izquierda eje X-X y derecha eje Y-Y modelo de 30 pisos.

3.4.2.2 Armadura transversal (Diseño al corte por capacidad)

Para determinar la armadura transversal se utilizará la teoría del diseño al corte por capacidad, para esto se debe limitar la capacidad a cortante de las secciones de muro.

Esta teoría se basa en la filosofía del diseño al corte con variaciones basadas en las disposiciones de la normativa chilena Nch433, las ecuaciones 3.13, 3.14 y 3.15 que determinan este método se presentan a continuación.

$$\phi * V_n \geq V_u \quad \text{Ecuación 3.13}$$

$$V_u = \phi_0 * V_{NCH433} * \omega \quad \text{Ecuación 3.14}$$

$$\phi_0 = \frac{M_n}{M_{NCH433}} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Donde ω corresponde a un factor de amplificación que se define por la cantidad de pisos del edificio, donde:

$$\omega = 0.9 + \frac{n}{10} \text{ para alturas menores a 6 pisos}$$

$$\omega = 1.3 + \frac{n}{30} \text{ para alturas mayores a 6 y menores a 15 pisos}$$

$$\omega = 1.2 + \frac{n}{50} \text{ para alturas mayores a 15 pisos}$$

Luego se calcula un corte y basados en la teoría del diseño por capacidad se estipula el tamaño y la separación de la armadura transversal.

3.4.3 Resumen de muros estructurales

Para finalizar la sección de diseño, se presenta las dimensiones y cuantías asociadas a cada uno de los muros estructurales en la tabla 3.16. Los muros de sección irregular presentan dos separaciones de armadura producto del detallamiento en las zonas extremas de las alas y el alma, el detalle de la disposición de armadura se describe en las figuras desde la 3.35 hasta la 3.43.

Tabla 3.16 Resumen de dimensiones y cuantía diseñada para los muros estructurales en los tres modelos.

Edificio	Muro	L alma (m)	L ala (m)	Espesor (m)	Cuantía (%)	Armadura Cortante
15 PISOS	R	4.7	0	0.45	1.6	E ϕ 10@10
	T	4.7	7	0.3	0.96	E ϕ 10@10
	C	7	4.7	0.4	1.7	E ϕ 10@10
	RC	1	0	0.4	1.05	E ϕ 10@20
20 PISOS	R	4.7	0	0.45	1.7	E ϕ 10@10
	T	4.7	7	0.3	0.96	E ϕ 10@10
	C	7	4.7	0.4	1.4	E ϕ 10@10
	RC	1	0	0.45	1.03	E ϕ 10@20
30 PISOS	R	11.7	0	0.4	1.26	E ϕ 12@10
	T	4.7	7	0.3	0.9	E ϕ 10@10
	C	7	4.7	0.4	1.9	E ϕ 10@10
	RC	1	0	1	1.05	E ϕ 10@20

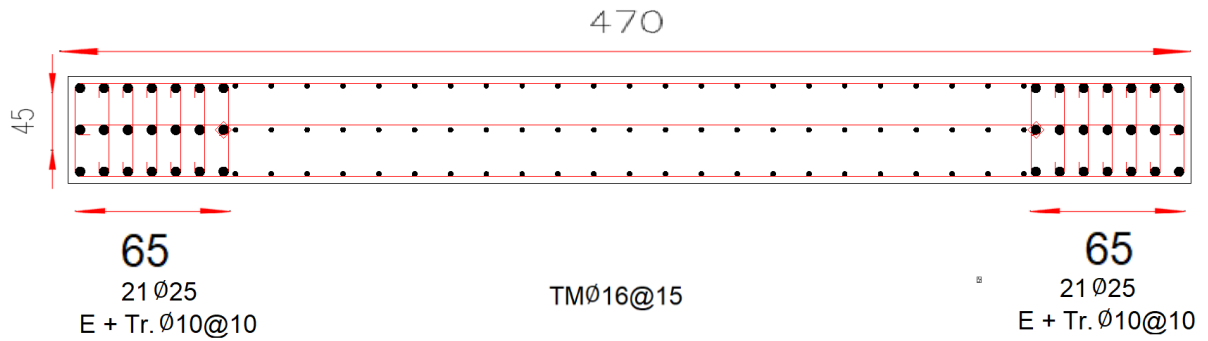


Figura 3.35 Disposición de armadura muro R modelo de 15 pisos.

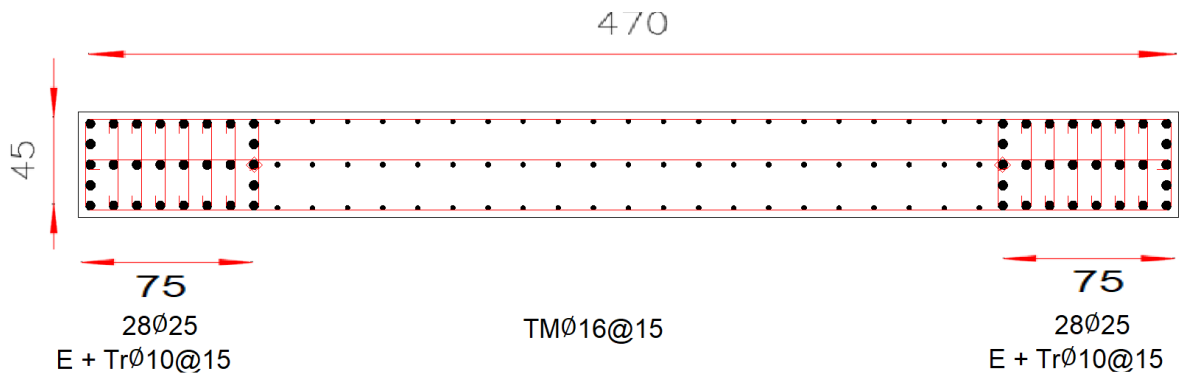


Figura 3.36 Disposición de armadura muro R modelo de 20 pisos.

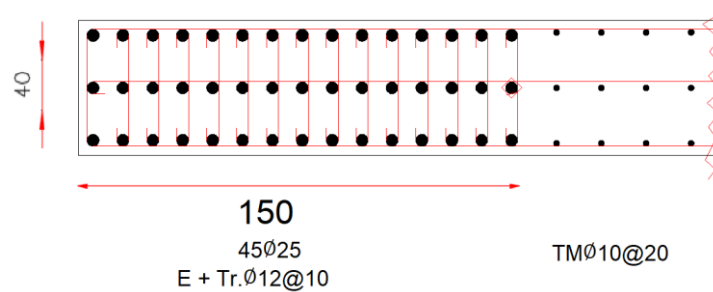


Figura 3.37 Corte que muestra la disposición de armadura en uno de los extremos muro R modelo de 30 pisos.

La figura 3.37 muestra un corte del muro "R" del modelo de 30 pisos, debido a su longitud no se logra apreciar de buena forma la distribución del refuerzo, su extensión total es de 11.7 metros de longitud y 40 centímetros de espesor. En este corte se detalla el corte izquierdo del muro, siendo simétrico hacia el costado posterior, la triple malla interior se mantiene en la extensión del mismo.

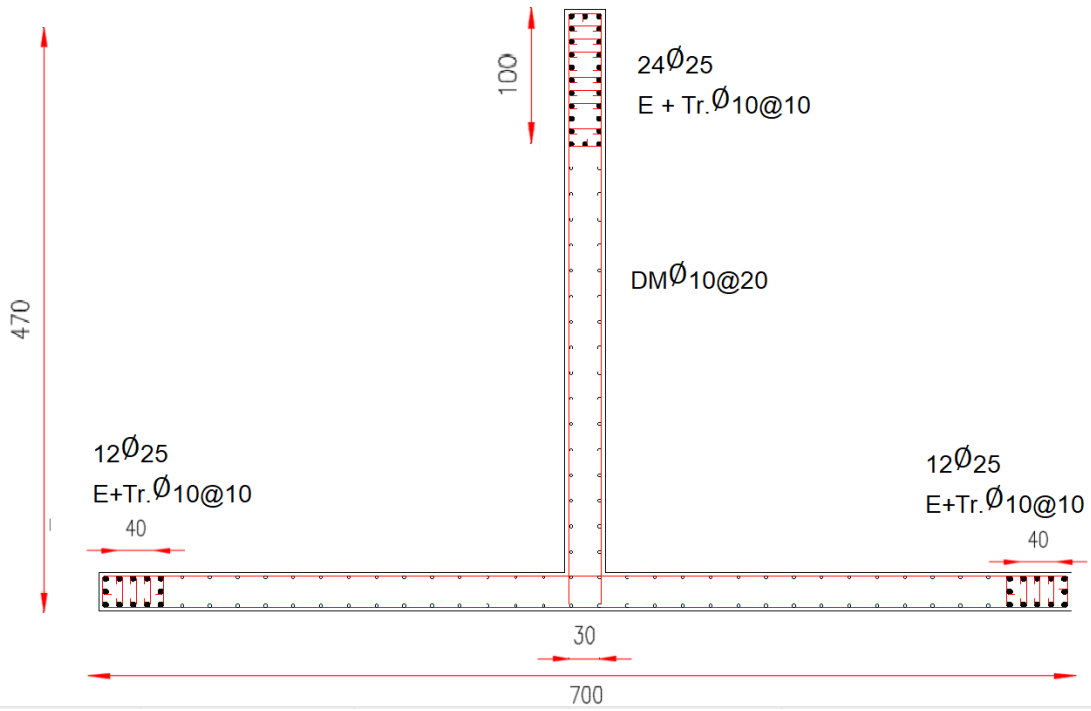


Figura 3.38 Disposición de armadura muro T modelo de 15 pisos.

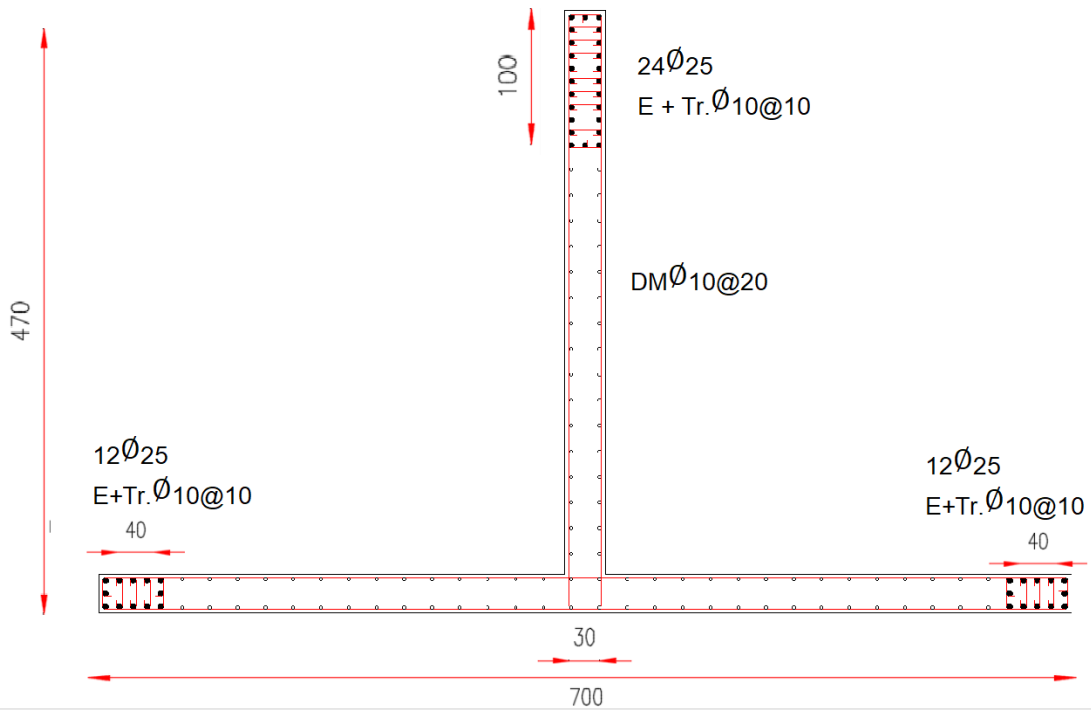


Figura 3.39 Disposición de armadura muro T modelo de 20 pisos.

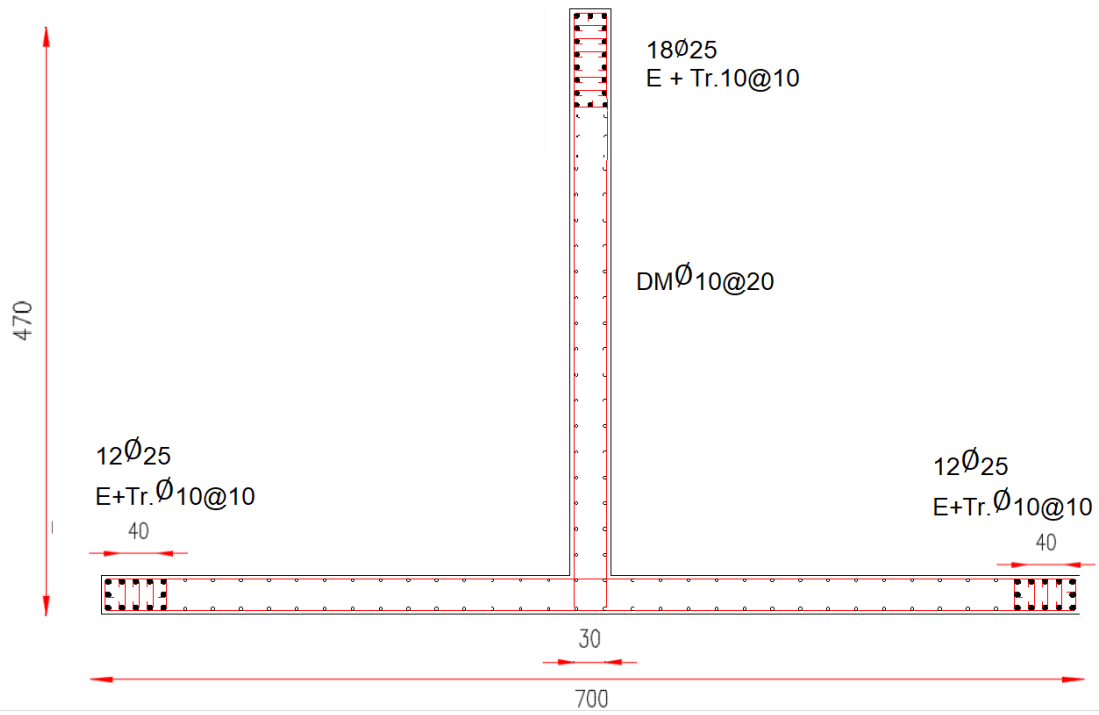


Figura 3.40 Disposición de armadura muro T modelo de 30 pisos.

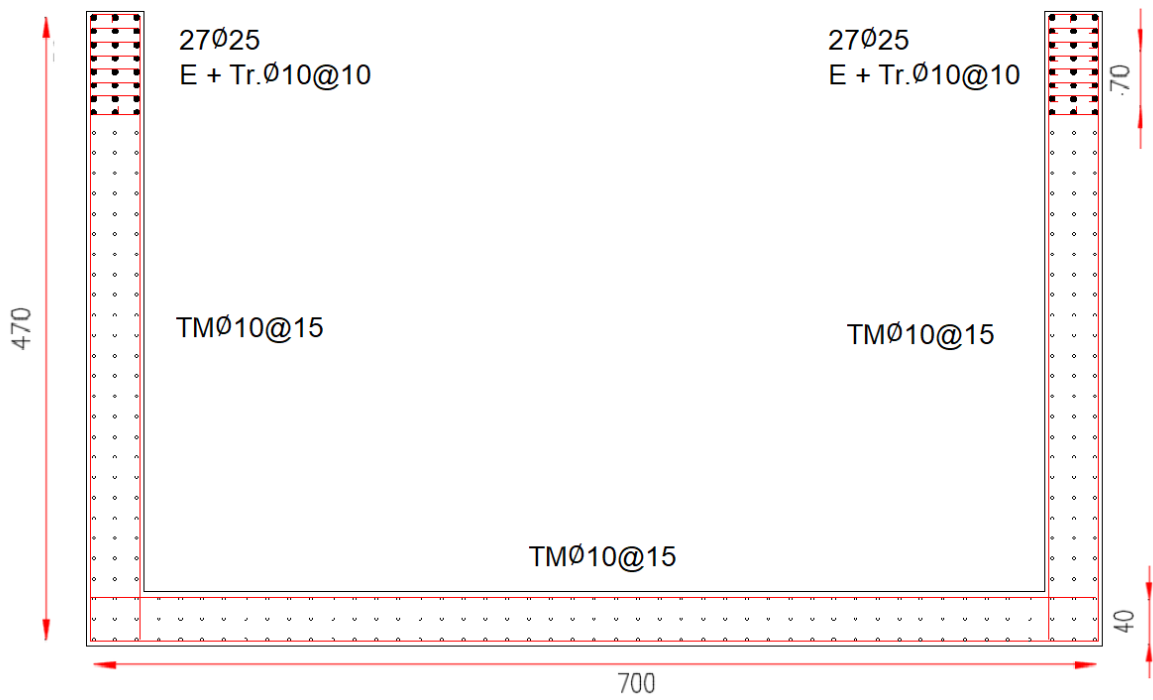


Figura 3.41 Disposición de armadura muro C modelo de 15 pisos.

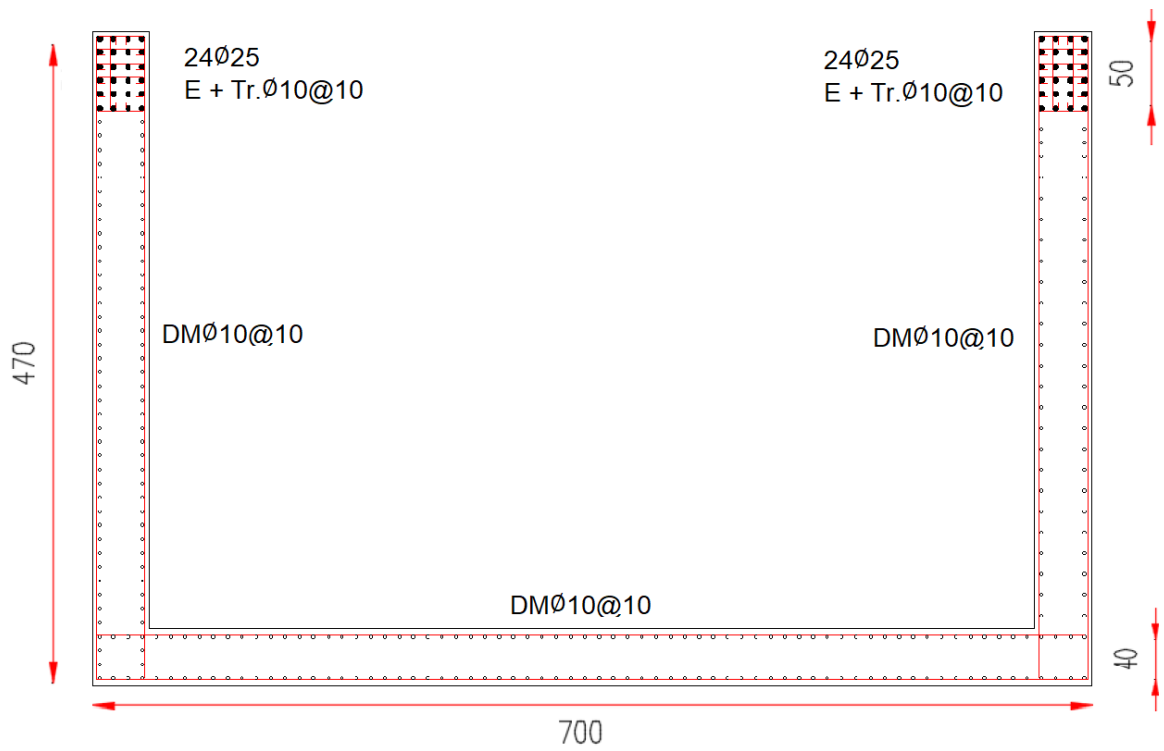


Figura 3.42 Disposición de armadura muro C modelo de 20 pisos.

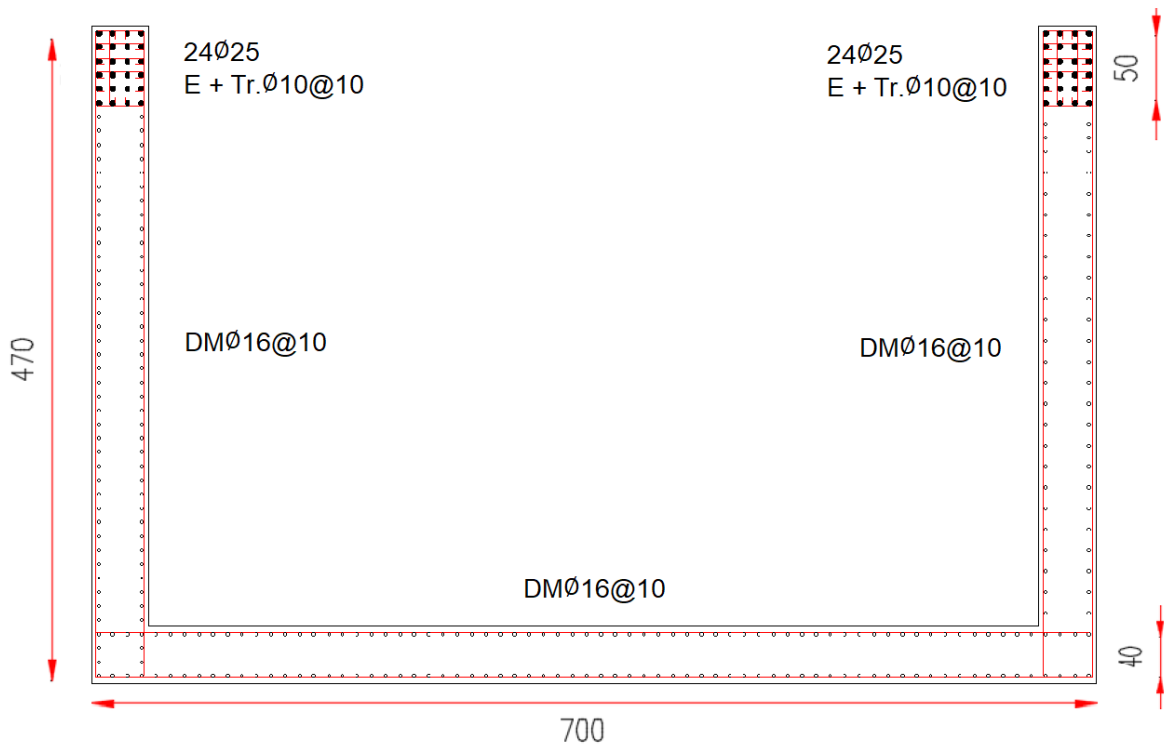


Figura 3.43 Disposición de armadura muro C modelo de 30 pisos.

3.5 Análisis de fundación

Las consideraciones señaladas para este estudio están fundadas en el desarrollo de modelos que incorporen la teoría de la interacción suelo estructura, en base a esto el primer análisis estructural incorporando modelos de suelo es el análisis de la fundación de la estructura. Es así, como en base al modelo de análisis lineal construido en ETABS, se genera un modelo de incorporación de una losa de fundación a nivel de piso, sujeto a propiedades elásticas de suelo. Se incorporan elementos tipo resorte en la base de la estructura con propiedades de suelo asociadas, para realizar un análisis estático y dinámico, y de tal modo verificar la capacidad de soporte del suelo de fundación. Estos elementos se relacionan con la teoría del modelo analítico de suelo realizado por Winkler.

Dentro de los parámetros característicos del suelo utilizado para el modelo, derivan de una caracterización del suelo del centro de la ciudad de Viña del Mar, determinando valores de coeficiente de balasto estáticos y dinámicos, de 1500 tonf/m³ y 4500 tonf/m³ respectivamente.

Mientras que la capacidad de soporte del suelo está determinada para un análisis estático y dinámico, para esto se determinan los límites de tensión admisible en 26 tonf/m² y 32 tonf/m², respectivamente para cada uno de los análisis, esto a partir de las propiedades utilizadas por Vildoso[24] correspondientes a un suelo de tipo arenoso saturado. Las solicitaciones utilizadas para el análisis, son fundadas a partir del análisis modal espectral con el que se llevó a cabo el diseño de cada uno de los elementos estructurales de los edificios.

A modo de ejemplo se presenta el modelo de 30 pisos de altura y los resultados de la presión sobre el suelo en las figuras 3.45, 3.46 y 3.47 una vez realizado el análisis estático y dinámico sobre el mismo, para finalizar se presenta en la tabla 3.17, la variación de periodo existente para los distintos modelos, para demostrar la influencia de la incorporación de un modelo analítico de suelo en la modelación estructural.

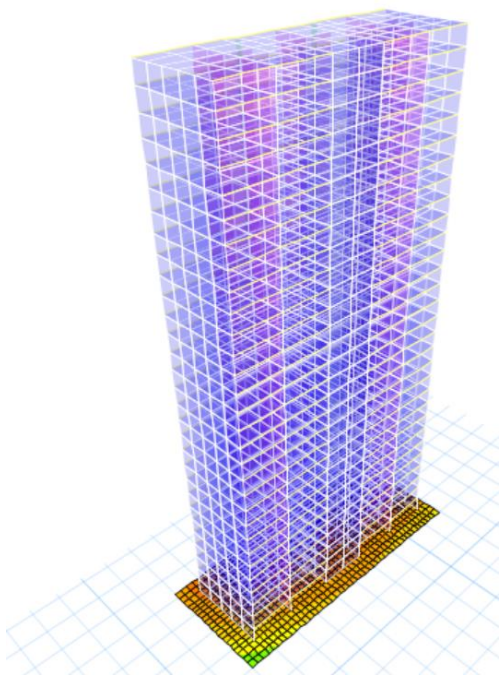


Figura 3.44 Render modelo de fundación de 30 pisos.

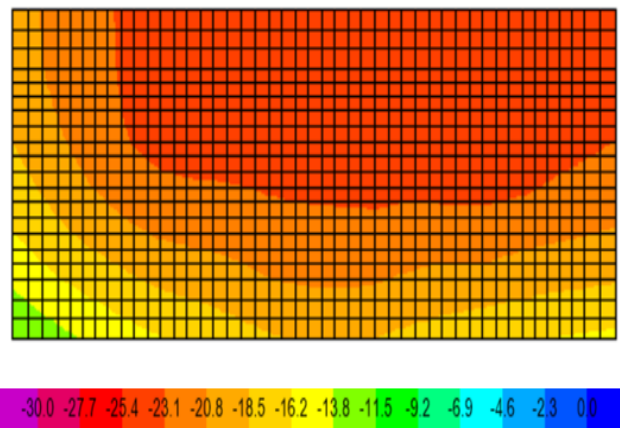


Figura 3.45 Estado de tensiones en el suelo, caso estático, modelo de 30 pisos.

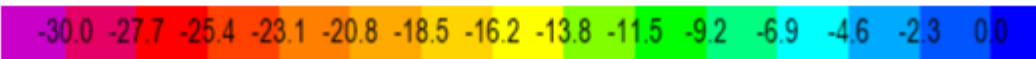
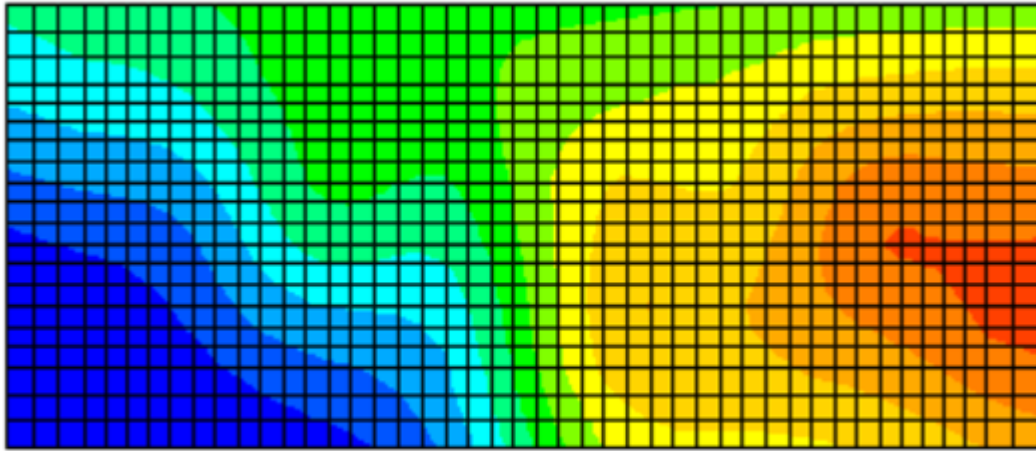


Figura 3.46 Estado de tensiones en el suelo, caso dinámico eje X-X, modelo de 30 pisos.

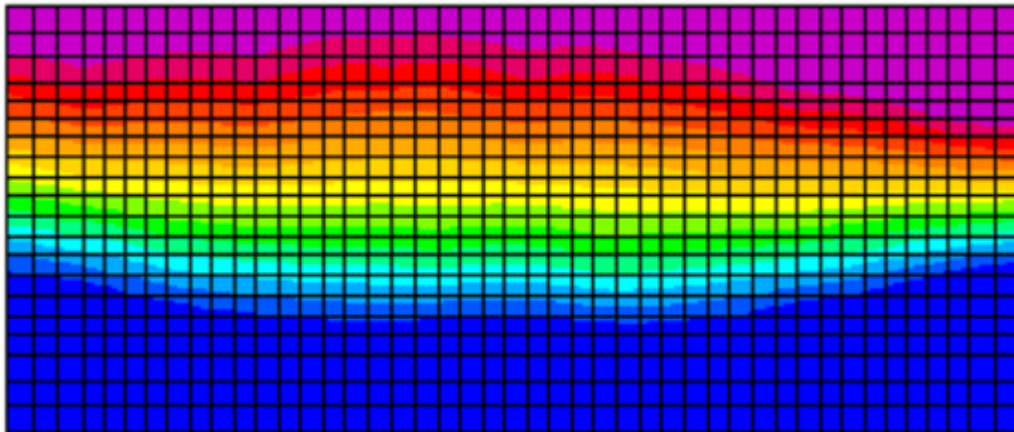


Figura 3.47 Estado de tensiones en el suelo, caso dinámico eje Y-Y, modelo de 30 pisos.

Tabla 3.17 Variación de periodo al incorporar un modelo analítico de suelo en la estructura.

Altura Edificio	Base fija		BAL 1500		BAL 4500	
	Tx (s)	Ty (s)	Tx (s)	Ty (s)	Tx (s)	Ty (s)
15 Pisos	0.669	0.585	1.22	1.26	0.872	0.89
20 Pisos	1.095	0.964	1.39	1.52	1.27	1.23
30 Pisos	1.794	1.704	2.081	2.655	1.945	2.103

Capítulo IV

4. Análisis no lineal incorporando SSI

Una vez finalizado el análisis lineal elástico de los modelos estructurales, se realiza un primer acercamiento a la influencia de la interacción suelo estructura, incorporando el modelo de suelo de Winkler al modelo de base fija. Pero para determinar la real influencia de la incorporación del suelo, es necesario generar modelos de análisis no lineal de los edificios, para generar una visión crítica de los niveles de desempeño de los elementos estructurales.

El programa computacional de análisis estructural Ruaumoko 2D, contiene herramientas de análisis que permiten determinar el comportamiento lineal y no lineal de los elementos estructurales. Es así que se plantea la modelación de los modelos de base fija estudiados y la incorporación de modelos analíticos de suelo a los mismos, a fin de determinar los cambios en la respuesta estructural de los muros que componen la estructura de cada edificio y determinar si existe una relación entre la incorporación de modelos de suelo y el nivel desempeño esperado de la estructura.

La teoría del diseño por desempeño, no solo relaciona deformación con daño, sino que se basa en el comportamiento estructural esperado debido a cierta demanda sísmica. Es por esto que, en primer lugar, se debe determinar la amenaza sísmica utilizada para el estudio. De este modo, se propone realizar el análisis para cinco registros distintos, los cuales varían en base a su naturaleza y duración. De la totalidad de registros, tres corresponden a amenazas sísmicas determinadas en suelo nacional, y corresponden la historia de aceleraciones del terremoto del año 2010, así se tienen los registros de Concepción, Constitución y Viña del Mar. A estos se agregaron dos registros internacionales con características distintas a la amenaza sísmica nacional, que corresponden a registros de menor duración, pero con un PGA superior a los antes descritos, estos registros corresponden a los sismos de Christchurch (2011, New Zealand) y Sylmar (1971, EEUU).

Descrito lo anterior, para realizar el análisis dinámico de la estructura, se generarán tres modelos distintos para cada una de las estructuras. El primer modelo corresponde al de base fija de cada uno de ellos, que será sometido a los cinco registros, y mediante un análisis de tiempo-historia se determinan los resultados más importantes para la investigación. Del mismo modo se generarán los otros dos modelos, los cuales incorporan el SSI al modelo, para de tal forma, comparar el comportamiento de los edificios. Estos dos modelos utilizados incorporan un modelo analítico de suelo en la base del edificio, los modelos desarrollados serán el de Pasternak con dos coeficientes de balasto y en segundo lugar la teoría de Vlazov. Se espera generar controversias entre los tres modelos a fin de definir diferencias y la real influencia de la incorporación de los mismos.

4.1 Análisis tiempo-historia

Como se señaló el programa computacional utilizado para la modelación es Ruaumoko 2D, este software permite realizar modelos de base fija y además la incorporación de los modelos analíticos de suelo. Para esto se generan modelos estructurales basados en la geometría real de la estructura y se integran características reales del comportamiento de los elementos estructurales, para que de esta manera se puedan obtener modelos cercanos a la estructura diseñada con la normativa vigente en la primera parte de este estudio. Además, el programa contiene herramientas que permiten incorporar modelos constitutivos del comportamiento del suelo.

4.1.1 Amenaza sísmica

Se presentan en las figuras 4.1 hasta 4.5 los registros de aceleraciones a partir de los sismos antes señalados, utilizados para el análisis tiempo-historia en el software Ruaumoko 2D.

- Registro Concepción 2010

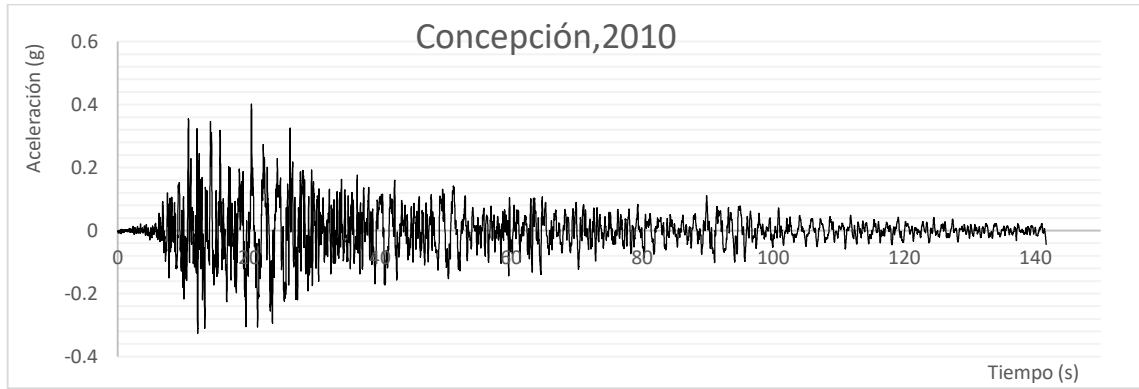


Figura 4.1 Registro de aceleraciones terremoto Chile, 2010 - Concepción.

- Registro Constitución 2010

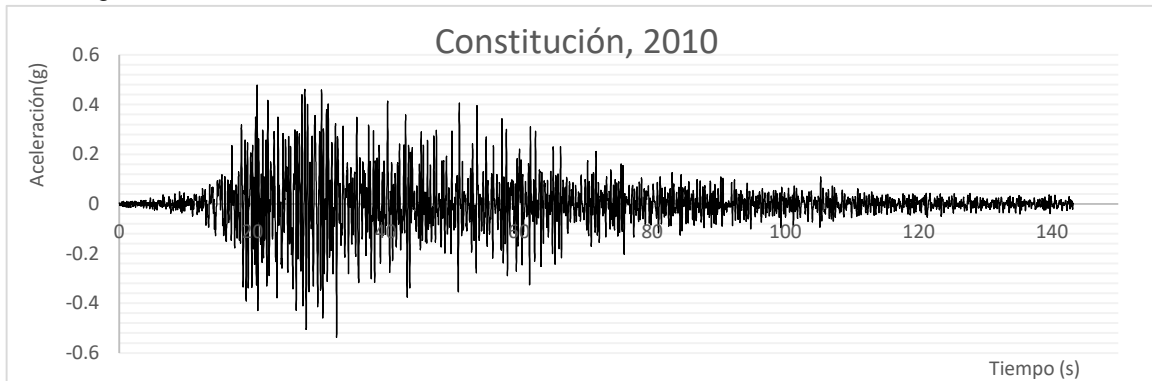


Figura 4.2 Registro de aceleraciones terremoto Chile, 2010 - Constitución.

- Registro Viña del Mar 2010



Figura 4.3 Registro de aceleraciones terremoto Chile, 2010 - Viña del Mar.

- Registro Christchurch (NZ) 2011

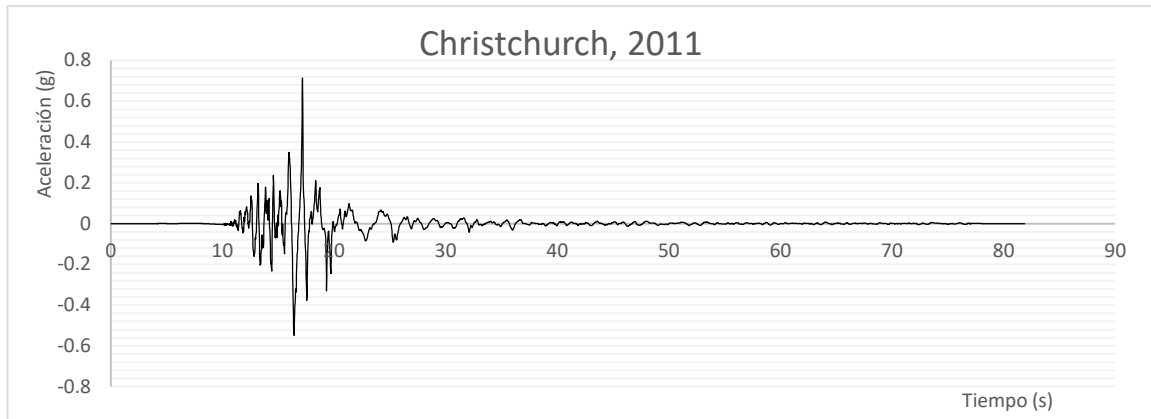


Figura 4.4 Registro de aceleración terremoto New Zealand 2011, Christchurch.

- Registro Sylmar (EEUU) 1971

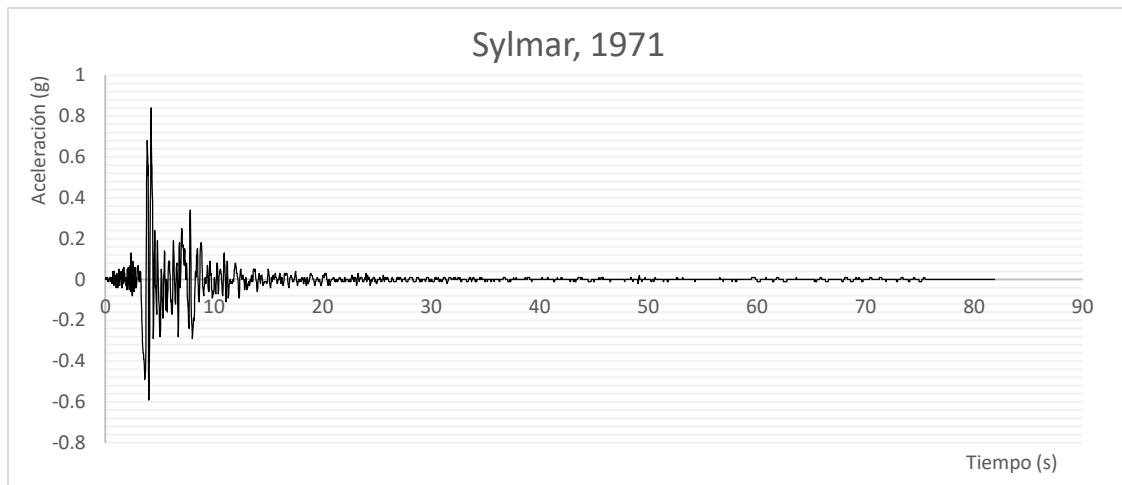


Figura 4.5 Registro de aceleraciones temblor California, 1971 - Sylmar.

4.1.2 Modelo de análisis no lineal

Para la modelación estructural en el programa Ruaumoko 2D, permite la construcción de modelos planos, que no consideran el efecto de la rotación. Los elementos estructurales son modelados considerando sus propiedades inelásticas, la compatibilidad de deformaciones se realiza a nivel de piso para simular el efecto del diafragma rígido, para todas las estructuras se considera un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico.

Para la construcción del modelo se tomaron en cuenta los muros estructurales de más importancia en el modelo, por lo que los muros RC que se comportan como columna no se consideraron producto de tener una rigidez mucho menor que los demás muros.

Para los modelos que consideran el efecto del suelo, se incorpora una fundación con elementos tipo viga que sostienen la estructura, bajo está se simula el efecto del suelo con elementos tipo resorte, los

cuales se extienden a una distancia igual a dos veces el ancho del edificio a ambos lados del modelo, con una separación de resortes de 1.8 metros.

Para la construcción del modelo se consideran criterios para lograr un comportamiento cercano a la realidad de parte de la estructura. El primer criterio a considerar es el comportamiento de los muros empotrados al suelo (modelo base fija) a los cuales se incorporan propiedades inelásticas a los muros en la base y en la zona superior de cada nivel del edificio, lo que permite distribuir de mejor manera los esfuerzos y estos no se concentren en la base del edificio [30] como refleja la figura 4.6.

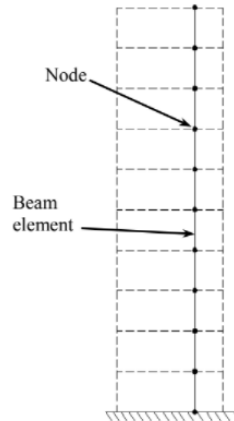


Figura 4.6 Ejemplo genérico disposición de rótulas plásticas, modelo de plasticidad concentrada.[30]

El segundo criterio a considerar es respecto a las propiedades de los elementos estructurales. Los elementos estructurales (muros y vigas) se incorporan al modelo a partir de elementos tipo viga. Para esto se otorgan distintas propiedades de los elementos, como son sus características geométricas, propiedades de los materiales, su capacidad y resistencia, además de incorporar distintas superficies de fluencia y reglas de histéresis, que generan el comportamiento del elemento en el modelo. Estas características son comparadas con el modelo para obtener un comportamiento lo más cercano posible al de los elementos diseñados en el análisis lineal y así lograr reducir el porcentaje de error del análisis.

4.1.3 Modelo estructural

La interfaz del programa computacional Ruaumoko permite la incorporación de las estructuras en formación de ejes de dos dimensiones, en este caso se modelan los ejes correspondientes a los muros estructurales como se ven en la vista en planta de la estructura, esta configuración permite generar un modelo simple de la estructura y obtener resultados apropiados. Cabe señalar que como el modelo solo se realiza en dos dimensiones, se omiten los efectos de torsión en la estructura, por lo que se debe tener en cuenta si es lo que en análisis busca determinar.

Para el análisis se determina una estructura con una razón de amortiguamiento del 5% y una concentración de masa para cada nivel del edificio. Los muros se modelan cada uno en su eje con sus características y geometría determinada en la primera parte de este estudio.

A partir del modelo de base fija, se generan los modelos con la incorporación del suelo. Para esto se genera una losa de fundación con elementos tipo viga rígidos, bajo ellos se incorporan elementos tipo Ground (resortes lineales), que se determinan a partir de la caracterización del suelo y siguen las disposiciones del manual del programa.

4.1.4 Superficies de fluencia para los elementos estructurales

Para caracterizar los elementos estructurales se deben definir superficies de fluencia para los muros y vigas, estas propiedades determinan el comportamiento del elemento estructural. De este modo se definen dos superficies, los muros rectangulares que componen el edificio y las vigas se definen mediante un modelo tipo viga, señalado en el apéndice del manual del software, como se ve en la figura 4.7, en este caso corresponden al modelo de Giberson, en el que se deben incorporar los valores asociados al momento nominal del elemento.

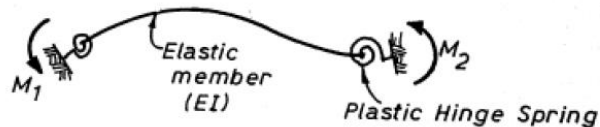


Figura 4.7 Modelo de viga de una componente de Giberson, establecido en manual de Ruaumoko[31].

Para los muros interiores de sección C y T, se incorporan características basadas en el diseño a flexo-compresión, por lo que se deben incorporar los valores asociados al diagrama de interacción de fluencia del elemento, como se dispone en la figura 4.8. Para esto se deben incorporar los valores asociados al muro en estado de fluencia, otorgándose la propiedad de superficie cuadrática de fluencia.

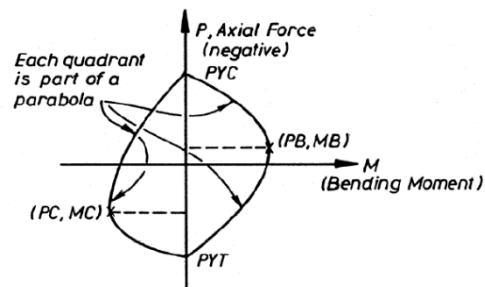


Figura 4.8 Superficie cuadrática de fluencia, establecida en manual de Ruaumoko.

4.1.5 Reglas de histéresis para los elementos estructurales

Dentro de las características más importantes de la modelación se incluye incorporar a cada elemento una regla de histéresis que reproduzca el comportamiento no lineal del elemento, esta caracterización se realiza en base a la regla que se le otorgue al elemento y que reproduzca de mejor manera el comportamiento que podría tener el mismo.

Se utilizarán para la modelación dos tipos distintos de reglas de histéresis, así para los muros rectangulares y las vigas, se le impondrá la regla bilineal de Takeda modificado, que se incorpora en el apéndice de uso de Ruaumoko[32] representado en la figura 4.9. Esta regla se determina a partir de parámetros que dirigen la curva de degradación de la rigidez del elemento, se deben definir valores para los factores α (control de la rigidez en la línea de descarga) y β (control de la rigidez en la línea de recarga), además se añade a este un factor que controla la rigidez posterior a la fluencia del elemento (r). Según el manual del programa el comportamiento del elemento sería el siguiente.

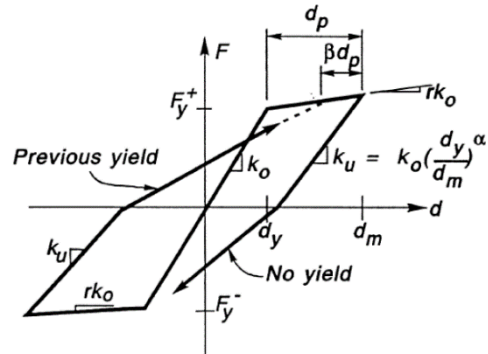


Figura 4.9 Curva de histéresis bilineal de Takeda modificado, según apéndice de Ruaumoko.

Para los muros interiores se utilizará una regla distinta. Para caracterizar el comportamiento inelástico de los muros, se definen la regla trilineal con degradación de SINA, para esto se definen los muros que se plastifican bajo las condiciones señaladas en el manual para esta regla. Los factores asociados a esta regla se determinan a partir del diagrama de momento curvatura de los muros, para esto es necesario determinar valores de momento de agrietamiento (F_{cr}) y el momento de cierre de la grieta (F_{cc}), se debe realizar en el sentido positivo y negativo del elemento, debido a que estos son de geometría irregular. Según el manual la curva representativa es la presentada en la curva 4.10..

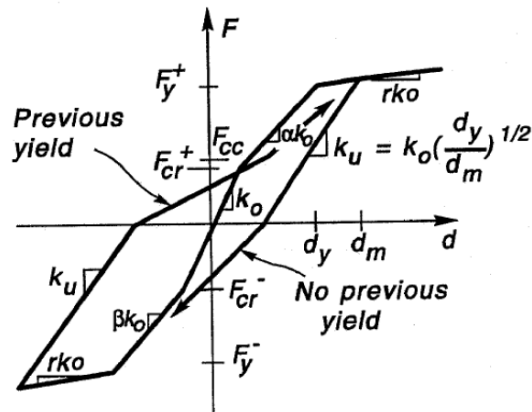


Figura 4.10 Curva de histéresis trilineal con degradación de SINA, según apéndice de Ruaumoko.

4.1.6 Verificación del modelo de análisis no lineal

Para verificar si modelos de análisis no lineal construidos tienen relación con el diseño estructural, se realiza un análisis previo de cada uno de los modelos, para determinar si el comportamiento de los elementos estructurales se aproxima al comportamiento esperado de dichos elementos. Para esto se realiza un análisis dinámico incorporando al modelo una historia de desplazamiento a una altura determinada (a dos tercios de la altura total del edificio), esta historia incurre en la generación de desplazamientos, que generan esfuerzos en la estructura, generando ciclos de degradación en el elemento que posteriormente son comparados con el comportamiento de los elementos diseñados, hasta lograr una aproximación más precisa.

Esta verificación se realiza en cada uno de los modelos antes de realizar el análisis tiempo-historia a fin de obtener resultados más precisos.

A modo de ejemplo se presentan el modelo y el modo en que se realiza la calibración del modelo de edificio de 15 pisos, el modelo bidimensional se presenta en la figura 4.11.

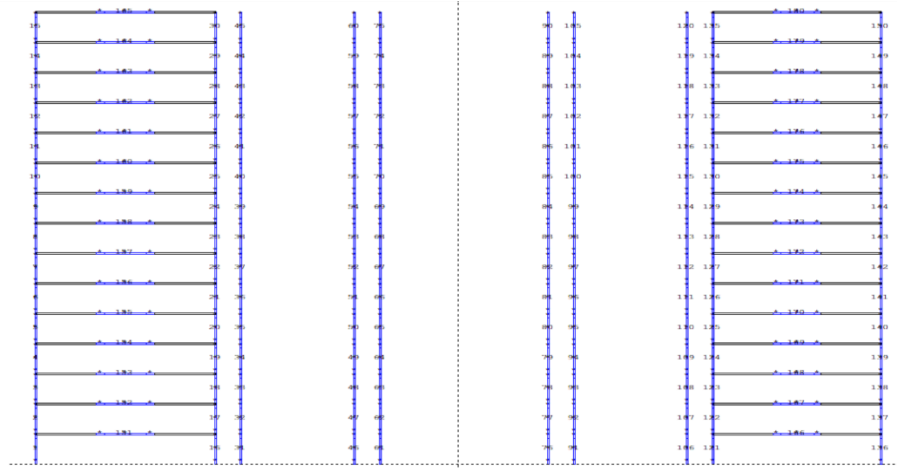


Figura 4.11 Imagen del modelo bidimensional construido en Ruaumoko para el edificio de 15 pisos.

La historia de desplazamiento utilizada, presentada en la figura 4.12, simula un drift máximo de 2.5% de la altura, impuesto a dos tercios de la altura total del edificio. Se construye para generar una mayor cantidad de ciclos de descargas en el elemento, conocido como análisis cíclico estático o análisis pushpull.

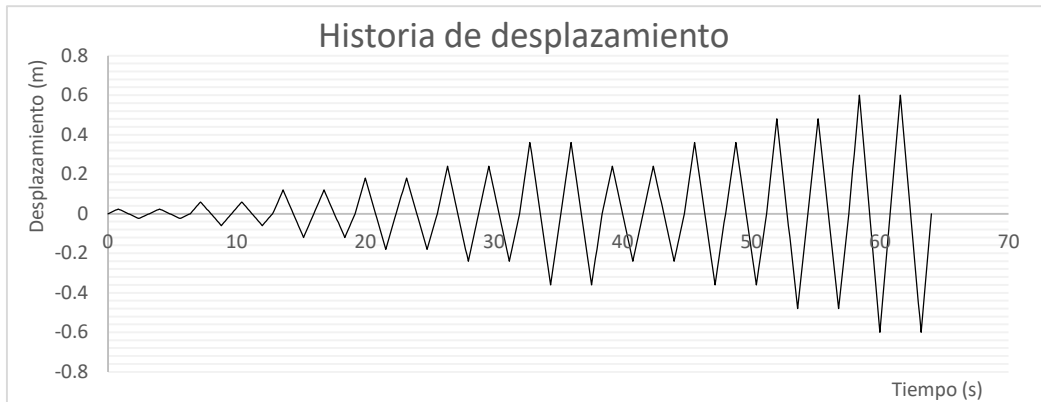


Figura 4.12 Espectro de desplazamiento utilizado para análisis Pushpull en modelo de 15 pisos.

Una vez realizado el análisis se determinó el comportamiento de los elementos con su incurrencia en el rango no lineal y se comparó con las características de los elementos estructurales, llegando a resultados satisfactorios con pequeñas diferencias como se ve en las figuras 4.13, 4.14 y 4.15 que corresponden al comportamiento de los muros R, T y C respectivamente. Los resultados obtenidos para los elementos se presentan a continuación. Donde la curva de color rojo, corresponde al momento curvatura del muro diseñado y en negro los ciclos de respuesta obtenidos a partir del análisis.

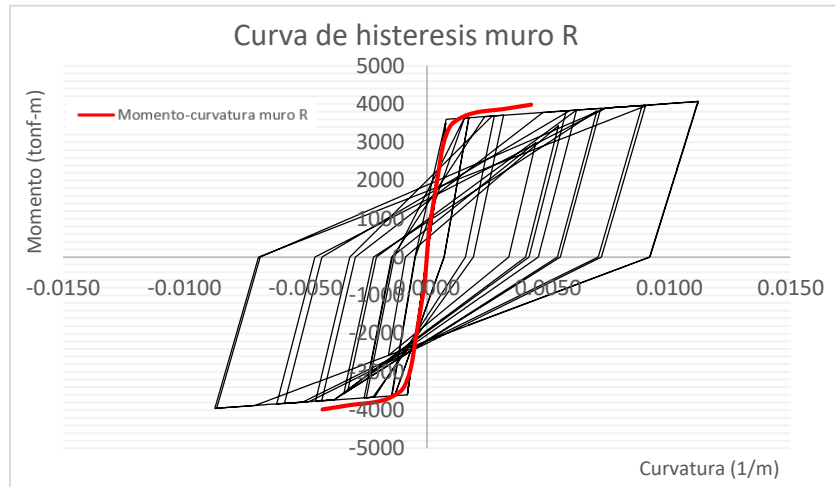


Figura 4.13 Curva de histéresis muro rectangular utilizando el análisis pushpull para modelo de 15 pisos.

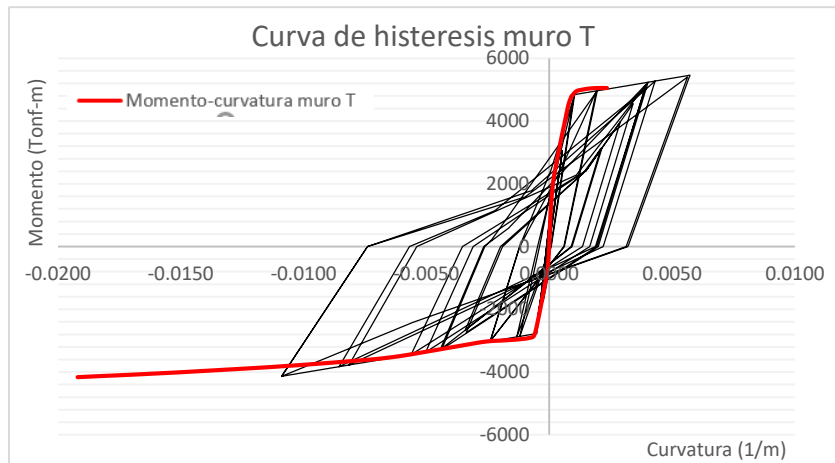


Figura 4.14 Curva de histéresis muro "T" utilizando el análisis pushpull para modelo de 15 pisos.

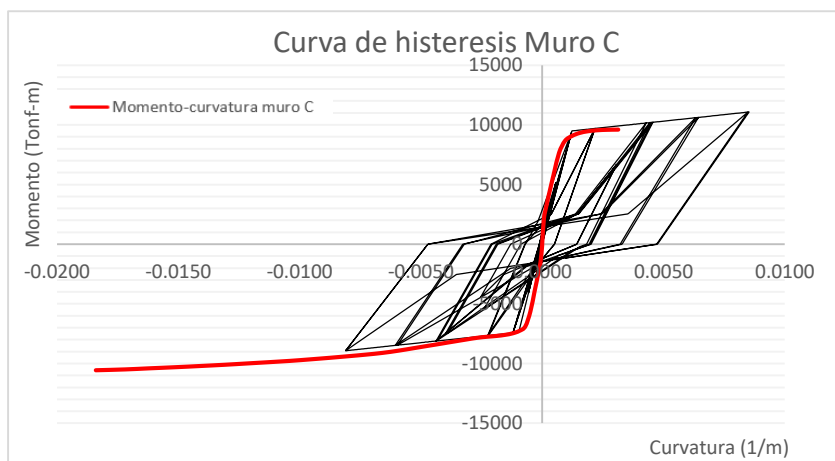


Figura 4.15 Curva de histéresis muro "C" utilizando el análisis pushpull para modelo de 15 pisos.

4.1.7 Incorporación de modelos analíticos de suelo

Una vez construidos y verificados los modelos estructurales, se deben realizar los modelos con la incorporación de la interacción suelo estructura, para esto se incorpora una fundación generando elementos tipo viga rígidos a nivel de suelo, que unen los distintos ejes del modelo de base fija. Se establece un sobre ancho en base al estudio de fundaciones, y se modelan los elementos tipo resorte. La fundación será el soporte de la estructura, bajo estos se incorporan elementos tipo Ground, que según el manual[30] funcionan como elementos para caracterizar el suelo, como se ve en la figura 4.16.

Los elementos tipo Ground se determinan primero por el tipo de modelo analítico de suelo que se quiere utilizar, a partir del tipo de modelo utilizado se deben integrar los valores asociados a la caracterización del suelo, esto quiere decir factores como la rigidez axial, el coeficiente de balasto y el módulo de corte del suelo[32]. A partir del manual del programa se tiene el esquema de funcionamiento del elemento tipo Ground.

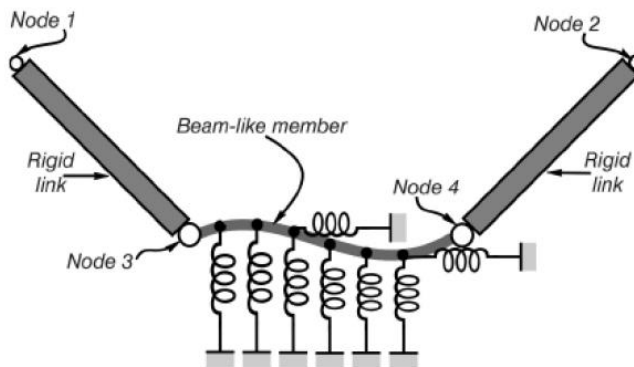


Figura 4.16 Modelación de elemento tipo suelo según manual de Ruaumoko.

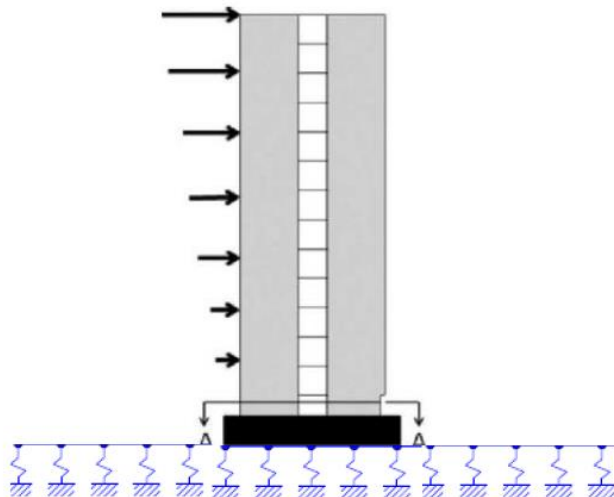


Figura 4.17 Ejemplo genérico de modelación incorporando el elemento suelo.

Capítulo V

5. Análisis de resultados

En este capítulo se presentarán los resultados más relevantes de los modelos no lineales construidos en el **Capítulo IV**, en primera instancia se presentan los resultados obtenidos del modelo de base fija y a posterior la comparativa con los modelos que incorporan el suelo.

Posteriormente, se presentan para los modelos de base fija los resultados de los periodos fundamentales, desplazamientos relativos de piso y desplazamientos absolutos, los esfuerzos de corte y momento en los muros de mayor relevancia del modelo, con ello se busca visualizar la variación de los mismos frente a los distintos registros de aceleraciones utilizados en el análisis dinámico, se presentan de manera inicial para uno de los modelos construidos y un resumen de los resultados para cada uno de los sismos.

En la segunda parte de este capítulo se presentan los resultados obtenidos de los modelos que incorporan la influencia del suelo. La comparación se determina para el sismo que causa los mayores esfuerzos en los modelos, a fin de ejemplificar los resultados de más importancia en este trabajo. Se comparan los periodos fundamentales de la estructura al añadir el efecto del suelo en el modelo, luego se enseña la variación de la distribución de esfuerzos para uno de los sismos, para el modelo de base fija y los dos modelos de suelo. Para finalizar los resultados, se presenta la variación de la deriva de piso y el desplazamiento absoluto en cada uno de los modelos de base y fija y suelo, una vez se realizó el análisis tiempo-historia con cada uno de los registros de aceleraciones, esto permitirá determinar la variación de los desplazamientos para cada amenaza sísmica, lo que reflejará en gran medida la influencia del suelo en los modelos.

Para finalizar se tiene un análisis de los resultados y la variación del desplazamiento objetivo que es la variable en la que se basan los límites de desempeño globales de la estructura. Se analizan los resultados finales y las conclusiones que determinarán si las hipótesis iniciales creadas en este estudio se cumplen. Además, se añaden distintos comentarios de los resultados obtenidos en cada una de las secciones de este capítulo.

5.1 Resultados modelo de base fija

Una vez realizada la calibración de los elementos estructurales de cada uno de los modelos, mediante el análisis pushpull, se recopilaron los antecedentes más importantes a partir del análisis tiempo-historia realizado en cada uno de los modelos con los distintos registros sísmicos. Los resultados se presentarán de manera resumida y seguirán el siguiente orden; en primer lugar, la comparación de los periodos fundamentales de la estructura, para verificar la variación y si estas tienen relación con la aproximación señalada en DSN°61[28]. En segundo lugar, se presentan los diagramas de esfuerzos de corte y momento en el muro "R" inferior, y el muro "C" y "T" del eje central de los modelos, se muestran los resultados gráficos de uno de los modelos y a posterior un resumen gráfico de los valores máximos en cada uno de ellos, junto a su variación en cada uno de los edificios, además de indicar que muros tienen un comportamiento no lineal debido a la demanda sísmica. Por último, se presentan las derivas de piso y desplazamientos absolutos siguiendo la misma línea anterior.

5.1.1 Período fundamental

El periodo fundamental de la estructura es uno de los primeros criterios que deben tomarse en cuenta al momento de construir el modelo. Al ingresar los parámetros de los muros que constituyen el modelo estructural, uno de los parámetros solicitados es la inercia agrietada del elemento, por lo existen variaciones con el modelo lineal elástico, según las consideraciones del DS N°61 se estipula que el período de agrietamiento se puede aproximar a 1.5 veces el periodo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, esto si no se tiene en consideración la degradación de la rigidez debido al agrietamiento del hormigón y la influencia de acero. Como el modelo trabaja directamente con esta consideración, los valores del periodo obtenidos en los modelos construidos no deberían exceder esta aproximación señalada en la normativa vigente, el resumen se presenta en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Comparación de períodos fundamentales de modelos construidos en ETABS y Ruaumoko.

Modelo	15 Pisos (s)	%Masa	20 Pisos (s)	%Masa	30 Pisos (s)	%Masa
BF - ETABS	0.585	66	0.964	65.2	1.704	63.4
BF - RUAUMOKO	0.739	66	1.21	65	2.484	63

Esta primera comparación funciona como una calibración inicial de los modelos. Según lo estipulado en la normativa el periodo agrietado se puede aproximar a 1.5 veces el periodo fundamental de la estructura, en este caso Ruaumoko utiliza las secciones incorporando el efecto del agrietamiento en las secciones lo que se cumple en los modelos de base fija construidos. El porcentaje de masa efectiva del modo no tiene mayor variación para los modelos.

5.1.2 Diagramas de corte y momento en muros

Las fuerzas internas en los muros muestran la distribución de los mismos en la altura del edificio, esto sirve para verificar si los modelos distribuyen de manera correcta los esfuerzos provocados por la fuerza sísmica. Para demostrar esta distribución se presentan en primera instancia los valores asociados a uno de los modelos y los resultados de los esfuerzos en todos sus niveles, a posterior a modo de resumen se presentan los resultados más relevantes para cada uno de los modelos y a la respectiva amenaza sísmica utilizada en el análisis. Se definen los valores máximos y en qué casos existe fluencia de alguno de los elementos sísmicos.

Los diagramas de momento y corte presentados a continuación en las figuras 5.1 y 5.2 corresponden al modelo de 15 pisos de altura con base fija sometido a los distintos registros de aceleración. Se muestran para cada uno de los muros de mayor relevancia en el estudio.

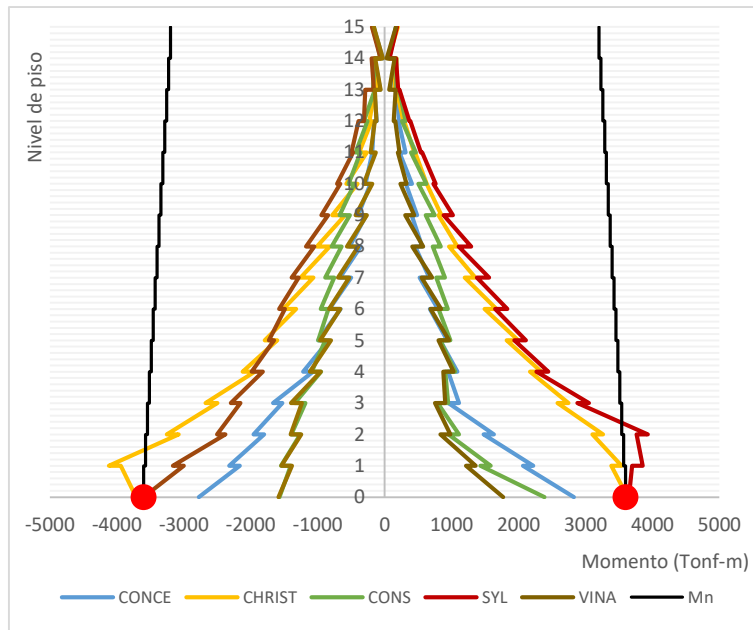


Figura 5.1 Diagrama de momento muro "R" modelo de 15 pisos según análisis dinámico.

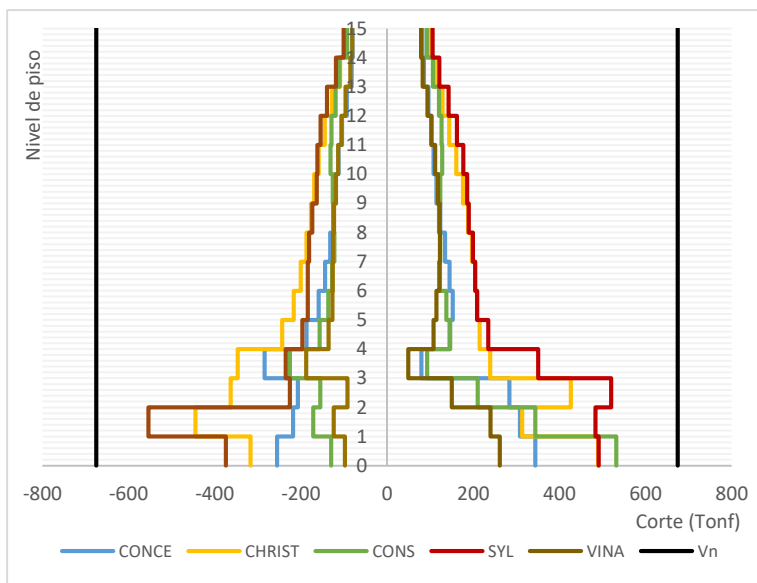


Figura 5.2 Diagrama de corte muro "R" modelo de 15 pisos según análisis dinámico.

De los diagramas de fuerzas internas se pueden ver que el muro R, no está sujeto a valores de corte superiores al corte nominal de la sección, en ninguno de los casos, como se ve en la figura 5.2.

Del diagrama de momento se puede ver los niveles que sobrepasan el valor asociado al momento de fluencia del muro, en rojo se puede ver el valor indicado en el modelo construido, por lo que en los casos donde se supera el momento de fluencia se determina que los muros fluyeron logrando alcanzar un comportamiento no lineal. Cabe destacar un cambio en el valor del momento a nivel de cada piso, lo que indica un traspaso de esfuerzos en el muro producto del acoplamiento entre muros producido por la viga.

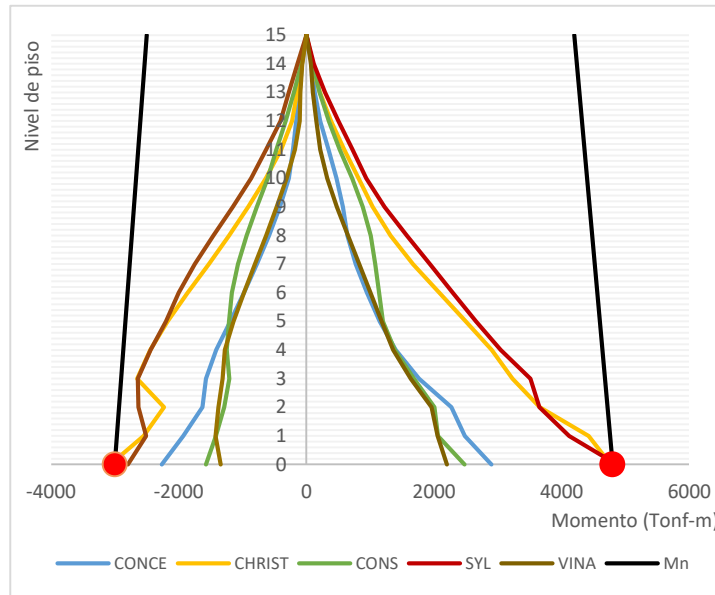


Figura 5.3 Diagrama de momento muro "T" modelo de 15 pisos según análisis dinámico.

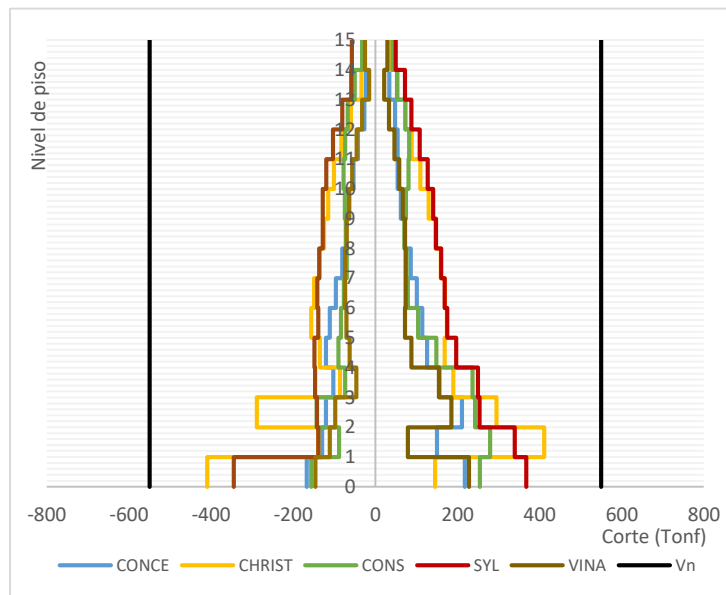


Figura 5.4 Diagrama de corte muro "T" modelo de 15 pisos según análisis dinámico.

De igual modo, el muro de sección T no presenta cortantes superiores al valor del corte nominal, como se ve en la figura 5.4. Mientras el diagrama de momento en cada nivel esta vez presenta una curva sin acoplamiento tal cual se generó en el diseño, como se ve en la figura 5.3. Se puede ver los muros que sobrepasan el momento de fluencia del muro, lo que ocurre en ambas direcciones del mismo para los registros de Christchurch y Sylmar.

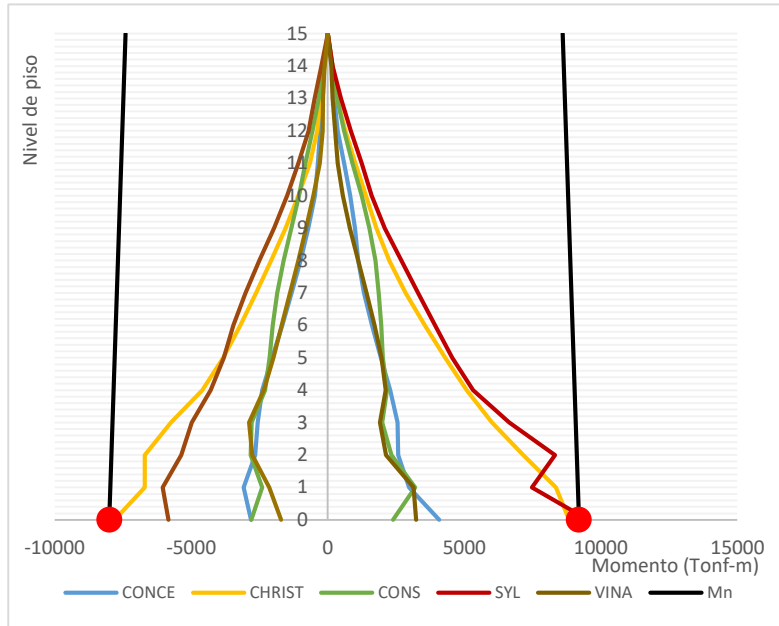


Figura 5.5 Diagrama de momento muro "C" modelo de 15 pisos según análisis dinámico.

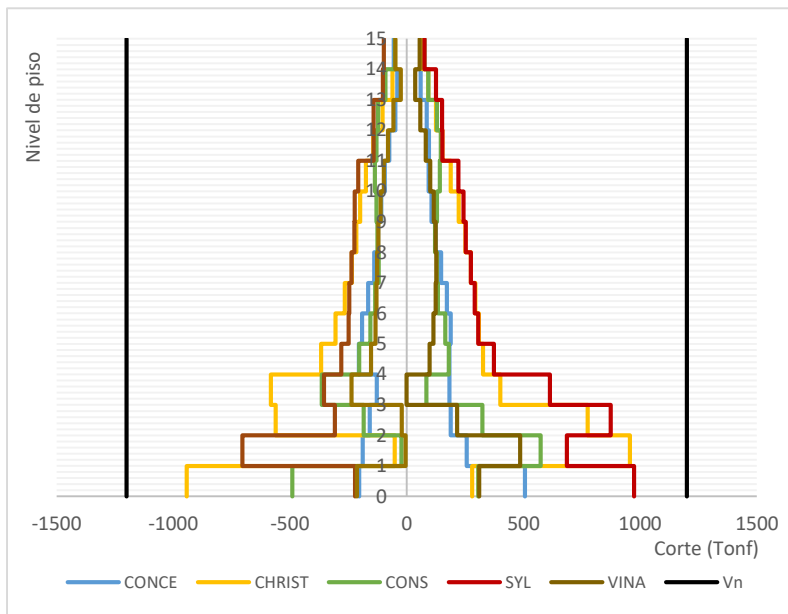


Figura 5.6 Diagrama de corte muro "C" modelo de 15 pisos según análisis dinámico.

Para el modelo de 20 pisos de altura se tiene una configuración de momento y corte como la anterior, por lo que sus resultados se presentarán en un resumen final. Ahora para el caso del modelo de 30 pisos de altura se tienen diferencias, ya que el muro rectangular presenta una geometría distinta y corresponde a un muro masivo de más de 11 metros de longitud y no se encuentra la presencia de las vigas de acople, como se ve en la figura 5.7. Además, para los edificios de mayor altura la distribución de esfuerzos tiende a ser diferente y en este caso se demuestra ya que el movimiento del edificio tiende a comportarse con la configuración de su segundo modo de vibrar, para mostrar evidencia de esto se presentan los resultados de los esfuerzos para los muros del edificio de 30 pisos.

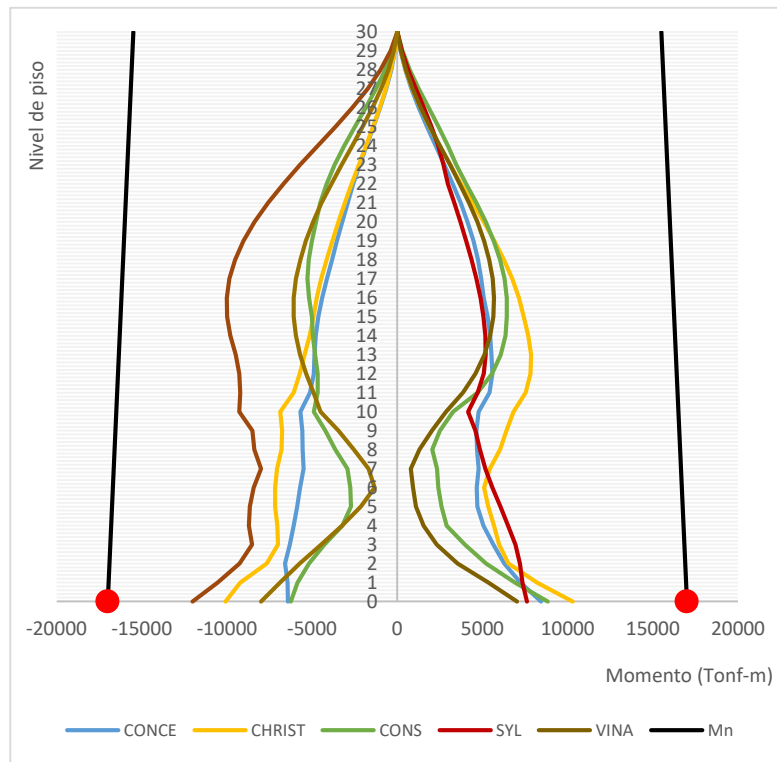


Figura 5.7 Diagrama de momento muro "R" modelo de 30 pisos según análisis dinámico.

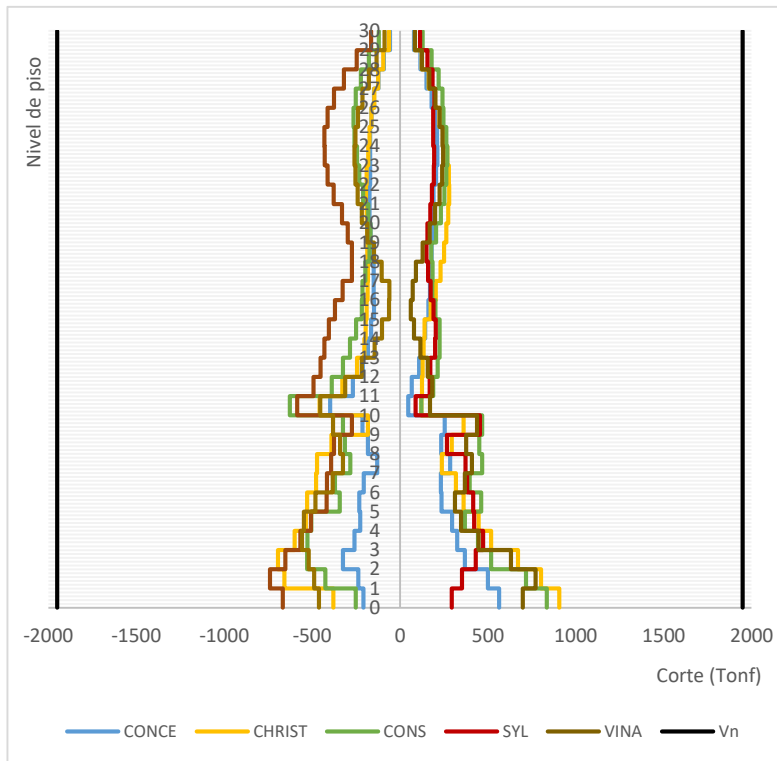


Figura 5.8 Diagrama de corte muro "R" modelo de 30 pisos según análisis dinámico.

De esta configuración de esfuerzos, se marca la diferencia con respecto al muro rectangular de los otros modelos, donde no existe un acoplamiento del muro, debido a la nula presencia de acople en el elemento muro. Ahora queda claro la existencia de un cambio en la distribución de los esfuerzos, donde existe una variación en la curva para los pisos superiores, pronunciándose hacia valores mayores, lo que tiene directa relación con la tendencia del modelo a desplazarse como el segundo modo de vibrar.

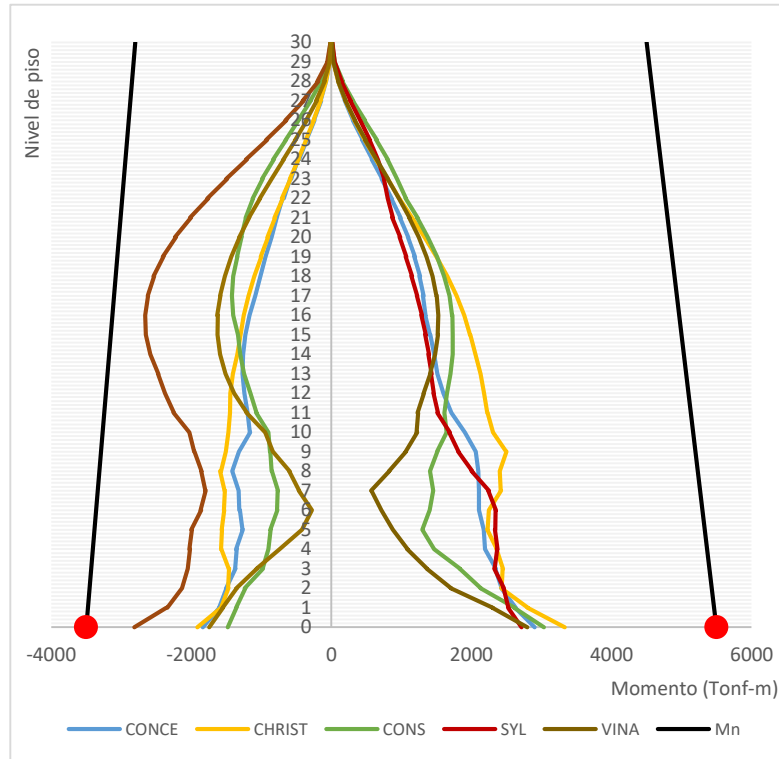


Figura 5.9 Diagrama de momento muro "T" modelo de 30 pisos según análisis dinámico.

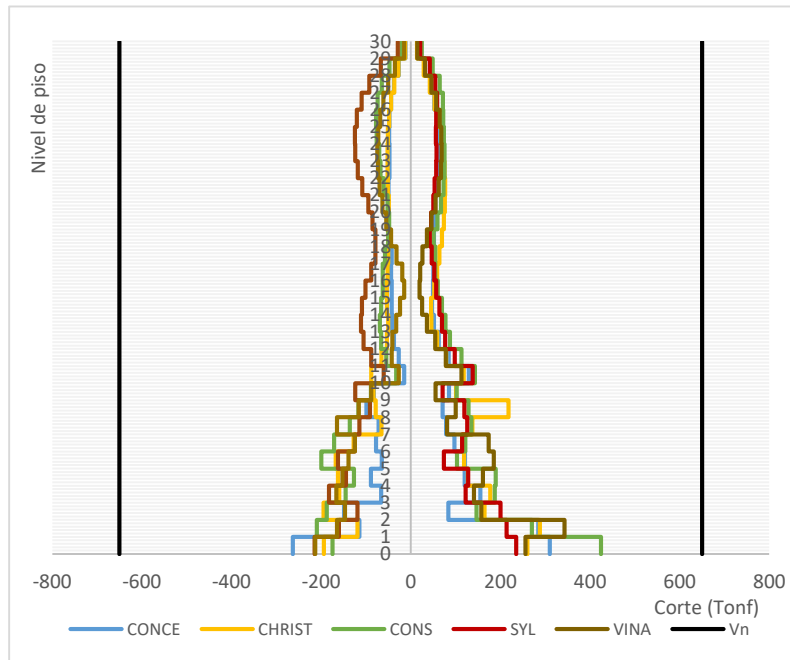


Figura 5.10 Diagrama de corte muro "T" modelo de 30 pisos según análisis dinámico.

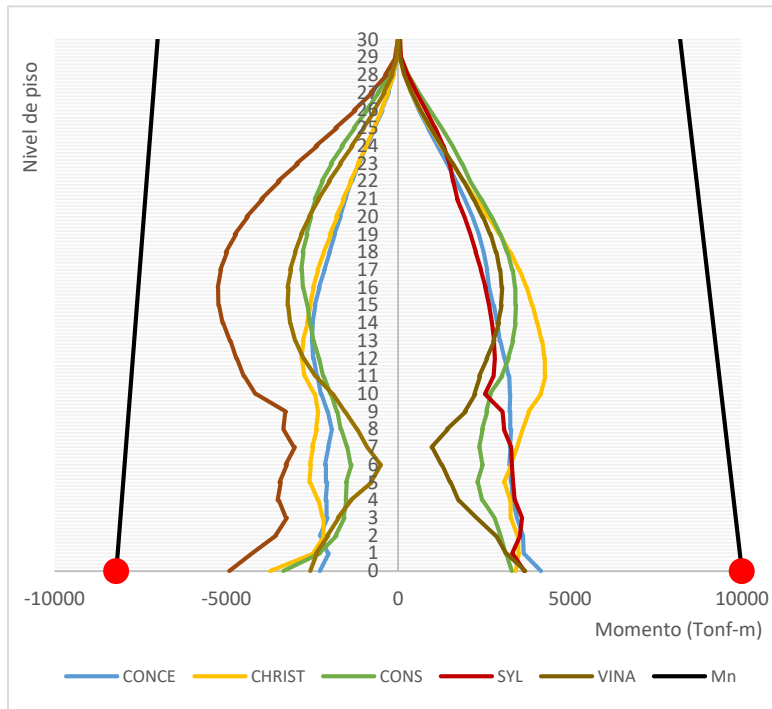


Figura 5.11 Diagrama de momento muro "C" modelo de 30 pisos según análisis dinámico.

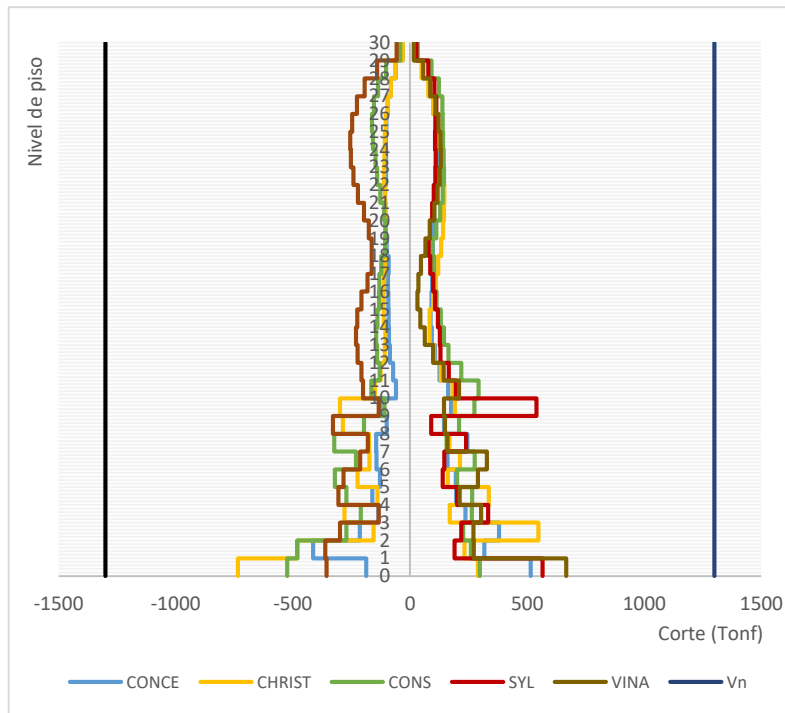


Figura 5.12 Diagrama de corte muro "C" modelo de 30 pisos según análisis dinámico.

La distribución de momento en los muros de sección T y C, indican una tendencia a incrementarse en los niveles intermedios. Ahora en cuanto a comparación entre los modelos de 15 y 20 pisos de altura, se desglosa una menor sollicitación de los muros, debido a que no hubo fluencia en ninguno de los

casos, lo que se puede deber a la presencia de un muro R de mayor resistencia y también a la naturaleza del movimiento, al tener un periodo fundamental más grande.

Los modelos para los edificios de 20 y 30 pisos respectivamente, siguieron el proceso de construcción geométrica, calibración y posterior análisis dinámico construyéndose los diagramas de esfuerzo de igual modo que los resultados presentados. A modo de resumen, se presentan los resultados de esfuerzos de corte y momento máximos obtenidos de los tres modelos de base fija, para cada amenaza sísmica en las figuras 5.13, 5.14 y 5.15.

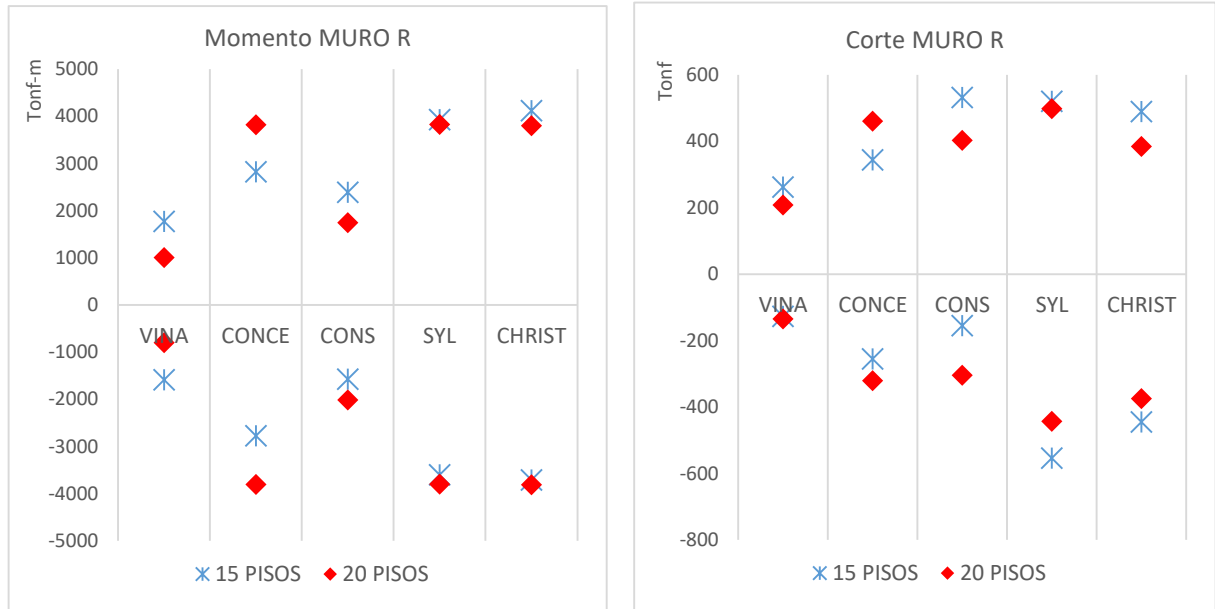


Figura 5.13 Resumen de valores máximos de momento y corte en el muro "T" para los cinco registros.

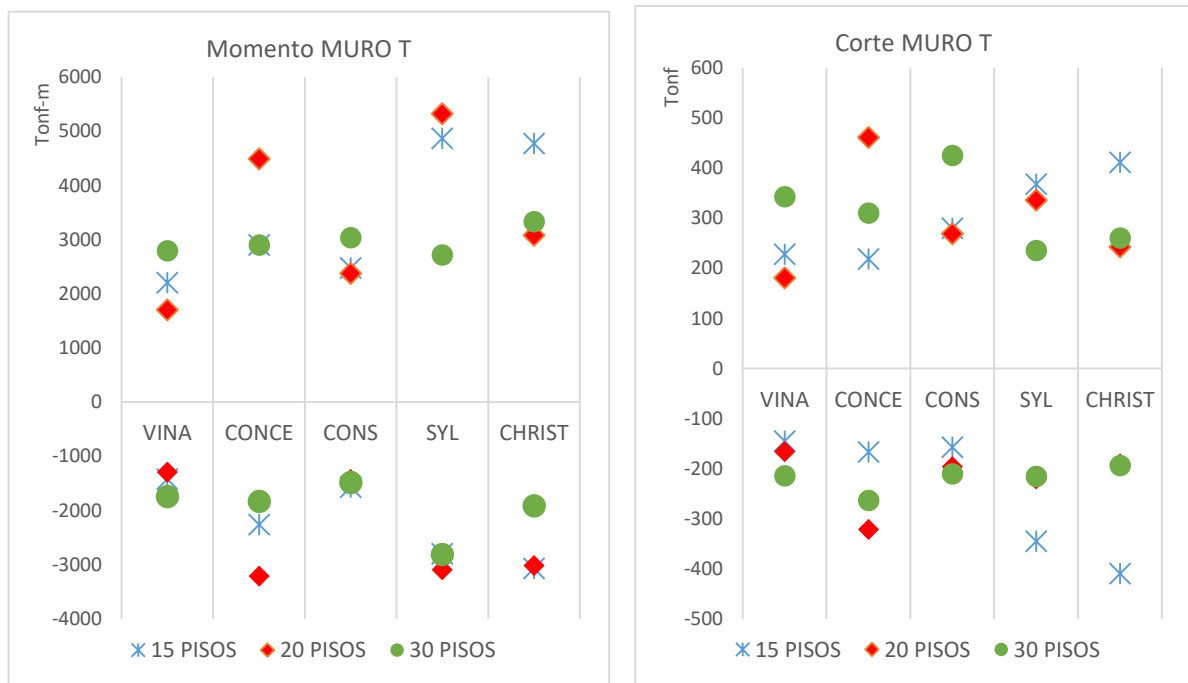


Figura 5.14 Resumen de valores máximos de momento y corte en el muro "R" para los cinco registros.

Para el muro rectangular solo se comparan los resultados del modelo de 15 y 20 pisos debido a que la geometría y resistencia del modelo de 30 pisos es distinta.

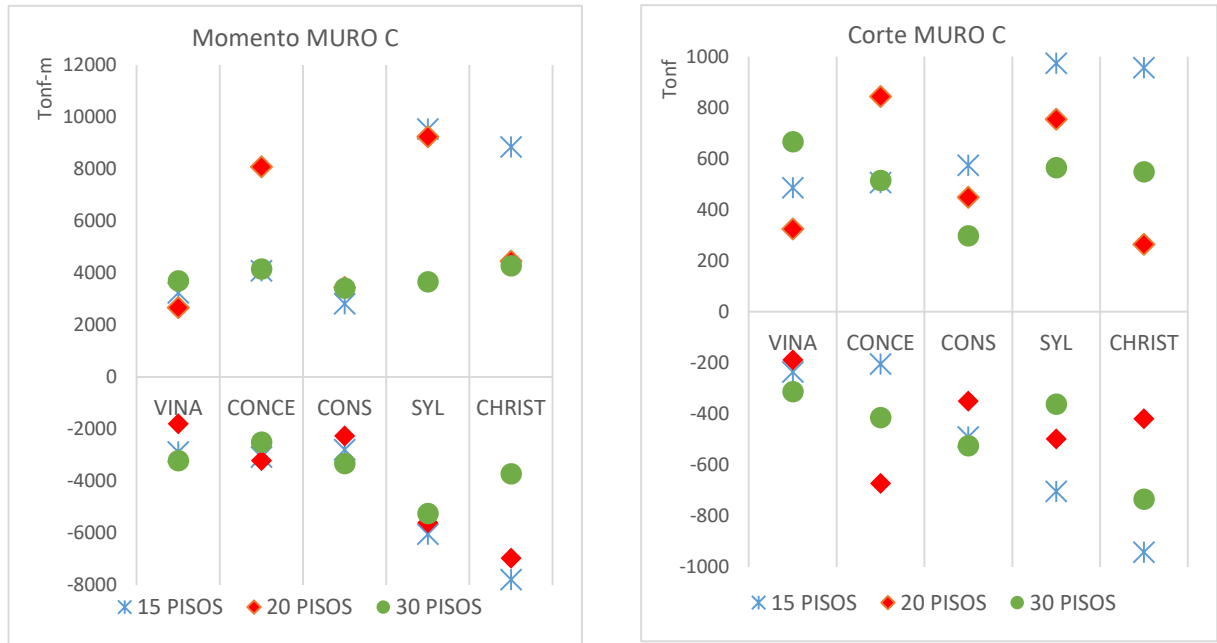


Figura 5.15 Resumen de valores máximos de momento y corte en el muro "C" para los cinco registros.

Para finalizar el resumen del comportamiento de los muros estructurales, se presentan las curvas de comportamiento histórico de los muros que se sometieron a un esfuerzo que supero la superficie de fluencia estipulada en los modelos, en este caso se presentan los resultados de uno de los sismos en los que se infringe un estado de fluencia y el elemento trabaja en su rango no lineal, en este caso corresponde al registro de Christchurch, que logra una mayor cantidad de ciclos de carga en los muros del modelo de 15 pisos como se ve en las figuras 5.6 y 5.17, mientras que para los elementos del .modelo de 20 pisos se muestran los resultados del registro de Concepción, en el que se tiene fluencia de muros y viga presentados en las figuras 5.18 y 5.19.

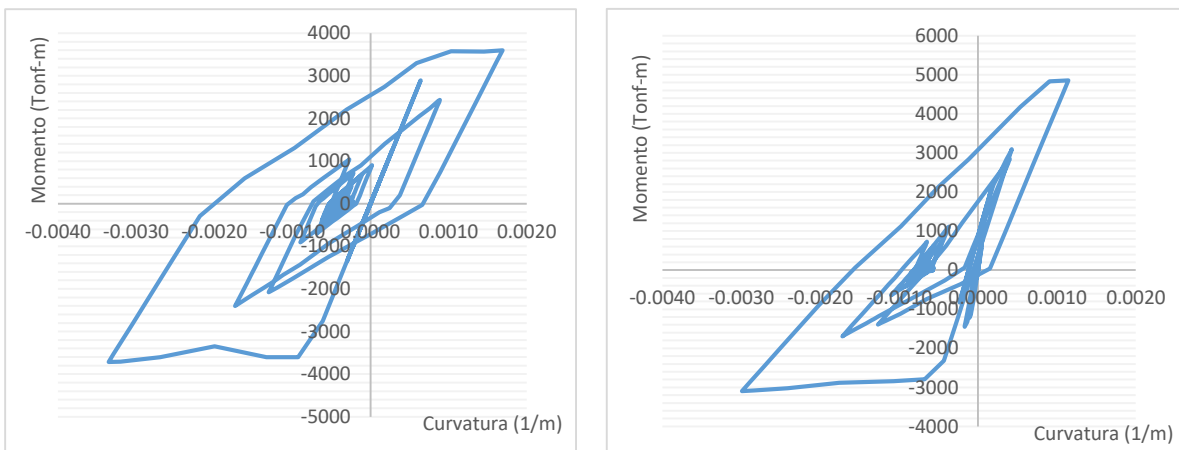


Figura 5.16 Comp. histéretico modelo 15 pisos, izquierda muro "R", derecha muro "T", registro Christchurch.

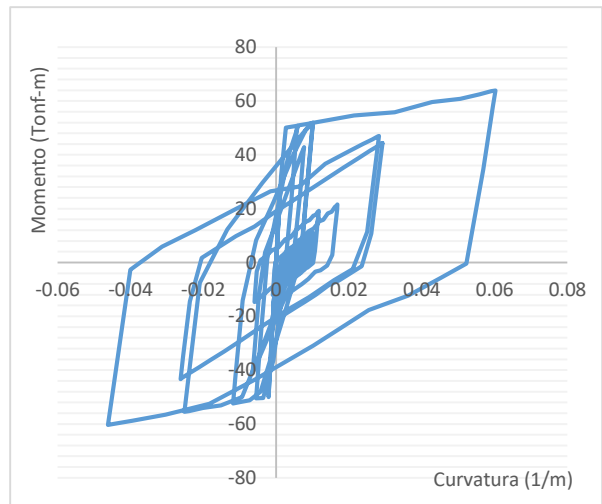
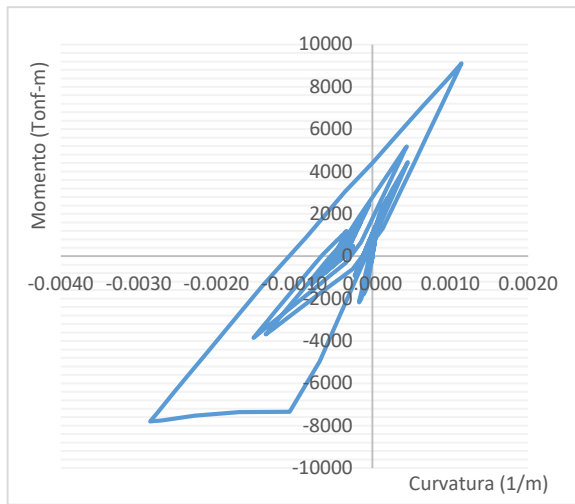


Figura 5.17 Comp. histéretico modelo 20 pisos, izquierda muro "C", derecha viga acople, registro Christchurch.

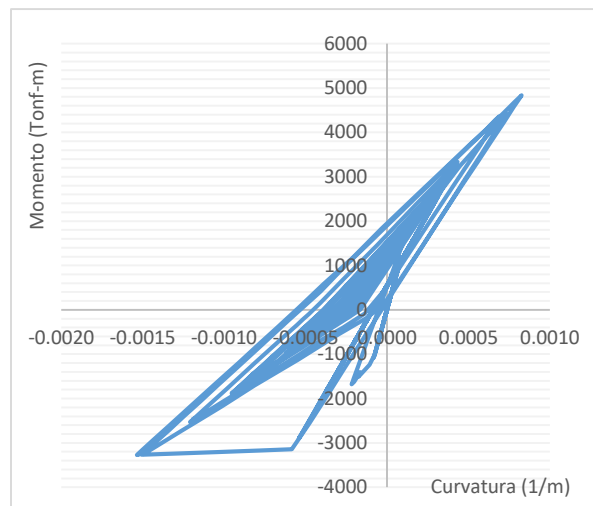
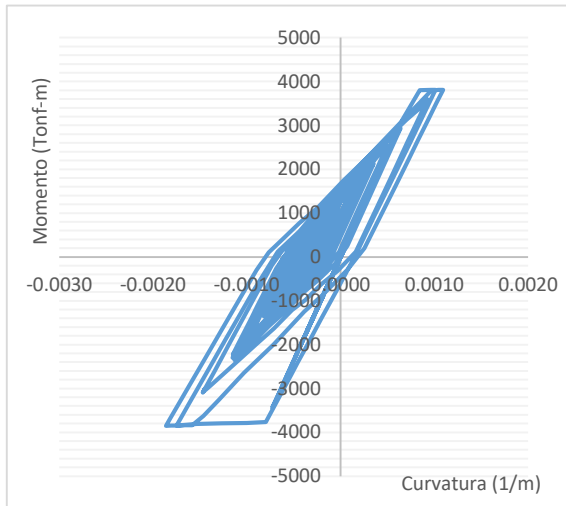


Figura 5.18 Comp. histéretico modelo 20 pisos, izquierda muro "R", derecha muro "T", registro Concepción.

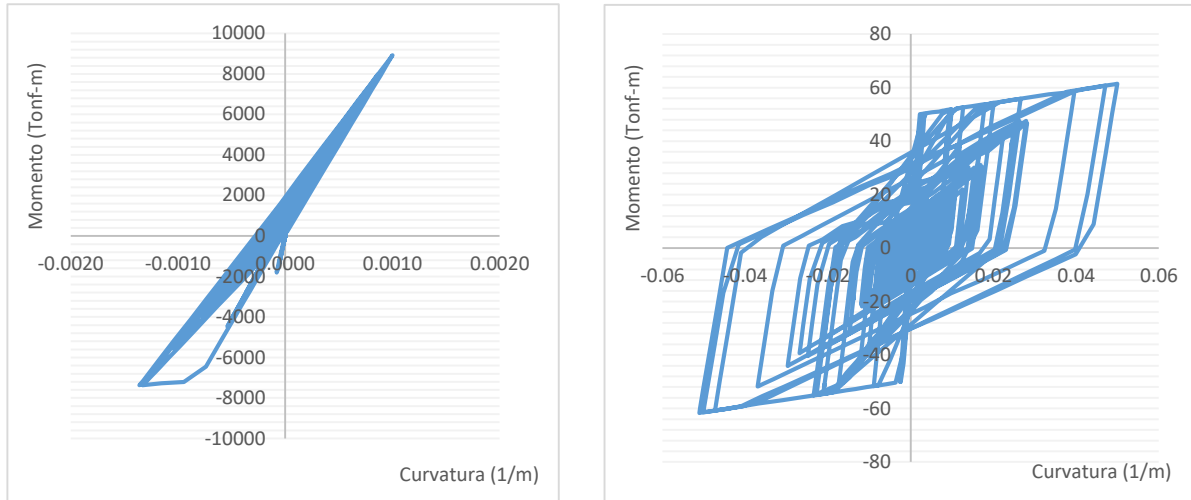


Figura 5.19 Comp. histéretico modelo 20 pisos, izquierda muro "R", derecha viga acople, registro Concepción.

Para finalizar se tiene un resumen con el estado de fluencia de los ejes estudiados, en la tabla 5.2 se detallan los elementos de los modelos que desarrollaron un comportamiento no lineal en alguno de sus muros.

Tabla 5.2 Resumen de estado de fluencia de muros de los modelos para cada registro.

Modelo	Muro	VINA	CONCE	CONS	SYL	CHRIST
15 Pisos	Muro R	No Fluye	No Fluye	No fluye	Fluencia en los niveles 1 y 2	Fluencia en los niveles 1 y 2
	Muro T	No Fluye	No Fluye	No fluye	Fluencia en el primer nivel	Fluencia en el primer nivel
	Muro C	No Fluye	No Fluye	No fluye	Fluencia en el primer nivel	Fluencia en el primer nivel
20 Pisos	Muro R	No Fluye	Fluencia en los niveles 1 y 2	No fluye	Fluencia en los niveles 1,2 y 3	Fluencia en los niveles 1,2 y 3
	Muro T	No Fluye	Fluencia en el primer nivel	No fluye	Fluencia en el primer nivel	No fluye
	Muro C	No Fluye	Fluencia en el primer nivel	No fluye	Fluencia en el primer nivel	No fluye
30 Pisos	Muro R	No Fluye	No fluye	No fluye	No fluye	No fluye
	Muro T	No Fluye	No fluye	No fluye	Fluencia en el primer nivel	No fluye
	Muro C	No Fluye	No fluye	No fluye	Fluencia en el primer nivel	No fluye

5.1.4 Desplazamiento relativo entrepisos

Uno de los factores de mayor importancia en la determinación del nivel de desempeño esperado de un edificio a raíz de un evento sísmico relevante, es el desplazamiento relativo entre pisos.

Los valores asociados al desplazamiento relativo entre piso tienen directa relación con el tipo de registro, a raíz de esto se busca comparar una relación entre los distintos registros y la deriva de piso, para asimilar si la naturaleza del evento puede afectar más o menos al modelo según la altura del mismo.

A continuación, se presentan los diagramas de drift, para las distintas alturas de edificación, asociados a cada uno de los sismos. La figura 5.20 corresponde al drift en el modelo de 15 pisos.

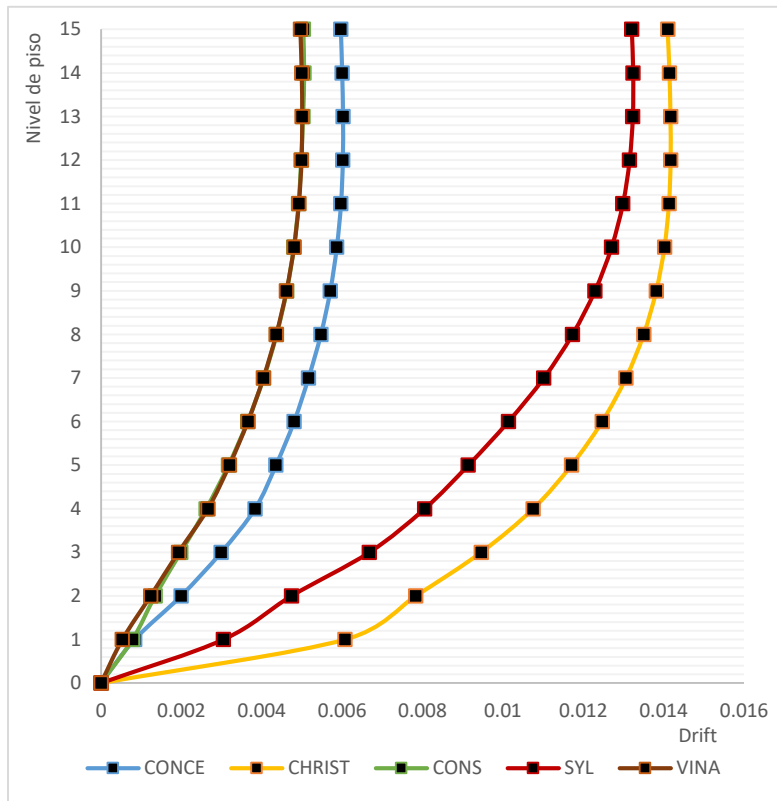


Figura 5.20 Desplazamiento relativo de piso modelo 15 pisos base fija, para los cinco registros.

Los resultados obtenidos para el modelo de 15 pisos, tienen directa relación con los resultados de esfuerzos obtenidos, donde los sismos que logran que los muros incurran en el rango no lineal, son los que generan los desplazamientos más grandes en la estructura.

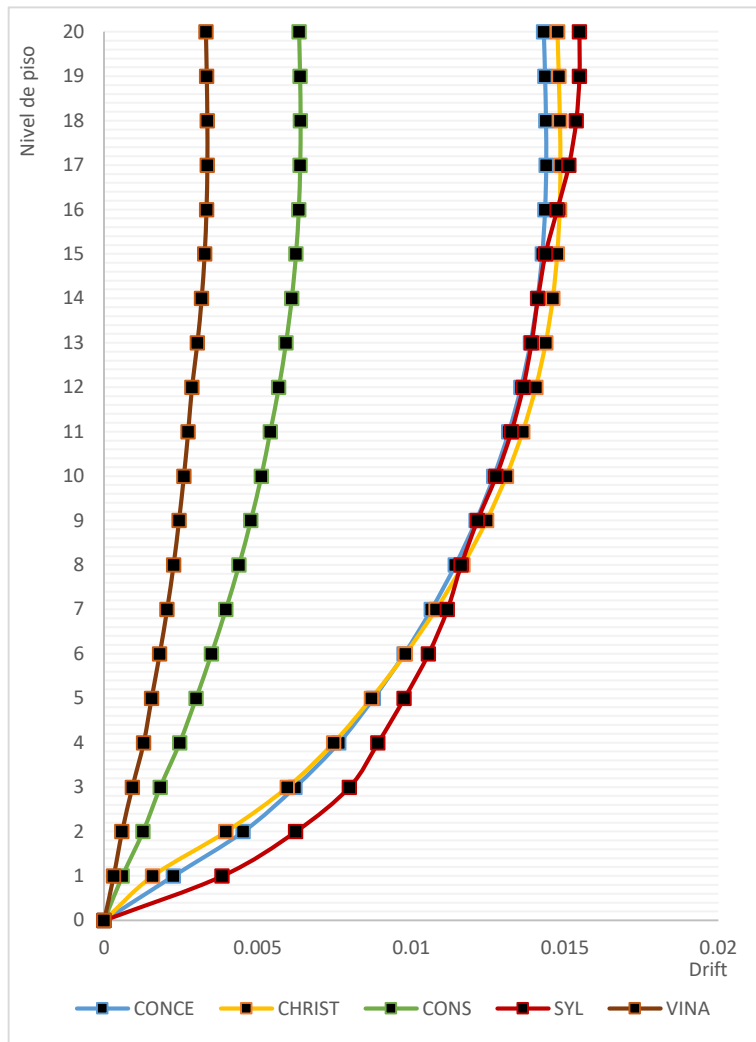


Figura 5.21 Desplazamiento relativo de piso modelo 20 pisos base fija, para los cinco registros.

La figura 5.21 muestra los resultados del drift, para el modelo de 20 pisos, mostrando que se tiene una influencia mayor con el registro de aceleraciones de Concepción, sumándose así a los registros de mayor PGA.

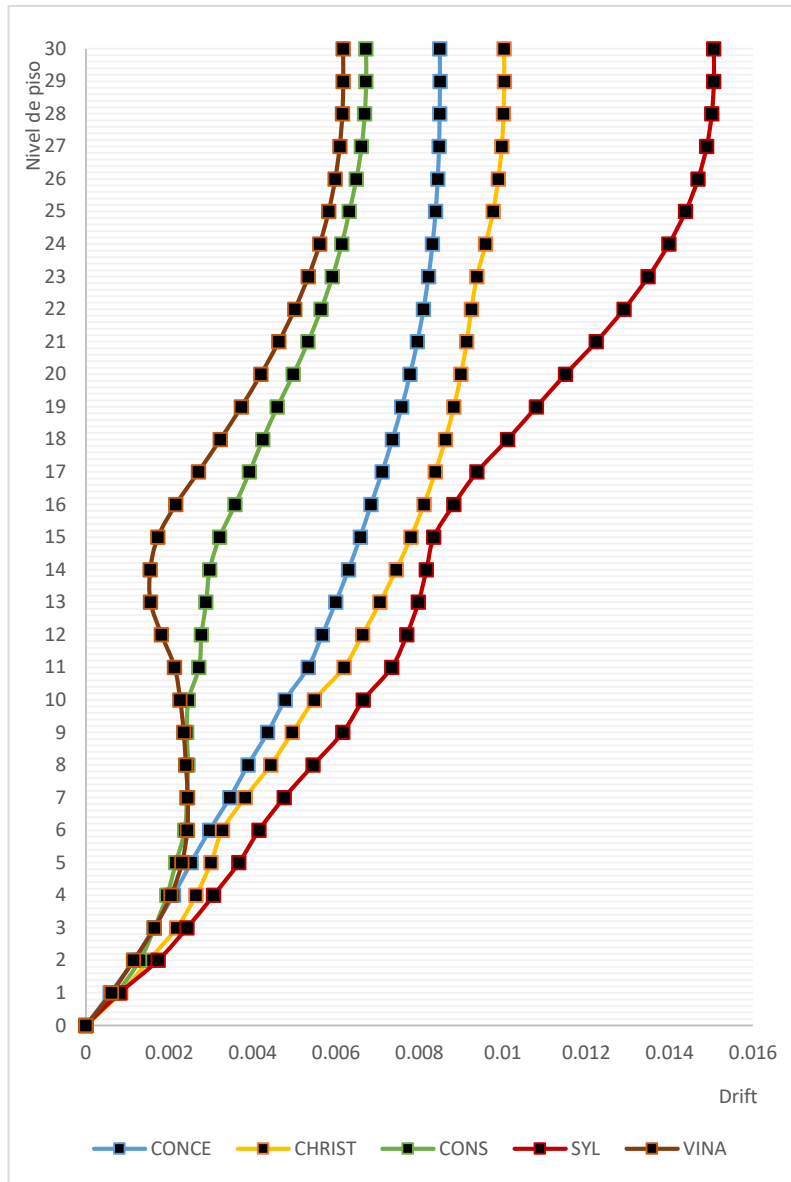


Figura 5.22 Desplazamiento relativo de piso modelo 30 pisos base fija, para los cinco registros.

Con respecto al modelo de 30 pisos, como se muestra en la figura 5.22 existe una reducción en los desplazamientos entre pisos, además de una variación en la distribución de los desplazamientos, con una pequeña reducción entre los pisos 10 al 15, y un posterior incremento para los pisos superiores, lo que tiene directa relación con la forma del segundo modo de vibrar. Se conserva el efecto de mayor demanda para el registro de aceleraciones de Sylmar.

5.1.4 Desplazamiento absoluto

Para finalizar con los resultados de los modelos de base fija, queda por definir los desplazamientos absolutos y el desplazamiento de techo de cada uno de los modelos. Esta última variable es importante porque a partir de los estipulado en DS N°61, se puede estimar la demanda de curvatura en la sección y con ello la deformación unitaria, variables de suma importancia para la metodología de diseño por desempeño que se presentará en la sección 5.3 del presente documento.

Los desplazamientos de techo resultados del análisis no lineal dinámico se muestran en los diagramas representados en las figuras 5.23, 5.24 y 5.25.

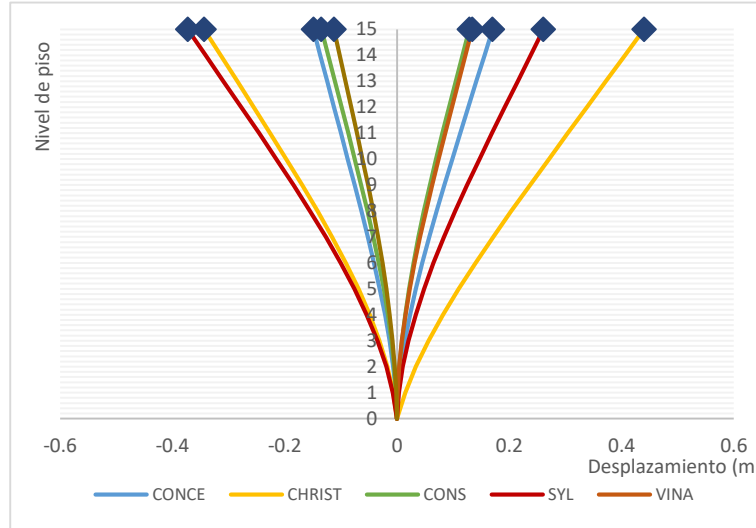


Figura 5.23 Desplazamiento absoluto modelo de 20 pisos para todos los sismos.

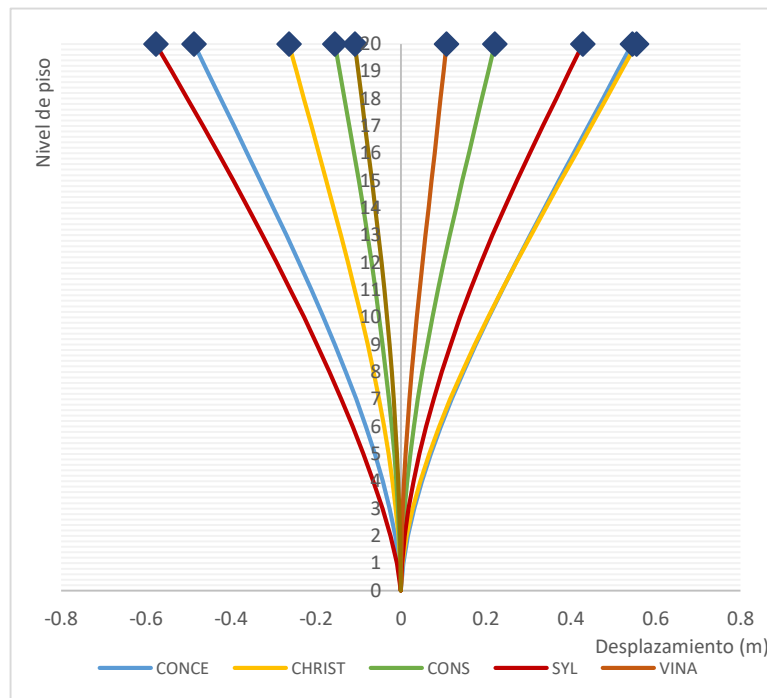


Figura 5.24 Desplazamiento absoluto modelo de 15 pisos para todos los sismos.

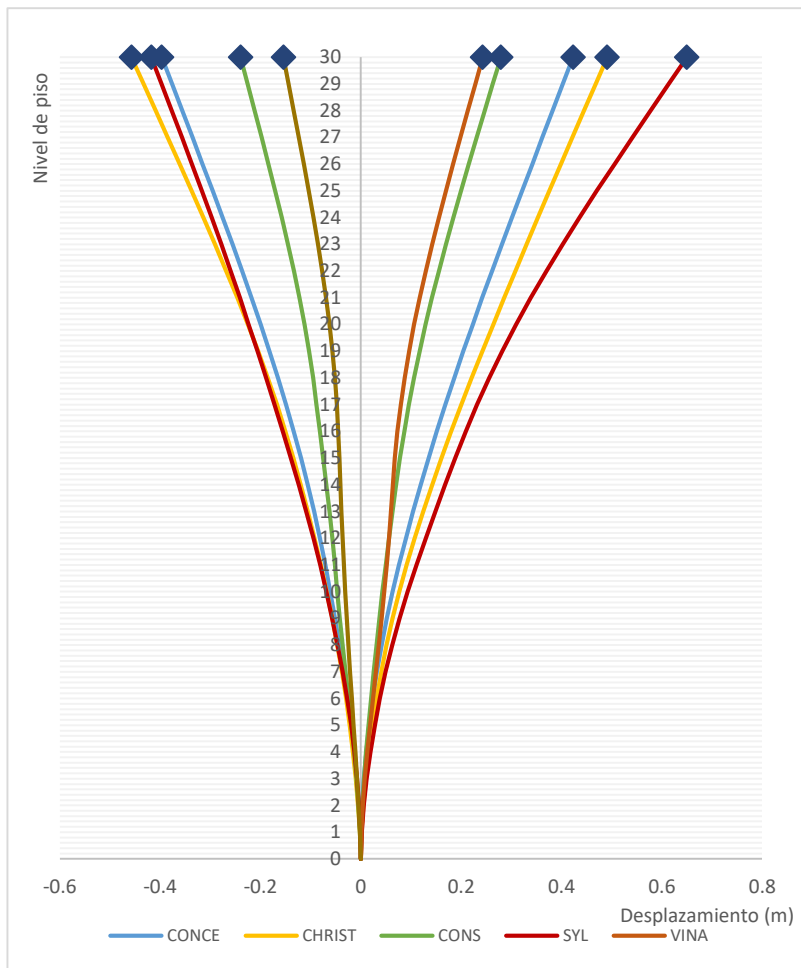


Figura 5.25 Desplazamiento absoluto modelo de 30 pisos para todos los sismos.

Los diagramas de desplazamientos absolutos tienen directa relación con los resultados de las derivadas de piso, por lo que siguen una distribución parecida; ahora en este caso se presentan los valores en el sentido positivo y negativo del eje Y, para así determinar el desplazamiento de techo en ambas direcciones, los valores asociados a esta última variable se ven en el piso superior de cada diagrama, como se ve en el marcador.

5.2 Resultados modelo incorporando SSI

Finalizado el análisis de modelos de base fija, se construye el modelo para incorporar el efecto del suelo en el modelo estructural, para esto se genera una losa de fundación y se añaden los elementos tipo "Ground" con las características señaladas para el modelo analítico específico. Este capítulo busca generar una visión del cambio que puede producir la incorporación de los modelos de suelo en el análisis estructural y si estos cambios generan grandes diferencias con el modelo inicial.

La fundación se diseña como un elemento rígido que soporta el peso de la estructura.

Para el modelo de Pasternak, se debe interactuar con los parámetros de rigidez axial del estrato, el coeficiente de balasto, el módulo de corte del estrato y el ancho de la fundación.

Para el modelo de Vlazov, se debe interactuar con los parámetros de módulo de Poisson, módulo elástico del estrato, densidad del estrato, profundidad a la roca del suelo de fundación y el ancho de la fundación.

Los elementos "Ground" simulan el efecto del suelo como elementos con rigidez por unidad de área, el diseño tiene forma de resorte y se incorporan bajo la fundación. Los parámetros incorporados tienen relación con la separación de los resortes, por lo que se debe escoger con anterioridad a la modelación.

5.2.1 Periodo fundamental incorporando el suelo

Al incorporar los elementos de resorte existe un cambio en las características principales del modelo, este cambia su forma natural de movimiento, por lo que se tienen variaciones del periodo fundamental. Como ocurre en la primera aproximación realizada en el modelo de análisis lineal, el modelo de Winkler incurrió en variaciones para los modelos de base fija, del mismo modo se presentan las variaciones. Cada una está determinada por los parámetros utilizados y el modelo analítico de suelo, los resultados y sus variaciones se presentan en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Comparación de periodo fundamental (en segundos) base fija y modelos que incorporan el suelo.

Modelo	15 Pisos	%Masa	20 Pisos	%Masa	30 Pisos	%Masa
BASE FIJA	0.739	66	1.21	65	2.484	63
PAST B1500	1.676	74	2.62	73	5.05	74
PAST B4500	1.284	73	1.908	73	3.53	72
VAZLOV	1.299	76	1.908	72	3.43	72

La incorporación del suelo tiene directa influencia con el periodo fundamental de la estructura, para los modelos el que incorpora un suelo con una rigidez más pequeña (Pasternak con Balasto 1500 tonf/m³) suponen periodos fundamentales superiores a los demás. En el caso del modelo de Vazlov se tiene una similitud con el periodo utilizando un Balasto de 4500 tonf/m lo que tiene directa relación con los parámetros utilizados. La participación de masa del periodo del fundamental parece mantenerse fija, sin mucha variación entre los modelos.

5.2.2 Diagramas de corte y momento en muros incorporando el suelo

La sección 5.2 se presenta como una herramienta para analizar los cambios asociados a la incorporación del suelo al modelo de base fija. El análisis se realiza con la totalidad de registros de aceleraciones incorporando tres modelos analíticos de suelo, a modo de resumen, se presenta la variación existente de la distribución de esfuerzos para el sismo de Sylmar, con el fin de analizar si

existe una variación positiva o negativa de las resultantes de esfuerzos obtenidos del modelo de análisis.

Se escoge este registro debido a que fue el que para el modelo de base fija presento una mayor demanda de desplazamiento en todos los casos por lo que puede ser más demostrativo, a continuación, se presentan en las figuras 5.26 y 5.27 los diagramas de fuerzas internas momento y corte para el muro rectangular del edificio de 15 pisos de altura.

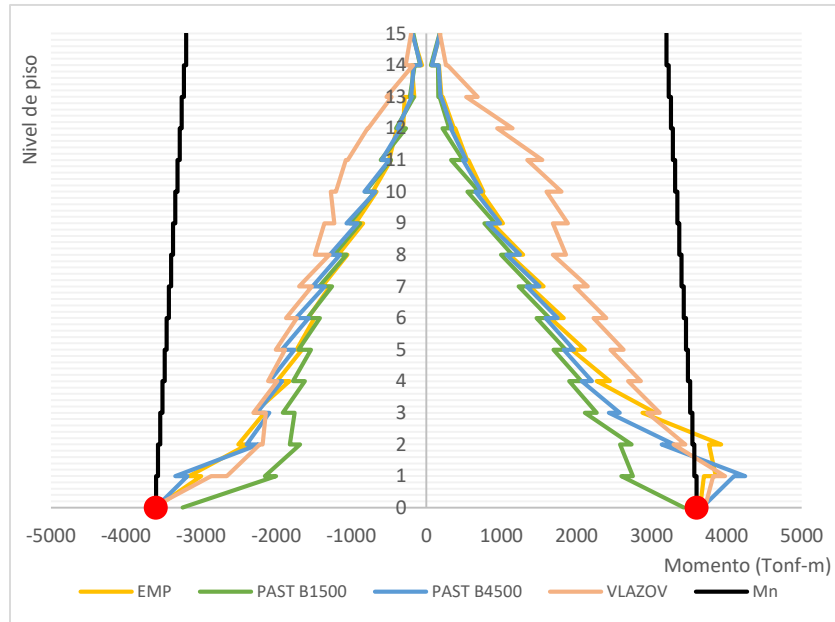


Figura 5.26 Diagrama de momento muro "R" modelo de 15 pisos, debido al sismo de Sylmar.

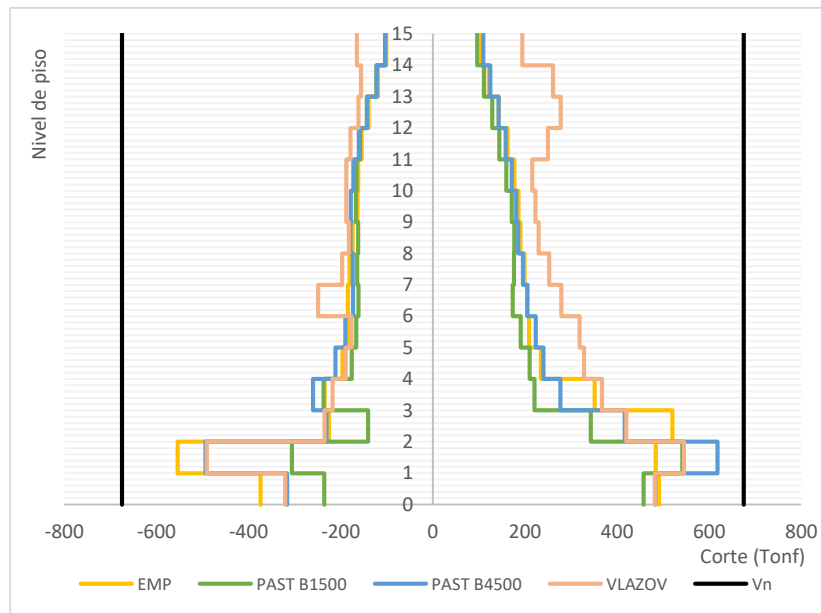


Figura 5.27 Diagrama de corte muro "R" modelo de 15 pisos, debido al sismo de Sylmar.

Para el muro rectangular del edificio de 15 pisos se tiene una variación de los esfuerzos normal con la utilización de los modelos analíticos, en el caso del modelo de Pasternak utilizando un balasto de 4500 tonf/m³ este tiene un comportamiento más cercano al modelo de base fija, por lo que no incurre en mayor variación, pero en el caso del modelo de Vlazov, el modelo se torna más sensible y se denotan variaciones claras en los pisos superiores, incurriendo en una mayor demanda de corte y momento.

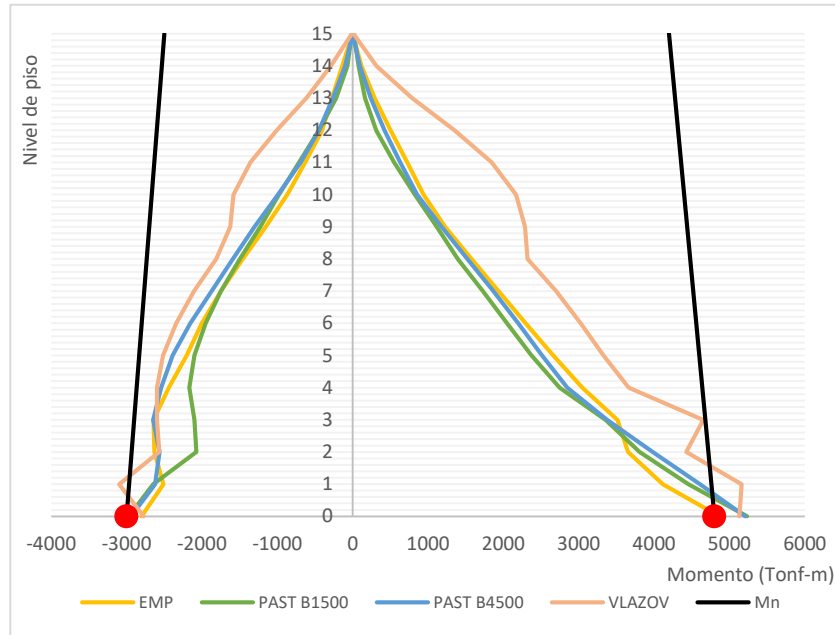


Figura 5.28 Diagrama de momento muro "T" modelo de 15 pisos, debido al sismo de Sylmar.

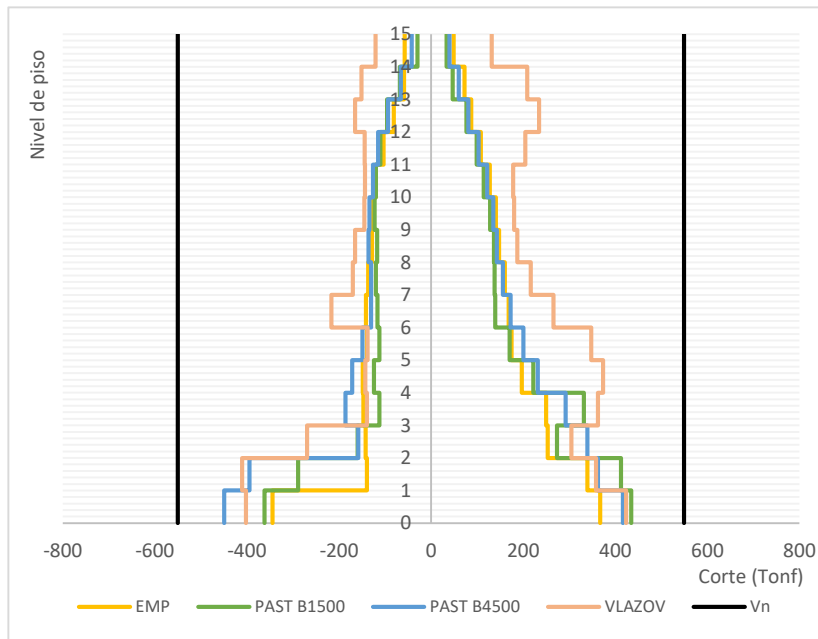


Figura 5.29 Diagrama de corte muro "T" modelo de 15 pisos, debido al sismo de Sylmar.

De modo análogo se tiene el mismo comportamiento para los muros sin acoplamiento, figuras 5.28 y 5.29 corresponden a los muros T, se marca una variación menor de los modelos, un parecido al comportamiento con Pasternak con balasto de 4500 tonf/m³ y un ligero cambio en las pendientes de la

curva de momento para los pisos superiores, además de un incremento en la demanda de cortante de los mismos. Para el muro C, figuras 5.30 y 5.31, ocurre un comportamiento como el de sección T.

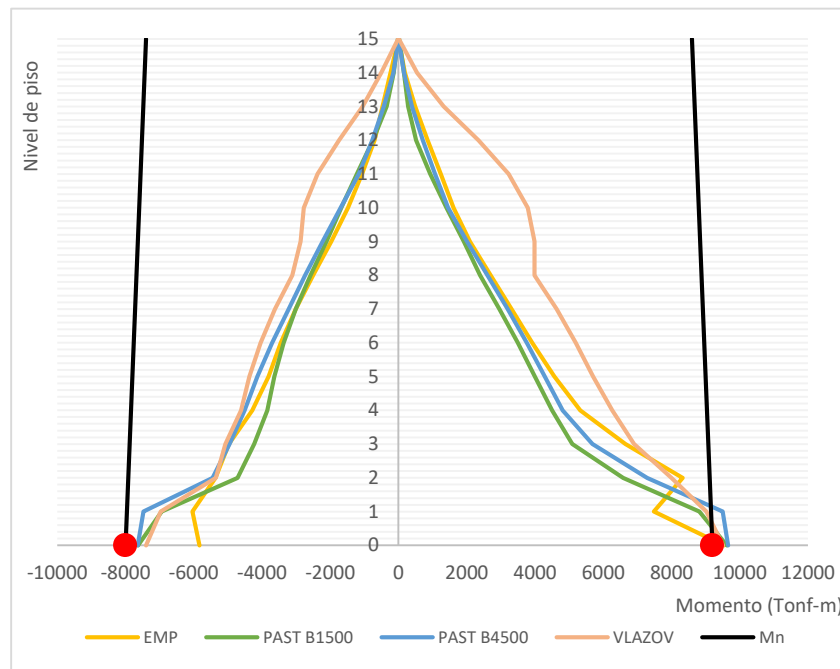


Figura 5.30 Diagrama de momento muro "C" modelo de 15 pisos, debido al sismo de Sylmar.

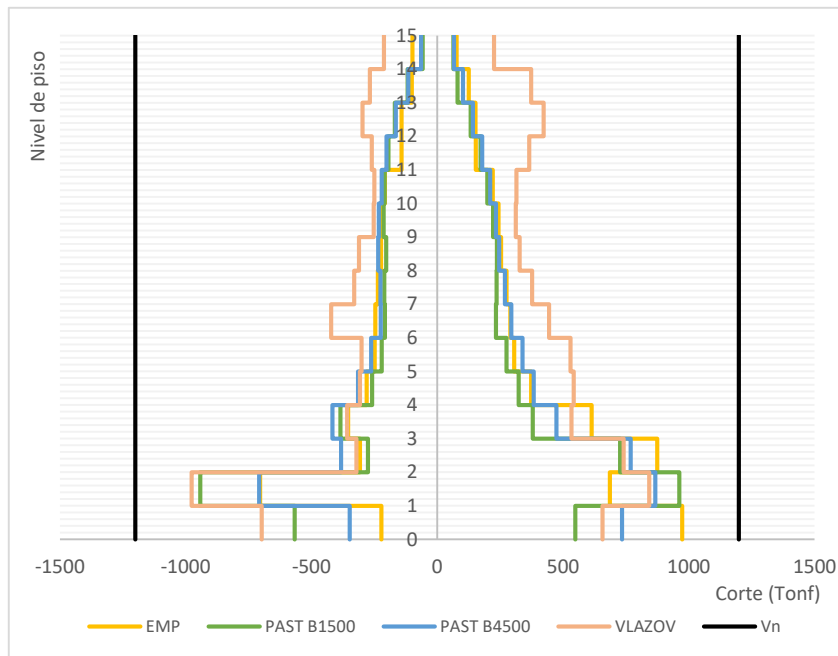


Figura 5.31 Diagrama de corte muro "C" modelo de 15 pisos, debido al sismo de Sylmar.

Para el modelo de 20 pisos comparando los resultados de base fija y los modelos de suelo se presentan los diagramas de esfuerzo del muro rectangular en las figuras 5.32 y 5.33.

El modelo del suelo con coeficiente de balasto de 1500 tonf/m³ incurre en menores valores de momento, mientras que los demás modelos tienden al modelo de base fija, incluso con valores menores.

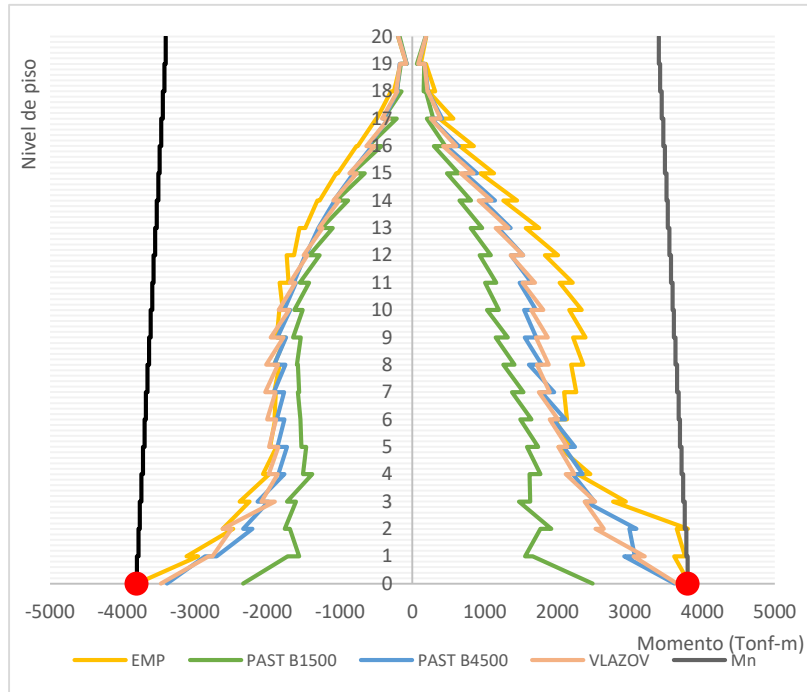


Figura 5.32 Diagrama de momento muro "R" modelo de 20 pisos, debido al sismo de Sylmar.

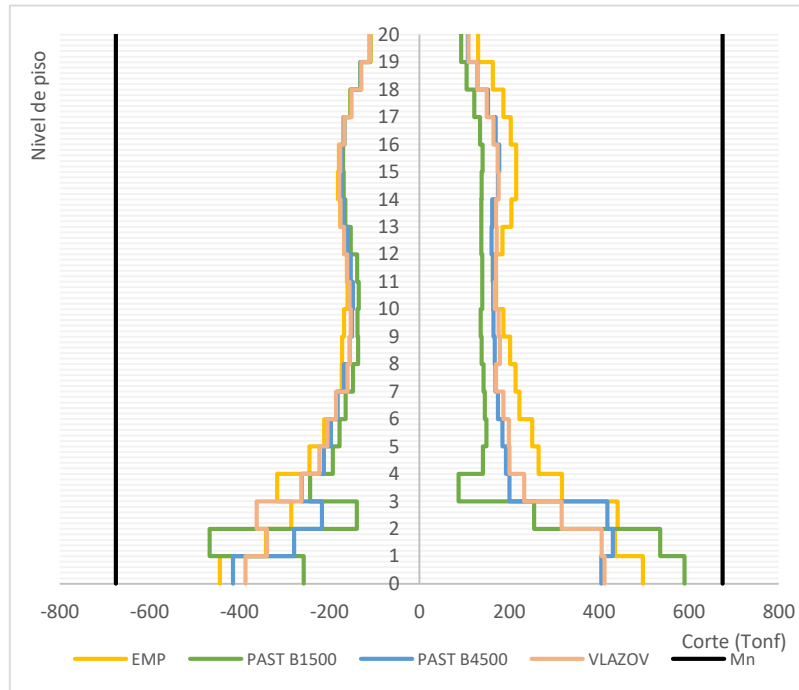


Figura 5.33 Diagrama de corte muro "R" modelo de 20 pisos, debido al sismo de Sylmar.

El comportamiento no cambia para los muros de sección irregular, continúan en la misma dinámica que el muro rectangular, como se ve en para el muro T (figuras 5.34 y 5.35) y muro C (figuras 5.36 y 5.37).

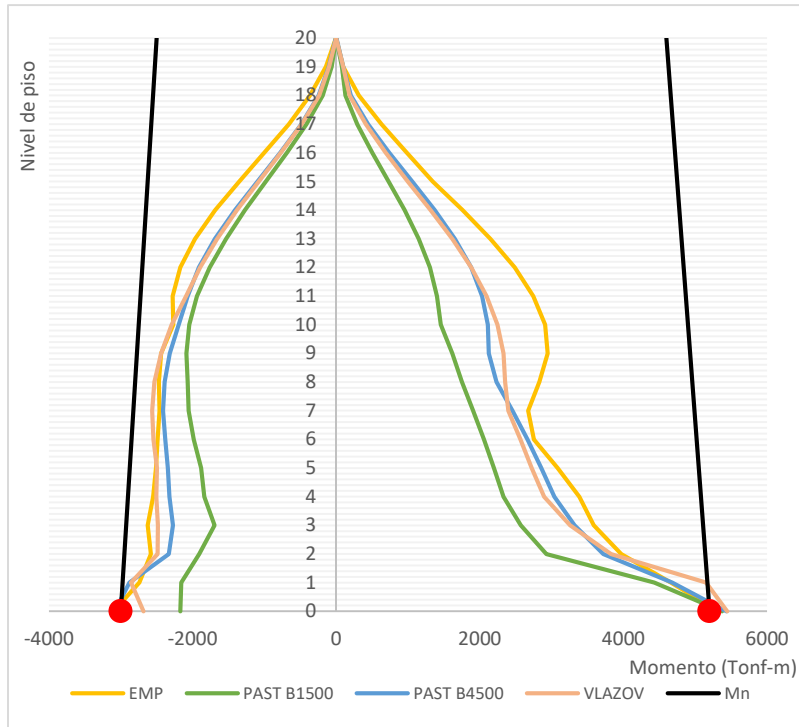


Figura 5.34 Diagrama de momento muro "T" modelo de 20 pisos, debido al sismo de Sylmar.

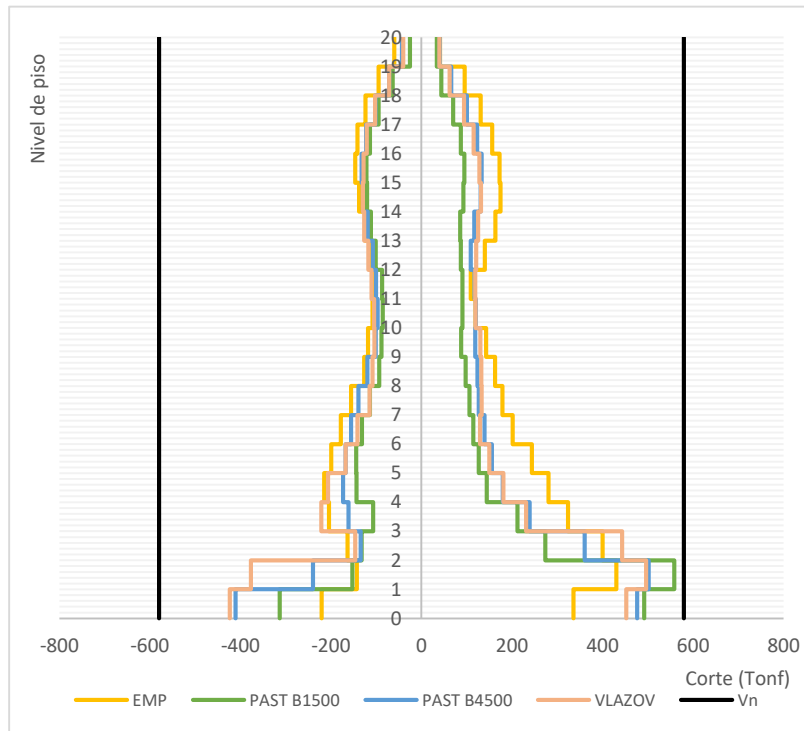


Figura 5.35 Diagrama de corte muro "T" modelo de 20 pisos, debido al sismo de Sylmar.

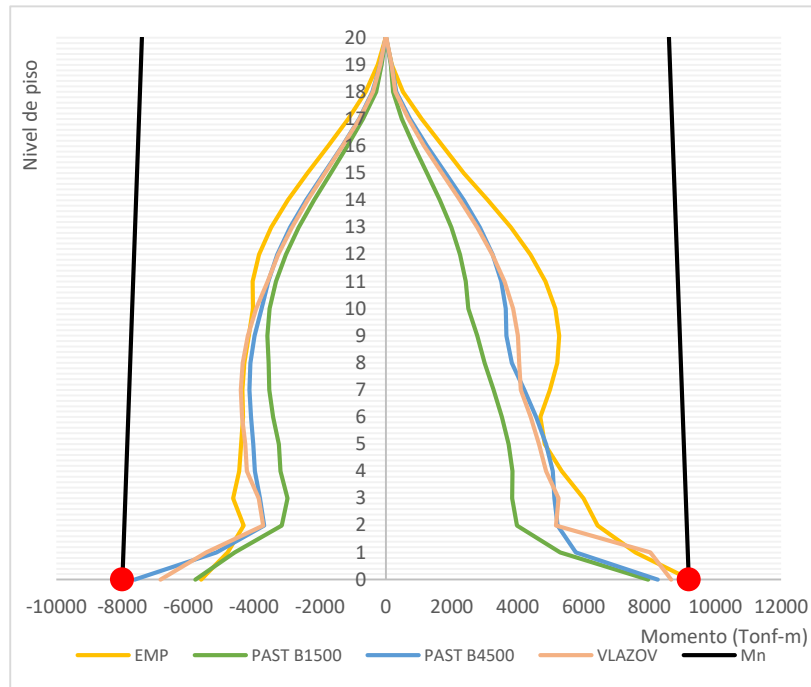


Figura 5.36 Diagrama de momento muro "C" modelo de 20 pisos, debido al sismo de Sylmar.

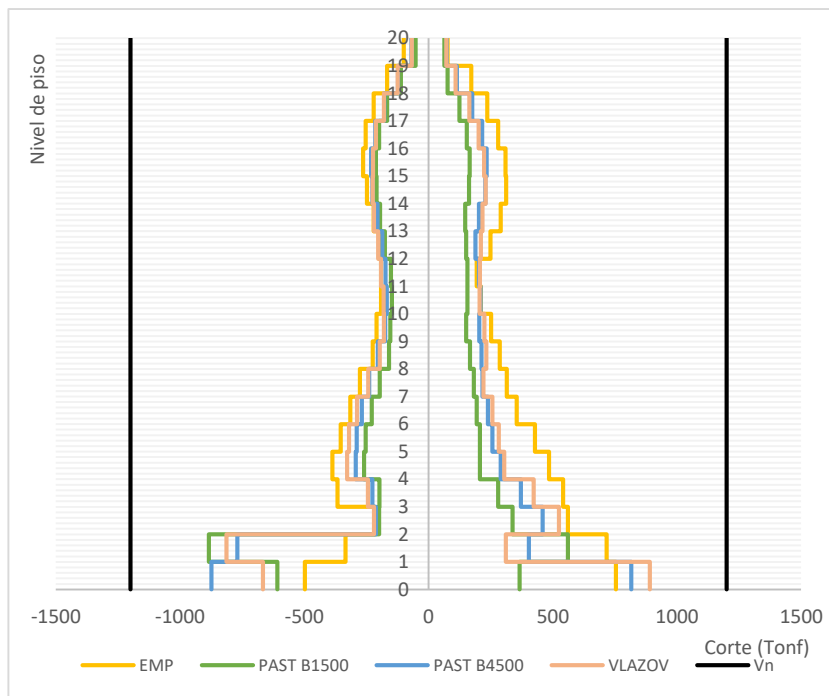


Figura 5.37 Diagrama de corte muro "C" modelo de 20 pisos, debido al sismo de Sylmar.

Para el muro rectangular de 30 pisos se presentan los diagramas de fuerzas en las figuras 5.38 y 5.39.

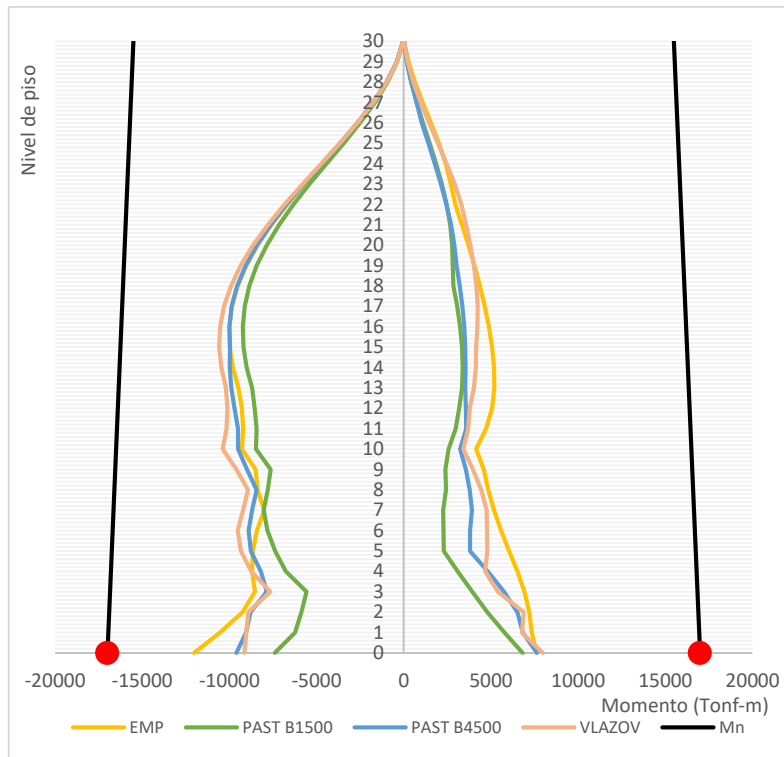


Figura 5.38 Diagrama de momento muro "R" modelo de 30 pisos, debido al sismo de Sylmar.

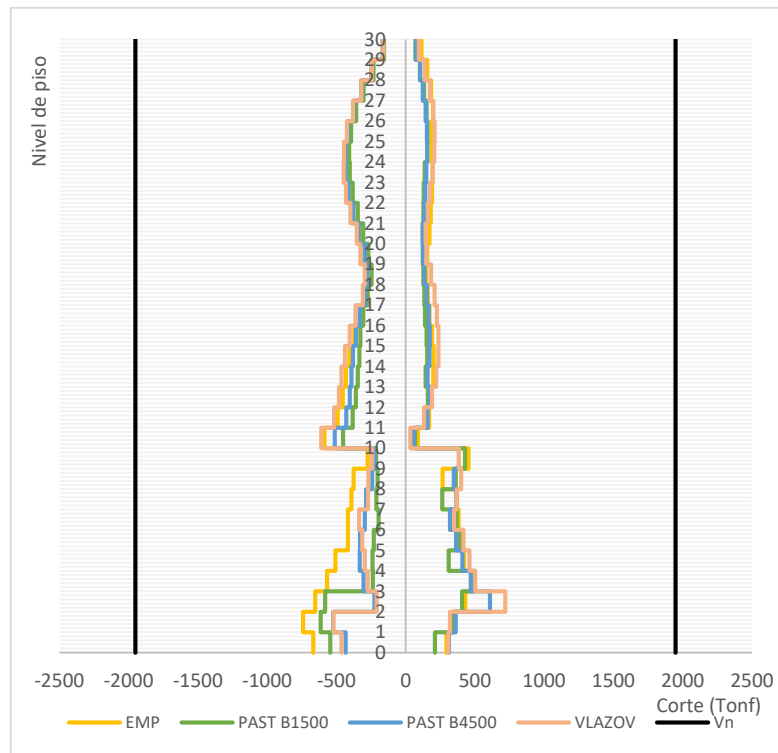


Figura 5.39 Diagrama de corte muro "R" modelo de 30 pisos, debido al sismo de Sylmar.

El modelo con Pasternak y coef. de Balasto de 1500 tonf/m³ presenta menores esfuerzos para la estructura, en el caso del muro rectangular, como en el modelo de base fija no existe fluencia en el muro, en este caso tampoco se suponen momentos que superen la superficie de fluencia del muro.

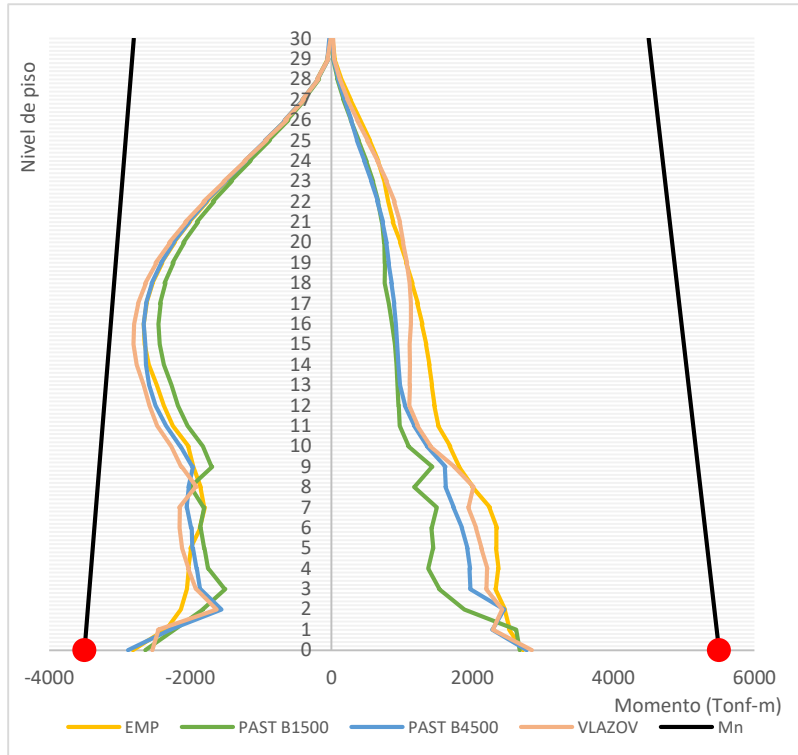


Figura 5.40 Diagrama de momento muro "T" modelo de 30 pisos, debido al sismo de Sylmar.

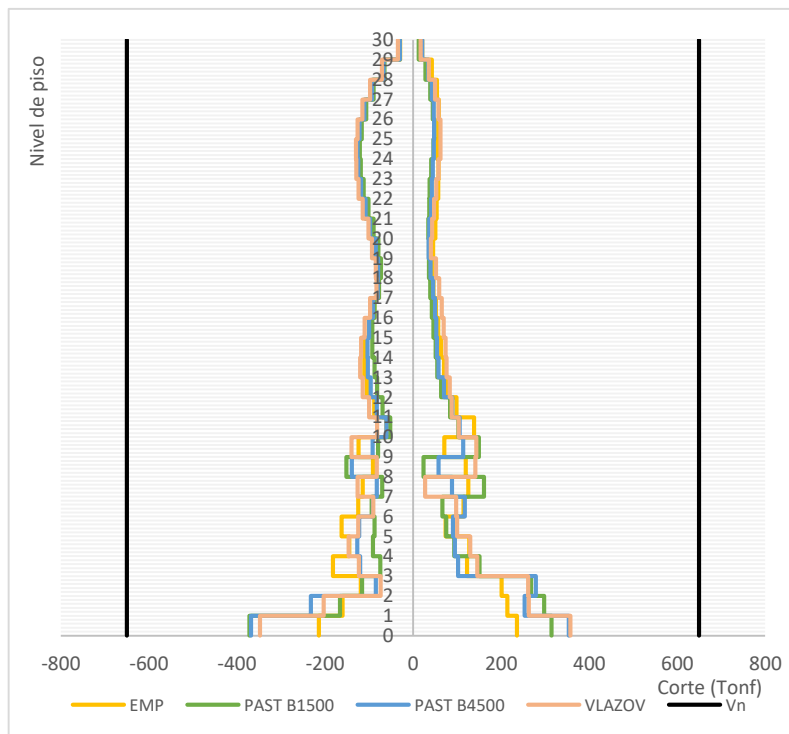


Figura 5.41 Diagrama de corte muro "T" modelo de 30 pisos, debido al sismo de Sylmar

Las figuras 5.42 y 5.43 corresponden a diagramas del muro C, se marca una tendencia entre los modelos de Pasternak con coef. de Balasto 4500 tonf/m³ y el modelo de Vlazov, acercándose mucho en valor y forma en que se distribuyen los momentos, cercanos al modelo de base fija.

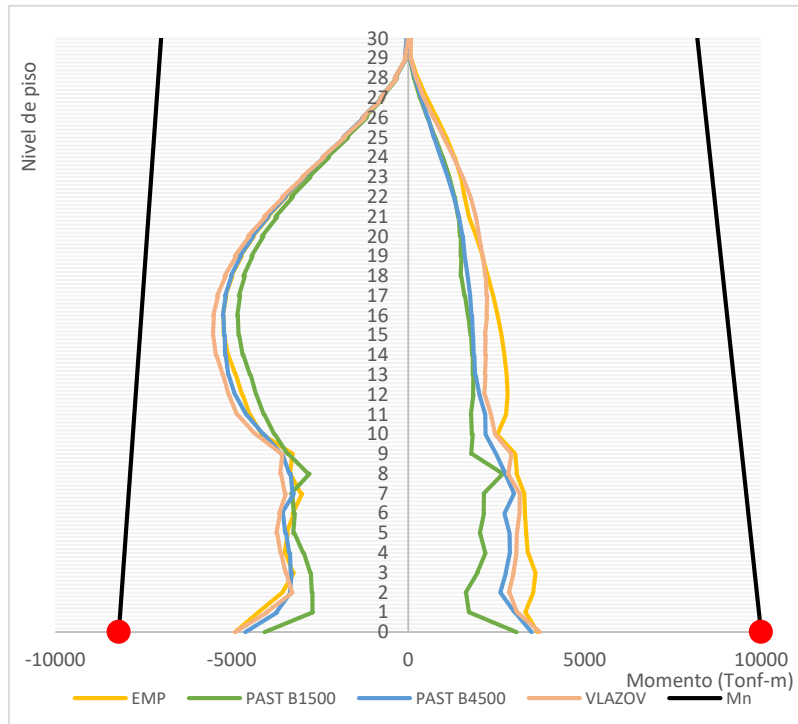


Figura 5.42 Diagrama de corte muro "C" modelo de 30 pisos, debido al sismo de Sylmar.

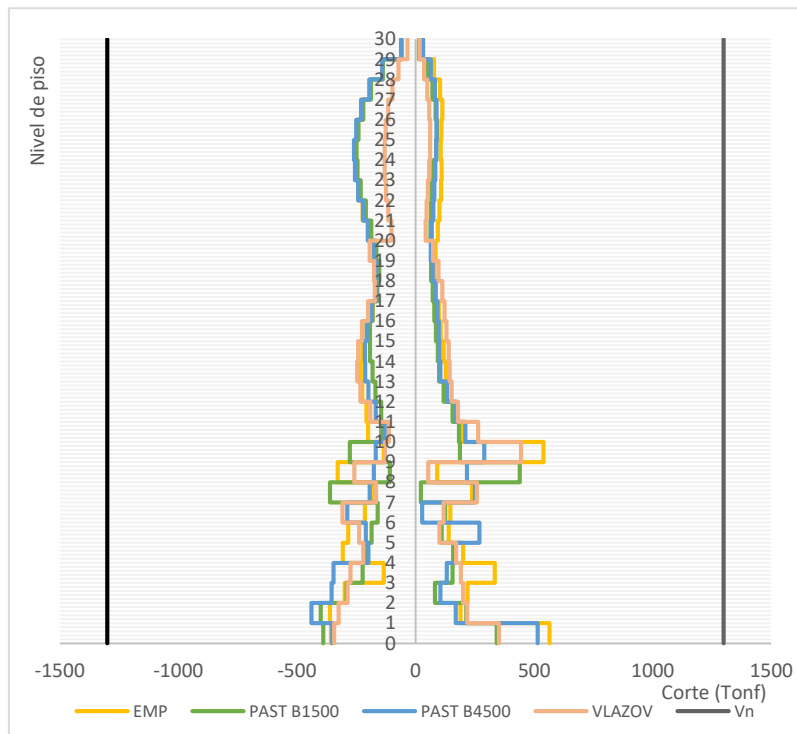


Figura 5.43 Diagrama de momento muro "C" modelo de 30 pisos, debido al sismo de Sylmar.

5.2.3 Desplazamiento relativo entre pisos incorporando el suelo

Una vez obtenidos los resultados del desplazamiento relativo entre pisos para los modelos que incorporan la interacción suelo estructura, para compararlos gráficamente se presentan, en las figuras 5.44 a la 5.48, los diagramas de deriva de piso en conjunto para cada uno de los sismos.

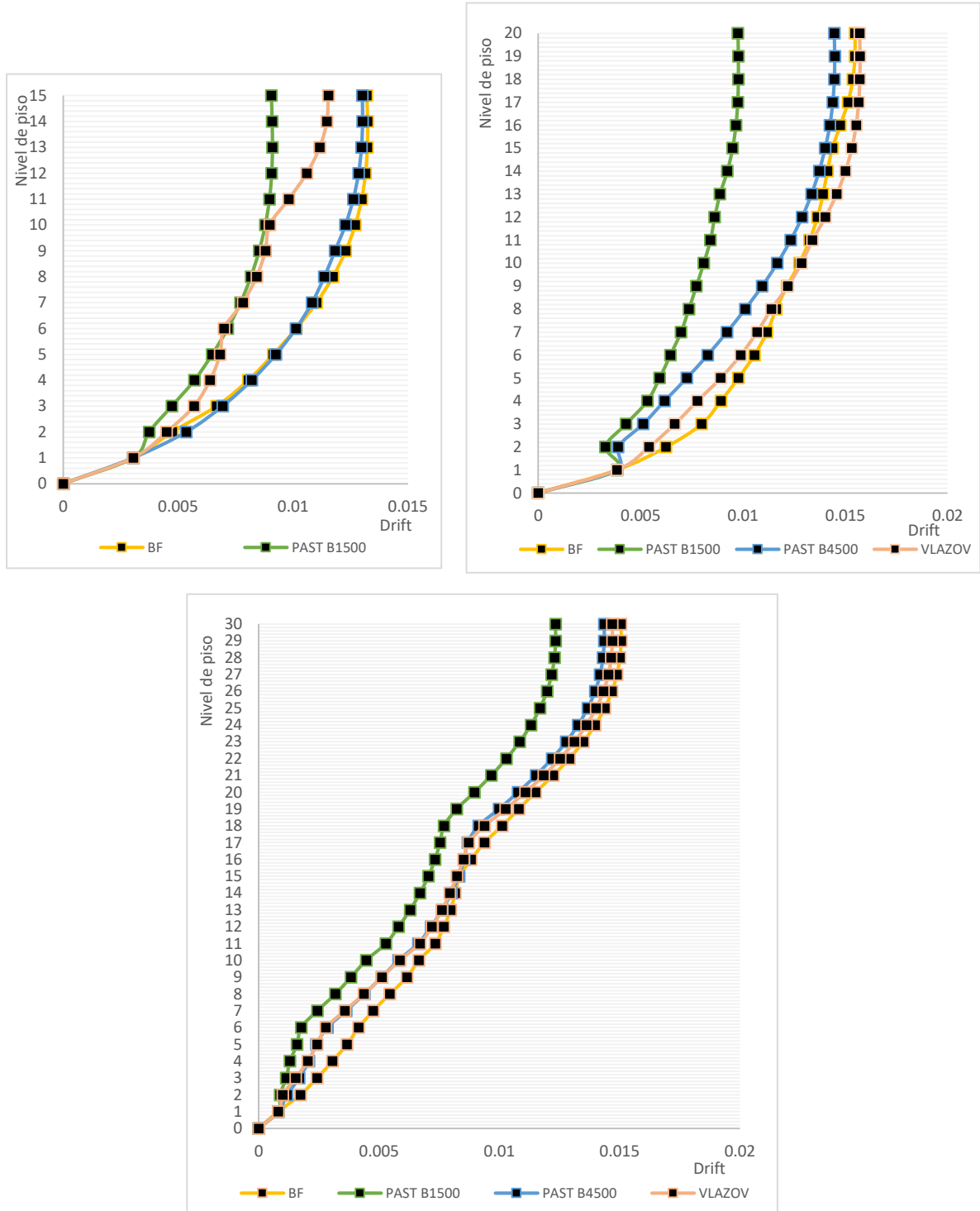


Figura 5.44 Drift de los modelos de 15,20 y 30 pisos, modelo base fija y con suelo, debido al sismo de Sylmar.

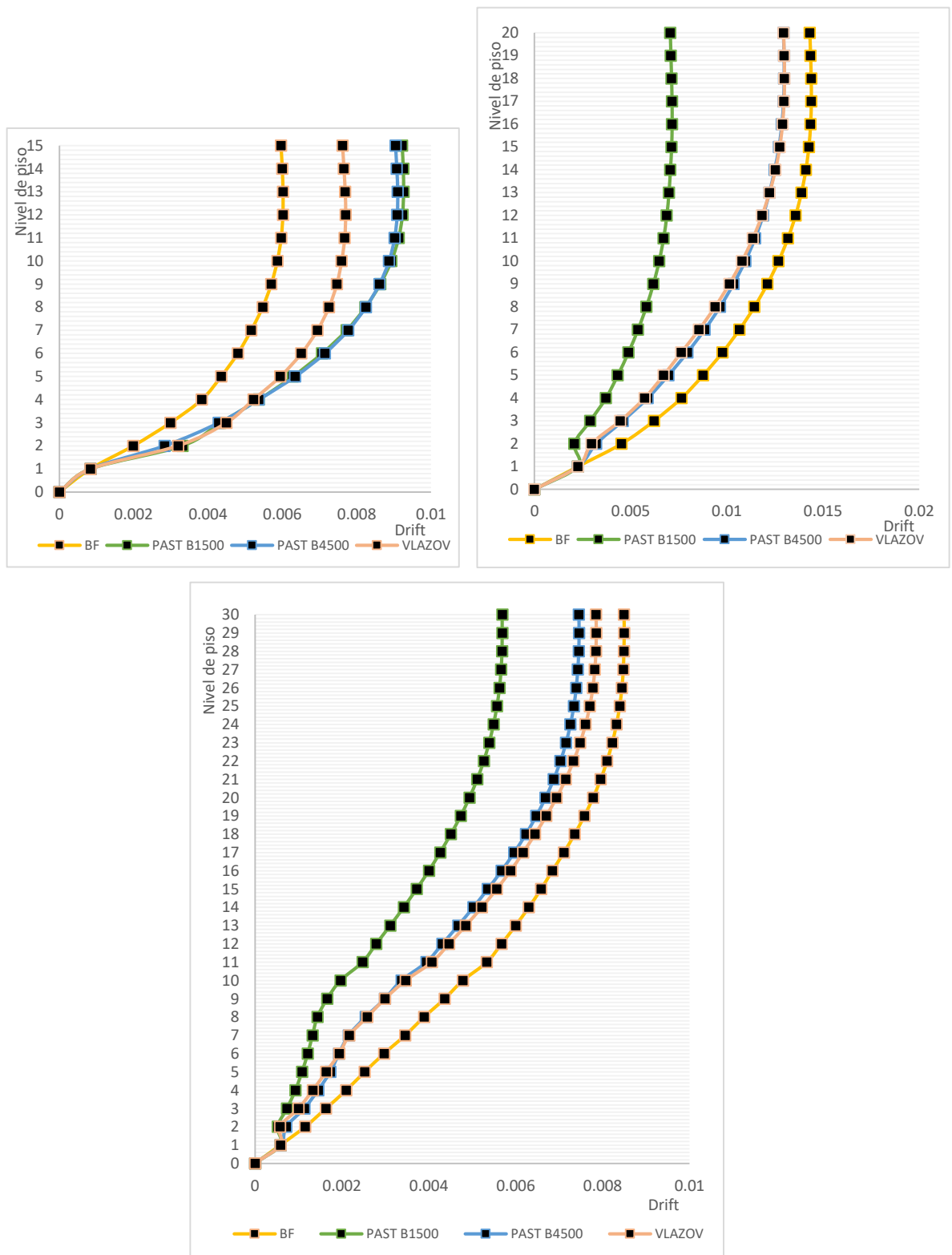


Figura 5.45 Drift de los modelos de 15,20 y 30 pisos, modelo base fija y con suelo, debido al sismo de Concepción.

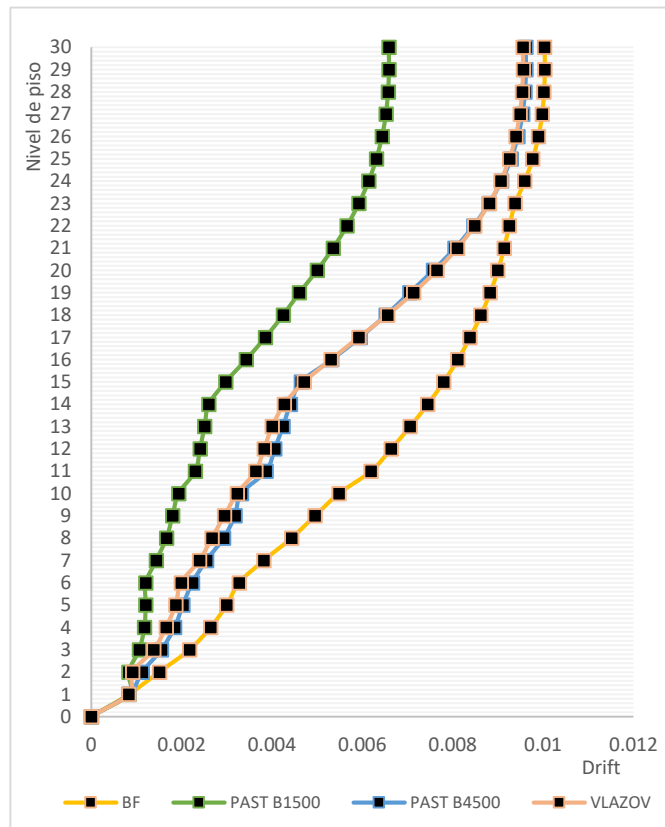
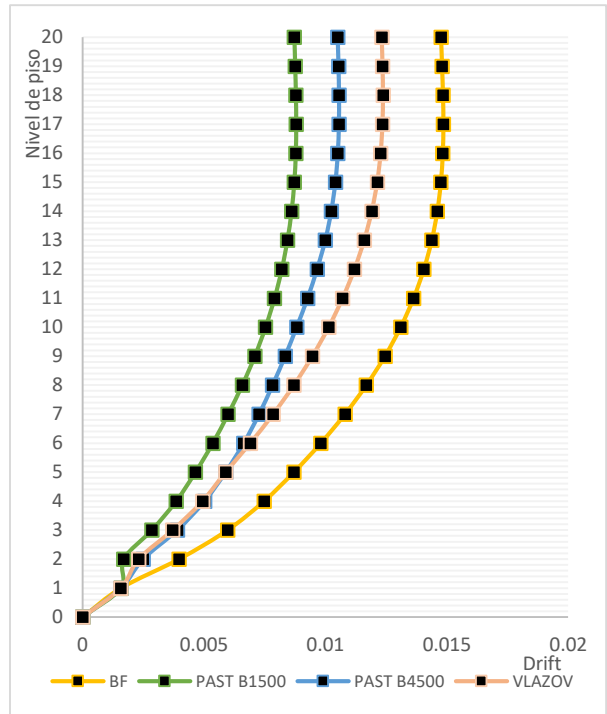
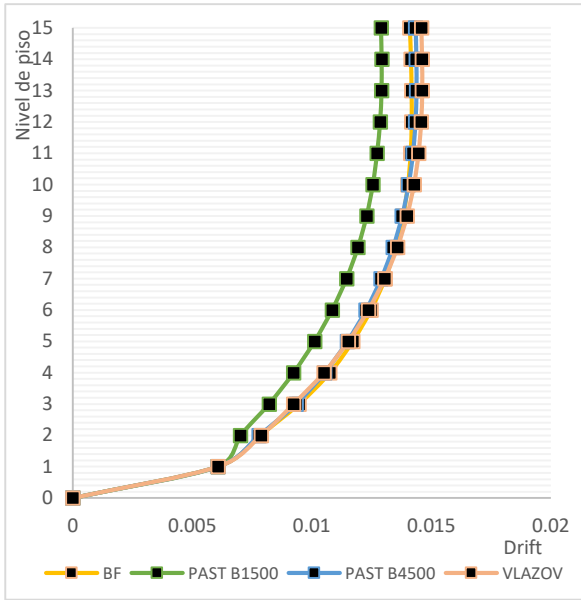


Figura 5.46 Drift de los modelos de 15,20 y 30 pisos, modelo base fija y con suelo, debido al sismo de Christchurch.

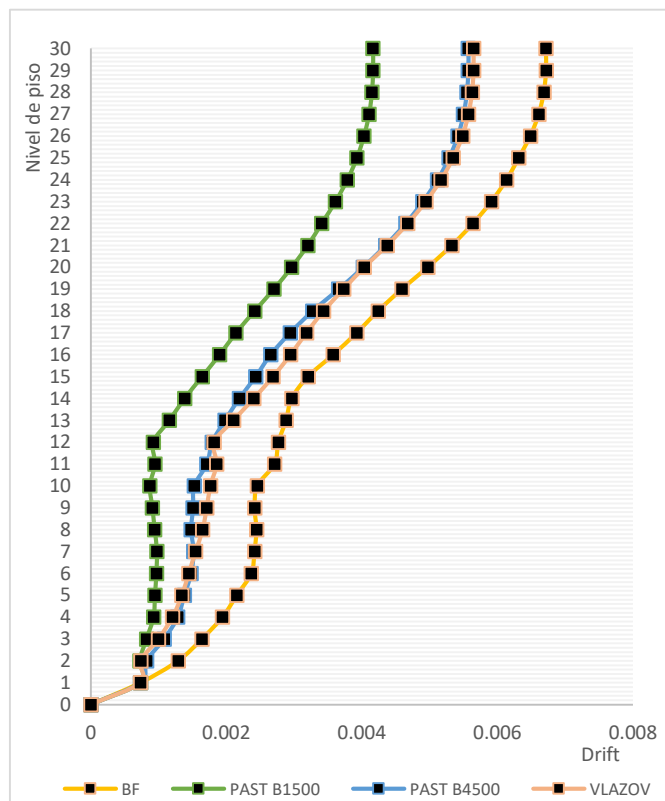
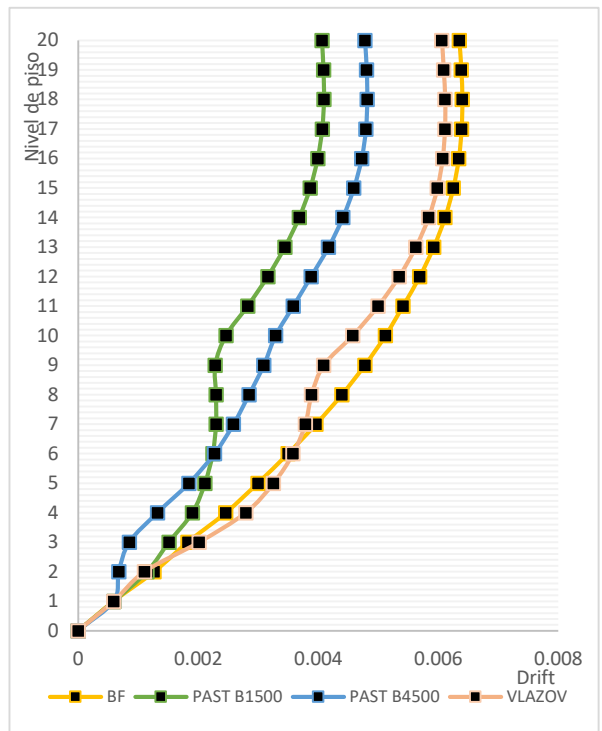
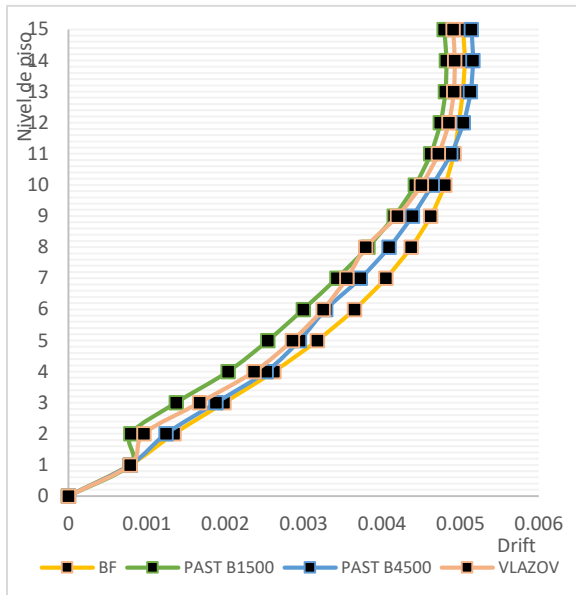


Figura 5.47 Drift de los modelos de 15,20 y 30 pisos, modelo base fija y con suelo, debido al sismo de Constitución.

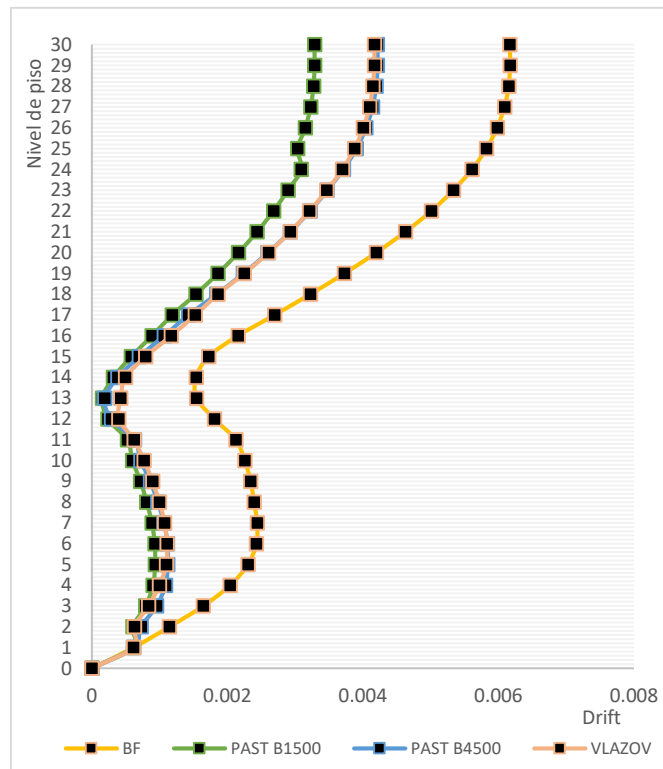
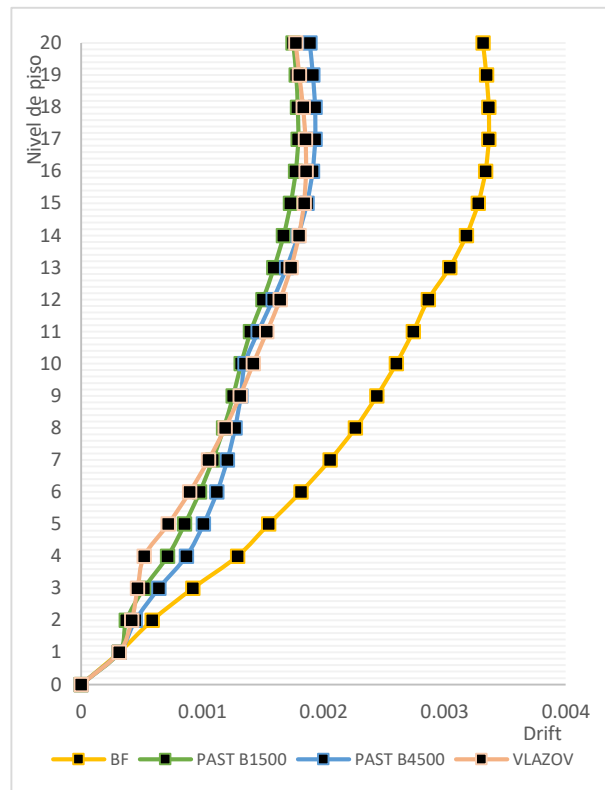
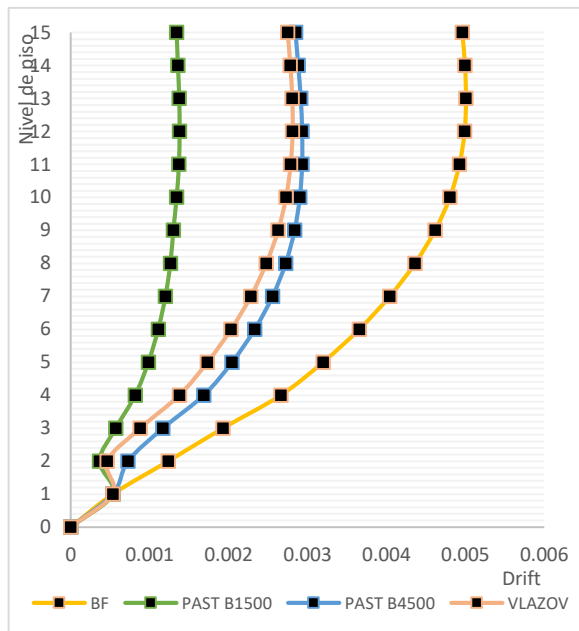


Figura 5.48 Drift de los modelos de 15,20 y 30 pisos, modelo base fija y con suelo, debido al sismo de Viña del Mar.

5.2.4 Desplazamientos de techo

Se presentan gráficamente los desplazamientos de techo para cada uno de los edificios en el eje Y-Y, incorporando los modelos analíticos de suelo. Las figuras 5.4, 5.50 y 5.51 resumen el desplazamiento ultimo de techo de los edificios de 15, 20 y 30 pisos respectivamente.

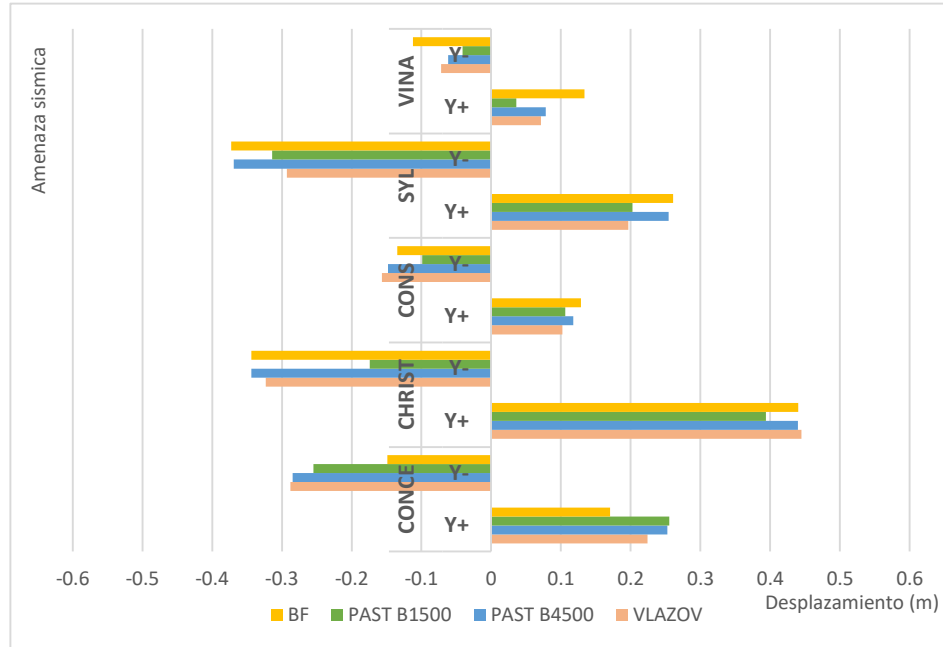


Figura 5.49 Resumen desplazamiento de techo edificio de 15 pisos en el eje Y-Y, para todos los sismos.

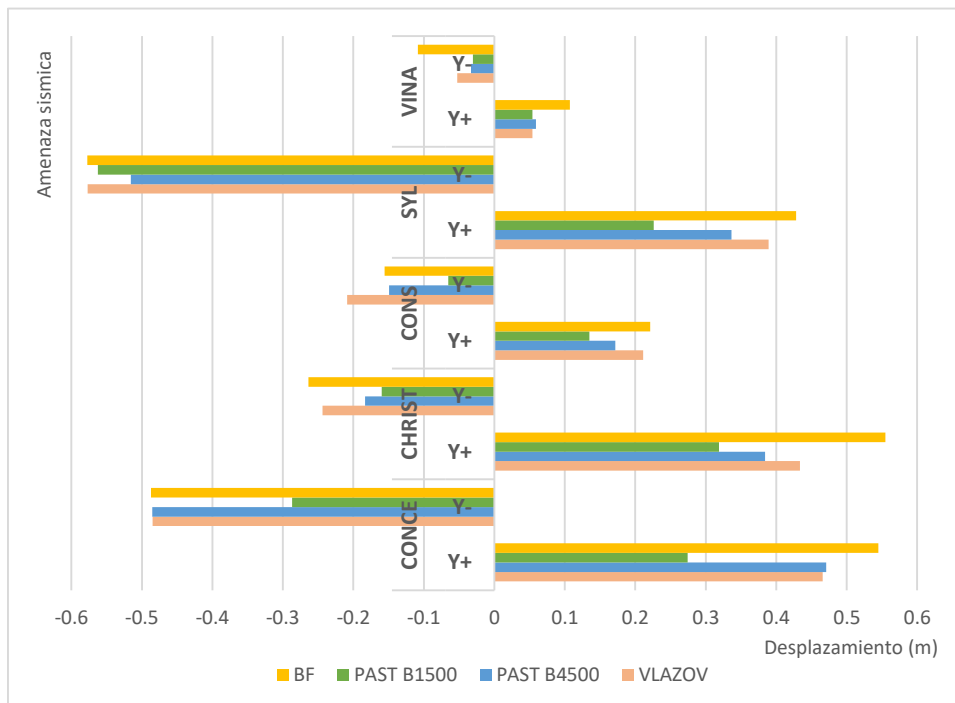


Figura 5.50 Resumen desplazamiento de techo edificio de 20 pisos en el eje Y-Y, para todos los sismos.

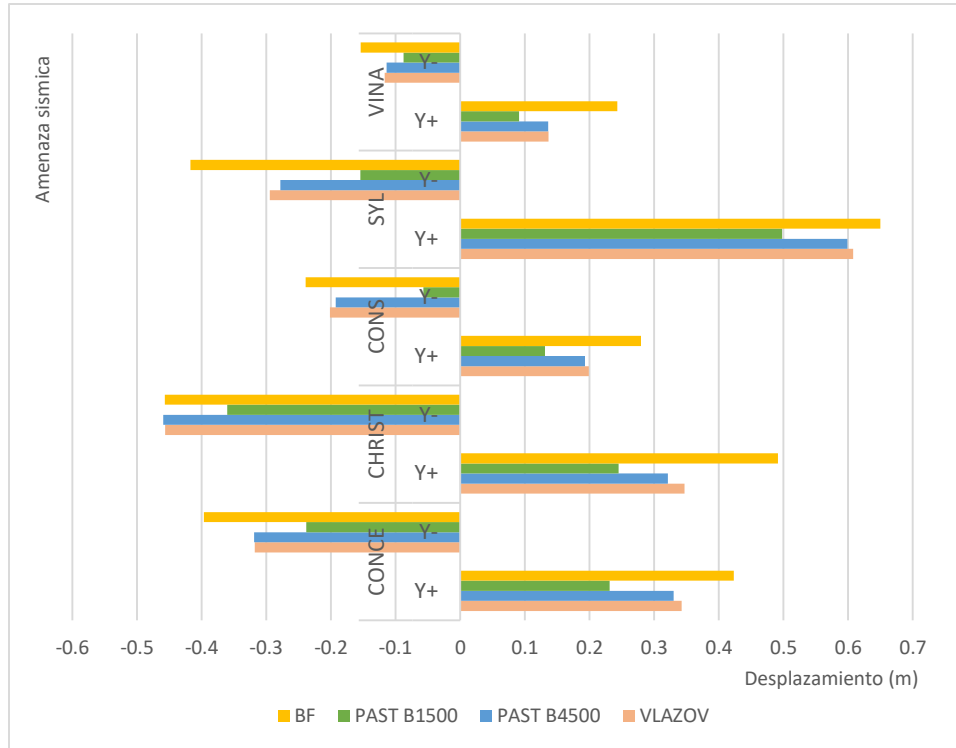


Figura 5.51 Resumen desplazamiento de techo edificio de 30 pisos en el eje Y-Y, para todos los sismos.

5.2.5 Estimación de la curvatura última

Una de las variables utilizadas como criterio de aceptación de los niveles de desempeño es la demanda de curvatura, por lo que se debe estimar está en todos los casos. Para esto se utilizarán las demandas de desplazamiento de techo presentadas anteriormente.

Según lo estipulado en DS N°60 es posible estimar la curvatura última mediante las ecuaciones 5.1 y 5.2.

$$\phi_u = \frac{2 * \delta_u}{H_t * l_w} \quad \text{Ecuación 5.1}$$

$$\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p * \left(H_t - \frac{l_p}{2}\right)} + \phi_e \quad \text{Ecuación 5.2}$$

- ϕ_u corresponde a la curvatura última
- ϕ_e corresponde a la curvatura elástica
- δ_u corresponde al desplazamiento último de techo
- δ_e corresponde al desplazamiento elástico de techo
- l_w corresponde a la longitud del muro
- l_p corresponde a la longitud plástica del muro
- H_t corresponde a la altura del muro

Para la estimación se utiliza la ecuación 5.1 utilizando los valores del desplazamiento de techo, los valores asociados a la curvatura última, se muestran en las tablas 5.1,5.2 y 5.3.

Tabla 5.4 Curvatura última para el muro "R" en unidades de m^{-1} , para todos los modelos.

Modelo	Tipo	CONCE		CHRIST		CONS		SYL		VINA	
		Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-
15 PISOS	BF	0.00201	-0.00176	0.00521	-0.00406	0.00152	-0.00159	0.00309	-0.00441	0.00158	-0.00133
	PAST B1500	0.00302	-0.00301	0.00466	-0.00206	0.00126	-0.00117	0.00239	-0.00371	0.00042	-0.00048
	PAST B4500	0.00298	-0.00337	0.00520	-0.00406	0.00139	-0.00175	0.00301	-0.00436	0.00093	-0.00073
	VLAZOV	0.00265	-0.00340	0.00526	-0.00382	0.00121	-0.00185	0.00233	-0.00346	0.00084	-0.00085
20 PISOS	BF	0.00483	-0.00432	0.00492	-0.00234	0.00196	-0.00138	0.00380	-0.00512	0.00095	-0.00096
	PAST B1500	0.00243	-0.00254	0.00283	-0.00142	0.00120	-0.00058	0.00200	-0.00499	0.00048	-0.00027
	PAST B4500	0.00417	-0.00430	0.00341	-0.00162	0.00152	-0.00133	0.00298	-0.00457	0.00052	-0.00029
	VLAZOV	0.00413	-0.00430	0.00385	-0.00216	0.00187	-0.00185	0.00345	-0.00511	0.00048	-0.00047
30 PISOS	BF	0.00100	-0.00094	0.00117	-0.00109	0.00066	-0.00057	0.00154	-0.00099	0.00058	-0.00037
	PAST B1500	0.00055	-0.00056	0.00058	-0.00086	0.00031	-0.00013	0.00118	-0.00037	0.00022	-0.00021
	PAST B4500	0.00078	-0.00076	0.00076	-0.00109	0.00046	-0.00046	0.00142	-0.00066	0.00032	-0.00027
	VLAZOV	0.00081	-0.00075	0.00082	-0.00108	0.00047	-0.00047	0.00144	-0.00070	0.00032	-0.00028

Tabla 5.5 Curvatura última para el muro "T" en unidades de m^{-1} , para todos los modelos.

Modelo	Tipo	CONCE		CHRIST		CONS		SYL		VINA	
		Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-
15 PISOS	BF	0.00201	-0.00176	0.00521	-0.00406	0.00152	-0.00159	0.00309	-0.00441	0.00158	-0.00133
	PAST B1500	0.00302	-0.00301	0.00466	-0.00206	0.00126	-0.00117	0.00239	-0.00371	0.00042	-0.00048
	PAST B4500	0.00298	-0.00337	0.00520	-0.00406	0.00139	-0.00175	0.00301	-0.00436	0.00093	-0.00073
	VLAZOV	0.00265	-0.00340	0.00526	-0.00382	0.00121	-0.00185	0.00233	-0.00346	0.00084	-0.00085
20 PISOS	BF	0.00483	-0.00432	0.00492	-0.00234	0.00196	-0.00138	0.00380	-0.00512	0.00095	-0.00096
	PAST B1500	0.00243	-0.00254	0.00283	-0.00142	0.00120	-0.00058	0.00200	-0.00499	0.00048	-0.00027
	PAST B4500	0.00417	-0.00430	0.00341	-0.00162	0.00152	-0.00133	0.00298	-0.00457	0.00052	-0.00029
	VLAZOV	0.00413	-0.00430	0.00385	-0.00216	0.00187	-0.00185	0.00345	-0.00511	0.00048	-0.00047
30 PISOS	BF	0.0025	-0.00234	0.0029	-0.0027	0.00165	-0.00141	0.00384	-0.00247	0.00144	-0.00091
	PAST B1500	0.00137	-0.00141	0.00145	-0.00213	0.00077	-0.00034	0.00294	-0.00091	0.00054	-0.00052
	PAST B4500	0.00195	-0.00188	0.0019	-0.00272	0.00114	-0.00114	0.00354	-0.00165	0.00080	-0.00067
	VLAZOV	0.00202	-0.00188	0.00205	-0.0027	0.00118	-0.00119	0.00359	-0.00174	0.00081	-0.00069

Tabla 5.6 Curvatura última del muro "C" en unidades de m^{-1} , para todos los modelos.

Modelo	Tipo	CONCE		CHRIST		CONS		SYL		VINA	
		Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-
15 PISOS	BF	0.00201	-0.00176	0.00521	-0.00406	0.00152	-0.00159	0.00309	-0.00441	0.00158	-0.00133
	PAST B1500	0.00302	-0.00301	0.00466	-0.00206	0.00126	-0.00117	0.00239	-0.00371	0.00042	-0.00048
	PAST B4500	0.00298	-0.00337	0.00520	-0.00406	0.00139	-0.00175	0.00301	-0.00436	0.00093	-0.00073
	VLAZOV	0.00265	-0.00340	0.00526	-0.00382	0.00121	-0.00185	0.00233	-0.00346	0.00084	-0.00085
20 PISOS	BF	0.00483	-0.00432	0.00492	-0.00234	0.00196	-0.00138	0.00380	-0.00512	0.00095	-0.00096
	PAST B1500	0.00243	-0.00254	0.00283	-0.00142	0.00120	-0.00058	0.00200	-0.00499	0.00048	-0.00027
	PAST B4500	0.00417	-0.00430	0.00341	-0.00162	0.00152	-0.00133	0.00298	-0.00457	0.00052	-0.00029
	VLAZOV	0.00413	-0.00430	0.00385	-0.00216	0.00187	-0.00185	0.00345	-0.00511	0.00048	-0.00047
30 PISOS	BF	0.0025	-0.00234	0.0029	-0.0027	0.00165	-0.00141	0.00384	-0.00247	0.00144	-0.00091
	PAST B1500	0.00137	-0.00141	0.00145	-0.00213	0.00077	-0.00034	0.00294	-0.00091	0.00054	-0.00052
	PAST B4500	0.00195	-0.00188	0.0019	-0.00272	0.00114	-0.00114	0.00354	-0.00165	0.00080	-0.00067
	VLAZOV	0.00202	-0.00188	0.00205	-0.0027	0.00118	-0.00119	0.00359	-0.00174	0.00081	-0.00069

5.2.6 Estimación de la deformación unitaria

De manera análoga según lo estipulado en el DS N°60[33] se realiza el cálculo de la deformación unitaria a la que son sometidos los muros producto de la demanda de curvatura anteriormente calculada. Este parámetro es importante para el estudio, debido a que uno de los criterios de aceptación está limitado por la deformación unitaria que somete a los muros.

La metodología se basa en imponer una deformación unitaria del hormigón a compresión, de un valor de 0.003 en el extremo del muro, luego se asocia a dicha deformación unitaria la capacidad de curvatura de la sección y con ello se calcula la distancia al eje neutro que cumpla con estas condiciones. Luego se mantiene la distancia y se impone la condición de curvatura última, obteniendo la deformación unitaria asociada a dicha demanda de curvatura, a esto se le denomina deformación unitaria última, la expresión utilizada es la presentada en la ecuación 5.3. Además, para cumplir con la normativa vigente se debe limitar una deformación unitaria máxima para el hormigón, indicando un valor máximo de 0.008.

$$\phi_u = \frac{2 * \delta_u}{H_t * l_w} = \frac{\varepsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c} \quad \text{Ecuación 5.3}$$

Los valores obtenidos, para todos los modelos se presentan en las tablas 5.7, 5.8 y 5.9.

Tabla 5.7 Deformación unitaria del muro "R" para todos los modelos.

Modelo	Tipo	CONCE		CHRIST		CONS		SYL		VINA	
		Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-
15 PISOS	BF	0.00140	-0.00123	0.00363	-0.00283	0.00106	-0.00111	0.00215	-0.00308	0.00111	-0.00093
	PAST B1500	0.00211	-0.00210	0.00325	-0.00144	0.00088	-0.00082	0.00167	-0.00259	0.00030	-0.00034
	PAST B4500	0.00208	-0.00235	0.00363	-0.00283	0.00097	-0.00122	0.00210	-0.00304	0.00065	-0.00051
	VLAZOV	0.00185	-0.00237	0.00367	-0.00267	0.00084	-0.00129	0.00162	-0.00242	0.00059	-0.00059
20 PISOS	BF	0.00394	-0.00352	0.00401	-0.00191	0.00160	-0.00112	0.00310	-0.00417	0.00077	-0.00078
	PAST B1500	0.00198	-0.00207	0.00231	-0.00115	0.00097	-0.00047	0.00163	-0.00407	0.00039	-0.00022
	PAST B4500	0.00340	-0.00351	0.00278	-0.00132	0.00124	-0.00108	0.00243	-0.00373	0.00043	-0.00024
	VLAZOV	0.00337	-0.00351	0.00314	-0.00176	0.00153	-0.00151	0.00281	-0.00417	0.00039	-0.00038
30 PISOS	BF	0.00153	-0.00143	0.00178	-0.00165	0.00101	-0.00087	0.00235	-0.00151	0.00088	-0.00056
	PAST B1500	0.00084	-0.00086	0.00088	-0.00130	0.00047	-0.00021	0.00180	-0.00056	0.00033	-0.00032
	PAST B4500	0.00119	-0.00115	0.00116	-0.00166	0.00070	-0.00070	0.00217	-0.00101	0.00049	-0.00041
	VLAZOV	0.00124	-0.00115	0.00125	-0.00165	0.00072	-0.00073	0.00220	-0.00107	0.00049	-0.00042

Tabla 5.8 Deformación unitaria del muro "T" para todos los modelos.

Modelo	Tipo	CONCE		CHRIST		CONS		SYL		VINA	
		Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-
15 PISOS	BF	0.00256	-0.00027	0.00663	-0.00063	0.00194	-0.00025	0.00393	-0.00069	0.00202	-0.00021
	PAST B1500	0.00384	-0.00047	0.00593	-0.00032	0.00160	-0.00018	0.00305	-0.00058	0.00054	-0.00008
	PAST B4500	0.00380	-0.00053	0.00662	-0.00063	0.00177	-0.00027	0.00383	-0.00068	0.00118	-0.00011
	VLAZOV	0.00337	-0.00053	0.00670	-0.00060	0.00154	-0.00029	0.00296	-0.00054	0.00107	-0.00013
20 PISOS	BF	0.00729	-0.00067	0.00742	-0.00037	0.00296	-0.00022	0.00573	-0.00080	0.00143	-0.00015
	PAST B1500	0.00367	-0.00040	0.00427	-0.00022	0.00180	-0.00009	0.00302	-0.00078	0.00072	-0.00004
	PAST B4500	0.00630	-0.00067	0.00514	-0.00025	0.00230	-0.00021	0.00450	-0.00071	0.00079	-0.00005
	VLAZOV	0.00623	-0.00067	0.00580	-0.00034	0.00282	-0.00029	0.00521	-0.00080	0.00072	-0.00007
30 PISOS	BF	0.00558	-0.00037	0.00647	-0.00042	0.00368	-0.00022	0.00856	-0.00039	0.00320	-0.00014
	PAST B1500	0.00304	-0.00022	0.00322	-0.00033	0.00172	-0.00005	0.00655	-0.00014	0.00120	-0.00008
	PAST B4500	0.00435	-0.00029	0.00423	-0.00042	0.00254	-0.00018	0.00789	-0.00026	0.00179	-0.00011
	VLAZOV	0.00451	-0.00029	0.00457	-0.00042	0.00262	-0.00019	0.00801	-0.00027	0.00180	-0.00011

Tabla 5.9 Deformación unitaria del muro "C" para todos los modelos.

Modelo	Tipo	CONCE		CHRIST		CONS		SYL		VINA	
		Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-	Y+	Y-
15 PISOS	BF	0.00193	-0.00029	0.00498	-0.00066	0.00146	-0.00026	0.00295	-0.00072	0.00152	-0.00022
	PAST B1500	0.00289	-0.00049	0.00446	-0.00034	0.00120	-0.00019	0.00229	-0.00061	0.00041	-0.00008
	PAST B4500	0.00286	-0.00055	0.00498	-0.00066	0.00133	-0.00029	0.00288	-0.00071	0.00089	-0.00012
	VLAZOV	0.00253	-0.00055	0.00503	-0.00062	0.00116	-0.00030	0.00223	-0.00056	0.00081	-0.00014
20 PISOS	BF	0.00400	-0.00066	0.00407	-0.00036	0.00162	-0.00021	0.00314	-0.00079	0.00079	-0.00015
	PAST B1500	0.00201	-0.00039	0.00234	-0.00022	0.00099	-0.00009	0.00166	-0.00077	0.00040	-0.00004
	PAST B4500	0.00346	-0.00066	0.00282	-0.00025	0.00126	-0.00020	0.00247	-0.00070	0.00043	-0.00005
	VLAZOV	0.00342	-0.00066	0.00318	-0.00033	0.00155	-0.00029	0.00286	-0.00079	0.00040	-0.00007
30 PISOS	BF	0.00280	-0.00050	0.00325	-0.00057	0.00185	-0.00030	0.00430	-0.00052	0.00161	-0.00019
	PAST B1500	0.00153	-0.00030	0.00162	-0.00045	0.00087	-0.00007	0.00329	-0.00019	0.00060	-0.00011
	PAST B4500	0.00218	-0.00040	0.00212	-0.00058	0.00128	-0.00024	0.00396	-0.00035	0.00090	-0.00014
	VLAZOV	0.00226	-0.00040	0.00229	-0.00057	0.00131	-0.00025	0.00402	-0.00037	0.00090	-0.00015

5.2.7 Resumen de resultados del análisis tiempo-historia

El análisis de los modelos determina que existe una variación en la respuesta sísmica de los edificios al incorporar el efecto del suelo y que estas tienen una relación directa con el tipo de registro utilizado en el análisis tiempo-historia. La alteración en la respuesta de cada edificio incorporando la interacción suelo-estructura, se resume de la siguiente manera.

El comportamiento de los elementos estructurales tiene directa relación con el aumento de los periodos, debido a que un cambio en el periodo fundamental de la estructura genera un comportamiento totalmente diferente frente a una demanda sísmica.

Lo antes citado tiene sentido, si se compara el incremento de demandas para el edificio de 15 pisos con el sismo de Concepción al incorporar el efecto del suelo, esto tiene mucha relación con el periodo. Tal cual ocurre con la variación entre los modelos de base fija de 15 y 20 pisos respectivamente, con este sismo incrementan considerablemente las fuerzas internas, llevando incluso a un comportamiento no lineal de los muros para el modelo de 20 pisos. Si se comparan los periodos fundamentales del modelo de base fija de 20 pisos con el modelo con suelo de 15 pisos, estos son muy cercanos, por lo que el comportamiento de los muros tiene mucha relación con el cambio en el periodo para este tipo de sismos.

Respecto al modelo de 15 pisos incorporando el suelo, se tiene un incremento de corte y momento para el muro "R" y muro "T", con la influencia del modelo de Vlazov se obtuvo una variación mayor. El muro de sección "C" por su parte fue el que tuvo menos variaciones en las demandas de momento. Lo anterior descrito ocurre para el análisis con los sismos de Concepción, Sylmar y Christchurch. En general, los desplazamientos incrementaron con los modelos de suelo y sometidos al sismo de Concepción, con un incremento cercano al 100% con el modelo de Vlazov en la dirección Y negativa. Para los demás sismos la variación fue menor en algunos casos con disminuciones. Se mantiene el comportamiento no lineal de los muros en los primeros pisos del edificio tanto para los modelos de Vlazov como Pasternak, para los sismos de Sylmar y Christchurch, se suman a estos el sismo de Concepción que producto de la influencia de suelo existe fluencia en la base de los muros de sección irregular.

En el modelo de 20 pisos, las fuerzas internas en los muros se mantuvieron con un comportamiento similar al modelo de empotrado, para los pisos superiores intermedios y superiores. Los resultados a nivel de suelo debieron ser corregidos, debido que la respuesta asociada al momento y corte en el primer nivel mostraron una fuerza inicial que permanece, lo que no es un comportamiento normal. La corrección se realiza sometiendo a la historia de momento o corte a una fuerza restauradora de igual valor, pero con sentido contrario. En los pisos superiores las variaciones fueron menores para algunos sismos incrementándose y otros disminuyendo, se marca una tendencia a un incremento de momento en los pisos intermedios, en algunos casos acercándose o superando el valor del momento en la base. Con respecto a los desplazamientos, no existieron grandes variaciones, aunque, para el sismo de menor PGA correspondiente al registro de Viña del Mar la disminución fue cercana al 50% en el desplazamiento de techo.

Para el modelo de 30 pisos, los momentos tuvieron un incremento en la dirección negativa del eje Y, pero con una disminución de los valores positivos. La distribución de fuerzas tiende a disminuir para los primeros pisos y luego incrementar en los niveles intermedios del edificio, dicha variación es mucho más notoria que en el modelo de 20 pisos, esta distribución se asemeja a lo ocurrido con el drift, el cual tiene relación con la tendencia del edificio al movimiento asociado al segundo modo de vibrar, esta situación es aún más visible en el sismo de Viña del Mar, producto de que las demandas de desplazamientos relativos de piso son menores, mismo resultado ocurre para el desplazamiento de techo, donde la incorporación del suelo ayudo a controlar dicha demanda. Con respecto al estado de fluencia de los muros, al incorporar el suelo no existen variaciones y todos los muros se mantienen con un comportamiento lineal.

5.3 Determinación de niveles de desempeño

La actividad sísmica en Chile propone que la periodicidad de eventos sísmicos a los que son sometidas las estructuras tienen un periodo de retorno de entre 80 a 200 años, lo que indica que durante la vida útil de un edificio este se verá afectado al menos una vez por un terremoto de menor o gran intensidad. Desde esta realidad se indican las propuestas de niveles de desempeño, de la metodología publicada por la ACHISINA, las cuales tienen relación con las condiciones sísmicas en territorio nacional.

La propuesta indica que se deben determinar dos estados límites de desempeño, el primero corresponde al límite de ocupación inmediata (OI) y el segundo corresponde al límite de capacidad de deformación adicional (CDA). Dichos niveles están limitados por requerimientos distintos y se estipulan criterios claros a nivel local de la estructura, esto quiere decir el uso de criterios de limitación para los elementos estructurales, mientras que a nivel global solo le limita el nivel de ocupación inmediata.

Estos niveles solo definen el comportamiento global para el primer nivel de desempeño de ocupación inmediata, por lo que a nivel global se puede utilizar otra propuesta o normativa con sustento científico, según se indica en el documento de la ACHISINA, por dicha razón se utilizarán los límites utilizados por la propuesta de Vision2000, para determinar las diferencias de desempeño de la estructura en su modelo de base fija e incorporando el suelo.

5.3.1 Niveles de desempeño a nivel global

Según lo estipulado al inicio de esta sección, se utilizará para medir el nivel de desempeño a nivel global los criterios de la propuesta Vision2000, para esto se propone una comparación de los criterios de aceptación utilizados para definir los niveles de desempeño de los modelos construidos, se utiliza como criterio a nivel global, la comparación del desplazamiento objetivo. Los límites propuestos para cada nivel desde algunos códigos se comparan en la tabla 5.10.

Tabla 5.10 Criterios de aceptación global de niveles de desempeño para distintas propuestas y normativas[6].

Nivel de desempeño	Drift	VISION2000	ATC-40	FEMA 273	PEER (TBI)	ACHISINA
		1995	1996	1997	2010	2017
Operacional	Transiente	< 0.2%	1%	-	-	-
	Permanente	Nada	0.50%	-	-	-
Ocupación Inmediata	Transiente	<0.5%	1% - 2 %	1%	0.50%	0.5% - 0.7%
	Permanente	Nada	0.5% - 1.5%	Negligible	Nada	-
Seguridad de vida	Transiente	<1.5%	2%	2%	-	-
	Permanente	<0.5%	No limit	1%	-	-
Prevención de colapso	Transiente	<2.5%	0.33 (Vi/Pi)	4%	0.03 / 0.045	-
	Permanente	<2.5%	No limit	4%	0.01 / 0.015	-
	Perdida de resistencia	-	20%	-	20%	-

Para la determinación del comportamiento de los modelos se utilizará solo la metodología propuesta por Vision2000. Se comparan los límites de cada nivel con los valores del desplazamiento objetivo, este se estima como el porcentaje de la altura total del edificio correspondiente el desplazamiento de techo. El resumen comparativo se muestra en las figuras 5.52, 5.53 y 5.54.

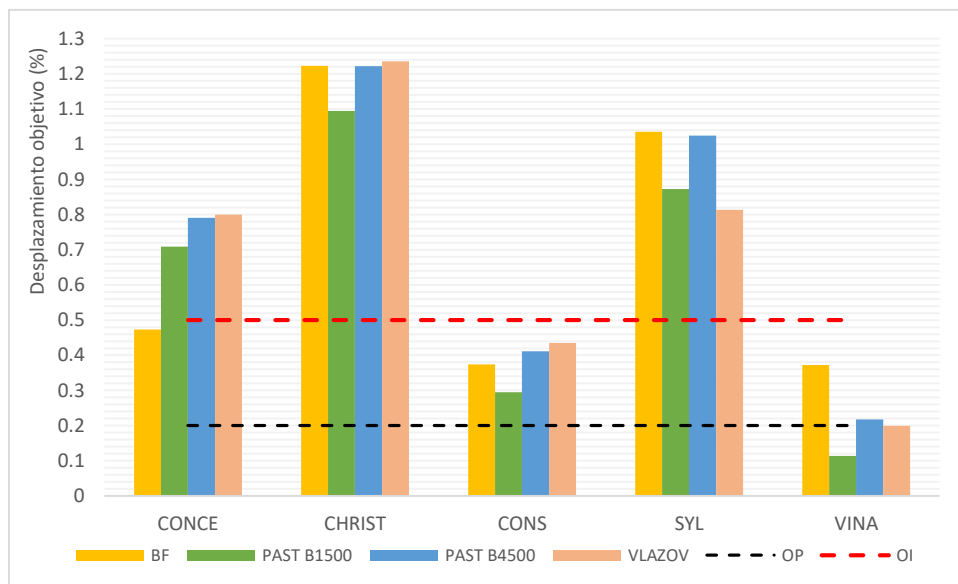


Figura 5.52 Determinación del nivel del desempeño global, modelo de 15 pisos.

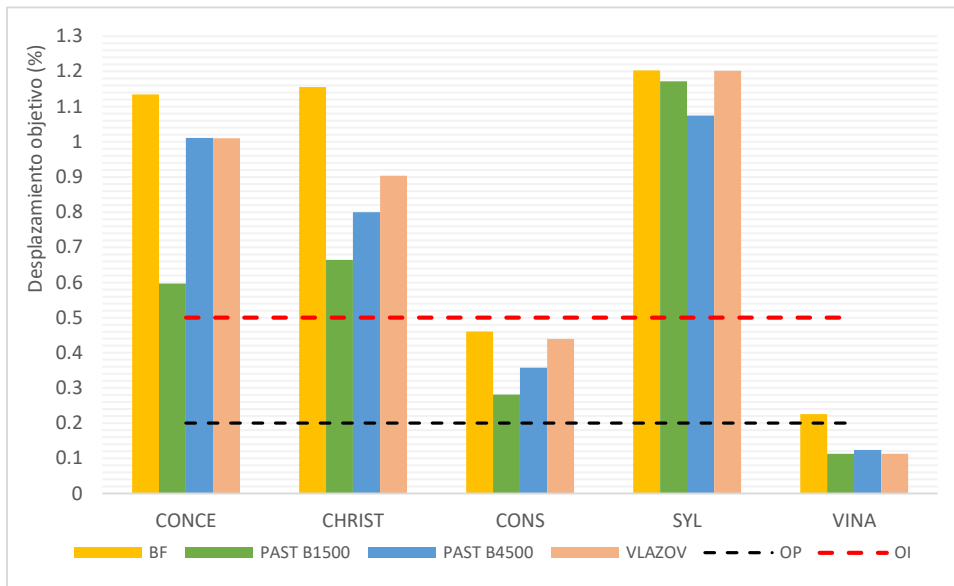


Figura 5.53 Determinación del nivel de desempeño global, modelo de 20 pisos.

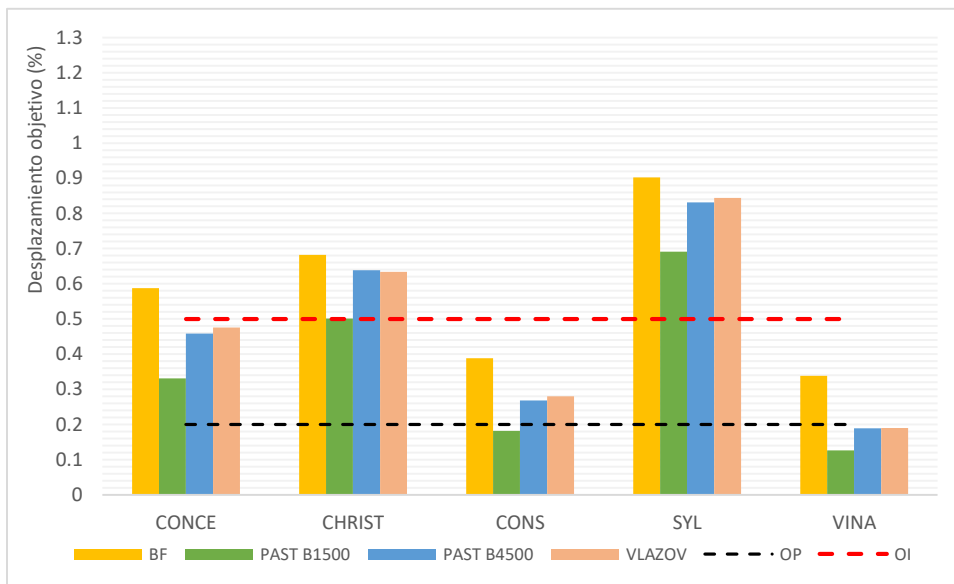


Figura 5.54 Determinación del nivel de desempeño global, modelo de 30 pisos.

La variación del nivel de desempeño de la estructura a nivel global, en ninguno de los casos se alcanza un límite superior al nivel de seguridad de vida correspondiente a un desplazamiento de techo superior al 1.5% de la altura del edificio, por lo que no se alcanza niveles de colapso. A pesar de que, en el caso de Concepción, existe un incremento del desplazamiento objetivo incluyendo los modelos analíticos de suelo, este no supero el nivel de desempeño del modelo de base fija. En el caso del sismo de Viña del Mar por el contrario con la disminuyen los desplazamientos en todos los modelos al integrar la interacción suelo estructura, el modelo logra niveles de desempeño mejores que en el caso de base fija, por lo que su influencia fue beneficiosa para el modelo y con ello un modelo menos conservador.

En el análisis general se tiene que el modelo de 20 pisos fue el sometido al mayor desplazamiento objetivo por lo que mantuvo una tendencia hacia un peor nivel de desempeño, de tal modo se logra establecer como el modelo más pertinente en esta metodología dentro de los tres modelos estudiados.

Mientras que para el edificio de mayor altura se enmarca bajo una disminución del desplazamiento en todos los sismos, por lo que la incorporación del suelo no fue perjudicial para el modelo. Exceptuando el caso del sismo de Viña del Mar, que se mantuvo como el sismo que generó menores momentos y desplazamientos en las estructuras.

5.3.2 Límite de ocupación inmediata

Este nivel de desempeño se define como “la estructura estudiada debe resistir un sismo de diseño con una respuesta de ocupación inmediata”, en otras palabras, lo que limita este nivel es que se los elementos estructurales y no estructurales conserven su funcionalidad luego de ser sometidos a un sismo de diseño, de igual forma se debe limitar la incursión de los elementos en su rango no lineal.

El sismo de diseño corresponde a un sismo de mediana intensidad que impactan sobre una estructura, por ejemplo, en la zona central ocurrieron dos eventos sísmicos con una separación de 25 años entre el primero y el segundo (Algarrobo 1985, Maule 2010) por lo que las estructuras de ciudades grande como Santiago fueron afectadas por dos sismos de diseño en menos de 30 años.

Los requerimientos señalados en la normativa para que la determinación del nivel de desempeño sea correcta son; el estudio debe incorporar al análisis una carga dinámica como se indica para el sismo de diseño, el tipo de análisis requerido debe ser de tipo no lineal dinámico y todos los elementos deben modelarse con las propiedades esperadas de los mismos.

El primer criterio de aceptación o límite para este nivel de desempeño, se basa en el desplazamiento objetivo y se define como un criterio que controla el comportamiento global de la estructura, los valores límite son:

- Edificio con elementos no estructurales frágiles, límite de 0.005
- Edificio con elementos no estructurales dúctiles, límite de 0.007

El segundo criterio propone una evaluación local de la estructura, esto quiere decir la determinación del estado de los elementos estructurales. Bajo este supuesto los elementos estructurales se deben clasificar como principales y secundarios, los elementos principales son los que al ser sometidos a fallas pueden afectar la estabilidad estructural y deben ser controlados por su resistencia, mientras que los elementos secundarios son los que se espera se comporten de manera dúctil y deben ser controlados por deformación. La variable que define el criterio de aceptación local es la deformación unitaria del elemento.

Para los elementos controlados por resistencia:

$$\lambda * F_u \leq \Phi * F_n \quad \text{Ecuación 5.4}$$

$\Phi=1$

$\lambda = 1.5$ para elementos críticos, 1 para elementos no críticos

F_u corresponde a la demanda de resistencia debido al sismo de diseño

F_n corresponde a la resistencia nominal

Los criterios de aceptación local se definen según el tipo de material y los límites de deformación unitaria se definen en la tabla 5.12.

Tabla 5.11 Criterios de aceptación local para límite de Ocupación Inmediata según ACHISINA.

	Elemento de borde no confinado	Elemento de borde confinado
Acortamiento unitario del hormigón	0.004	0.008
Alargamiento del acero de refuerzo	0.01	0.03

5.3.3 Límite de capacidad de deformación adicional

Este nivel propone que se debe evaluar la capacidad de deformación de los elementos si las demandas son superiores a las provocadas por el sismo de diseño.

Para este estado límite se debe considerar un sismo superior al de diseño, denominado sismo máximo considerado. Se establece que para determinar que un sismo es práctico para este nivel si el desplazamiento de techo obtenido es al menos un 40% superior al provocado para un sismo de diseño.

Los requerimientos señalados en la normativa para este nivel son, el estudio debe incorporar al análisis una carga dinámica como se indica para el sismo máximo esperado, el tipo de análisis requerido debe ser de tipo no lineal estático y dinámico, finalmente todos los elementos deben modelarse con las propiedades esperadas de los mismos.

Para este nivel no se considera el primer criterio basado en la deriva de piso, sino se señala directamente el segundo criterio correspondiente al criterio de aceptación local. Los elementos se clasifican de la manera análoga al nivel de ocupación inmediata.

Para los elementos controlados por resistencia

$$F_u \leq \phi * F_n \quad \text{con } \phi = 1 \quad \text{Ecuación 5.5}$$

Los criterios de aceptación local se definen según el tipo de material y los límites de deformación unitaria se definen en la tabla 5.13.

Tabla 5.12 Criterios de aceptación local para límite de capacidad de deformación adicional según ACHISINA.

	Elemento de borde no confinado	Elemento de borde confinado
Acortamiento unitario del hormigón	0.01	0.015
Alargamiento del acero de refuerzo	0.04	0.05

5.3.4 Niveles de desempeño a nivel local

A partir de los criterios de aceptación local para determinar el nivel de desempeño a partir del comportamiento de los elementos estructurales, para esto se define los elementos que necesitan un elemento de borde confinado para cumplir con las disposiciones del nivel de desempeño de ocupación inmediata, comparando con la estimación de la deformación unitaria presentadas en las tablas 5.7, 5.8 y 5.9 de esta sección.

Se presentan los resultados asociados a la mayor demanda de deformación unitaria para cada muro, en las figuras 5.55 a la 5.63. En el caso de los muros de sección irregular, está corresponde al eje Y positivo, donde se tiene una menor capacidad de curvatura en el muro. Los límites establecidos en estas gráficas corresponden a los estipulados en el nivel de desempeño de ocupación inmediata.

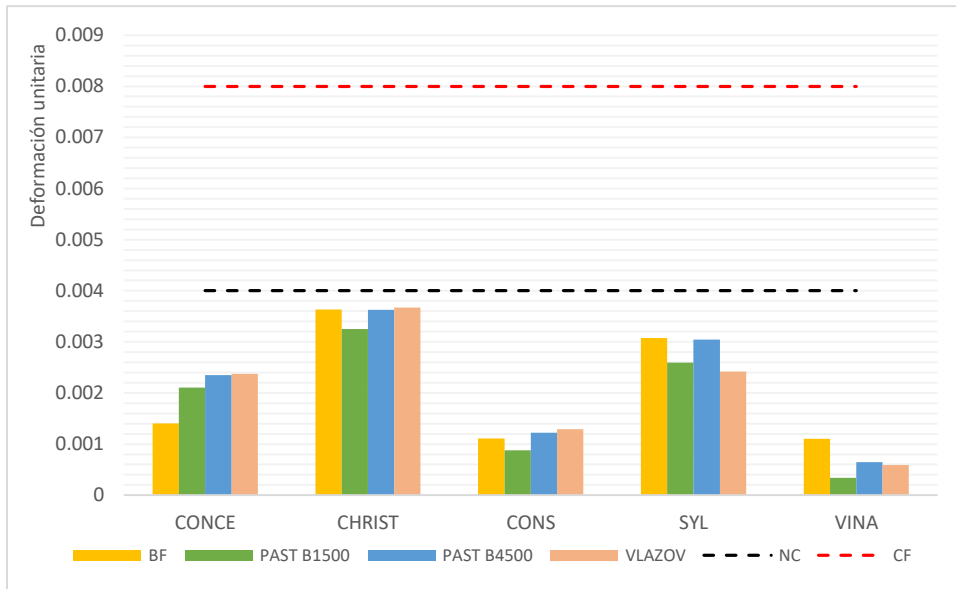


Figura 5.55 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "R" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 15 pisos.

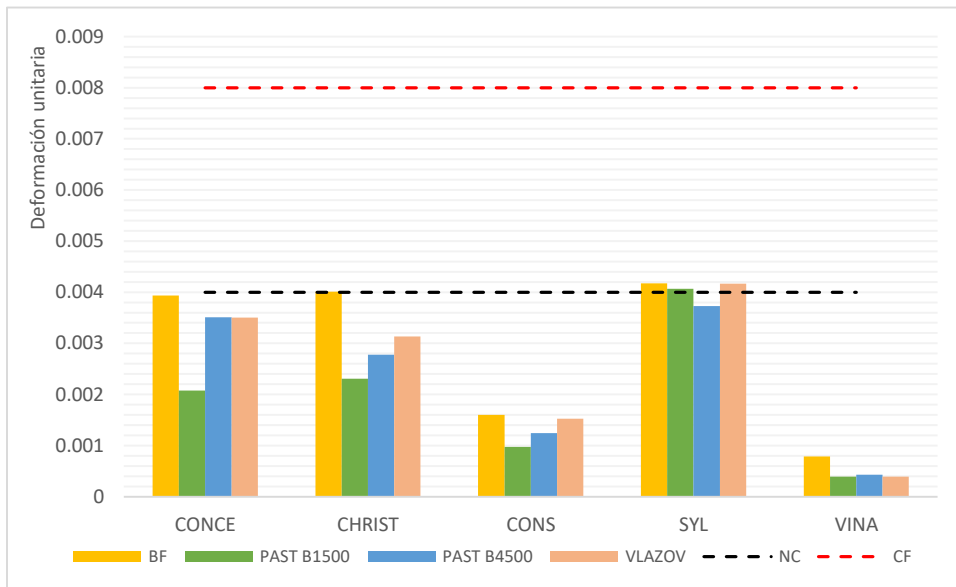


Figura 5.56 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "R" con límites de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 20 pisos.

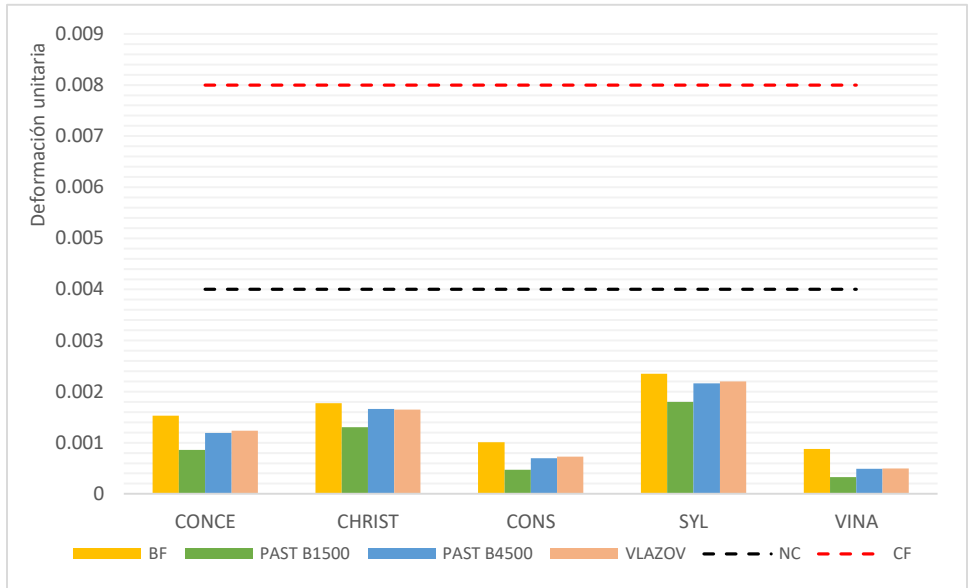


Figura 5.57 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "R" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 30 pisos.

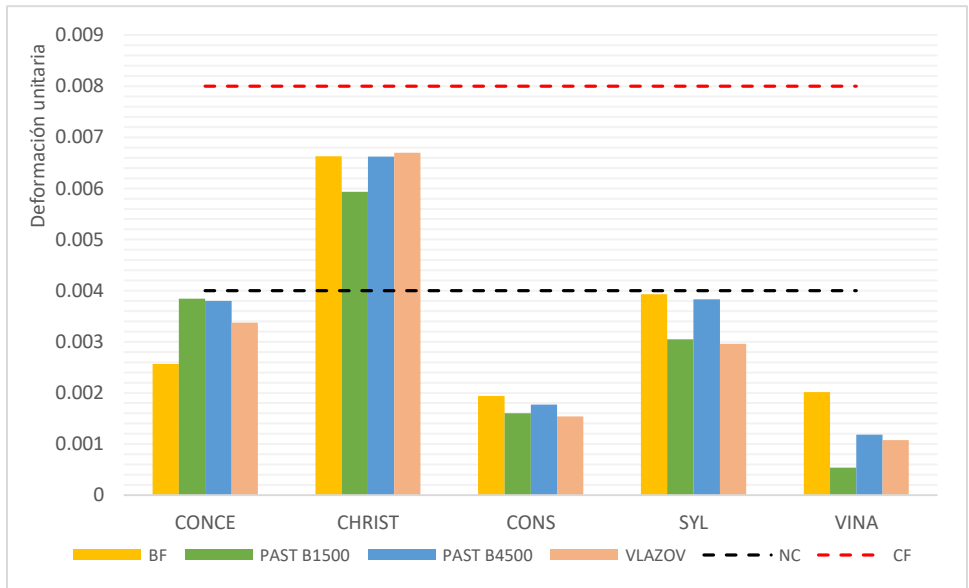


Figura 5.58 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "T" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 15 pisos.

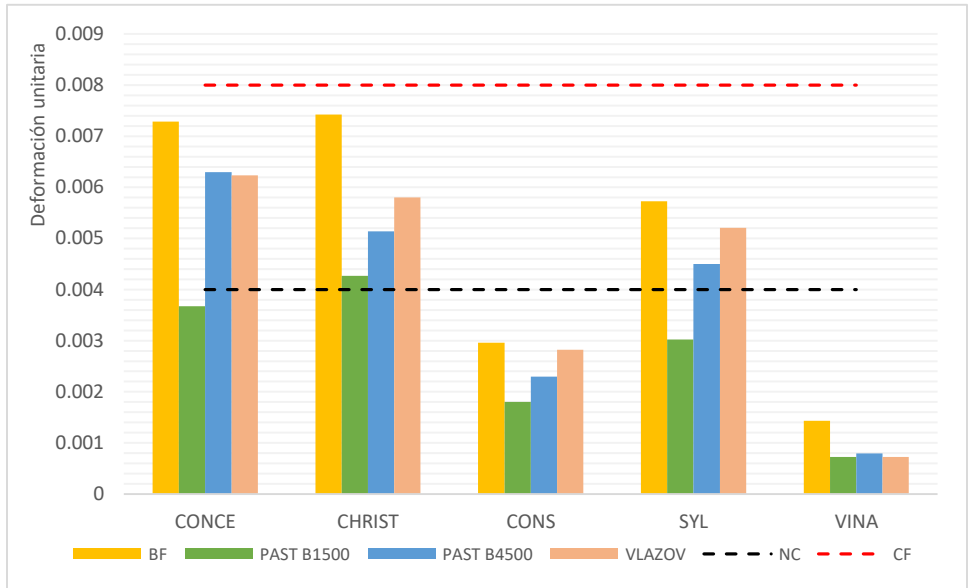


Figura 5.59 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "T" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 20 pisos.

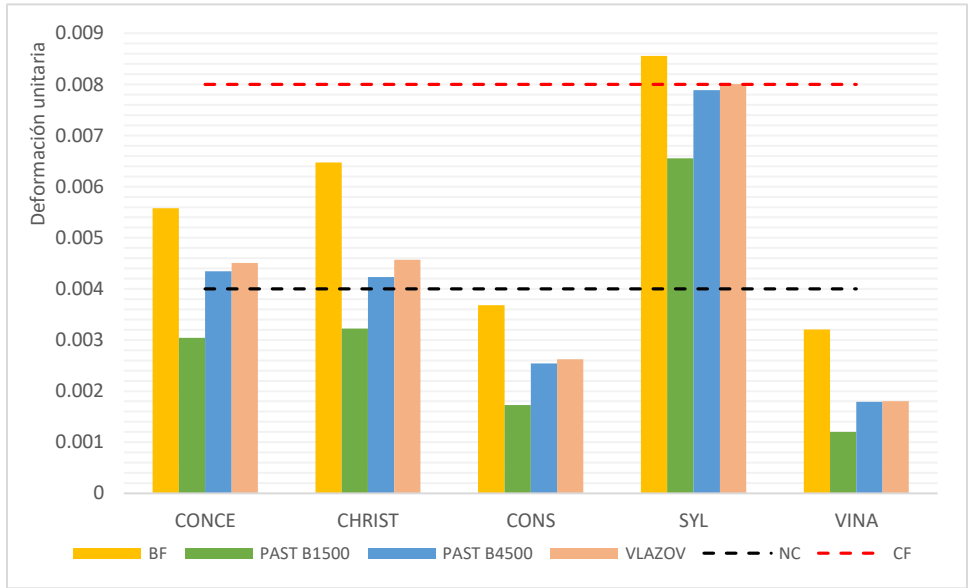


Figura 5.60 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "T" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 30 pisos.

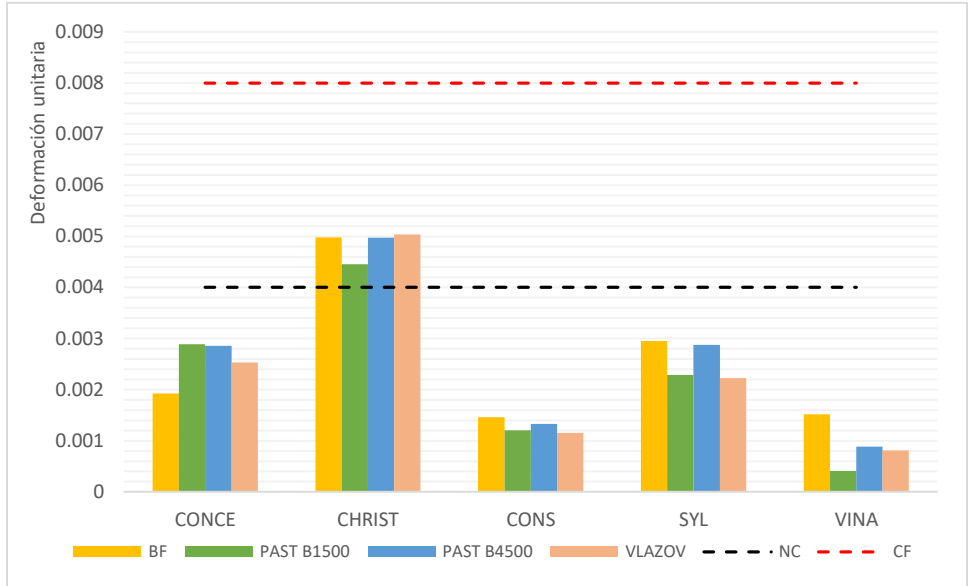


Figura 5.61 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "C" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 15 pisos.

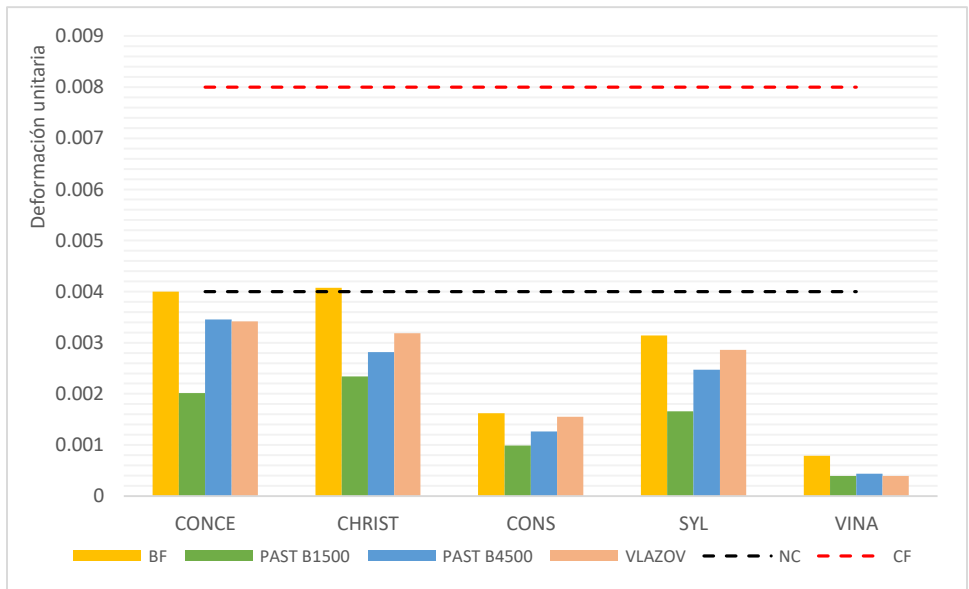


Figura 5.62 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "C" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 20 pisos.

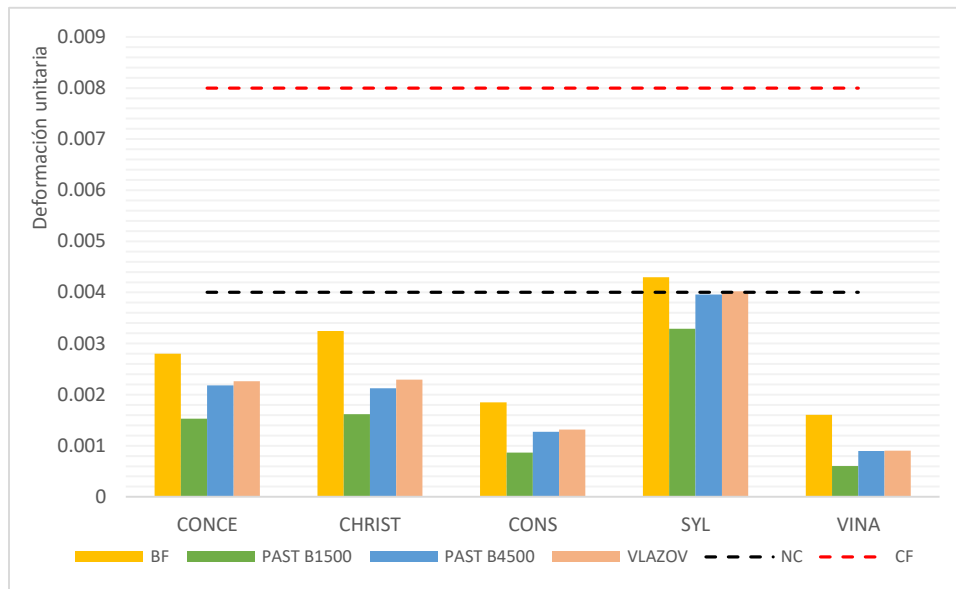


Figura 5.63 Comparación demanda de deformación unitaria del muro "C" con límites de nivel de ocupación inmediata a nivel local, modelo de 30 pisos.

Los elementos tipo muro comparados con los límites establecidos como criterio de estado límite de ocupación inmediata, indican que elementos necesitan confinamiento de su elemento de borde. Se debe recordar que las disposiciones del DSN° 61, indica una limitante de la deformación unitaria de 0.003, lo que es menor al límite establecido en esta metodología.

El muro tipo "T" desarrollo una demanda de deformación unitaria superior en una mayor cantidad de modelos estudiados, incluyendo demandas que superaron el límite establecido de deformación unitaria igual a 0.008 para el sismo de Sylmar, está condición se puede clasificar en el nivel de desempeño superior correspondiente al límite de capacidad de deformación adicional, para comprobar esto se debe clasificar el sismo como el máximo considerado y añadir un análisis no lineal estático al procedimiento, de no ser así se debería pensar en un cambio en el diseño del muro especificado en el que se supera este límite.

Capítulo VI

6. Conclusiones

El presente estudio propone como principal objetivo aplicar la metodología de diseño por desempeño en edificios de distintas alturas, para determinar el comportamiento de edificios de muros de hormigón armado en Chile. Se incorpora en el estudio el efecto del suelo sobre la estructura evaluando su influencia en el comportamiento global y en los elementos estructurales. Se utilizan las disposiciones de normas internacionales y la propuesta de metodología de diseño por desempeño chilena.

Los resultados obtenidos respecto al nivel de desempeño global de la estructura, determinaron que los edificios de 15 y 20 pisos alcanzaron desplazamientos laterales que superaron el límite de ocupación inmediata definido en el 0.5% de la altura total del edificio, esto ocurre para la mayoría de los sismos utilizados en el análisis, siendo el máximo valor 1.2% de la altura total para el modelo de 20 pisos con sismo de Sylmar, de este acercándose al límite superior que suscita el nivel de prevención de colapso. El modelo de 30 pisos obtuvo desplazamientos de techo menores al 1% de su altura.

Los resultados de las demandas locales obtenidos de los análisis tiempo-historia asociados a la deformación unitaria fueron comparados con los criterios establecidos para los estados límite de desempeño local de los elementos. La deformación unitaria tiene relación con el desplazamiento máximo de techo que permite evaluar la demanda de curvatura de los muros, era de esperar tener una demanda superior para el modelo donde se generan mayores desplazamientos de techo, que en este caso corresponden al edificio de mayor altura. Cabe destacar la influencia de los sismos de mayor PGA en cada uno de los modelos, que generaron una demanda más alta de desplazamientos y fuerzas internas, siendo causantes del comportamiento no lineal de los elementos estructurales, como se presenta en el Capítulo V.

A partir de la comparación del desempeño estructural de los edificios, se determina que existe una tendencia a generarse desplazamientos objetivo superiores, producto de los sismos estudiados, en el edificio de 20 pisos. Por esto se define un rango de periodo para el cual la metodología de diseño por desempeño indica un comportamiento más desfavorable de la estructura. El rango definido es para estructuras modeladas con base fija con un período fundamental entre 0.6 y 1.3 segundos, relacionado a los edificios de 15 y 20 pisos sin consideración del suelo, teniendo en cuenta los alcances de este estudio, entre ellos, que corresponden a estructuras de muros de hormigón armado y que la interacción suelo-estructura se realizó con los parámetros de un suelo tipo D y Zona Sísmica III. Dicha hipótesis se puede contrastar con evidencia de estudios que utilizaron la metodología de diseño por desempeño para confirmar el daño ocurrido en edificaciones en suelo nacional posterior al evento del Maule (2010). Ejemplo de ello son el estudio de Bedecarratz [5], que confirmó el daño en los muros de un edificio debido a la existencia de elementos que no presentaban un correcto detallamiento de los elementos de borde. Otro estudio es el realizado por Martínez [34] quien determinó el posible daño estructural de edificios de muros y marcos de hormigón armado, comparando edificios de distintas alturas, determinando un mejor desempeño en edificios construidos en muros, en su análisis se obtuvieron demandas superiores para el rango de períodos postulado en este trabajo.

A nivel general se determinó un aumento de los períodos fundamentales de la estructura al incorporar el efecto del suelo para los modelos de Winkler, Vlazov y Pasternak. La variación es mayor en el caso donde se modeló un suelo más flexible correspondiente al uso de un coeficiente de balasto de 1500 tonf/m³, correspondiente a un cambio en el periodo casi el 100% con respecto al modelo de base fija. Se debe tener en cuenta que para edificios con incorporación del suelo con períodos en el rango antes propuesto pueden tener un peor desempeño estructural.

El comportamiento de los elementos estructurales, en algunos de los análisis, define una condición más desfavorable al incorporar el suelo y en otros casos una reducción de las demandas en los muros, estableciendo que las variaciones en las demandas tienen una directa relación con el tipo de sismo utilizado en el análisis.

Las demandas sísmicas para las cuales los muros alcanzaron un comportamiento no lineal, mantuvieron su estado de fluencia en el primer nivel al incorporar el suelo, en algunos casos rotulándose la base los niveles 2 y 3. Mientras que la variación más significativa se generó en el edificio de 15 pisos, para el cual, al considerar el modelo analítico de suelo, se originaron rotulas plásticas en la base de los muros de sección irregular, al ser sometido al sismo de Concepción.

Las demandas de corte no superaron la resistencia nominal en ninguno de los casos, la variación producto de la incorporación del suelo, fue de igual modo relativa al sismo que se utiliza para el análisis, aunque existe un aumento a nivel de la base en varios de los casos estudiados.

Los desplazamientos de techo del edificio de 30 pisos disminuyen al integrar la interacción suelo estructura, para todos los sismos. Mientras que para los edificios de 15 y 20 pisos la variación no es considerable y los valores tienden al observado en el modelo de base fija, en general se visualiza una disminución de la demanda de desplazamiento máximo, aunque no se deben ignorar los casos particulares donde su efecto fue perjudicial, como el caso del sismo de Concepción para el edificio de 15 pisos, en el cual la influencia del suelo termino generando valores de desplazamiento laterales del doble que el modelo de base fija.

Con respecto al desempeño, para el edificio de 30 pisos de altura, se determinó un mejor comportamiento global al incluir la interacción suelo estructura, para todos los sismos, manteniéndose en estado Operacional para el sismo de Viña del Mar, mientras que para el modelo de base fija se determinó el nivel de Ocupación Inmediata. En el caso del edificio de 15 pisos existe una variación desfavorable del nivel de desempeño al incorporar el suelo, para el sismo de Concepción, alcanzando el nivel de Seguridad de Vida producto de la influencia del suelo.

No existe una variación significativa en los resultados obtenidos con el modelo de Vlazov y Pasternak con balasto de 4500 tonf/m^3 en los edificios de 20 y 30 pisos, si existe una dispersión mayor en el modelo de 15 pisos, donde se ve un aumento de las fuerzas internas con el modelo de Vlazov en todos los casos.

En general la variación de la respuesta de los elementos estructurales al incluir la interacción suelo-estructura en el modelo depende en gran medida de la forma en la que se modela el suelo, el tipo de registro utilizado para el análisis dinámico y de las características fundamentales de la estructura, como son su geometría, altura, sistema sismorresistente, entre otros. Si bien, no es posible determinar que la influencia del suelo se relaciona, en todos los casos estudiados, con el desarrollo de mayores esfuerzos en los muros, omitir en el análisis la influencia del suelo puede determinar errores en la evaluación de la demanda sísmica sobre la estructura diseñada. Estudios, como el de Moghaddasi[35] propone que un número significativo de estructuras sufren incremento en los esfuerzos de momento al incorporar modelos de suelo al análisis, señalando el riesgo de subestimar el efecto que causa la interacción suelo-estructura. La línea investigativa de la influencia del suelo en la respuesta estructural, debe continuar hasta que se establezcan parámetros claros y estos se incorporen a las normativas de diseño actuales.

Referencias

- [1] Massone L, "Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010", Elsevier Journal, 2013.
- [2] Massone L, Bonelli P, Lagos R, Lüders C, Moehle J, Wallace J, "Seismic Design and construction practices for RC structural walls buildings", Earthq Spectra, 2012.
- [3] Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency, "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", FEMA 440, 2005.
- [4] American Society of Civil Engineers, "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings", ATC-40 Report, Volumen 1 y 2, California, EEUU, 1996.
- [5] Bedecarratz E, "Modelación no lineal de un edificio de hormigón armado y aplicación de metodología de diseño por desempeño", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago de Chile, 2018.
- [6] Suquillo B, "Validación de los límites para distintos niveles de desempeño en edificios con muros de hormigón armado (typical chilean RC building)", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago de Chile, 2018.
- [7] ACHISINA, "Diseño sísmico basado en desempeño, un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios", 2017.
- [8] Vargas A, "Análisis no lineal de edificios de muros de hormigón armado mediante beam-truss model", Tesis de magister en ciencias de la ingeniería, Universidad Católica de Chile, 2018.
- [9] Computers and Structures Inc, Structural Software for Building Analysis and Design ETABS, 2015.
- [10] Carr Research Ltd., Structural Software Ruaumoko 2D.
- [11] A.P.S Selvadurai, Elastic Analysis of Soil-Foundation Interaction, Department of Civil Engineering Carleton University
- [12] Murota T, "Concepto de la regulación del diseño sísmico de construcciones en Japón", 1995.
- [13] Ospina A, "Método basado en desplazamientos para el diseño y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes de concreto reforzado", Universidad EAFIT, Medellín, 2012.
- [14] IEBC, International Existing Building Code, 2012.
- [15] Lopez S, Ayala G, "Método de diseño sísmico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado", Artículo ganador del VII Concurso Nacional de Tesis de Maestría y Doctorado de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, 2013.
- [16] Pauly T, Prisley M, Seismic Design Reinforced Concrete and Mansory Buildins, 1992.
- [17] Burgos M, Piqué del Pozo J, "Diseño por capacidad en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E-060 como alternativa de diseño" Universidad Nacional de Ingeniería del Perú, 2007.
- [18] Suarez V, "Diseño basado en desplazamiento, una alternativa racional al diseño basado en fuerzas", Revista ESPOL-RTE, Vol. 2, 2009.
- [19] SEAOC-Vision 2000 Committee, Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Structural Association of California, 1995.

- [20] FEMA 273, NEHRP Guideline for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 1997.
- [21] FEMA 356, ASCE Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.
- [22] PEER-TCI, Guidelines of performance based seismic design of tall buildings, University of California, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010.
- [23] Keer A, Elastic and Viscolastic Foundation Model, Journal of Applied Physics, 1964.
- [24] Vildoso S. "Análisis del comportamiento estructural de un edificio con muros de hormigón armado incorporando la interacción suelo-estructura", Trabajo de título, Universidad de Valparaíso, 2016.
- [25] NCh 1537of.2009, Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso, Instituto Nacional de Normalización, Chile, 2009.
- [26] NCh 3171of.2010, Disposiciones generales y combinaciones de carga, Instituto Nacional de Normalización, Chile, 2010.
- [27] NCh 433 of.96 Mod.2019, Diseño sísmico de edificios, Instituto Nacional de Normalización, Chile, 2009.
- [28] Decreto Supremo N° 61, Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios que deroga el decreto N°117, Instituto Nacional de Normalización, Chile, 2011.
- [29] ACI 318-08, Requisito de reglamento para concreto estructural, American Concrete Institute, 2008.
- [30] Morales A, Ceresa P, Hube M, Ductility and shear demands in reinforced concrete buildings with asymmetric walls, 16th World Conference on Earthquake, 2017.
- [31] Ruaumoko, User Manual for the 2 Dimensional Version, Volumen 2, 2020.
- [32] Ruaumoko, Appendices, Volumen 5, 2020.
- [33] Decreto Supremo N°60, Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para hormigón armado y que deroga decreto N°118, Instituto Nacional de Normalización, 2011.
- [34] Martinez J, "Caracterización de la vulnerabilidad sísmica utilizando curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para algunas tipologías estructurales de hormigón armado. Aplicación a la ciudad de Valdivia, Región de Los Ríos", Tesis para optar al título de Ingeniero Civil en Obras Civiles, Universidad Austral, Chile, 2012.
- [35] Moghaddasi M, Cubrinovski M, Chase J, Pampanin S, Carr A, "Probabilistic evaluation of soil-foundation-structure interaction effects on seismic structural response", Wiley Online Library, 2010.