

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



**Efecto del Suelo en la Respuesta No Lineal de Edificios  
de Hormigón Armado**

Por  
**Joel Luis Pacheco Araya**

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**

*Al concluir esta etapa de mi vida, lleno de regocijo dedico este logro a cada uno de mis seres queridos, es para mí una gran satisfacción poder escribir estas palabras hacia ellos, a mi madre Maritza Araya, a mi padre Joel Pacheco y a mi hermana Nydia Pacheco, quienes han sido esenciales en mi formación como persona, gracias por el esfuerzo que han realizado día a día, de no ser por sus consejos, sus enseñanzas y los valores que inculcaron en mí no sería lo que soy hoy.*

*Gracias a quien me acompañó cada día de este largo proceso, mi mejor amigo, mi fiel compañero, Loki, me faltan palabras para agradecerte tu llegada a nuestras vidas a llenarnos de amor, mil gracias.*

*Quiero extender un profundo agradecimiento, a todos quienes de alguna u otra forma hicieron posible este sueño, a cada amigo, a cada compañero, a cada docente, gracias por todas las experiencias vividas que han aportado enormemente en mi formación profesional. Con mención especial a quien fue el guía de mi Trabajo de Título, Juan Carlos González, por su humildad, profesionalismo y constante entrega en este proceso, gracias por compartir sus conocimientos conmigo.*

*Porque nadie muere mientras permanece vivo en el corazón, quiero recordar con una sonrisa a mi querido amigo Nico quien partió tempranamente de esta tierra, no me cabe duda de que estaríamos brindando y celebrando juntos este logro. También quiero recordar a mi estimado profesor Pacho, quien me enseñó que rendirse jamás es una opción. Gracias a ambos por siempre haber transmitido alegría.*

# Índice

Lista de figuras .....	6
Lista de tablas .....	10
Resumen del trabajo .....	11
Capítulo 1 .....	12
1.- Generalidades .....	12
1.1.- Introducción .....	12
1.2.- Objetivos .....	14
1.2.1.- Objetivo general .....	14
1.2.2.- Objetivos específicos .....	14
1.3.- Alcances .....	15
1.4.- Metodología .....	16
Capítulo 2 .....	17
2.- Antecedentes .....	17
2.1.- Descripción de las estructuras .....	17
2.2.- Descripción de los materiales .....	18
2.2.1.- Hormigón .....	18
2.2.2.- Armadura de refuerzo .....	19
2.3.- Características del suelo .....	20
2.3.1.- Clasificación sísmica del suelo .....	20
2.3.2.- Capacidad de soporte admisible .....	20
2.3.3.- Coeficiente de balasto .....	21
2.4.- Modelos analíticos para la interacción suelo-estructura .....	22
2.4.1.- Modelo de Winkler .....	22
2.4.2.- Modelo de Pasternak .....	23
2.4.3.- Modelo de Vlazov-Leontiev .....	24
Capítulo 3 .....	26
3.- Análisis y diseño convencional de las estructuras .....	26
3.1.- Modelación estructural .....	26
3.2.- Dimensiones elementos estructurales .....	27
3.3.- Cargas y solicitaciones de diseño .....	28
3.3.1.- Cargas gravitacionales .....	28
3.3.2.- Cargas sísmicas .....	28
3.3.3.- Espectro de diseño .....	29
3.3.4.- Combinaciones de carga .....	30
3.4.- Resultados de los análisis .....	31

3.4.1.- Pesos de los edificios .....	31
3.4.2.- Periodos y masas equivalentes por modos.....	31
3.4.3.- Esfuerzos de corte basal .....	33
3.4.4.- Desplazamientos relativos entrepisos .....	34
3.4.5.- Desplazamientos laterales del techo.....	35
3.5.- Diseño de elementos estructurales .....	37
3.5.1.- Diseño de muros.....	37
3.5.1.1.- Resistencia a flexo-compresión .....	37
3.5.1.2.- Demanda y Capacidad de deformación.....	53
3.5.1.3.- Resistencia al cortante por capacidad .....	64
3.5.2.- Diseño de vigas .....	66
3.5.2.1.- Diseño a flexión.....	66
3.5.2.2.- Diseño a corte .....	67
3.5.3.- Diseño de fundaciones .....	68
3.5.3.1.- Tensiones admisibles del suelo .....	68
Capítulo 4 .....	70
4.- Análisis de sensibilidad incorporando la interacción suelo-estructura (SSI).....	70
4.1.- Análisis dinámico tiempo historia .....	70
4.1.1.- Modelación de la estructura .....	70
4.1.1.1.- Superficies de fluencia .....	71
4.1.1.2.- Regla de histéresis.....	73
4.1.2.- Modelación del suelo .....	74
4.1.3.- Ajuste del modelo mediante análisis cíclico incremental .....	75
4.2.- Registros de aceleraciones .....	76
4.2.1.- Viña del Mar.....	76
4.2.2.- Concepción.....	77
4.2.3.- Constitución .....	77
4.2.4.- Sylmar.....	78
4.2.5.- Christchurch.....	78
Capítulo 5 .....	79
5.- Presentación y análisis de resultados .....	79
5.1.- Análisis comparativo de registros de aceleraciones sísmicas con base empotrada .....	80
5.1.1.- Edificio de 10 pisos.....	82
5.1.2.- Edificio de 15 pisos.....	87
5.1.3.- Edificio de 20 pisos.....	92
5.1.4.- Análisis general .....	96
5.2.- Análisis de sensibilidad de los modelos analíticos del suelo .....	97

5.3.- Análisis comparativo: Base empotrada versus SSI con variación en el coeficiente de balasto .....	104
5.3.1.- Registro sísmico de Viña del Mar .....	105
5.3.2.- Registro sísmico de Concepción .....	110
5.3.3.- Registro sísmico de Constitución .....	115
5.3.4.- Registro sísmico de Sylmar .....	120
5.3.5.- Registro sísmico de Christchurch .....	125
5.3.6.- Análisis general .....	129
5.4.- Análisis posible incremento de ductilidad .....	131
5.4.1.- Desplazamiento lateral de techo .....	131
5.4.2.- Demanda de curvatura .....	135
Capítulo 6 .....	138
6.- Conclusiones .....	138
Referencias .....	140
Anexos .....	142

## Lista de figuras

Figura 2.1 – Planta esquemática de las edificaciones. ....	17
Figura 2.2 – Curva idealizada esfuerzo-deformación para el hormigón en compresión uniaxial. Fuente [26]. ....	18
Figura 2.3 – Curva idealizada esfuerzo-deformación para el acero A63-42H. ....	19
Figura 2.4 – Modelo de Winkler. a) Placa rígida sometida a una carga puntual; b) Placa flexible sometida a una carga distribuida. Fuente [14]. ....	22
Figura 2.5 – Modelo de Pasternak. a) Modelo básico; b) Deformaciones en la capa cortante; c) Esfuerzos actuando en la capa cortante. Fuente [14]. ....	23
Figura 2.6 – Modelo de Vlazov-Leontiev. Fuente [14]. ....	24
Figura 3.1 – Vista 3D edificios de 10, 15 y 20 pisos, obtenida desde ETABS. ....	26
Figura 3.2 – Espectro de diseño de pseudo-aceleración. ....	29
Figura 3.3 – Desplazamiento relativo entrepisos. Edificio de 10, 15 y 20 pisos - Análisis modal espectral. ....	34
Figura 3.4 – Desplazamiento lateral de techo – Espectro de desplazamientos. ....	36
Figura 3.5 – Diagramas de solicitaciones muro "R". Edificio 10 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento. ....	38
Figura 3.6 – Diagrama de interacción muro "R". Edificio 10 pisos – Dirección Y-Y. ....	38
Figura 3.7 – Diagramas de solicitaciones muro "R". Edificio 15 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento. ....	39
Figura 3.8 – Diagrama de interacción muro "R". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y. ....	39
Figura 3.9 – Diagramas de solicitaciones muro "R". Edificio 20 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento. ....	40
Figura 3.10 – Diagrama de interacción muro "R". Edificio 20 pisos – Dirección Y-Y. ....	40
Figura 3.11 – Diagramas de solicitaciones muro "T". Edificio 10 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento. ....	41
Figura 3.12 – Diagrama de interacción muro "T". Edificio 10 pisos - Dirección X-X. ....	41
Figura 3.13 – Diagrama de interacción muro "T". Edificio 10 pisos - Dirección Y-Y. ....	42
Figura 3.14 – Diagramas de solicitaciones muro "T". Edificio 15 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento. ....	42
Figura 3.15 – Diagrama de interacción muro "T". Edificio 15 pisos - Dirección X-X. ....	43
Figura 3.16 – Diagrama de interacción muro "T". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y. ....	43
Figura 3.17 – Diagramas de solicitaciones muro "T". Edificio 20 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento. ....	44
Figura 3.18 – Diagrama de interacción muro "T". Edificio 20 pisos - Dirección X-X. ....	44
Figura 3.19 – Diagrama de interacción muro "T". Edificio 20 pisos - Dirección Y-Y. ....	45
Figura 3.20 – Diagramas de solicitaciones muro "C". Edificio 10 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento. ....	45
Figura 3.21 – Diagrama de interacción muro "C". Edificio 10 pisos - Dirección X-X. ....	46
Figura 3.22 – Diagrama de interacción muro "C". Edificio 10 pisos - Dirección Y-Y. ....	46
Figura 3.23 – Diagramas de solicitaciones muro "C". Edificio 15 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento. ....	47
Figura 3.24 – Diagrama de interacción muro "C". Edificio 15 pisos - Dirección X-X. ....	47
Figura 3.25 – Diagrama de interacción muro "C". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y. ....	48
Figura 3.26 – Diagramas de solicitaciones muro "C". Edificio 20 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento. ....	48
Figura 3.27 – Diagrama de interacción muro "C". Edificio 20 pisos - Dirección X-X. ....	49
Figura 3.28 – Diagrama de interacción muro "C". Edificio 20 pisos - Dirección Y-Y. ....	49
Figura 3.29 – Diagramas de solicitaciones muro "RC". Edificio 10 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento. ....	50

Figura 3.30 – Diagrama de interacción muro "RC". Edificio 10 pisos - Dirección Y-Y. ....	50
Figura 3.31 – Diagramas de solicitaciones muro "RC". Edificio 15 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento. ....	51
Figura 3.32 – Diagrama de interacción muro "RC". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y. ....	51
Figura 3.33 – Diagramas de solicitaciones muro "RC". Edificio 20 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento. ....	52
Figura 3.34 – Diagrama de interacción muro "RC". Edificio 20 pisos - Dirección Y-Y. ....	52
Figura 3.35 – Diagrama momento curvatura muro "R". Edificio 10 pisos - Dirección Y-Y. ....	54
Figura 3.36 – Diagrama momento curvatura muro "R". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y. ....	54
Figura 3.37 – Diagrama momento curvatura muro "R". Edificio 20 pisos - Dirección Y-Y. ....	55
Figura 3.38 – Diagrama momento curvatura muro "T". Edificio 10 pisos - Dirección X-X. ....	55
Figura 3.39 – Diagrama momento curvatura muro "T". Edificio 10 pisos - Dirección Y-Y. ....	56
Figura 3.40 – Diagrama momento curvatura muro "T". Edificio 15 pisos - Dirección X-X. ....	56
Figura 3.41 – Diagrama momento curvatura muro "T". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y. ....	57
Figura 3.42 – Diagrama momento curvatura muro "T". Edificio 20 pisos - Dirección X-X. ....	57
Figura 3.43 – Diagrama momento curvatura muro "T". Edificio 20 pisos - Dirección Y-Y. ....	58
Figura 3.44 – Diagrama momento curvatura muro "C". Edificio 10 pisos - Dirección X-X. ....	58
Figura 3.45 – Diagrama momento curvatura muro "C". Edificio 10 pisos - Dirección Y-Y. ....	59
Figura 3.46 – Diagrama momento curvatura muro "C". Edificio 15 pisos - Dirección X-X. ....	59
Figura 3.47 – Diagrama momento curvatura muro "C". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y. ....	60
Figura 3.48 – Diagrama momento curvatura muro "C". Edificio 20 pisos - Dirección X-X. ....	60
Figura 3.49 – Diagrama momento curvatura muro "C". Edificio 20 pisos - Dirección Y-Y. ....	61
Figura 3.50 – Diagrama momento curvatura muro "RC". Edificio 10 pisos - Dirección Y-Y. ....	61
Figura 3.51 – Diagrama momento curvatura muro "RC". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y. ....	62
Figura 3.52 – Diagrama momento curvatura muro "RC". Edificio 20 pisos - Dirección Y-Y. ....	62
Figura 3.53 – Factor de reducción a flexión según estado tensional. ....	66
Figura 3.54 – Esquema cortante de diseño. ....	67
Figura 3.55 – Diagrama de tensiones estáticas del suelo en [tonf/m <sup>2</sup> ]. Edificio 20 pisos. ....	68
Figura 3.56 – Diagrama de tensiones dinámicas del suelo en [tonf/m <sup>2</sup> ]. Edificio 20 pisos Arriba: Dirección X, Abajo: Dirección Y. ....	69
Figura 4.1 – Ejes de análisis, distancias medidas en [m]. ....	70
Figura 4.2 – Modelo en Ruaumoko2D edificio de 10 pisos. ....	71
Figura 4.3 – a) Miembros tipo Frame, b) Elementos de plasticidad concentrada Giberson Beam. Fuente [15]. ....	72
Figura 4.4 – Superficie de fluencia Quadratic Beam-Column. Fuente [15]. ....	72
Figura 4.5 – Histéresis bilineal de Takeda modificado. Fuente [15]. ....	73
Figura 4.6 – Histéresis trilineal con degradación de rigidez SINA. Fuente [15]. ....	74
Figura 4.7 – Miembros tipo Ground. Fuente [15]. ....	74
Figura 4.8 – Ejemplo de la modelación del suelo mediante elementos tipo "Ground". ....	75
Figura 4.9 – Historia de desplazamiento impuesta. ....	75
Figura 4.10 – Registro sísmico de aceleraciones - Viña del Mar, 27 Febrero del año 2010. Componente E-W. ....	76
Figura 4.11 – Registro sísmico de aceleraciones - Concepción, 27 Febrero del año 2010. Componente 1-L. ....	77
Figura 4.12 – Registro sísmico de aceleraciones - Constitución, 27 Febrero del año 2010. Componente 1-L. ....	77
Figura 4.13 – Registro sísmico de aceleraciones - Sylmar, 17 Enero del año 1994. ....	78
Figura 4.14 – Registro sísmico de aceleraciones - Christchurch, 13 Junio del año 2011. ....	78
Figura 5.1 – Muros seleccionados para presentar resultados. ....	79
Figura 5.2 – Espectros de respuesta para los eventos sísmicos en estudio. ....	81
Figura 5.3 – Desplazamientos relativos entrepisos. Modelo empotrado – Edificio de 10 pisos. ....	82

Figura 5.4 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro T. Modelo empotrado – Edificio de 10 pisos. ....	83
Figura 5.5 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro C. Modelo empotrado – Edificio de 10 pisos. ....	84
Figura 5.6 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro R. Modelo empotrado – Edificio de 10 pisos. ....	85
Figura 5.7 – Desplazamientos relativos entrepisos. Modelo empotrado – Edificio de 15 pisos. ....	87
Figura 5.8 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro T. Modelo empotrado – Edificio de 15 pisos. ....	88
Figura 5.9 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro C. Modelo empotrado – Edificio de 15 pisos. ....	89
Figura 5.10 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro R. Modelo empotrado – Edificio de 15 pisos. ....	90
Figura 5.11 – Desplazamientos relativos entrepisos. Modelo empotrado – Edificio de 20 pisos. ....	92
Figura 5.12 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro T. Modelo empotrado – Edificio de 20 pisos. ....	93
Figura 5.13 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro C. Modelo empotrado – Edificio de 20 pisos. ....	94
Figura 5.14 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro R. Modelo empotrado – Edificio de 20 pisos. ....	95
Figura 5.15 – Desplazamientos relativos entrepisos registro Christchurch con SSI. Edificios de 10, 15 y 20 pisos – Comparación modelos Pasternak y Vlazov-Leontiev. ....	98
Figura 5.16 – Diagramas de esfuerzos registro Christchurch. Edificio de 10 pisos – Comparación modelos Pasternak y Vlazov-Leontiev. ....	99
Figura 5.17 – Diagramas de esfuerzos registro Christchurch. Edificio de 15 pisos – Comparación modelos Pasternak y Vlazov-Leontiev. ....	100
Figura 5.18 – Diagramas de esfuerzos registro Christchurch. Edificio de 20 pisos – Comparación modelos Pasternak y Vlazov-Leontiev. ....	101
Figura 5.19 – Esfuerzos inducidos por la deformación estática. Obtenidos desde el modelo con fundación realizado en ETABS. ....	102
Figura 5.20 – Historia de momento con suelo flexible. ....	103
Figura 5.21 – Historia de momento con corrección. ....	103
Figura 5.22 – Desplazamientos relativos entrepisos. Edificios 10, 15 y 20 pisos – Registro sísmico Viña del Mar. ....	105
Figura 5.23 – Diagramas de esfuerzos registro Viña del Mar. Edificio de 10 pisos – SSI con variación de rigidez. ....	106
Figura 5.24 – Diagramas de esfuerzos registro Viña del Mar. Edificio de 15 pisos – SSI con variación de rigidez. ....	107
Figura 5.25 – Diagramas de esfuerzos registro Viña del Mar. Edificio de 20 pisos – SSI con variación de rigidez. ....	108
Figura 5.26 – Desplazamientos relativos entrepisos. Edificios 10, 15 y 20 pisos – Registro sísmico Concepción. ....	110
Figura 5.27 – Diagramas de esfuerzos registro Concepción. Edificio de 10 pisos – SSI con variación de rigidez. ....	111
Figura 5.28 – Diagramas de esfuerzos registro Concepción. Edificio de 15 pisos – SSI con variación de rigidez. ....	112
Figura 5.29 – Diagramas de esfuerzos registro Concepción. Edificio de 20 pisos – SSI con variación de rigidez. ....	113
Figura 5.30 – Desplazamientos relativos entrepisos. Edificios 10, 15 y 20 pisos – Registro sísmico Constitución. ....	115
Figura 5.31 – Diagramas de esfuerzos registro Constitución. Edificio de 10 pisos – SSI con variación de rigidez. ....	116

Figura 5.32 – Diagramas de esfuerzos registro Constitución. Edificio de 15 pisos – SSI con variación de rigidez.....	117
Figura 5.33 – Diagramas de esfuerzos registro Constitución. Edificio de 20 pisos – SSI con variación de rigidez.....	118
Figura 5.34 – Desplazamientos relativos entrepisos. Edificios 10, 15 y 20 pisos – Registro sísmico Sylmar.....	120
Figura 5.35 – Diagramas de esfuerzos registro Sylmar. Edificio de 10 pisos – SSI con variación de rigidez.....	121
Figura 5.36 – Diagramas de esfuerzos registro Sylmar. Edificio de 15 pisos – SSI con variación de rigidez.....	122
Figura 5.37 – Diagramas de esfuerzos registro Sylmar. Edificio de 20 pisos – SSI con variación de rigidez.....	123
Figura 5.38 – Desplazamientos relativos entrepisos. Edificios 10, 15 y 20 pisos – Registro sísmico Christchurch.....	125
Figura 5.39 – Diagramas de esfuerzos registro Christchurch. Edificio de 10 pisos – SSI con variación de rigidez.....	126
Figura 5.40 – Diagramas de esfuerzos registro Christchurch. Edificio de 15 pisos – SSI con variación de rigidez.....	127
Figura 5.41 – Diagramas de esfuerzos registro Christchurch. Edificio de 20 pisos – SSI con variación de rigidez.....	128
Figura 5.42 – Efecto de la transmisión de esfuerzos dado por la doble curvatura.....	129
Figura 5.43 – Incursiones en rango no lineal según periodos de oscilación y registro de aceleración sísmica.....	130
Figura 5.44 – Desplazamiento lateral del techo. Registro de aceleraciones Viña del Mar.....	131
Figura 5.45 – Desplazamiento lateral del techo. Registro de aceleraciones Concepción.....	132
Figura 5.46 – Desplazamiento lateral del techo. Registro de aceleraciones Constitución.....	132
Figura 5.47 – Desplazamiento lateral del techo. Registro de aceleraciones Sylmar.....	133
Figura 5.48 – Desplazamiento lateral del techo. Registro de aceleraciones Christchurch.....	134
Figura 5.49 – Demandas de curvaturas generadas por los eventos sísmicos estudiados. Edificación de 10 pisos.....	135
Figura 5.50 – Demandas de curvaturas generadas por los eventos sísmicos estudiados. Edificación de 15 pisos.....	136
Figura 5.51 – Demandas de curvaturas generadas por los eventos sísmicos estudiados. Edificación de 20 pisos.....	137

## Lista de tablas

Tabla 2.1 – Altura total de las edificaciones.....	17
Tabla 2.2 – Propiedades del hormigón. ....	18
Tabla 2.3 – Propiedades del acero. ....	19
Tabla 3.1 – Nomenclatura de elementos estructurales. ....	27
Tabla 3.2 – Dimensión de muros. ....	27
Tabla 3.3 – Dimensión de vigas. ....	27
Tabla 3.4 – Cargas gravitacionales.....	28
Tabla 3.5 – Parámetros resistentes del suelo.....	28
Tabla 3.6 – Parámetros resistentes de las estructuras.....	28
Tabla 3.7 – Combinaciones de carga por resistencia.....	30
Tabla 3.8 – Combinaciones de carga por tensión admisible. ....	30
Tabla 3.9 – Estados de carga y peso sísmico de las edificaciones.....	31
Tabla 3.10 – Periodos y masas equivalentes por modo. Edificio de 10 pisos.....	31
Tabla 3.11 – Periodos y masas equivalentes por modo. Edificio de 15 pisos.....	32
Tabla 3.12 – Periodos y masas equivalentes por modo. Edificio de 20 pisos.....	32
Tabla 3.13 – Límites corte basal mínimo y máximo.....	33
Tabla 3.14 – Parámetros relacionados con el corte sísmico. ....	33
Tabla 3.15 – Deformación relativa máxima entrepisos.....	34
Tabla 3.16 – Valores de $C_d$ * según rango de periodos. ....	35
Tabla 3.17 – Desplazamiento lateral del techo para las edificaciones.....	36
Tabla 3.18 – Requerimientos de curvatura.....	63
Tabla 3.19 – Resumen diseño al cortante por capacidad.....	65
Tabla 3.20 – Dimensiones losas de fundación.....	68
Tabla 3.21 – Resumen tensiones estáticas y dinámicas del suelo. ....	69
Tabla 5.1 – Duración y aceleración máxima de los registros sísmicos a estudiar. ....	80
Tabla 5.2 – Periodos fundamentales modelos empotrados Ruaumoko2D. ....	80
Tabla 5.3 – Resumen incursiones en el rango inelástico en la base de los muros.....	96
Tabla 5.4 – Periodos de las estructuras con las distintas formas de modelar el suelo.....	97
Tabla 5.5 – Periodos de las estructuras con variación de rigidez del suelo.....	104

## Resumen del trabajo

El comportamiento de una estructura se ve alterado por su interacción entre la fundación y el medio del suelo bajo ella. Este comportamiento mutuamente dependiente de la estructura y el suelo se denomina interacción suelo-estructura (SSI). Por lo tanto, no siempre puede ser realista analizar una estructura según la práctica de diseño estructural convencional que considera que la base es fija.

Este trabajo tiene como objetivo principal estudiar el efecto favorable o desfavorable de incorporar la interacción suelo-estructura en el análisis de estructuras comúnmente comerciales en Chile sometidas a solicitaciones sísmicas. Para ello, se analizaron y diseñaron tres edificios compuestos principalmente por muros de hormigón armado, de secciones transversales simétricas y asimétricas de 10, 15 y 20 pisos mediante un modelamiento tridimensional en el software de elementos finitos ETABS verificando las especificaciones de las normativas chilenas vigentes. Las edificaciones se encuentran situadas sobre las mismas condiciones del terreno el cual corresponde a un suelo tipo D, según la clasificación de la NCh433.Of1996 Mod.2009 [17] y DS N°61 [18], compuesto principalmente de arena mal graduada en algunos casos saturada como es el caso del suelo existente en el centro de la Ciudad de Viña del Mar, Chile.

Se realizaron análisis tiempo-historia con registros de aceleraciones del terremoto del Maule del 27 de febrero del 2010 obtenidos en las ciudades de Viña del Mar, Concepción y Constitución. Además, se agregaron al estudio registros de terremotos impulsivos como el de Christchurch del año 2011 y el registrado en Sylmar en 1994 con la intención de comparar la respuesta estructural de las edificaciones cuando son sometidas a distintos tipos de registro sísmico.

La interacción suelo-estructura se analizó mediante modelos bidimensionales en el software de elementos finitos Ruaumoko2D. Donde se compararon las metodologías más utilizadas en este tipo de investigaciones como es el caso de Winkler, Pasternak y Vlazov-Leontiev. Además, se realizaron variaciones en el coeficiente de balasto del suelo para entender como esto afecta en las respuestas estructurales de las distintas edificaciones.

Se estudian los periodos, desplazamientos relativos entrepisos, diagramas de esfuerzos en los muros, curvas de histéresis, desplazamientos laterales del techo y demandas de curvatura de cada edificación cuando se incorpora el efecto de la flexibilidad del suelo, realizando análisis comparativos versus la modelación empotrada convencional.

El estudio muestra los efectos significativos de SSI en distintos sismos alterando en algunos casos considerablemente la respuesta sísmica de las estructuras en comparación al modelamiento convencional, generando que muros empotrados que presentan un comportamiento lineal, alcancen el rango no-lineal al incorporar la interacción con el suelo. Si dicha alteración es favorable o desfavorable para cada edificio depende del tipo de registro sísmico y el periodo de oscilación que tenga, lo cual, depende del tipo de suelo y el número de pisos de la edificación respectiva.

# Capítulo 1

## 1.- Generalidades

### 1.1.- Introducción

Chile se encuentra situado en el cinturón de fuego del Pacífico [1], zona de mayor sismicidad en el mundo, de modo que, se hace imprescindible un mejor conocimiento sobre el comportamiento dinámico de las estructuras, para esto, se requiere que la ingeniería estructural y la geotecnia estén estrechamente conectadas mediante la interacción suelo-estructura (SSI). Actualmente la práctica convencional de diseño asume que la base de las estructuras es fija o empotrada y los efectos del suelo sólo se consideran mediante amplificaciones en los espectros de diseño especificado en los códigos.

Los avances y experiencias en ingeniería sobre la SSI mediante el uso de métodos de análisis no-lineal, han permitido realizar estimaciones realistas tanto de las capacidades de desplazamiento como de las demandas sísmicas [4-8.9], demostrando que los principales factores que inciden en el comportamiento favorable o desfavorable de las estructuras son las características del suelo, el periodo de la estructura y el tipo de registro sísmico [10].

En muchas situaciones, la incorporación analítica de la interacción suelo estructura puede resultar beneficiosa, en el sentido de que se genera una redistribución de corte y momento a lo largo de la altura del edificio en comparación con el modelo de base fija [5-29]. Sin embargo, en el caso de las estructuras de hormigón armado de determinada altura, la interacción suelo-estructura puede provocar, en algunos casos, un comportamiento sísmico desfavorable [10], tales como, el aumento de los desplazamientos absolutos y/o de las derivas de entrepisos, lo que posiblemente podría reducir la rigidez estructural implicando un aumento del periodo natural del sistema [7-28].

Estudios comprobaron que el efecto de la interacción suelo-estructura modifica las formas modales, afectando a las excitaciones sísmicas en ambos sentidos del movimiento [11] lo que podría intensificar significativamente las fuerzas internas y las demandas de deformación de los elementos de cierto tipo de edificaciones [6].

En el caso de los suelos arenosos, la deriva se intensifica considerablemente para los suelos más sueltos [3-7], lo que puede tener un efecto perjudicial en la demanda sísmica impuesta, llegando incluso a la resonancia en vibraciones más largas. Cabe destacar que, debido a esto existe un alza en las exigencias de ductilidad de los miembros estructurales y en algunos casos la demanda de desplazamiento incrementa incluso provocando contacto entre edificios adyacentes [4-10-28], en consecuencia, es fundamental comprender el comportamiento estructural considerando la interacción suelo-estructura [9], así como los parámetros que permiten modelar correctamente el suelo para obtener un óptimo diseño estructural [3].

En muchos países, incluido Chile, todavía no existen reglamentos e instrucciones de código que obliguen a los ingenieros tener en cuenta los efectos de la SSI en el diseño y evaluación de las estructuras, por lo tanto, es probable que las edificaciones existentes hayan sido diseñadas sin tener en cuenta dicha interacción. Estudios en la ciudad de Concepción posteriores al terremoto del Maule, aquel 27 de febrero del 2010, observaron grandes daños en algunas estructuras de hormigón armado, concluyendo que, “los códigos de diseño deben ser revisados en relación con las disposiciones de diseño de los muros. Esas revisiones podrían incluir muchos aspectos, desde la caracterización del movimiento del suelo en periodos más largos hasta requisitos de confinamiento más estrictos” [2].

Por lo mencionado anteriormente, es fundamental investigar la importancia e influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica de edificios compuestos por muros de hormigón armado (construcciones típicas de Chile), debido a la acción de fuerzas sísmicas sobre suelos arenosos saturados, contribuyendo de esta manera a difundir la importancia del factor suelo y su implicancia en el futuro comportamiento estructural.

El presente estudio tiene como objetivo entender el efecto de incorporar la interacción suelo-estructura en el análisis de tres edificaciones de 10, 15 y 20 pisos típicamente comerciales en Chile, formadas principalmente por muros de hormigón armado de secciones transversales simétricas y asimétricas, cuando son excitadas con diversos eventos sísmicos entre ellos los registros de aceleraciones obtenidos en las ciudades de Viña del Mar, Concepción y Constitución, para el terremoto del 27 de Febrero del año 2010. Además, se agregan al estudio sismos impulsivos como el registrado en Sylmar en el año 1994 y el de Christchurch el año 2011.

El diseño de los elementos estructurales que componen las edificaciones se realiza mediante el software de elementos finitos ETABS [16] de manera convencional respetando las especificaciones de NCh433.Of1996 Mod.2009 [17], ACI 318-11 [19] y los Decretos Supremos N°60 [20] y 61 [18]. La modelación de las estructuras se efectúa mediante modelos tridimensionales usando elementos tipo frame para las vigas y elementos tipo shell para muros y losas. Por otra parte, en el mismo software se calculan las dimensiones de las fundaciones procurando no sobrepasar la capacidad admisible del terreno mediante la metodología de Winkler [12].

Se evalúa el comportamiento sísmico de las edificaciones cuando se incorpora el efecto del suelo se analiza mediante análisis dinámicos tiempo-historia no lineales, bidimensionales (2D), utilizando el software de elementos finitos Ruaumoko2D [15]. Dicha interacción suelo-estructura se efectúa utilizando metodologías recurrentes en este tipo de investigaciones como las metodologías de Pasternak [13] y Vlazov-Leontiev [14].

Para cumplir los objetivos de este trabajo primero se realizan análisis comparativos de desplazamientos relativos entrepisos, diagramas de esfuerzos y demandas de ductilidad en los muros principales de cada edificación empotrada de manera convencional al ser sometidas a los distintos registros de aceleraciones sísmicas en estudio, con la intención de entender cómo afectan los diferentes eventos sísmicos en la respuesta estructural de las distintas edificaciones.

En segundo lugar, se realizan análisis comparativos entre las metodologías de Pasternak y Vlazov-Leontiev con la intención de identificar posibles variaciones entre ambos modelos constitutivos del suelo. Se estudian los desplazamientos relativos entrepisos, los periodos de cada edificación y los diagramas de esfuerzos de cada muro.

Luego, con la finalidad de entender el efecto de la flexibilidad del suelo en la respuesta estructural, se realizan análisis comparativos considerando variaciones en el coeficiente de balasto para todos los registros considerados en el estudio. Además, se evalúan los posibles incrementos de ductilidad comparando los resultados de desplazamiento lateral de techo y demandas de curvatura.

Finalmente, se interpretan los resultados obtenidos para entender el efecto de la interacción suelo estructura y cómo influye el tipo de registro sísmico en la respuesta de las edificaciones de muros de hormigón armado diseñadas.

## **1.2.- Objetivos**

### **1.2.1.- Objetivo general**

Estudiar y analizar el comportamiento de edificios con alturas típicamente comerciales en Chile, cuyos sistemas estructurales estén formados por muros de hormigón armado, incorporando el efecto de la interacción suelo-estructura.

### **1.2.2.- Objetivos específicos**

- a) Diseñar y analizar estructuralmente edificios habitacionales de hormigón armado en un suelo arenoso saturado como en la zona céntrica de Viña del Mar y/o Concepción, de acuerdo con las normas y códigos chilenos vigentes.
- b) Analizar el efecto del suelo en los modos superiores de vibrar en edificaciones de muros de hormigón armado.
- c) Comparar las respuestas sísmicas de edificios de muros de hormigón armado cuando son modelados con base fija versus los modelados con base flexible (efecto SSI).
- d) Verificar cómo influye el tipo de registro sísmico en la respuesta de edificios compuestos por muros de hormigón armado.
- e) Generar recomendaciones de diseño para posibles incrementos de ductilidad en los elementos de hormigón armado.

### 1.3.- Alcances

- a) Se estudia el comportamiento de tres edificaciones de 10, 15 y 20 pisos formadas por muros de hormigón armado con distribuciones en planta comúnmente utilizada en construcciones de uso habitacional cuando se incorpora la interacción suelo-estructura en el análisis.
- b) La modelación estructural se realiza utilizando el software de elementos finitos ETABS. Los edificios se diseñan de acuerdo con las normativas chilenas vigentes suponiendo que están situados en un suelo tipo D y zona sísmica 3.
- c) Para los análisis no lineales tiempo-historia se utilizan los registros de aceleraciones sísmicas de Viña del Mar, Concepción y Constitución del 27 de febrero del 2010. Además de los registros impulsivos registrados en Christchurch en 2011 y en Sylmar en 1994.
- d) Se evalúa la interacción suelo-estructura mediante las metodologías de Winkler, Pasternak y Vlazov-Leontiev utilizando modelos bidimensionales en el software Ruaumoko2D sólo en la dirección Y de análisis.
- e) Se analizan los resultados correspondientes a periodos de las edificaciones, diagramas de esfuerzos de muros y sus curvas de histéresis, desplazamientos relativos entrepisos, desplazamientos laterales del techo y demandas de curvatura.

## 1.4.- Metodología

- a) Lectura y recopilación de información relevante para la investigación, revisión bibliográfica.
- b) Proponer estructuraciones en base a la comparación de arquitecturas típicas de edificios habitacionales existentes en la ciudad de Viña del Mar.
- c) Modelar tres edificaciones de 10, 15 y 20 pisos compuestas por muros de hormigón armado mediante el software ETABS.
- d) Diseñar las edificaciones convencionalmente utilizando las normas y códigos chilenos vigentes en cumplimiento con las solicitudes y los desplazamientos especificados.
- e) Dimensionar las losas de fundación procurando no sobrepasar la capacidad de soporte del suelo mediante la metodología de Winkler.
- f) En el programa de análisis no lineal Ruaumoko2D, analizar y comparar las metodologías de modelación del suelo propuestas por Pasternak y Vlazov-Leontiev incorporadas en dicho programa.
- g) Analizar y estudiar el comportamiento de los edificios utilizando la interacción del suelo para los registros sísmicos de aceleraciones seleccionados en una dirección de análisis considerando variaciones en el coeficiente de balasto del suelo.
- h) Evaluar el comportamiento de los edificios en base a los periodos, desplazamientos relativos entrepisos, desplazamientos laterales en el techo, solicitudes de corte y momento, demanda de curvatura de los elementos y grado de incursión en el rango no lineal.
- i) Concluir la investigación en base a los resultados obtenidos.

## Capítulo 2

### 2.- Antecedentes

#### 2.1.- Descripción de las estructuras

Las estructuras en estudio corresponden a tres edificaciones del tipo habitacional de 10, 15 y 20 pisos, ubicadas en la zona céntrica de Viña del Mar, V Región, Chile. Dichos edificios tienen la misma distribución en planta. Están compuestas estructuralmente por muros de hormigón armado y losas rígidas entre pisos. Cabe destacar que, la geometría, ubicación y orientación de los muros es idealizada, con la finalidad de facilitar el análisis de resultados, además, se tiene una estructuración comúnmente utilizada para construcciones de este tipo según análisis comparativos realizados por Vildoso [23].

A continuación, en la Figura 2.1 se observa la planta estructural propuesta para las tres edificaciones con su respectiva nomenclatura de muros y vigas.

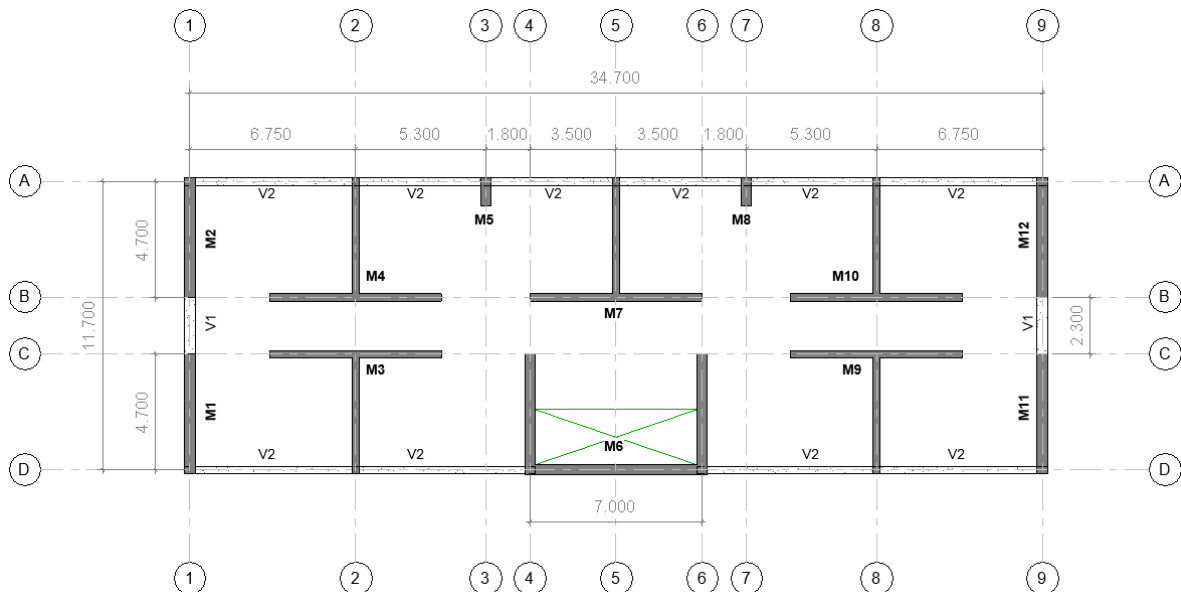


Figura 2.1 – Planta esquemática de las edificaciones.

Cabe destacar que, si bien se tiene la misma distribución de muros en planta, las edificaciones difieren en sus espesores, los cuales son detallados en el Capítulo 3.2. del presente documento. En las tres estructuras se consideran losas de hormigón armado entre pisos las cuales funcionan como diafragma rígido con un espesor de 15 centímetros.

A continuación, la Tabla 2.1 presenta la altura total de cada edificio.

Tabla 2.1 – Altura total de las edificaciones.

Edificio	Altura por piso [m]	Altura total [m]
10 pisos	2.4	24
15 pisos	2.4	36
20 pisos	2.4	48

## 2.2.- Descripción de los materiales

### 2.2.1.- Hormigón

Para el diseño de los elementos estructurales como muros, vigas y losas entrepisos, se utilizó un hormigón G25, mientras que para el diseño de las fundaciones se considera un hormigón G30. A continuación, se detallan las propiedades en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 – Propiedades del hormigón.

Tipo de hormigón	Propiedad	Valor	Unidades
G25	Resistencia cilíndrica ( $f'_c$ )	25	[MPa]
	Módulo de elasticidad (E)	23875	[MPa]
	Peso específico ( $\gamma$ )	24,5	[kN/m <sup>3</sup> ]
	Módulo de corte (G)	9948	[MPa]
G30	Resistencia cilíndrica ( $f'_c$ )	30	[MPa]
	Módulo de elasticidad (E)	26154	[MPa]
	Peso específico ( $\gamma$ )	24,5	[kN/m <sup>3</sup> ]
	Módulo de corte (G)	10897	[MPa]

La curva de esfuerzo – deformación citada frecuentemente debida a Hognestad [26] se muestra en la Figura 2.2, la cual es una curva parabólica de segundo grado antes de alcanzar el esfuerzo máximo y luego un tramo lineal.

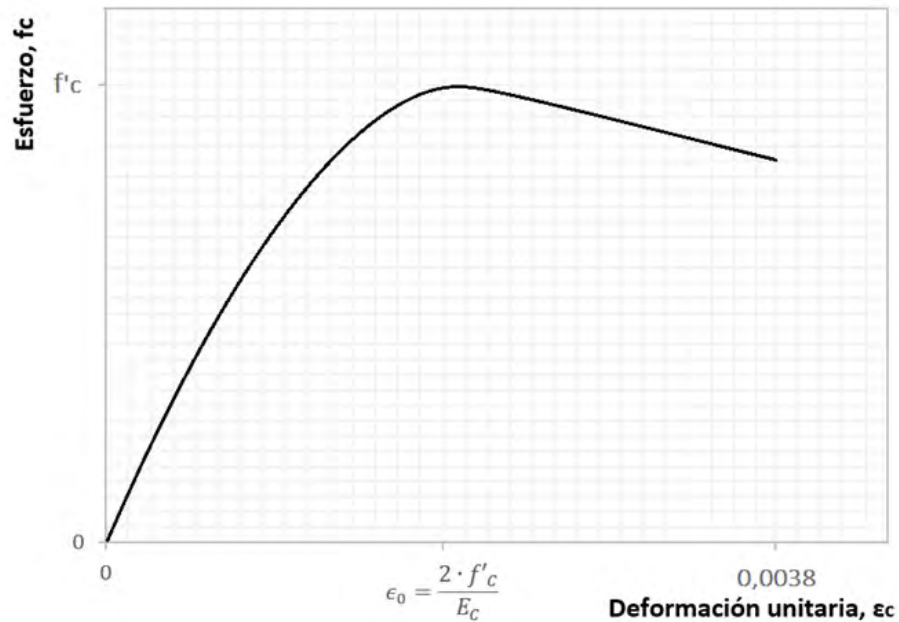


Figura 2.2 – Curva idealizada esfuerzo-deformación para el hormigón en compresión uniaxial. Fuente [26].

## 2.2.2.- Armadura de refuerzo

La armadura de refuerzo que se utiliza para muros, vigas, losas entrepisos y fundaciones corresponde a un acero de calidad A63-42H, sus propiedades se detallan en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 – Propiedades del acero.

Material	Propiedad	Valor	Unidades
Acero A63-42H	Tensión de fluencia ( $f_y$ )	420	[MPa]
	Tensión de rotura ( $f_u$ )	630	[MPa]
	Módulo de elasticidad ( $E_s$ )	203890,2	[MPa]
	Peso específico ( $\gamma$ )	76,93	[kN/m <sup>3</sup> ]
	Módulo de corte ( $G$ )	80000	[MPa]

Según se indica en [26] la curva de esfuerzo – deformación de las varillas de acero cargadas monóticamente a tensión es una curva que inicia con un tramo elástico lineal, una plataforma de cedencia, una región de endurecimiento por deformación en la que el esfuerzo nuevamente aumenta con la deformación, y finalmente un tramo en el que el esfuerzo decae hasta que ocurre la fractura.

Sin embargo, para el análisis no lineal se considera sólo el tramo bilineal de la curva hasta la deformación máxima unitaria, la cual se considera igual al 6%. A continuación, la Figura 2.3 muestra el comportamiento idealizado de la curva.

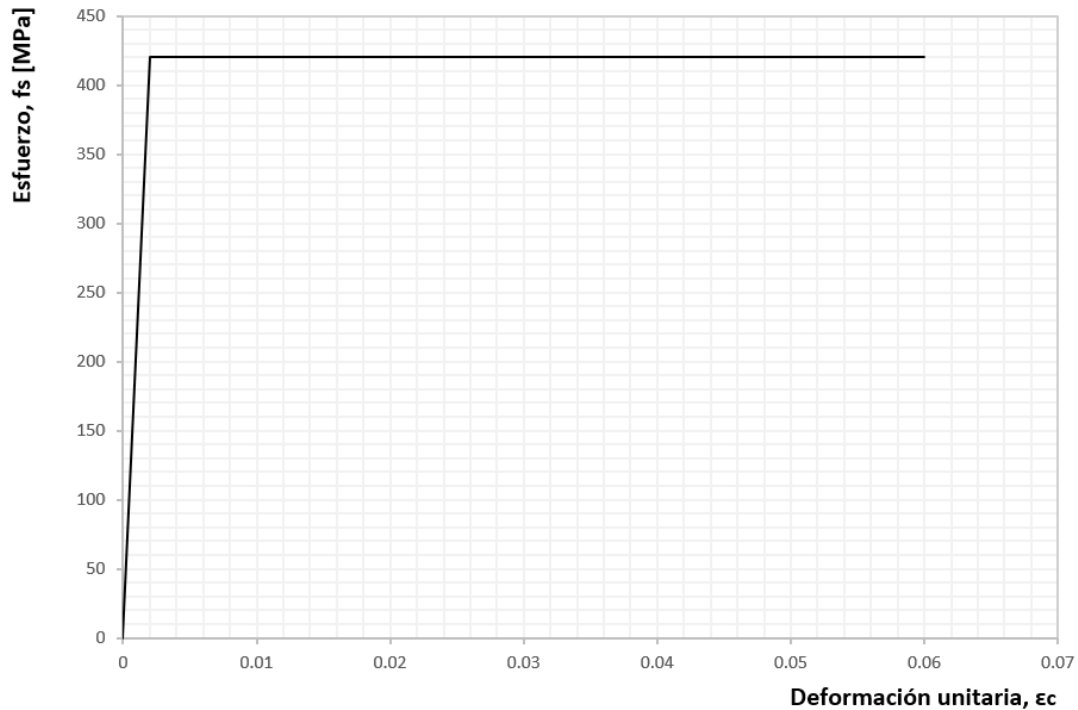


Figura 2.3 – Curva idealizada esfuerzo-deformación para el acero A63-42H.

## **2.3.- Características del suelo**

Todo lo que se ha llegado a construir, debe apoyarse en el suelo. Siendo este parte fundamental del sostén de cualquier estructura superficial, si el suelo cede por no ser capaz de soportar el peso, la estructura que está apoyada sobre él cederá de igual manera. Por lo que se hace indispensable el conocimiento profundo de las características del suelo sobre el cual se construirá.

Las características resistentes del suelo fueron determinadas mediante análisis comparativos realizados por Vildoso [23], en base a recopilación de información de distintas mecánicas de suelos de edificaciones ubicadas en la zona céntrica de Viña Del Mar.

### **2.3.1.- Clasificación sísmica del suelo**

La respuesta sísmica de una superficie de suelo y la sollicitación sísmica que se desarrolla sobre una estructura emplazada en dicha superficie son principalmente dependiente de la rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores del terreno de fundación, del periodo fundamental del suelo, del nivel de amortiguamiento desarrollado por los distintos suelos constituyentes del terreno y de la excitación sísmica propiamente tal [18].

La experiencia empírica y la teoría indican que el mejor comportamiento sísmico se observa en terrenos rocosos y, por el contrario, el mayor daño se ha observado en suelos finos blandos. Consecuentemente, la clasificación sísmica del terreno de fundación considera unidades, o niveles, que van desde el de mejor comportamiento (Roca: Suelo Tipo A) al de mayor exigencia sísmica (Suelo Tipo E: Suelo de compacidad o consistencia mediana) [18].

Según lo estipulado en el DS N°61 [18] y NCh433.Of1996 Mod.2009 [17] se considera que para el análisis sísmico el suelo en el cual se sitúan las edificaciones es una arena con presencia de napas freáticas correspondiente a un suelo tipo "D" y zona sísmica "3".

### **2.3.2.- Capacidad de soporte admisible**

Este dato es de importancia, porque precisamente es el que cuantifica la capacidad portante o resistencia del suelo, representa la tensión (fuerza por unidad de superficie) que puede soportar el terreno a determinada profundidad de tal forma que se evite una falla por cortante del suelo o un asentamiento excesivo.

Según la comparación de distintas mecánicas de suelos [23], la capacidad de soporte estática del suelo más utilizada en la zona de Viña del Mar es de 2.6 [kgf/cm<sup>2</sup>], mientras que para el caso dinámico es de 3.2 [kgf/cm<sup>2</sup>].

Debido a la poca capacidad de soporte del suelo, a la magnitud de las cargas y a la presencia de napas freáticas en el centro de Viña del Mar, se decide utilizar losas de fundación con la finalidad de repartir el peso y las cargas del edificio sobre una mayor superficie de apoyo.

Aun así, conocer sólo el valor de la tensión admisible de un terreno puede no bastar según el caso, es por este motivo, que es un dato que suele venir acompañado del coeficiente de balasto.

### 2.3.3.- Coeficiente de balasto

En todo análisis estructural es necesario conocer o estimar las deformaciones inducidas por las cargas que transfiere una fundación al terreno natural. El coeficiente de balasto ( $k_s$ ) es un parámetro que se define como la relación entre la presión que actúa en un punto ( $q$ ) y el asentamiento que se produce ( $y$ ) [24], tal como se indica en la Ecuación 2.1.

$$k_s = \frac{q}{y} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Es oportuno indicar que el coeficiente de balasto no es un parámetro intrínseco del suelo, sino que depende de las dimensiones de la fundación y las propiedades mecánicas del terreno. Esto se debe a que al cargar una fundación se generan esfuerzos en la masa de suelos los cuales dependen del tamaño y la geometría de la fundación [25].

La estimación del coeficiente de balasto puede realizarse mediante el ensayo carga con placa o a partir de la determinación de parámetro de deformación representativa del terreno. Diversos autores han desarrollado fórmulas que toman en cuenta el módulo de elasticidad del suelo ( $E$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Estos parámetros del suelo pueden ser obtenidos, preferiblemente, a partir de ensayos triaxiales y de compresión sin confinar realizados en muestras no perturbadas o inalteradas [25].

Los valores estimados para el coeficiente de balasto, definido por las mecánicas de suelos para los suelos arenosos de la zona céntrica de Viña del Mar [23], indican 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] para el caso estático y 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] para el caso dinámico.

## 2.4.- Modelos analíticos para la interacción suelo-estructura

En esta sección se presenta una breve discusión sobre tres modelos ideales de fundaciones sobre suelos o medios elásticos independientes del tiempo más conocidos en la literatura. Estos modelos indican el desplazamiento del suelo de soporte que está en contacto con la fundación cuando es cargada transversalmente. Cabe destacar que estos modelos son simplificados y tienen como objetivo modelar el comportamiento de la fundación y la condición del borde superior del suelo de soporte, y no del comportamiento a mayor profundidad del mismo suelo. Además, dichos modelos representan de buena forma los esfuerzos lineales y no lineales de compresión y cortante en el suelo.

### 2.4.1.- Modelo de Winkler

Según el modelo de Winkler [12], el terreno se esquematiza con una serie de resortes cercanamente espaciados que reaccionan solamente a esfuerzos directos a lo largo del eje, para los cuales se asume un comportamiento elástico lineal, de manera que los desplazamientos de una región cargada son constantes al margen de que la estructura sea infinitamente flexible o rígida, tal como indica la Figura 2.4.

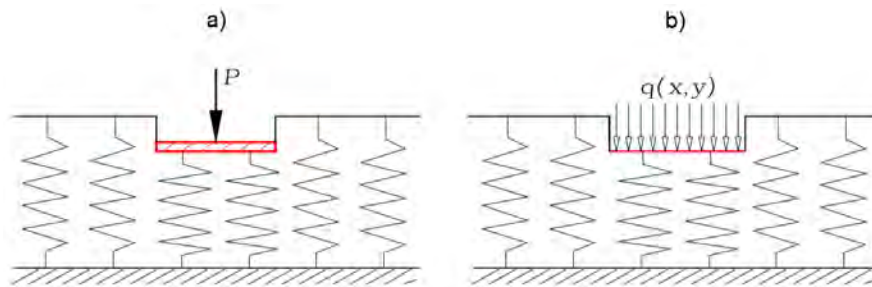


Figura 2.4 – Modelo de Winkler. a) Placa rígida sometida a una carga puntual; b) Placa flexible sometida a una carga distribuida. Fuente [14].

Los resortes tienen una rigidez  $k$ , llamada también coeficiente de balasto, módulo de reacción o módulo de Winkler. Dada la suposición de comportamiento lineal de los resortes, cada punto reacciona con una fuerza proporcional al asiento, lo que se sintetiza en la Ecuación 2.2 propuesta por Winkler.

$$q(x, y) = k_s \cdot w(x, y) \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Dónde:

- $q$  Reacción del terreno.
- $k_s$  Coeficiente de balasto.
- $w$  Asiento bajo la fundación.

Cabe destacar que, los resortes se consideran independientes unos de otros, lo que implica que, aplicando una fuerza en un punto del terreno, sólo el punto cargado producirá el asiento, mientras que en la realidad el terreno muestra un tipo de continuidad, por la cual, no solo el área cargada produce el asiento, sino también el área circunstante. Por lo tanto, este modelo es incapaz de contemplar las deformaciones fuera del área cargada.

## 2.4.2.- Modelo de Pasternak

Para superar la deficiencia de la discontinuidad en el modelo de fundación de Winkler, Pasternak introdujo una capa de corte en la parte superior de los resortes para tener en cuenta la interacción entre resortes adyacentes [13], como se muestra en la Figura 2.5.

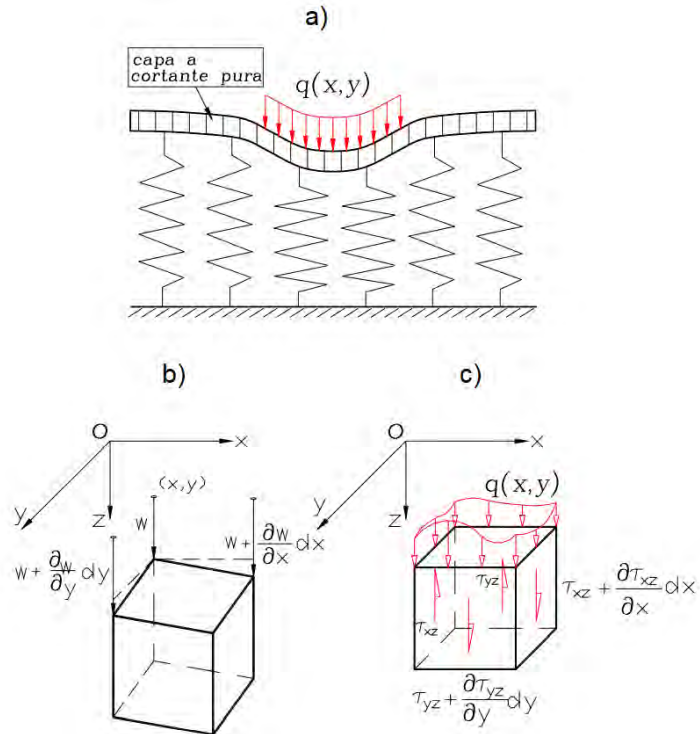


Figura 2.5 – Modelo de Pasternak. a) Modelo básico; b) Deformaciones en la capa cortante; c) Esfuerzos actuando en la capa cortante. Fuente [14].

Como muestra la Figura 2.5 en la capa cortante se mantienen en equilibrio las fuerzas y deformaciones. Se asume que la capa a cortante es isotrópica en los ejes X e Y. A continuación, se definen las expresiones en la Ecuación 2.3, 2.4 y 2.5.

$$\tau_{xz} = G_x \cdot \gamma_{xz} = G_p \cdot \frac{\partial w}{\partial x} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

$$\tau_{yz} = G_y \cdot \gamma_{yz} = G_p \cdot \frac{\partial w}{\partial y} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

$$G_x = G_y = G_p \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Dónde:

$G_p$  Coeficiente de rigidez transversal del elemento a cortante puro.

$\tau$  Tensión de corte.

$\gamma$  Deformación angular.

Las fuerzas totales de cortante por unidad de longitud en las capas de corte se calculan mediante la Ecuación 2.6 y 2.7.

$$w_x = \int_0^1 \tau_{xz} dz = \int_0^1 G_p \cdot \frac{\partial w}{\partial x} dz \quad \text{Ecuación 2.6}$$

$$w_y = \int_0^1 \tau_{yz} dz = \int_0^1 G_p \cdot \frac{\partial w}{\partial y} dz \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Al realizar equilibrio de fuerzas en la dirección Z de análisis se obtiene la Ecuación 2.8.

$$\frac{\partial w_x}{\partial x} + \frac{\partial w_y}{\partial y} + q - r_0 = 0 \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Al utilizar la condición  $r_0 = k_s \cdot w$ , y las Ecuaciones 2.6 y 2.7 se obtiene la Ecuación 2.9 la cual representa el modelo de Pasternak.

$$q(x, y) = k_s \cdot w(x, y) - G_p \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Cabe destacar que, el módulo de corte  $G_p$  puede ser calculado mediante la Ecuación 2.10.

$$G_p = \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

Dónde:

$E_s$       Módulo de elasticidad del suelo de comportamiento lineal elástico.

$\nu$         Módulo de Poisson.

### 2.4.3.- Modelo de Vlazov-Leontiev

Vlazov y Leontiev abordaron la formulación del modelo de suelo basados en la teoría de la elasticidad y en el método variacional [14]. A continuación, la Figura 2.6 presenta un esquema del modelo adoptado.

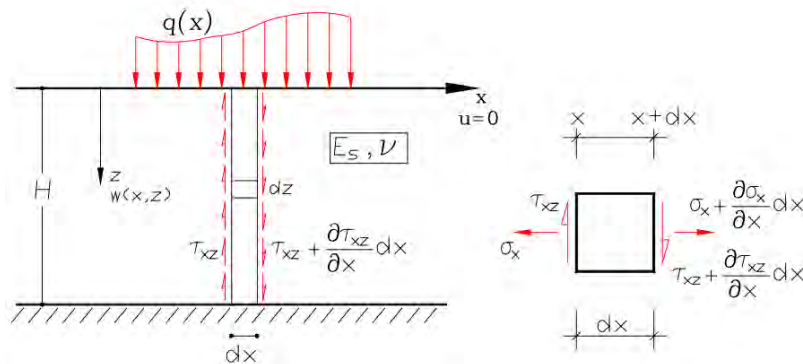


Figura 2.6 – Modelo de Vlazov-Leontiev. Fuente [14].

Se considera que el estado de tensional en la base de la fundación se obtiene en relación de las componentes de desplazamiento.

$$w(x, z) = w(x) \cdot h(z) \quad \text{Ecuación 2.11}$$

Donde  $h(z)$  es una función supuesta que describe la variación del desplazamiento vertical con respecto a la profundidad  $Z$  en el suelo o medio soportante de espesor total  $H$  (ver Figura 2.6) y es escogida de tal manera que se cumplan las condiciones de borde.

$$h(z) = (1 - \eta) \quad \text{Ecuación 2.12}$$

En la Ecuación 2.12,  $\eta$  es un parámetro experimental que indica la tasa de reducción del desplazamiento vertical con la profundidad  $Z$ .

Cabe destacar que, el modelo de Vlazov y Leontiev posee métodos lineales, hiperbólicos y exponenciales, sin embargo, como la profundidad del suelo de fundación puede ser estimada como superficial, se utiliza el método de variación lineal. A continuación, se presentan las expresiones que definen el comportamiento de este método.

$$\sigma_{zz} = \frac{E_0}{H(1-\nu_0^2)} \cdot w(x) \quad \text{Ecuación 2.13}$$

$$\tau_{xz} = \frac{E_0}{2(1-\nu_0)} \cdot \left[1 - \frac{z}{H}\right] \cdot \frac{dw(x)}{dx} \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Donde  $E_0$  y  $\nu_0$  se calculan mediante la Ecuación 2.15 y 2.16 respectivamente.

$$E_0 = \frac{E_s}{(1-\nu^2)} \quad \text{Ecuación 2.15}$$

$$\nu_0 = \frac{\nu}{(1-\nu)} \quad \text{Ecuación 2.16}$$

Mediante el principio de los trabajos virtuales de Lagrange, se obtienen las ecuaciones de equilibrio en la dirección  $Z$  de análisis, igualando a cero la totalidad de las fuerzas externas e internas en un elemento a través de cualquier desplazamiento virtual arbitrario. De este modo, Vlazov y Leontiev obtuvieron una ecuación similar a la de Pasternak suponiendo deformaciones unitarias en el plano y ciertas restricciones en la distribución de desplazamientos en el medio elástico semi-infinito  $s$  con  $E_s$  módulo elástico y  $\nu$  relación de Poisson [14]. A continuación, se presenta dicha ecuación.

$$q(x, y) = k_s \cdot w(x, y) - t \cdot \frac{d^2w(x)}{dx^2} \quad \text{Ecuación 2.17}$$

En la Ecuación 2.17,  $k_s$  y  $t$  se calculan mediante la Ecuación 2.18 y 2.19 respectivamente.

$$k_s = \frac{E_0}{H(1-\nu_0^2)} \quad \text{Ecuación 2.18}$$

$$t = \frac{E_0 \cdot H}{12(1-\nu_0)} \quad \text{Ecuación 2.19}$$

Donde  $k_s$  mide la deformación en el suelo bajo una tensión de compresión y  $t$  es una medida de transmisibilidad de una fuerza aplicada al elemento o a la capacidad de carga – extensión colindante.

Los modelos constitutivos no lineales del suelo del software Ruaumoko2D no consideran el estado eventual límite de la fundación cuando ésta se levanta.

## Capítulo 3

### 3.- Análisis y diseño convencional de las estructuras

#### 3.1.- Modelación estructural

El análisis y diseño estructural se realiza usando el software de elementos finitos ETABS [16]. Para ello se crean modelos de elementos finitos tridimensional, usando elementos tipo frame para las vigas perimetrales y elementos tipo shell para muros y losas. Los pesos propios de elementos son considerados directamente por el programa, las cargas de uso y de los elementos no estructurales son agregados como carga distribuida. Se supone un diafragma rígido en su propio plano para cada uno de los pisos, es decir, se asume que las losas entrepisos son infinitamente rígidas axialmente.

El análisis modal espectral se efectúa de acuerdo con las disposiciones de diseño de la Norma Chilena NCh433 Of1996 Mod.2009 [17] y el Decreto Supremo N°61 [18]. Por otra parte, para el diseño de los elementos estructurales se considera el código ACI 318-11 [19] y el Decreto Supremo N°60 [20].

La Figura 3.1 muestra la vista 3D obtenida desde ETABS para las tres estructuras estudiadas.

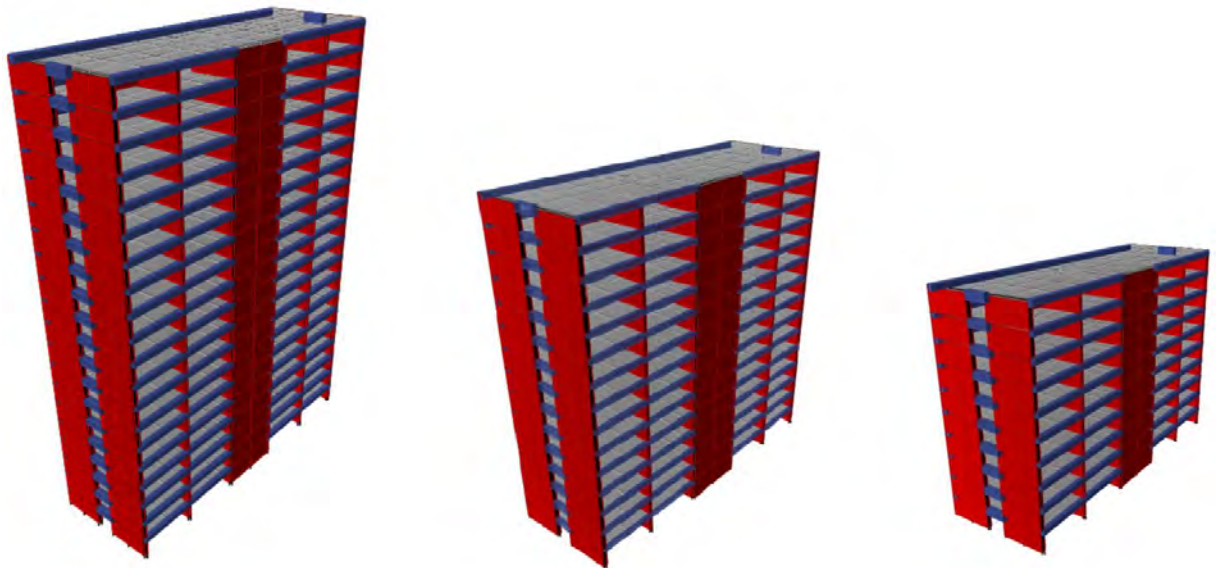


Figura 3.1 – Vista 3D edificios de 10, 15 y 20 pisos, obtenida desde ETABS.

Cabe destacar que, para llevar a cabo el análisis convencional, se considera que las tres edificaciones están empotradas en sus apoyos.

### 3.2.- Dimensiones elementos estructurales

Las dimensiones de los elementos estructurales son calculadas mediante los análisis e iteraciones correspondientes a las normativas chilenas vigentes. La Tabla 3.1 detalla la nomenclatura utilizada para cada elemento.

Tabla 3.1 – Nomenclatura de elementos estructurales.

Elemento	Nomenclatura	Definición	Numeración
Muro	R	Muro sección rectangular larga	M1, M2, M11, M12
	RC	Muro sección rectangular corta	M5, M8
	T	Muro de sección T	M3, M4, M7, M9, M10
	C	Muro de sección C	M6
Viga	V1	Viga corta, sección rectangular	1
	V2	Viga larga, sección rectangular	2

A continuación, las Tablas 3.2 y 3.3 indican las dimensiones de la sección transversal de los elementos tipo muro y tipo viga respectivamente.

Tabla 3.2 – Dimensión de muros.

Muro	Partes	Largo [m]	Espesor [m]		
			Edificio 10 pisos	Edificio 15 pisos	Edificio 20 pisos
R	-	4.7	0.3	0.45	0.45
RC	-	1	0.4	0.4	0.5
T	Ala	7	0.3	0.3	0.3
	Alma	4.7	0.3	0.3	0.3
C	Alas	4.7	0.3	0.4	0.4
	Alma	7	0.3	0.4	0.4

Tabla 3.3 – Dimensión de vigas.

Elemento	Nomenclatura	Definición	Edificio 10 pisos		Edificio 15 y 20 pisos	
			Ancho [m]	Alto [m]	Ancho [m]	Alto [m]
Viga	V1	Viga corta, sección rectangular	0.3	0.7	0.45	0.7
	V2	Viga larga, sección rectangular	0.3	0.6	0.3	0.6

### 3.3.- Cargas y solicitaciones de diseño

En cada piso, se consideran las mismas solicitaciones de diseño para las tres edificaciones en estudio, esto debido a que poseen plantas similares y son estructuras construidas con fines habitacionales, además, se supone están situadas bajo las mismas condiciones del suelo.

#### 3.3.1.- Cargas gravitacionales

Para la estimación de las solicitaciones de diseño tipo estáticas, se consideraron dos estados, uno de carga permanente (peso propio adicional aportado por los elementos no estructurales) y una sobrecarga de uso, todo esto de acuerdo con las disposiciones de NCh1537.Of2009 [22]. Para el caso de la sobrecarga de uso se considera el 25% de la masa para el cálculo sísmico según NCh433.Of1996 Mod.2009 [17]. A continuación, la Tabla 3.4 presenta los valores considerados para cada carga.

Tabla 3.4 – Cargas gravitacionales.

Cargas	Valor	Unidades
Carga permanente	0,5	kPa
Sobrecarga de uso	2	kPa

#### 3.3.2.- Cargas sísmicas

Para efectos de análisis solo se considera la carga eventual del tipo sísmica, esto debido a que es la más sustancial y predominante en los cálculos. Los datos necesarios para realizar los análisis sísmicos (modal espectral) dependen principalmente de los parámetros resistentes de las estructuras y del suelo donde se sitúan, los cuales se obtienen de acuerdo con NCh433.Of1996 Mod.2009 [17] y el Decreto Supremo N°61 [18]. Para asegurar que el diseño sismorresistente sea conservador y por tanto más seguro, los parámetros resistentes del suelo se presentan en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5 – Parámetros resistentes del suelo.

Parámetro	Valor
Zona sísmica	3
Tipo de suelo	D
Ao/g	0,4
S	1.2
To	0.75
T'	0.85
n	1.8
p	1

Como las edificaciones están formadas por sistemas de muros de hormigón armado y son destinadas para uso habitacional, se definen sus parámetros resistentes y se presentan en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6 – Parámetros resistentes de las estructuras.

Parámetro	Valor
Categoría de los edificios	II
Factor de importancia "I"	1
R	7
Ro	11

### 3.3.3.- Espectro de diseño

El espectro de diseño de pseudo-aceleración que determina la resistencia sísmica de la estructura, según NCh433.Of1996 Mod2009[17] y el Decreto Supremo N°61 [18] está definido por la Ecuación 3.1.

$$S_a = \frac{S \cdot A_0 \cdot \alpha}{I} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Dónde:

$A_0$  y  $S$       Parámetros resistentes del suelo definidos 3.3.2.  
 $I$               Factor de importancia definido en 3.3.2.

El factor de amplificación  $\alpha$  se determina para cada modo de vibrar  $n$ , de acuerdo con la Ecuación 3.2.

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Dónde:

$T_n$             Periodo de vibración del modo  $n$ .  
 $T_0$  y  $p$       Parámetros resistentes del suelo definidos 3.3.2.

El factor de reducción  $R^*$  se determina de la Ecuación 3.3.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,1 \cdot T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Dónde:

$T^*$             Periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente a la dirección de análisis.  
 $R_0$             Factor de modificación de la respuesta establecido en 3.3.2.

A partir de las ecuaciones anteriores se determina el espectro de diseño de pseudo-aceleración, el cual se presenta en la Figura 3.2.

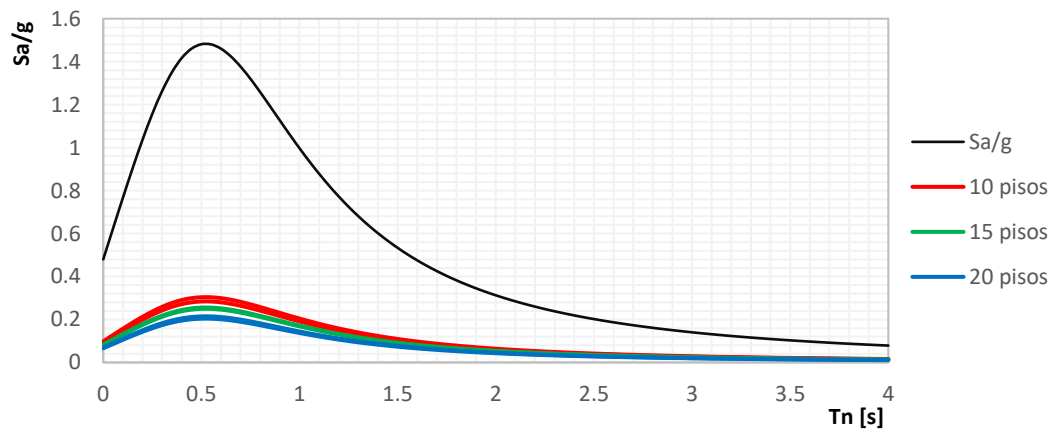


Figura 3.2 – Espectro de diseño de pseudo-aceleración.

Cabe destacar que, en la Figura 3.2 la curva negra indica el espectro de pseudo-aceleración elástico de diseño, mientras que las curvas de colores presentan las reducciones en la dirección X e Y correspondientes a cada edificación.

### 3.3.4.- Combinaciones de carga

Para el diseño de las estructuras se utilizan los factores de combinación de cargas mayoradas usando el diseño por resistencia, de manera que, su resistencia de diseño sea mayor o igual que el efecto de las cargas mayoradas, siguiendo las disposiciones de NCh3171.Of.2010 [21].

En la Tabla 3.7 se detallan las combinaciones de cargas utilizadas para el diseño por resistencia.

Tabla 3.7 – Combinaciones de carga por resistencia.

Combinaciones de cargas	D	L	E	
			RED X	RED Y
C1	1.4	-	-	-
C2	1.2	1.6	-	-
C3	1.2	1	1.4	-
C4	1.2	1	-	1.4
C5	0.9	-	1.4	-
C6	0.9	-	-	1.4

Cabe mencionar que, se desprecian las cargas de hielo e inundaciones.

Además, se considera las combinaciones de cargas nominales que se usan en el método de diseño por tensiones admisibles, de manera que, la resistencia admisible sea mayor o igual que el efecto de las combinaciones de carga que se presentan en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8 – Combinaciones de carga por tensión admisible.

Combinaciones de cargas	D	L	E
CA1	1	1	-
CA2	1	-	1
CA3	1	0.75	0.75
CA4	0.6	-	1

Dónde:

- D Carga muerta o permanente.
- L Carga viva o sobrecarga de uso.
- E Carga sísmica.

### 3.4.- Resultados de los análisis

#### 3.4.1.- Pesos de los edificios

El peso de los edificios se calcula considerando las reacciones basales obtenidas desde el software ETABS. A continuación, en la Tabla 3.9 se presentan las cargas permanentes, sobrecargas de uso y pesos sísmicos de las edificaciones en estudio.

Tabla 3.9 – Estados de carga y peso sísmico de las edificaciones.

Edificación	Carga permanente (D) [tonf]	Sobrecarga de uso (L) [tonf]	Peso Sísmico [tonf]
10 pisos	3717.7	782.4	3913.3
15 pisos	5976.9	1171.9	6269.9
20 pisos	7990.9	1561.5	8381.3

Cabe destacar que, el peso sísmico de las edificaciones se calcula según la norma NCh433.Of1996 Mod.2009 [17], es decir, considerando la totalidad de la carga permanente (D) más el 25% de la sobrecarga de uso (L).

#### 3.4.2.- Periodos y masas equivalentes por modos

Como indica la norma NCh433.Of1996 Mod.2009 [17], Se debe incluir en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90% de la masa total, para esto, se utilizan 12 modos de vibrar para cada edificación y los resultados se detallan en las Tablas 3.10, 3.11 y 3.12.

Tabla 3.10 – Periodos y masas equivalentes por modo. Edificio de 10 pisos.

Modo de vibrar	Periodo natural [s]	Masa equivalente		∑ Masa equivalente	
		X	Y	X	Y
1	0.344	0.5989	0	0.5989	0
2	0.318	0	0.6741	0.5989	0.6741
3	0.249	0.072	0	0.6709	0.6741
4	0.076	0.1762	0	0.847	0.6741
5	0.071	0	0.1984	0.847	0.8724
6	0.062	0.0301	0	0.8771	0.8724
7	0.034	0.0545	0	0.9316	0.8724
8	0.032	0	0.0618	0.9316	0.9343
9	0.029	0.0068	0	0.9384	0.9343
10	0.022	0.0245	0	0.9629	0.9343
11	0.021	0	0.0273	0.9629	0.9615
12	0.019	0.0017	0	0.9645	0.9615

Tabla 3.11 – Periodos y masas equivalentes por modo. Edificio de 15 pisos.

Modo de vibrar	Periodo natural [s]	Masa equivalente		$\Sigma$ Masa equivalente	
		X	Y	X	Y
1	0.669	0.6112	0	0.6112	0
2	0.585	0	0.66	0.6112	0.66
3	0.439	0.0419	0	0.6531	0.66
4	0.14	0.1756	0	0.8287	0.66
5	0.127	0	0.19	0.8287	0.8499
6	0.104	0.0255	0	0.8542	0.8499
7	0.06	0.0574	0	0.9116	0.8499
8	0.055	0	0.0644	0.9116	0.9143
9	0.047	0.0078	0	0.9194	0.9143
10	0.036	0.0281	0	0.9475	0.9143
11	0.033	0	0.0319	0.9475	0.9462
12	0.029	0.0029	0	0.9503	0.9462

Tabla 3.12 – Periodos y masas equivalentes por modo. Edificio de 20 pisos.

Modo de vibrar	Periodo natural [s]	Masa equivalente		$\Sigma$ Masa equivalente	
		X	Y	X	Y
1	1.093	0.614	0	0.614	0
2	0.964	0	0.652	0.614	0.652
3	0.706	0.0321	0	0.6461	0.652
4	0.224	0.1717	0	0.8178	0.652
5	0.203	0	0.1878	0.8178	0.8398
6	0.162	0.0233	0	0.8411	0.8398
7	0.094	0.0571	0	0.8982	0.8398
8	0.086	0	0.0636	0.8982	0.9034
9	0.072	0.0092	0	0.9075	0.9034
10	0.055	0.0287	0	0.9361	0.9034
11	0.05	0	0.0324	0.9361	0.9359
12	0.043	0.0042	0	0.9404	0.9359

### 3.4.3.- Esfuerzos de corte basal

Según el DS N°61 [18] y NCh433.Of1996 Mod.2009 [17], se controla el corte basal estableciendo un valor mínimo y máximo, los cuales se calculan a partir del coeficiente sísmico y los parámetros resistentes del suelo mediante las siguientes ecuaciones.

$$C_{min} = \frac{S \cdot A_0}{6 \cdot g} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

$$C_{max} = 0,35 \cdot \frac{S \cdot A_0}{g} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

$$V_{basal\ min} = C_{min} \cdot I \cdot P \quad \text{Ecuación 3.6}$$

$$V_{basal\ max} = C_{max} \cdot I \cdot P \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Dónde:

$C_{min}$	Coeficiente sísmico mínimo.
$C_{max}$	Coeficiente sísmico máximo.
$V_{basal\ min}$	Corte basal mínimo.
$V_{basal\ max}$	Corte basal máximo.
$P$	Peso sísmico del edificio sobre el nivel basal.

En la Tabla 3.13 se presentan los resultados obtenidos para las tres edificaciones en estudio.

Tabla 3.13 – Límites corte basal mínimo y máximo.

Edificio	Coeficiente sísmico [%]		Corte sísmico [tonf]	
	mín.	máx.	mín.	máx.
10 pisos	8	16.8	313.1	657.4
15 pisos	8	16.8	501.6	1053.3
20 pisos	8	16.8	670.5	1408.1

El corte de diseño está definido por el corte elástico, el cual debe estar entre los límites mínimos y máximos definidos, en caso de no ser así, debe reducirse por un factor  $R^*$ . A continuación, se sintetizan los resultados en la Tabla 3.14.

Tabla 3.14 – Parámetros relacionados con el corte sísmico.

Edificio	Corte elástico [tonf]		Factor de reducción $R^*$		Corte reducido [tonf]		Coeficiente sísmico [%]	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
10 pisos	3194	3417	4.88	5.22	654.4	654.8	16.72	16.73
15 pisos	5471	6110	5.94	5.80	920.2	1052.7	14.68	16.79
20 pisos	4874.4	5924	7.27	6.91	670.8	857.5	8.01	10.23

Cabe destacar que, el coeficiente sísmico corresponde al porcentaje de corte reducido en comparación al peso sísmico total de los edificios.

### 3.4.4.- Desplazamientos relativos entrepisos

Según especificaciones de la norma NCh433.Of1996 Mod.2009 [17] el desplazamiento máximo entrepisos debe satisfacer la Ecuación 3.8.

$$0.002 \cdot \text{Altura entrepiso} > \text{Desplazamiento relativo entrepiso} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

A continuación, la Figura 3.3 presenta gráficamente los máximos desplazamientos entrepisos en dirección X e Y para las tres edificaciones en estudio obtenidos desde el software ETABS.

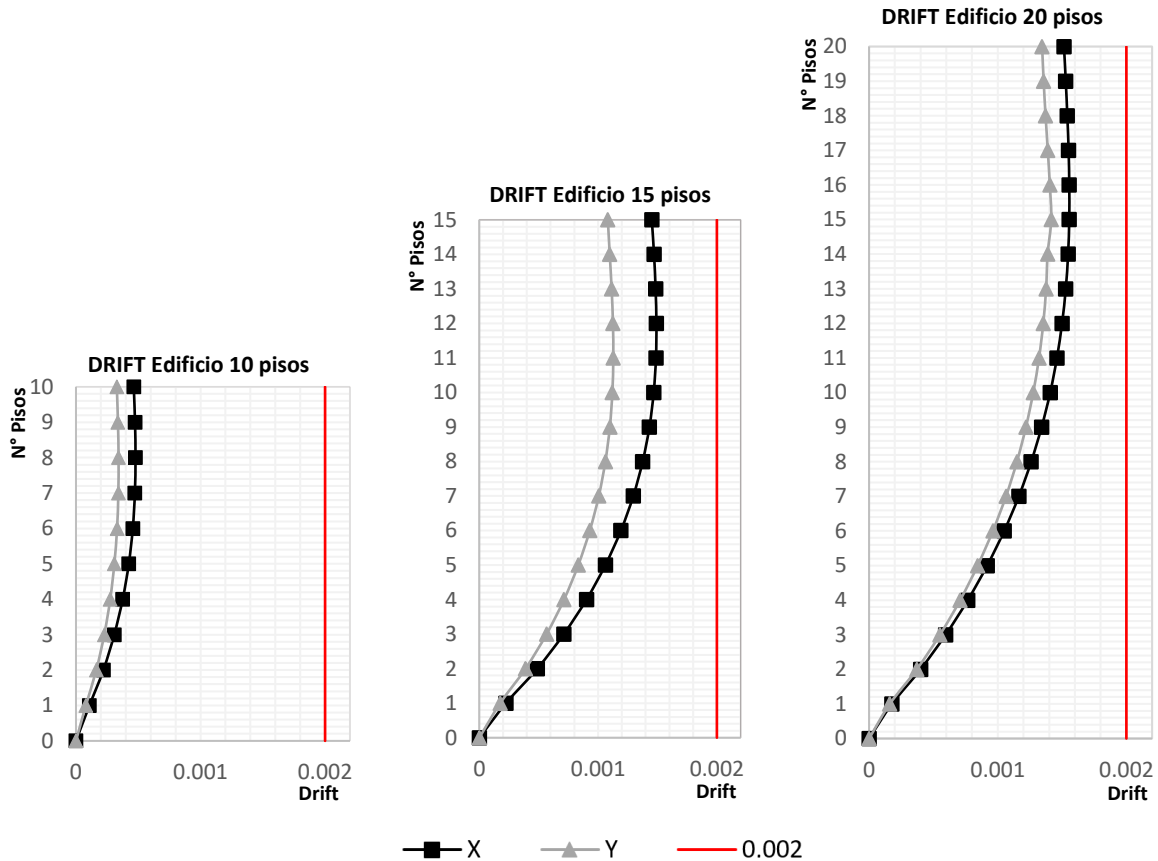


Figura 3.3 – Desplazamiento relativo entrepisos. Edificio de 10, 15 y 20 pisos - Análisis modal espectral.

Los desplazamientos relativos máximos entre pisos medidos en los centros de masa en la dirección X e Y se sintetizan en la Tabla 3.15.

Tabla 3.15 – Deformación relativa máxima entrepisos.

Edificio	Deformación relativa máxima entrepisos [cm]		Valor limite [cm]
	X	Y	
10 pisos	0.11	0.08	0.48
15 pisos	0.36	0.27	0.48
20 pisos	0.37	0.34	0.48

Como se aprecia en la Tabla 3.15, ningún valor sobrepasa el límite impuesto en la Ecuación 3.8.

### 3.4.5.- Desplazamientos laterales del techo

Según lo establecido en el DS N°61 [18] para el diseño de estructuras de hormigón armado “el desplazamiento lateral de diseño en el techo se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamiento “ $S_{de}$ ”, para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al periodo de mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicada por un factor igual a 1.3” como indica la Ecuación 3.9.

$$\delta_u = 1,3 \cdot S_{de}(T_{ag}) \quad \text{Ecuación 3.9}$$

Dónde:

$T_{ag}$  “Es el periodo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en su cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón en la rigidez elástica inicial. Si el periodo ha sido calculado con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia del acero y la pérdida de la rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el periodo de mayor masa traslacional en la dirección del análisis de la estructura se puede aproximar a 1,5 veces al calculado sin considerar estos efectos” [18].

El espectro elástico de desplazamiento,  $S_{de}$ , se obtiene mediante la Ecuación 3.10 y su gráfica se presenta en la Figura 3.8.

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot \alpha \cdot A_0 \cdot C_d^* \quad \text{Ecuación 3.10}$$

Donde los valores de  $C_d^*$  dependen del tipo de suelo y se calculan según se indica en la Tabla 3.16.

Tabla 3.16 – Valores de  $C_d^*$  según rango de periodos.

Tipo de suelo	$C_d^*$	Rango periodos
D	1	$T_n \leq 0.9 \text{ s}$
	$1.1 \cdot T_n$	$0.9 \text{ s} < T_n \leq 1.75 \text{ s}$
	1.93	$1.75 \text{ s} < T_n \leq 5 \text{ s}$

El valor de “ $S_{de}$ ” se calcula utilizando el periodo agrietado “ $T_{ag}$ ” en las direcciones de análisis X e Y correspondiente a cada edificación, tal como se muestra en la Figura 3.6.

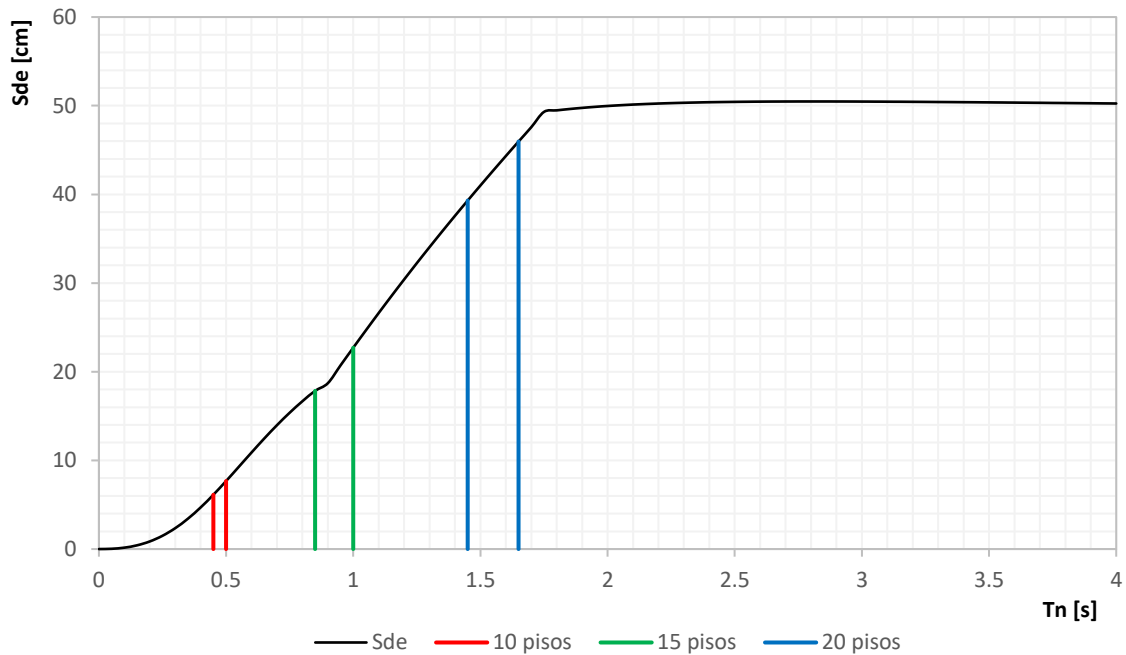


Figura 3.4 – Desplazamiento lateral de techo – Espectro de desplazamientos.

A continuación, se detallan los principales resultados obtenidos en la Tabla 3.17.

Tabla 3.17 – Desplazamiento lateral del techo para las edificaciones.

Edificio	Dirección de análisis	$T_n$ [s]	$T_{ag}$ [s]	$C_d^*$	$\alpha$	$S_{de}$ [cm]	$\delta_u$ [cm]	$\delta_u/H_T$ [%]
10 pisos	X	0.344	0.516	1	3.09	8.18	10.63	0.44
	Y	0.318	0.477	1	3.07	6.95	9.03	0.38
15 pisos	X	0.669	1.0035	1.11	2.07	22.84	29.70	0.83
	Y	0.585	0.877	1	2.41	18.43	23.96	0.67
20 pisos	X	1.093	1.639	1.80	0.97	45.62	59.30	1.23
	Y	0.964	1.446	1.79	1.18	39.16	50.92	1.06

## 3.5.- Diseño de elementos estructurales

Los elementos estructurales de los edificios se diseñan de acuerdo con las disposiciones de ACI 318-08 [19] y el DS N°60 [20]. Se emplea el diseño por resistencia definido en la norma NCh3171.Of2010 [21], de este modo, se utilizan las combinaciones de carga definidas en el Capítulo 3.3.4 del presente documento.

### 3.5.1.- Diseño de muros

Para el diseño de muros, se aprovecha la simetría de la estructuración a modo de facilitar los cálculos, por lo tanto, se diseñan cuatro tipos de muro por cada edificación utilizando los más solicitados.

#### 3.5.1.1.- Resistencia a flexo-compresión

Para el diseño a flexo-compresión se limita la carga axial que actúa en la sección transversal de cada muro con la Ecuación 3.11. El proceso de diseño es de forma iterativa, donde se busca que las solicitaciones de carga axial y momento estén dentro del diagrama de interacción correspondiente y además bajo el punto de balance, de este modo, se asegura que el refuerzo en tracción fluya antes de que el hormigón alcance la falla por aplastamiento, esto es necesario para evitar fallas frágiles.

$$P_u \leq 0.35 \cdot f'_c \cdot A_g \quad \text{Ecuación 3.11}$$

Dónde:

$P_u$  Carga axial última del muro.

$A_g$  Área bruta de la sección de hormigón.

A continuación, se presentan las solicitaciones de corte, momento y axiales de cada muro con su respectivo diagrama de interacción. El cual depende de la geometría de cada muro y de la cantidad y disposición del refuerzo longitudinal.

Cabe destacar que, se detalla la disposición del refuerzo longitudinal de cada muro en el Anexo 1 al final del presente documento.

Los diagramas de interacción que se muestran a continuación contienen una miniatura de la sección transversal del muro respectivo a un costado de la dirección positiva y negativa del movimiento, donde el área coloreada de gris (■) indica la zona de compresión.

#### a) Muro sección rectangular larga “R”

La armadura longitudinal de los muros con sección rectangular larga como M1, M2, M11 y M12 de cada edificación, se diseña en base a las solicitaciones máximas obtenidas desde el software ETABS. A continuación, se presentan los diagramas de interacción obtenidos para cada muro con sus respectivas solicitaciones.

- Edificio 10 pisos:

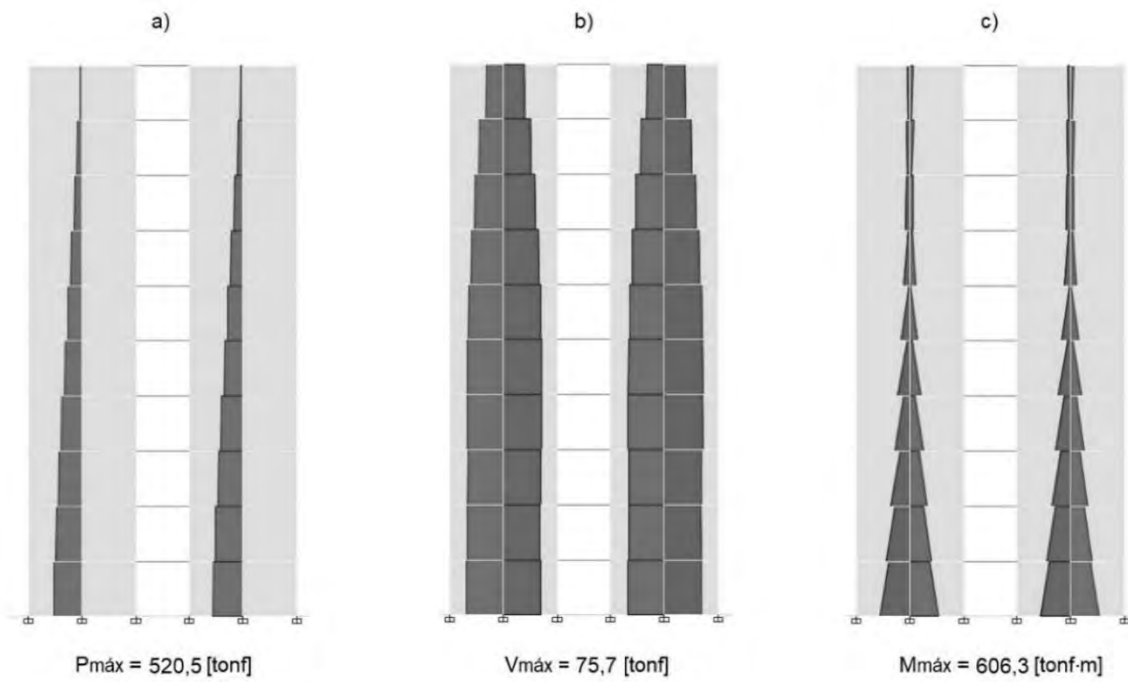


Figura 3.5 – Diagramas de solicitaciones muro "R". Edificio 10 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento.

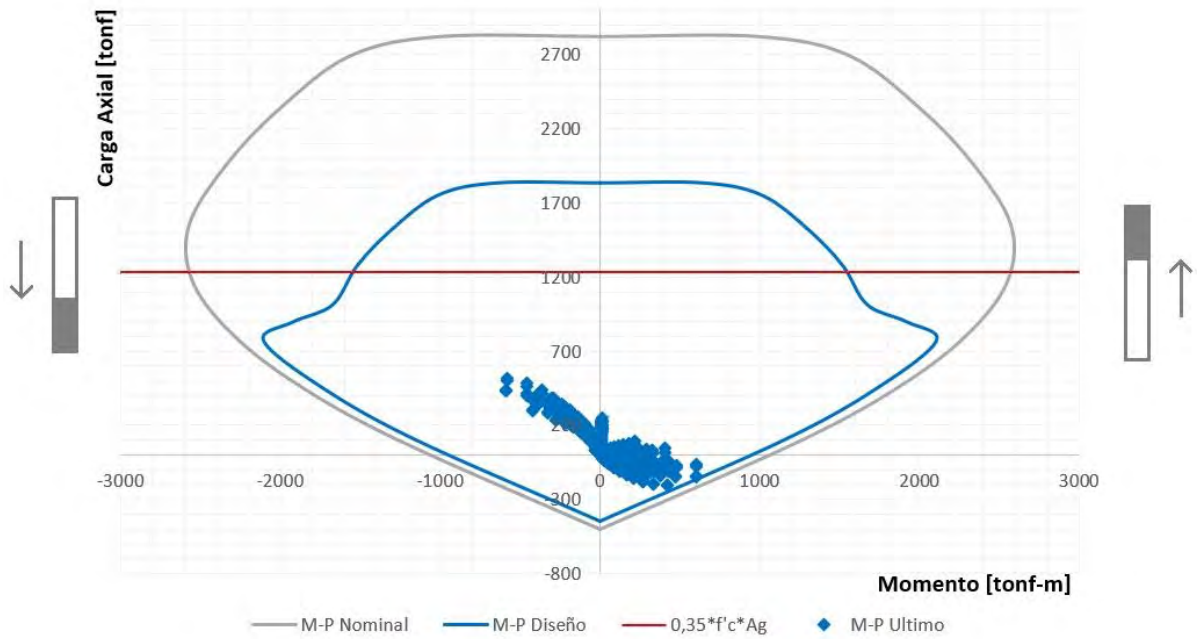


Figura 3.6 – Diagrama de interacción muro "R". Edificio 10 pisos – Dirección Y-Y.

- Edificio 15 pisos:

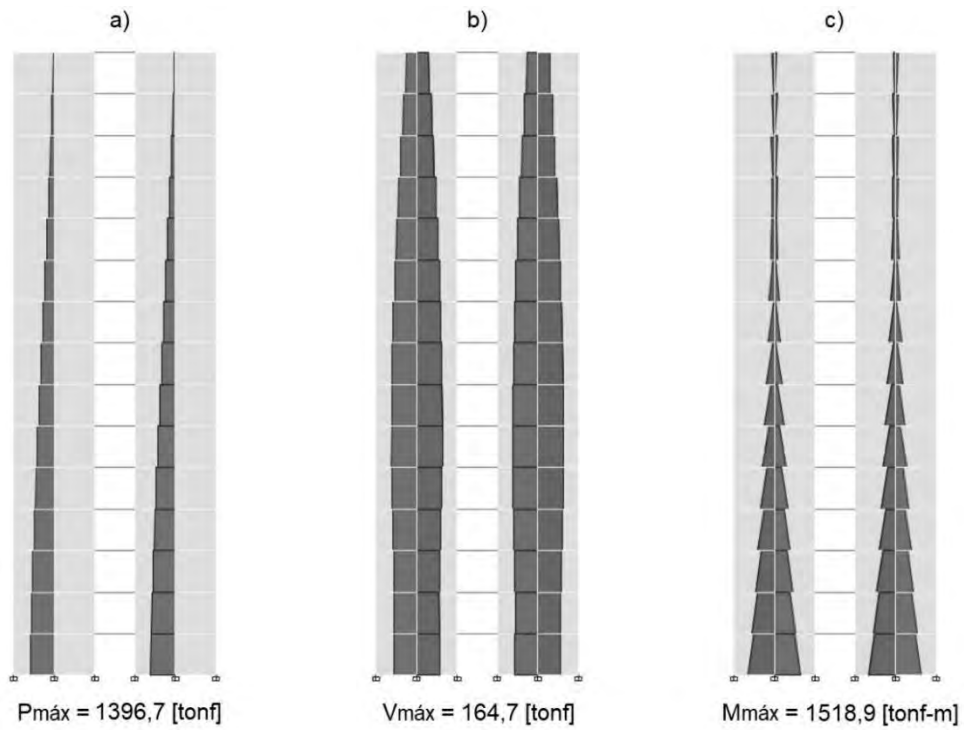


Figura 3.7 – Diagramas de solicitaciones muro "R". Edificio 15 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento.

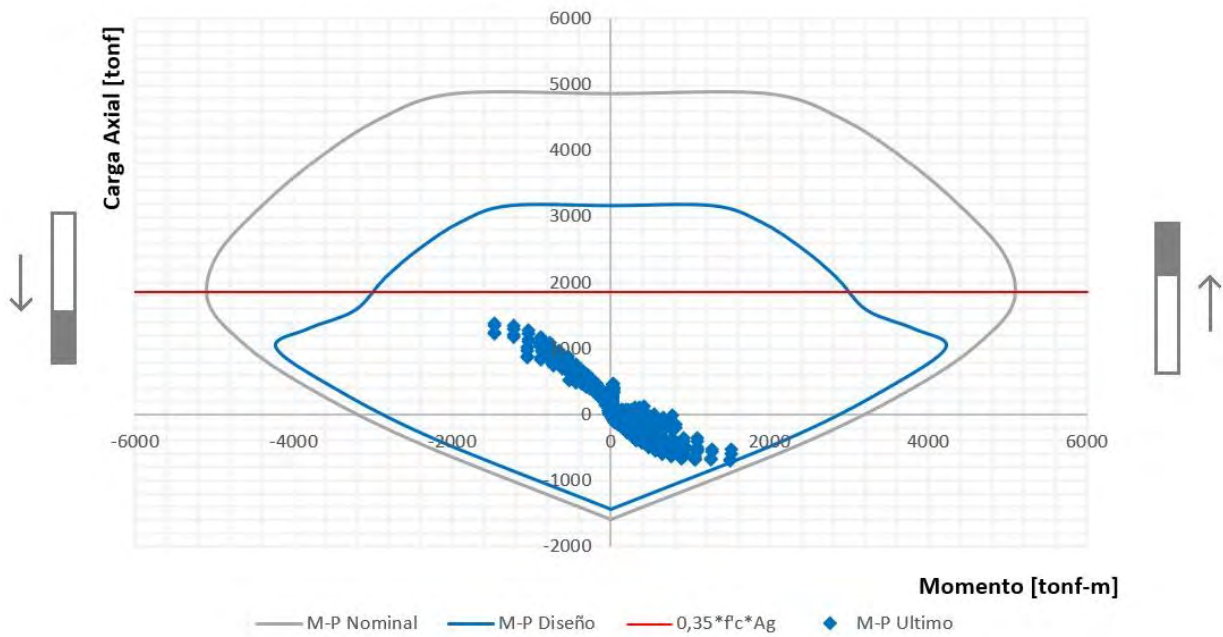


Figura 3.8 – Diagrama de interacción muro "R". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y.

- Edificio 20 pisos:

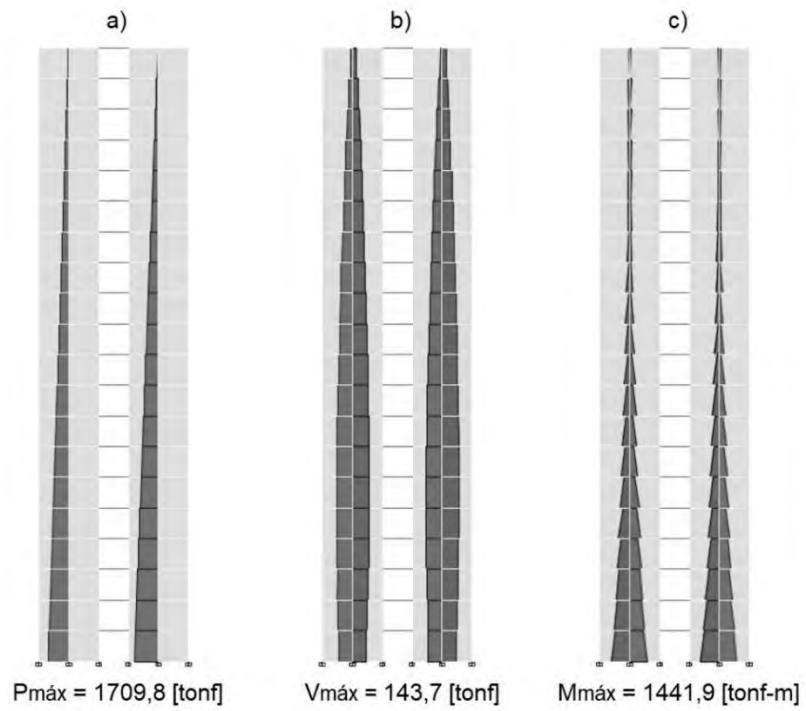


Figura 3.9 – Diagramas de solicitaciones muro "R". Edificio 20 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento.

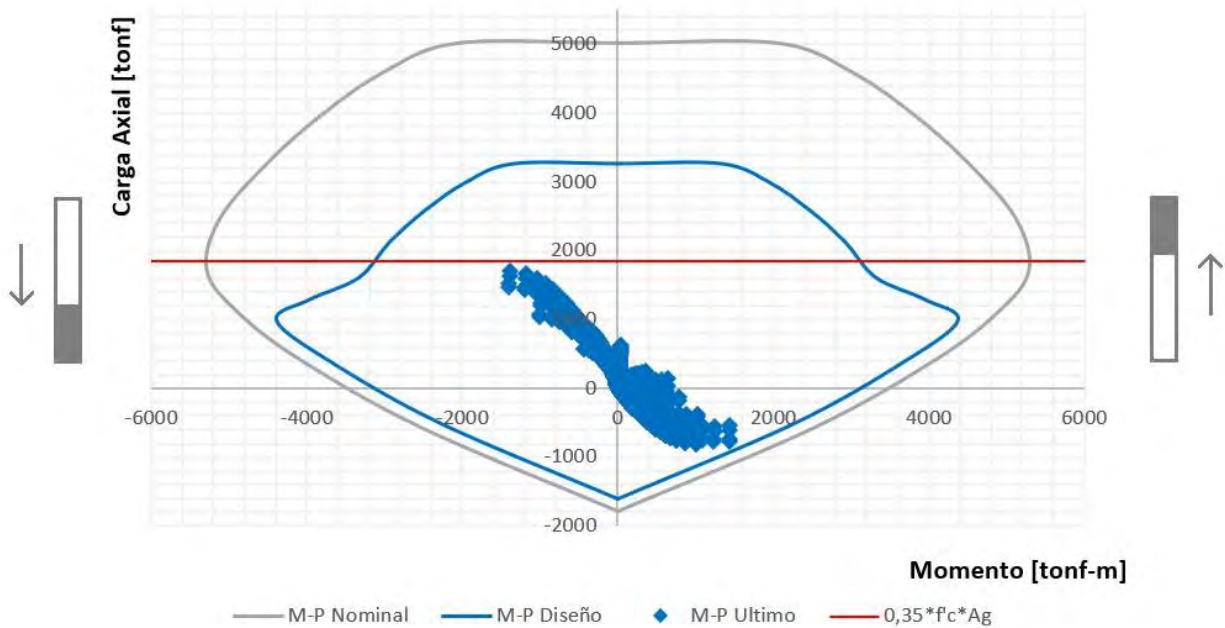


Figura 3.10 – Diagrama de interacción muro "R". Edificio 20 pisos – Dirección Y-Y.

**b) Muro sección "T"**

De igual forma, el refuerzo longitudinal de los muros sección transversal T como M3, M4, M7, M9 y M10 de cada edificación, se diseña en base a las solicitaciones máximas obtenidas desde el software ETABS. A continuación, se presentan los diagramas de interacción obtenidos para cada muro con sus respectivas solicitaciones.

- Edificio 10 pisos:

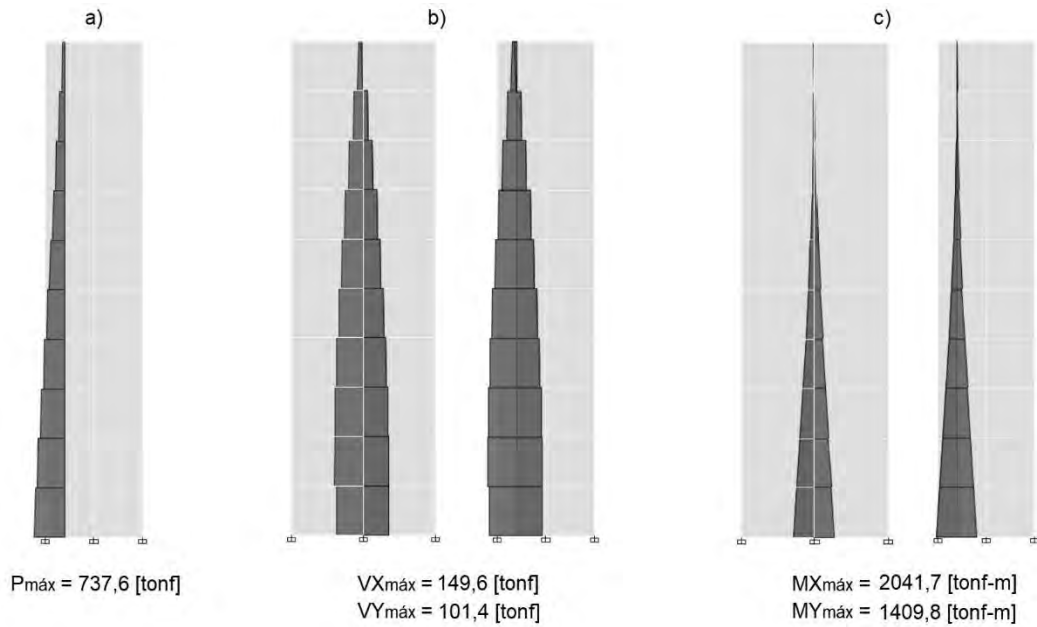


Figura 3.11 – Diagramas de solicitaciones muro "T". Edificio 10 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento.

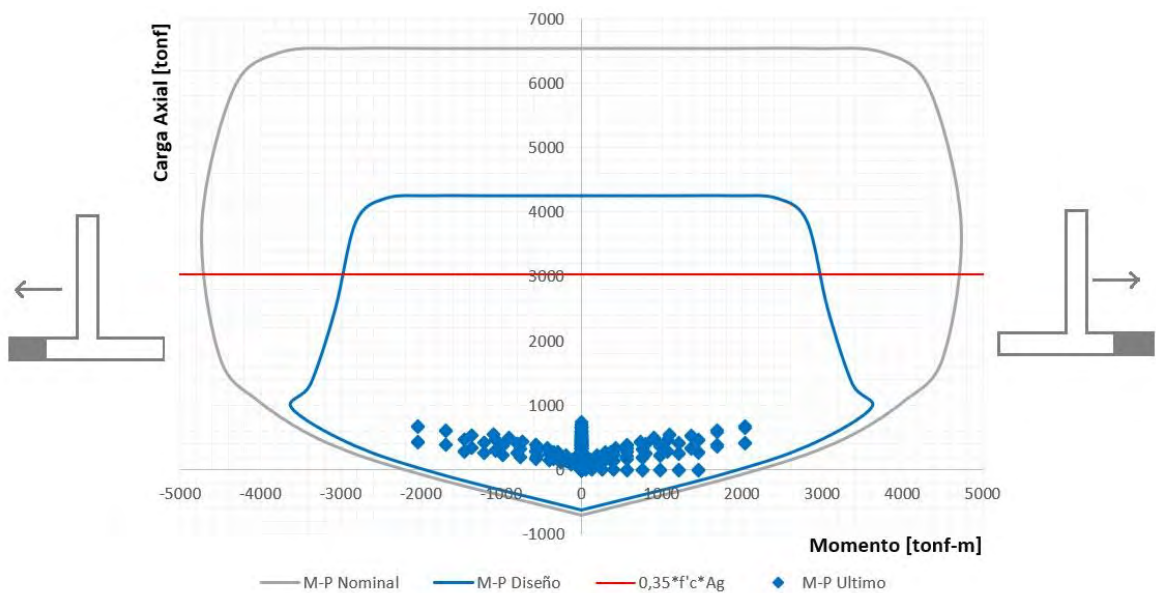


Figura 3.12 – Diagrama de interacción muro "T". Edificio 10 pisos - Dirección X-X.

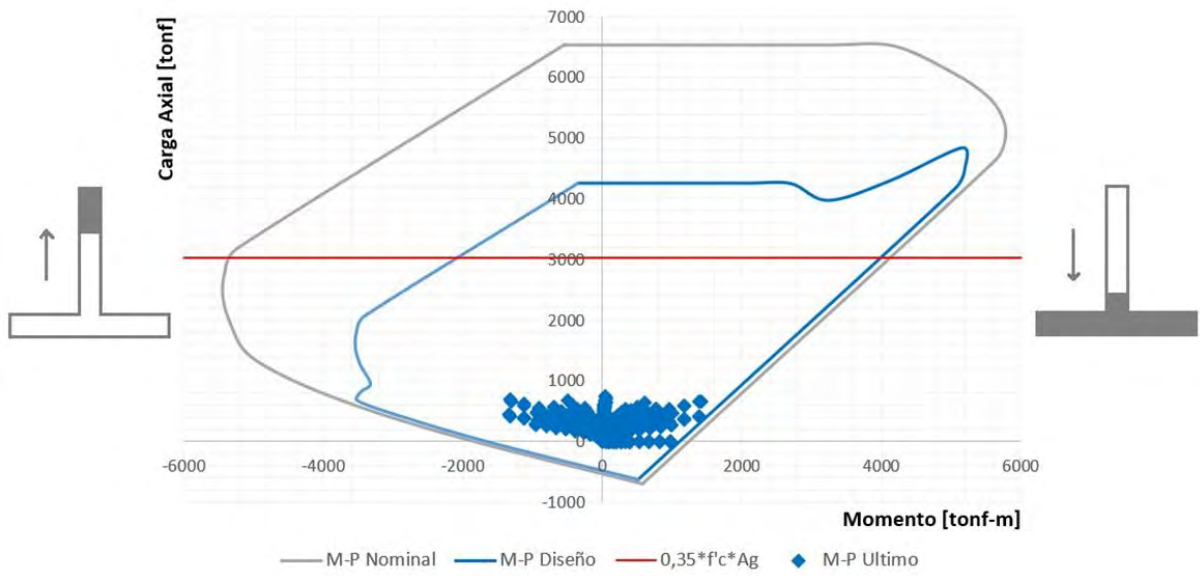


Figura 3.13 – Diagrama de interacción muro "T". Edificio 10 pisos - Dirección Y-Y.

- Edificio 15 pisos:

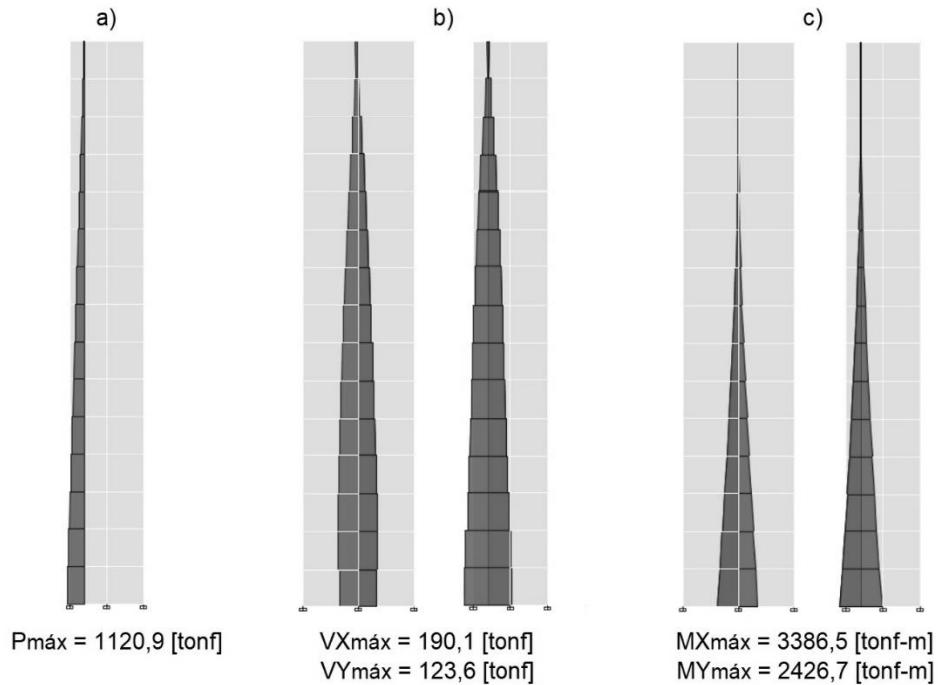


Figura 3.14 – Diagramas de solicitaciones muro "T". Edificio 15 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento.

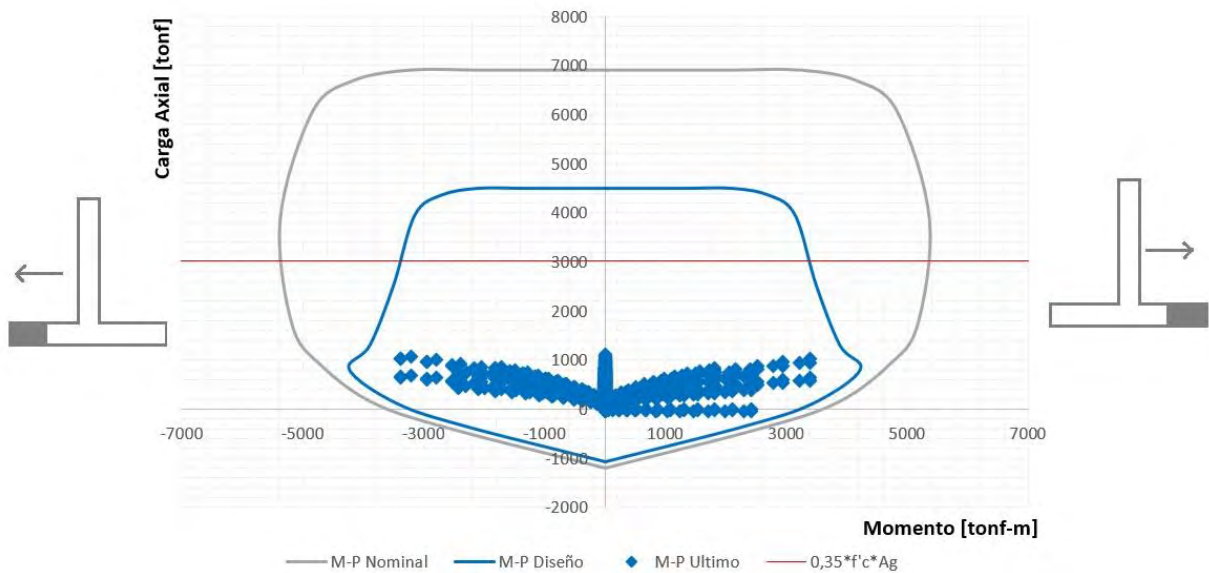


Figura 3.15 – Diagrama de interacción muro "T". Edificio 15 pisos - Dirección X-X.

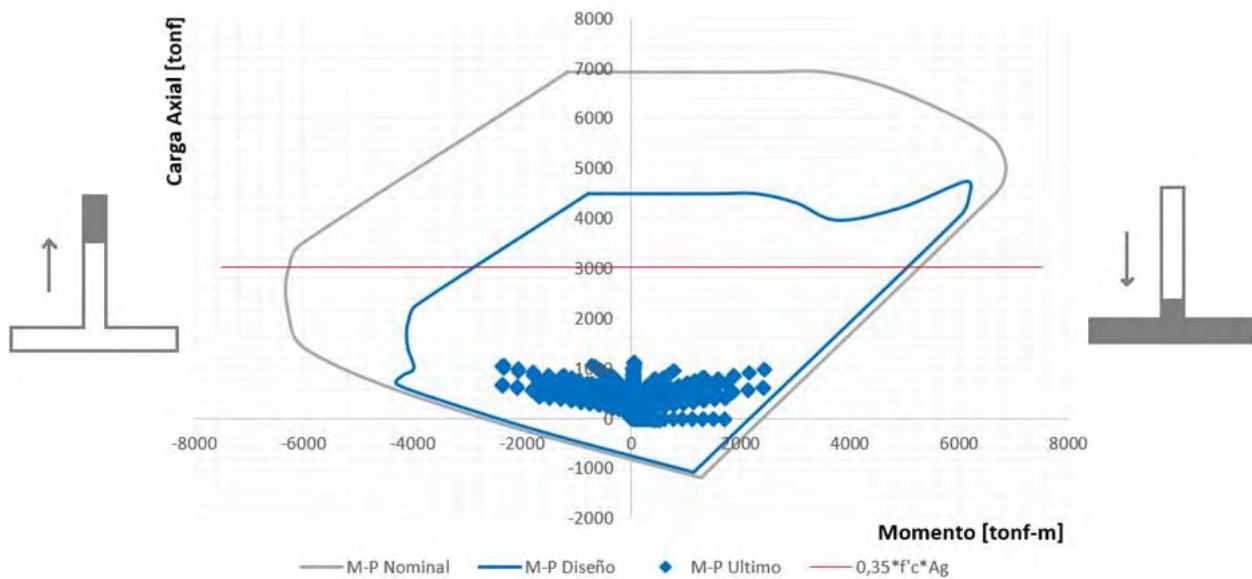


Figura 3.16 – Diagrama de interacción muro "T". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y.

- Edificio 20 pisos:

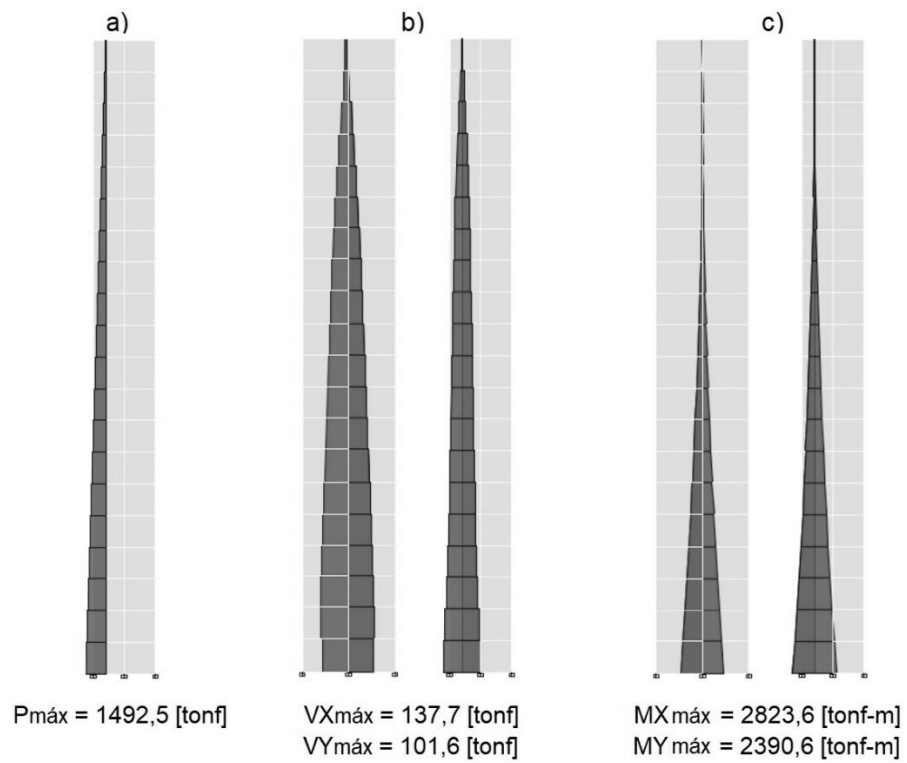


Figura 3.17 – Diagramas de solicitaciones muro "T". Edificio 20 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento.

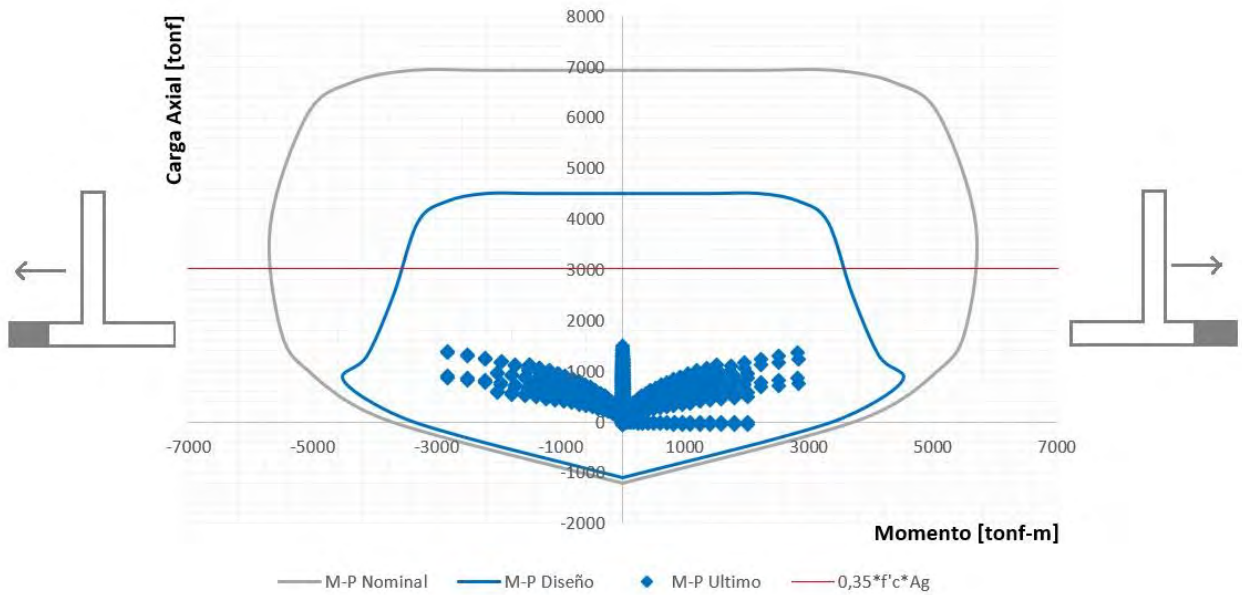


Figura 3.18 – Diagrama de interacción muro "T". Edificio 20 pisos - Dirección X-X.

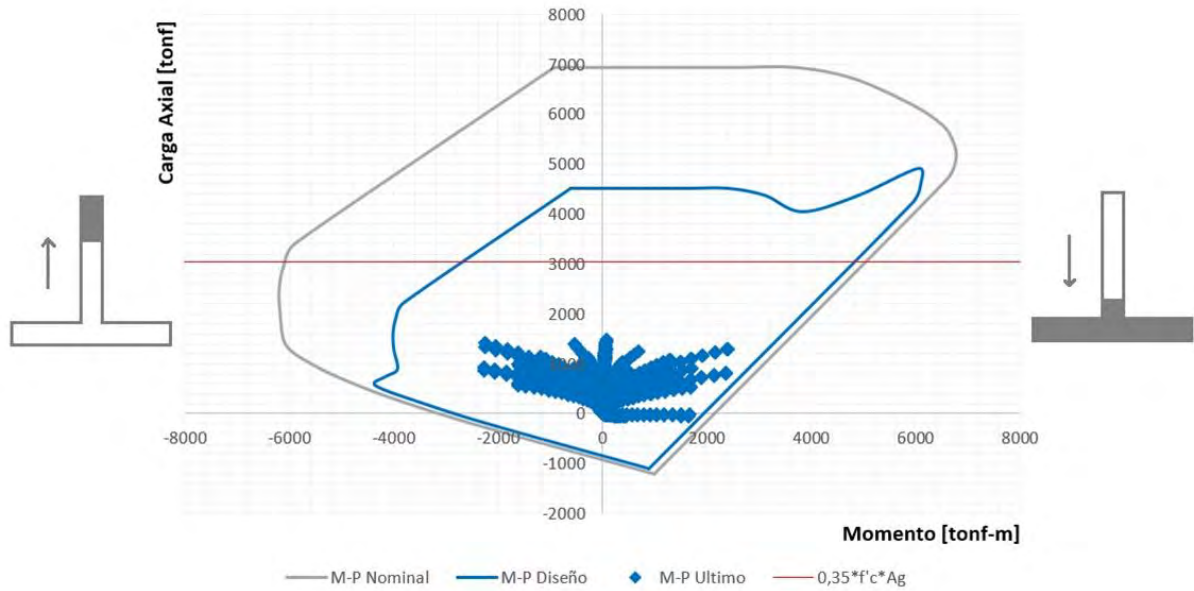


Figura 3.19 – Diagrama de interacción muro "T". Edificio 20 pisos - Dirección Y-Y.

**c) Muro sección transversal "C"**

El refuerzo longitudinal de los muros con sección transversal C como M6 de cada edificación, se diseña en base a las solicitaciones máximas obtenidas desde el software ETABS. A continuación, se presentan los diagramas de interacción obtenidos para cada muro con sus respectivas solicitaciones.

- Edificio 10 pisos:

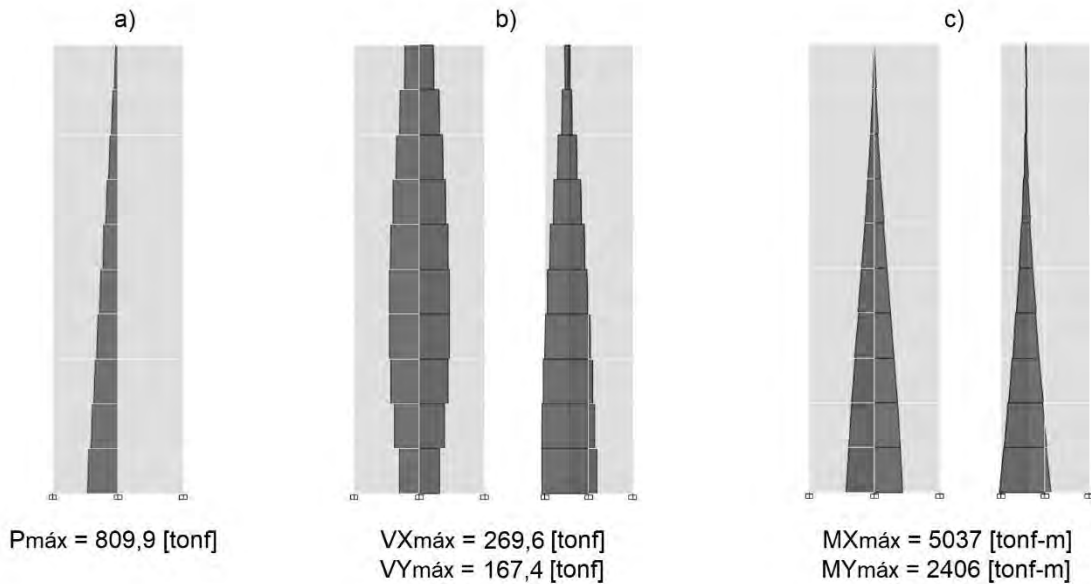


Figura 3.20 – Diagramas de solicitaciones muro "C". Edificio 10 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento.

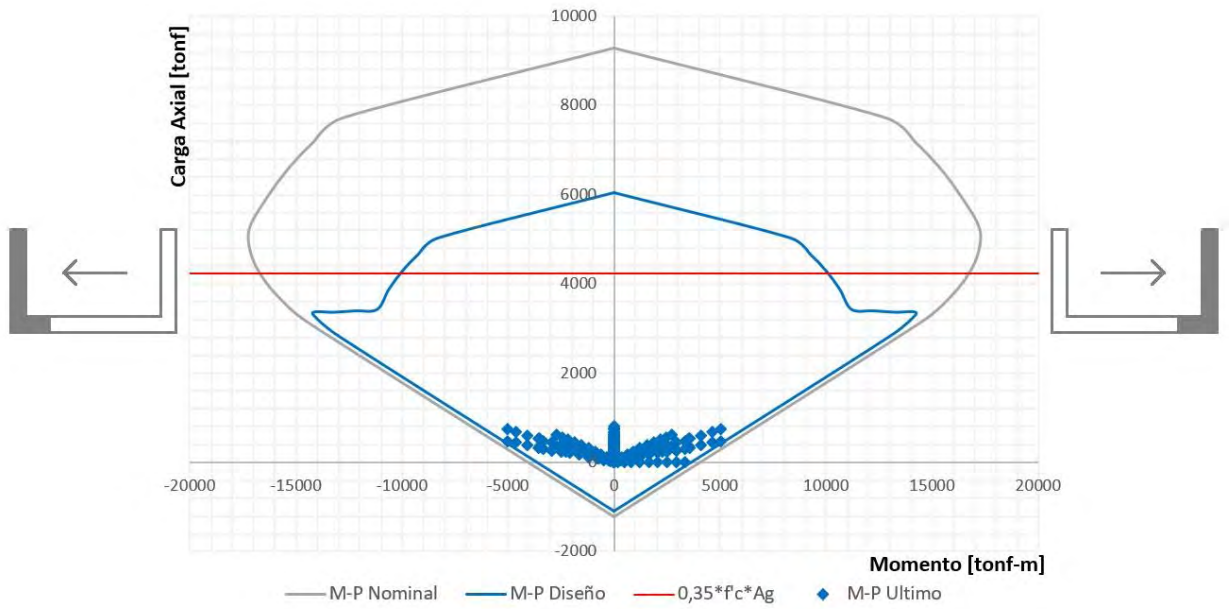


Figura 3.21 – Diagrama de interacción muro "C". Edificio 10 pisos - Dirección X-X.

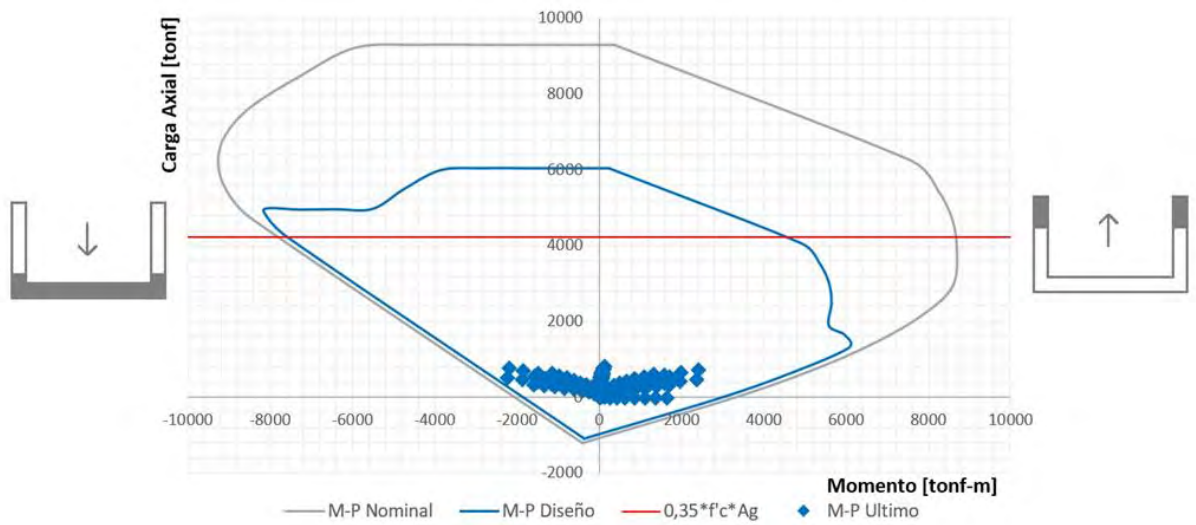


Figura 3.22 – Diagrama de interacción muro "C". Edificio 10 pisos - Dirección Y-Y.

- Edificio 15 pisos:

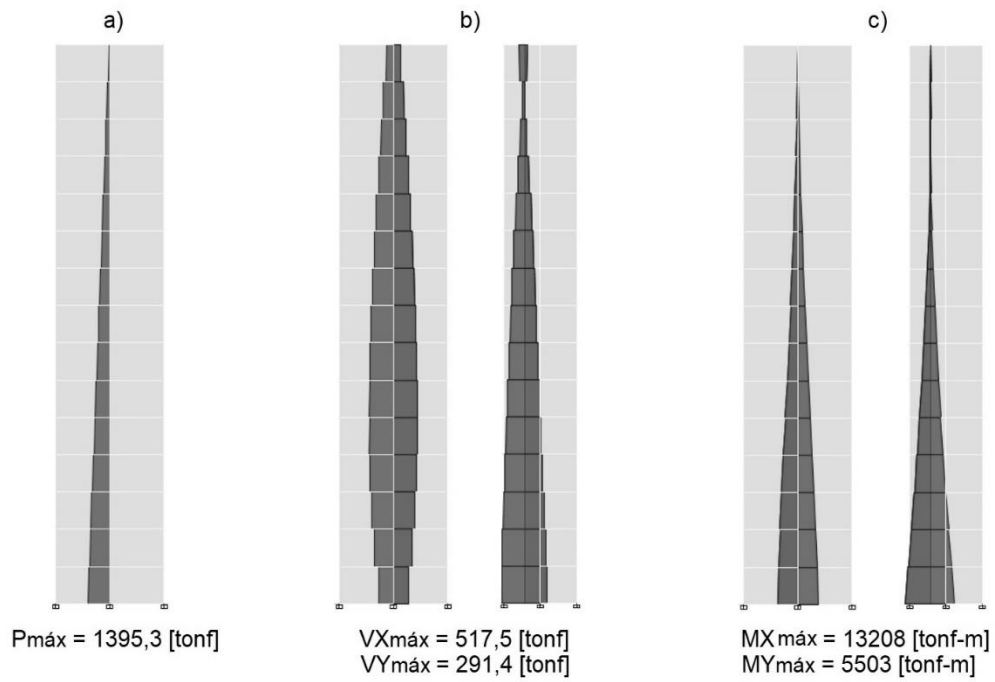


Figura 3.23 – Diagramas de solicitaciones muro "C". Edificio 15 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento.

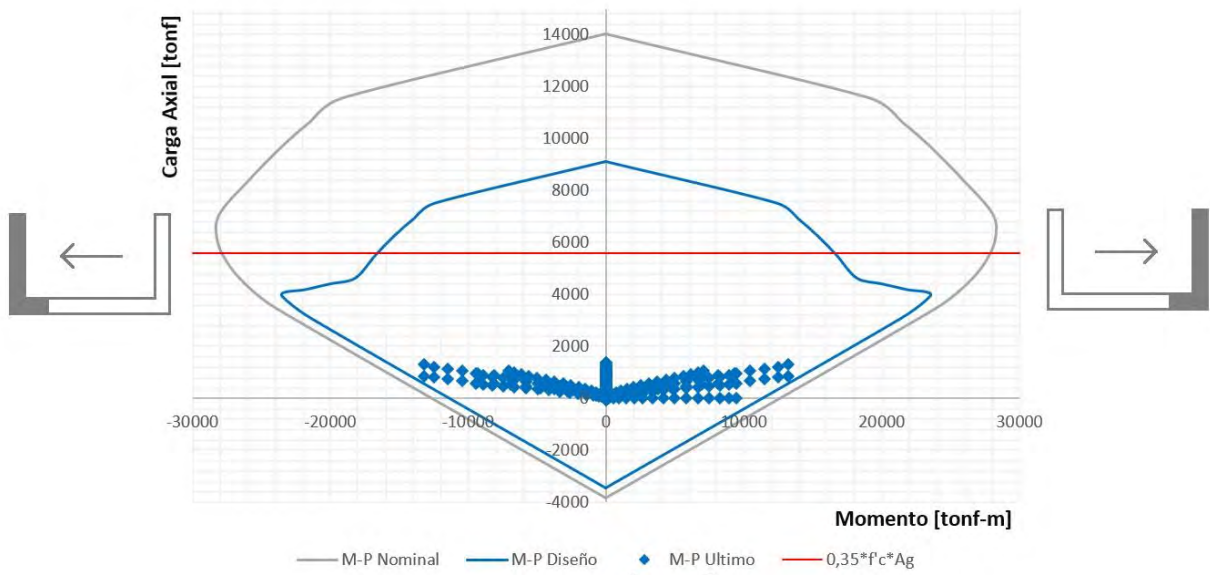


Figura 3.24 – Diagrama de interacción muro "C". Edificio 15 pisos - Dirección X-X.

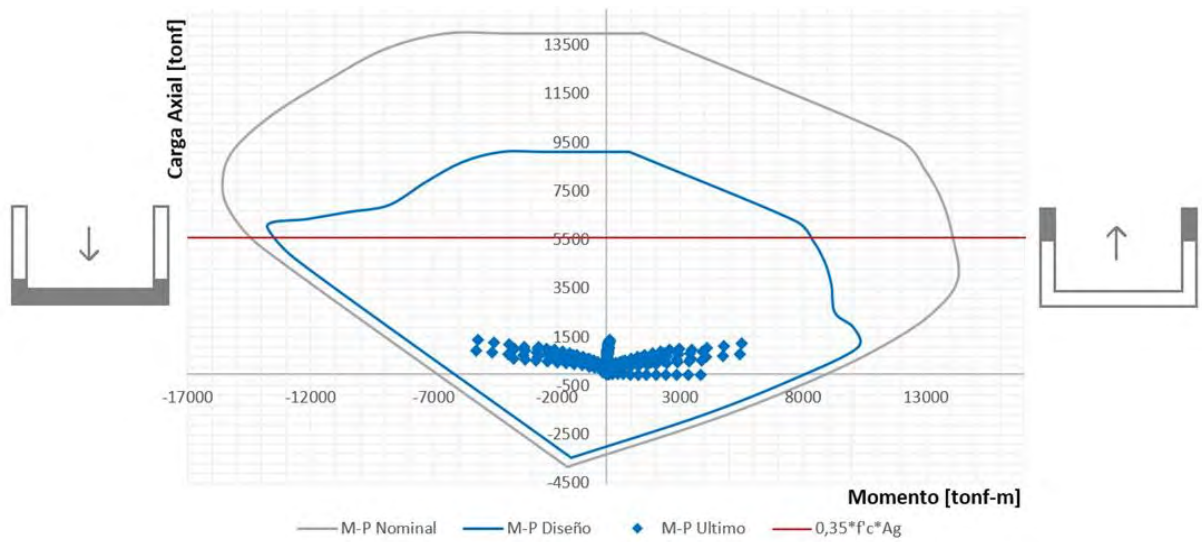


Figura 3.25 – Diagrama de interacción muro "C". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y.

- Edificio 20 pisos:

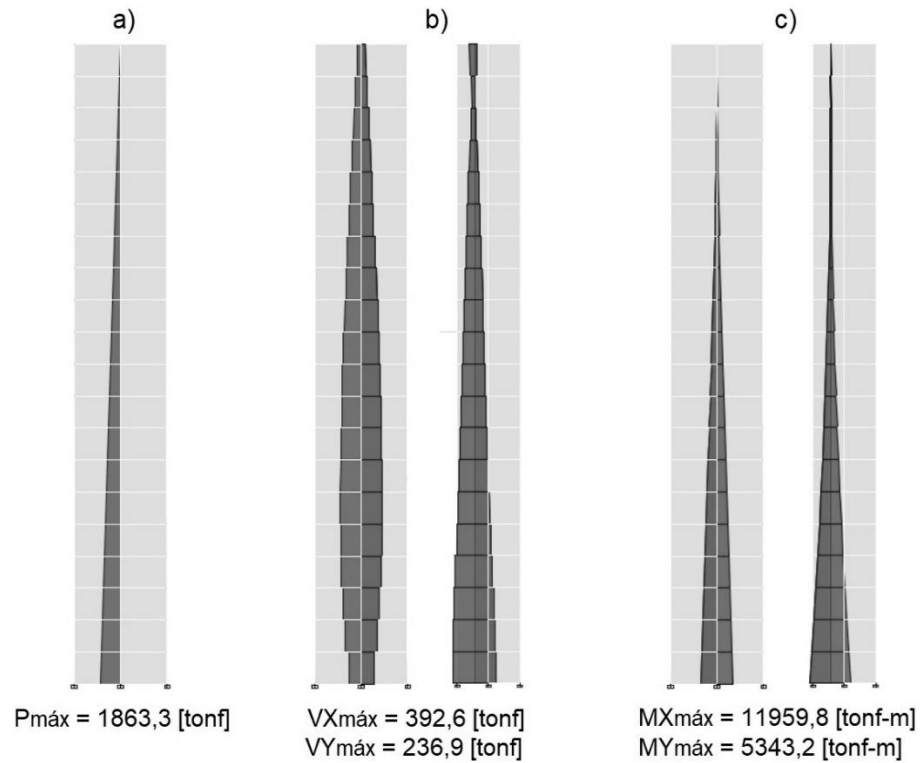


Figura 3.26 – Diagramas de solicitaciones muro "C". Edificio 20 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento.

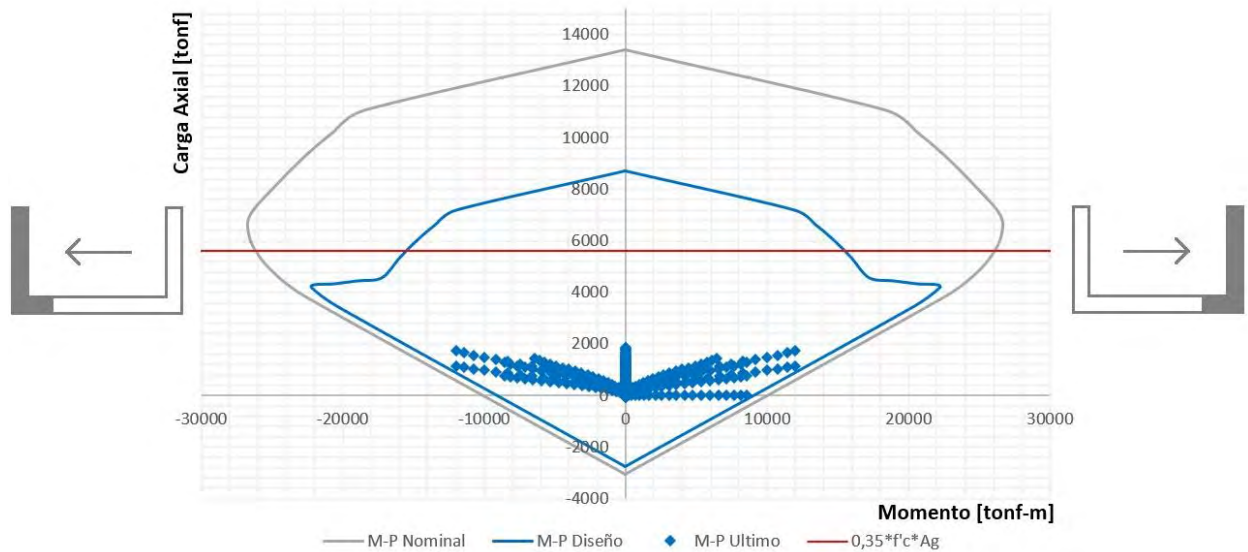


Figura 3.27 – Diagrama de interacción muro "C". Edificio 20 pisos - Dirección X-X.

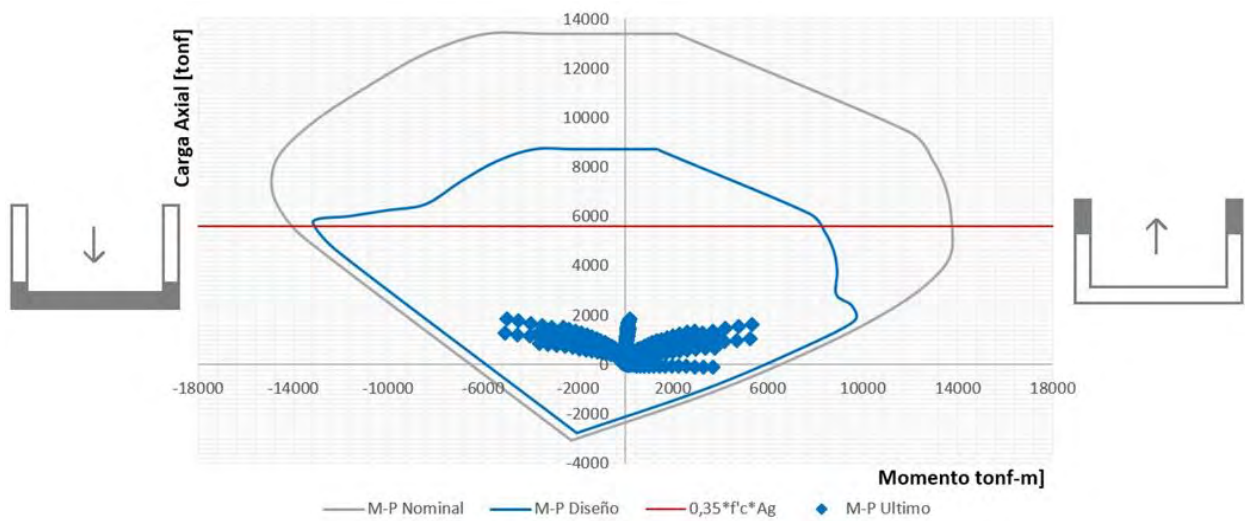


Figura 3.28 – Diagrama de interacción muro "C". Edificio 20 pisos - Dirección Y-Y.

#### d) Muro sección rectangular corta "RC"

El refuerzo longitudinal de los muros con sección rectangular corta, como M5 y M8 de cada edificación, se diseña en base a las solicitaciones máximas obtenidas desde el software ETABS. A continuación, se presentan los diagramas de interacción obtenidos para cada muro con sus respectivas solicitaciones.

- Edificio 10 pisos:

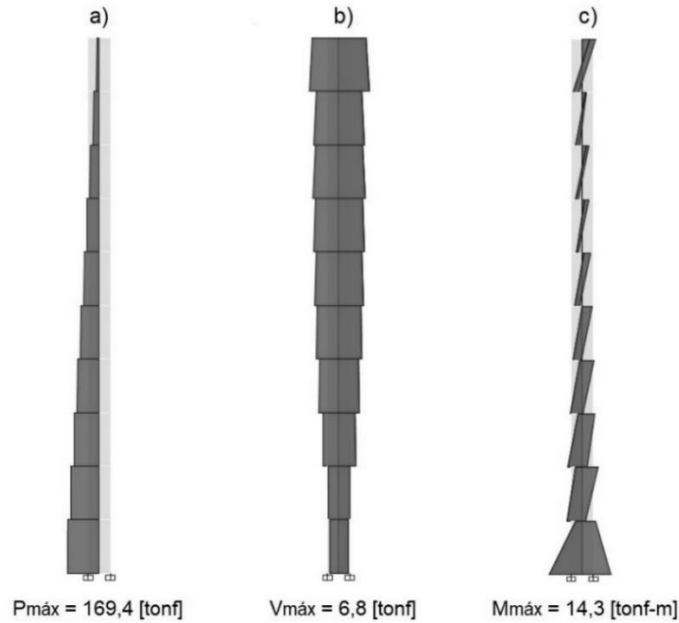


Figura 3.29 – Diagramas de solicitaciones muro "RC". Edificio 10 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento.

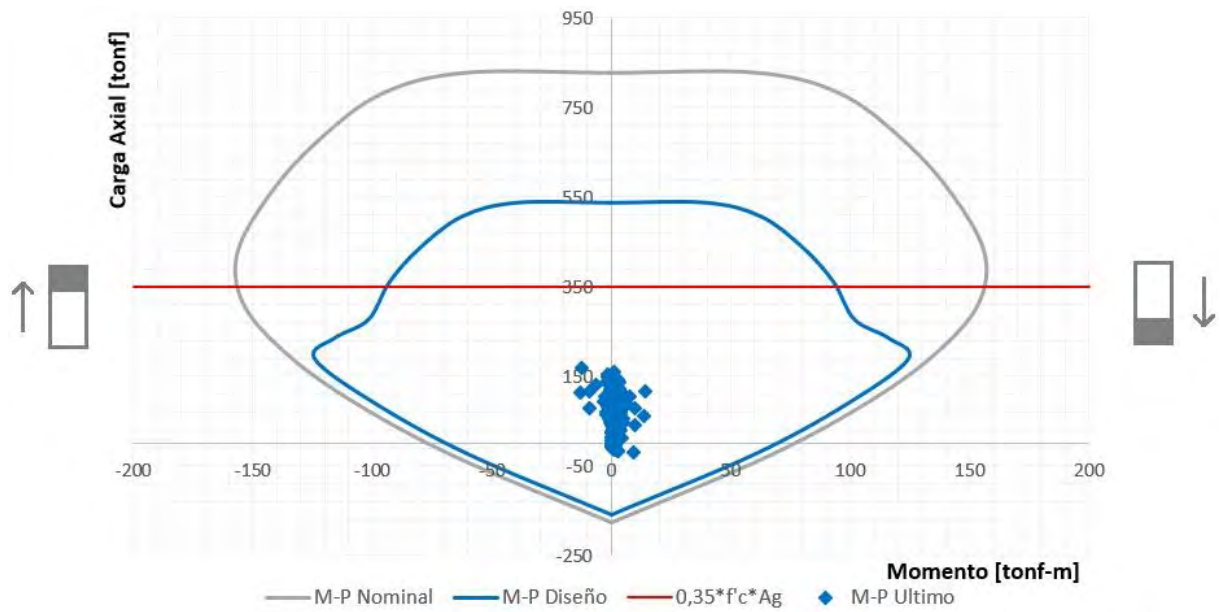


Figura 3.30 – Diagrama de interacción muro "RC". Edificio 10 pisos - Dirección Y-Y.

- Edificio 15 pisos:

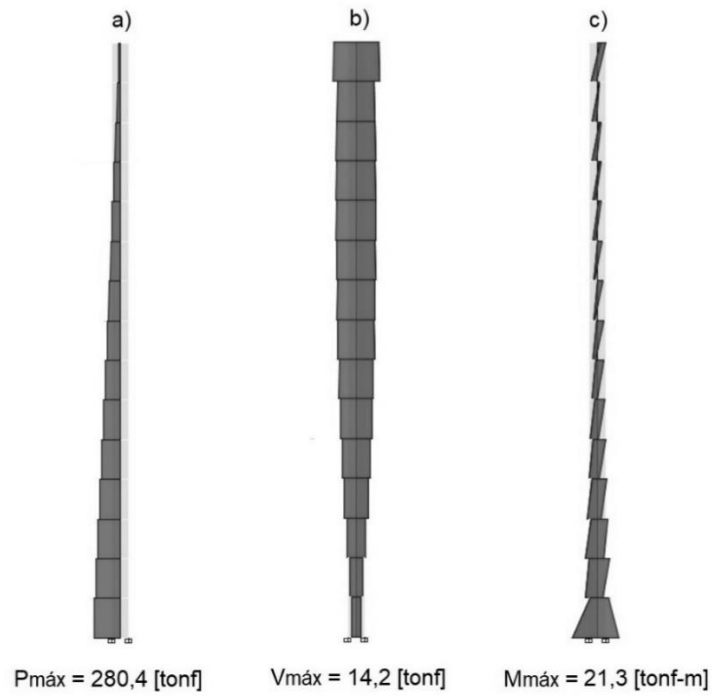


Figura 3.31 – Diagramas de solicitaciones muro "RC". Edificio 15 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento.

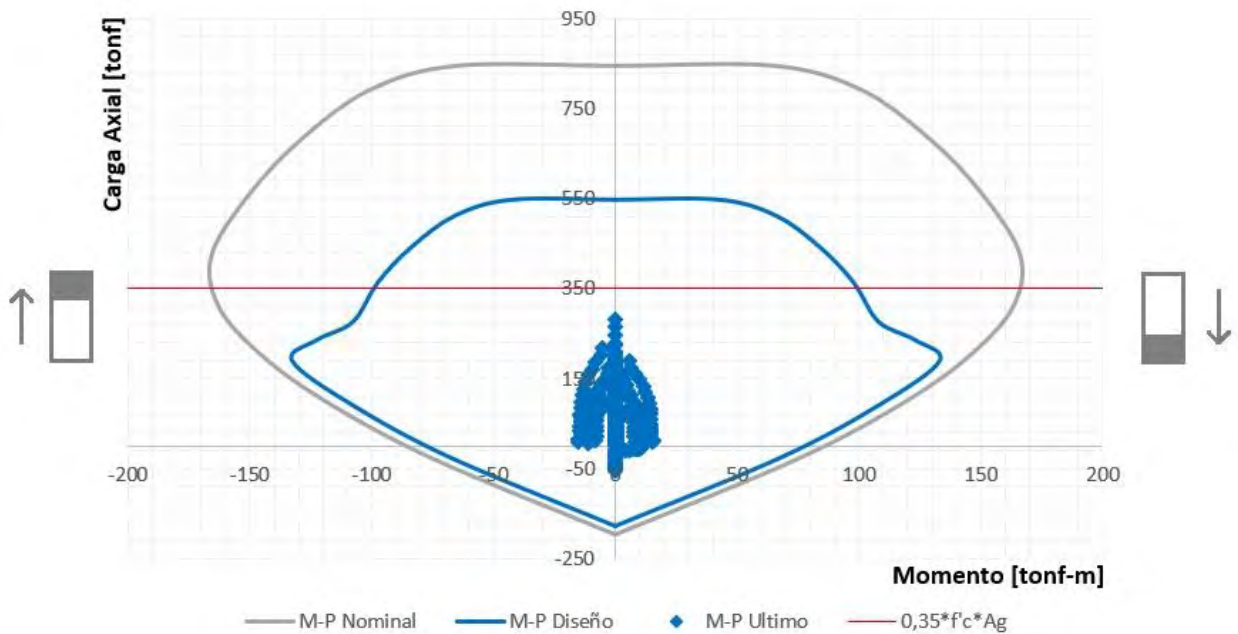


Figura 3.32 – Diagrama de interacción muro "RC". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y.

- Edificio 20 pisos:

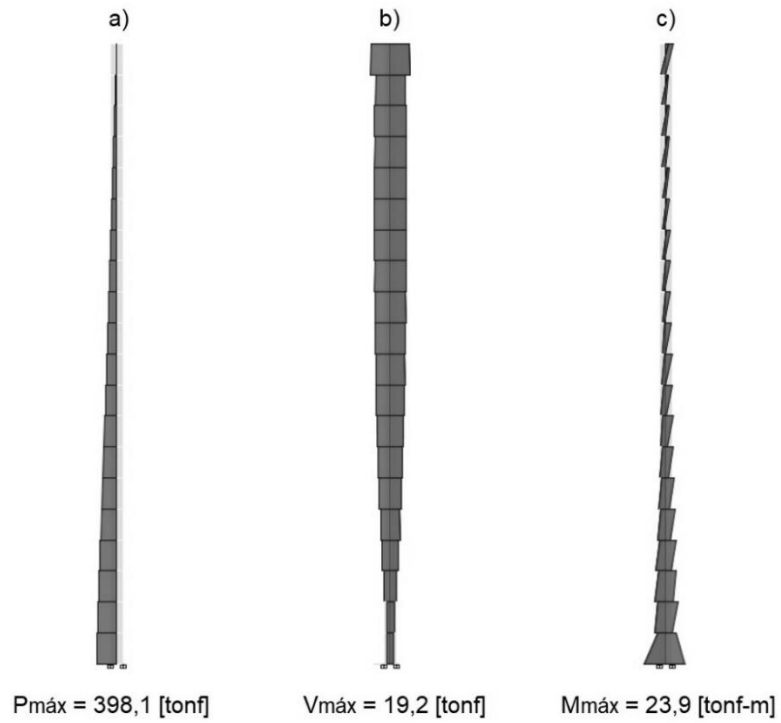


Figura 3.33 – Diagramas de solicitaciones muro "RC". Edificio 20 pisos - a) Carga axial, b) Corte, c) Momento.

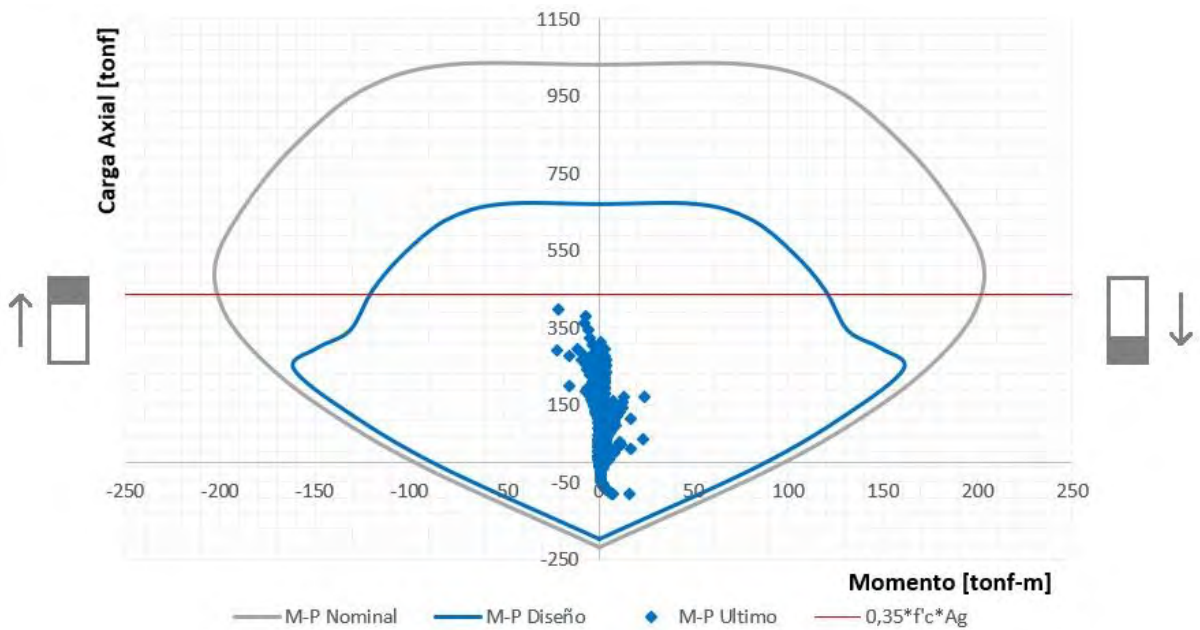


Figura 3.34 – Diagrama de interacción muro "RC". Edificio 20 pisos - Dirección Y-Y.

### 3.5.1.2.- Demanda y Capacidad de deformación

Según indicaciones del DS N°60 [20] “la sección crítica de todo muro con razón de aspecto  $H_T/l_w$  mayor o igual a 3 debe tener una capacidad,  $\phi$ , mayor que la demanda de curvatura,  $\phi_u$ ”, la cual se calcula mediante la Ecuación 3.12. Esta verificación se realiza considerando la carga axial  $P_u$  actuando en el muro y el desplazamiento lateral del techo, el cual fue detallado en el Capítulo 3.4.5 del presente documento.

$$\phi_u = \frac{2 \cdot \delta_u}{H_T \cdot l_w} = \frac{\varepsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c} \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Dónde:

$H_T$  Altura total del muro.

$l_w$  Largo del muro en la dirección de análisis.

Las zonas en compresión que superen la deformación unitaria del hormigón igual a 0.003 deben reforzarse con elementos especiales de borde, con la finalidad de alcanzar las demandas de ductilidad, no obstante, dicha deformación unitaria no puede superar los 0.008. Lo antes descrito se verifica mediante la Ecuación 3.13.

$$c \geq \frac{l_w}{600 \cdot \left(\frac{\delta_u}{h_w}\right)} \quad \text{Ecuación 3.13}$$

Dónde:

$c$  Es “la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño  $\delta_u$ ” [20].

El elemento de borde debe disponerse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia mayor o igual a  $c_c$ , el cual se determina mediante la Ecuación 3.14.

$$\frac{c_c}{l_w} = \frac{c}{l_w} - \frac{1}{600 \cdot \left(\frac{\delta_u}{h_w}\right)} \quad \text{Ecuación 3.14}$$

A continuación, se presentan los diagramas momento curvatura correspondientes a los muros de cada edificio, los cuales contienen una miniatura de la sección transversal del muro respectivo a un costado de la dirección positiva y negativa del movimiento, donde el área coloreada de gris (■) indica la zona de compresión.

#### a) Muro sección rectangular larga “R”

El diagrama momento curvatura de los muros con sección rectangular larga como M1, M2, M11 y M12 de cada edificación, se obtiene suponiendo que la carga axial actuando en el muro es igual a la totalidad de la carga permanente más el 25% de la sobrecarga de uso. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

- Edificio 10 pisos

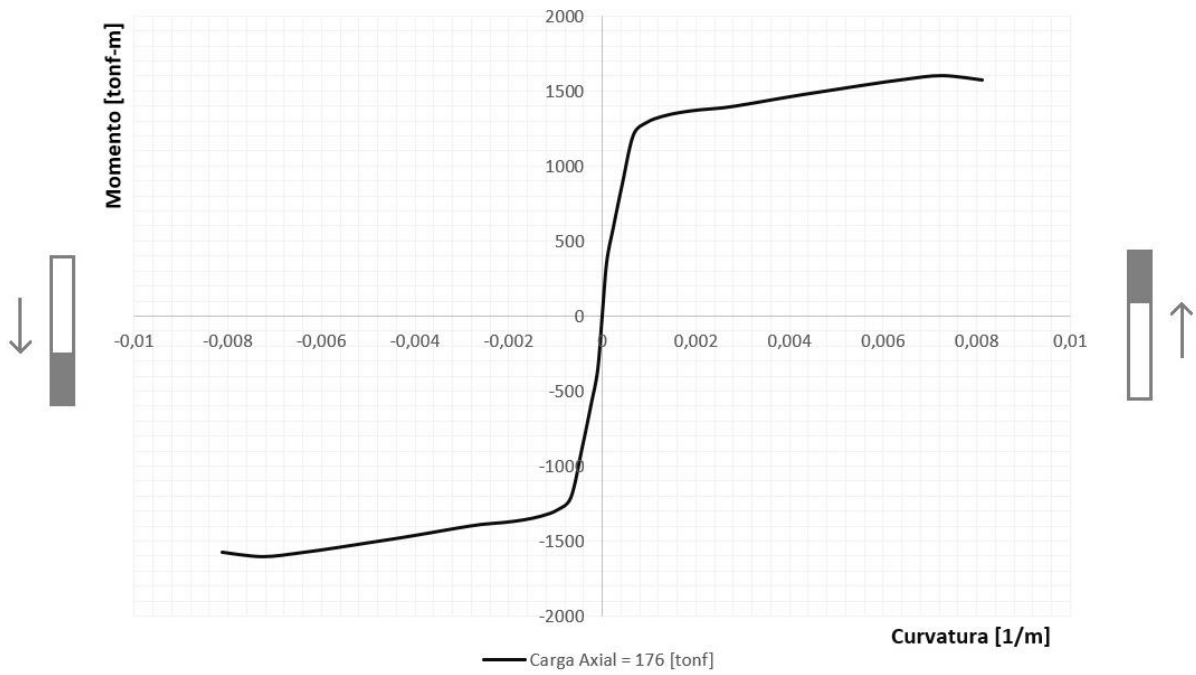


Figura 3.35 – Diagrama momento curvatura muro "R". Edificio 10 pisos - Dirección Y-Y.

- Edificio 15 pisos:

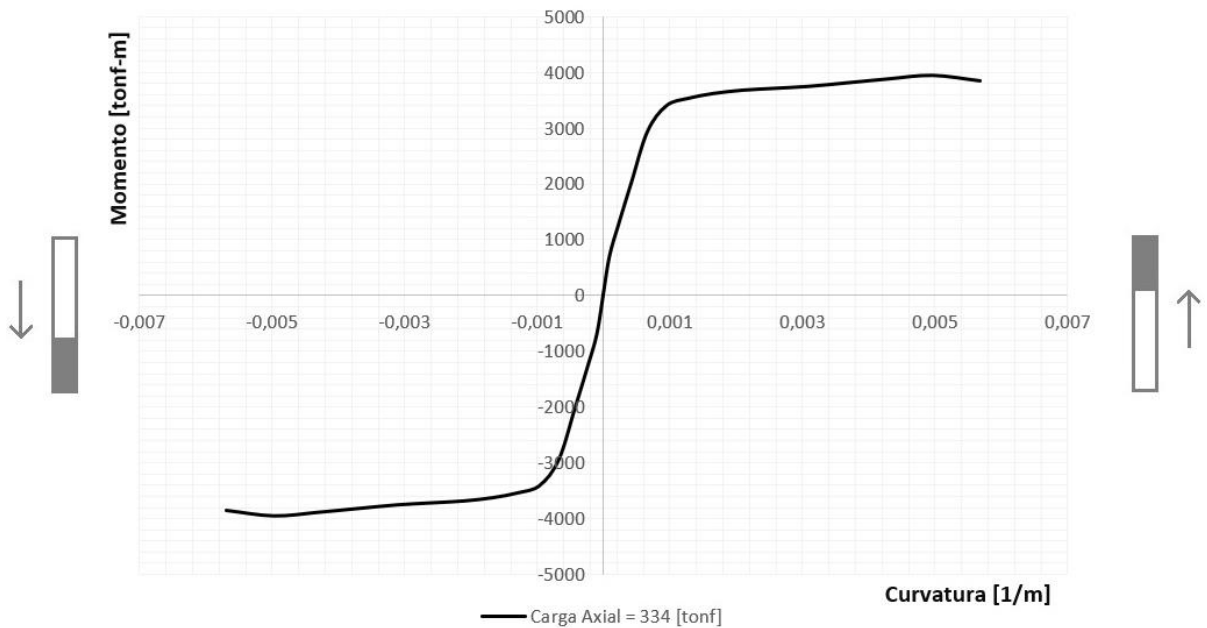


Figura 3.36 – Diagrama momento curvatura muro "R". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y.

- Edificio 20 pisos:

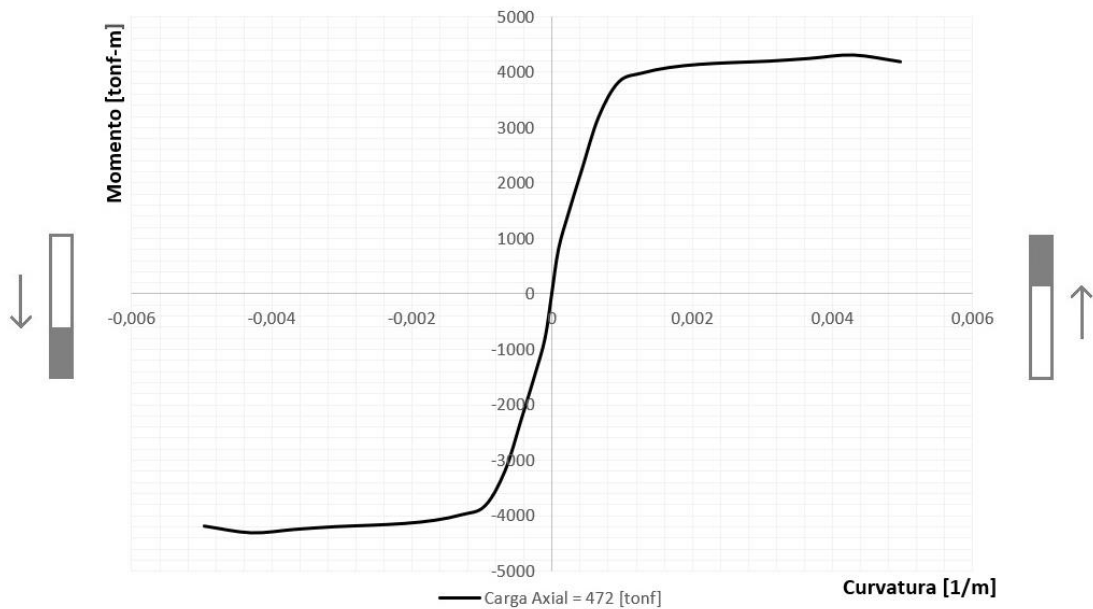


Figura 3.37 – Diagrama momento curvatura muro "R". Edificio 20 pisos - Dirección Y-Y.

### b) Muro sección transversal "T"

El diagrama momento curvatura de los muros con sección transversal "T" como M3, M4, M7, M9 y M10 de cada edificación, se obtiene suponiendo que la carga axial actuando en el muro es igual a la totalidad de la carga permanente más el 25% de la sobrecarga de uso. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

- Edificio 10 pisos

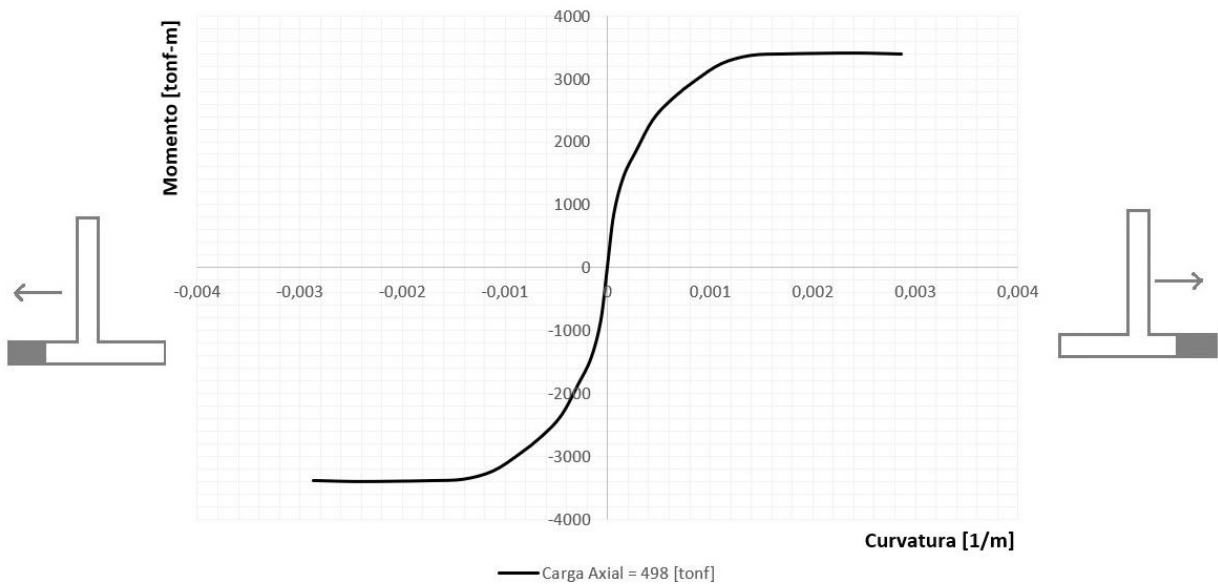


Figura 3.38 – Diagrama momento curvatura muro "T". Edificio 10 pisos - Dirección X-X.

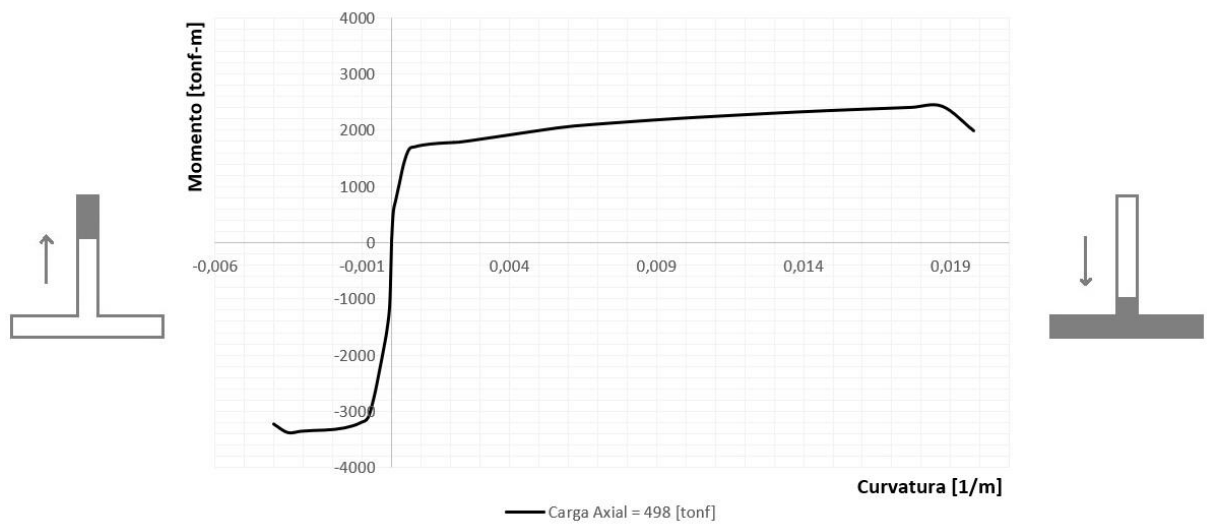


Figura 3.39 – Diagrama momento curvatura muro "T". Edificio 10 pisos - Dirección Y-Y.

- Edificio 15 pisos:

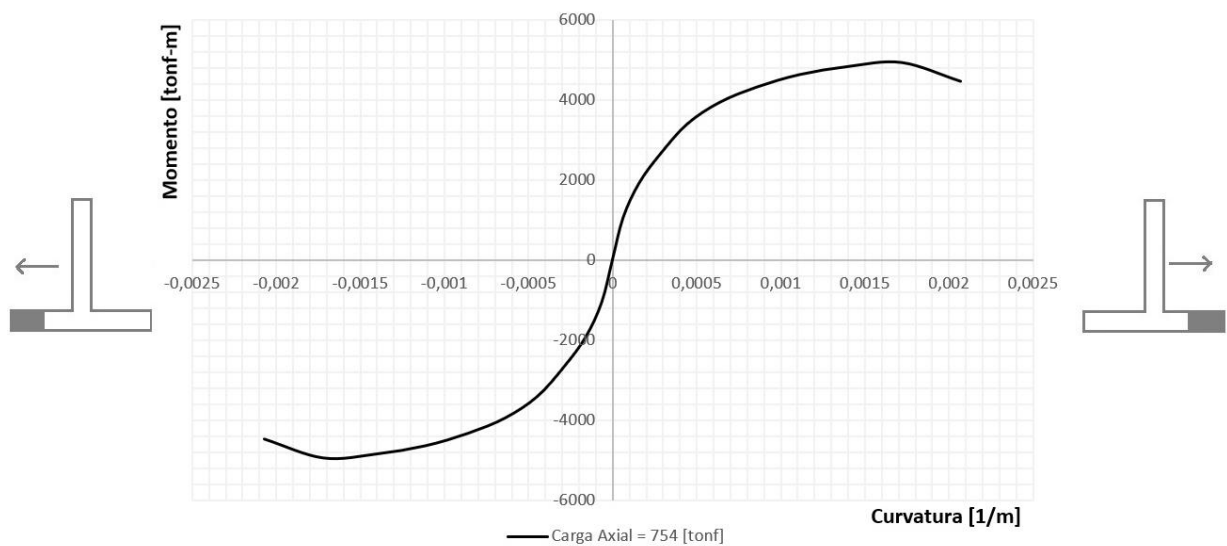


Figura 3.40 – Diagrama momento curvatura muro "T". Edificio 15 pisos - Dirección X-X.

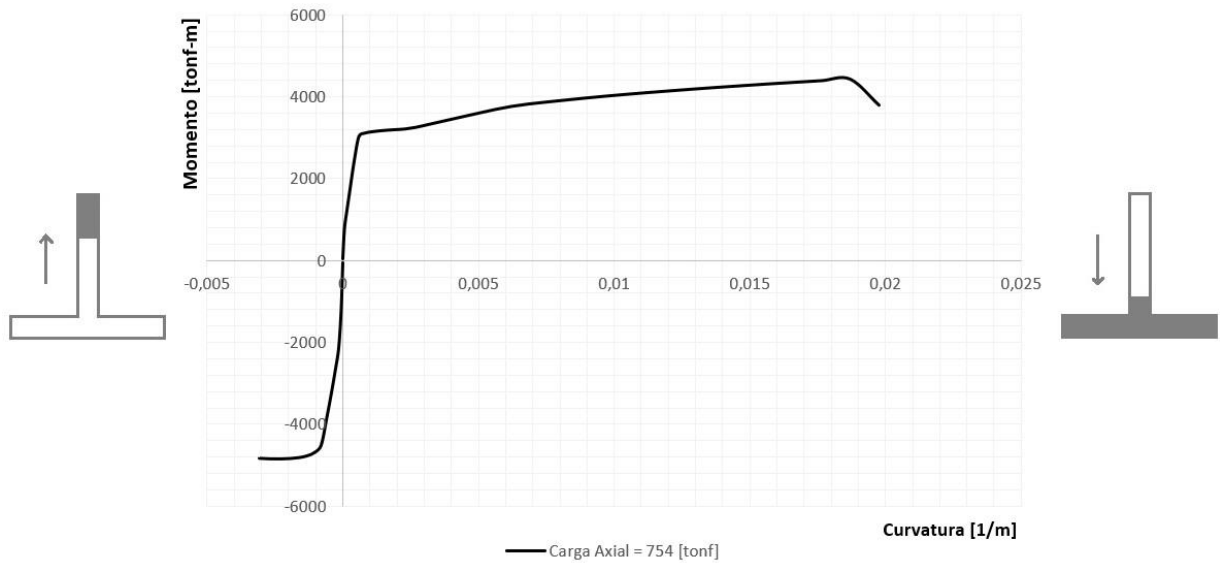


Figura 3.41 – Diagrama momento curvatura muro "T". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y.

- Edificio 20 pisos

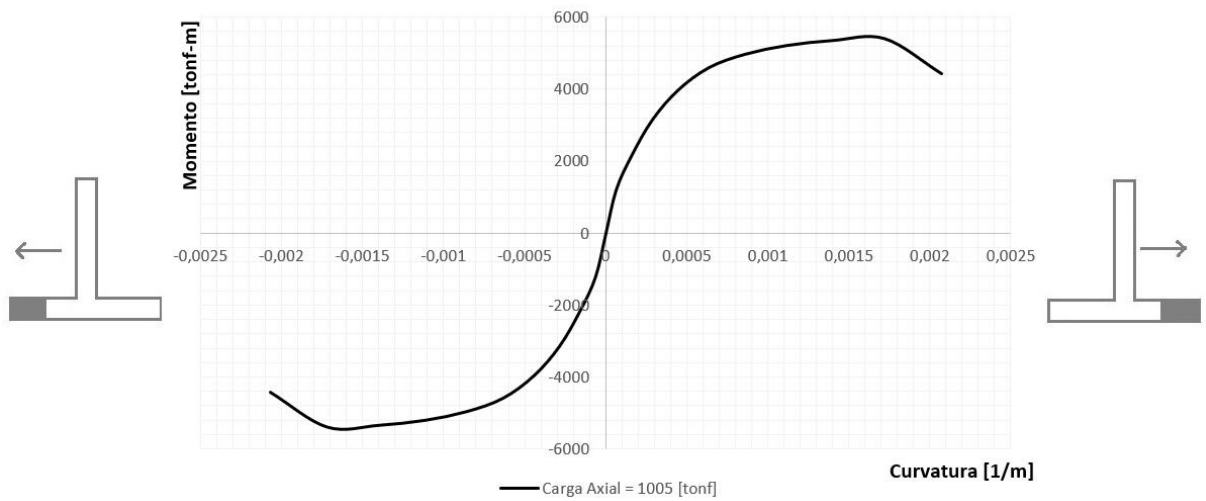


Figura 3.42 – Diagrama momento curvatura muro "T". Edificio 20 pisos - Dirección X-X.

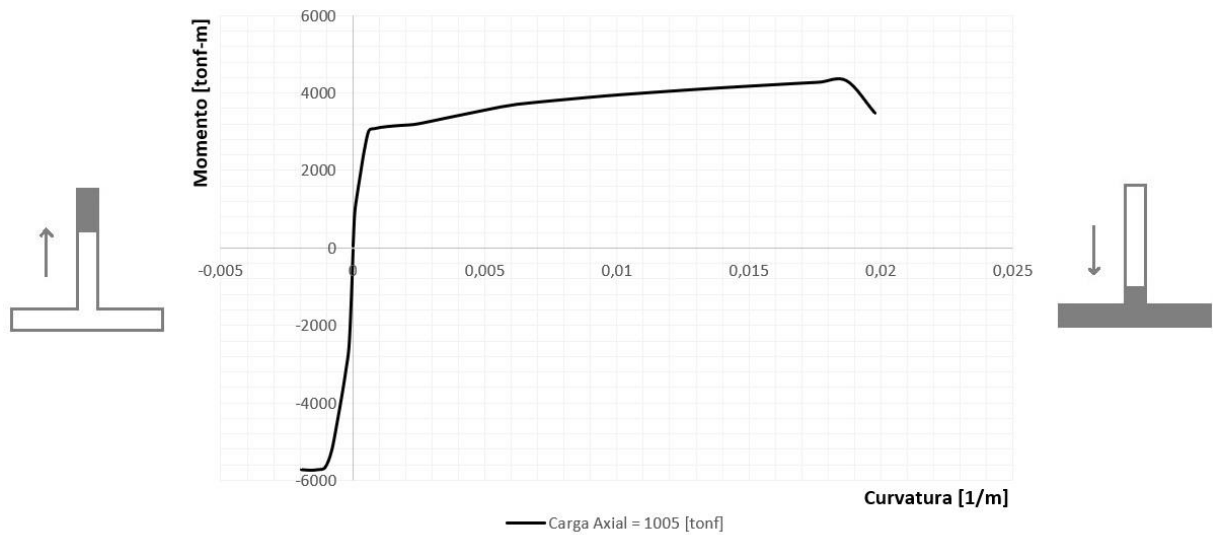


Figura 3.43 – Diagrama momento curvatura muro "T". Edificio 20 pisos - Dirección Y-Y.

**c) Muro sección transversal "C"**

El diagrama momento curvatura de los muros con sección transversal "C" como M6 de cada edificación, se obtiene suponiendo que la carga axial actuando en el muro es igual a la totalidad de la carga permanente más el 25% de la sobrecarga de uso. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

- Edificio 10 pisos

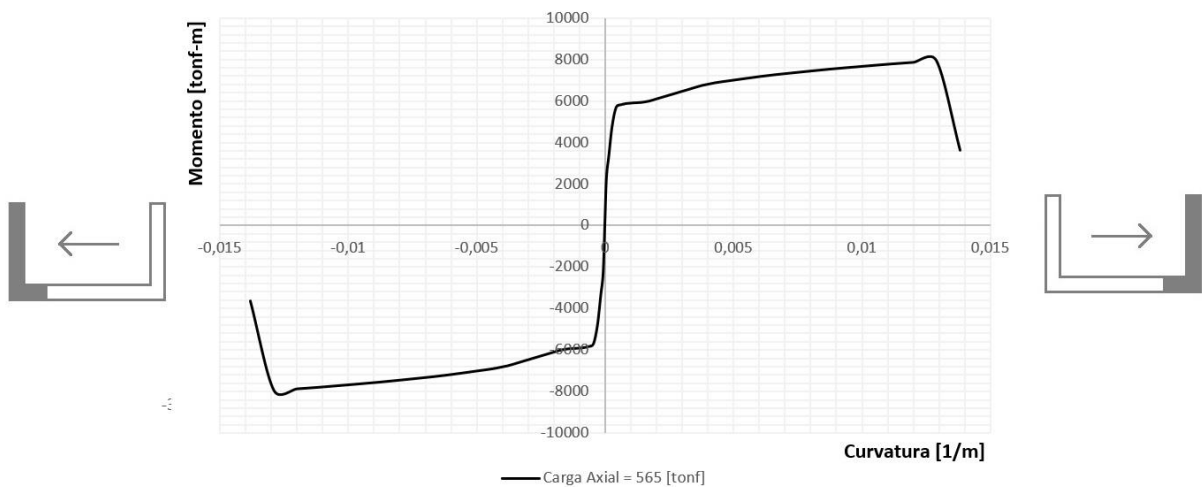


Figura 3.44 – Diagrama momento curvatura muro "C". Edificio 10 pisos - Dirección X-X.

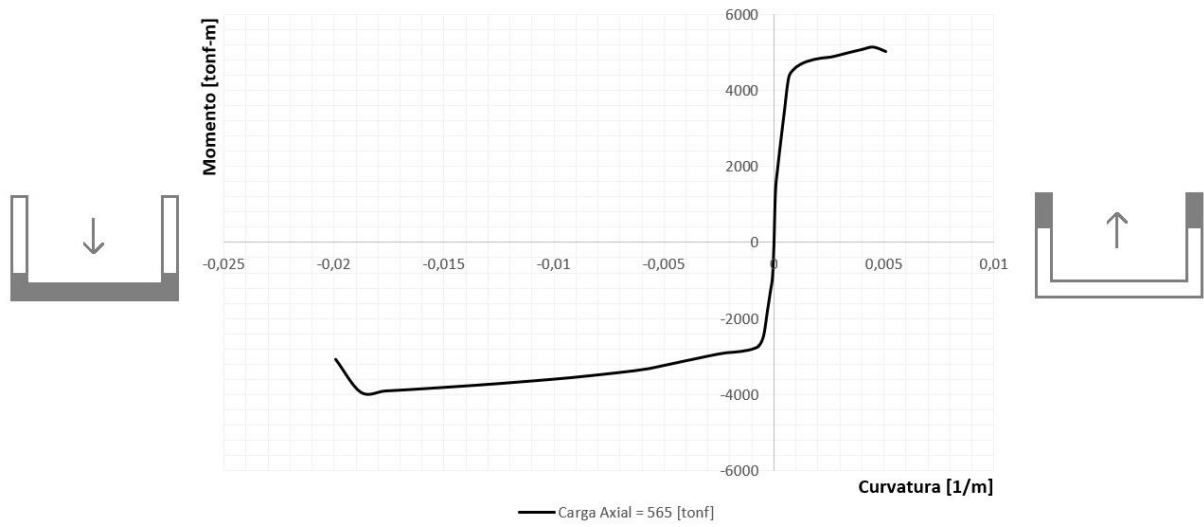


Figura 3.45 – Diagrama momento curvatura muro "C". Edificio 10 pisos - Dirección Y-Y.

- Edificio 15 pisos

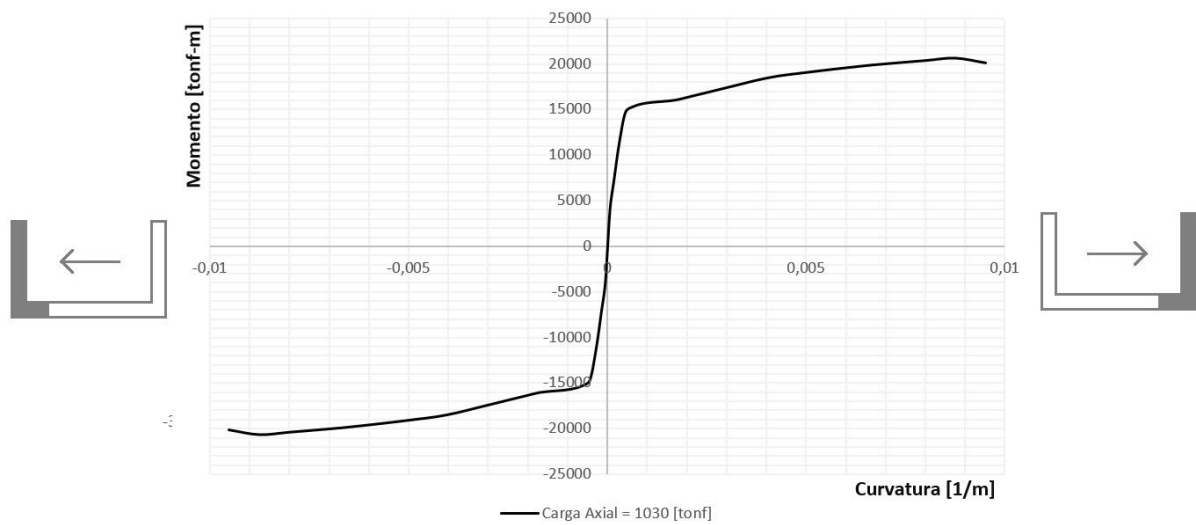


Figura 3.46 – Diagrama momento curvatura muro "C". Edificio 15 pisos - Dirección X-X.

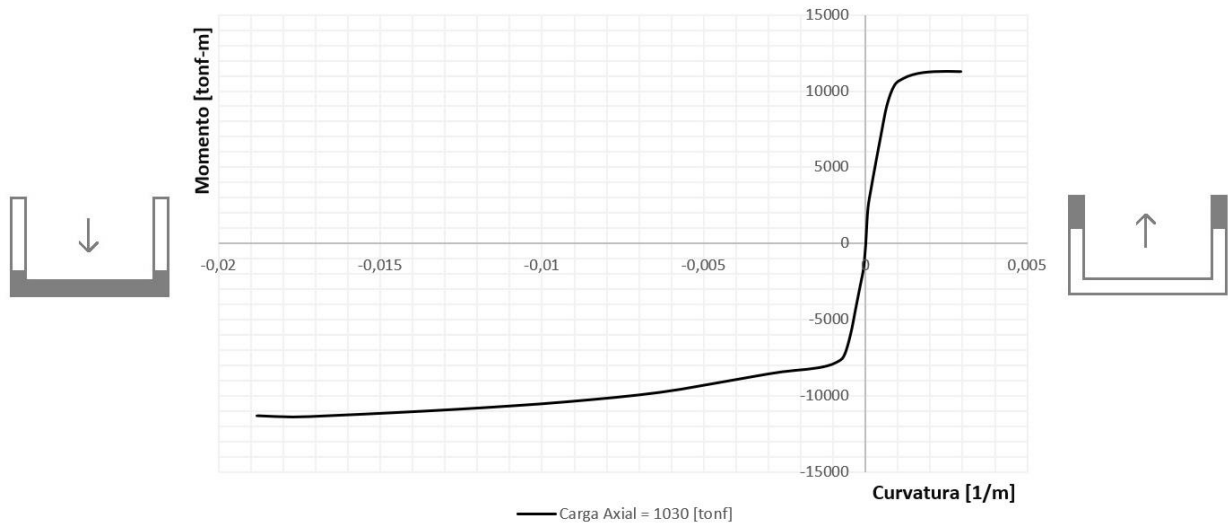


Figura 3.47 – Diagrama momento curvatura muro "C". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y.

- Edificio 20 pisos

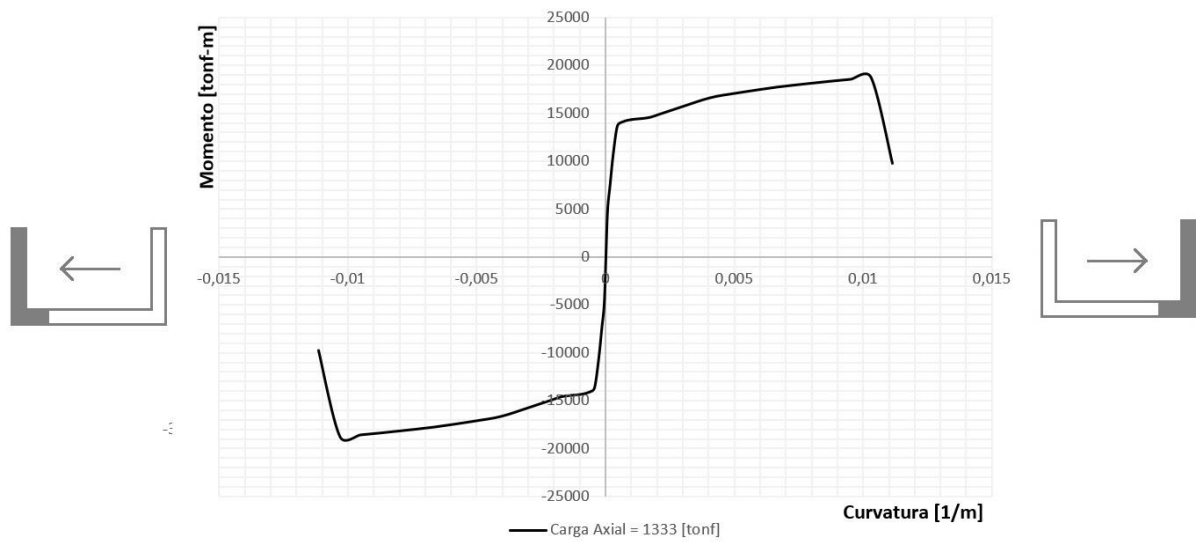


Figura 3.48 – Diagrama momento curvatura muro "C". Edificio 20 pisos - Dirección X-X.

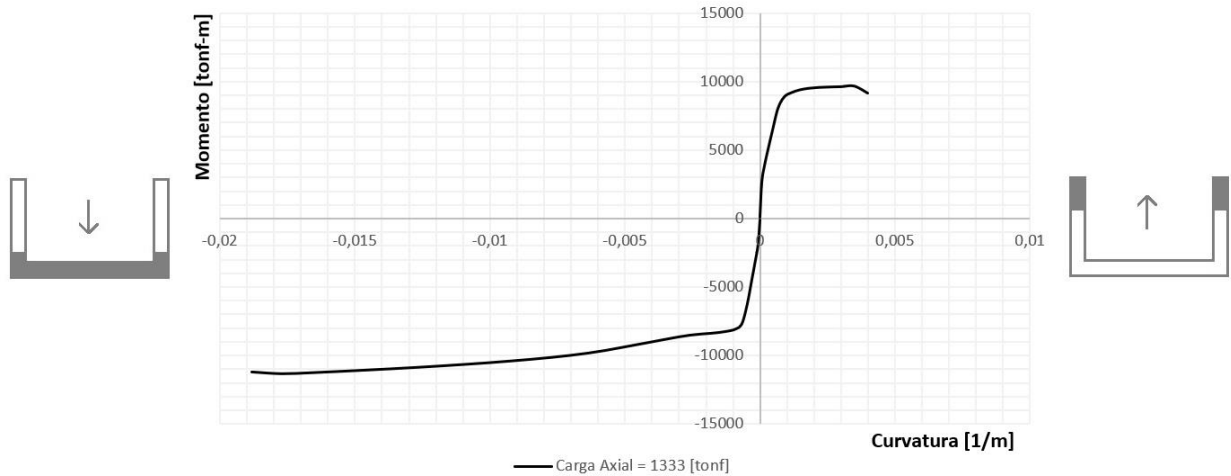


Figura 3.49 – Diagrama momento curvatura muro "C". Edificio 20 pisos - Dirección Y-Y.

**d) Muro sección rectangular corta "RC"**

El diagrama momento curvatura de los muros con sección rectangular corta "RC" como M5 y M8 de cada edificación, se obtiene suponiendo que la carga axial actuando en el muro es igual a la totalidad de la carga permanente más el 25% de la sobrecarga de uso. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

- Edificio 10 pisos

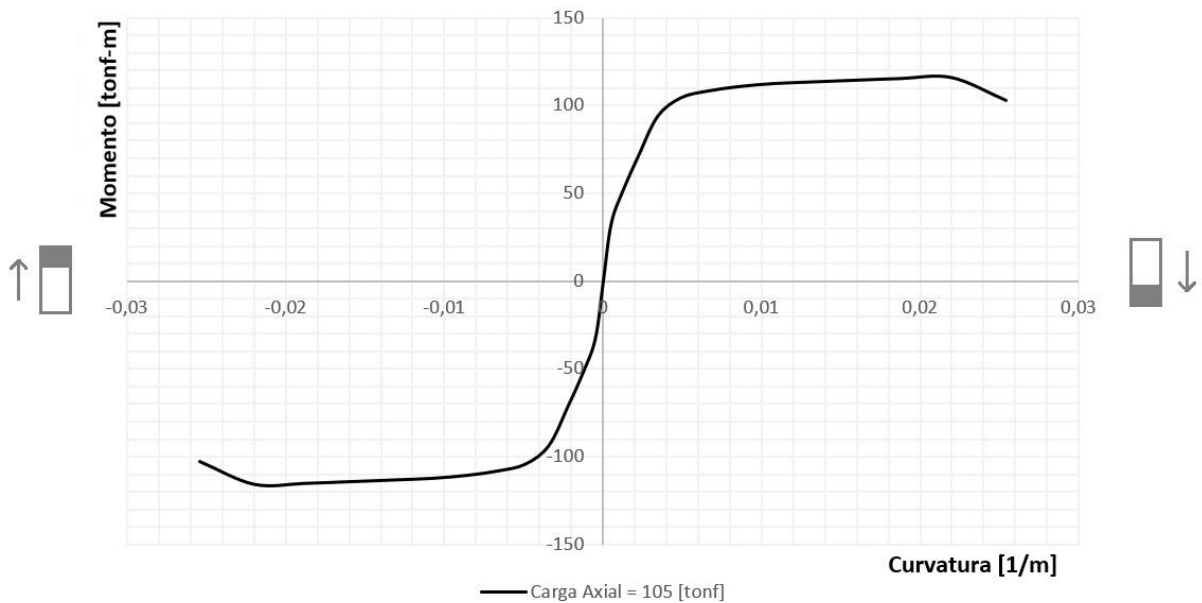


Figura 3.50 – Diagrama momento curvatura muro "RC". Edificio 10 pisos - Dirección Y-Y.

- Edificio 15 pisos

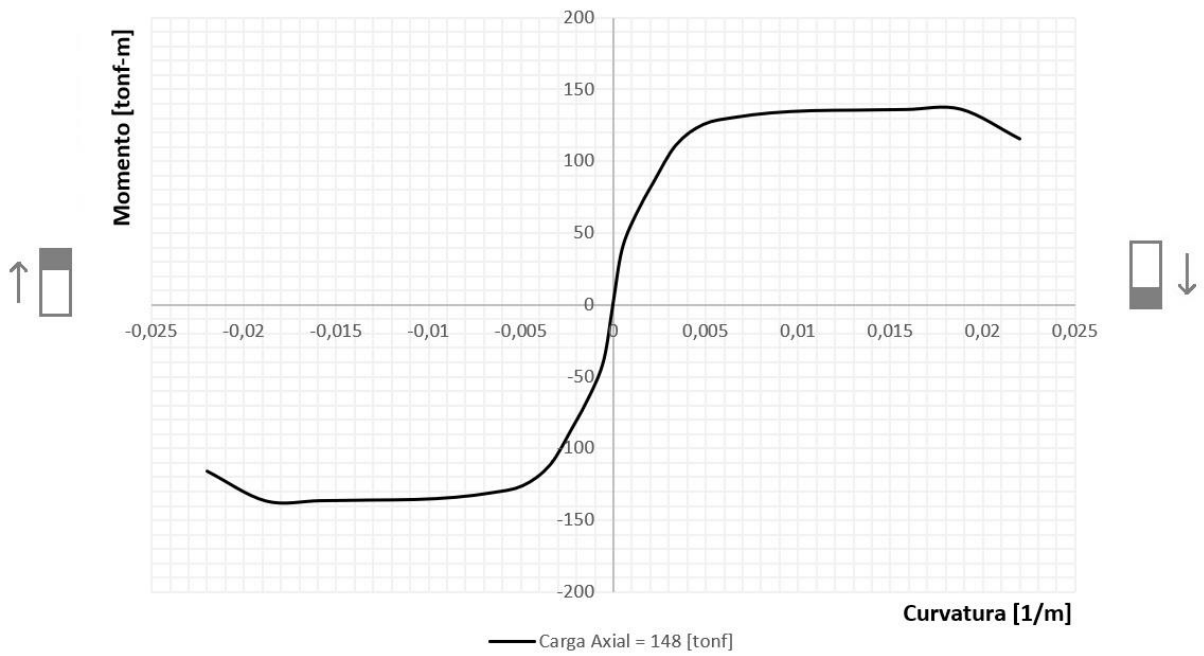


Figura 3.51 – Diagrama momento curvatura muro "RC". Edificio 15 pisos - Dirección Y-Y.

- Edificio 20 pisos

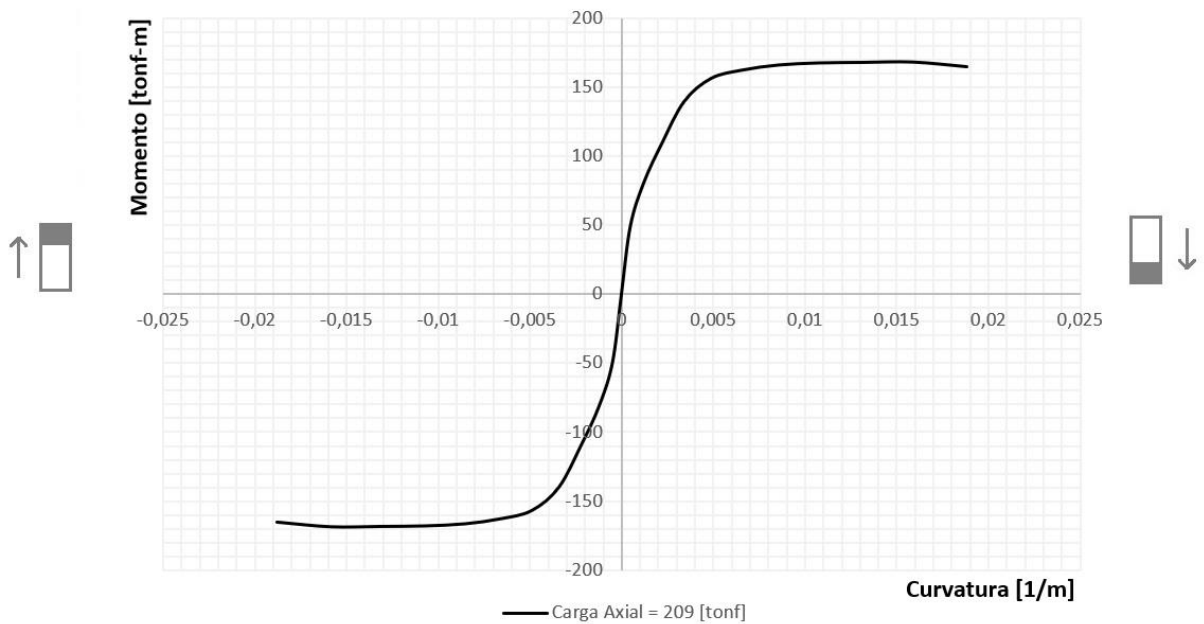


Figura 3.52 – Diagrama momento curvatura muro "RC". Edificio 20 pisos - Dirección Y-Y.

A continuación, se resumen los principales datos obtenidos en la Tabla 3.18.

Tabla 3.18 – Requerimientos de curvatura.

Edificio	Muro	Dirección	Hw (m)	Lw (m)	Capacidad		Demanda de curvatura [1/m]	Requiere confinamiento	
					Momento [tonf·m]	Curvatura [1/m]			
10 pisos	R	Y (+)	24	4.7	1602.07	0.00726	0.001885	NO	
		Y (-)			1602.07	0.00726		NO	
	T	X (+)	24	7	3408.42	0.00245	0.001265	NO	
		X (-)			3408.42	0.00245		NO	
		Y (+)		4.7	2418.47	0.01871	0.001885	NO	
		Y (-)			3382.58	0.00354		NO	
	C	X (+)	24	7	7952.83	0.00245	0.001265	NO	
		X (-)			7952.83	0.00245		NO	
		Y (+)		4.7	5125.10	0.00452	0.001885	NO	
		Y (-)			3944.37	0.01876		NO	
	RC	Y (+)	24	1	115.79	0.02198	0.008858	NO	
		Y (-)			115.79	0.02198		NO	
	15 pisos	R	Y (+)	36	4.7	3951	0.00497	0.002832	NO
			Y (-)			3951	0.00497		NO
T		X (+)	36	7	4941	0.00172	0.002357	SI	
		X (-)			4941	0.00172		SI	
		Y (+)		4.7	4421	0.01870	0.002832	NO	
		Y (-)			4843	0.00268		SI	
C		X (+)	36	7	20659	0.00876	0.002357	NO	
		X (-)			20659	0.00876		NO	
		Y (+)		4.7	11275	0.00252	0.002832	SI	
		Y (-)			11404	0.01770		NO	
RC		Y (+)	36	1	136	0.01880	0.013311	NO	
		Y (-)			136	0.01880		NO	
20 pisos		R	Y (+)	48	4.7	4300	0.00430	0.004514	SI
			Y (-)			4300	0.00430		SI
	T	X (+)	48	7	5401	0.00170	0.003530	SI	
		X (-)			5401	0.00170		SI	
		Y (+)		4.7	4324	0.01870	0.004514	NO	
		Y (-)			5737	0.00160		SI	
	C	X (+)	48	7	18745	0.01030	0.003530	NO	
		X (-)			18745	0.01030		NO	
		Y (+)		4.7	9706	0.00350	0.004514	SI	
		Y (-)			11340	0.01770		NO	
	RC	Y (+)	48	1	168	0.01580	0.021215	SI	
		Y (-)			168	0.01580		SI	

### 3.5.1.3.- Resistencia al cortante por capacidad

Para el cálculo del refuerzo transversal de los muros, se utiliza el diseño al cortante por capacidad, el cual debe satisfacer la Ecuación 3.15.

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Dónde:

$V_u$  Solicitación de cortante último.  
 $V_n$  Corte resistente nominal.  
 $\phi$  Coeficiente de minoración.

Según indicaciones de la norma ACI 318-08, la resistencia al corte  $V_n$  se calcula con la Ecuación 3.16.

$$V_n = A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_t \cdot f_y) \quad \text{Ecuación 3.16}$$

Aquí:

$\rho_t$  Cuantía de refuerzo transversal.  
 $\alpha_c$  Coeficiente que depende de la altura y longitud del muro, tal como se indica a continuación.

$$\alpha_c = 0.80 \quad \text{cuando } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$$
$$\alpha_c = 0.53 \quad \text{cuando } \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

El corte último  $V_u$ , se calcula empleando las Ecuaciones 3.17 y 3.18.

$$V_u = \phi_0 \cdot V_{NCh433} \cdot \omega \quad \text{Ecuación 3.17}$$

$$\phi_0 = \frac{M_n}{M_{NCh433}} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

Dónde:

$\phi_0$  Factor de sobrecarga.  
 $V_{NCh433}$  Solicitación de corte obtenida con carga sísmica reducida, según [17].  
 $M_n$  Momento resistente máximo de cada muro, obtenido desde diagrama momento-curvatura.  
 $M_{NCh433}$  Solicitación de momento obtenida con carga sísmica reducida, según [17].  
 $\omega$  Factor de amplificación dinámica, el cual se calcula con la Ecuación 3.19.

$$\omega = 1,2 + \frac{n}{50} \quad \text{Ecuación 3.19}$$

En la Ecuación 3.19, “n” corresponde al número de pisos de la edificación correspondiente.

A continuación, la Tabla 3.19 detalla los resultados obtenidos para cada edificación.

Tabla 3.19 – Resumen diseño al cortante por capacidad.

Edificio	Muro	Dirección	$V_u/\phi$ [tonf]	$V_n máx$ [tonf]	Cuantía necesaria	Armadura
10 pisos	R	Y	284	443	0.0028	DM Ø10@15
	T	X	348	660	0.0020	DM Ø10@20
		Y	313	443	0.0033	DM Ø12@20
	C	X	397	660	0.0025	DM Ø10@20
		Y	508	886	0.0023	DM Ø10@20
RC	Y	46	125	0.0008	DM Ø10@20	
15 pisos	R	Y	583	665	0.0045	TM Ø10@15
	T	X	416	660	0.0027	DM Ø10@15
		Y	360	443	0.0041	DM Ø12@15
	C	X	758	880	0.0044	DM Ø12@15
		Y	917	1182	0.0035	DM Ø10@15
RC	Y	51	125	0.0010	DM Ø10@20	
20 pisos	R	Y	584	665	0.0045	TM Ø10@15
	T	X	421	660	0.0028	DM Ø10@15
		Y	381	443	0.0044	DM Ø12@15
	C	X	596	880	0.0031	DM Ø10@15
		Y	816	1182	0.0032	DM Ø10@15
RC	Y	62	157	0.0009	DM Ø10@20	

La cuantía mínima a cortante utilizada es  $\rho_{min} = 0.0025$ , la cual para muros de espesor 30 cm, equivale a estribos de diámetro 10 mm separados a 20 cm.

Cabe destacar que, se detalla la disposición del refuerzo transversal de cada muro en el Anexo 1 al final del presente documento.

### 3.5.2.- Diseño de vigas

Para el diseño de las vigas V1 y V2 de cada edificación se utilizan los esfuerzos máximos correspondientes a las combinaciones de cargas mayoradas, los cuales son extraídos desde el software ETABS.

#### 3.5.2.1.- Diseño a flexión

Para el cálculo del refuerzo longitudinal de las vigas, se realiza el diseño a flexión, el cual debe satisfacer la Ecuación 3.20.

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \quad \text{Ecuación 3.20}$$

Dónde:

$M_u$  Momento último de diseño.

$M_n$  Momento nominal de diseño.

$\phi$  Coeficiente de minoración, el cual se establece según ACI 318-08 [19] como sigue:

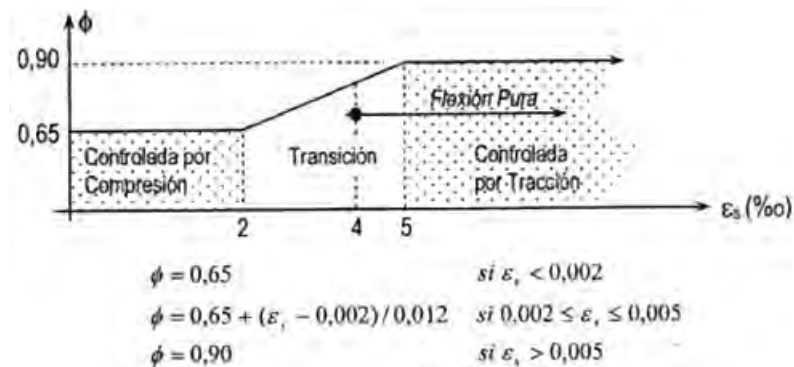


Figura 3.53 – Factor de reducción a flexión según estado tensional.

El acero longitudinal es diseñado para trabajar a tracción, por lo tanto, se utiliza el coeficiente de minoración  $\phi = 0.9$  controlado por tracción.

El momento nominal de las vigas se relaciona con la cuantía de refuerzo mediante la Ecuación 3.21.

$$M_n = \rho \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right) \quad \text{Ecuación 3.21}$$

Dónde:

$\rho$  Cuantía de refuerzo

$f_y$  Tensión de fluencia acero

$f'_c$  Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión

$b$  Ancho de la sección

$d$  Distancia del acero en tracción a la capa de hormigón.

La cuantía mínima se calcula mediante las Ecuación 3.22 y se considera con la finalidad de controlar los efectos de tracción en el hormigón

$$\rho_{min} = \max \left( \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} ; \frac{14}{f_y} \right) \quad \text{Ecuación 3.22}$$

### 3.5.2.2.- Diseño a corte

Según disposiciones de la norma ACI 318-08 [19], el diseño a cortante por capacidad debe satisfacer la Ecuación 3.23.

$$V_e \leq \phi V_n \quad \text{Ecuación 3.23}$$

Dónde:

- $\phi$  Coeficiente de minoración estimado como 0.75 para el diseño por capacidad.
- $V_e$  Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.
- $V_n$  Resistencia nominal al cortante, la cual se calcula mediante la Ecuación 3.24.

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación 3.24}$$

Dónde:

- $V_c$  Resistencia a corte proporcionada por el hormigón.
- $V_s$  Resistencia a corte proporcionada por el acero, la cual es limitada mediante la Ecuación 3.25.

$$V_s \leq 2.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \text{Ecuación 3.25}$$

La fuerza cortante  $V_e$  se determina a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se supone que en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable,  $M_{pr}$ . Además, el elemento se considera bajo el efecto de cargas gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.

A continuación, la Ecuación 3.26 indica como se obtiene la fuerza cortante  $V_e$ , según disposiciones de la norma ACI 318-08 [19].

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{q_u \cdot l_n}{2} \quad \text{Ecuación 3.26}$$

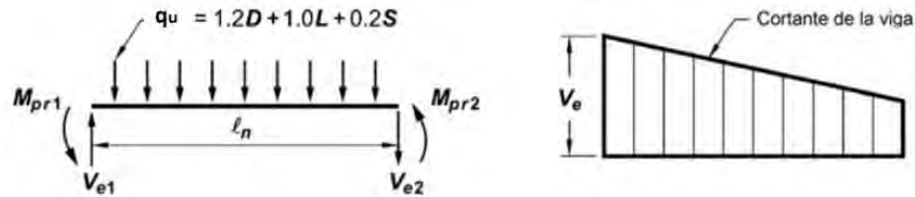


Figura 3.54 – Esquema cortante de diseño.

Dónde:

- $M_{pr1}$  Momento probable 1 igual a  $1.25 \cdot Mn_+$
- $M_{pr2}$  Momento probable 2 igual a  $1.25 \cdot Mn_-$

El área necesaria para resistir las solicitaciones de corte se calcula utilizando la Ecuación 3.27.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi \cdot f_y \cdot d} \quad \text{Ecuación 3.27}$$

Para estimar el espaciamiento  $s$ , según ACI 318-08 [19], el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor entre  $\frac{d}{4}$ , Seis veces el diámetro de las barras longitudinales principales más pequeñas y 150 milímetros.

Además, se debe considerar el primer estribo cerrado de confinamiento a no más de 50 milímetros de la cara del elemento de apoyo.

### 3.5.3.- Diseño de fundaciones

Debido a que los edificios están situados sobre un suelo del tipo D, se opta por diseñar los sistemas de fundaciones como losas, esto se logra mediante el Software de elementos finitos ETABS modelando la interacción suelo-estructura mediante la metodología de Winkler [12]. A continuación, la Tabla 3.20 presenta las dimensiones de losa utilizadas para cada edificación.

Tabla 3.20 – Dimensiones losas de fundación.

Edificio	Espesor losa fundación [m]	Sobre espaciado [m]	Ancho [m]	Largo [m]
10 pisos	1	1	13.7	36.1
15 pisos	1	2.5	16.7	39.1
20 pisos	1	2.8	17.3	39.7

Cabe destacar que, se fijó un espesor de losa de 1 metro para todas las edificaciones (el cual funciona bien en todos los casos) y se varió el área de contacto con el suelo. Este dimensionamiento de las losas de fundación se estableció mediante análisis iterativos donde se busca controlar que las tensiones en el suelo no superen la admisible.

Como se indicó en el Capítulo 2.3.4, el coeficiente de balasto utilizado es de 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] para el caso estático y de 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] para el caso dinámico, estos valores se estimaron mediante análisis comparativos realizados por el Ingeniero Civil Salvador Vildoso [23].

#### 3.5.3.1.- Tensiones admisibles del suelo

Según se especifica en el Capítulo 2.3.2 del presente documento, la tensión admisible del suelo para el caso estático es de 26 [tonf/m<sup>2</sup>], mientras que para el caso dinámico es de 32 [tonf/m<sup>2</sup>].

A continuación, se presentan las tensiones del suelo para el caso más desfavorable, el cual corresponde a la edificación de 20 pisos esto debido a que es el edificio con mayor peso y por ende el que induce más tensiones en el suelo.

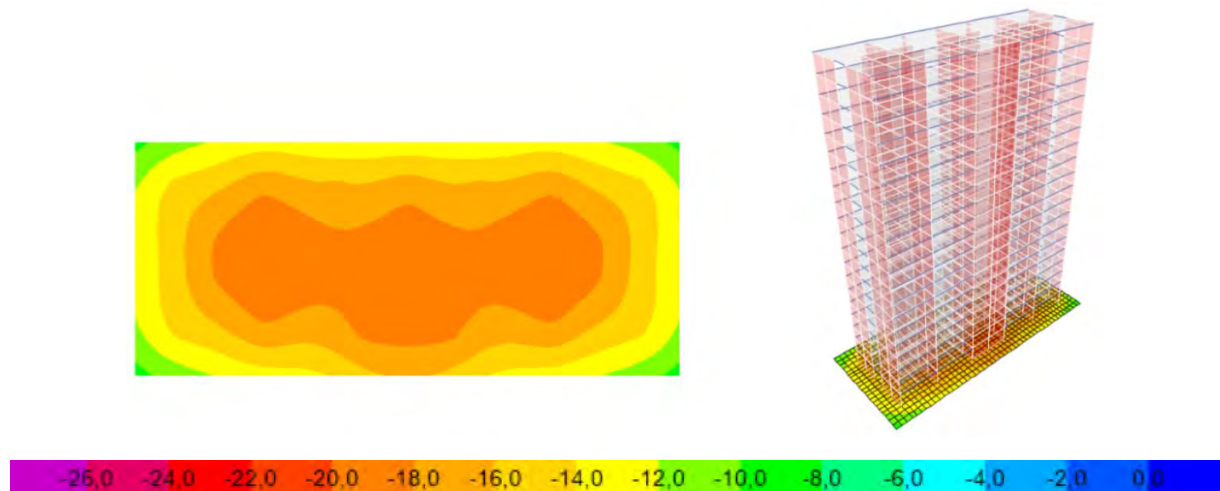


Figura 3.55 – Diagrama de tensiones estáticas del suelo en [tonf/m<sup>2</sup>]. Edificio 20 pisos.

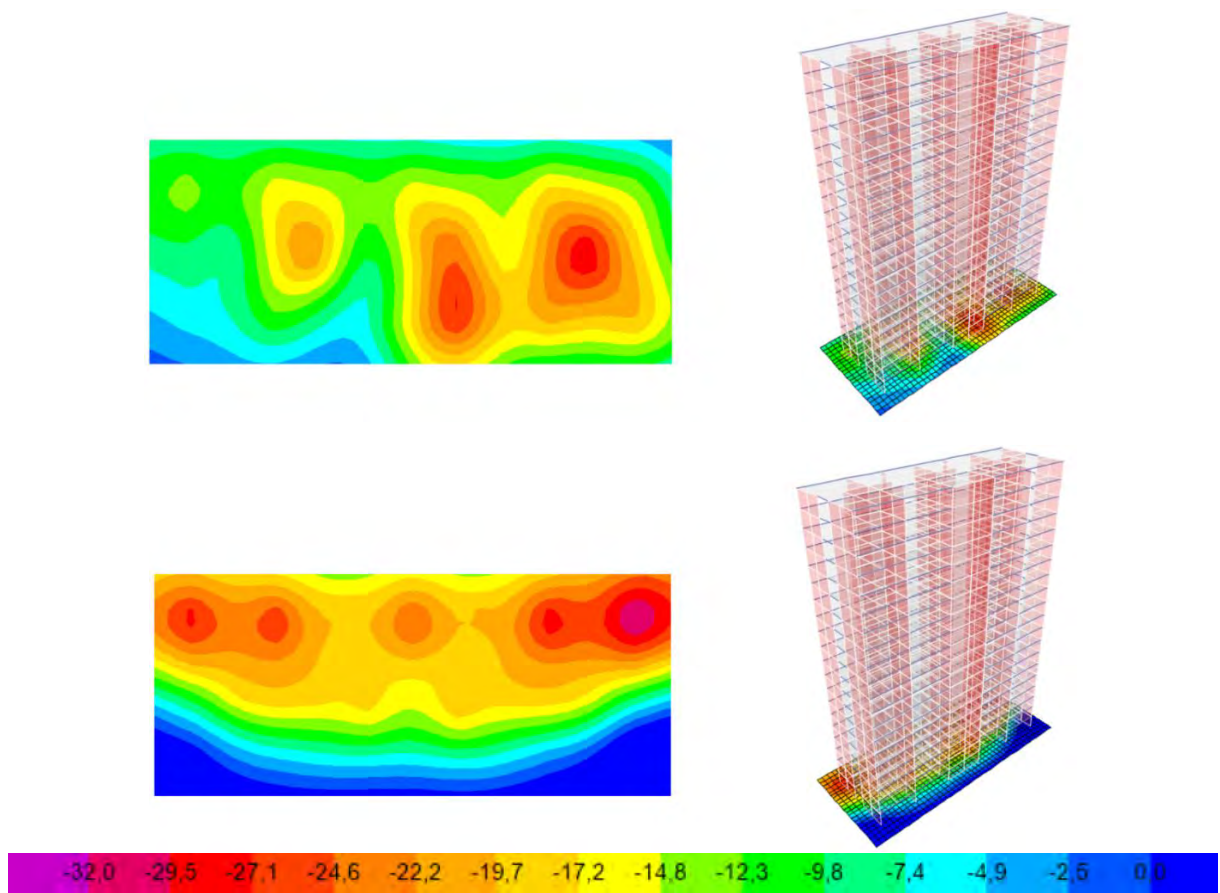


Figura 3.56 – Diagrama de tensiones dinámicas del suelo en [tonf/m<sup>2</sup>]. Edificio 20 pisos  
Arriba: Dirección X, Abajo: Dirección Y.

De igual forma, En la Tabla 3.21 se presentan las tensiones del suelo obtenidas para cada edificación cuando se tiene el caso estático y el caso dinámico en ambas direcciones de análisis.

Tabla 3.21 – Resumen tensiones estáticas y dinámicas del suelo.

Edificio	Tensión solicitante máxima [tonf/m <sup>2</sup> ]			Tensión admisible [tonf/m <sup>2</sup> ]	
	Estática	Dinámica		Estática	Dinámica
		Dirección X	Dirección Y		
10 pisos	12.6	17.2	24.6	26	32
15 pisos	15.9	25.6	29.5	26	32
20 pisos	19.5	27.1	31.7	26	32

Como se muestra en la Tabla 3.21, en ningún caso se sobrepasan las tensiones admisibles del suelo.

Las tensiones estáticas del suelo se calcularon con la combinación de carga PP + SC, mientras que las tensiones en el suelo para los casos dinámicos son calculas con la combinación de carga PP + SX en dirección X y PP + SY en dirección Y.

Cabe mencionar que, para analizar la estabilidad de las edificaciones, se transforman las cargas del espectro a cargas puntuales equivalentes por piso. Además, se considera que en el suelo no se desarrollan tensiones en tracción.

## Capítulo 4

### 4.- Análisis de sensibilidad incorporando la interacción suelo-estructura (SSI)

El comportamiento sísmico de las edificaciones cuando se incorpora el efecto de la interacción suelo-estructura se evaluó mediante análisis dinámicos tiempo-historia no lineal, bidimensionales, utilizando el software de elementos finitos Ruaumoko2D [15] dicho programa computacional está diseñado para funcionar en modo interactivo o por lotes con un archivo de datos de entrada que puede prepararse con un procesador de textos [15].

Ruaumoko2D resuelve la ecuación de movimiento mediante el método de Newmark con aceleración constante, bajo el supuesto de pequeños desplazamientos, por lo tanto, se desprecian efectos de segundo orden como el  $P - \Delta$  [15]. Cabe destacar que, el análisis desarrollado en este programa no toma en cuenta los esfuerzos de torsión producidos al usar ambos ejes.

#### 4.1.- Análisis dinámico tiempo historia

El objetivo fundamental de este trabajo es analizar el comportamiento de las estructuras incorporando el efecto de la interacción suelo-estructura, además, entender cómo afecta el tipo de registro sísmico en los esfuerzos de los muros de hormigón armado. Para esto en el software Ruaumoko2D se consideran análisis dinámicos tiempo-historia tanto lineales como no lineales frente a distintos eventos sísmicos, realizando comparaciones entre los modelos con interacción suelo-estructura y los modelos convencionales con base empotrada.

Cabe destacar que, si bien se considera que los elementos estructurales incursionan en el rango no lineal, se supone que el suelo y las fundaciones tienen un comportamiento lineal elástico. El análisis dinámico se realiza en la dirección más esbelta, es decir, eje Y-Y.

##### 4.1.1.- Modelación de la estructura

Para realizar la modelación bidimensional de la estructura en el programa Ruaumoko2D se decide segmentar las edificaciones en cinco ejes en la dirección Y (dirección de análisis), tal como presenta la Figura 4.1.

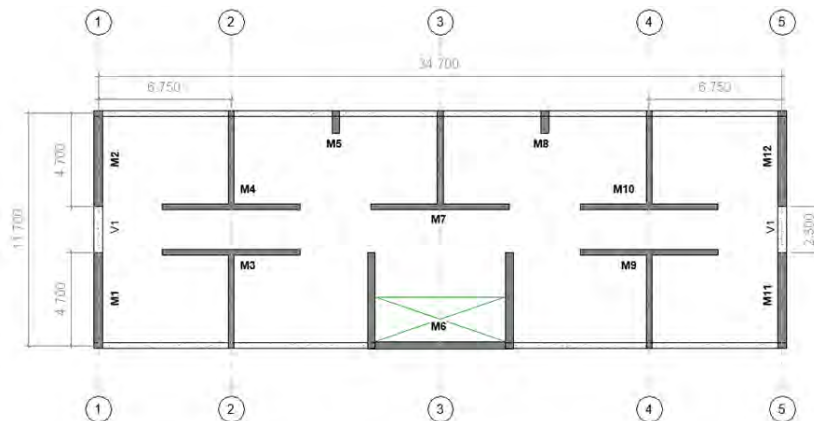


Figura 4.1 – Ejes de análisis, distancias medidas en [m].

Se definen las coordenadas de los nodos que permiten generar la geometría de los cinco ejes de cada estructura, luego se disponen los elementos estructurales a utilizar y se definen sus propiedades correspondientes construyendo así modelos en 2D. A continuación, la Figura 4.2 presenta la vista del modelo en Ruaumoko2D del edificio de 10 pisos, el cual es similar a los edificios de 15 y 20 pisos.

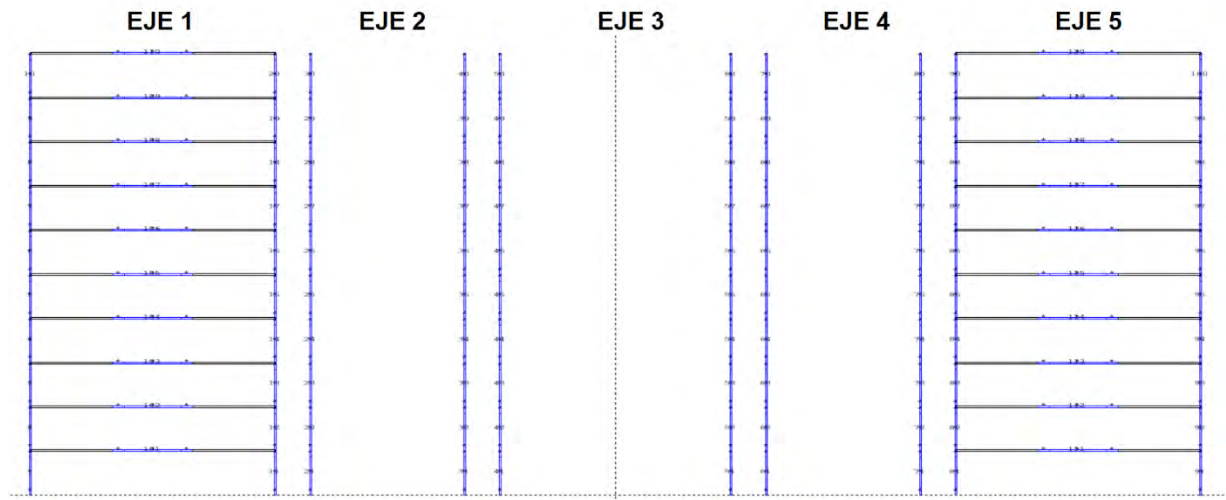


Figura 4.2 – Modelo en Ruaumoko2D edificio de 10 pisos.

Cabe destacar que, para simplificar la modelación estructural no se consideran los muros de sección rectangular corta M5 y M8 y solo se toman en cuenta los muros de mayor importancia los cuales pertenecen a los ejes señalados en la Figura 4.1.

La mayoría de los estudios analíticos en edificios de muros de hormigón armado utilizan un único muro en voladizo como simplificación y asumen que el comportamiento no lineal se concentra en la sección crítica o base del muro, mientras que el resto del muro se supone que su comportamiento es elástico [27]. Dado que en la práctica se podrían dar incursiones en el rango inelástico en la altura de los muros cuando son sometidos a sismos de gran magnitud, se decide incorporar inelasticidad distribuida en la altura de los muros con secciones asimétricas, lo que considera que el comportamiento no lineal puede tener lugar en cualquier parte del muro si la demanda es mayor que la capacidad de fluencia. Además, controla los incrementos en el esfuerzo cortante de los pisos inferiores de este tipo de muros haciendo más realista el modelo [27].

Se decide utilizar un amortiguamiento constante en toda la estructura  $\xi=5\%$ .

#### 4.1.1.1.- Superficies de fluencia

Se deben definir las superficies de fluencia de los elementos estructurales que componen las edificaciones.

Para los muros y vigas de sección transversal rectangular se definen las superficies de fluencia por medio de los momentos nominales proporcionados para cada extremo de los elementos con plasticidad concentrada del tipo “Giberson One Component Beam Model”, pertenecientes a la categoría de miembros tipo “Frame”. Este elemento se compone de un segmento elástico y en sus extremos resortes rotacionales donde se concentra la no linealidad, tal como se indica la Figura 4.3.

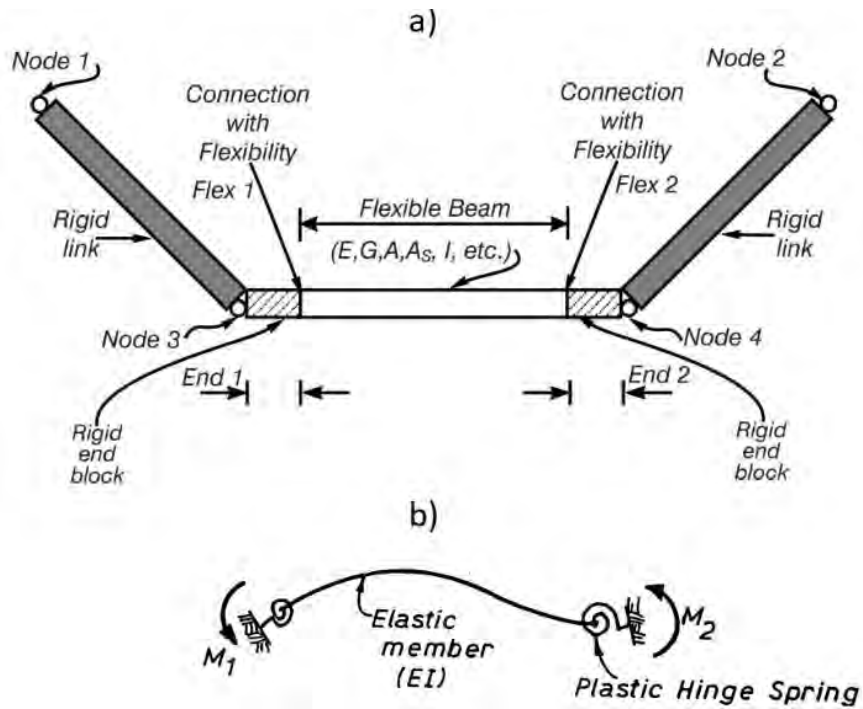


Figura 4.3 – a) Miembros tipo Frame, b) Elementos de plasticidad concentrada Giberson Beam. Fuente [15].

Para el caso de los muros con sección irregular como los muros “T” y “C” la superficie de fluencia utilizada es “Quadratic Beam-Column”, esta superficie ajusta el diagrama de interacción nominal de los muros respectivos mediante parábolas. En la Figura 4.4 se muestra la superficie de fluencia con los parámetros necesarios definida en el Manual Ruaumoko2D [15].

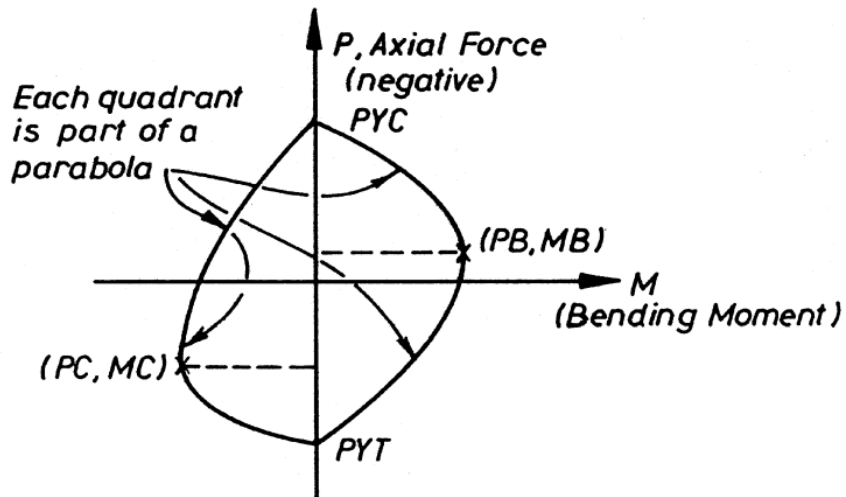


Figura 4.4 – Superficie de fluencia Quadratic Beam-Column. Fuente [15].

#### 4.1.1.2.- Regla de histéresis

Con la intención de identificar la degradación de rigidez cuando los elementos estructurales incursionan en el rango no lineal debido a los eventos dinámicos se procede a definir las curvas de histéresis.

Para muros y vigas de sección transversal rectangular se utiliza la regla bilineal de Takeda Modificado la cual se presenta en la Figura 4.5, donde  $\alpha$  es el factor que controla la rigidez en el tramo de descarga,  $\beta$  es el factor que controla la rigidez en el tramo de recarga,  $r$  es el factor de Ramberg-Osgood el cual controla la pérdida de rigidez después de la fluencia,  $K_0$  es la rigidez inicial la cual equivale a la inercia efectiva  $EI$  y la rigidez de la rama ascendente  $K_U$ .

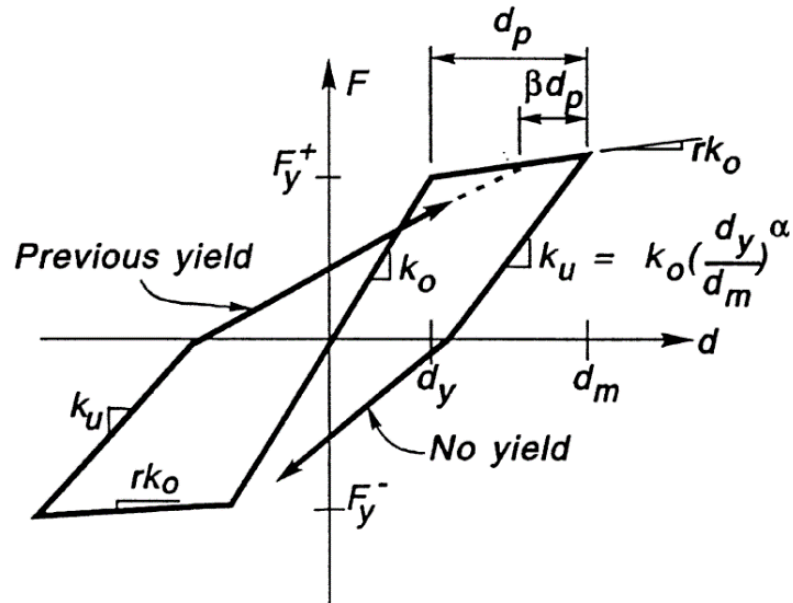


Figura 4.5 – Histéresis bilineal de Takeda modificada. Fuente [15].

Cabe destacar que, para la regla de histéresis bilineal de Takeda modificada se utilizó los valores de degradación de rigidez  $\alpha = 0.3$  y  $\beta = 0.2$ , el factor de Ramberg-Osgood  $r = 0.01$  los cuales son los valores más utilizados en la literatura. Además,  $F_y$  se consideró igual al momento nominal de muros y vigas respectivos.

Por otra parte, para los muros de sección irregular como los muros "T" y "C", el comportamiento inelástico está representado por la regla de histéresis trilineal con degradación de rigidez SINA, la cual se presenta en la Figura 4.6 y es utilizada para modelar la rótula plástica que se forma en los extremos de cada muro cuando se sobrepasa su resistencia nominal. Esta regla toma en cuenta la diferencia de rigidez en función del sentido de la carga lo que permite representar de manera adecuada el comportamiento de los muros de sección irregular.

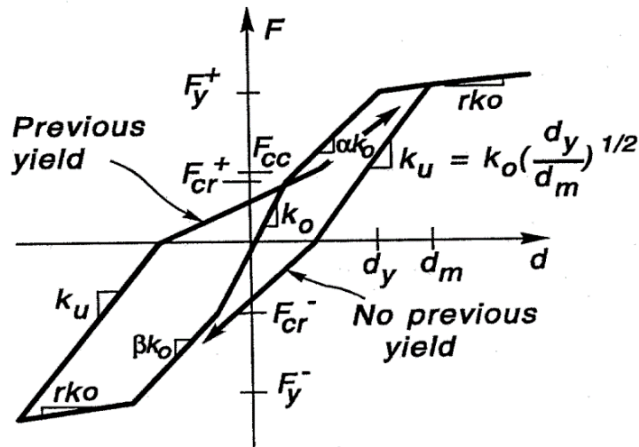


Figura 4.6 – Histéresis trilineal con degradación de rigidez SINA. Fuente [15].

En la Figura 4.6,  $F_{cr}^+$  y  $F_{cr}^-$  son los momentos de agrietamientos respectivos,  $F_{cc}$  es el momento de cierre de grieta y se estimó como 1.2 veces el momento de agrietamiento.

Es importante mencionar que, al igual que en la regla de histéresis de Takeda modificado se utilizó el factor de degradación  $\alpha = 0.3$ , el factor de Ramberg-Osgood  $r = 0.01$  y  $F_y$  se consideró igual al momento nominal de muros y vigas respectivos. Sin embargo, el factor  $\beta$  se utiliza igual a 0.3.

#### 4.1.2.- Modelación del suelo

Para modelar el suelo y llevar a cabo el análisis dinámico tiempo-historia se utilizan elementos resistentes "Ground" presentados en la Figura 4.7, estos miembros son del tipo barra y pueden utilizarse para representar la flexibilidad del suelo bajo las fundaciones.

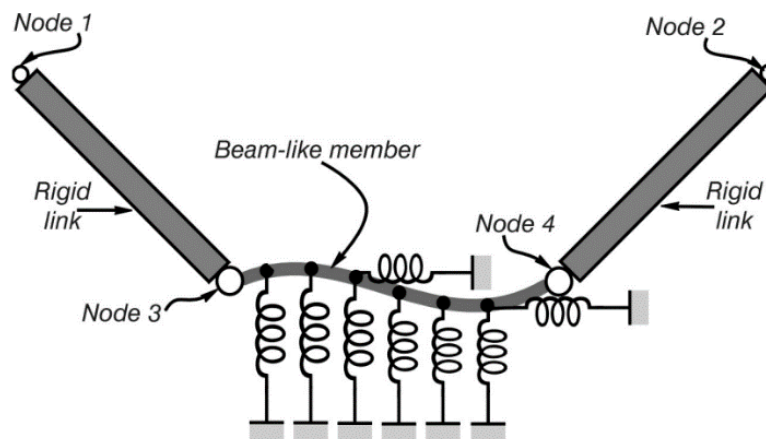


Figura 4.7 – Miembros tipo Ground. Fuente [15].

Estos elementos se disponen debajo de las fundaciones y deben proporcionarse elementos adicionales para modelar la superficie del suelo adyacente a las estructuras que se están modelando, extendiéndose a ambos lados de las estructuras una distancia igual o superior a dos veces el ancho de éstas, tal como muestra la Figura 4.8.

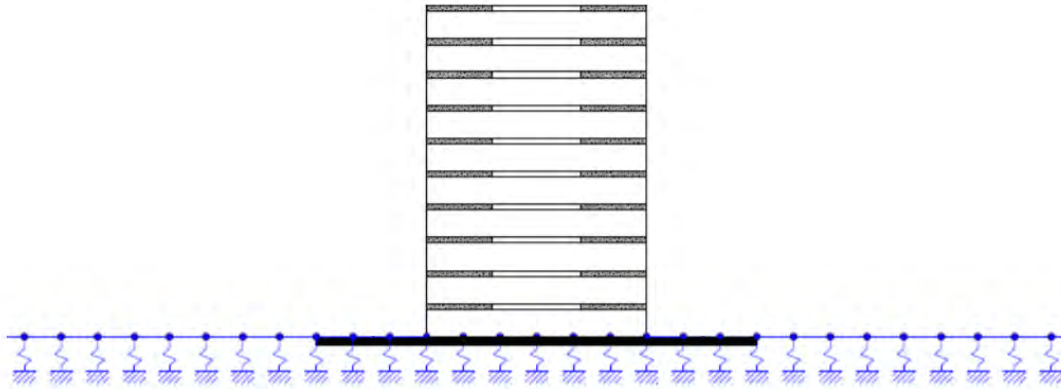


Figura 4.8 – Ejemplo de la modelación del suelo mediante elementos tipo "Ground".

La discretización de los elementos tipo "Ground" utilizada para representar el suelo en el software Ruaumoko2D es igual a 1.75[m].

Para representar adecuadamente la losa de fundación se decide modelar mediante elementos del tipo "Frame" asignando su dimensiones y propiedades elásticas. En los sectores donde se unen los muros con la losa de fundación se consideran cachos rígidos con la finalidad de simular el ancho de la sección transversal de cada muro.

#### 4.1.3.- Ajuste del modelo mediante análisis cíclico incremental

El análisis cíclico incremental o también llamado Push-Pull tiene como propósito evaluar las características del mecanismo de colapso esperado de los sistemas estructurales. Es un método que permite predecir las fuerzas sísmicas y demandas de deformaciones que, de forma aproximada, da cuenta de la redistribución de fuerzas internas producidas en los elementos estructurales cuando son sometidos a fuerzas inerciales que les induce a incursionar en el rango inelástico.

Para llevar a cabo este análisis, se aplica a las estructuras una historia de desplazamientos ubicada a 2/3 de la altura total de cada edificación, dicha historia de desplazamientos se presenta en la Figura 4.9.

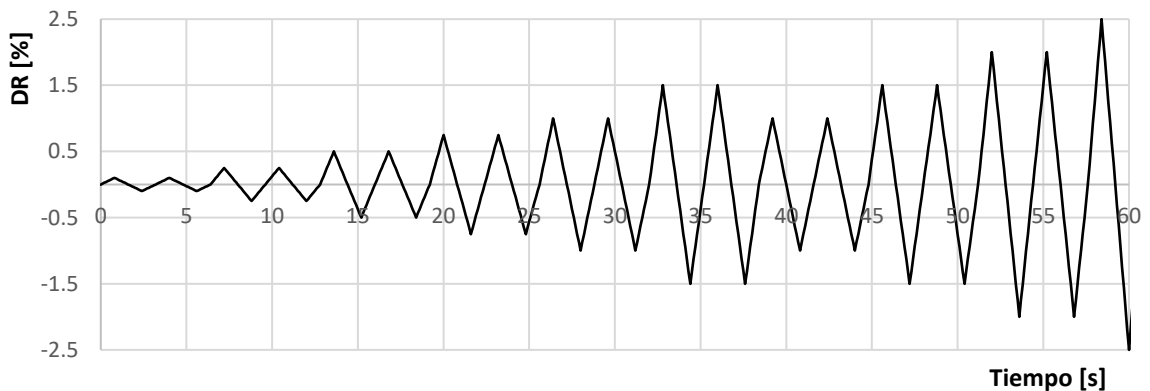


Figura 4.9 – Historia de desplazamiento impuesta.

Los resultados obtenidos permiten realizar un análisis comparativo y verificar que las reglas de histéresis seleccionadas son representativas y se ajustan al comportamiento que se quiere lograr en los elementos estructurales. De esta forma, se puede corroborar que la disipación de energía que se produce en los muros al incursionar en el rango no lineal es la esperada.

## 4.2.- Registros de aceleraciones

Como se mencionó con anterioridad, se analiza el comportamiento de las edificaciones cuando son sometidas a distintos registros de aceleración sísmica, dichos registros son los pertenecientes a las ciudades de Viña del Mar, Concepción y Constitución para el sismo ocurrido el año 2010, además del registro de aceleraciones del terremoto de Sylmar del año 1994 y el ocurrido en Christchurch el año 2011.

Es importante mencionar que los registros sísmicos de aceleración utilizados en el estudio y las propiedades del suelo son consistentes con la zona sísmica y el tipo de suelo presentes en el diseño y análisis de las edificaciones.

### 4.2.1.- Viña del Mar

El registro sísmico de aceleraciones obtenido en la ciudad de Viña del Mar el 27 de Febrero del año 2010 se presenta en la Figura 4.10, posee una duración aproximada de 125 segundos, tiene componentes E-W y una aceleración máxima registrada de 3.25 [m/s<sup>2</sup>].

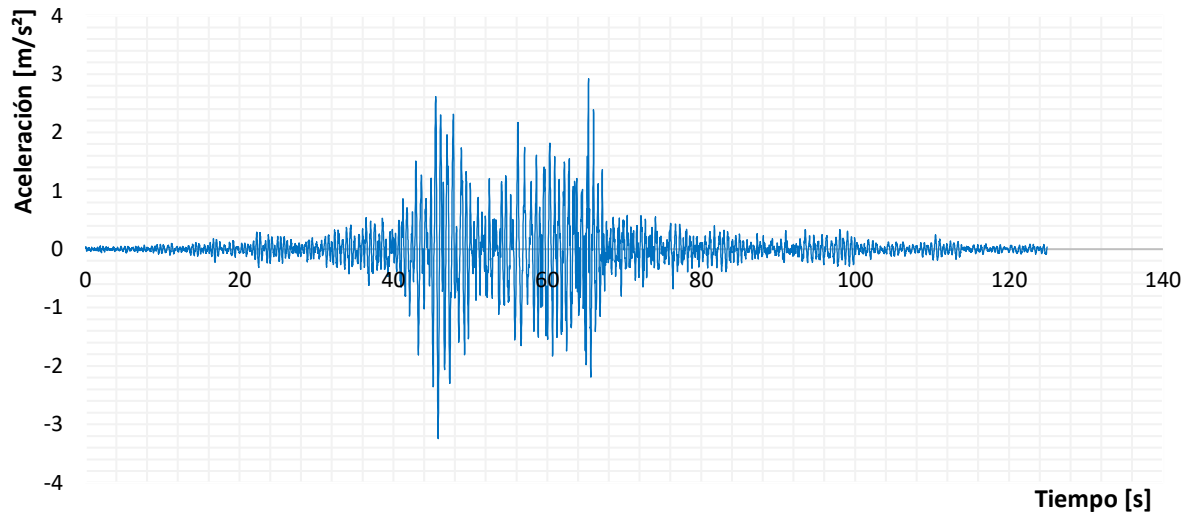


Figura 4.10 – Registro sísmico de aceleraciones - Viña del Mar, 27 Febrero del año 2010. Componente E-W.

### 4.2.2.- Concepción

El registro sísmico de aceleraciones obtenido en la ciudad de Concepción el 27 de Febrero del año 2010 se presenta en la Figura 4.11, posee una duración aproximada de 142 segundos, tiene componentes 1-L y una aceleración máxima registrada de 3.93 [m/s<sup>2</sup>].

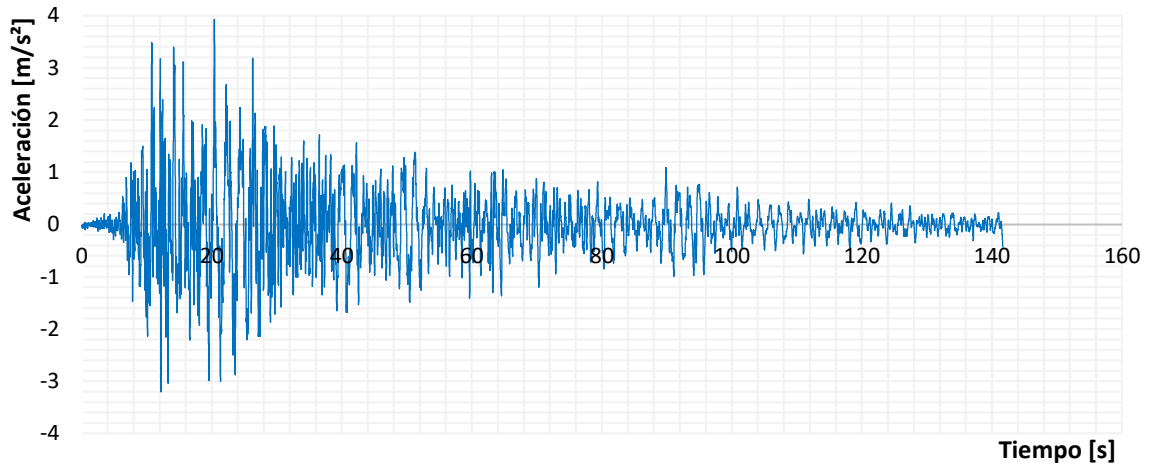


Figura 4.11 – Registro sísmico de aceleraciones - Concepción, 27 Febrero del año 2010. Componente 1-L.

### 4.2.3.- Constitución

El registro sísmico de aceleraciones obtenido en la ciudad de Constitución el 27 de Febrero del año 2010 se presenta en la Figura 4.12, posee una duración aproximada de 143 segundos, tiene componentes 1-L y una aceleración máxima registrada de 5.28 [m/s<sup>2</sup>].

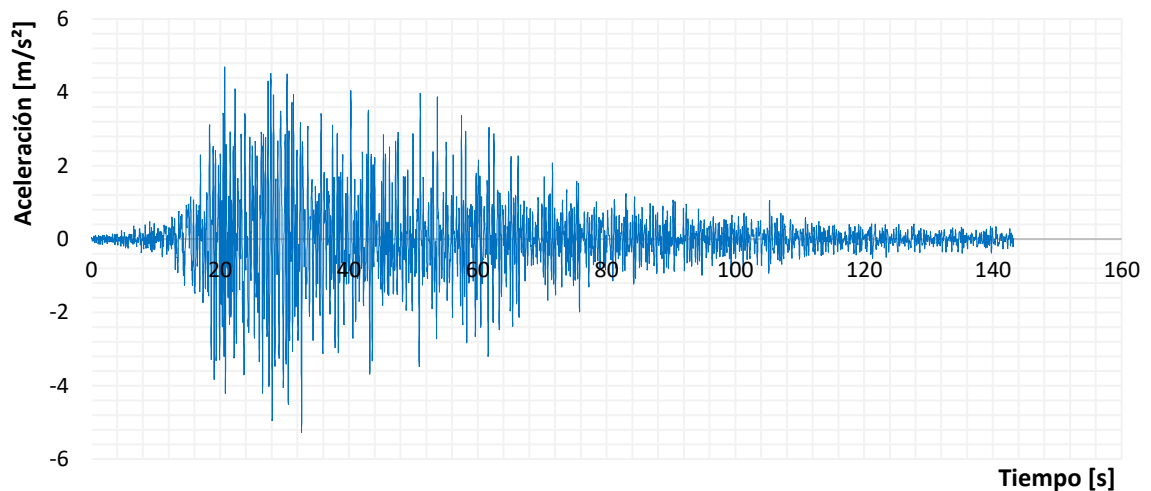


Figura 4.12 – Registro sísmico de aceleraciones - Constitución, 27 Febrero del año 2010. Componente 1-L.

#### 4.2.4.- Sylmar

El registro sísmico de aceleraciones obtenido en la ciudad de Los Ángeles el 17 de enero del año 1994 se presenta en la Figura 4.13, posee una duración aproximada de 82 segundos y una aceleración máxima registrada de 8.24 [m/s<sup>2</sup>].

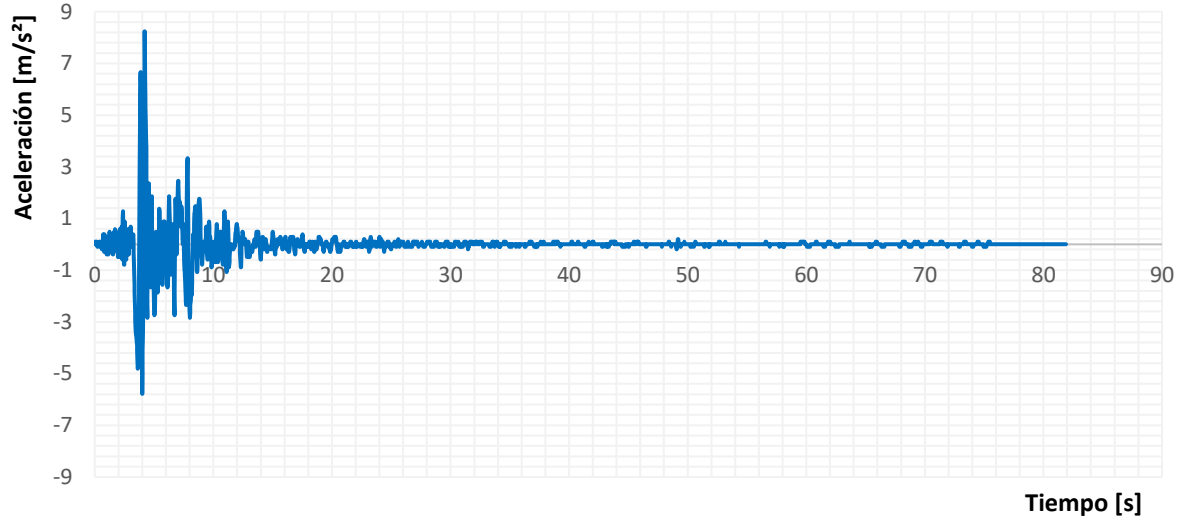


Figura 4.13 – Registro sísmico de aceleraciones - Sylmar, 17 Enero del año 1994.

#### 4.2.5.- Christchurch

El registro sísmico de aceleraciones obtenido en la ciudad de Christchurch el pasado 13 de Junio del año 2011 se presenta en la Figura 4.14, posee una duración aproximada de 82 segundos y una aceleración máxima registrada de 7.01 [m/s<sup>2</sup>].

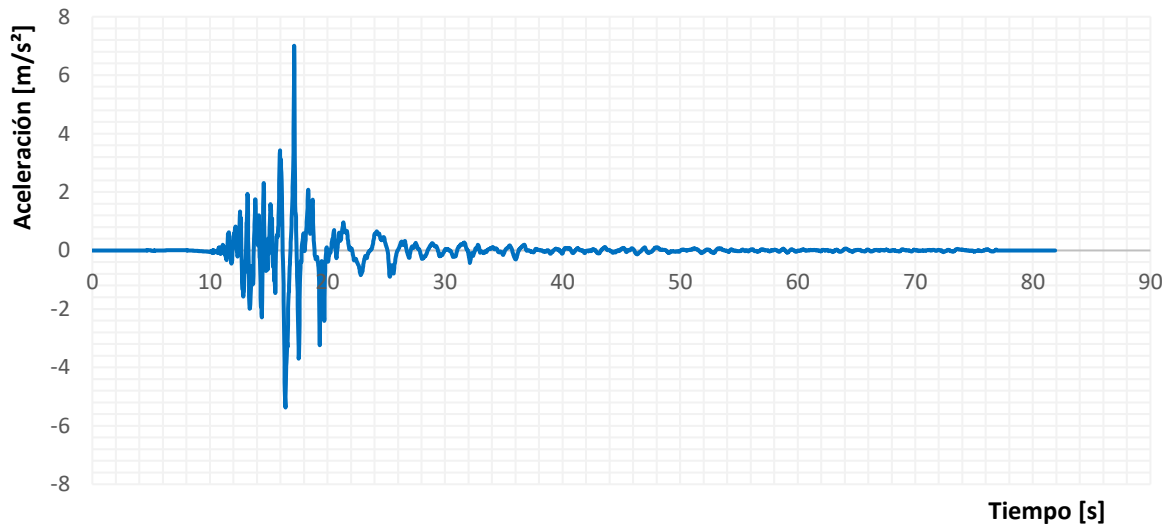


Figura 4.14 – Registro sísmico de aceleraciones - Christchurch, 13 Junio del año 2011.

## Capítulo 5

### 5.- Presentación y análisis de resultados

Para cumplir los objetivos de este trabajo y analizar el comportamiento sísmico de las edificaciones compuestas principalmente por muros de hormigón armado cuando son sometidas a terremotos severos, se llevan a cabo diversos análisis comparativos que permiten comprender como afecta incorporar la interacción suelo-estructura al realizar estudios numéricos de los edificios. Además, se analiza cómo influye el tipo de registro sísmico en el comportamiento de las estructuras.

En primer lugar, se presenta un análisis comparativo de las edificaciones con base empotrada frente a diversos registros de aceleración sísmica, donde se analizan los esfuerzos de corte y momento, las deformaciones relativas entre pisos y las curvas de histéresis de los muros de hormigón armado.

Posteriormente, se realizan análisis de sensibilidad entre los modelos analíticos de suelo definidos en el Capítulo 2 del presente documento, esto con la finalidad de escoger el que mejor represente el comportamiento real de las estructuras.

Finalmente, se realizan análisis comparativos entre los modelos de base empotrada versus los modelos con interacción suelo-estructura cuando son sometidos a los registros sísmicos definidos en Capítulo 4.2, considerando variaciones en el coeficiente de balasto para entender como esto puede influir en la respuesta estructural de las edificaciones.

Cabe destacar que, se aprovecha la simetría de las edificaciones y se analiza la mitad de su distribución en planta. Sin embargo, para evitar una larga extensión del documento, sólo se presentan los resultados correspondientes a los muros demarcados de color rojo en la Figura 5.1, esto debido a que estos muros son los más solicitados.

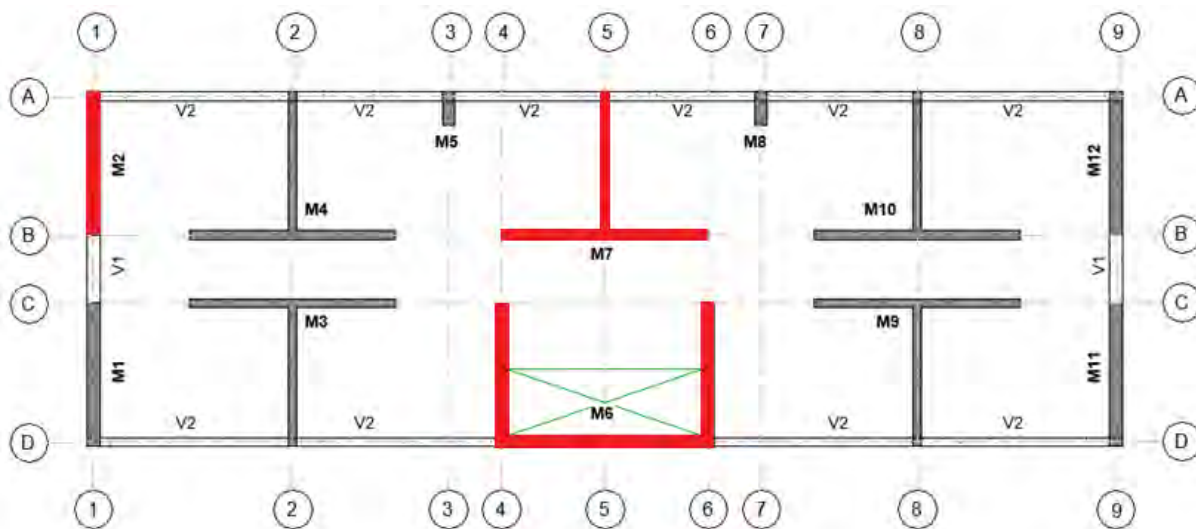


Figura 5.1 – Muros seleccionados para presentar resultados.

Como se menciona anteriormente, sólo se analizan las estructuras en su dirección más esbelta, es decir, dirección Y.

## 5.1.- Análisis comparativo de registros de aceleraciones sísmicas con base empotrada

Con la finalidad de conocer en que influye la forma, magnitud y duración del evento sísmico, se realiza un análisis comparativo entre los modelos de las edificaciones con base fija cuando son sometidos a los registros de aceleraciones de las ciudades de Viña del Mar, Concepción y Constitución del año 2010, el terremoto de Sylmar del año 1994 y el de Christchurch en el año 2011. La Tabla 5.1 presenta un resumen de las características principales de dichos eventos sísmicos, donde se muestra la duración total, aceleración máxima y el segundo en el que se registró.

Tabla 5.1 – Duración y aceleración máxima de los registros sísmicos a estudiar.

Registro sísmico de aceleración	Viña del Mar	Concepción	Constitución	Sylmar	Christchurch
Duración total [s]	124.95	141.67	143.27	81.9	81.9
Aceleración maxima [m/s <sup>2</sup> ]	3.25	3.93	5.27	8.24	7.01
Tiempo del peak [s]	45.82	20.39	32.65	4.2	17.18

Los modelos de las edificaciones empotradas construidos en Ruaumoko2D tienen los siguientes periodos fundamentales.

Tabla 5.2 – Periodos fundamentales modelos empotrados Ruaumoko2D.

Modelo	10 pisos	15 pisos	20 pisos
Periodo [s]	0.51	0.76	1.24

Con la intención de estimar las posibles respuestas de las edificaciones y entender cómo influye el periodo de estas en la respuesta estructural cuando son sometidas a los distintos sismos en estudio, se construyen los espectros de desplazamiento, pseudo-velocidad y pseudo-aceleración presentados en la Figura 5.2. Dichos espectros son calculados con modelos de un grado de libertad y a menudo representan buenas aproximaciones para entender cómo se comportan las diversas estructuras a las acciones que se inducen del exterior.

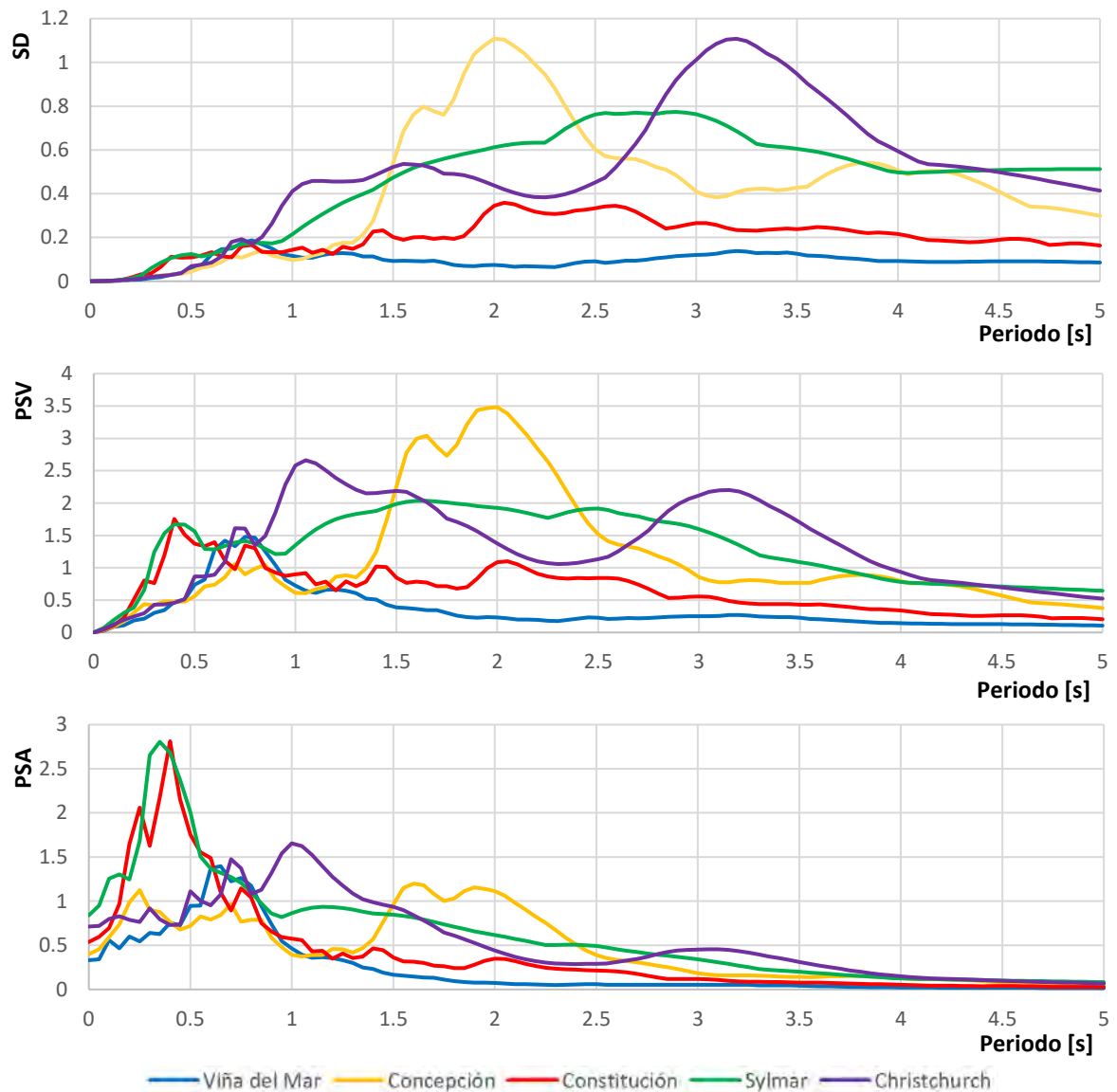


Figura 5.2 – Espectros de respuesta para los eventos sísmicos en estudio.

Según los espectros de respuesta obtenidos y los periodos de las estructuras presentados en la Tabla 5.2, se espera que las edificaciones presenten mayores esfuerzos en los siguientes casos.

- Edificio de 10 pisos: Registros de Constitución, Sylmar y Christchurch.
- Edificio de 15 pisos: Registros de Sylmar y Christchurch.
- Edificio de 20 pisos: Registros de Concepción, Sylmar y Christchurch.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para los esfuerzos de corte y momento, desplazamientos relativos entre pisos y demandas de ductilidad de los muros más solicitados que componen cada edificación.

### 5.1.1.- Edificio de 10 pisos

Cuando el modelo empotrado del edificio de 10 pisos es sometido a los registros de aceleraciones en estudio se obtienen los desplazamientos relativos entrepisos mostrados en la Figura 5.3.

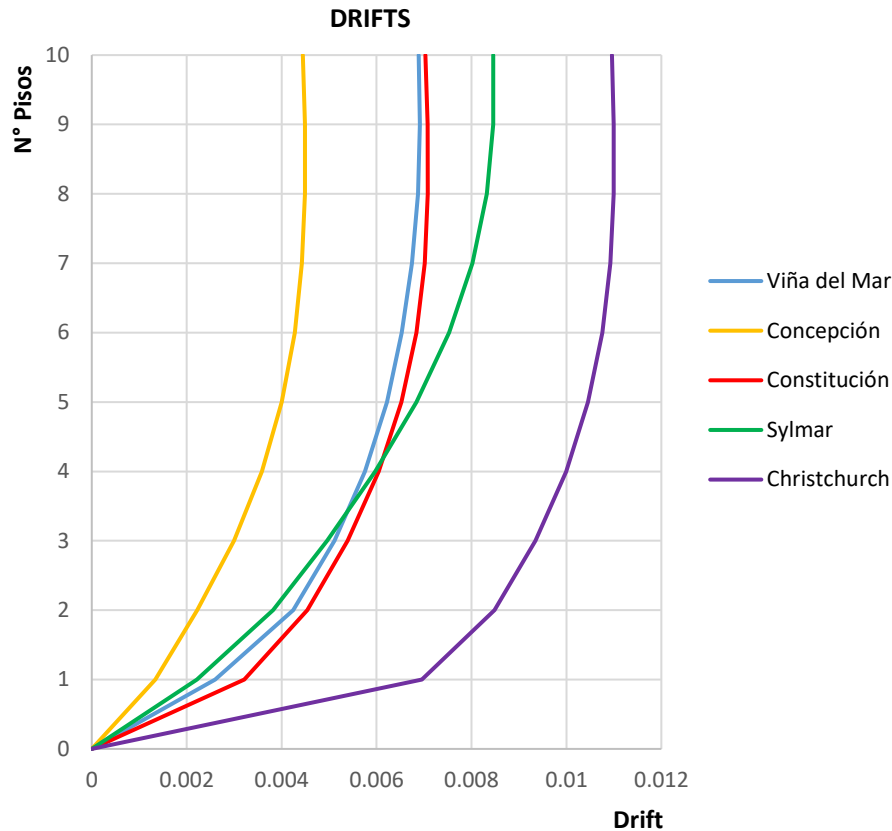


Figura 5.3 – Desplazamientos relativos entrepisos. Modelo empotrado – Edificio de 10 pisos.

Como se aprecia en la Figura 5.3 los sismos que generan mayores desplazamientos relativos entre los pisos inferiores son los registros de Christchurch y Constitución, sin embargo, se aprecia que en los pisos superiores el sismo de Sylmar toma mayor relevancia que el de Constitución. Por otra parte, el sismo que genera menores desplazamientos relativos entrepisos para la edificación de 10 pisos corresponde ser el registrado en la ciudad de Concepción.

Con los resultados obtenidos de desplazamientos relativos entrepisos, se espera que los esfuerzos en la base de los muros cuando son sometidos a los distintos registros sísmicos tengan el siguiente orden, desde el más al menos severo: Christchurch, Constitución, Viña del Mar, Sylmar y Concepción.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de esfuerzos de corte y momento en los muros T, C y R con sus respectivas curvas de histéresis generadas en la base. Además, se presentan las curvas de histéresis obtenidas con el análisis Push-Pull las cuales representan el comportamiento inelástico esperado en cada caso.

- Muro T

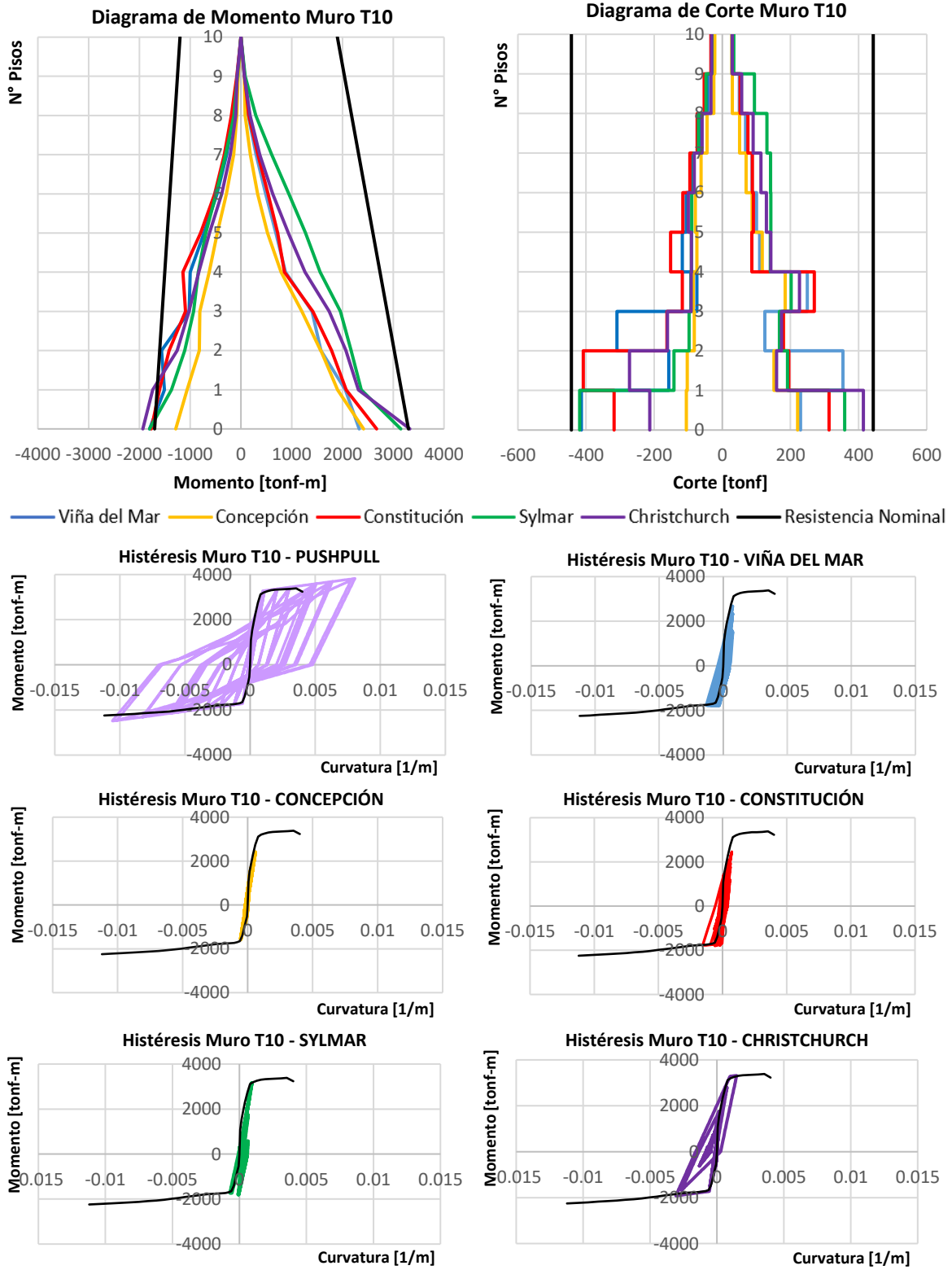


Figura 5.4 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro T. Modelo empotrado – Edificio de 10 pisos.

- Muro C

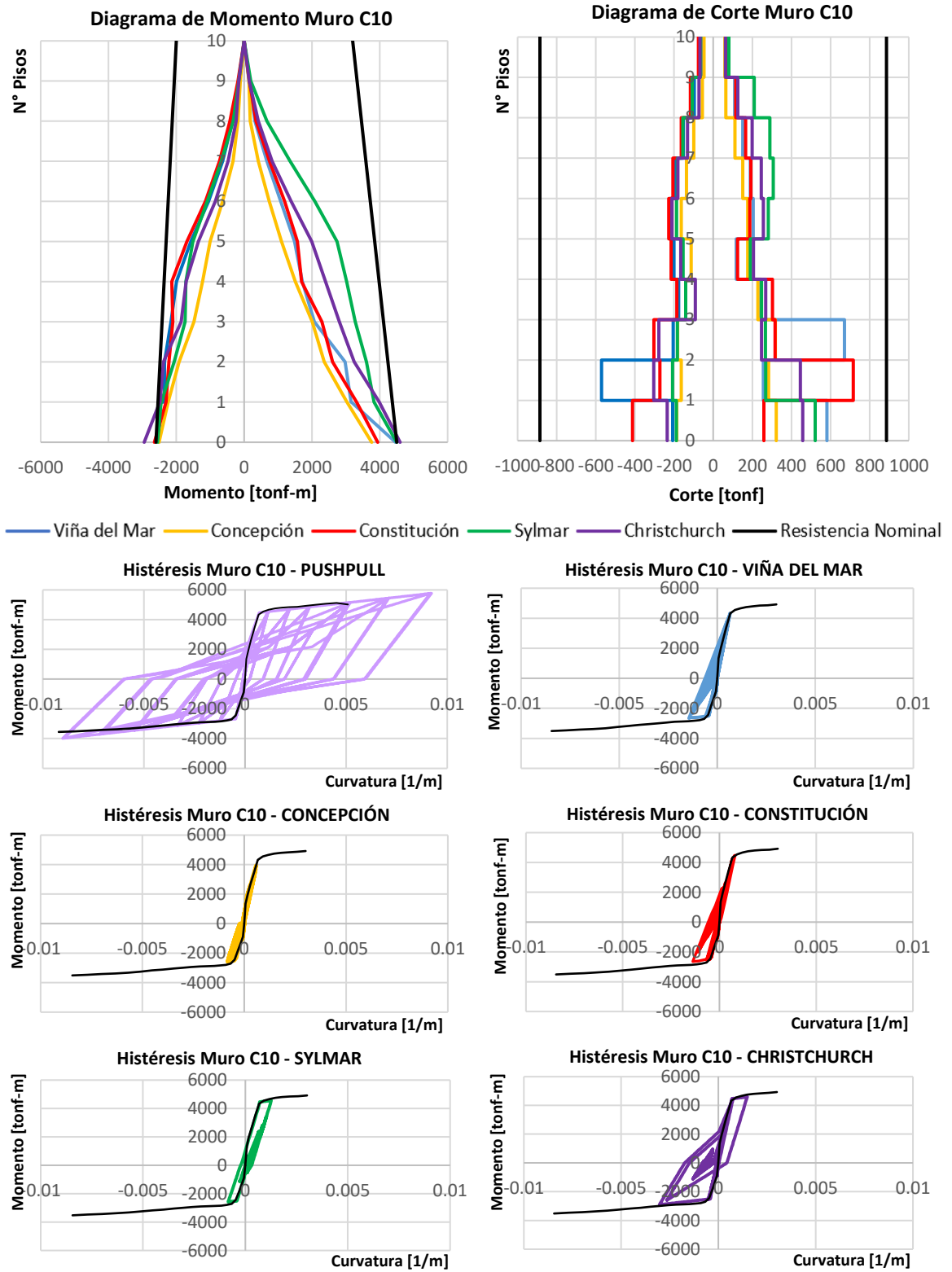


Figura 5.5 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro C. Modelo empotrado – Edificio de 10 pisos.

- Muro R

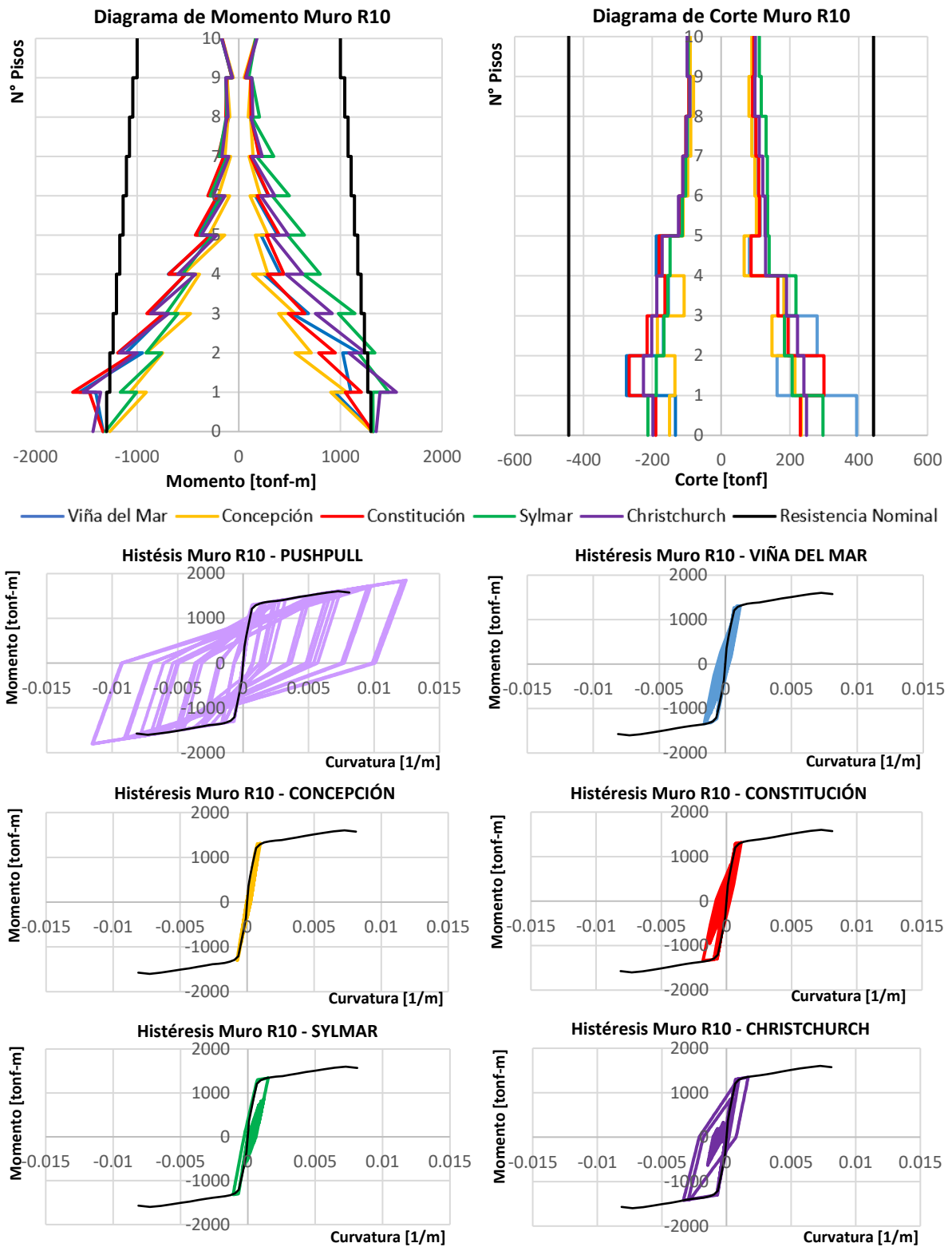


Figura 5.6 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro R. Modelo empotrado – Edificio de 10 pisos.

Como se aprecia en los resultados de los muros T, C y R, el sismo registrado en Christchurch es el que genera mayores esfuerzos en los pisos inferiores, logrando alcanzar el rango inelástico con demandas de ductilidad considerables en la base de los muros, sin embargo, el sismo registrado en Sylmar es el que induce mayores esfuerzos en los pisos superiores. Por otra parte, el registro sísmico de Concepción es el que induce menores esfuerzos en los muros, lo que se ve reflejado en sus respectivas curvas de histéresis donde se nota claramente que no se alcanza el rango no lineal.

Con respecto a las curvas de histéresis obtenidas del análisis Push-Pull se observa que el modelo se ajusta de buena forma al comportamiento histerético esperado, donde se identifica con claridad la degradación de rigidez luego de la fluencia.

Como muestran los diagramas de momento, en los sismos que generan mayores daños como es el caso de Christchurch, Sylmar y Constitución, se puede apreciar que no sólo se superan las resistencias nominales en la base de los muros, sino que también en los pisos superiores, llegando incluso hasta el tercer piso.

Según las curvas de histéresis presentadas se puede corroborar que, tal como se presentó en los drifts, al ordenar los registros de forma decreciente con respecto a las demandas de ductilidad se tiene el siguiente orden: Christchurch, Constitución, Viña del Mar, Sylmar y Concepción.

Con respecto a los diagramas de corte, como los muros fueron diseñados al cortante por capacidad no se sobrepasa su resistencia nominal en ningún caso.

Como se puede apreciar, los sismos que generan mayores esfuerzos son los registrados en Constitución, Christchurch y Sylmar, por lo que se corrobora la información obtenida desde los espectros de respuesta analizados con anterioridad.

### 5.1.2.- Edificio de 15 pisos

Cuando el modelo empotrado del edificio de 15 pisos es sometido a los distintos registros de aceleraciones en estudio se obtienen los desplazamientos relativos entrepisos mostrados en la Figura 5.7.

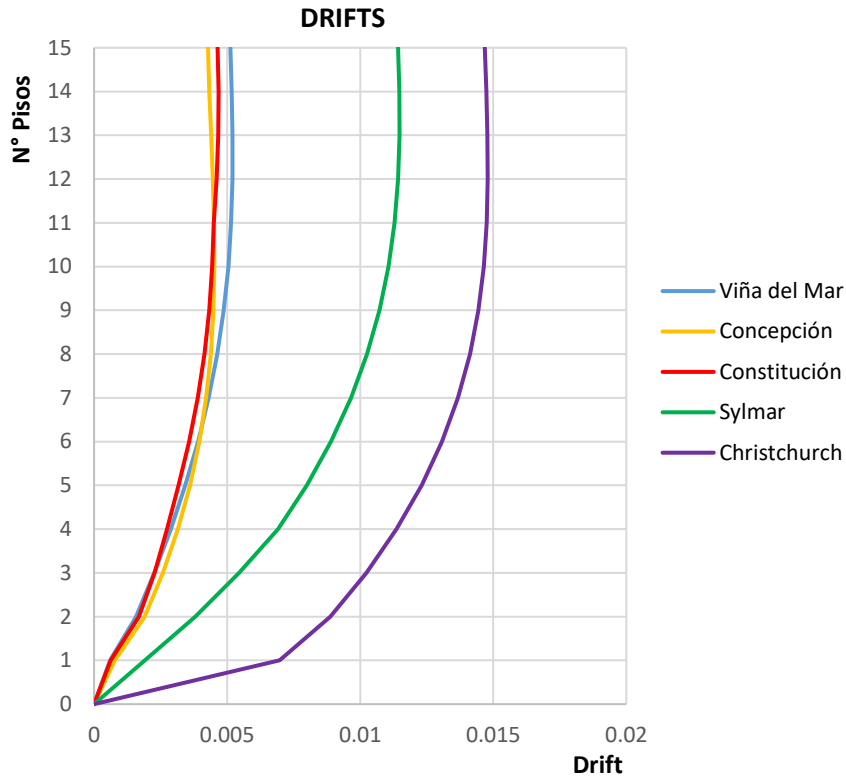


Figura 5.7 – Desplazamientos relativos entrepisos. Modelo empotrado – Edificio de 15 pisos.

Como presenta la Figura 5.7, los sismos que generan mayores desplazamientos relativos entrepisos para el modelo de 15 pisos son los registrados en Christchurch y Sylmar, por lo que se espera que estos sismos sean los que presenten mayores esfuerzos. Por otra parte, se aprecia que los sismos de Concepción, Constitución y Viña del Mar son los que inducen menores drifts mostrando un comportamiento similar en los pisos inferiores y pequeñas diferencias en los pisos superiores, por lo que se espera lo mismo de los esfuerzos.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de esfuerzos de corte y momento en los muros T, C y R con sus respectivas curvas de histéresis generadas en la base. Además, se presentan las curvas de histéresis obtenidas con el análisis Push-Pull las cuales representan el comportamiento inelástico esperado en cada caso.

- Muro T

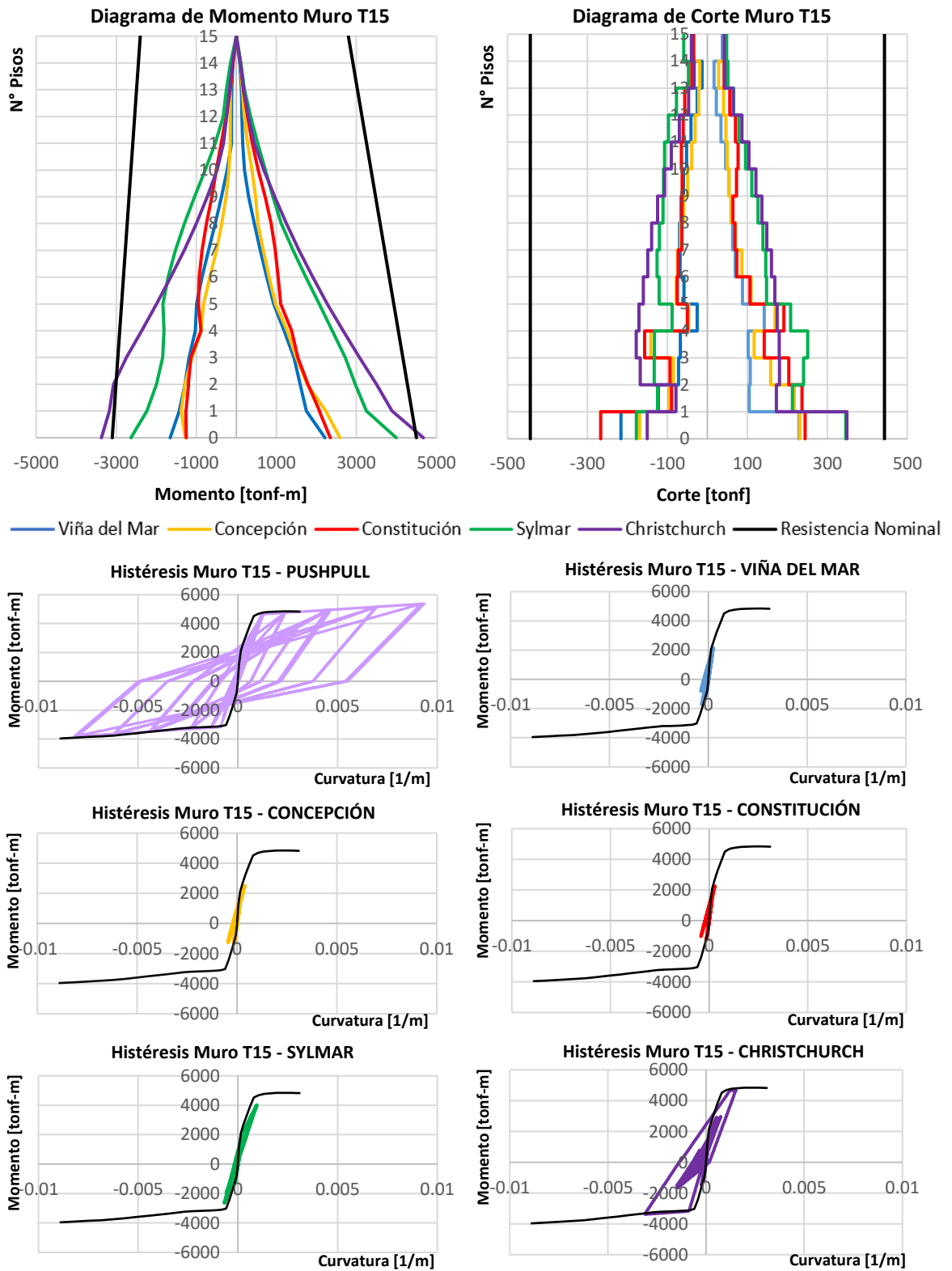


Figura 5.8 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro T. Modelo empotrado – Edificio de 15 pisos.

- Muro C

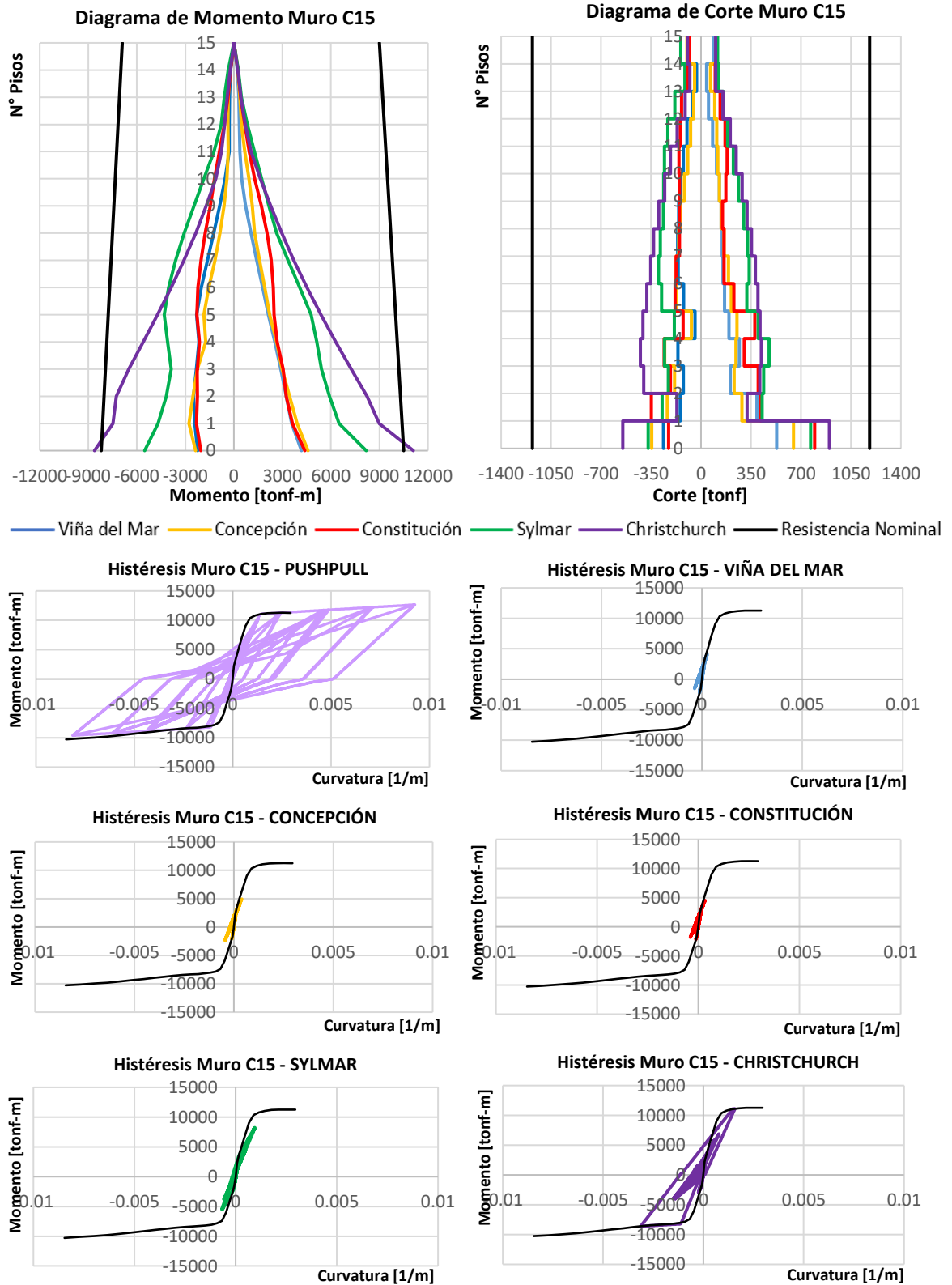


Figura 5.9 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro C. Modelo empotrado – Edificio de 15 pisos.

- Muro R

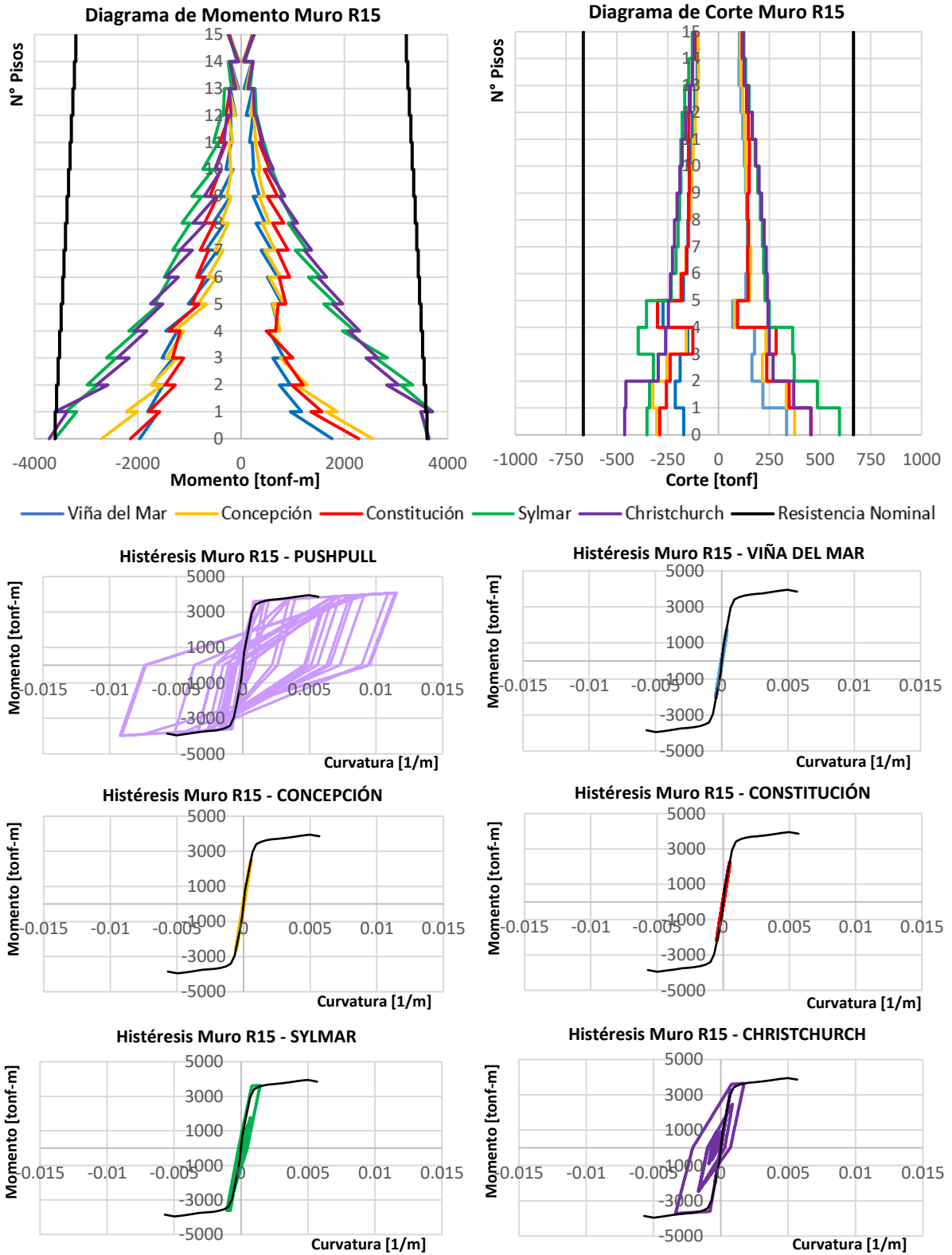


Figura 5.10 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro R. Modelo empotrado – Edificio de 15 pisos.

Como se aprecia en los resultados, el sismo registrado en Christchurch es el que genera mayores esfuerzos logrando incursiones en el rango inelástico con demandas de ductilidad considerables en los muros T, C y R. Por otra parte, el sismo de Sylmar induce esfuerzos tales que solo el muro R alcanza el rango inelástico, presentándose comportamientos lineales en los muros T y C.

Como se esperaba, los sismos de Concepción, Constitución y Viña del Mar son los que inducen menores esfuerzos en los muros, lo que se ve reflejado en sus respectivas curvas de histéresis donde se nota claramente que no se alcanzan incursiones en el rango no lineal en ningún caso, con una distribución de esfuerzos similar en los primeros pisos y pequeñas variaciones en los pisos superiores.

Con respecto a las curvas de histéresis obtenidas del análisis Push-Pull se observa que el modelo se ajusta de buena forma al comportamiento histerético esperado, donde se identifica con claridad la degradación de rigidez luego de la fluencia en todos los muros.

De los diagramas de momento se puede apreciar que, cuando se tienen sismos severos, como el caso del registrado en Christchurch, los muros alcanzan el rango inelástico no sólo en su base. El muro R sobrepasa la resistencia nominal a flexión hasta el segundo piso, mientras que, el muro T hasta el tercero.

Con respecto a los diagramas de corte, como los muros fueron diseñados al cortante por capacidad no se sobrepasa su resistencia nominal en ningún caso.

Los diagramas de esfuerzos muestran que los sismos más severos para esta edificación son los de Christchurch y Sylmar, corroborando la información obtenida desde los espectros de respuesta analizados con anterioridad.

### 5.1.3.- Edificio de 20 pisos

Cuando el modelo empotrado del edificio de 20 pisos es sometido a los distintos registros de aceleraciones en estudio, se obtienen los desplazamientos relativos entrepisos mostrados en la Figura 5.11.

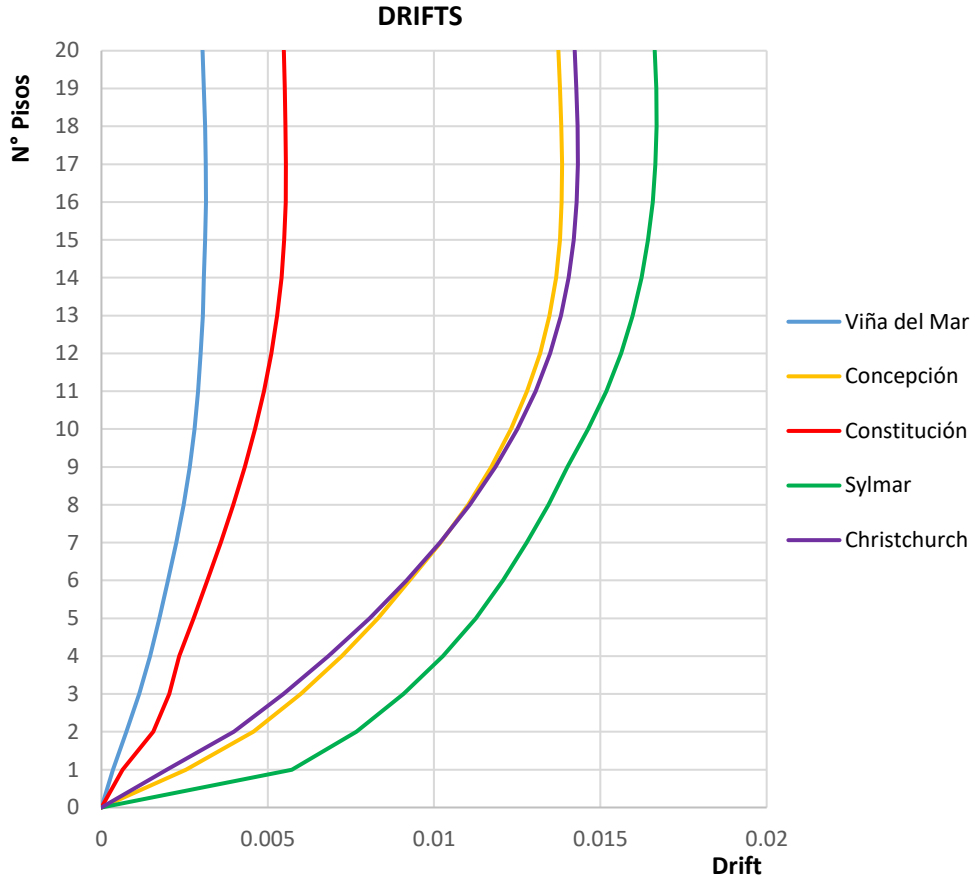


Figura 5.11 – Desplazamientos relativos entrepisos. Modelo empotrado – Edificio de 20 pisos.

Como se puede notar en la Figura 5.11, los sismos que generan mayores desplazamientos relativos son los registrados en Concepción Christchurch y Sylmar, siendo este último el de mayor importancia. Por otra parte, los sismos que generan menores desplazamientos relativos para la edificación de 20 pisos son los registrados en Viña del Mar y Constitución.

Con los resultados obtenidos se espera que los esfuerzos en la base de los muros cuando son sometidos a los distintos registros sísmicos tengan el siguiente orden, desde el más al menos solicitado: Sylmar, Concepción, Christchurch. Constitución y Viña del Mar.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de esfuerzos de corte y momento en los muros T, C y R con sus respectivas curvas de histéresis generadas en la base para el modelo empotrado de 20 pisos. Además, se presentan las curvas de histéresis obtenidas con el análisis Push-Pull las cuales representan el comportamiento inelástico esperado en cada caso.

- Muro T

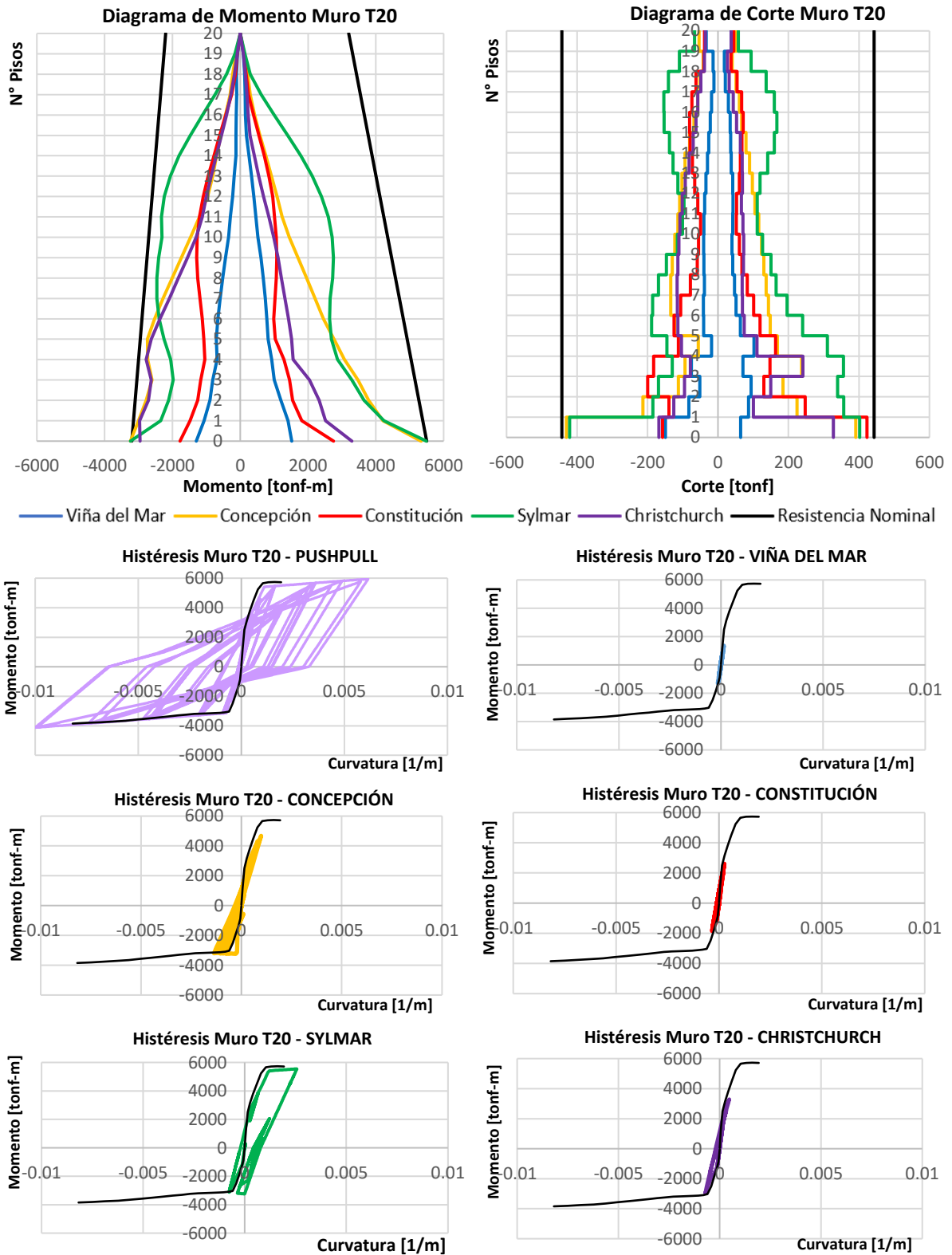


Figura 5.12 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro T. Modelo empotrado – Edificio de 20 pisos.

- Muro C

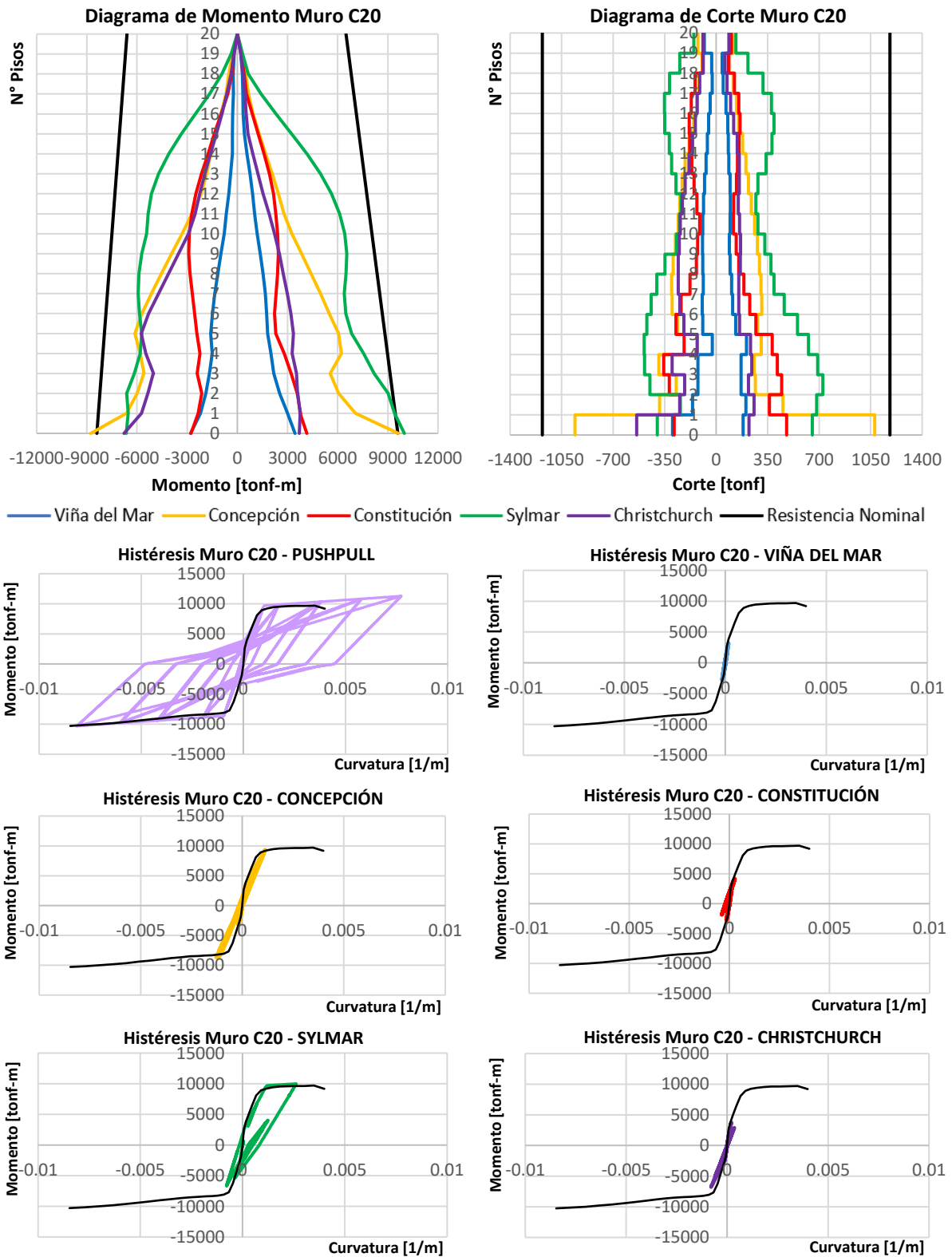


Figura 5.13 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro C. Modelo empotrado – Edificio de 20 pisos.

- Muro R

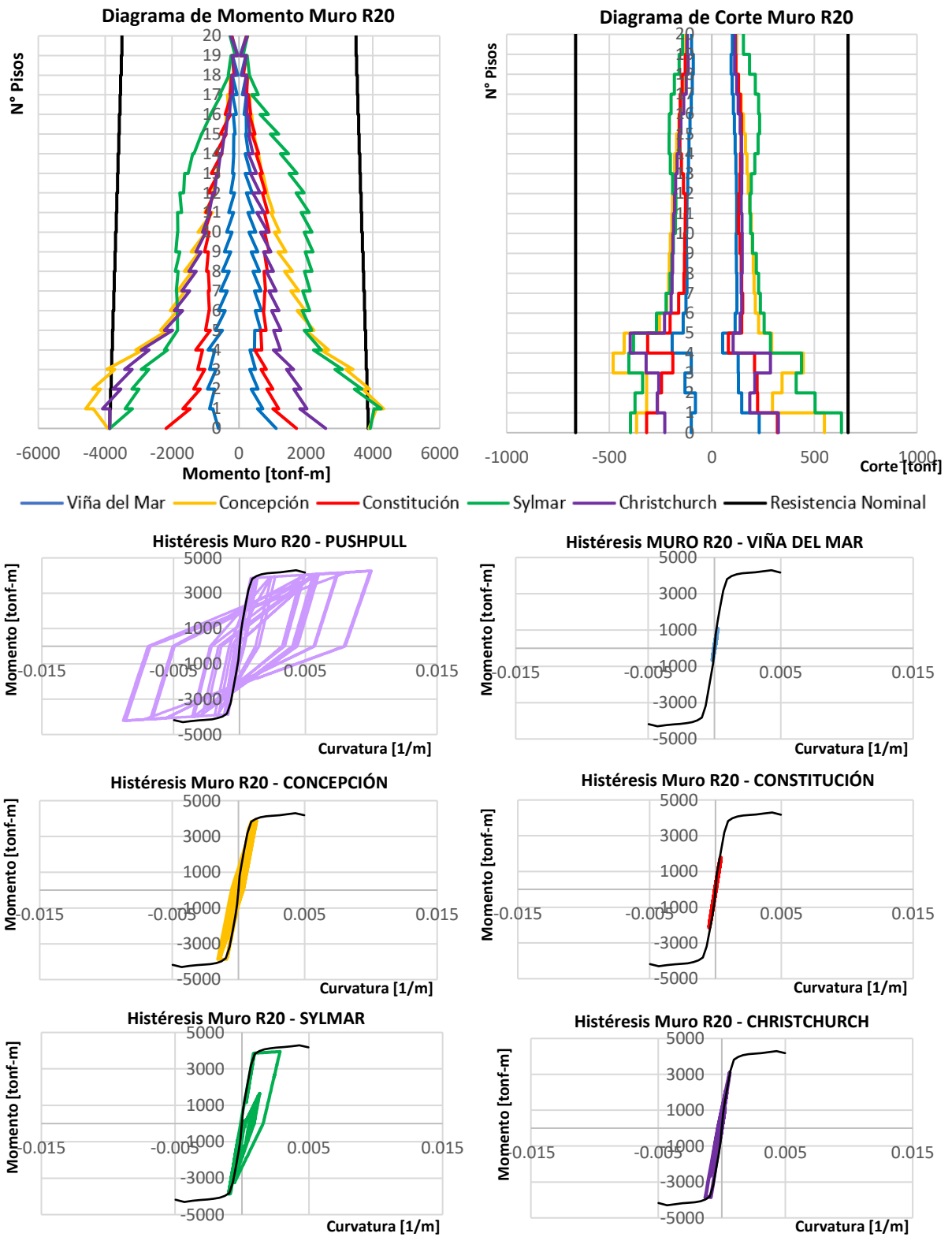


Figura 5.14 – Diagramas de esfuerzos y curvas de histéresis muro R. Modelo empotrado – Edificio de 20 pisos.

Como se aprecia en los resultados de los muros T, C y R, los sismos de Concepción y Sylmar son los que generan mayores esfuerzos, siendo este último el más relevante, logrando incursiones en el rango inelástico con demandas de ductilidad considerables en todos los muros. Por otra parte, los registros sísmicos de Viña del Mar y Constitución son los que generan menores esfuerzos en los primeros pisos de los muros lo que se ve reflejado en sus respectivas curvas de histéresis donde se nota claramente que no se alcanzan incursiones en el rango no lineal., sin embargo, el registro sísmico de Constitución induce un incremento de esfuerzos importante en los pisos superiores.

Con respecto a las curvas de histéresis obtenidas del análisis Push-Pull, se observa que el modelo se ajusta de buena forma al comportamiento histerético esperado, donde se identifica con claridad la degradación de rigidez luego de la fluencia.

Como muestran los diagramas de momento, al igual que en las edificaciones de 10 y 15 pisos, en los sismos que generan mayores daños como en este caso el de Sylmar y Concepción, se puede apreciar que no solo se superan las resistencias nominales en la base de los muros, sino que también en los pisos superiores, llegando incluso hasta el cuarto piso en el muro R.

Según las curvas de histéresis presentadas se puede corroborar que, tal como se presentó en los drifts, al ordenar los registros de forma decreciente con respecto a las demandas de ductilidad se tiene el siguiente orden: Sylmar, Concepción, Christchurch. Constitución y Viña del Mar.

Con respecto a los diagramas de corte, como los muros fueron diseñados al cortante por capacidad, no se sobrepasa su resistencia nominal en ningún caso.

Los diagramas de esfuerzos muestran que los sismos más severos para esta edificación son los de Concepción, Christchurch y Sylmar, corroborando la información obtenida desde los espectros de respuesta analizados con anterioridad.

### 5.1.4.- Análisis general

A modo general, el diagrama de momento de los muros R de cada edificación poseen una diferencia notable en comparación a los muros T y C, donde se aprecia que los diagramas de los muros R tiene una forma “escalonada”, dicha forma se debe a que en dichos muros se consideraron vigas de acople en los modelos, las cuales transmiten sus cargas al muro generando una diferencia de momento en cada piso. Como en los muros T y C no se consideró acople en los modelos no se aprecia dicho fenómeno.

Al notar que, en algunos casos el mismo registro sísmico de aceleraciones genera incursiones en el rango inelástico en algunos edificios y en otros no, da cuenta de la importancia del número de pisos en cómo afectan los distintos sismos registrados en el comportamiento estructural.

A continuación, la Tabla 5.3 presenta un resumen de las incursiones no lineales en la base de los muros de las distintas edificaciones cuando son sometidas a los sismos en estudio.

Tabla 5.3 – Resumen incursión en el rango inelástico en la base de los muros.

Edificio	Viña del Mar	Concepción	Constitución	Sylmar	Christchurch
10 pisos	X		X	X	X
15 pisos				X	X
20 pisos		X		X	

Cabe destacar que, en la Tabla 5.3 se indica con una “X” cuando un edificio alcanza el rango no lineal en la base de alguno de sus muros con un sismo determinado.

## 5.2.- Análisis de sensibilidad de los modelos analíticos del suelo

Con la finalidad de estudiar cómo afecta la interacción suelo-estructura en la respuesta de las edificaciones, se utilizan los modelos empotrados en Ruaumoko2D y se agrega dicha interacción. Como se explica en el Capítulo 2 del presente documento, existen diversas formas de modelar este fenómeno y para entender como influyen los distintos modelos analíticos del suelo en el comportamiento de los muros de hormigón armado se realiza un análisis de sensibilidad comparando las metodologías de Pasternak y Vlazov-Leontiev.

Se comparan los resultados de desplazamiento relativo entrepisos, periodos de las estructuras y esfuerzos en los muros, esto con la finalidad de escoger el modelo más representativo y posteriormente, analizar cómo influye la variación de rigidez del suelo en la respuesta estructural de las edificaciones.

Según los resultados presentados con anterioridad en la sección 5.1, el sismo registrado en Christchurch el pasado 13 de Junio del año 2011, genera un comportamiento elástico en la edificaciones de 20 pisos e incursiones en el rango inelástico en las de 10 y 15 pisos, es por esto que se decide utilizar este registro para realizar el análisis de sensibilidad con los distintos modelos analíticos del suelo, para entender cómo se comportan las estructuras en ambos rangos de movimiento.

Como se indica en el Capítulo 2.3 del presente trabajo, el balasto dinámico utilizado es de 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] siendo este el valor más recurrente en la mecánica de suelos [23], por lo tanto, se mantiene dicho valor.

A continuación, la Tabla 5.4 presenta una comparación de los periodos obtenidos con los modelos empotrados y los modelos con interacción suelo-estructura con las metodologías de Pasternak y Vlazov-Leontiev.

Tabla 5.4 – Periodos de las estructuras con las distintas formas de modelar el suelo.

Edificio	Periodos [s]		
	Empotrado	Pasternak	Vlazov-Leontiev
10 pisos	0.51	0.61	0.64
15 pisos	0.76	1.07	1.11
20 pisos	1.24	1.75	1.80

Como se puede apreciar en la Tabla 5.4 cuando se agrega a los modelos la interacción suelo-estructura se tiene un incremento en los periodos de las edificaciones, más aún en las de mayor altura.

Con respecto a la comparación entre las metodologías de Pasternak y Vlazov-Leontiev, se puede notar que existe una variación pequeña entre los periodos obtenidos, siendo mayores los obtenidos con Vlazov-Leontiev, dicha variación no supera los 0.5 segundos, por lo que se espera que los resultados de esfuerzos en los muros de cada edificación sean similares entre ambas formas de modelar la interacción suelo-estructura.

A continuación, la Figura 5.15 presenta los desplazamientos relativos entrepisos obtenidos para las tres edificaciones en estudio cuando son sometidas al registro sísmico de Christchurch incorporando Los modelos de interacción suelo-estructura.

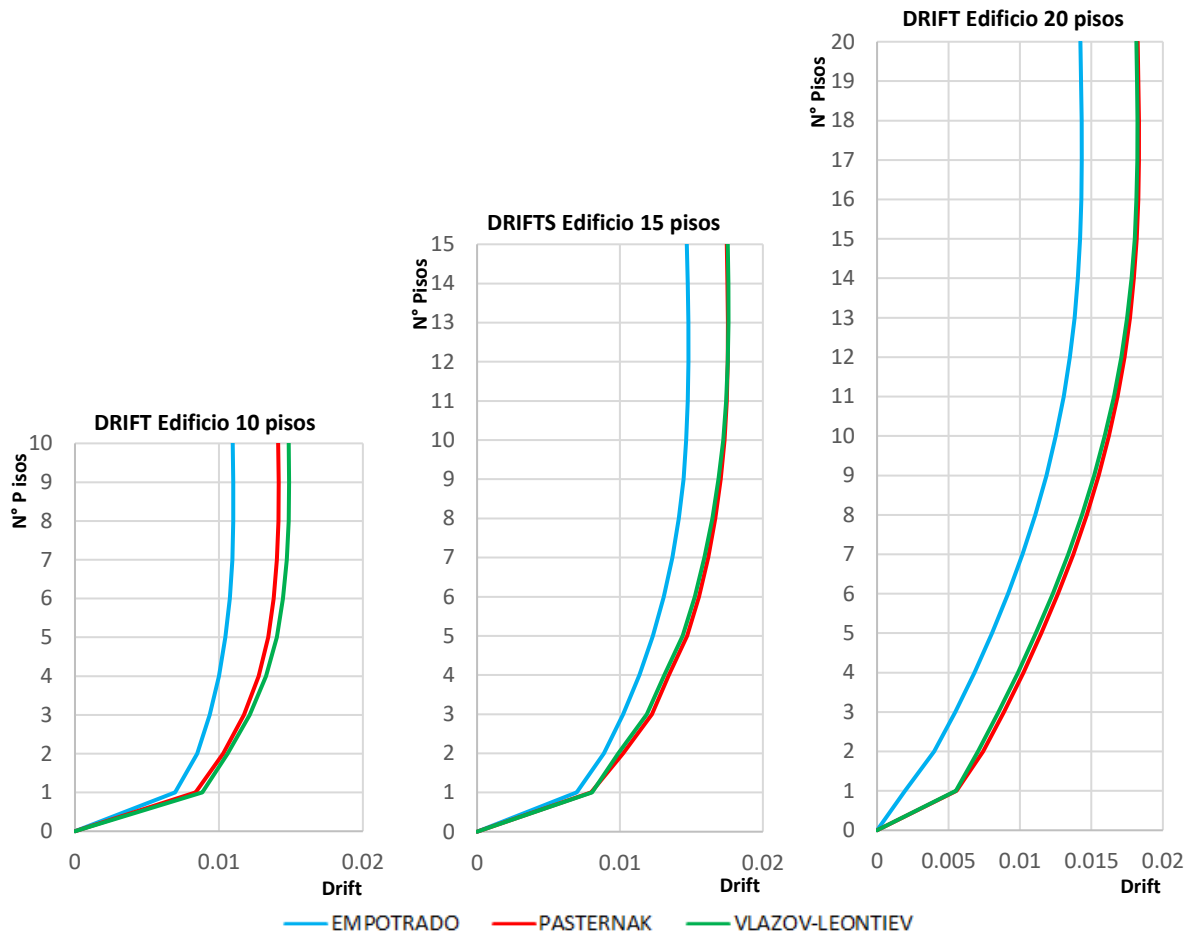


Figura 5.15 – Desplazamientos relativos entrepisos registro Christchurch con SSI. Edificios de 10, 15 y 20 pisos – Comparación modelos Pasternak y Vlazov-Leontiev.

Como se aprecia en la Figura 5.15, cuando se incorpora la interacción suelo-estructura existe un aumento de desplazamiento en la base de los muros, sin embargo, en los pisos superiores los desplazamientos relativos entrepisos se mantienen similares y no existen mayores variaciones.

Con respecto a la comparación entre los modelos analíticos de suelo se puede notar que no hay una diferencia sustancial en los desplazamientos relativos entrepisos, esto no es raro, debido a que ambas metodologías consideran el coeficiente de balasto como parte fundamental de la modelación. Además, los periodos de cada modelo presentados en la Tabla 5.3 son similares.

En los desplazamientos de los pisos superiores del edificio de 20 pisos se puede notar que es el más afectado por la interacción suelo-estructura cuando es sometido al registro de Christchurch en comparación a los edificios de menor altura.

A continuación, se presentan los esfuerzos de corte y momento obtenidos en los muros principales de cada edificación, comparando los distintos modelos analíticos de suelo cuando son sometidos al registro sísmico de Christchurch.

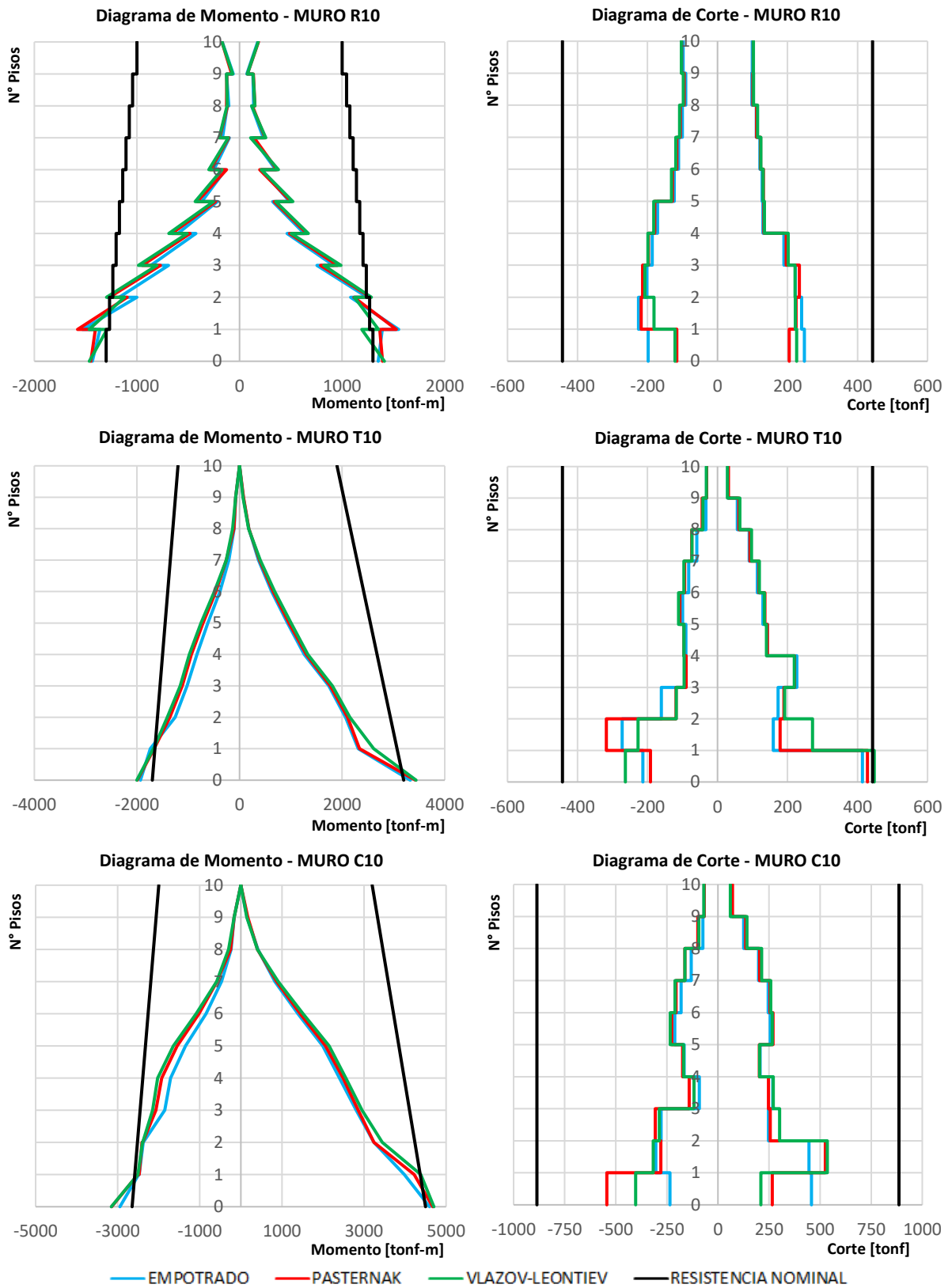


Figura 5.16 – Diagramas de esfuerzos registro Christchurch. Edificio de 10 pisos – Comparación modelos Pasternak y Vlazov-Leontiev.

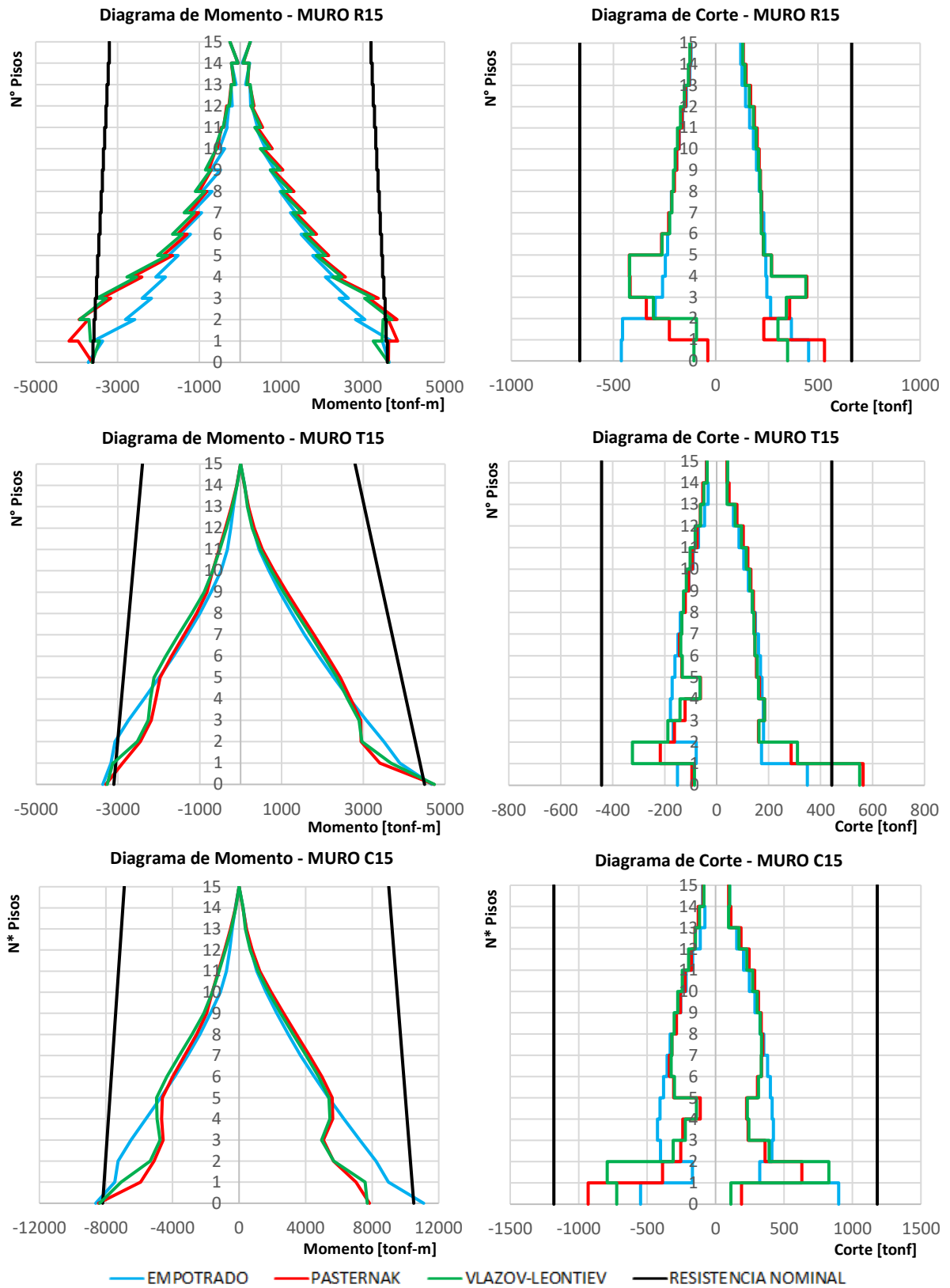


Figura 5.17 – Diagramas de esfuerzos registro Christchurch. Edificio de 15 pisos – Comparación modelos Pasternak y Vlazov-Leontiev.

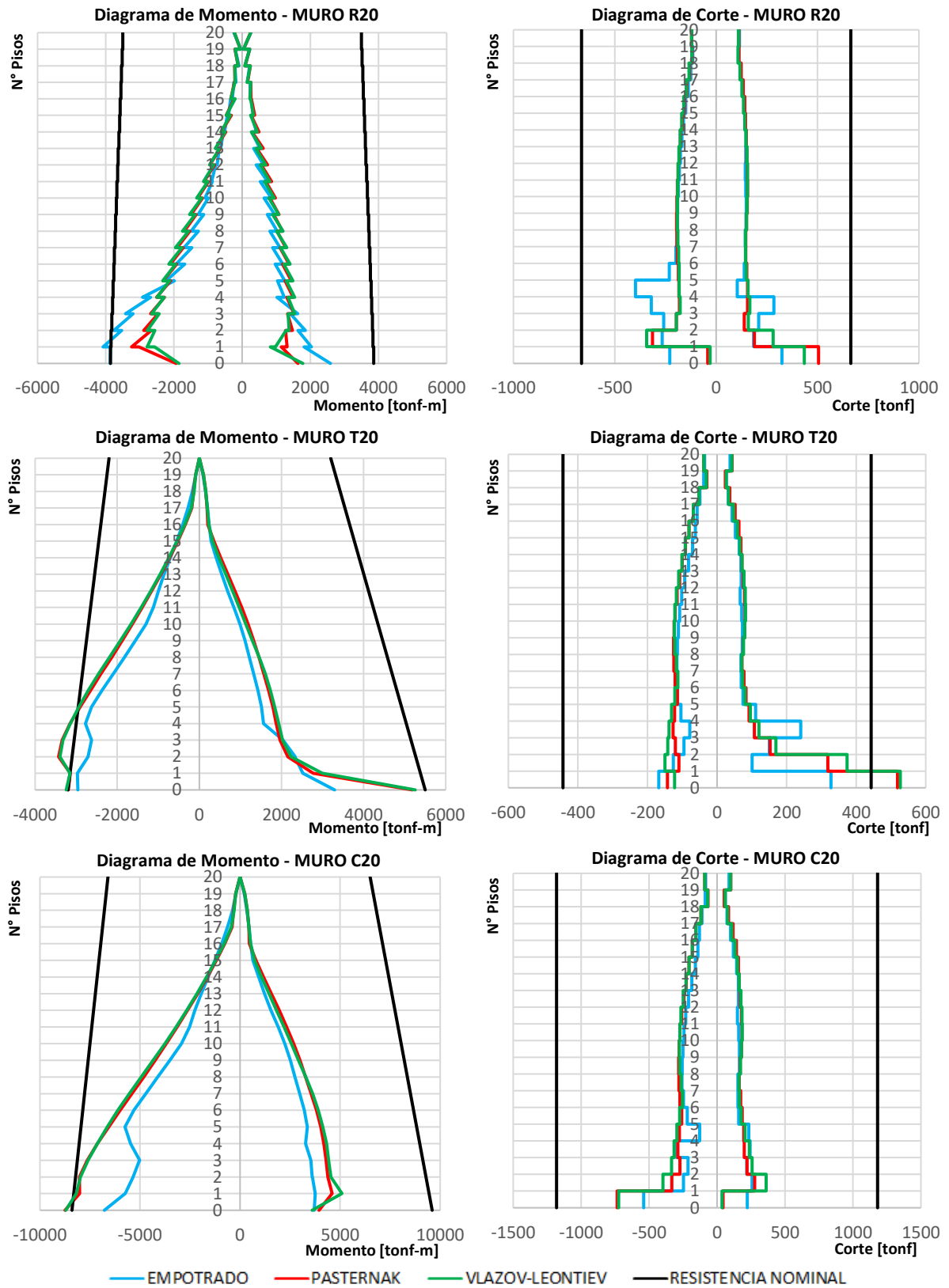


Figura 5.18 – Diagramas de esfuerzos registro Christchurch. Edificio de 20 pisos – Comparación modelos Pasternak y Vlazov-Leontiev.

Según los resultados de esfuerzos presentados con anterioridad, se puede notar que existen leves diferencias entre los modelos constitutivos de Pasternak y Vlazov-Leontiev, corroborando la información de desplazamientos relativos entrepisos y periodos obtenidos. Esto era de esperar, debido a que ambas metodologías tienen como parámetro en común el coeficiente de balasto. Sin embargo, las leves diferencias se atribuyen a que el modelo de Pasternak considera el módulo de corte del suelo, mientras que, Vlazov-Leontiev introdujo un parámetro que varía con la profundidad en el medio de suelo.

Al comparar los esfuerzos en los pisos superiores de los modelos de base empotrada con los modelos con SSI se puede notar que, tal como presentaron los drifts, no existe una mayor variación en los esfuerzos de las edificaciones de 10 y 15 pisos, sin embargo, la edificación de 20 pisos tuvo incrementos de esfuerzos considerables por lo que, se puede apreciar la influencia del periodo en cómo afecta la interacción suelo-estructura para el registro de aceleraciones registrado en Christchurch.

De los diagramas de corte y momento de las tres edificaciones se puede notar una irregularidad en la base de los muros cuando se incorpora la interacción suelo-estructura, dicha irregularidad se debe a que los modelos utilizados en Ruaumoko2D no consideran la etapa constructiva y, por lo tanto, inducen deformaciones gravitacionales no menores en la base de las losas de fundación en el estado inicial, tal como presenta el esquema de la Figura 5.19.

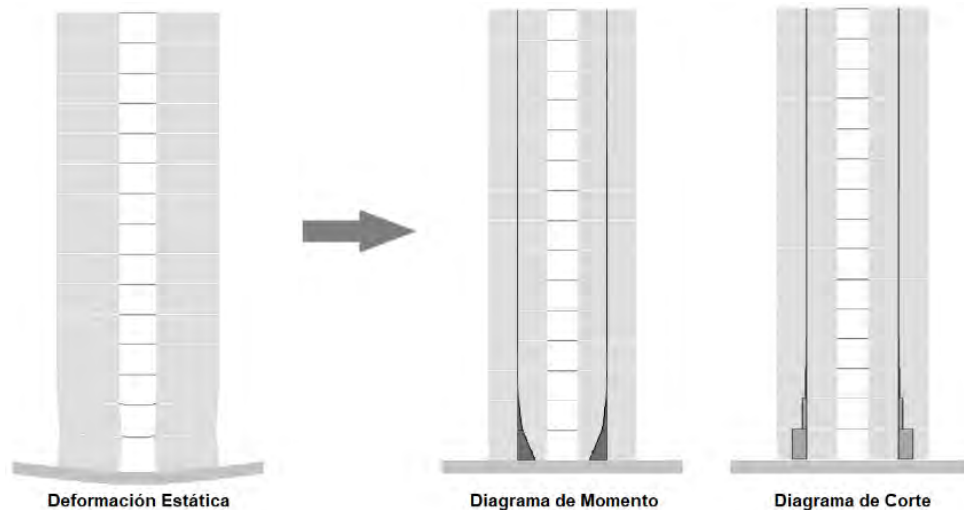


Figura 5.19 – Esfuerzos inducidos por la deformación estática. Obtenidos desde el modelo con fundación realizado en ETABS.

Según el fenómeno descrito en la Figura 5.19, las deformaciones generadas por las cargas estáticas de cada muro inducen esfuerzos de corte y momento en la base de estos, por lo tanto, cuando las estructuras son sometidas a registros sísmicos de aceleración, comienzan a oscilar en torno a dicho esfuerzo.

Como el registro sísmico de Christchurch es de gran magnitud y los esfuerzos en los muros sobrepasan la capacidad nominal generando grandes incursiones en el rango inelástico para las edificaciones de 10 y 15 pisos, no es posible notar este fenómeno con facilidad en los diagramas de momento, sin embargo, se pueden notar estos esfuerzos estáticos sin mayor dificultad en los diagramas de corte. Por otra parte, como el registro de Christchurch induce un comportamiento elástico en el edificio de 20 pisos es posible identificar claramente el “corrimiento” de los diagramas de momento en los pisos inferiores.

A continuación, la Figura 5.20 presenta el momento en el tiempo para el muro R de la edificación de 20 pisos para entender con claridad lo antes descrito.

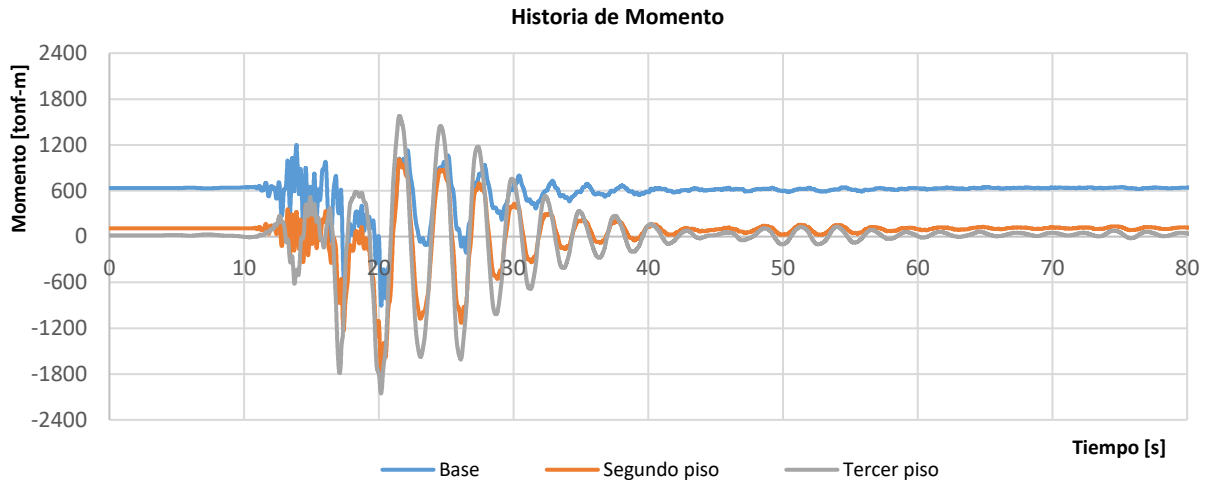


Figura 5.20 – Historia de momento con suelo flexible.

Como se puede notar en la Figura 5.20, tanto la base como el segundo piso comienzan a oscilar en torno a un esfuerzo inicial, siendo más notorio en la base y disminuyendo con la altura, llegando a cero en el tercer piso, tal como se presentó en la Figura 5.19.

Para los resultados que se presentan en los siguientes capítulos, se decide corregir este fenómeno restando dicho esfuerzo inicial en el tiempo, logrando que los tres primeros pisos oscilen en torno a un esfuerzo cercano a cero, para una mejor comprensión de esta corrección se aclara lo antes mencionado en la Figura 5.21.

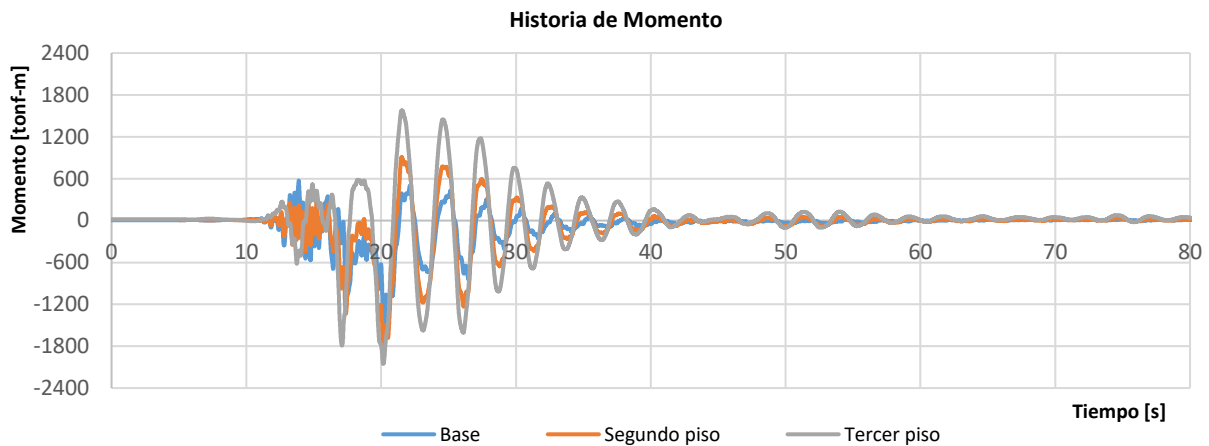


Figura 5.21 – Historia de momento con corrección.

Cabe destacar que, al aumentar la cantidad de pisos de las edificaciones también lo hacen las cargas gravitacionales, por lo tanto, aumentan las deformaciones y con esto los esfuerzos. Es por esto que la edificación de 20 pisos es la más afectada por este fenómeno y es posible corroborarlo en los diagramas de corte de cada edificación, donde se nota claramente que, a mayor número de pisos, mayor es el “corrimiento” en los diagramas llegando incluso al piso tres en la estructura de mayor peso.

### 5.3.- Análisis comparativo: Base empotrada versus SSI con variación en el coeficiente de balasto

Los resultados que se presentan a continuación se obtienen de análisis no lineales realizados en el software Ruaumoko2D con la finalidad de observar el comportamiento de las edificaciones en el rango inelástico cuando son sometidas a los distintos registros sísmicos. Se comparan los modelos de base empotrada con los modelos que incluyen la interacción suelo-estructura realizando variaciones en el coeficiente de balasto con el objetivo de analizar cómo influye esto en la respuesta estructural. Se analizan los resultados con balastos dinámicos de 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] y se comparan con un suelo de menor calidad con coeficiente de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>].

Según los resultados presentados con anterioridad del análisis de sensibilidad y tomando en cuenta que ambos modelos tienen resultados similares, se decide representar la interacción suelo-estructura mediante el modelo de Pasternak.

Con las condiciones indicadas, se llevan a cabo análisis tiempo-historia para los registros de aceleraciones obtenidos el 27 de febrero del año 2010 en las ciudades de Viña del Mar, Concepción y Constitución, además del sismo ocurrido Sylmar en el año 1994 y el de Christchurch el año 2011.

Se comparan los resultados obtenidos de desplazamiento relativos entre pisos, periodos de las estructuras, esfuerzos y demandas de ductilidad en los muros para las tres edificaciones en estudio con SSI variando el coeficiente de balasto del suelo.

La Tabla 5.5 presenta una comparación de los periodos obtenidos con los modelos de las edificaciones empotradas y con interacción suelo-estructura, considerando la variación de rigidez del suelo indicada.

Tabla 5.5 – Periodos de las estructuras con variación de rigidez del suelo.

Edificio	Periodos [s]		
	Empotrado	Balasto 1500	Balasto 4500
10 pisos	0.51	0.79	0.61
15 pisos	0.76	1.43	1.07
20 pisos	1.24	2.30	1.75

Como se puede apreciar en la Tabla 5.5, cuando se incorpora la interacción suelo-estructura, se tiene un aumento considerable en los periodos de las edificaciones. Además, se puede notar que a medida que disminuye el balasto del suelo en los modelos con SSI más aumentan los periodos de vibración en comparación a los modelos de base empotrada.

A continuación, se presentan los resultados de esfuerzos en los muros y desplazamientos relativos entrepisos en la dirección positiva y negativa del movimiento para cada registro sísmico, con la intención de identificar con claridad cómo influye la interacción suelo-estructura con variación en el valor de la flexibilidad del suelo.

Cabe destacar que, los resultados de desplazamientos relativos entrepisos que se presentan a continuación fueron pivoteados en la base con la intención de corregir las deformaciones estáticas inducidas en el suelo, las cuales fueron discutidas en Capítulo 5.2. Además, facilita el análisis comparativo de redistribución de esfuerzos en los pisos superiores.

### 5.3.1.- Registro sísmico de Viña del Mar

Cuando los distintos modelos de las edificaciones con y sin interacción del suelo son sometidas al registro de Viña del Mar se obtienen los siguientes desplazamientos relativos entrepisos.

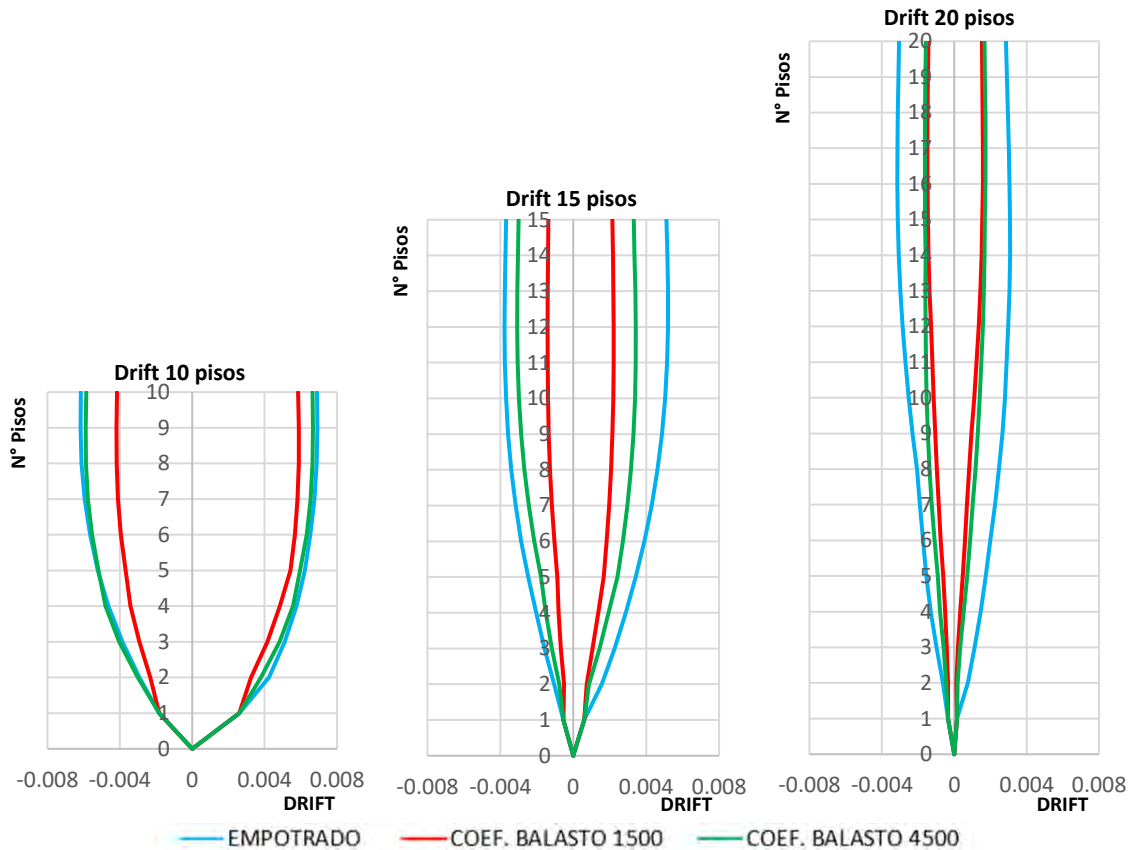


Figura 5.22 – Desplazamientos relativos entrepisos. Edificios 10, 15 y 20 pisos – Registro sísmico Viña del Mar.

Como se puede apreciar en la Figura 5.22 al comparar los modelos de base empotrada versus los modelos con interacción suelo-estructura las tres edificaciones presentan una disminución de desplazamientos relativos por lo que se espera una disminución en los esfuerzos de los muros.

Con respecto a la variación de rigidez en el suelo, se puede notar que, al disminuir el valor del coeficiente de balasto, también disminuyen los desplazamientos relativos entrepisos, por lo que se espera lo mismo de los esfuerzos en los muros.

Al comparar cuanto disminuyen los desplazamientos relativos cuando se incorpora la interacción suelo-estructura, se puede notar que la edificación de 10 pisos es la menos “favorecida” con dicha interacción, presentando resultados similares entre el modelo empotrado y el de SSI con coeficiente de balasto de 4500 [tonf/m<sup>3</sup>]. Mientras que, la edificación de 20 pisos es la que presenta una mayor disminución de desplazamientos relativos entrepisos para ambos tipos de suelo.

A continuación, se presentan los esfuerzos en los muros R, T y C de las edificaciones con interacción suelo-estructura variando el coeficiente de balasto en el suelo cuando son excitadas con el registro sísmico de aceleraciones obtenido en Viña del Mar.

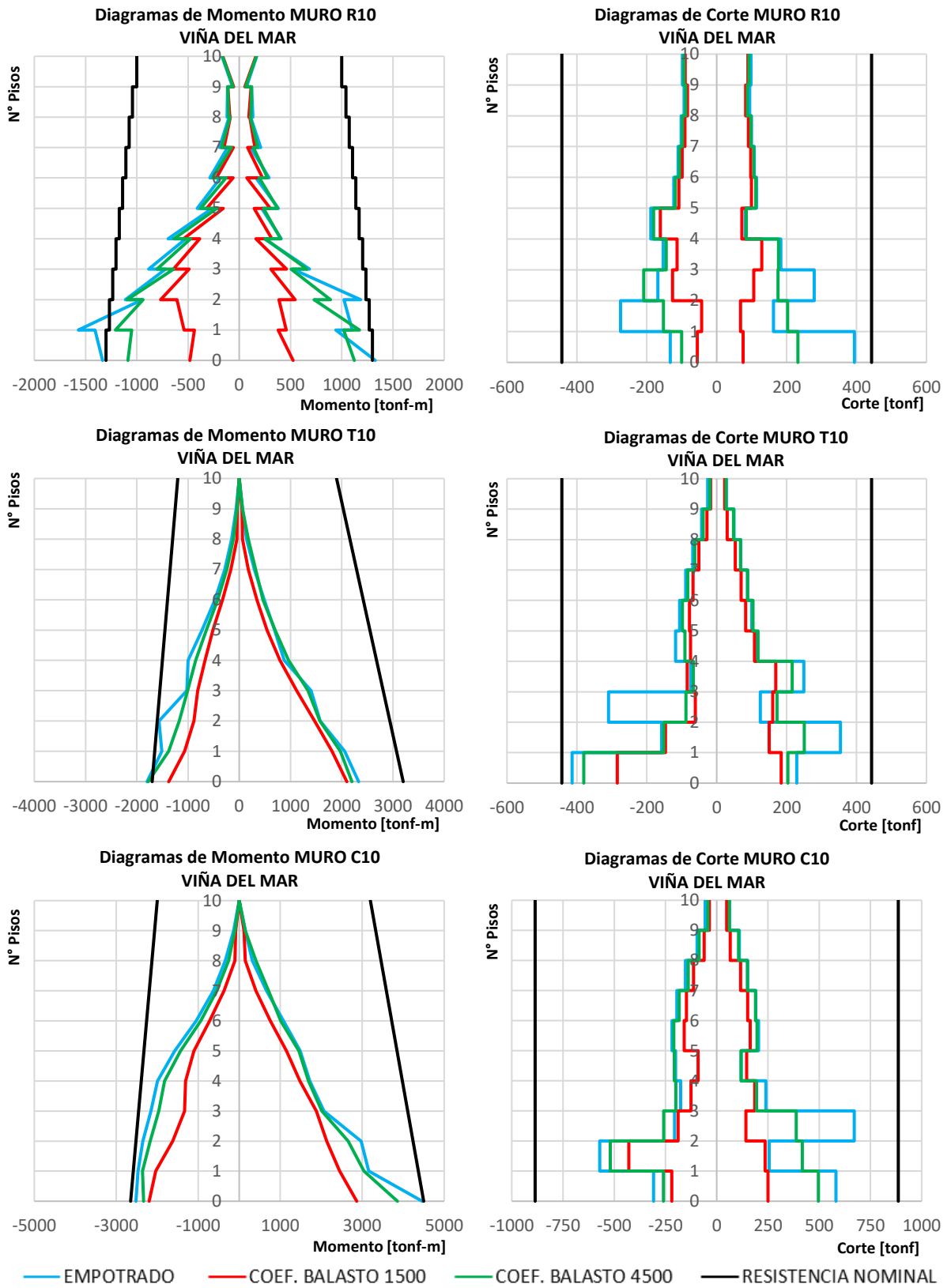


Figura 5.23 – Diagramas de esfuerzos registro Viña del Mar. Edificio de 10 pisos – SSI con variación de rigidez.

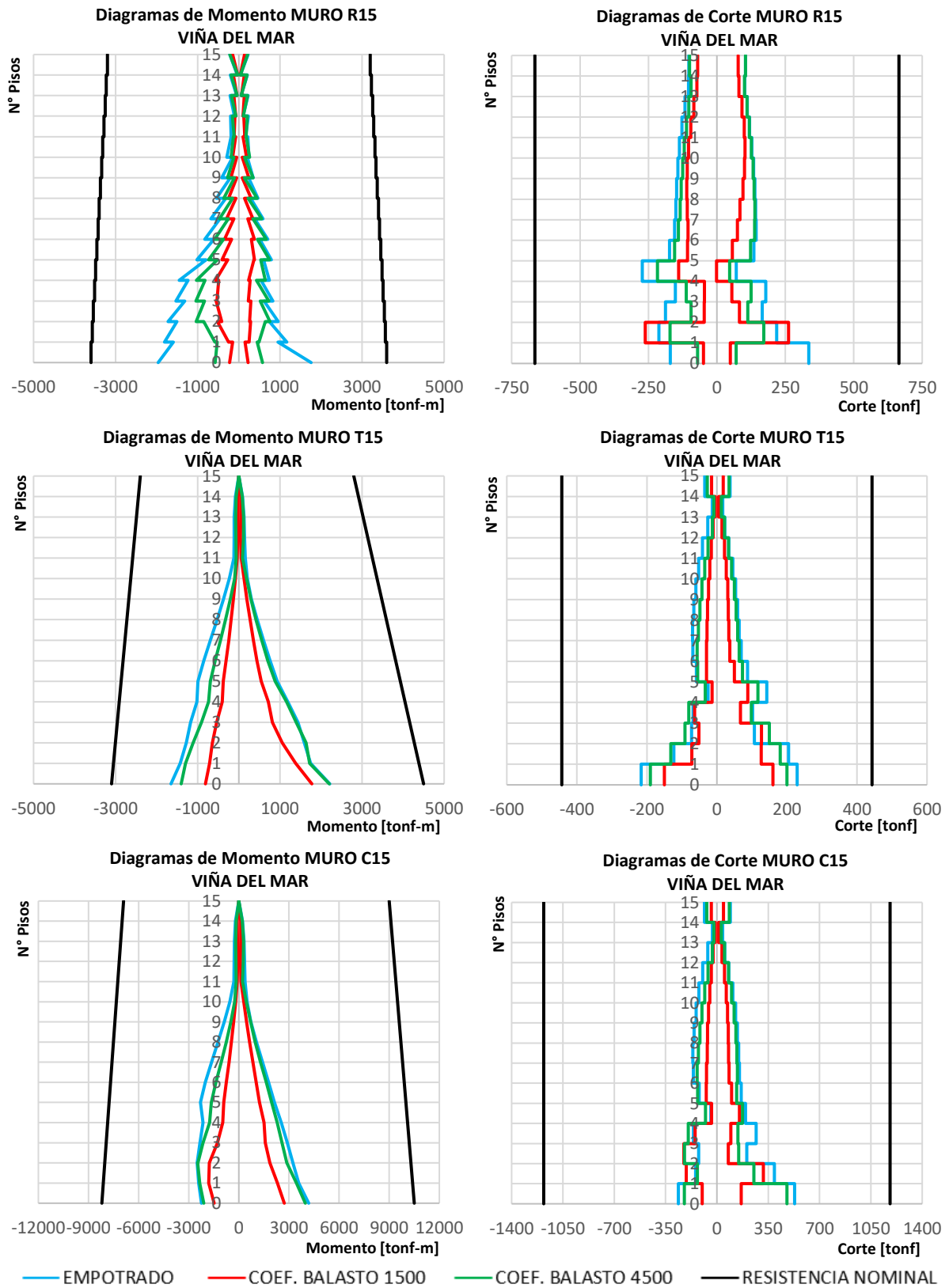


Figura 5.24 – Diagramas de esfuerzos registro Viña del Mar. Edificio de 15 pisos – SSI con variación de rigidez.

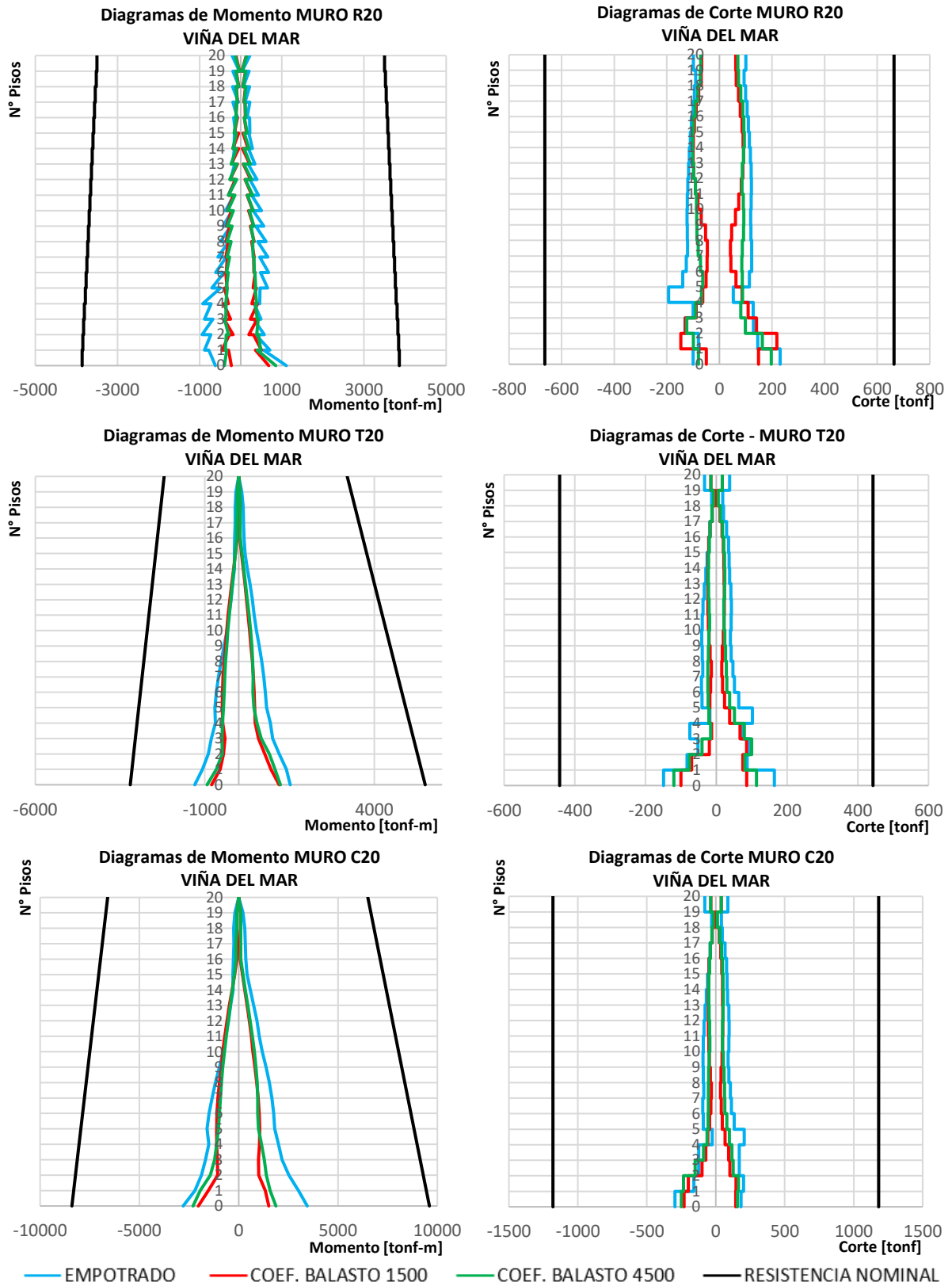


Figura 5.25 – Diagramas de esfuerzos registro Viña del Mar. Edificio de 20 pisos – SSI con variación de rigidez.

Según los esfuerzos de momentos obtenidos para la edificación de 10 pisos, cuando el modelo empotrado es sometido al registro de aceleraciones de Viña del Mar induce incursiones en el rango inelástico en la base de todos los muros. Al incorporar la interacción suelo-estructura con un coeficiente de balasto de 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] los muros presentan esfuerzos menores pero muy similares al empotrado, logrando comportamientos lineales en los muros R y C. Mientras que, al incorporar la interacción suelo-estructura con un coeficiente de balasto de 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] se tiene disminuciones considerables en los esfuerzos logrando comportamientos lineales elásticos en todos los muros.

Los esfuerzos obtenidos para las edificaciones de 15 y 20 pisos sometidas al sismo registrado en Viña del Mar dan cuenta de un comportamiento lineal elástico tanto en los modelos empotrados como en los modelos con SSI, Notando una clara mejora en los resultados al incorporar la flexibilidad del suelo.

Tal como presentaron los desplazamientos relativos entrepisos, las tres edificaciones disminuyen considerablemente sus esfuerzos al considerar un suelo de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] en comparación al de 4500 [tonf/m<sup>3</sup>].

En las tres edificaciones ocurre un fenómeno similar en los muros, apreciándose una redistribución de esfuerzos considerable en los pisos inferiores, logrando que los esfuerzos máximos se presenten en los pisos superiores y no en la base de los muros como en el caso empotrado.

Si bien tanto los diagramas de momento y corte muestran una mejora en los resultados al incorporar la flexibilidad del suelo en la mayoría de los casos, los muros R de las edificaciones de 15 y 20 pisos presentan un aumento en el corte del segundo piso el cual se atribuye a la deformación angular producida en el suelo cuando se someten a la excitación sísmica, esto debido a su poca rigidez, generando pequeños giros en la base que inducen un aumento de corte en el segundo piso.

### 5.3.2.- Registro sísmico de Concepción

Cuando los distintos modelos de las edificaciones con y sin interacción del suelo son sometidas al registro de Concepción se obtienen los siguientes desplazamientos relativos entrepisos.

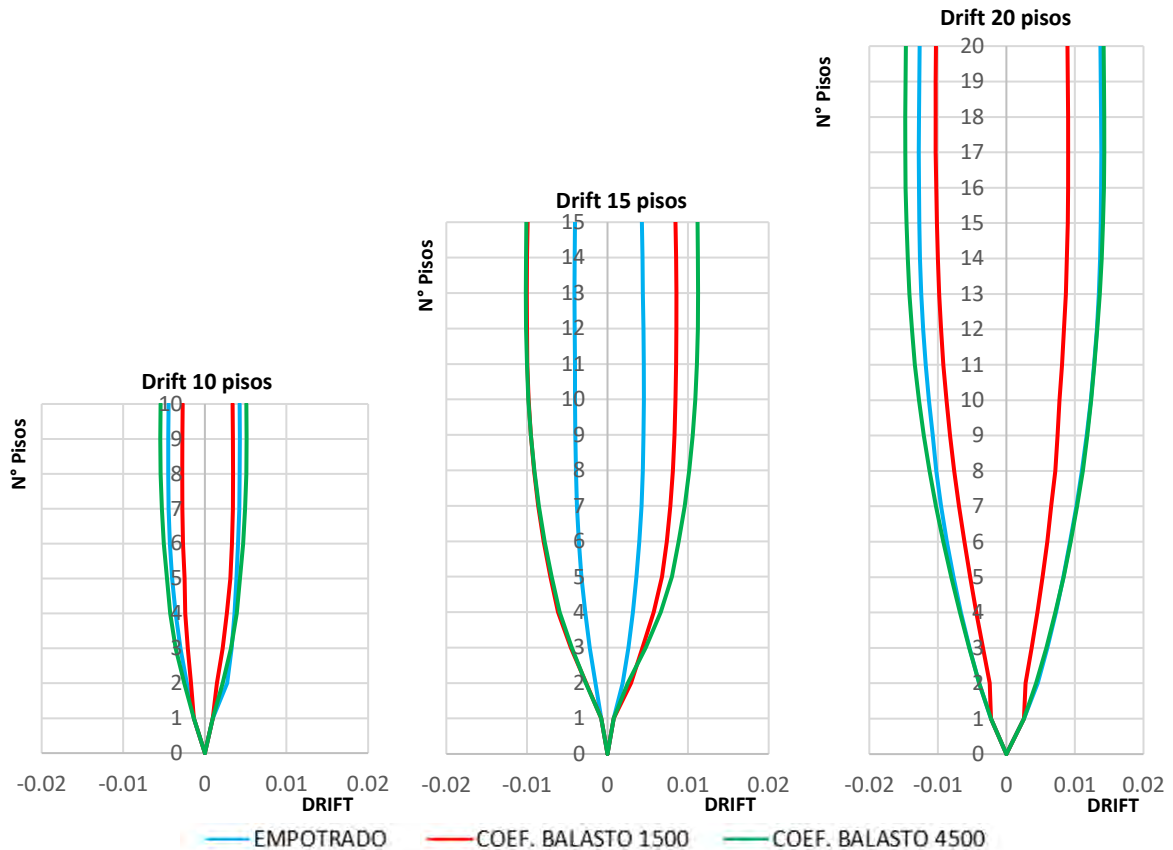


Figura 5.26 – Desplazamientos relativos entrepisos. Edificios 10, 15 y 20 pisos – Registro sísmico Concepción.

Como se puede apreciar en la Figura 5.26 al comparar los modelos de base empotrada versus los modelos con interacción suelo-estructura se nota que las edificaciones presentan disminuciones y aumentos de desplazamientos relativos entrepisos dependiendo del tipo de suelo que se incorpora a la modelación y de la cantidad de pisos de cada edificación.

Con respecto a la variación de rigidez en el suelo, se puede notar que, el edificio de 10 pisos presenta un aumento de drifts cuando se tiene un suelo de coeficiente de balasto 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] en comparación al modelo empotrado y una disminución de desplazamientos con balasto de 1500 [tonf/m<sup>3</sup>], al igual que la edificación de 20 pisos. Por otra parte, el edificio de 15 pisos presenta un aumento considerable de desplazamientos con los dos tipos de suelo, siendo esta la edificación más perjudicada con la incorporación de la flexibilidad del suelo para el sismo registrado en Concepción.

Los resultados obtenidos dan cuenta de la importancia del periodo de vibración y el tipo de suelo cuando se quiere entender el comportamiento estructural de las edificaciones con SSI.

A continuación, se presentan los esfuerzos en los muros R, T y C de las edificaciones con interacción suelo-estructura variando el coeficiente de balasto en el suelo cuando son excitadas con el registro sísmico de aceleraciones obtenido en Concepción.

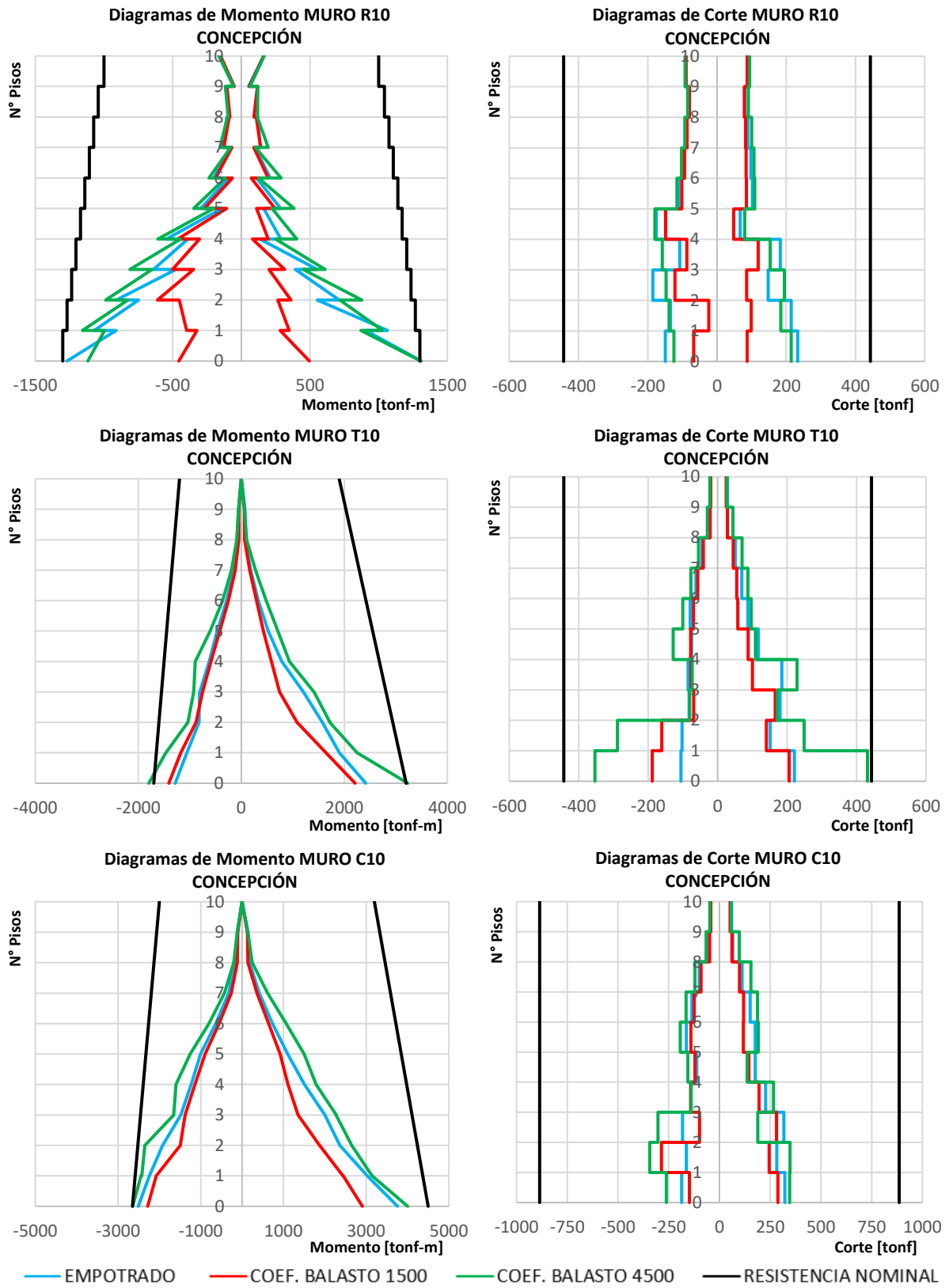


Figura 5.27 – Diagramas de esfuerzos registro Concepción. Edificio de 10 pisos – SSI con variación de rigidez.

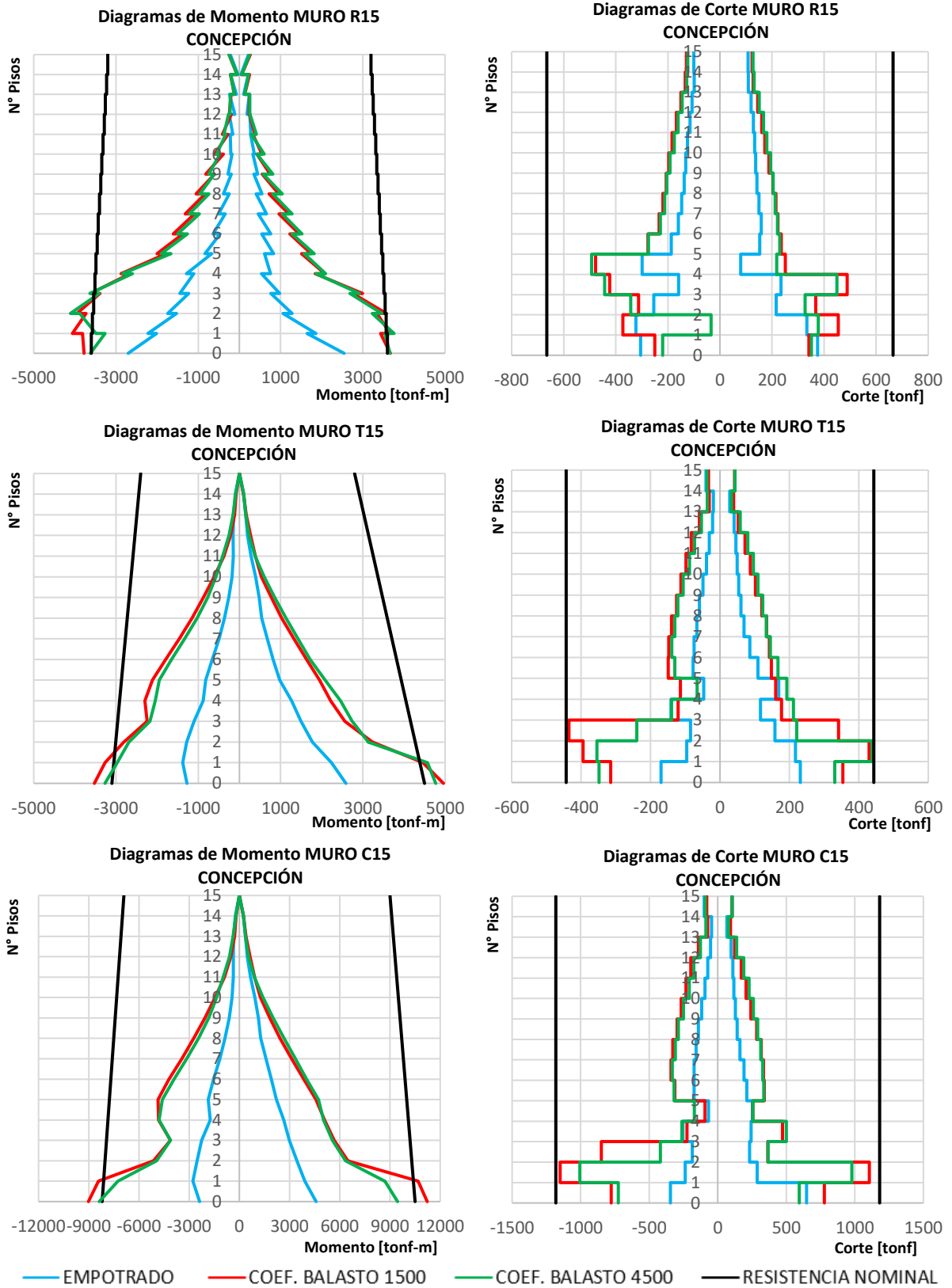


Figura 5.28 – Diagramas de esfuerzos registro Concepción. Edificio de 15 pisos – SSI con variación de rigidez.

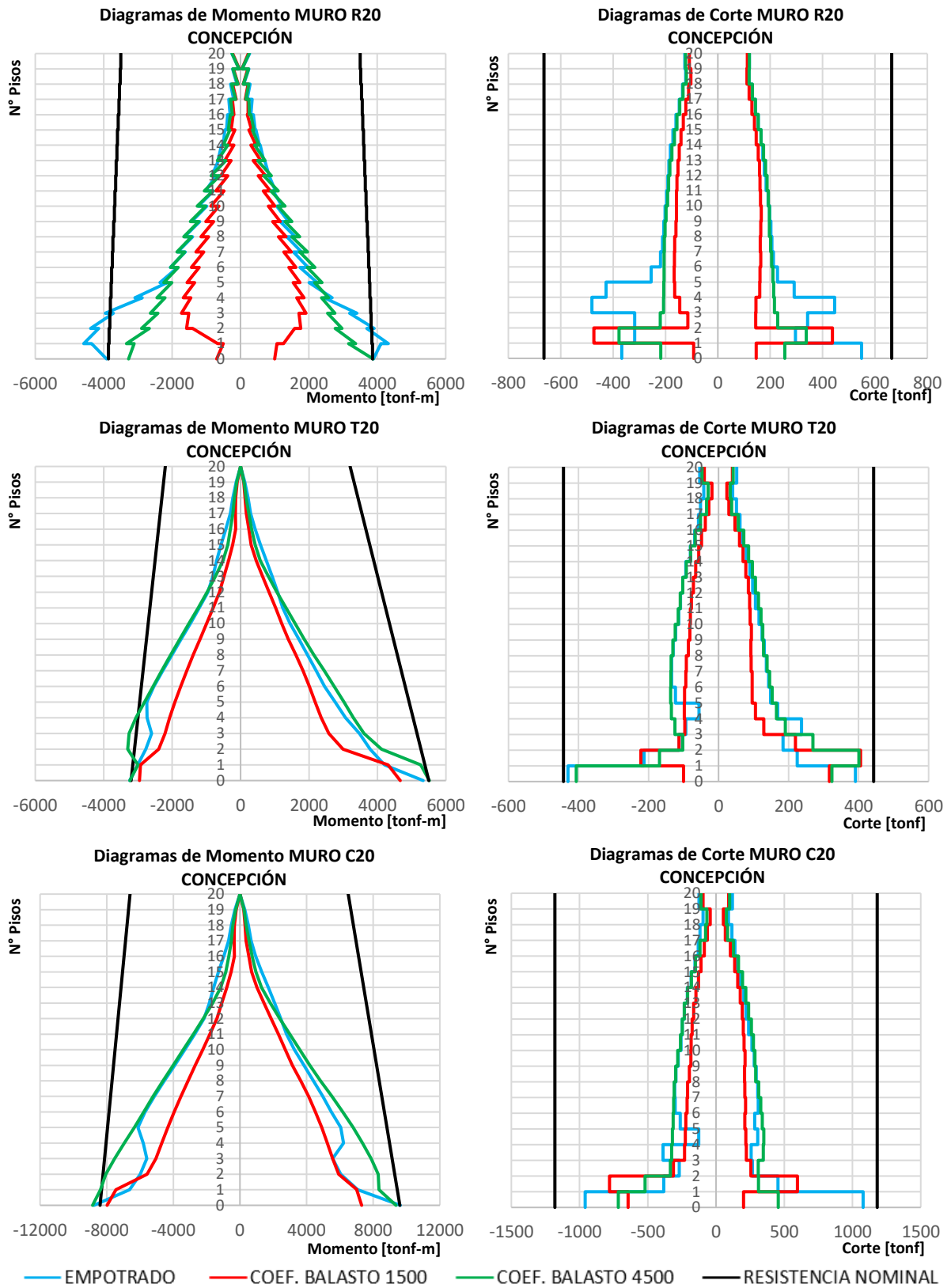


Figura 5.29 – Diagramas de esfuerzos registro Concepción. Edificio de 20 pisos – SSI con variación de rigidez.

Según los diagramas de momentos obtenidos para la edificación de 10 pisos cuando el modelo empotrado es sometido al registro de aceleraciones de Concepción, la edificación sólo presenta incursiones en el rango inelástico en el muro R, mientras que, los muros T y C responden linealmente. En cambio, al incorporar la interacción suelo-estructura con un suelo con coeficiente de balasto 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] los esfuerzos en los muros aumentan generando que los muros T y C superen su capacidad nominal en la base e incursionen en rangos no lineales. Por otra parte, al incorporar SSI con un suelo con coeficiente de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] se tiene una disminución de los esfuerzos de todos los muros en comparación al modelamiento empotrado.

Cuando el modelo del edificio de 15 pisos empotrado es sometido al sismo de Concepción los muros presentan respuestas elásticas sin incursionar en la no linealidad en ningún caso. Sin embargo, al incorporar la flexibilidad del suelo con ambos coeficientes de balasto los muros presentan grandes aumentos de esfuerzos en todos los pisos, generando incursiones inelásticas considerables llegando al segundo piso en los muros T y C y hasta el tercer piso en el caso del muro R. Siendo esta edificación, la más afectada por la interacción suelo-estructura.

En el caso de la edificación de 20 pisos cuando se incorpora la interacción con el suelo de rigidez 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] existe un comportamiento similar en los pisos superiores, sin embargo, se aprecian diferencias considerables de esfuerzos en los pisos inferiores esto debido a la redistribución de esfuerzos producida al generarse las rotulas plásticas en los muros más demandados. Por otra parte, al incorporar la interacción con el suelo de coeficiente de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] los esfuerzos disminuyen en todos los muros.

En los diagramas de corte de las tres edificaciones se puede notar un aumento no menor de cortante en el segundo piso, el cual se atribuye al giro producido en la base de los muros cuando se incorpora la interacción con un suelo de baja resistencia.

Tal como presentaron los desplazamientos relativos entrepisos de las edificaciones de 10 y 20 pisos, los esfuerzos en los muros disminuyen considerablemente al considerar un suelo de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] en comparación al de 4500 [tonf/m<sup>3</sup>].

### 5.3.3.- Registro sísmico de Constitución

Cuando los distintos modelos de las edificaciones con y sin interacción del suelo son sometidas al registro de Constitución se obtienen los siguientes desplazamientos relativos entrepisos.

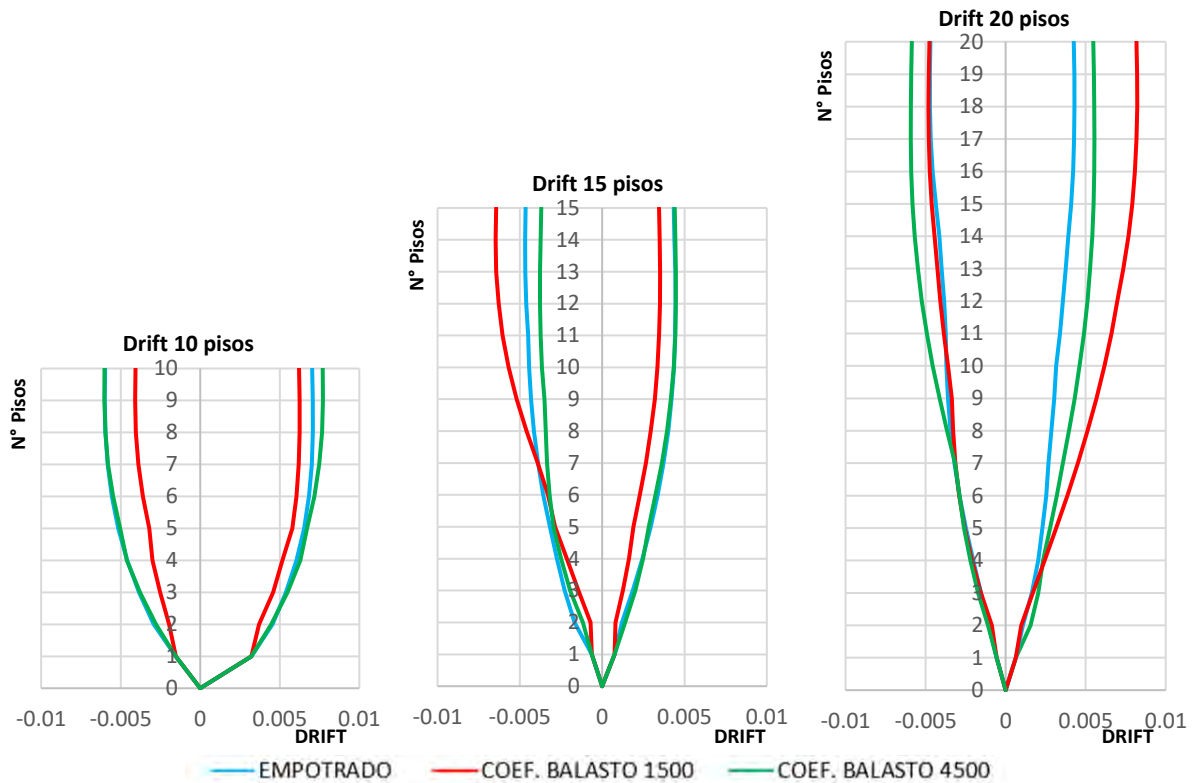


Figura 5.30 – Desplazamientos relativos entrepisos. Edificios 10, 15 y 20 pisos – Registro sísmico Constitución.

Según la Figura 5.30, al comparar los modelos de base empotrada versus los modelos con SSI cuando son sometidos al sismo registrado en Constitución, se nota que las edificaciones presentan disminuciones y aumentos de desplazamientos relativos entrepisos dependiendo del tipo de suelo que se incorpora a la modelación y de la cantidad de pisos de cada edificación.

Con respecto a la variación de rigidez en el suelo, se puede notar que, el edificio de 10 pisos presenta un comportamiento similar entre los drifts obtenidos con coeficiente de balasto 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] y el modelo empotrado, a diferencia del suelo con coeficiente de balasto de 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] el cual disminuye sus desplazamientos relativos entrepisos en comparación al modelo empotrado. De igual forma, el edificio de 15 pisos presenta un comportamiento similar entre el modelo empotrado y el con SSI de coeficiente de balasto 4500 [tonf/m<sup>3</sup>]. Sin embargo, presenta un aumento importante de desplazamiento en los pisos superiores en la dirección negativa de análisis. Por otra parte, La edificación de 20 pisos presenta algunas singularidades, se aprecia que, al incorporar la flexibilidad del suelo en el modelo, aumenta considerablemente los desplazamientos positivos con ambos tipos de suelo, más aún con el de rigidez 1500 [tonf/m<sup>3</sup>]. No obstante, los drifts negativos muestran que los resultados son mayores para el suelo con rigidez 4500 [tonf/m<sup>3</sup>]. Por lo que se espera lo mismo de los diagramas de esfuerzos respectivos a cada edificación.

A continuación, se presentan los esfuerzos en los muros R, T y C de cada edificación con interacción suelo-estructura considerando la variación en el coeficiente de balasto del suelo cuando son excitadas con el registro sísmico de aceleraciones obtenido en Constitución.

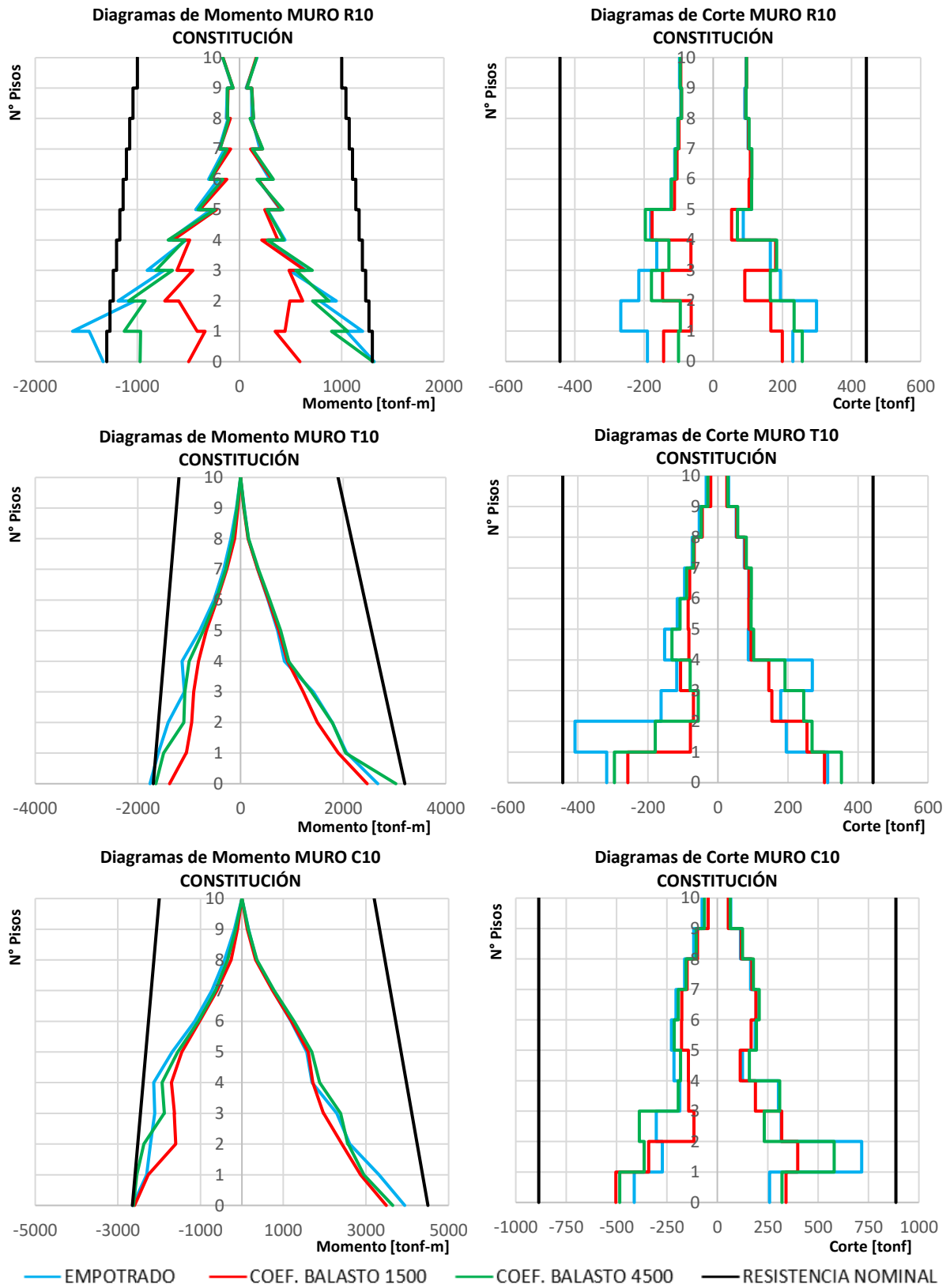


Figura 5.31 – Diagramas de esfuerzos registro Constitución. Edificio de 10 pisos – SSI con variación de rigidez.

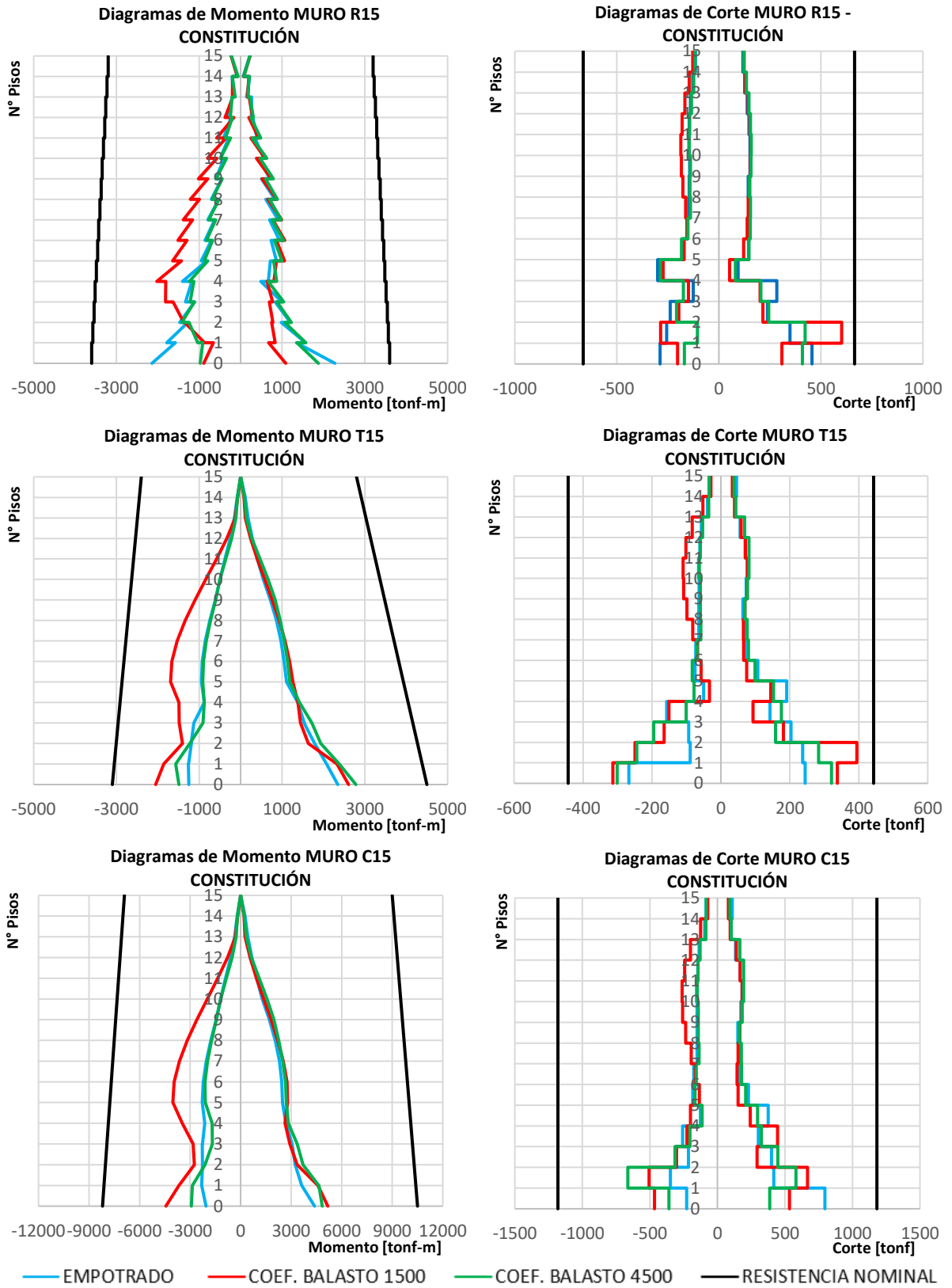


Figura 5.32 – Diagramas de esfuerzos registro Constitución. Edificio de 15 pisos – SSI con variación de rigidez.

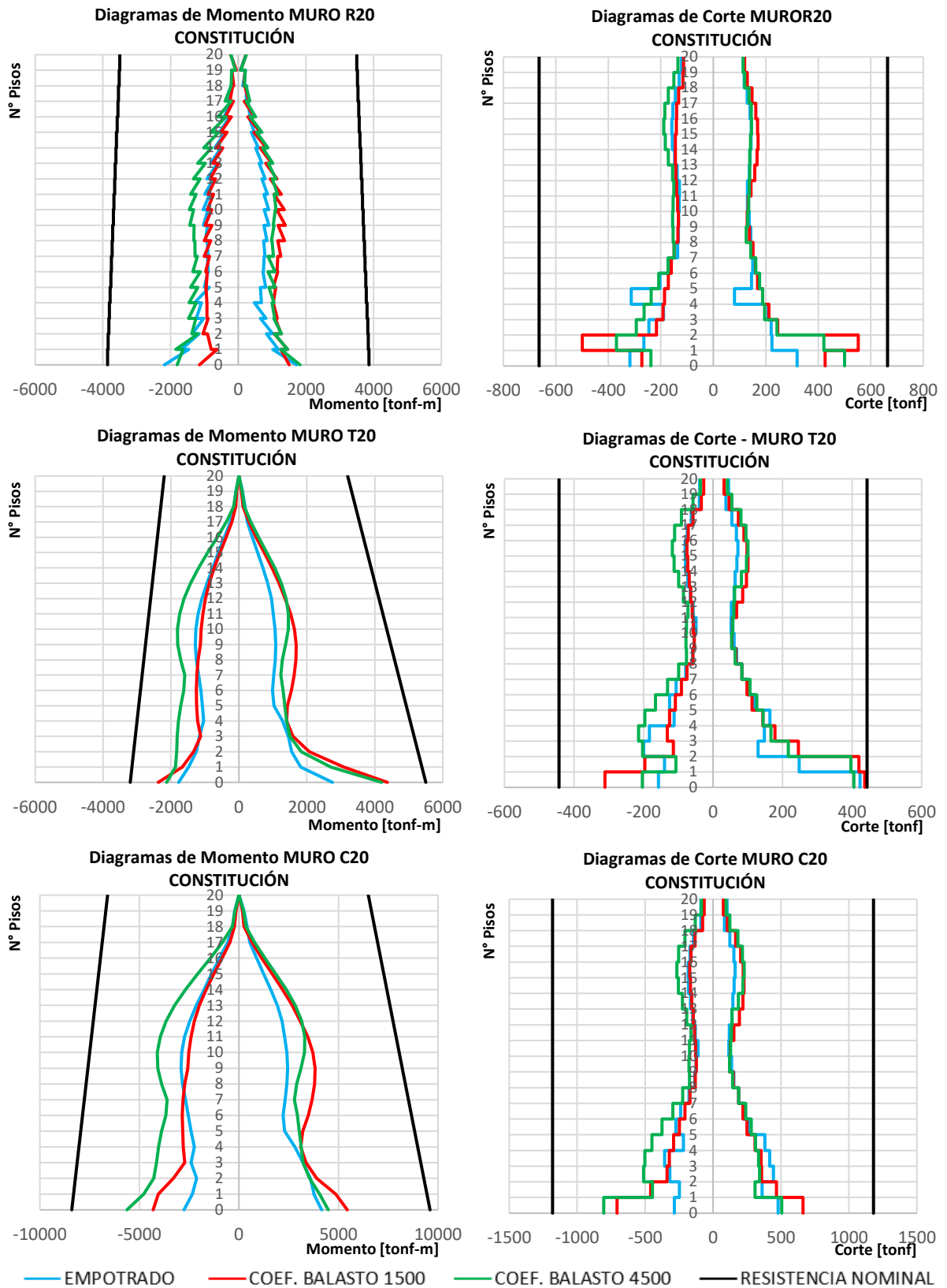


Figura 5.33 – Diagramas de esfuerzos registro Constitución. Edificio de 20 pisos – SSI con variación de rigidez.

Según los diagramas de fuerzas internas obtenidos para la edificación de 10 pisos cuando es sometida al sismo de Constitución, se aprecia que se tiene una respuesta similar entre el modelo de base fija y el modelo con efecto del suelo de 4500 [tonf/m<sup>3</sup>], presentando pequeñas diferencias en los pisos inferiores debido a la redistribución de momentos por las deformaciones en el terreno. Por otra parte, el modelo con suelo de rigidez 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] presenta una disminución importante de esfuerzos, generando que los muros empotrados con comportamiento inelástico pasen a tener una respuesta lineal elástica con la interacción suelo-estructura viéndose beneficiados con la flexibilidad del suelo.

El edificio de 15 pisos tiene una respuesta similar entre el modelo empotrado y el que incluye un suelo de 4500 [tonf/m<sup>3</sup>], presentando pequeñas variaciones en los diagramas de esfuerzos debido a la redistribución de esfuerzos que genera la flexibilidad en la base de cada muro. Por otra parte, al incorporar la interacción suelo-estructura con un suelo de coeficiente de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] tiene un aumento considerable de esfuerzos en los pisos superiores en la dirección negativa de análisis, tal como presentaron los desplazamientos relativos. Sin embargo, no se tienen incursiones en el rango no lineal en ningún caso.

En los diagramas de la edificación de 20 pisos se aprecia que los esfuerzos aumentan en todos los muros cuando se incorpora la interacción con el suelo en comparación al modelo empotrado. Con respecto a la comparación entre los dos tipos de suelo, se puede apreciar que en la dirección positiva de análisis los mayores esfuerzos corresponden al suelo de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>], mientras que, en la dirección negativa de análisis corresponden al suelo de coeficiente de balasto 4500 [tonf/m<sup>3</sup>], Tal como presentaron los desplazamientos relativos entrepisos de la Figura 5.30. Sin embargo, no se tienen incursiones en el rango no lineal en ningún muro.

Al igual que para los sismos registrados en Viña del Mar y Concepción, los diagramas de corte de las tres edificaciones presentan un aumento de cortante en el segundo piso debido a los desplazamientos inducidos en el terreno.

### 5.3.4.- Registro sísmico de Sylmar

Cuando los distintos modelos de las edificaciones con y sin interacción del suelo son sometidas al sismo registrado en Sylmar, se obtienen los siguientes desplazamientos relativos entrepisos.

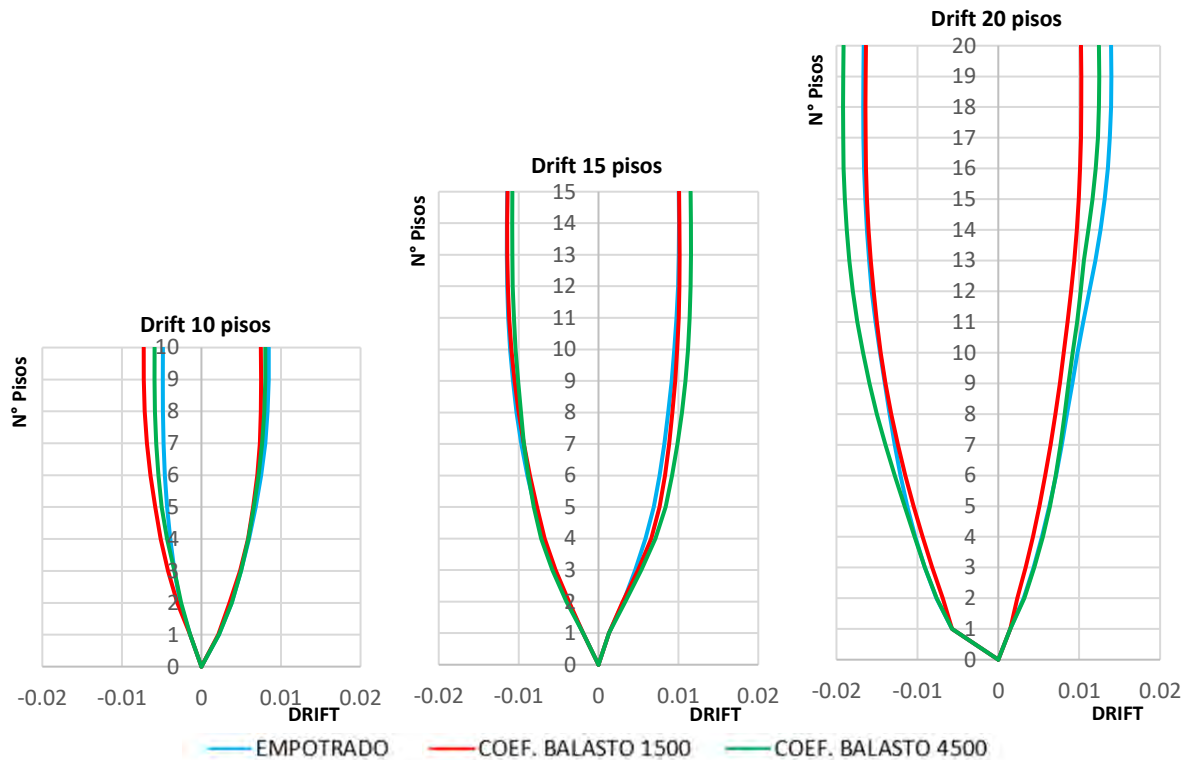


Figura 5.34 – Desplazamientos relativos entrepisos. Edificios 10, 15 y 20 pisos – Registro sísmico Sylmar.

Los resultados presentados en la Figura 5.34 muestran que, al incorporar la interacción suelo-estructura en las edificaciones de 10 pisos los desplazamientos relativos entrepisos aumentan en la dirección negativa de análisis y disminuyen en la dirección positiva en comparación a los modelos empotrados. Por otra parte, en la edificación de 15 pisos se aprecia un incremento en los desplazamientos en ambas direcciones con los dos tipos de suelo. La edificación de 20 pisos disminuye sus desplazamientos con ambos tipos de suelo en la dirección positiva de análisis, sin embargo, aumentan en la dirección negativa con el suelo de rigidez 4500 [tonf/m<sup>3</sup>]. Por lo que, para las tres edificaciones se espera lo mismo de sus esfuerzos.

Con respecto a la comparación entre los dos tipos de suelo, se puede notar que el suelo con coeficiente de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>], al tener una rigidez menor induce mayores deformaciones en la base de los muros, generando que las edificaciones oscilen con frecuencias distintas y se redistribuyen los desplazamientos. Sin embargo, si esto afecta aumentando o disminuyendo los esfuerzos depende del periodo de vibración de cada edificación.

Al notar que un mismo tipo de suelo disminuye los esfuerzos de una edificación y aumenta los de otra cuando son excitadas con el sismo registrado en Sylmar, da cuenta de la importancia de los periodos en que oscila cada modelo.

A continuación, se presentan los diagramas de esfuerzos de corte y momento en los muros R, T y C de las edificaciones con interacción suelo-estructura variando el coeficiente de balasto en el suelo cuando son excitadas con el registro sísmico de aceleraciones obtenido en Sylmar.

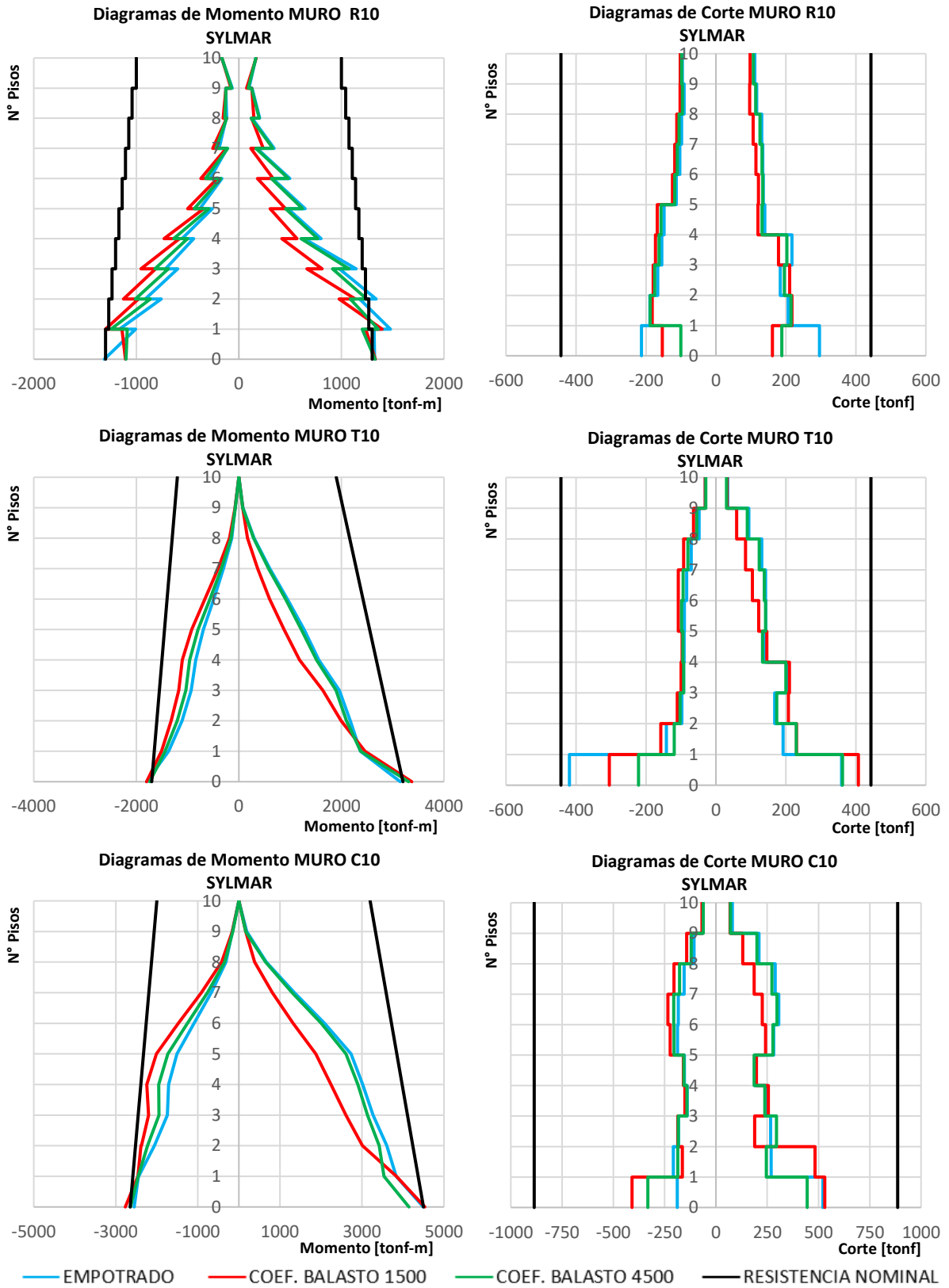


Figura 5.35 – Diagramas de esfuerzos registro Sylmar. Edificio de 10 pisos – SSI con variación de rigidez.

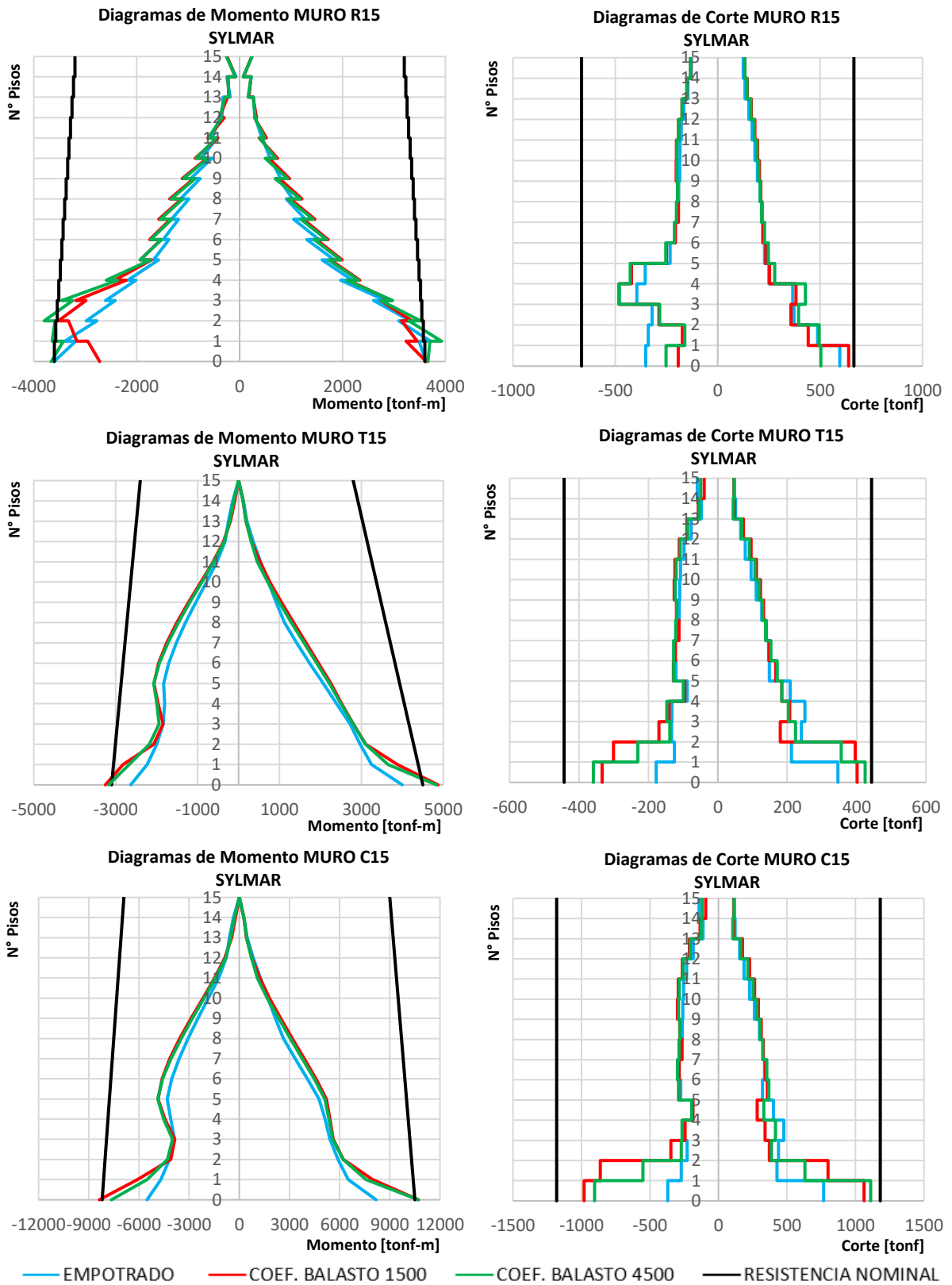


Figura 5.36 – Diagramas de esfuerzos registro Syllmar. Edificio de 15 pisos – SSI con variación de rigidez.

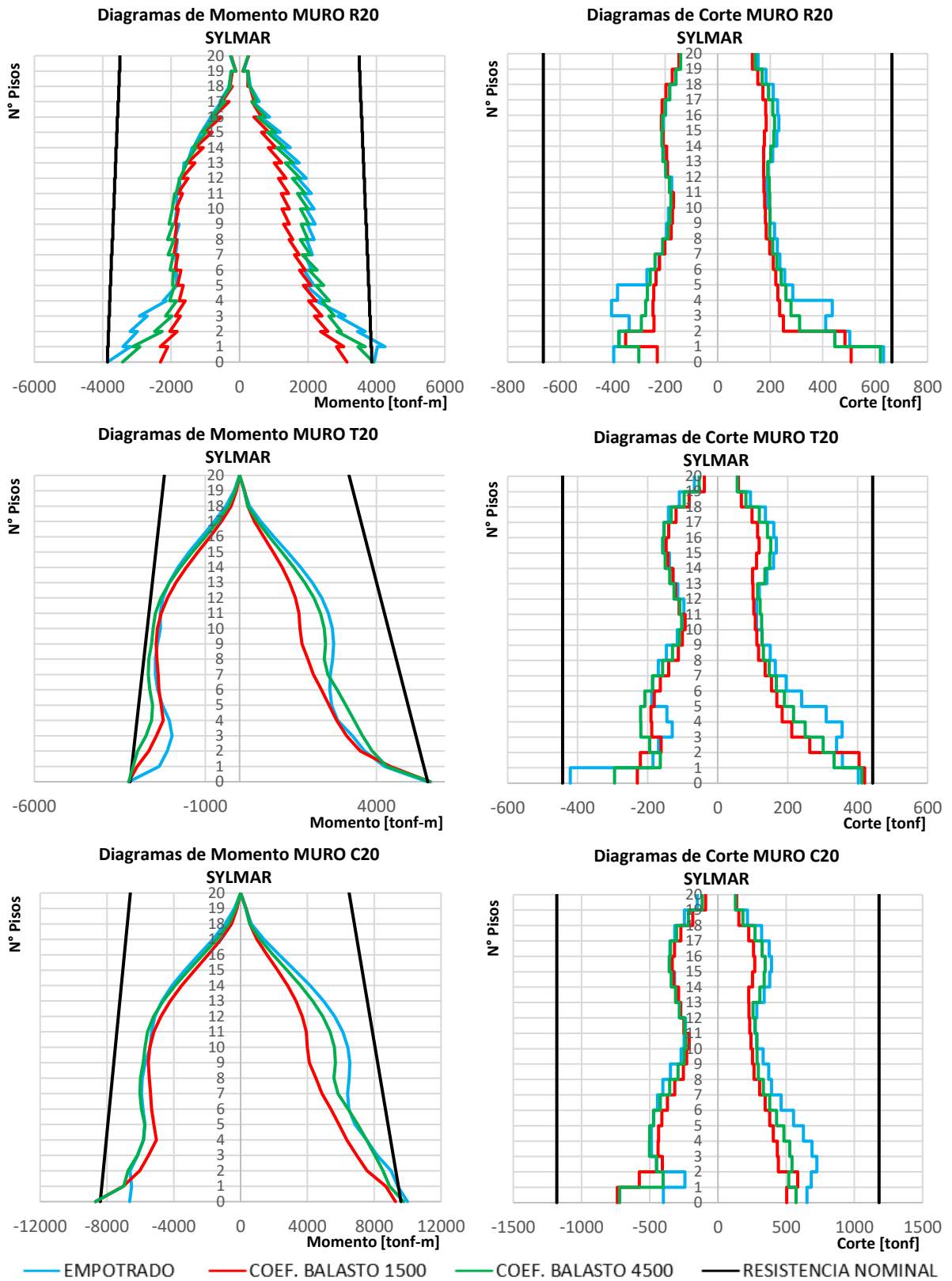


Figura 5.37 – Diagramas de esfuerzos registro Sylmar. Edificio de 20 pisos – SSI con variación de rigidez.

De los resultados obtenidos para la edificación de 10 pisos se puede notar que tal como presentaron los desplazamientos relativos entrepisos al comparar los modelos empotrados con los que incorporan SSI, se tiene un aumento en los esfuerzos en la dirección negativa de análisis y una disminución en la dirección positiva, fenómeno que se aprecia con mayor claridad en los pisos superiores. Con respecto a la comparación entre los dos modelos de suelo, se puede notar que el suelo de menor coeficiente de balasto induce un “corrimiento” mayor hacia la izquierda en los diagramas, esto por las deformaciones inducidas en el terreno en la base de los muros.

Según los esfuerzos de corte y momento obtenidos para el edificio de 15 pisos cuando es sometido al sismo de Sylmar, se aprecia que al incorporar la interacción suelo-estructura en comparación al modelo de base empotrada, existe un aumento considerable de esfuerzos tanto en la base como en la altura de los muros, logrando que muros empotrados con comportamiento elástico incurrieren en rangos inelásticos al incorporar la flexibilidad del suelo. Dicha incursión se da en la base de los muros y en el caso del muro R llegando incluso hasta el piso tres. Con respecto a la comparación entre los dos tipos de suelo, se aprecia que la edificación tiene mayores esfuerzos en los muros al incorporar un suelo con menor coeficiente de balasto.

En los diagramas de la edificación de 20 pisos se aprecia que los esfuerzos disminuyen en la dirección positiva de análisis y aumentan en la dirección negativa, muy similar a lo ocurrido en la edificación de 10 pisos. Sin embargo, este edificio se ve más afectado con el suelo de 4500 [tonf/m<sup>3</sup>], lo que se ve reflejado en el muro C que en la dirección negativa de análisis muestra un comportamiento lineal al ser modelo con base empotrada e incursiones inelásticas al ser modelado con SSI.

Al notar que un mismo tipo de suelo mejora los esfuerzos en una edificación y empeora los de otra cuando son sometidas al sismo de Sylmar, dan cuenta una vez más, de la importancia de los periodos de oscilación cuando se quiere estudiar el comportamiento estructural de edificaciones con SSI frente a algún evento sísmico.

Al igual que para los sismos registrados en Viña del Mar, Concepción y Constitución, los diagramas de corte de las tres edificaciones presentan un aumento de cortante en el segundo piso debido a los desplazamientos inducidos en el terreno.

### 5.3.5.- Registro sísmico de Christchurch

Cuando los distintos modelos de las edificaciones con y sin interacción del suelo son sometidas al sismo registrado en Christchurch, se obtienen los siguientes desplazamientos relativos entrepisos.

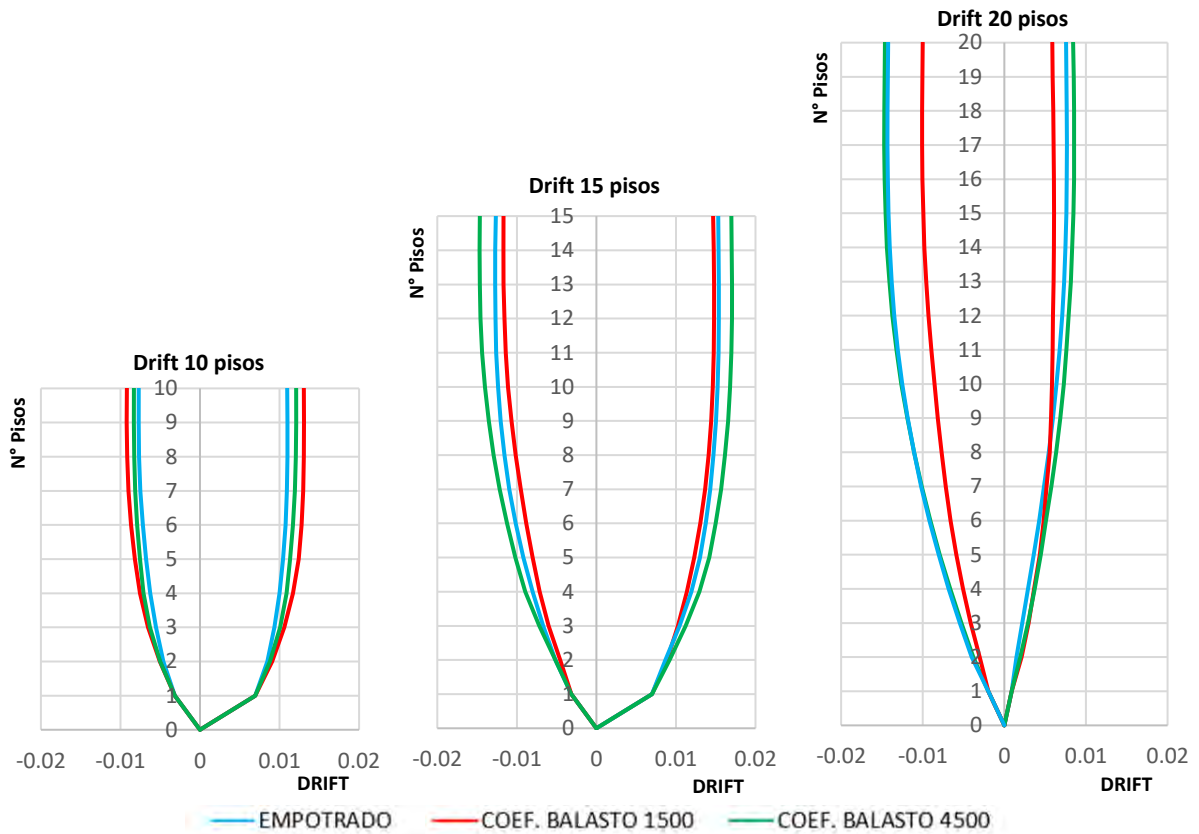


Figura 5.38 – Desplazamientos relativos entrepisos. Edificios 10, 15 y 20 pisos – Registro sísmico Christchurch.

Según presentan los desplazamientos relativos entrepisos de la Figura 5.38 se puede notar que la edificación de 10 pisos presenta un comportamiento estructural similar entre el modelo empotrado y los que incorporan SSI mostrando pequeños aumentos de desplazamiento, siendo el suelo de menor balasto el que presenta los mayores drifts.

El edificio de 15 pisos presenta un incremento en los desplazamientos relativos entrepisos al incorporar la interacción con el suelo de 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] con mayor relevancia en los pisos superiores, y una disminución con el suelo de coeficiente de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] en comparación a los resultados obtenidos del modelo empotrado.

Los resultados del edificio de 20 pisos muestran que al incorporar la flexibilidad del suelo de 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] existe un aumento en los desplazamientos relativos en comparación al modelo empotrado. Por otra parte, se puede notar que el suelo de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] disminuye sus esfuerzos considerablemente en los pisos superiores, sin embargo, se aprecia claramente un incremento no menor en los pisos inferiores, sobre todo en la dirección positiva de análisis. Por lo que se espera lo mismo de los esfuerzos en los muros.

A continuación, se presentan los diagramas de esfuerzos de corte y momento en los muros R, T y C de las edificaciones con interacción suelo-estructura variando el coeficiente de balasto en el suelo cuando son excitadas con el registro sísmico de aceleraciones obtenido en Christchurch.

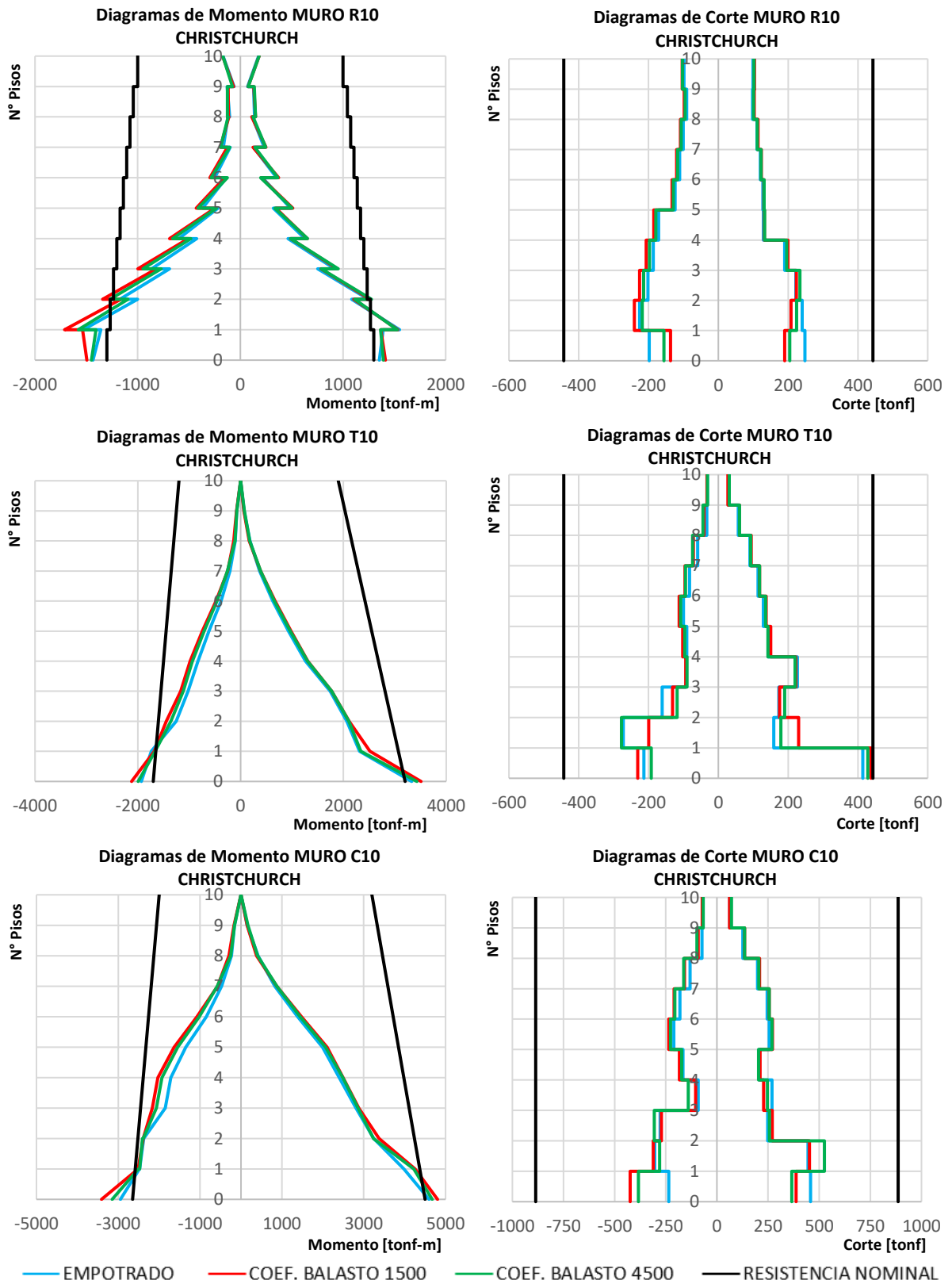


Figura 5.39 – Diagramas de esfuerzos registro Christchurch. Edificio de 10 pisos – SSI con variación de rigidez.

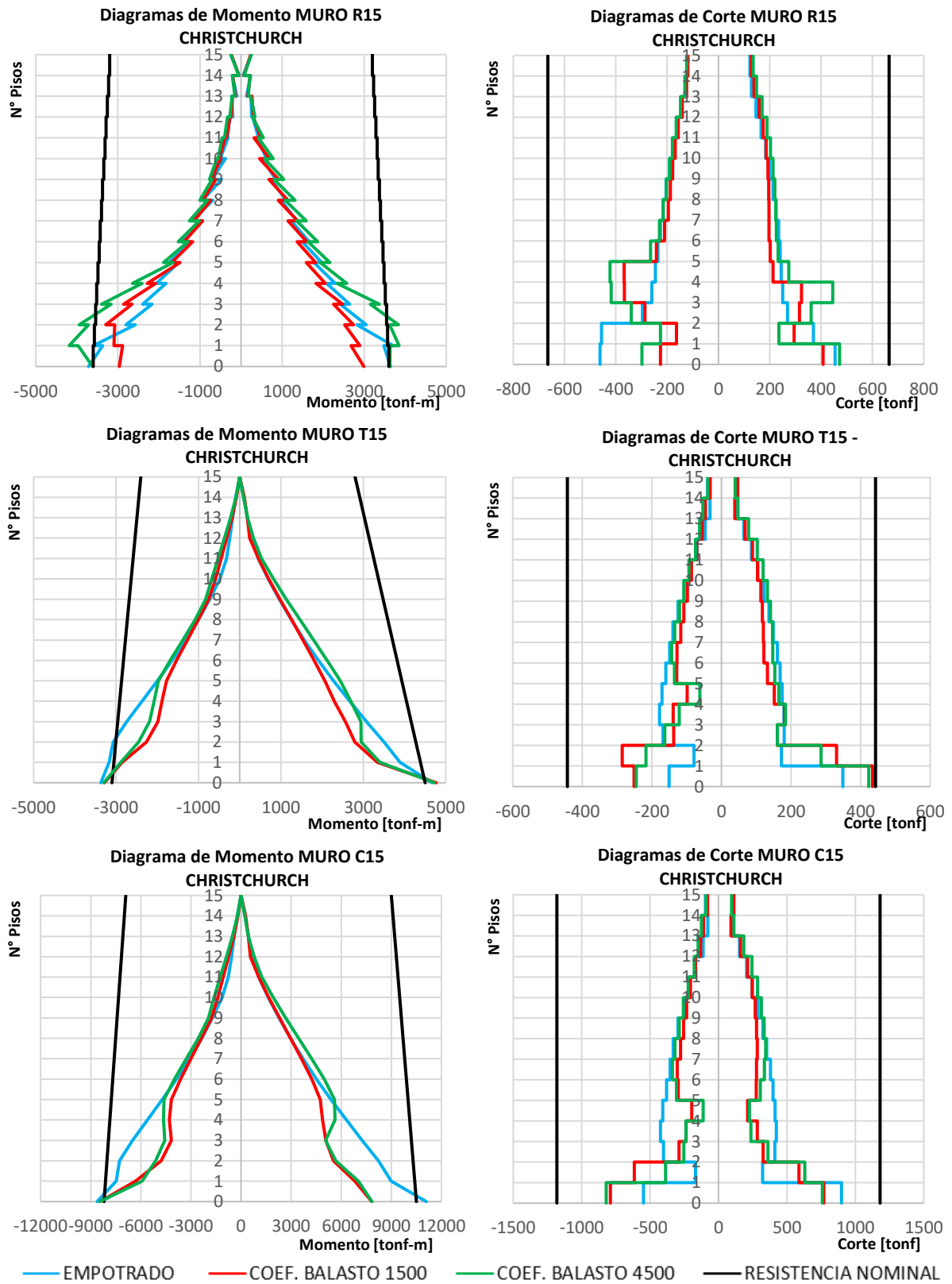


Figura 5.40 – Diagramas de esfuerzos registro Christchurch. Edificio de 15 pisos – SSI con variación de rigidez.

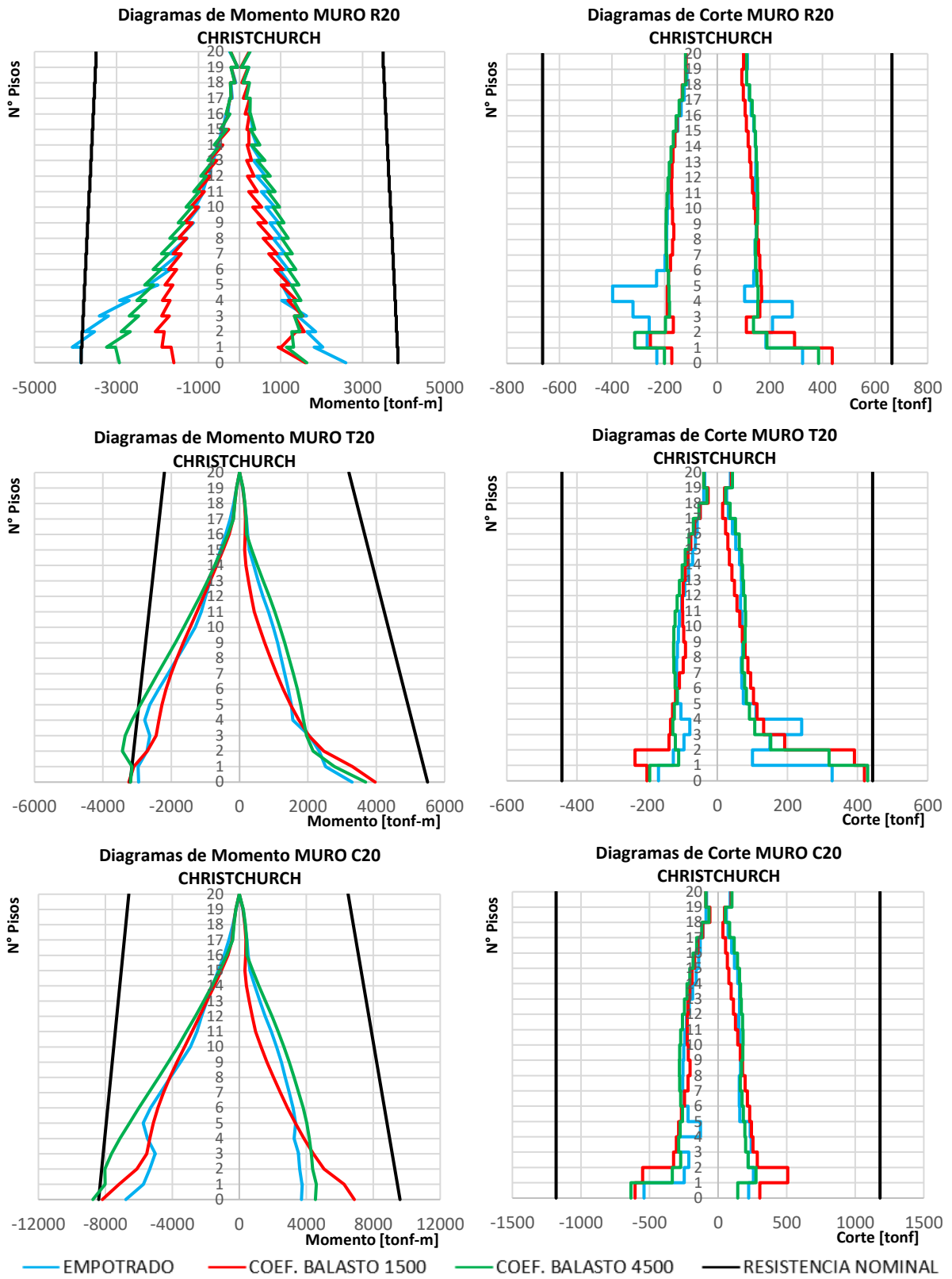


Figura 5.41 – Diagramas de esfuerzos registro Christchurch. Edificio de 20 pisos – SSI con variación de rigidez.

Los diagramas de corte y momento de la edificación de 10 pisos muestran que al incluir la interacción suelo-estructura en la modelación, se tiene un comportamiento similar al modelo empotrado, sin embargo, se aprecian leves incrementos de esfuerzos en todos los pisos, tal como presentaron los desplazamientos relativos entrepisos.

En la edificación de 15 pisos se aprecia que al incorporar SSI en la modelación con suelo de 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] disminuyen los esfuerzos en todos los pisos, sin embargo, se mantienen las incursiones inelásticas en la base. Por otra parte, el modelo con suelo de 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] presenta un incremento de desplazamientos en los pisos superiores y una disminución en los pisos inferiores. Se puede notar que el muro R difiere un poco en la distribución de esfuerzos, lo que se atribuye a que al tener grandes incursiones no lineales en los muros T y C se forman rotulas plásticas que redistribuyen los esfuerzos en los muros adyacentes.

El edificio de 20 pisos presenta un aumento considerable de esfuerzos al incluir el suelo de 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] en la modelación, generando que los muros T y C que empotrados responden de manera lineal, tengan un comportamiento inelástico al incorporar la flexibilidad del suelo. Por otra parte, el suelo de 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] induce una disminución de esfuerzos no menor en los pisos superiores, sin embargo, se aprecia un incremento importante de esfuerzos en los pisos inferiores en la dirección positiva de análisis. Tal como presentaron los desplazamientos relativos entrepisos.

Al igual que para los sismos registrados en Viña del Mar, Concepción, Constitución y Sylmar, los diagramas de corte de las tres edificaciones presentan una redistribución de cortante importante en los primeros pisos debido a los desplazamientos inducidos en el terreno.

### 5.3.6.- Análisis general

Como se muestra en todos los registros de aceleraciones sísmicas y en cada edificación existe una redistribución de esfuerzos importante en los primeros pisos de los muros cuando se incorpora la interacción con el suelo, más aún con el de menor coeficiente de balasto. Esto se atribuye a que, al tener una base más flexible, el movimiento de los muros induce giros en la base por lo que los elementos verticales de mayor rigidez toman la carga de los elementos con rigidez menor a través de una redistribución de fuerzas en la losa de fundación. El fenómeno descrito anteriormente se presenta esquemáticamente en la Figura 5.42.

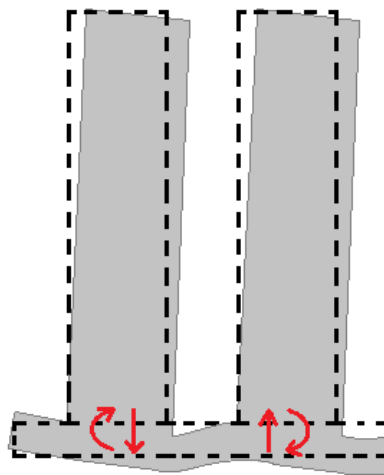


Figura 5.42 – Efecto de la transmisión de esfuerzos dado por la doble curvatura.

Como se puede notar en los resultados de desplazamientos relativos entrepisos y diagramas de esfuerzos de los muros presentados con anterioridad, la incorporación suelo-estructura puede ser beneficiosa o perjudicial dependiendo del periodo de oscilación que tenga cada modelo y especialmente del tipo de registro sísmico. Para entender en que rangos de periodos se tienen los mayores esfuerzos para cada registro de aceleración sísmica, se estudia cuantos de los tres tipos de muros analizados de cada modelo incursionan en el rango inelástico. Dicha información se sintetiza en la gráfica de la Figura 5.43 donde se respeta la siguiente simbología:

Símbolos:

- Periodos correspondientes a los modelos con y sin SSI del edificio de 10 pisos.
- △ Periodos correspondientes a los modelos con y sin SSI del edificio de 15 pisos.
- Periodos correspondientes a los modelos con y sin SSI del edificio de 20 pisos.

Colores:

- Indica que 0/3 de los muros presentados alcanzan el rango no lineal.
- Indica que 1/3 de los muros presentados alcanzan el rango no lineal.
- Indica que 2/3 de los muros presentados alcanzan el rango no lineal.
- Indica que 3/3 de los muros presentados alcanzan el rango no lineal.

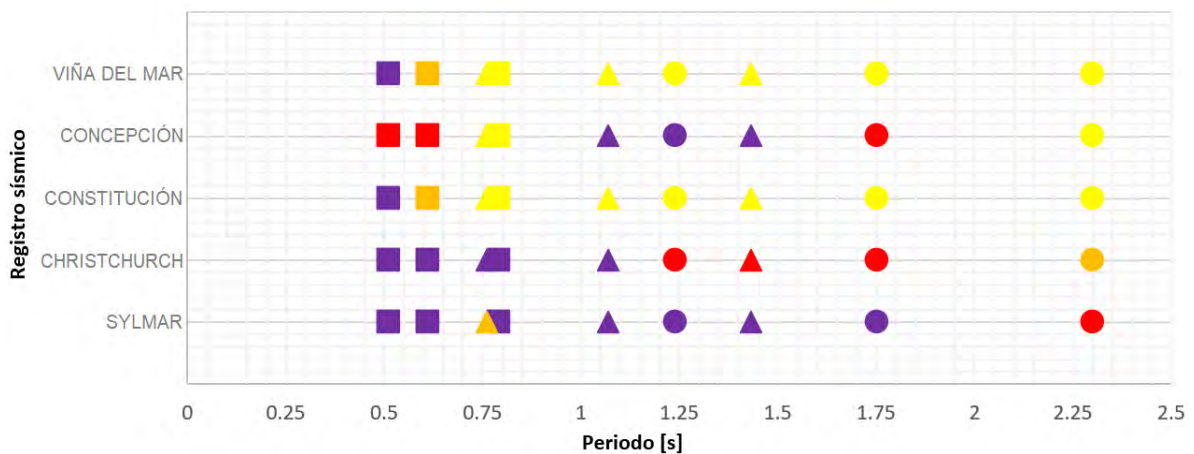


Figura 5.43 – Incursiones en rango no lineal según periodos de oscilación y registro de aceleración sísmica.

Como se nota en la Figura 5.43, el sismo registrado en Viña del Mar presenta incursiones en el rango inelástico en periodos bajos, cercanos a 0.5 segundos correspondientes a la edificación de 10 pisos igual que el sismo registrado en Constitución. Por otra parte, el terremoto de Christchurch presenta los mayores daños en edificaciones con periodos más altos entre 0.5 y 1.2 segundos. Mientras que, el evento sísmico de Sylmar presenta grandes esfuerzos en un rango más extenso, abarcando entre periodos mayores a 0.5 y menores a 1.75 segundos, esto se atribuye a la forma impulsiva de estos registros. El terremoto registrado en la ciudad de Concepción logra sobrepasar la capacidad nominal de todos los muros pertenecientes a edificaciones que tengan periodos entre 1 y 1.5 segundos, por lo que, las edificaciones que con modelamiento empotrado poseen periodos entre 0.7 y 1 segundos podrían verse altamente afectadas al incorporar el efecto del suelo si ocurre un sismo similar al registrado en Concepción.

Con esto queda en evidencia que el efecto beneficioso o perjudicial de incorporar el efecto del suelo en el modelamiento de las edificaciones es directamente dependiente de la forma del registro de aceleraciones sísmicas.

## 5.4.- Análisis de posible incremento de ductilidad

Con el objetivo de estudiar los posibles incrementos de ductilidad en los edificios de muros de hormigón armado al incorporar la flexibilidad del suelo, cuando son sometidos a los distintos eventos sísmicos. Primero se calcula el desplazamiento lateral del techo para cada caso y posteriormente se analizan las demandas de curvatura correspondientes.

### 5.4.1.- Desplazamiento lateral de techo

A continuación, se presentan los desplazamientos laterales máximos del techo de cada modelo en dirección positiva y negativa de análisis, al ser sometidos a cada uno de los registros de aceleración sísmica estudiados. Cabe destacar que, las gráficas que se presentan en este capítulo respetan la siguiente simbología:

- Desplazamiento lateral del techo de las distintas edificaciones con base empotrada.
- ▲ Desplazamiento lateral del techo de las distintas edificaciones con interacción suelo-estructura y un coeficiente de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>].
- Desplazamiento lateral del techo de las distintas edificaciones con interacción suelo-estructura y un coeficiente de balasto 4500 [tonf/m<sup>3</sup>].
- ◆ Desplazamiento lateral del techo obtenido para cada edificación según DS N°61 [18], especificado en capítulo 3.4.5 calculado mediante la expresión  $\delta_u = 1,3 \cdot S_{de}(T_{ag})$ .

#### - Viña del Mar

Cuando los distintos modelos de las edificaciones empotradas y con SSI son sometidas al sismo registrado en la ciudad de Viña del Mar se obtienen los desplazamientos laterales de techo presentados en la Figura 5.44.

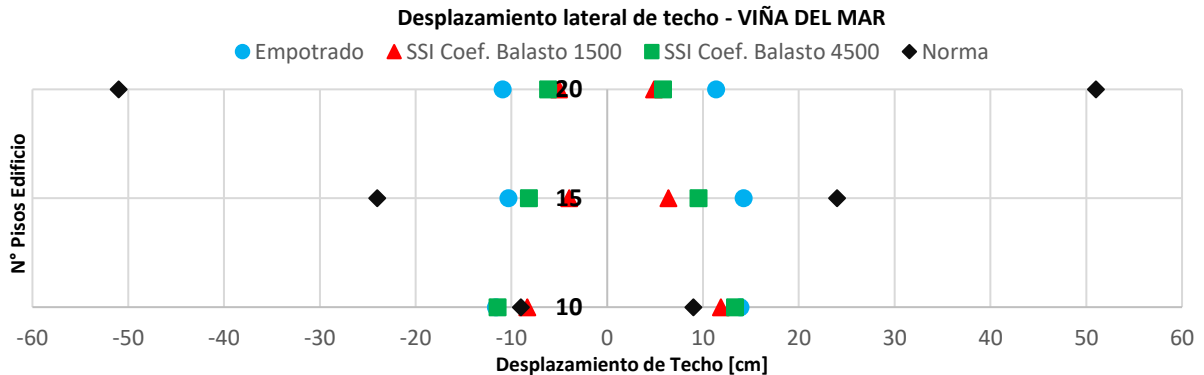


Figura 5.44 – Desplazamiento lateral del techo. Registro de aceleraciones Viña del Mar.

Como muestra la Figura 5.44, En todas las edificaciones la interacción suelo-estructura disminuye el desplazamiento lateral del techo en comparación al modelamiento con base fija al ser excitadas con el sismo de Viña del Mar.

Las edificaciones de 15 y 20 pisos tienen menores desplazamientos laterales de techo en todos los modelos en comparación al desplazamiento de diseño obtenido con la norma. Por otra parte, la edificación de 10 pisos sufre deformaciones laterales de techo superiores a las de diseño tanto en los modelos empotrados como en los que incorporan SSI, siendo esta edificación la más afectada con el sismo de Viña del Mar.

- **Concepción**

Quando los distintos modelos de las edificaciones empotradas y con SSI son sometidas al sismo registrado en la ciudad de Concepción se obtienen los desplazamientos laterales de techo presentados en la Figura 5.45.

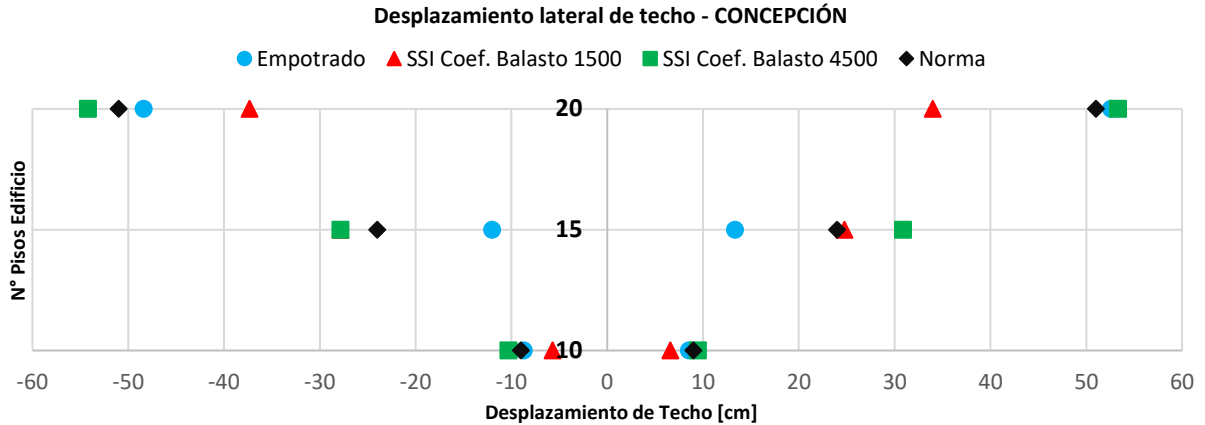


Figura 5.45 – Desplazamiento lateral del techo. Registro de aceleraciones Concepción.

Como se nota en la Figura 5.45, en las edificaciones de 10 y 20 pisos se aprecia un incremento en el desplazamiento lateral de techo cuando se incorpora la interacción con el suelo de balasto 4500 [tonf/m³] y una disminución al incorporar el suelo de 1500 [tonf/m³], esto en comparación a los resultados obtenidos con la modelación empotrada de la edificación respectiva.

Por otra parte, se aprecia que la edificación de 15 pisos sufre un incremento no menor de desplazamiento lateral de techo al incorporar ambos tipos de suelo en comparación al modelo empotrado. Siendo esta edificación la más afectada por la interacción suelo-estructura al ser sometida al registro sísmico de Concepción.

En todas las edificaciones se sobrepasa el desplazamiento de diseño calculado con la norma al incorporar el suelo con coeficiente de balasto 4500 [tonf/m³] cuando son sometidas al sismo de Concepción.

- **Constitución**

Quando los distintos modelos de las edificaciones empotradas y con SSI son sometidas al sismo registrado en la ciudad de Constitución se obtienen los desplazamientos laterales de techo presentados en la Figura 5.46.

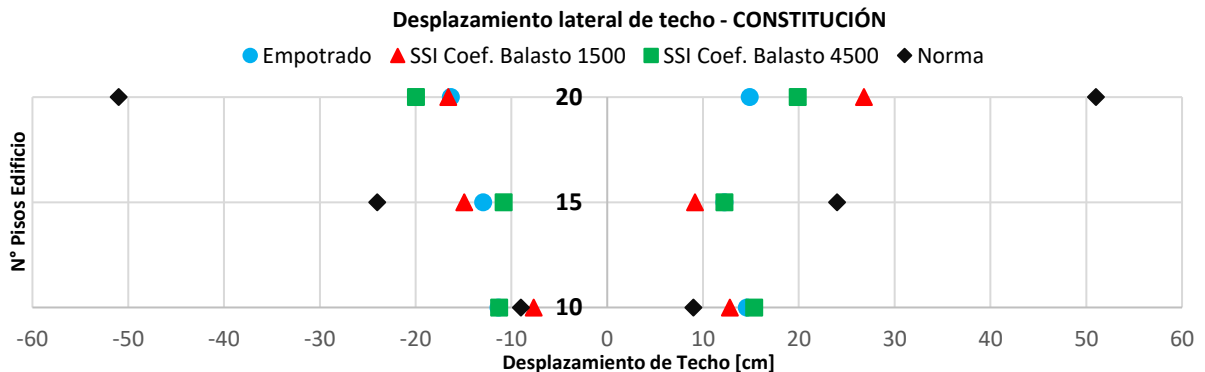


Figura 5.46 – Desplazamiento lateral del techo. Registro de aceleraciones Constitución.

Como se puede notar en la Figura 5.46, al comparar los desplazamientos laterales del techo de los modelos con SSI versus los modelos empotrados sometidos al registro sísmico de Constitución, las edificaciones de 10 y 20 pisos son perjudicados por la interacción suelo-estructura sufriendo un incremento de desplazamiento del techo. Sin embargo, la edificación de 15 pisos disminuye los desplazamientos de techo excepto en la dirección negativa de análisis.

Con el sismo de Constitución, las edificaciones de 15 y 20 pisos no superan los desplazamientos laterales de techo de diseño. Por otra parte, la edificación de 10 pisos sobrepasa dicho valor de diseño en todos los casos, excepto en la dirección negativa de análisis para el suelo con coeficiente de balasto 1500 [tonf/m³]. Siendo la edificación de 10 pisos la más afectada con el sismo de Constitución.

- **Sylmar**

Cuando los distintos modelos de las edificaciones empotradas y con SSI son sometidas al sismo registrado en Sylmar se obtienen los desplazamientos laterales de techo presentados en la Figura 5.47.

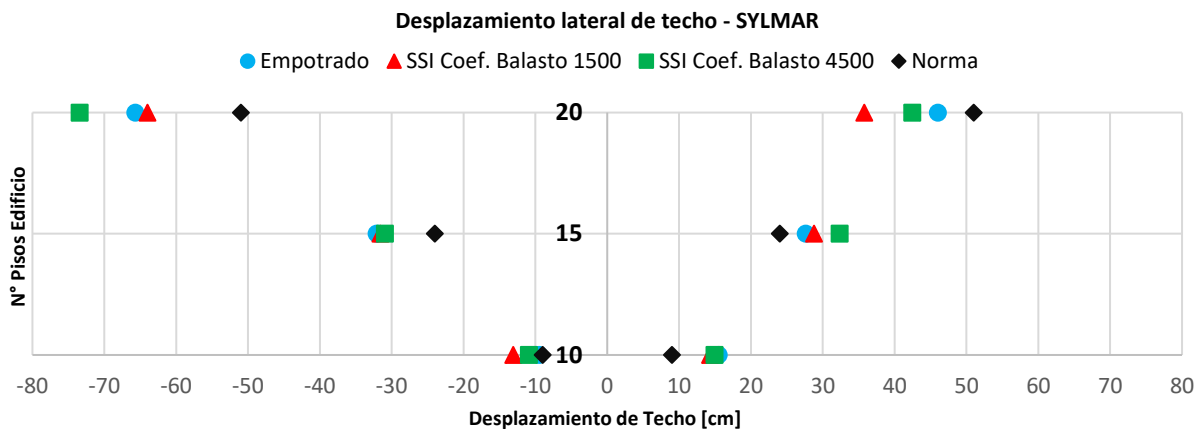


Figura 5.47 – Desplazamiento lateral del techo. Registro de aceleraciones Sylmar.

Como se puede apreciar en la Figura 5.47, el sismo de Sylmar sobrepasa el desplazamiento lateral de techo de diseño en las edificaciones de 10 y 15 pisos en ambos sentidos del movimiento en todos los modelos. Mientras que el edificio de 20 pisos sobrepasa dicho valor de diseño solo en el sentido negativo.

Con respecto a la comparación entre los modelos empotrados y los que incorporan SSI la edificación de 10 pisos no muestra grandes diferencias. Por otra parte, las edificaciones de 15 y 20 pisos presentan una singularidad evidente, al incluir la flexibilidad del suelo aumentan los desplazamientos laterales de techo en un sentido del movimiento y disminuyen en el otro. Esto se atribuye a las deformaciones que se inducen en el suelo y además a cómo se comportan los modelos con periodos más altos frente a la magnitud y forma del sismo registrado en Sylmar. Siendo las estructuras de 15 y 20 pisos las más afectadas por este registro sísmico.

## - Christchurch

Cuando los distintos modelos de las edificaciones empotradas y con SSI son sometidas al sismo registrado en la ciudad de Christchurch se obtienen los desplazamientos laterales de techo presentados en la Figura 5.48.

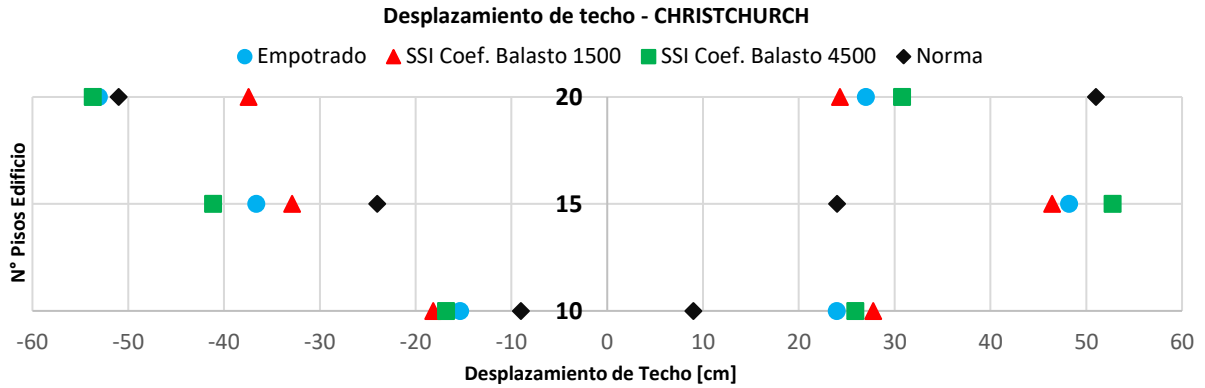


Figura 5.48 – Desplazamiento lateral del techo. Registro de aceleraciones Christchurch.

Según muestra la Figura 5.48, las edificaciones de 10 y 15 pisos superan los desplazamientos de techo de diseño en los modelos con base fija y con SSI al ser excitados con el sismo registrado en Christchurch. Mientras que, el edificio de 20 pisos sólo lo hace en el sentido negativo del movimiento para el modelo empotrado y con SSI de balasto 4500 [tonf/m<sup>3</sup>].

Con respecto a la comparación entre los modelos empotrados versus los modelos que incorporan la interacción suelo-estructura se puede notar que las tres edificaciones aumentan sus desplazamientos laterales de techo cuando se incorpora el suelo de 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] en el análisis. Por otra parte, la interacción con el suelo de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] aumenta el desplazamiento lateral de techo de la edificación de 10 pisos y disminuye los de las edificaciones de 15 y 20 pisos.

Al comparar los resultados de las tres edificaciones se puede notar que la edificación de 10 y 15 pisos son las más afectadas cuando son sometidas al registro de Christchurch.

## 5.4.2.- Demanda de curvatura

A continuación, se presentan la demanda de curvatura que deben resistir los muros de hormigón armado inducida por la deformación lateral máxima del techo de cada edificación en el sentido positivo y negativo del movimiento cuando son sometidas a los distintos eventos sísmicos. Cabe destacar que, en cada gráfica presentada en este capítulo se respeta la siguiente simbología:

- Demanda de curvatura de las distintas edificaciones con base empotrada.
- ▲ Demanda de curvatura de las distintas edificaciones con interacción suelo-estructura y un coeficiente de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>].
- Demanda de curvatura de las distintas edificaciones con interacción suelo-estructura y un coeficiente de balasto 4500 [tonf/m<sup>3</sup>].

### - Edificio de 10 pisos

En la siguiente figura se presenta la demanda de curvatura que induce cada registro sísmico en la edificación de 10 pisos cuando es modelada con base empotrada y con SSI con coeficientes de balasto de 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] y 4500 [tonf/m<sup>3</sup>].

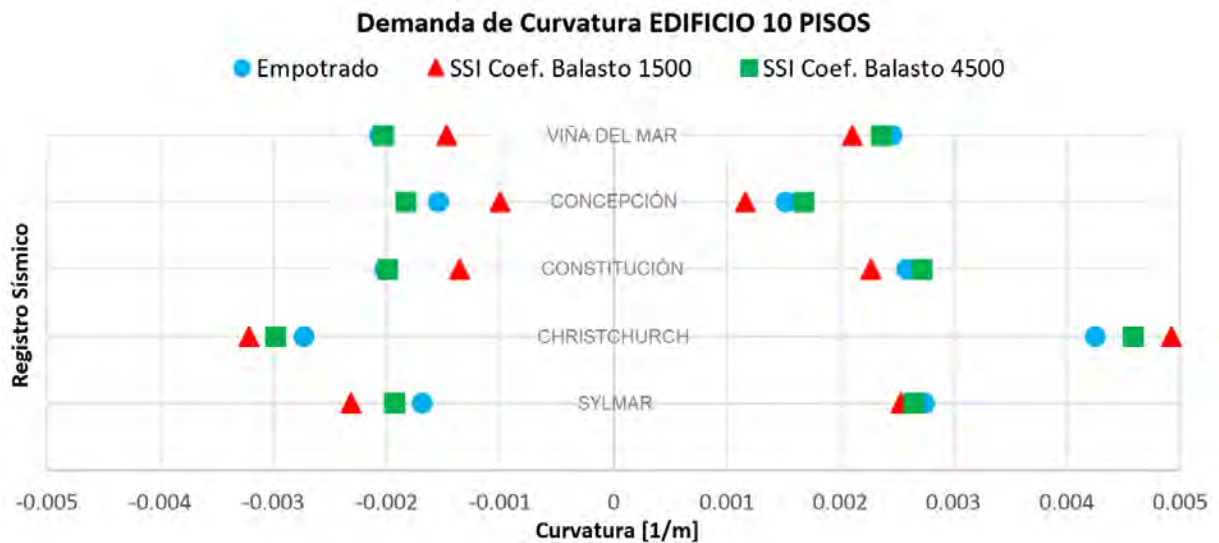


Figura 5.49 – Demandas de curvaturas generadas por los eventos sísmicos estudiados. Edificación de 10 pisos.

De la Figura 5.49 se puede notar que al comparar el modelo con SSI de coeficiente de balasto 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] versus el modelo empotrado, se aprecia un incremento en las demandas de curvatura en los registros de Sylmar, Christchurch, Concepción y Constitución. Mientras que para el sismo registrado en Viña del Mar se nota una leve disminución en la demanda de curvatura.

Al comparar el modelo con SSI de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] y el modelo empotrado, se puede apreciar un aumento en la demanda de curvatura en los sismos de Christchurch y Sylmar al incorporar la interacción con el suelo. Por otra parte, los sismos de Constitución, Concepción y Viña del Mar disminuyen sus demandas de curvatura al incorporar dicha interacción.

Si se comparan los resultados obtenidos entre ambos modelos de SSI con los distintos balastos, se aprecia que para los sismos de Viña del Mar, Concepción y Constitución disminuyen las demandas de curvatura cuando se tiene un menor balasto. Por el contrario, para los sismos registrados en Christchurch y en Sylmar aumentan las demandas de curvatura cuando se tiene un menor coeficiente de balasto.

En general, los sismos de Christchurch, Sylmar y Constitución son los que presentan las mayores demandas de curvatura en los muros del edificio de 10 pisos.

- **Edificio de 15 pisos**

A continuación, se presenta la demanda de curvatura que induce cada registro sísmico en la edificación de 15 pisos cuando es modelada con base empotrada y con SSI con coeficientes de balasto de 1500 [tonf/m³] y 4500 [tonf/m³].

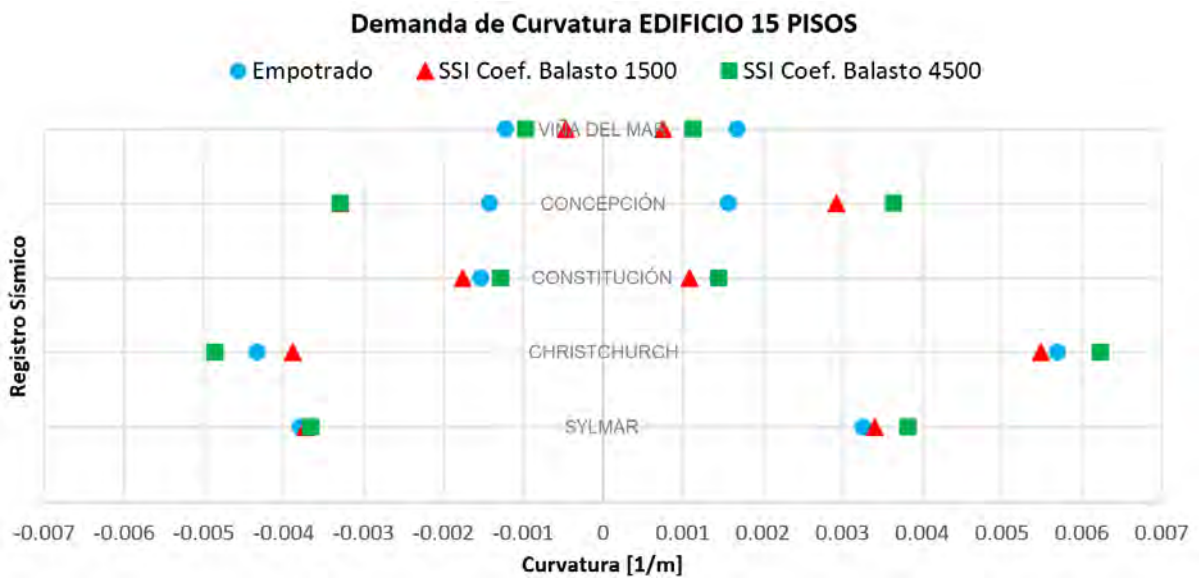


Figura 5.50 – Demandas de curvaturas generadas por los eventos sísmicos estudiados. Edificación de 15 pisos.

Según presenta la Figura 5.50, si se compara el modelo empotrado y el de SSI con coeficiente de balasto 4500 [tonf/m³] se nota que los sismos de Sylmar, Christchurch y Concepción aumentan sus demandas de curvatura al incorporar la interacción con el suelo, siendo este último el que se ve mas afectado con dicha interacción. Mientras que, en los sismos de Viña del Mar y Constitución se aprecia una disminución en las demandas de curvatura al incorporar el efecto del suelo.

Al comparar el modelo empotrado con el modelo con SSI de coeficiente de balasto 1500 [tonf/m³] se aprecia un aumento significativo de demanda de curvatura en el sismo de Concepción y en el sentido negativo del movimiento en el registro de Constitución. Por el contrario, en los sismos de Viña del Mar, y Christchurch se nota una clara disminución en la demanda de curvatura al incorporar dicho suelo.

Si se comparan los resultados entre ambos modelos de SSI con los distintos coeficientes de balasto se aprecia que en todos los sismos existe menores demandas de curvatura al tener un suelo de menor rigidez. Excepto en el sentido negativo del movimiento en el registro sísmico de Constitución.

En general, los registros de Christchurch y Sylmar son los que generan mayores demandas de curvatura en la edificación de 15 pisos.

- Edificio de 20 pisos

En la Figura 5.51 se presenta la demanda de curvatura que induce cada registro sísmico en la edificación de 20 pisos cuando es modelada con base empotrada y con SSI de coeficientes de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] y 4500 [tonf/m<sup>3</sup>].

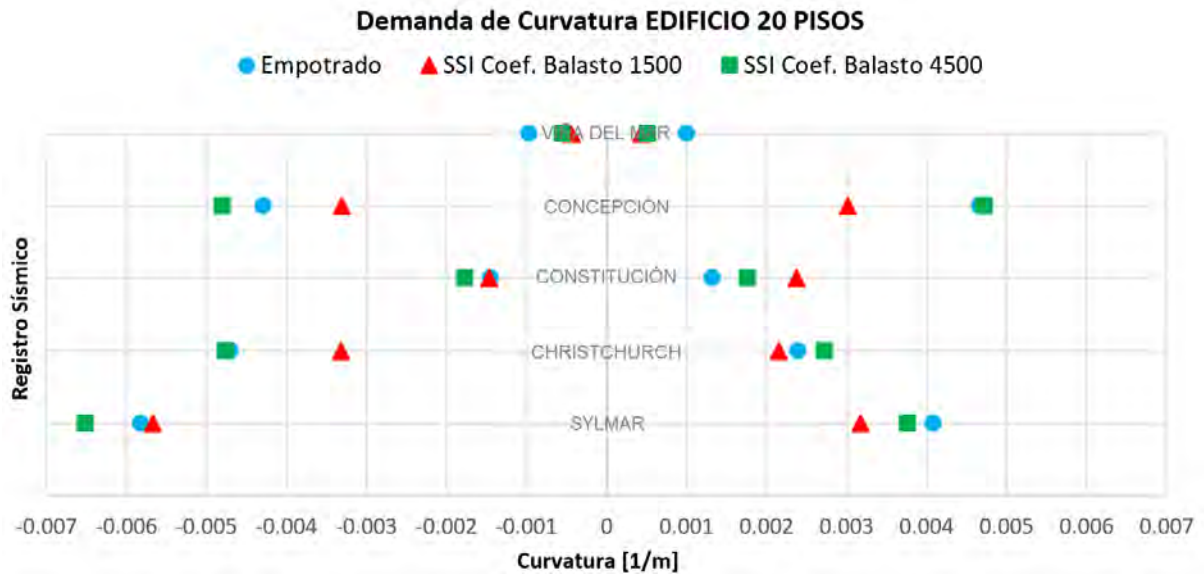


Figura 5.51 – Demandas de curvaturas generadas por los eventos sísmicos estudiados. Edificación de 20 pisos.

Como muestra la Figura 5.51, al realizar una comparación entre el modelo con SSI de coeficiente de balasto 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] y el modelo empotrado se aprecia un aumento en la demanda de curvatura al incorporar el efecto del suelo en los sismos registrados en Sylmar, Christchurch, Constitución y Concepción, mientras que, en Viña del Mar se nota una leve disminución.

Por otra parte, al comparar el modelo con SSI de coeficiente de balasto 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] y el modelo empotrado se aprecia un aumento en la demanda de curvatura al incorporar el efecto del suelo sólo en el sismo registrado en Constitución, los demás registros muestran una disminución en las demandas de curvatura al incorporar la flexibilidad del suelo en el análisis.

Si se comparan los resultados obtenidos entre ambos modelos de SSI con los distintos coeficientes de balasto, se puede notar que en todos los sismos existe una disminución en la demanda de curvatura al tener un menor valor de coeficiente de balasto, excepto en el sentido positivo del movimiento en el sismo registrado en Constitución.

En general los eventos sísmicos registrados en Concepción, Christchurch y Sylmar son los que generan mayores demandas de curvatura en los muros de la edificación de 20 pisos.

## Capítulo 6

### 6.- Conclusiones

En el presente trabajo se estudió el efecto de incorporar la interacción suelo-estructura en tres edificios de hormigón armado típicamente habitacionales de 10, 15 y 20 pisos al ser sometidos a distintos registros de aceleración sísmica. Se analizaron las formas de modelar dicha interacción con metodologías recurrentemente utilizadas en este tipo de investigaciones como la de Winkler, Pasternak y Vlazov-Leontiev. Se variaron los valores de coeficiente de balasto con la finalidad de entender la importancia del tipo de suelo en la respuesta de las distintas estructuras. Los resultados obtenidos de los análisis tiempo-historia de las diversas edificaciones empotradas y con SSI permiten deducir las siguientes conclusiones.

Como es esperable, al incorporar la interacción suelo-estructura en la modelación, se tiene un incremento en el periodo de vibración de las estructuras, dicho incremento depende principalmente del coeficiente de balasto del suelo y de la cantidad de pisos de cada edificación. La edificación de 10 pisos aumenta en un 20% su periodo de vibración al incluir un suelo de coeficiente de balasto 4500 [tonf/m<sup>3</sup>] en comparación al modelamiento empotrado, mientras que, al incorporar en el análisis un suelo más flexible de 1500 [tonf/m<sup>3</sup>] el periodo incrementa en un 54%. Por otra parte, la edificación de 20 pisos presenta un aumento del 41% cuando se sitúa sobre un suelo de coeficiente de balasto 4500 [tonf/m<sup>3</sup>], mientras que, con el suelo de menor balasto presenta un aumento del 86% en comparación al modelo de base fija. Dicho efecto de incremento en los periodos dependiendo de la altura de las edificaciones y del tipo de suelo es el mismo que se observó en diversas investigaciones similares que incluyen SSI [3-6-28]

La metodología de Winkler es apropiada para dimensionar las losas de fundación presentando resultados coherentes que permiten una correcta modelación, sin embargo, solo toma en cuenta el efecto del suelo directamente por debajo de la fundación ignorando el efecto del suelo circundante por lo que es incapaz de representar la continuidad en las deformaciones del terreno.

En el análisis de sensibilidad del suelo no se observaron mayores variaciones en el comportamiento estructural de las edificaciones cuando se modela el suelo con la metodología de Pasternak o con la de Vlazov-Leontiev, esto se esperaba, debido a que ambos modelos matemáticos del suelo tienen como parámetro fundamental la rigidez a cortante del suelo. Sin embargo, se observaron leves incrementos en los periodos de vibración con el modelamiento de Vlazov-Leontiev cercanos al 4% en la edificación más alta, lo cual no induce grandes diferencias en los esfuerzos solicitantes.

Se observó que la interacción suelo-estructura puede ser beneficiosa o perjudicial para las edificaciones dependiendo del periodo de vibración que alcancen al incorporar el efecto del suelo y principalmente de la naturaleza de cada registro de aceleración sísmica al igual que en estudios realizados en Bucharest, Rumania [10]. Dicha interacción es desfavorable cuando el efecto del suelo genera un aumento suficiente en el periodo de vibración que posiciona a la estructura en el rango más destructivo del sismo respectivo.

Como muestran los diagramas de esfuerzos de los muros obtenidos en el análisis, existe una redistribución de esfuerzos importante sobre todo en los primeros pisos cuando se incorpora la interacción con el suelo, más aún con el de menor coeficiente de balasto tal como presentaron las investigaciones de Askouni & Karabalis [1] y la de Asadi-Ghoozhdí & Attarnejad [5]. Esto se atribuye a que, al tener un terreno flexible, el movimiento de los muros induce giros en la base por lo que los elementos verticales de mayor rigidez toman la carga de los elementos con rigidez menor a través de una redistribución de fuerzas en la losa de fundación.

Producto de la flexibilidad del suelo y como las edificaciones fueron modeladas incorporando inelasticidad distribuida en la altura de los muros, en algunos casos se forman las primeras rótulas plásticas en el segundo piso y no en la base, a diferencia de la modelación empotrada.

El modelamiento con SSI efectuado en Ruaumoko2D presenta una irregularidad en los diagramas de momento y de corte, comenzando la vibración con un esfuerzo inicial distinto de 0 a diferencia del modelamiento empotrado. Esto depende de las condiciones de debilidad del suelo que debido a las cargas estáticas de cada edificación induce deformaciones y esfuerzos en la base, siendo más notorio este efecto en el edificio de mayor peso y en el suelo más blando al igual que resultados obtenidos en investigaciones similares como la de Zafarkhah & Dehkordi [7] y la de Patil y Joshi [8]. La revisión de los desplazamientos relativos entrepisos mostró que los primeros pisos son los más afectados por las condiciones de suelo débil. Así mismo, las curvas de histéresis obtenidas de los análisis de cada edificio con base empotrada y con SSI muestran que la interacción entre el suelo y la estructura desplaza la demanda de deformación en la base de los edificios en lugar de aumentarla al igual que los resultados obtenidos en estudios realizados en Turquía [3].

Cuando se incluye el efecto de la flexibilidad del suelo en la edificación de 20 pisos, los modos superiores de vibrar presentan un aumento considerable de esfuerzos en los pisos intermedios siendo incluso superiores a los esfuerzos en la base, lo cual se aprecia claramente en los diagramas.

Para el sismo registrado en Concepción, se apreciaron grandes aumentos en los desplazamientos de techo al incluir el efecto del suelo. Por lo que, se recomienda que para las edificaciones diseñadas convencionalmente con periodos entre 0.7 y 1.1 segundos, que estén situadas en un suelo tipo D como el existente en el centro de la Ciudad de Viña del Mar, las zonas de compresión sean reforzadas con elementos especiales de borde una longitud mayor, dicho aumento en la distancia de confinamiento tiene relación directa con las características del suelo.

Los modelos bidimensionales utilizados en este estudio son simplificados, de todos modos, son adecuados para describir el comportamiento de estructuras simétricas. Sin embargo, no incorporan el efecto de la torsión en el análisis y no consideran el estado eventual límite de la fundación cuando ésta se levanta, por lo que, se recomienda que en futuros trabajos de investigación donde se quiera estudiar la interacción suelo-estructura con más exactitud, podrían tenerse resultados más cercanos a la realidad mediante modelos constitutivos tridimensionales más sofisticados que permitan incluir dichos efectos.

## Referencias

- [1] Lopez A., Alvarez C.I y Villarreal E., “Migración de Fuentes Sísmicas a lo largo del Cinturón de Fuego del Pacífico”, Universidad Politécnica Salesiana, Ecuador, 2016.
- [2] Westenenk B., de la Llera J.C., Jünemann R., Hube M., Besa J.J., Lüders C., Inaudi J.A., Riddell R. y Jordán R., “Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the February 27, 2010, Chile earthquake”, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile, 2012.
- [3] Oz I, Senel S.M., Palanci M. y Kalkan A., “Effect of Soil-Structure Interaction on the Seismic Response of Existing Low and Mid-Rise RC Buildings”, *MDPI, Applied sciences*, 2020.
- [4] Jayalekshmi B.R. y Chinmayi H.K., “Soil–Structure Interaction Effect on Seismic Force Evaluation of RC Framed Buildings with Various Shapes of Shear Wall: As Per IS 1893 and IBC”, National Institute of Technology Karnataka, Surathkal, India, 2014.
- [5] Asadi-Ghoozhi H. y Attarnejad R., “The Effect of Nonlinear Soil–Structure Interaction on the Ductility and Strength Demands of Vertically Irregular Structures”, University of Tehran, Irán, 2020.
- [6] Echebba M., Boubel H., El Omari A., Rougui M., Chourak M., y Chehade F.H., “Analysis of the Second Order Effect of the SSI on the Building during a Seismic Load”, *MDPI, Infrastructures*, 2021.
- [7] Zafarkhah E. y Dehkordi M.R. “Evaluation and numerical simulation of soil type effects on seismic soil-structure interaction response of RC structures”, University of Tehran, Irán, 2017.
- [8] Patil U., Joshi V.P., Asati A. y Kabra N., “Seismic Response of a RC Framed Building with SSI”. *Helix Vol. 9*, 2019.
- [9] Mylonakis G. y Gazetas G., “Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental?”, *Journal of Earthquake Engineering, Vol. 4*, 2000.
- [10] Barnaure M. y Manoli D., “Unfavourable seismic behaviour of reinforced concrete structures due to soil structure interaction”, Technical University of Civil Engineering, Bucharest, Romania, 2019.
- [11] Gravett D. Z., Murlas C., Taljaard V., Bakas N., Markou G. y Papadrakakis M., “New fundamental period formulae for soil-reinforced concrete structures interaction using machine learning algorithms and ANNs”, University of Pretoria, South Africa, 2021.
- [12] Winkler E., “Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit (The Theory of Elasticity and Stiffness). H. Dominicus Prague”, Czechoslovakia, 1867.
- [13] Pasternak P.L., “On a New Method of Analysis of an Elastic Foundation by Means of Two Foundation Constants”, Gosudarstvennoe Izdatelstvo Literaturi po Stroitelstvu I Arkhitekture, Moscow, 1954.
- [14] Aristizábal-Ochoa J. D., “Estructuras de Vigas Sobre Suelos Elásticos de Rigidez Variable”. Universidad Nacional, Medellín, Colombia, 1987.

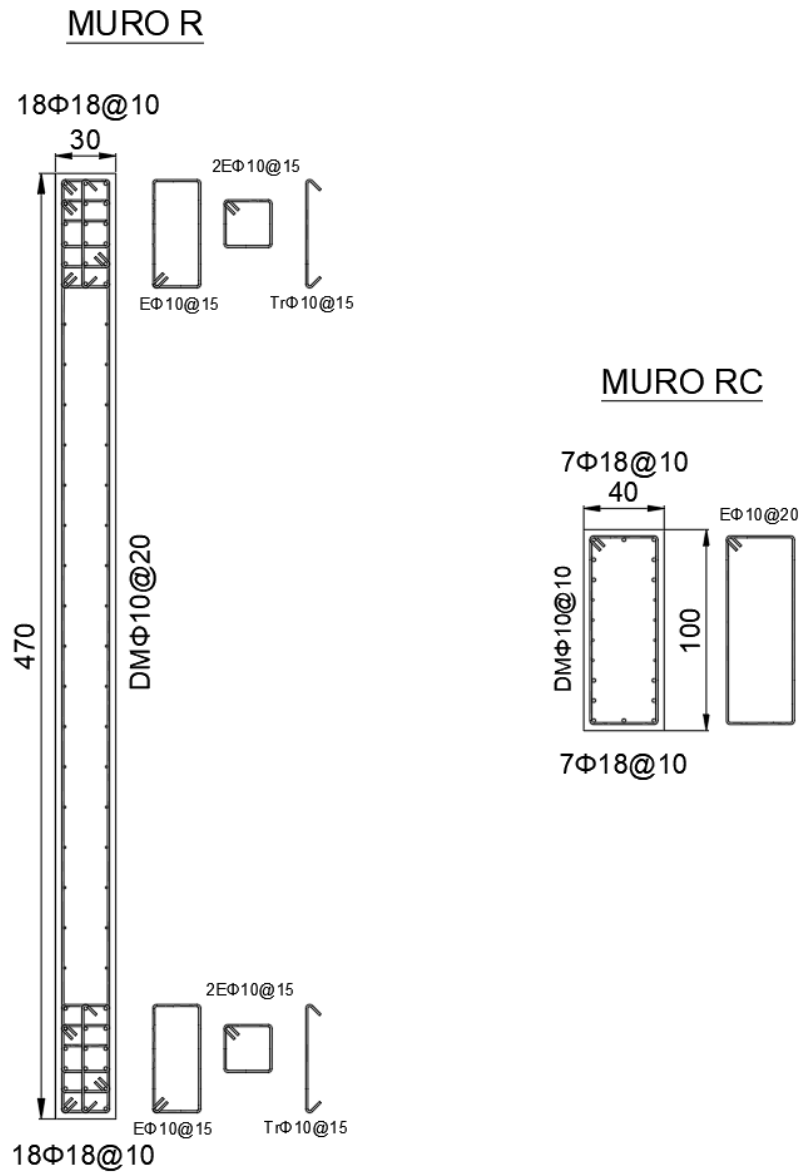
- [15] Carr A. J., "Ruaumoko 2D - Dynamic Analysis of 2 - Dimensional In-elastic Structures", University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2017.
- [16] Computer & Structures. Inc, "ETABS 16.2.1", 2016.
- [17] Instituto Nacional de Normalización (INN), "NCh433.Of1996 Mod.2009 - Diseño Sísmico de Edificios", Chile, 2009.
- [18] Instituto Nacional de Normalización (INN), "Decreto supremo N°61 - Aprueba Reglamento que Fija el Diseño Sísmico de Edificios que Deroga el Decreto N°117", Chile, 2011.
- [19] American Concrete Institute, "ACI 318-08 - Requisito de Reglamento para Concreto Estructural", 2008.
- [20] Instituto Nacional de Normalización (INN), "Decreto Supremo N°60 - Aprueba Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para Hormigón Armado y Deroga Decreto N°118", Chile 2011.
- [21] Instituto Nacional de Normalización (INN), "NCh3171.Of2010, Diseño Estructural - Disposiciones Generales y Combinaciones de Cargas", Chile, 2010.
- [22] Instituto Nacional de Normalización (INN), "NCh1537.Of2009, Diseño Estructural - Cargas Permanentes y Cargas de Uso", Chile, 2009.
- [23] Vildoso S., "Análisis del Comportamiento Estructural de un Edificio con Muros de Hormigón Armado Incorporando la Interacción de Suelo – Estructura". Universidad de Valparaíso, Chile, 2016.
- [24] Leoni A.J.; "Apuntes de Coeficiente de Balasto", Facultad de Ingeniería U.N.L.P., 2000.
- [25] Echezuría H., López I. y Cárdenas J., "Definición de Coeficiente de Balasto para el Diseño de Fundaciones", Y&V Ingeniería y Construcción.
- [26] Park R. & Paulay T., "Reinforced Concrete Structures. Universidad de Canterbury", 1988.
- [27] Morales A., Ceresa P. y Hube M., "Ductility and Shear Demands in Reinforced Concrete Buildings with Asymmetric Walls", Santiago, Chile, 2017.
- [28] Ghandil M., Behnamfar F. y Vafaeian M.; "Dynamic Responses of Structure Systems with an Extension of the Equivalent Linear Soil Modeling", Isfahan University of Technology, 2015.
- [29] Askouni P. K. y Karabalis D. L., "SSI influence on the seismic response of asymmetrical small, low-rise R/C buildings", University of Patras, Greece, 2021.

# Anexos

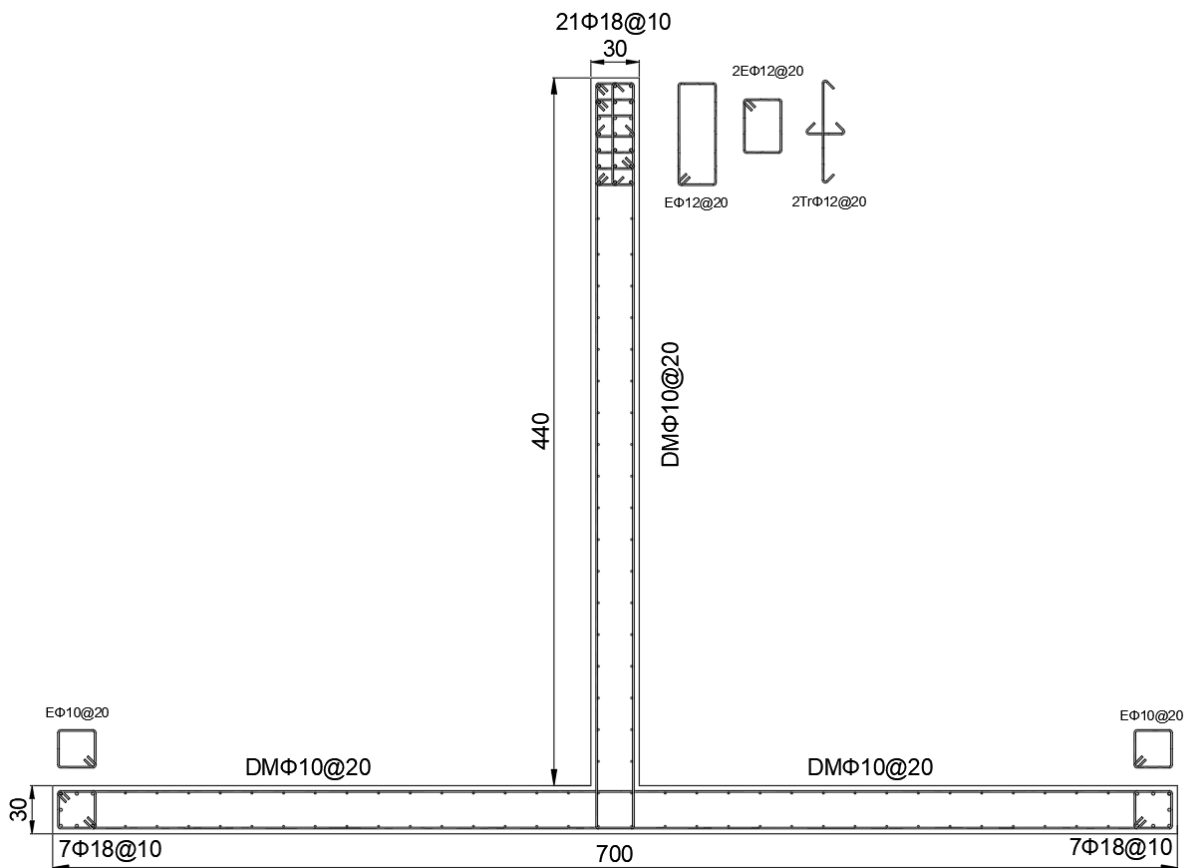
## Anexo 1: Planos estructurales muros

En el presente anexo se muestran los planos estructurales de los muros R, T, C y RC de cada edificación vistos en planta. En los cuales se detallan los refuerzos longitudinales y transversales considerados. Cabe destacar que, las dimensiones de cada muro se muestran en centímetros.

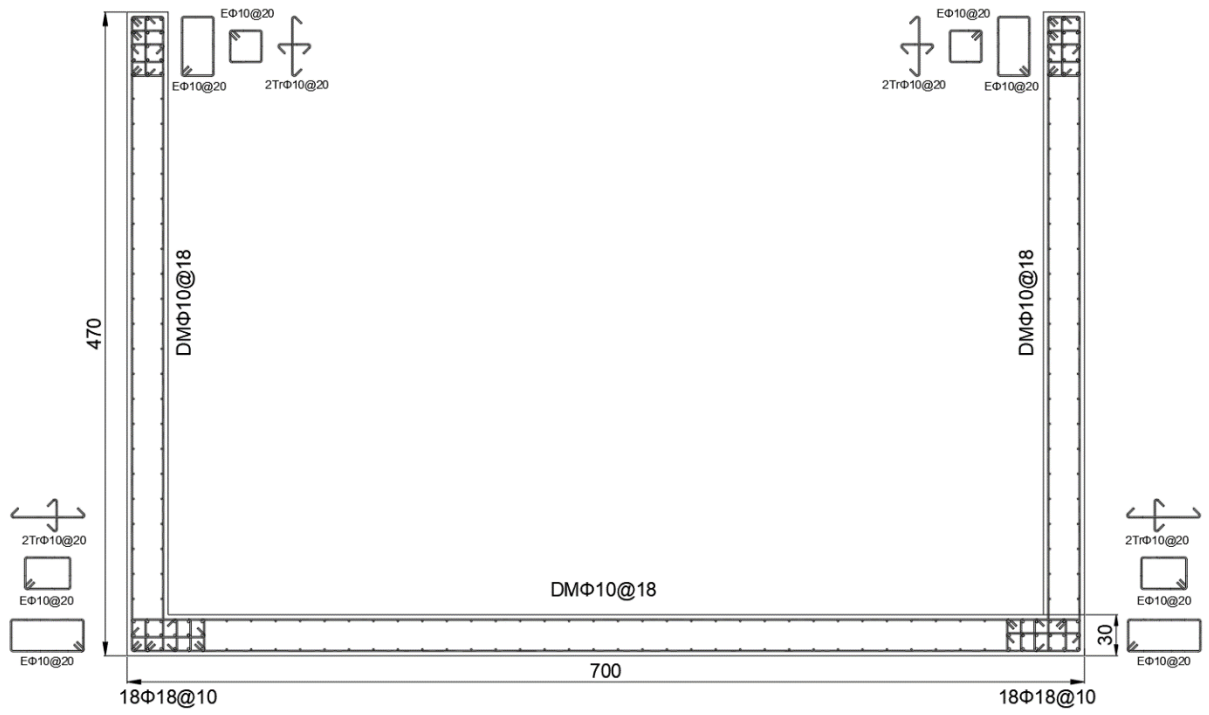
### Anexo 1.1: Edificio de 10 pisos



MURO T

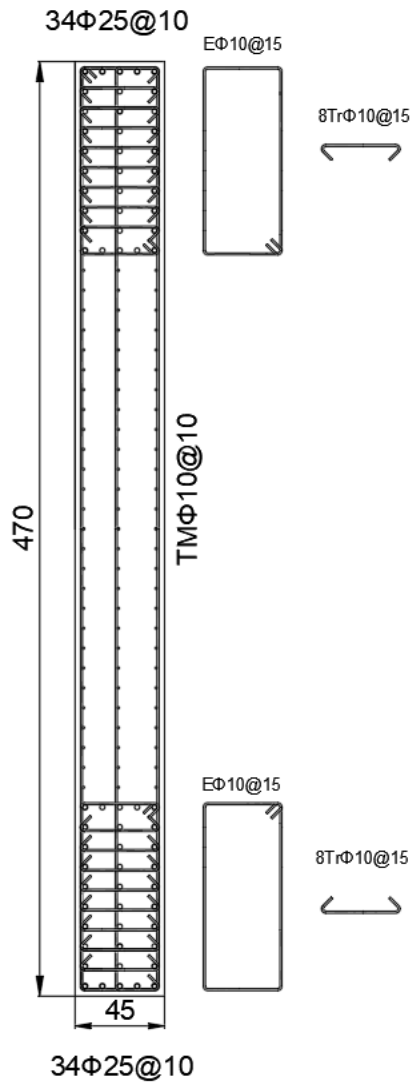


MURO C

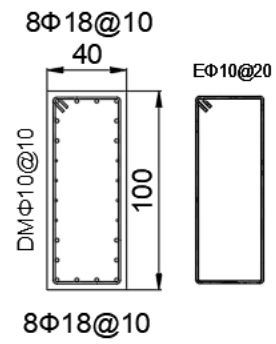


## Anexo 1.2: Edificio de 15 pisos

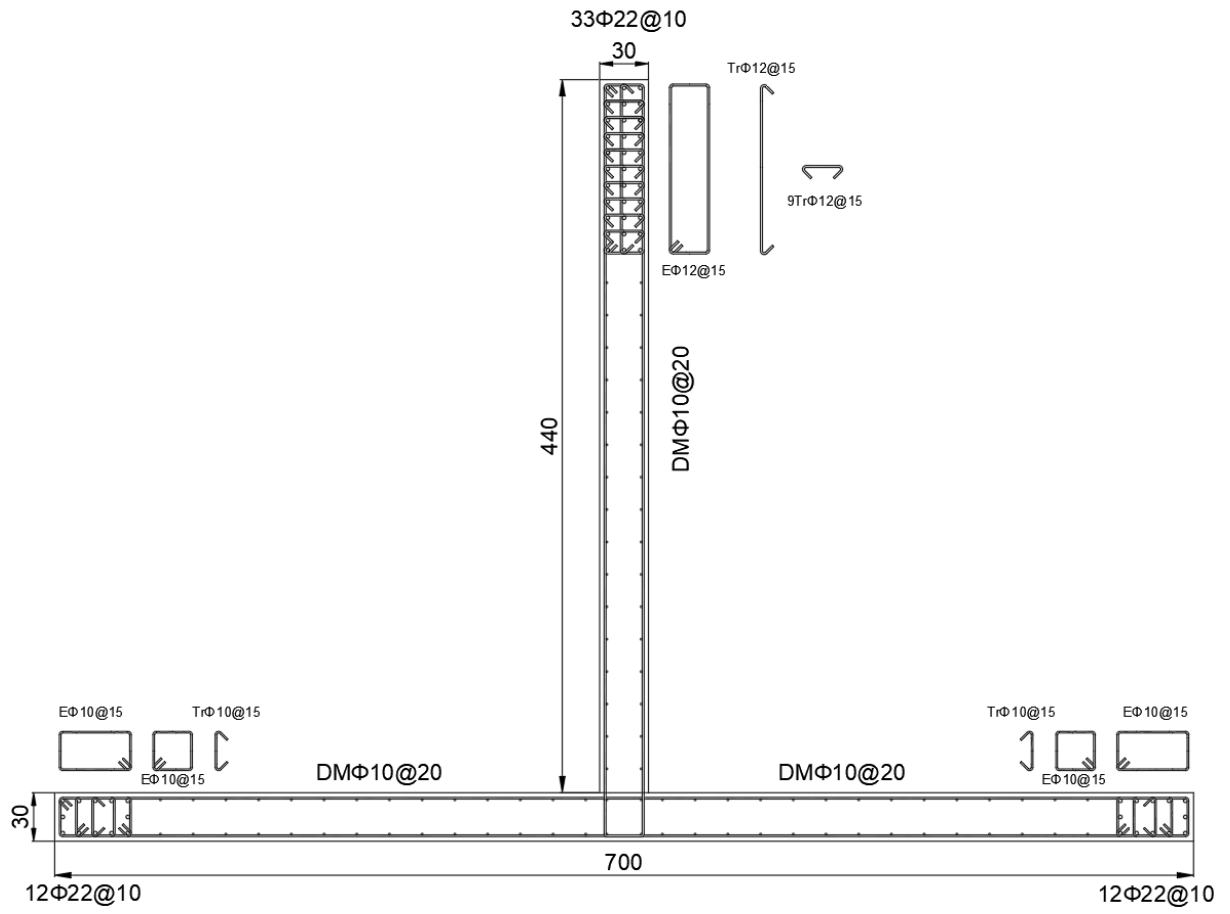
### MURO R



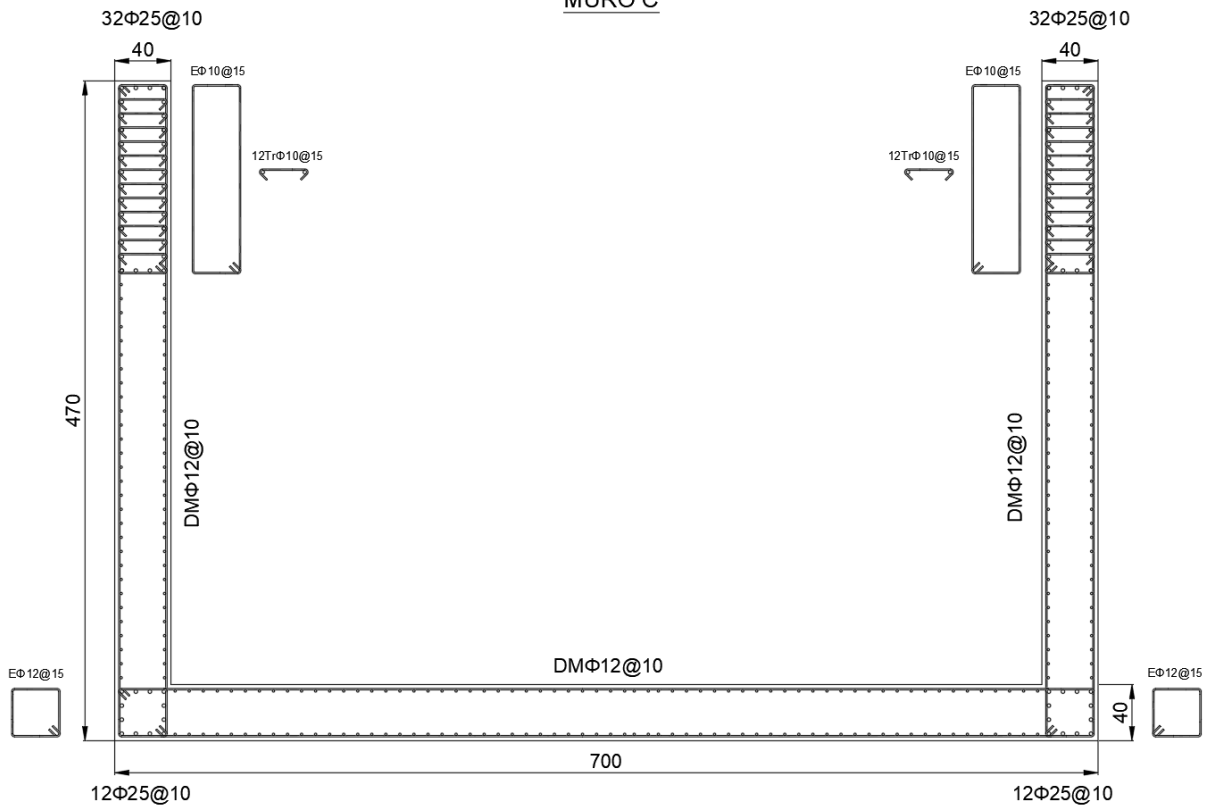
### MURO RC



MURO T

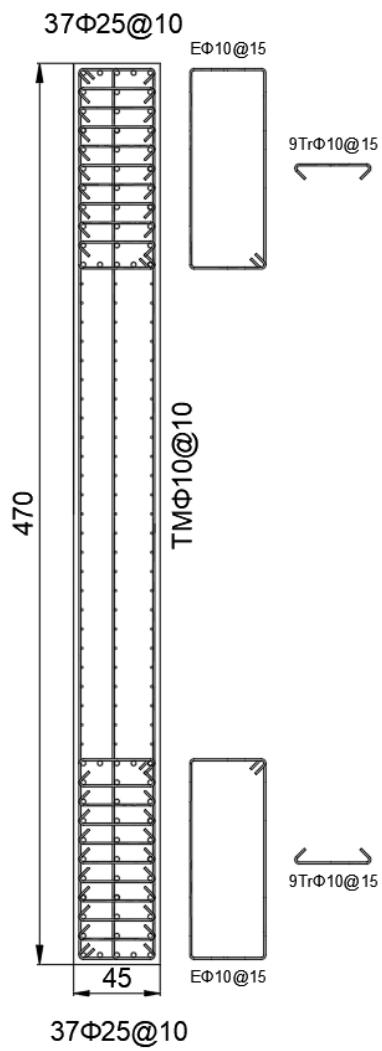


MURO C

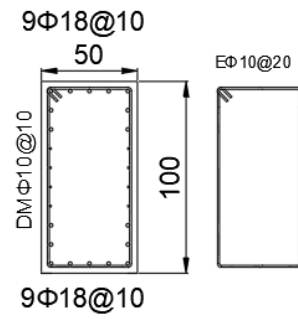


# Anexo 1.3: Edificio de 20 pisos

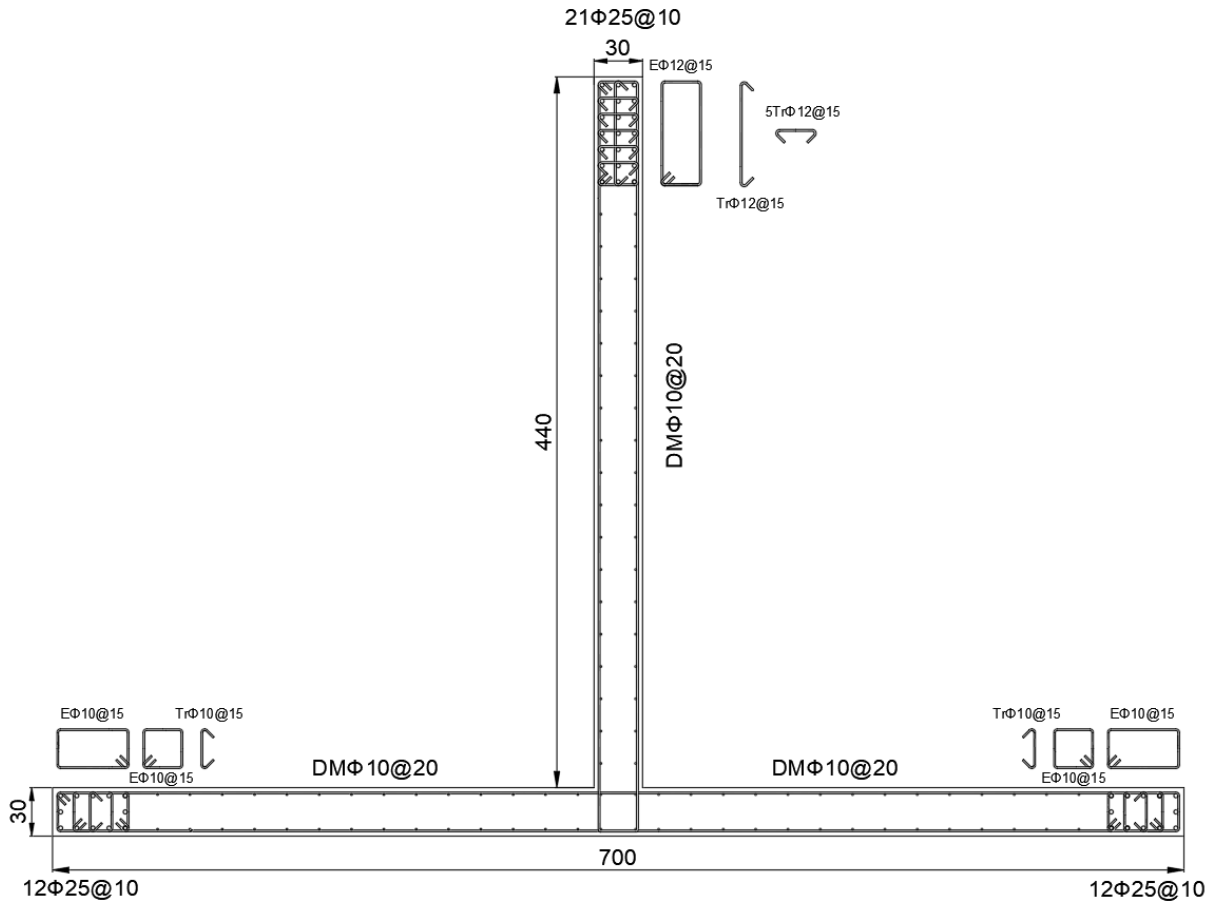
## MURO R



## MURO RC



MURO T



MURO C

