

T
V699a
2016



UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Reg. 104634

“Análisis del Comportamiento Estructural de un Edificio
con Muros de Hormigón Armado Incorporando la
Interacción de Suelo - Estructura”



Por

Salvador Antonio Vildoso Alarcón

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.

Agosto, 2016

Agradecimientos

Agradezco a mi familia y amigos por darme un apoyo inconmensurable.

Agradezco al Profesor Juan Carlos González Blacud por su constante entrega en este proceso.

Índice

Índice	2
Índice figuras	5
Índice tablas	8
Capítulo I	9
1. Descripción del trabajo	9
1.1. Introducción	9
1.2. Objetivo General	11
1.3. Objetivo Específicos	11
1.4. Alcances	12
1.5. Metodología	13
Capítulo II	14
2. Antecedentes	14
2.1. Descripción de la estructura	14
2.2. Descripción de materiales	17
2.2.1. Hormigón	17
2.2.2. Armadura de refuerzo	18
2.3. Características del suelo de fundación	19
2.3.1. Determinación de parámetros de suelo	19
2.3.2. Clasificación sísmica del suelo	21
2.3.3. Deformaciones del suelo	21
2.3.4. Capacidad de soporte admisible	22
2.3.5. Coeficiente de balasto	22
2.3.6. Rigidez relativa terreno y estructura	23
2.4. Modelos de cálculo para la interacción del suelo y fundación	25
2.4.1. Modelo de Winkler	25
2.4.2. Modelo de Pasternak	26
2.4.3. Modelo de Vlazov-Leontiev	28
Capítulo III	30
3. Análisis y diseño de la estructura	30
3.1. Características de la estructura	30
3.1.1. Modelo de la estructura	30
3.1.2. Dimensiones elementos estructurales	31
3.2. Cargas y solicitaciones de diseño	31
3.2.1. Cargas gravitacionales	31

3.2.2.	Cargas sísmicas.....	32
3.2.3.	Combinaciones de carga.....	32
3.2.4.	Espectro de diseño según NCh 433 Of96 Mod. 2009 y DS N°61.	33
3.3.	Modelo análisis lineal elástico.....	34
3.4.	Resultados de los análisis.....	35
3.4.1.	Peso del edificio	35
3.4.2.	Períodos y masas equivalentes por modo.....	35
3.4.3.	Esfuerzo de corte basal.....	36
3.4.4.	Desplazamiento relativo entrepisos	37
3.4.5.	Desplazamiento lateral del techo	38
3.4.6.	Estimación de la curvatura última	39
3.5.	Diseño de elementos estructurales	39
3.5.1.	Diseño de vigas	40
3.5.1.1.	Resistencia a flexión	40
3.5.1.2.	Resistencia a corte.....	41
3.5.2.	Diseño de muros	42
3.5.2.1.	Resistencia a flexo-compresión	42
3.5.2.2.	Capacidad de deformación	50
3.5.2.3.	Resistencia a corte.....	56
3.5.3.	Diseño de losas.....	57
3.5.4.	Diseño de fundación.....	57
3.5.4.1.	Tensiones admisibles del suelo	57
3.5.4.2.	Resistencia a momento.....	59
3.5.4.3.	Resistencia a corte.....	59
Capítulo IV.....		60
4.	Análisis de sensibilidad incorporando la interacción del suelo - estructura.....	60
4.1.	Análisis lineal elástico incorporando la interacción suelo - estructura.....	60
4.2.	Análisis dinámico tiempo historia	61
4.2.1.	Modelo no lineal	62
4.2.2.	Modelación de la estructura	63
4.2.3.	Superficies de fluencia	63
4.2.4.	Regla de histéresis.....	64
4.3.	Registro de aceleraciones.....	66
4.3.1.	Viña del Mar	67
4.3.2.	Concepción.....	67
4.3.3.	Constitución.....	68

Capítulo V.....	69
5. Análisis de resultados	69
5.1. Comparación del modelo elástico incorporando el efecto suelo-estructura	69
5.1.1. Modos de vibrar.....	70
5.1.2. Desplazamientos.....	70
5.1.2.1. Desplazamientos máximos absolutos	70
5.1.2.2. Desplazamientos relativos entrepiso (Drift)	72
5.1.3. Diagramas de corte.....	73
5.1.4. Diagramas de momento.....	76
5.1.5. Fundación.....	78
5.1.5.1. Asentamientos.....	78
5.1.5.2. Volcamiento.....	79
5.2. Análisis sensibilidad de los modelos analíticos del suelo	80
5.2.1. Desplazamientos.....	80
5.2.1.1. Desplazamientos máximos absolutos	80
5.2.1.2. Desplazamientos relativo entrepiso	81
5.2.2. Diagramas de corte.....	82
5.2.3. Diagramas de momento.....	83
5.3. Respuesta de la estructura utilizando un análisis no lineal	85
5.3.1. Modos de vibrar.....	85
5.3.2. Desplazamientos.....	86
5.3.2.1. Desplazamientos máximos absolutos	86
5.3.2.2. Desplazamientos relativos entrepiso (Drift)	88
5.3.3. Demandas de ductilidad.....	91
5.3.4. Diagramas de corte.....	100
5.3.5. Diagramas de momento.....	105
5.3.6. Fundaciones.....	110
5.3.6.1. Asentamientos.....	110
5.3.6.2. Volcamiento.....	113
5.3.6.3. Corte en la losa	115
5.3.7. Análisis del comportamiento del suelo.....	116
Capítulo VI.....	117
6. Conclusiones	117
Referencias	119

Índice figuras

Figura 1.1 – Curva presión-asentamiento – para la obtención del módulo de reacción del suelo. [2].	10
Figura 2.1 – Planta esquemática edificio Ruos Oriente (comuna de Quilpué).	14
Figura 2.2 – Planta esquemática edificio Habana (Recreo).	15
Figura 2.3 – Planta esquemática edificio Alto Reñaca (Alto Reñaca).	15
Figura 2.4 – Planta esquemática edificio Kandinsky (Concón).	16
Figura 2.5 – Planta geométrica del edificio.	16
Figura 2.6 – Curva esfuerzo – deformación del hormigón no confinado.	18
Figura 2.7 – Curva esfuerzo – deformación idealizada del acero A63-42H.	19
Figura 2.8 – Mapa de suelos arenosos para la ciudad de Viña del Mar. [10].	21
Figura 2.9 – Distribución de presiones en cimentaciones flexibles y rígidas. [14]	24
Figura 2.10 – Distribución de presiones en fundaciones rígidas sobre arcilla y arena. [14].	24
Figura 2.11 – Deflexión elástica del suelo bajo carga uniforme. [11].	25
Figura 2.12 – Modelo de Winkler - a) Placa flexible sometida a una carga uniforme, b) Placa rígida sometida a una carga concentrada.	26
Figura 2.13 – Modelo de Pasternak – a) Modelo básico, b) tensiones en la capa cortante, c) fuerzas actuando en la capa cortante. [16].	26
Figura 2.14 – Modelo de Vlazov – tensiones en una capa elástica unitaria. Fuente [16].	28
Figura 3.1 – Render de la estructura.	30
Figura 3.2 – Espectro elástico de diseño.	34
Figura 3.3 – Figura tridimensional sin fundación.	34
Figura 3.4 – Planta estructural.	35
Figura 3.5 – Desplazamiento relativo entrepisos – Análisis modal espectral.	37
Figura 3.6 – Desplazamiento lateral de techo – Análisis modal espectral.	38
Figura 3.7 – Identificación de elementos a diseñar.	40
Figura 3.8 – Factor de reducción para el diseño a flexo compresión.	41
Figura 3.9 – Resumen disposición de la armadura viga 1 y 2.	42
Figura 3.10 – Diagramas de Solicitaciones Muro "R" – a) Carga Axial b) Corte c) Momento.	43
Figura 3.11 – Diagrama de interacción Ed. Tradicional muro "R" dirección Y-Y.	44
Figura 3.12 – Diagramas de Solicitaciones Muro "T" – a) Carga Axial b) Corte c) Momento.	45
Figura 3.13 – Diagrama de interacción Ed. Tradicional muro "T" dirección X-X.	45
Figura 3.14 – Diagrama de interacción Ed. Tradicional muro "T" dirección Y-Y.	46
Figura 3.15 – Diagramas de Solicitaciones Muro "C" – a) Carga Axial b) Corte c) Momento.	47
Figura 3.16 – Diagrama de interacción Ed. Tradicional muro "C" dirección X-X.	47
Figura 3.17 – Diagrama de interacción Ed. Tradicional muro "C" dirección Y-Y.	48
Figura 3.18 – Diagramas de Solicitaciones Muro "RP" – a) Carga Axial b) Corte c) Momento.	49
Figura 3.19 – Diagrama de interacción Ed. Tradicional muro "RP" dirección Y-Y.	49
Figura 3.20 – Momento Curvatura Ed. Tradicional muro "R" dirección Y-Y.	51
Figura 3.21 – Momento Curvatura Ed. Tradicional muro "T" dirección Y-Y.	51
Figura 3.22 – Momento Curvatura Ed. Tradicional muro "T" dirección X-X.	51
Figura 3.23 – Momento Curvatura Ed. Tradicional muro "C" dirección Y-Y.	52
Figura 3.24 – Momento Curvatura Ed. Tradicional muro "C" dirección X-X.	52
Figura 3.25 – Momento Curvatura Ed. Tradicional muro "RP" dirección Y-Y.	53
Figura 3.26 – Disposición armadura Ed. Tradicional muro "R".	54
Figura 3.27 – Disposición armadura Ed. Tradicional muro "T".	54
Figura 3.28 – Disposición armadura Ed. Tradicional muro "C".	55
Figura 3.29 – Disposición armadura Ed. Tradicional muro "RP".	55

Figura 3.30 –Diagrama de tensiones estáticas del suelo en direcciones X e Y.	57
Figura 3.31 –Diagrama de tensiones dinámicas del suelo en la dirección X	58
Figura 3.32 –Diagrama de tensiones dinámicas del suelo en la dirección Y.	58
Figura 3.33 –Detalle armadura al corte para la fundación.	59
Figura 4.1 –Modelos espacial de edificio	61
Figura 4.2 –Elemento de suelo tipo resorte. [23]	62
Figura 4.3 – Ejemplo representación de elemento de suelo tipo resorte.	63
Figura 4.4 –Modelo para vigas de una componente de Giberson.	64
Figura 4.5 –Superficie Cuadrática de fluencia	64
Figura 4.6 –Histéresis Bilineal de Takeda Modificado	65
Figura 4.7 –Histéresis Trilineal con degradación de SINA.	66
Figura 4.8 –Registro de aceleraciones – Viña del Mar 2010, componente E-W.	67
Figura 4.9 –Registro de aceleraciones – Concepción 2010, componente L.	67
Figura 4.10 –Registro de aceleraciones – Constitución 2010, componente L.	68
Figura 5.1 – Elementos escogidos para el análisis.	69
Figura 5.2 – Desplazamientos máximos absolutos - Dirección X e Y respectivamente.	71
Figura 5.3 – Desplazamiento relativo entrepiso - Dirección X e Y respectivamente.	72
Figura 5.4 – Representación de la deformación elástica incorporando la interacción suelo-estructura.	73
Figura 5.5 – Diagrama de corte Muro "R" – Dirección Y.	74
Figura 5.6 – Diagrama de corte Muro "T" - Dirección X e Y respectivamente.	75
Figura 5.7 – Diagrama de corte Muro "C" - Dirección X e Y respectivamente.	75
Figura 5.8 – Efecto de transmisión de esfuerzos por corte dado por la doble curvatura.	75
Figura 5.9 – Diagrama de momento Muro "R" – Dirección Y.	76
Figura 5.10 – Diagrama de momento Muro "T" - Dirección X e Y respectivamente.	77
Figura 5.11 – Diagrama de momento Muro "C" - Dirección X e Y respectivamente.	77
Figura 5.12 – Ubicación de los Nodos analizados.	78
Figura 5.13 – Análisis de sensibilidad de suelo - Desplazamiento máximo absoluto.	80
Figura 5.14 – Análisis de sensibilidad de suelo - Desplazamiento relativo entrepiso.	81
Figura 5.15 – Diagrama de corte Muros "R" – Registro Concepción.	82
Figura 5.16 – Diagrama de corte Muros "T" – Registro Concepción.	82
Figura 5.17 – Diagrama de corte Muro "C" – Registro Concepción.	83
Figura 5.18 – Diagrama de momento Muros "R" – Registro Concepción.	83
Figura 5.19 – Diagrama de momento Muros "T" – Registro Concepción.	84
Figura 5.20 – Diagrama de momento Muro "C" – Registro Concepción.	84
Figura 5.21 – Desplazamiento máximo absoluto – Registro Viña del Mar.	86
Figura 5.22 – Desplazamiento máximo absoluto – Registro Concepción.	87
Figura 5.23 – Desplazamiento máximo absoluto – Registro Constitución.	87
Figura 5.24 – Desplazamiento relativo entrepiso – Registro Viña del Mar.	88
Figura 5.25 – Desplazamiento relativo entrepiso – Registro Concepción.	89
Figura 5.26 – Desplazamiento relativo entrepiso – Registro Constitución.	89
Figura 5.27 – Representación deformación inelástica incorporando la interacción suelo-estructura.	90
Figura 5.28 – Curva de histéresis Muros "R" – Registro Viña del Mar.	91
Figura 5.29 – Curva de histéresis Muro "T" – Registro Viña del Mar.	92
Figura 5.30 – Curva de histéresis Muro "C" – Registro Viña del Mar.	92
Figura 5.31 – Curva de histéresis Muros "R" – Registro Concepción.	93
Figura 5.32 – Curva de histéresis Muros "T" – Registro Concepción.	93
Figura 5.33 – Curva de histéresis Muro "C" – Registro Concepción.	94
Figura 5.34 – Curva de histéresis Muros "R" – Registro Constitución.	94
Figura 5.35 – Curva de histéresis Muros "T" – Registro Constitución.	95

Figura 5.36 – Curva de histéresis Muro “C” – Registro Constitución.	95
Figura 5.37 – Curva de histéresis Viga V1– Registro Viña del Mar.	96
Figura 5.38 – Curva de histéresis Viga V1 – Registro Concepción.	96
Figura 5.39 – Curva de histéresis Viga V1 – Registro Constitución.	97
Figura 5.40 – Curva de histéresis Muros “R” – Edificio Empotrado.	98
Figura 5.41 – Curva de histéresis Muros “T” – Edificio Empotrado.	98
Figura 5.42 – Curva de histéresis Muro “C” – Edificio Empotrado.	99
Figura 5.43 – Curva de histéresis Viga V1 – Edificio Empotrado.	99
Figura 5.44 – Diagrama de corte Muros “R” – Registro Viña del Mar.	100
Figura 5.45 – Diagrama de corte Muros “T” – Registro Viña del Mar.	101
Figura 5.46 – Diagrama de corte Muro “C” – Registro Viña del Mar.	101
Figura 5.47 – Diagrama de corte Muros “R” – Registro Concepción.	102
Figura 5.48 – Diagrama de corte Muros “T” – Registro Concepción.	102
Figura 5.49 – Diagrama de corte Muro “C” – Registro Concepción.	103
Figura 5.50 – Diagrama de corte Muros “R” – Registro Constitución.	103
Figura 5.51 – Diagrama de corte Muros “T” – Registro Constitución.	104
Figura 5.52 – Diagrama de corte Muro “C” – Registro Constitución.	104
Figura 5.53 – Diagrama de momento Muros “R” – Registro Viña del Mar.	105
Figura 5.54 – Diagrama de momento Muros “T” – Registro Viña del Mar.	105
Figura 5.55 – Diagrama de momento Muro “C” – Registro Viña del Mar.	106
Figura 5.56 – Diagrama de momento Muros “R” – Registro Concepción.	106
Figura 5.57 – Diagrama de momento Muros “T” – Registro Concepción.	107
Figura 5.58 – Diagrama de momento Muro “C” – Registro Concepción.	107
Figura 5.59 – Diagrama de momento Muros “R” – Registro Constitución.	108
Figura 5.60 – Diagrama de momento Muros “T” – Registro Constitución.	108
Figura 5.61 – Diagrama de momento Muro “C” – Registro Constitución.	109
Figura 5.62 – Espectro de respuesta amortiguamiento 5% – Registro de Concepción.	110
Figura 5.63 – Desplazamiento Nodo Centro – Registro Viña del Mar.	110
Figura 5.64 – Desplazamiento Nodo Borde – Registro Viña del Mar.	111
Figura 5.65 – Desplazamiento Nodo Centro – Registro Concepción.	111
Figura 5.66 – Desplazamiento Nodo Borde – Registro Concepción.	111
Figura 5.67 – Desplazamiento Nodo Centro – Registro Constitución.	112
Figura 5.68 – Desplazamiento Nodo Borde – Registro Constitución.	112
Figura 5.69 – Definición de elementos estructurales.	114
Figura 5.70 – Resultados de ensayos con placa carga vertical centrada en arena. Adaptado [26].	116

Índice tablas

Tabla 2.1 – Superficies geométricas.....	17
Tabla 2.2 – Propiedades del hormigón.....	17
Tabla 2.3 – Propiedades del acero.....	18
Tabla 2.4 – Resumen propiedades resistentes del suelo.....	20
Tabla 2.5 – Criterios tradicionales sobre asientos admisibles.....	21
Tabla 2.6 – Límites de seguridad para la desviación angular.....	22
Tabla 2.7 – Rangos aproximados para el coeficiente de balasto estáticos.....	23
Tabla 3.1 – Dimensión de vigas.....	31
Tabla 3.2 – Dimensión de muros.....	31
Tabla 3.3 – Cargas gravitacionales.....	31
Tabla 3.4 – Parámetros resistentes del suelo.....	32
Tabla 3.5 – Parámetros resistentes de la estructura.....	32
Tabla 3.6 – Combinaciones de carga por resistencia.....	32
Tabla 3.7 – Combinaciones de carga por tensión admisible.....	33
Tabla 3.8 – Estados de cargas del edificio.....	35
Tabla 3.9 – Períodos y masas equivalentes por modo.....	35
Tabla 3.10 – Límites corte mínimo y máximo.....	36
Tabla 3.11 – Parámetros relacionados con el corte sísmico.....	37
Tabla 3.12 – Desplazamiento lateral de techo estructura tradicional.....	39
Tabla 3.13 – Resumen de armadura viga 1 y 2.....	42
Tabla 3.14 – Requerimientos de curvatura.....	53
Tabla 3.15 – Resumen para el diseño al corte.....	56
Tabla 3.16 – Resumen para el diseño de losas entrepiso.....	57
Tabla 3.17 – Resumen para la armadura de diseño.....	59
Tabla 4.1 – Resumen metodologías de análisis para la estructura y el suelo.....	60
Tabla 5.1 – Modo fundamental de vibrar para los distintos balastos.....	70
Tabla 5.2 – Resumen desplazamiento máximo absoluto.....	71
Tabla 5.3 – Resumen desplazamiento relativo entrepiso (drift).....	72
Tabla 5.4 – Asentamientos en los Nodos – Edificio convencional.....	78
Tabla 5.5 – Distorsión angular edificio convencional.....	79
Tabla 5.6 – Análisis de seguridad al volcamiento – Edificio convencional.....	79
Tabla 5.7 – Modo fundamental de vibrar caso no lineal.....	85
Tabla 5.8 – Resumen desplazamiento máximo absoluto.....	88
Tabla 5.9 – Resumen desplazamiento relativo entrepiso máximo.....	90
Tabla 5.10 – Resumen de demanda de ductilidad en elementos estructurales.....	97
Tabla 5.11 – Resumen de demanda de curvatura en elementos estructurales.....	100
Tabla 5.12 – Asentamientos en los nodos - análisis no lineal.....	113
Tabla 5.13 – Desviación angular y condición estructural de los elementos. [12].....	113
Tabla 5.14 – Análisis de seguridad al volcamiento – análisis no lineal.....	114
Tabla 5.15 – Elementos que incursionan en el rango no lineal.....	115
Tabla 5.16 – Resumen esfuerzo de corte en la fundación.....	115

Capítulo I

1. Descripción del trabajo

1.1. Introducción

La respuesta sísmica de la estructura está profundamente relacionada a la forma como los movimientos sísmicos del terreno afectan a la estructura a través de su fundación. Las características dinámicas del suelo dependen principalmente de la rigidez del suelo, la disposición de la fundación y el sistema estructural de la edificación.

El proceso de diseño convencional de una edificación comienza por el análisis y el cálculo dinámico de la estructura, que en general se encuentra empotrada o fija a la fundación, es decir, en un material indeformable. Posteriormente, obtenidas las solicitaciones que se transmiten de la estructura a la fundación, se procede con su dimensionamiento, comprobando que las tensiones y deformaciones transmitidas al suelo estén dentro de lo admisible. La realidad es que ni el cálculo de las fuerzas internas ni de los asentamientos de la estructura está hecho bajo hipótesis consistentes, pues ni el suelo es indeformable ni la estructura tan flexible para que sus efectos no estén interrelacionados.

El hecho que no se considere la rigidez de la fundación ni las características dinámicas del suelo en el análisis sísmico, puede conducir a variaciones en la respuesta dinámica estimada y la respuesta real de la estructura.

Según la NSR [1], se presentan efectos en la respuesta de la estructura ante solicitaciones estáticas y dinámicas con respecto a la situación donde no se considera la interacción suelo y estructura en los siguientes aspectos:

- a) La presencia de suelos blandos y compresibles en la distribución de esfuerzos y deformaciones bajo losas de fundación, tanto ante solicitaciones de carga vertical como de fuerzas horizontales.
- b) Variaciones en los períodos de vibración de la edificación.
- c) Aumento del amortiguamiento equivalente del sistema estructura-fundación-suelo.
- d) Aumento de las derivas de la estructura antes solicitaciones sísmicas.
- e) Variación en la distribución de las fuerzas cortantes horizontales producidas por los movimientos sísmicos, entre los diferentes elementos del sistema de resistencia sísmica.

En la actualidad el método comúnmente utilizado para estimar el comportamiento del suelo es el modelo Winkler, consistente de resortes del tipo discreto, independiente y de comportamiento lineal elástico, que supone aproximarse al comportamiento real del suelo hasta ciertas deformaciones (figura 1.1). A partir de esto se realizó una variación al modelo incorporando un segundo parámetro que pretende estimar mejor el comportamiento del suelo. Entre ellos el modelo de Pasternak que propone la interacción por corte entre los resortes verticales y el modelo de Vlasov basado en una disminución de la deformación de los resortes en profundidad y una transmisión de la fuerza aplicada a elementos de suelo contiguo.

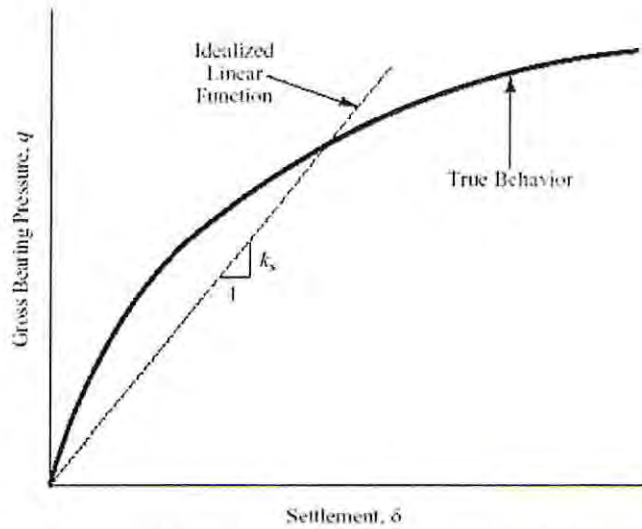


Figura 1.1 – Curva presión-asentamiento – para la obtención del módulo de reacción del suelo. [2].

Por lo mencionado anteriormente, comprender el desempeño estructural de los edificios de hormigón armado en la interacción del suelo-fundación-estructura, así como los modelos de estimación del suelo, son fundamentales para el diseño óptimo y correcto de todo tipo de edificaciones.

1.2. Objetivo General

Evaluar el desempeño de una edificación cuyo sistema estructural es en base a muros de hormigón armado, típico de Chile, incorporando el efecto de la interacción suelo-fundación-estructura.

1.3. Objetivo Específicos

- a) Diseñar estructuralmente un edificio habitacional de hormigón armado cuya arquitectura es comúnmente utilizada en la zona céntrica de Viña del Mar, de acuerdo a la normativa NCh 433 Of 96 Mod2009 y los Decretos Supremos n°60 y n°61.
- b) Evaluar el comportamiento de la fundación, incorporando la variación en la rigidez del suelo en base al modelo de Winkler, en la interacción del suelo - estructura, para posteriormente comparar el desempeño en cuanto a demanda de desplazamiento, y solicitaciones de corte y momento.
- c) Comparar el desempeño sismorresistente del edificio, en cuanto a demanda de desplazamiento y solicitaciones de corte y momento en muros y vigas, utilizando los modelos de Winkler, Pasternak y Vlazov que consideran un comportamiento elástico del suelo.
- d) Evaluar el desempeño sismorresistente, en términos de demanda de desplazamiento, solicitaciones de corte y momento y demanda de ductilidad del edificio, realizando un análisis tiempo historia que considere las incursiones en el rango no lineal de la estructura, y una metodología de cálculo para la consideración del suelo.
- e) Verificar a nivel de fundaciones, el comportamiento del edificio, estabilidad y serviciabilidad.

1.4. Alcances

- a) La arquitectura se determinó por la comparación de cuatro plantas de edificios habitacionales de muros de hormigón armado ubicados en la ciudad de Viña del Mar.
- b) El edificio se diseña para un suelo que es principalmente arena de características físicas similares, ubicado en la Zona Sísmica 3 y Suelo tipo D.
- c) Se realizan los análisis tiempo-historia con tres registros de aceleraciones del terremoto del 27 de febrero del 2010 para las ciudades de Viña del Mar, Concepción y Constitución.
- d) Los parámetros mecánicos del suelo son determinados por la comparación de valores provenientes de estudios de mecánica de suelo.
- e) Se considera que el comportamiento del suelo y la fundación no incursionan en el rango no lineal.
- f) El análisis tiempo-historia será realizado considerando el modelo con la interacción suelo-fundación-estructura y el modelo tradicional en un análisis plano a través del programa Ruaumoko2D.
- g) El modelo plano no lineal de Ruaumoko, sólo se realiza en la dirección Y-Y.
- h) No se considera el coeficiente de balasto horizontal.
- i) No se considera Napa Freática.

1.5. Metodología

- a) Proponer una estructuración en base a la comparación de arquitecturas típicas de los edificios habitacionales ubicados en la ciudad de Viña del Mar.
- b) Comparar parámetros de resistencia de las distintas mecánicas de suelos para así seleccionar uno representativo y utilizar sus valores en el diseño.
- c) Diseñar la edificación convencional utilizando la normativa NCh433Of96 Mod2009, NCh3171 Of2010, DS n°61 y n°60 y código ACI 318-08, en cumplimiento con las sollicitaciones y los desplazamientos especificados.
- d) Analizar y comparar el desempeño del edificio considerando la variación de rigidez del suelo, para el diseño tradicional en las dos direcciones de análisis mediante el programa ETABS [3].
- e) En un programa de análisis no lineal, analizar y comparar el desempeño del edificio utilizando la interacción del suelo con los métodos de Winkler, Pasternak y Vlazov para un registro sísmico de aceleraciones en una dirección de análisis.
- f) Analizar y comparar el desempeño del edificio considerando la variación de rigidez del suelo utilizando Winkler, Pasternak o Vlazov y la estructura tradicional para los tres registros de aceleraciones mediante el programa de análisis no lineal.
- g) Evaluar el desempeño del edificio en base a los desplazamientos, sollicitaciones de corte y momento, demanda de ductilidad de los elementos, asentamiento, volcamiento y corte en la fundación.

Capítulo II

2. Antecedentes

2.1. Descripción de la estructura

La estructura está ubicada en el sector céntrico de la ciudad de Viña del Mar, es un edificio del tipo habitacional de hormigón armado comúnmente encontrado en el sector urbano de la ciudad. La estructuración de este edificio, fue definida en base a la comparación de cuatro edificios de similar configuración estructural y número de pisos.

Los parámetros de comparación para determinar la planta utilizada en el análisis, son la relación de aspecto, la densidad de muros, ubicación de los muros y el criterio de reconocimiento visual.

En las figuras 2.1, 2.2, 2.3 y 2.4 se observan las plantas esquemáticas utilizadas para determinar la geometría de la estructura.

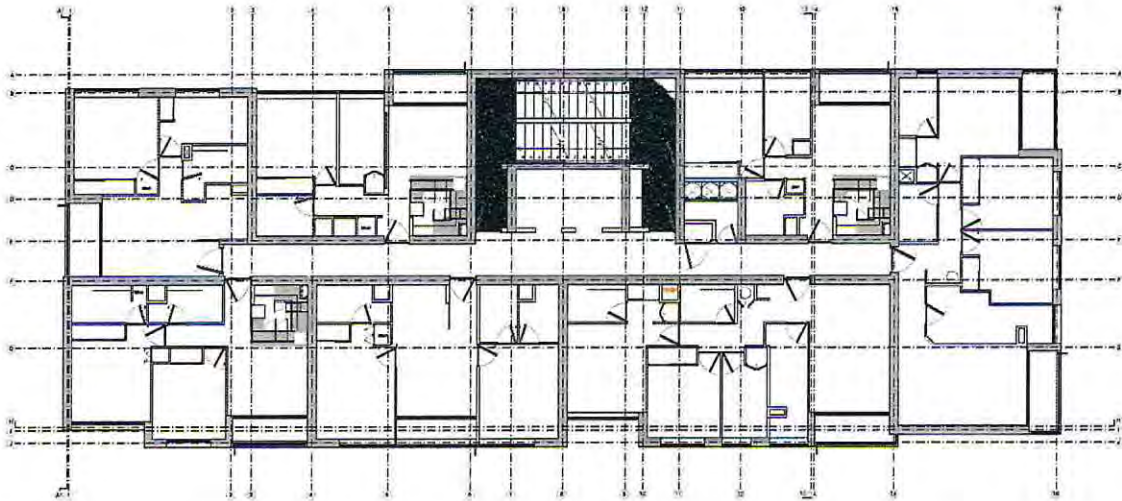


Figura 2.1 – Planta esquemática edificio Ruos Oriente (comuna de Quilpué).



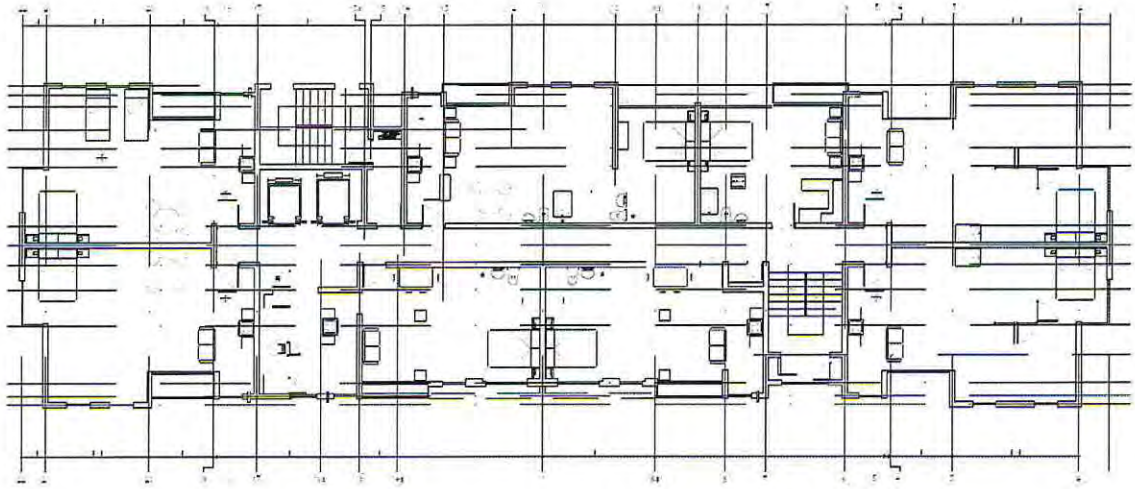


Figura 2.2 – Planta esquemática edificio Habana (Recreo).

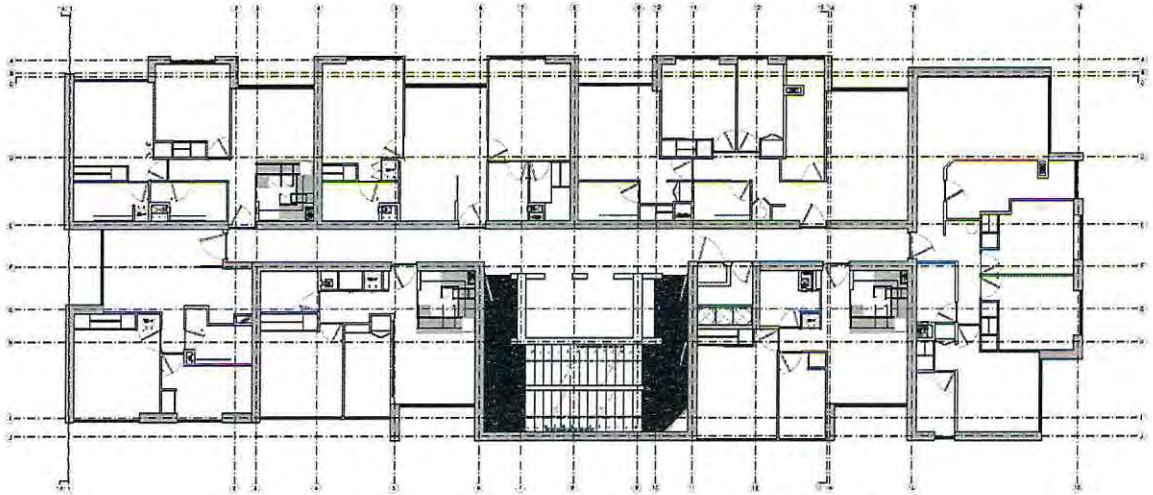


Figura 2.3 – Planta esquemática edificio Alto Reñaca (Alto Reñaca).

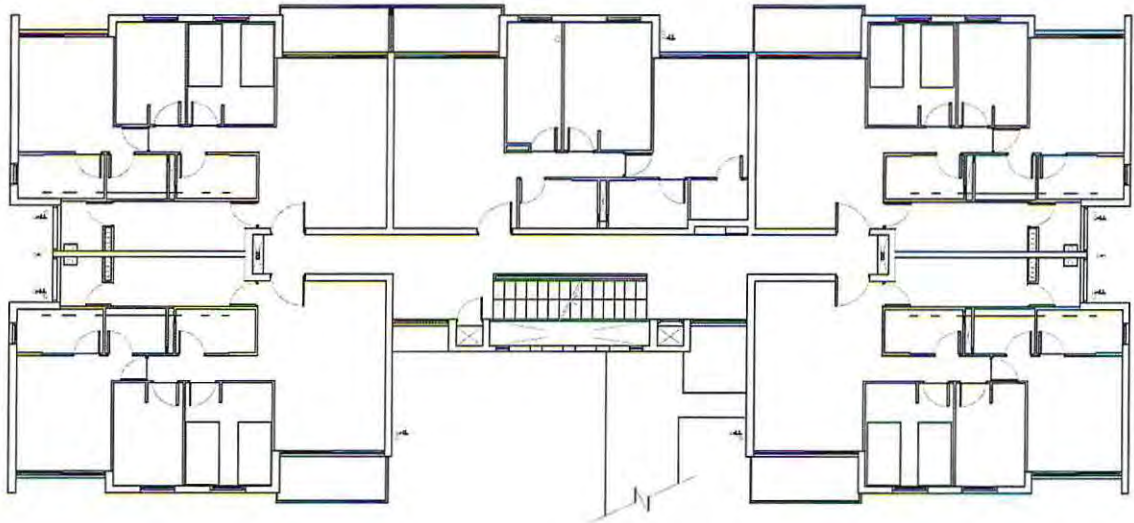


Figura 2.4 – Planta esquemática edificio Kandinsky (Concón).

La relación de aspecto de las plantas anteriormente mostradas está entre 1 es a 3 hasta 1 es a 4 (largo vertical versus largo horizontal), mientras que la densidad de muros esta entre el 2% al 4% de la superficie por piso.

En la figura 2.5, se observa la planta estructural propuesta del edificio elaborado en base a la comparación de los edificios antes mencionados.

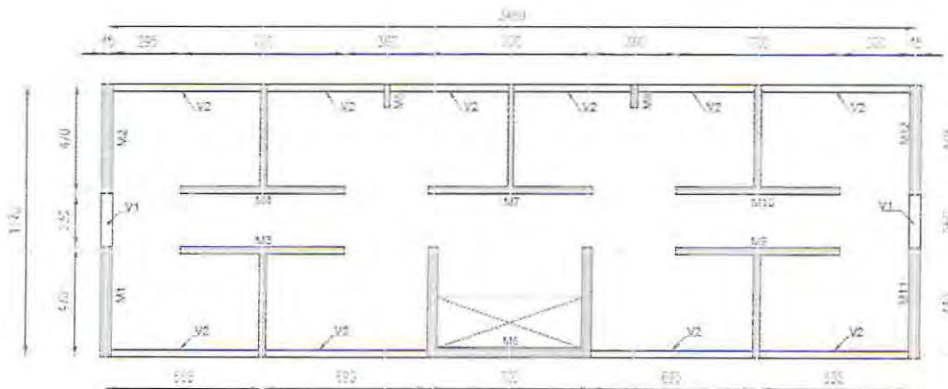


Figura 2.5 – Planta geométrica del edificio.

La altura total del edificio es de 36 metros con 15 niveles de 2.4 metros cada uno, cada nivel es idéntico y posee una losa de hormigón armado que funciona como un sistema de diafragma rígido

de espesor 15 [cm]. Debido a las características del suelo mostradas más adelante, el sistema de fundación corresponde a una losa de fundación.

En la tabla 2.1 se presenta las áreas de superficie para la losa de entrepiso y la fundación.

Tabla 2.1 – Superficies geométricas.

	Dimensiones [m ²]
Losa de entrepiso	34.6x11.7
Losa de fundación	39.6x19

2.2. Descripción de materiales

2.2.1. Hormigón

La calidad del hormigón para el diseño de los elementos estructurales, corresponde a H30 para muros, vigas y losas entre piso y para la fundación H35. Las propiedades de presentan en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 – Propiedades del hormigón.

Material	Propiedad	Valor	Unidades
Hormigón H30	Resistencia cilíndrica (f'_c)	250	[kgf/cm ²]
	Módulo de elasticidad (E_c)	238752	[kgf/cm ²]
	Peso específico (γ)	0.0025	[kgf/cm ³]
	Módulo de corte (G)	99480	[kgf/cm ²]
Hormigón H35	Resistencia cilíndrica (f'_c)	300	[kgf/cm ²]
	Módulo de elasticidad (E_c)	261540	[kgf/cm ²]
	Peso específico (γ)	0.0025	[kgf/cm ³]
	Módulo de corte (G)	108975	[kgf/cm ²]

La curva de esfuerzo – deformación del hormigón no confinado es la propuesta por Hognestad [4], que es una curva parabólica de segundo grado antes de alcanzar el esfuerzo máximo y luego un tramo recto.

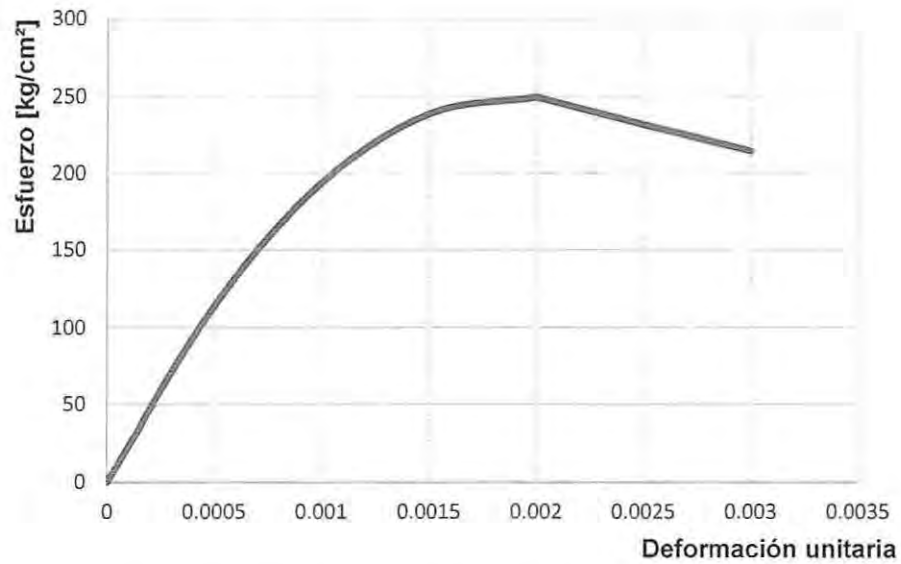


Figura 2.6 – Curva esfuerzo – deformación del hormigón no confinado.

2.2.2. Armadura de refuerzo

El acero de refuerzo es calidad A63-42H, las características están definidas en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 – Propiedades del acero.

Material	Propiedad	Valor	Unidades
Acero A63-42H	Tensión de fluencia (f_y)	4200	[kgf/cm ²]
	Tensión de rotura (f_u)	6300	[kgf/cm ²]
	Módulo de elasticidad (E_s)	2038902	[kgf/cm ²]
	Peso específico (γ)	0.00785	[kgf/cm ³]
	Módulo de corte (G)	800000	[kgf/cm ²]

Según [4] la curva de esfuerzo – deformación de las varillas de acero cargadas monotónicamente a tensión es un tramo bilineal más una curva de endurecimiento donde el esfuerzo crece con la deformación y posteriormente un decaimiento hasta la fractura.

Para el análisis no lineal se ocupa sólo el tramo bilineal de la curva hasta la deformación máxima unitaria es del 6%, en la figura 2.7, se muestra el comportamiento idealizado de la curva.

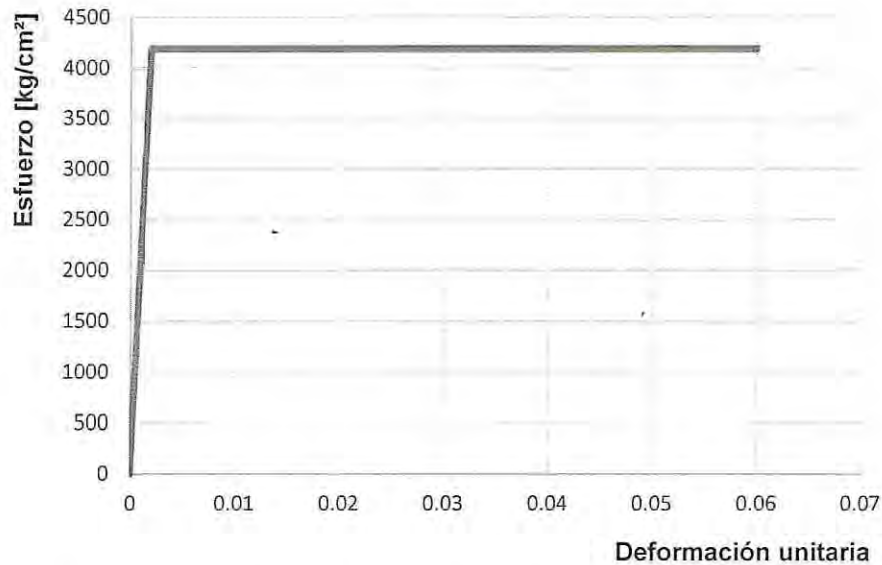


Figura 2.7 –Curva esfuerzo – deformación idealizada del acero A63-42H.

2.3. Características del suelo de fundación

2.3.1. Determinación de parámetros de suelo

Las características resistentes del suelo son determinadas en base a la recopilación de información a través de la bibliografía especializada e informes de proyectos construidos en Viña del Mar. Los estudios de mecánica de suelos y su ubicación son los siguientes:

1. Edificio Nova Poniente – 2 Poniente N° 561 y 571 Viña del Mar. [5]
2. Edificio Parque Oriente – Avda. Berger N° 2654 y Calle Miraflores N° 428 Viña del Mar. [6]
3. Edificio en 8 Norte 930 – Calle 8 Norte N° 930 Viña del Mar. [7]
4. Edificio Cooperativa Proa al Sol Ltda. – Calle Errázuriz N° 507 y 531 Viña del Mar. [8]

Todos los estudios de mecánica de suelos fueron realizados por el Ingeniero Civil Miguel Petersen Acevedo.

Se utilizaron un total de cuatro de informes de los cuales se determinaron los siguientes parámetros

- Clasificación en sistema USCS
- Peso específico natural
- Ángulo de fricción
- Cohesión
- Módulo de elasticidad
- Capacidad de soporte admisible
- Coeficiente de balasto.

Se establecieron requisitos para que los informes fueran utilizados en este documento, primordialmente se requirió que la ubicación donde se realizara el estudio, fuese el sector céntrico de la ciudad de Viña del Mar para que el suelo clasifique como arena, ya que los sectores altos de la ciudad probablemente no iban a poseer características de suelo similares. El segundo requisito establecido es que el suelo obtenido fuese una arena, que para la clasificación USCS [9] es del tipo SP o SW.

En la tabla 2.4, se resumen las propiedades obtenidas desde los informes de mecánica de suelos.

Tabla 2.4 – Resumen propiedades resistentes del suelo.

Edificio	Nova Poniente	Parque Oriente	8 Norte N°930	Proa al Sol
Clasificación sistema USCS	Arena Limosa SW - SM	Arena Arcilloso SW - SM	Arena Limosa SP - SM	Arena SP
Profundidad mínima de fundación [m]	3.5	1.45 - 2.35	4.1	6.7
Peso específico [Tonf/m ³]	1.75	1.98	2	1.8
Angulo de fricción [°s]	36	-	42.8	36
Cohesión [kgf/cm ²]	0.1	-	-	0
Módulo de elasticidad [Kgf/cm ²]	295	-	170	291
Capacidad de soporte estática [Kgf/cm ²]	2.8	2.4	2.4	2.22
Capacidad de soporte dinámica [Kgf/cm ²]	3.65	3.12	3.12	2.9
Coefficiente de Balasto estático [Kgf/cm ³]	1.7	2.3	2.4	1.7
Coefficiente de Balasto dinámico [Kgf/cm ³]	5.1	6.9	7.2	3.4
Profundidad de napa freática [m]	5.6	5.4	6.5	6.9

Es importante mencionar que en todas las mecánicas de suelo se recomendó utilizar un sistema de fundación del tipo losa. Se utiliza un coeficiente de Poisson de 0.3.

Otro antecedente que se determinó, es la profundidad de la roca, basados el estudio Bonelli donde caracterizó los edificios que sufrieron daño en el terremoto del 2010 según la profundidad de la roca en el sector centro de la ciudad de Viña del Mar, ésta se encontraría entre los 25 [m] y los 125 [m] [10] como se muestra en la figura 2.8.

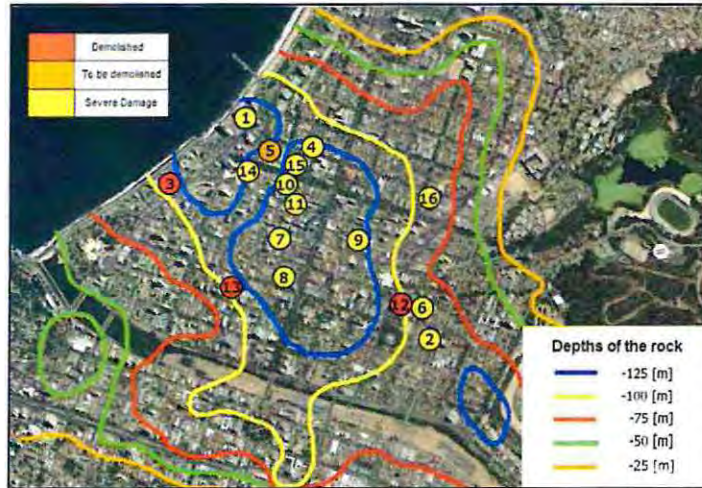


Figura 2.8 – Mapa de suelos arenosos para la ciudad de Viña del Mar. [10].

2.3.2. Clasificación sísmica del suelo

El tipo de suelo para el análisis sísmico, según el DS N°61 corresponde al tipo "D" y la zonificación sísmica para este sector es "3" según la NCh 433 Of.1996 Mod2009.

2.3.3. Deformaciones del suelo

El asentamiento admisible en el terreno es proporcionado por el mecánico de suelos, sin embargo, se establecen criterios de deformación admisible en la literatura convencional.

Las deformaciones del suelo analizadas en este documento son del tipo asentamiento instantáneo, en ningún caso se considera el asentamiento por consolidación primaria o secundaria. El asentamiento instantáneo, es causado por la deformación elástica del suelo sin cambios en su volumen. Para determinar el asentamiento inmediato se utiliza ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.

El asentamiento vertical máximo que estará sujeto la estructura según la mecánica de suelos [8], será de 60 [mm].

Según Polschin y Tokar [11], el criterio tradicional sobre los asientos admisibles se describen en la siguiente tabla 2.5.

Tabla 2.5 – Criterios tradicionales sobre asientos admisibles.

Cimentación		Arena [mm]	Arcilla [mm]
Zapata	Asiento máximo	25 – 40	65
	Asiento diferencial máximo	20 – 25	40 – 50
Losa	Asiento máximo	40 – 65	65 – 100

Se establecen criterios sobre asentamientos admisibles diferentes según se trate de arenas o arcillas, esto se debe, a la menor o mayor facilidad de adaptación de los elementos estructurales a las deformaciones del terreno mediante la redistribución de tensiones o deformaciones reológicas.

En arenas los asientos se producen muy rápidamente, creando condiciones más críticas para la estructura, pero, por el contrario, es más difícil que los asientos residuales o post-constructivos afecten a la tabiquería o acabados, elementos muy sensibles a los movimientos [11].

A partir de los trabajos de Skempton y MacDonald [12] en 1956 se pudo advertir que más que el asentamiento diferencial entre dos puntos importaba la relación entre dicho asiento y la distancia entre los puntos, es decir, la denominada distorsión angular. El criterio más conocido se resume en la siguiente tabla 2.6.

Tabla 2.6 – Límites de seguridad para la desviación angular.

β (pendiente)	Criterio
1/500	Límite de seguridad frente a la fisuración
1/300	Aparición de fisuras en muros y tabiques
1/150	Fisuras y daños en elementos estructurales

Los estudios de mecánicas de suelo presentados en este documento, piden verificar que la distorsión angular no sea superior a 1/300 como lo establecido en la tabla 2.6.

2.3.4. Capacidad de soporte admisible

La capacidad de soporte se denomina a la capacidad del suelo para soportar las tensiones aplicadas, sin incurrir en deformaciones excesivas. Existen diversas formulaciones para la determinación de este parámetro, en este estudio se realizó en base a una recopilación de información a través de la bibliografía y las mecánicas de suelo.

Según lo definido en las mecánicas de suelo estudiadas, la capacidad de soporte estática para este estudio será de 2.6 [kgf/cm²], y en el caso dinámico será de 3.2 [kgf/cm²].

Debido a la baja capacidad portante del suelo, a la magnitud de las cargas y a la existencia de napas freáticas en el plan de Viña se considerará utilizar una losa de fundación.

2.3.5. Coeficiente de balasto

El coeficiente de balasto o módulo de reacción conceptualmente se define como la relación entre la presión de suelo y la deflexión, es ampliamente usado en el análisis estructural para diseño de fundaciones del tipo continua y losas de fundación [13].

Este parámetro asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación o la penetración de la misma en el suelo, se mide mediante la siguiente ecuación.

$$k = \frac{q}{y}$$

Ecuación 2.1

Dónde:

- q Tensión aplicada por la placa de carga
 y Asentamiento producido por la placa de carga

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 bajo la zona de influencia de la fundación, ya sea mediante ensayos in situ o de laboratorio, y el posterior cálculo geotécnico de asentamientos [14].

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, indican 1500 y 4500 [tonf/m³] dinámica.

Para este estudio se establece utilizar balastos estáticos de 500, 1500 y 10000 [tonf/m³], ya que representa un amplio rango de valores recurrentemente encontrados a en distintos sectores y a distintas profundidades de la zona céntrica de Viña del Mar. Junto con esto se determina verificar que los valores se encuentren en los rangos propuestos por [13], expresados en la siguiente tabla.

Tabla 2.7 – Rangos aproximados para el coeficiente de balasto estáticos.

Suelo	Ks [tonf/m ³]
Arena Suelta	500 - 1500
Arena Media Densa	1000 - 8000
Arena Densa	6500 - 13000

Para los balastos dinámicos se establece utilizar 1500, 4500 y 30000 [tonf/m³] respectivamente, correspondiente al triple de los balastos estáticos.

2.3.6. Rigidez relativa terreno y estructura

Para evaluar la transmisión de cargas desde la estructura al terreno es necesario conocer las características del terreno, las dimensiones de la fundación y la rigidez relativa terreno y estructura. Si bien la fundación posee una rigidez que afecta la respuesta del terreno, la rigidez de la estructura también impone una restricción de movimiento. Cuando por efecto de las solicitaciones el terreno se asiente, la estructura en función de su rigidez, redistribuirá sus esfuerzos, modificando a su vez los esfuerzos sobre los cimientos y el terreno. El equilibrio de las fuerzas dependerá por tanto de la rigidez relativa del conjunto suelo, fundación y estructura.

En la figura 2.9 se puede apreciar el fenómeno de la interacción para el caso de una zapata infinitamente flexible a la izquierda e infinitamente rígida a la derecha, que se le aplica una presión uniforme. En el primer caso la deformación de la fundación es mayor en el centro que en los extremos, por efecto de la flexibilidad la distribución de presiones con que el suelo reaccionará será idéntica a la distribución uniforme de presiones colocada sobre la fundación. En el segundo caso para una fundación rígida el asiento medio podrá ser similar al anterior, pero su distribución estará condicionada por la rigidez de la fundación, de esta forma, bajo los extremos de la zapata el asiento será mayor en comparación con la zapata flexible (zona AD y CD) y en el centro será menor (zona BC). En consecuencia, las presiones de respuesta del terreno en los extremos de la zapata rígida serán superiores a la zapata flexible y por el contrario, en su centro serán menores.

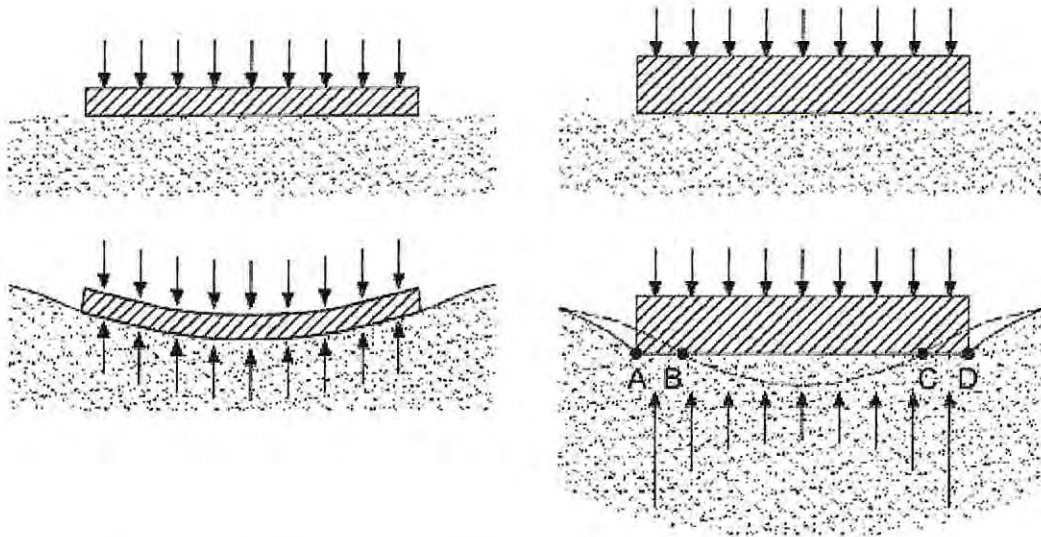


Figura 2.9 – Distribución de presiones en cimentaciones flexibles y rígidas. [14]

Como muestra la figura 2.10, la distribución de presiones en el caso de la arcilla será similar a la anterior, sin embargo, debido a que la resistencia del suelo es finita, se producirán zonas de plastificación en los extremos que atenuarán las presiones del borde y las distribuirá hacia el centro de la fundación. En el caso de las arenas, debido a la falta de confinamiento en el borde de la zapata, no permitirá el desarrollo de presiones elevadas, la distribución tomará en general forma parabólica. Adoptado por [14].

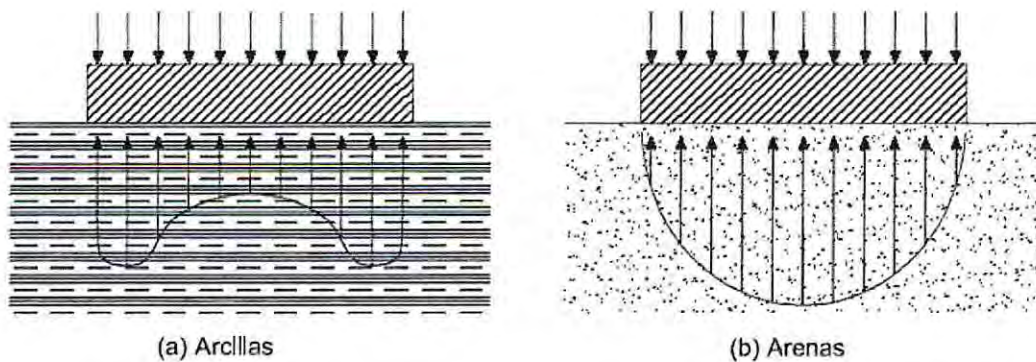


Figura 2.10 – Distribución de presiones en fundaciones rígidas sobre arcilla y arena. [14].

2.4. Modelos de cálculo para la interacción del suelo y fundación

Se presentan tres métodos que evalúan el comportamiento del suelo y la fundación soportados sobre suelos elásticos. El primer método es Winkler, el cual propone que la deflexión (w) en cualquier punto de la superficie del suelo de soporte es linealmente proporcional a la presión de contacto (q) en ese punto, e independiente de los esfuerzos de contacto en otros puntos, fenómeno observado en la figura 2.11a.

Para suplir la deficiencia del modelo de Winkler en representar el comportamiento continuo de los suelos reales, y la complejidad matemática de los modelos elásticos del continuo, se presentan dos modelos de respuesta del suelo de cada uno de dos parámetros, refiriéndose a que los modelos son definidos por dos constantes elásticas independientes, explicadas más adelante. Uno de estos modelos es el de Pasternak que propone que la interacción entre los elementos de resorte es representada ya sea por membranas elásticas, vigas elásticas o por capas elásticas a cortante o cizalladura pura [11], mostrada en la figura 2.11b. El tercer método propuesto es a través de Vlazov, éste modelo de dos parámetros considera la variación de la elasticidad del suelo.



Figura 2.11 – Deflexión elástica del suelo bajo carga uniforme. [11].

Se debe enfatizar 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.

2.4.1. Modelo de Winkler

El modelo de Winkler fue desarrollado originalmente para el análisis de las vías de ferrocarriles [15], siendo muy simple y no representa las características de las fundaciones típicas. Una de las deficiencias que posee el modelo es la discontinuidad de desplazamientos entre la parte de la fundación cargada y la descargada.

Las características del suelo de fundación es definido mediante resortes independientes, cercanamente espaciados y linealmente elásticos, de manera que los desplazamientos de una región cargada son constantes al margen de que la estructura sea infinitamente flexible o infinitamente rígida.

La constante de proporcionalidad de aquellos resortes es conocida como el módulo de balasto, la ecuación 2.2 muestra la expresión presentada por Winkler.

$$q(x, y) = k_1 \cdot w(x, y) \quad \text{Ecuación 2.2}$$

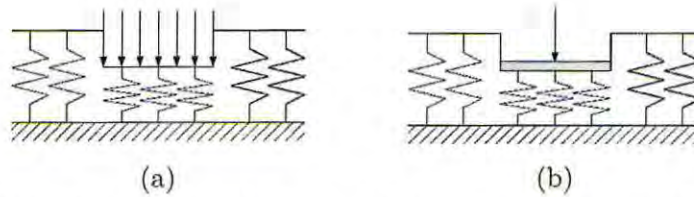


Figura 2.12 – Modelo de Winkler - a) Placa flexible sometida a una carga uniforme, b) Placa rígida sometida a una carga concentrada.

Este modelo es incapaz de contemplar las deformaciones fuera del área cargada.

2.4.2. Modelo de Pasternak

Es un modelo de suelo de dos parámetros, definidos por dos constantes elásticas independientes. Se basa en interacción de cortante entre los elementos de resortes verticales (k_1), conectados por una capa de elementos verticales incompresibles de grosor unitario, la cual deforma a cortante puro [16]. Este modelo incluye el coeficiente de balasto para el primer término de la ecuación. El modelo se define en la figura 2.13.

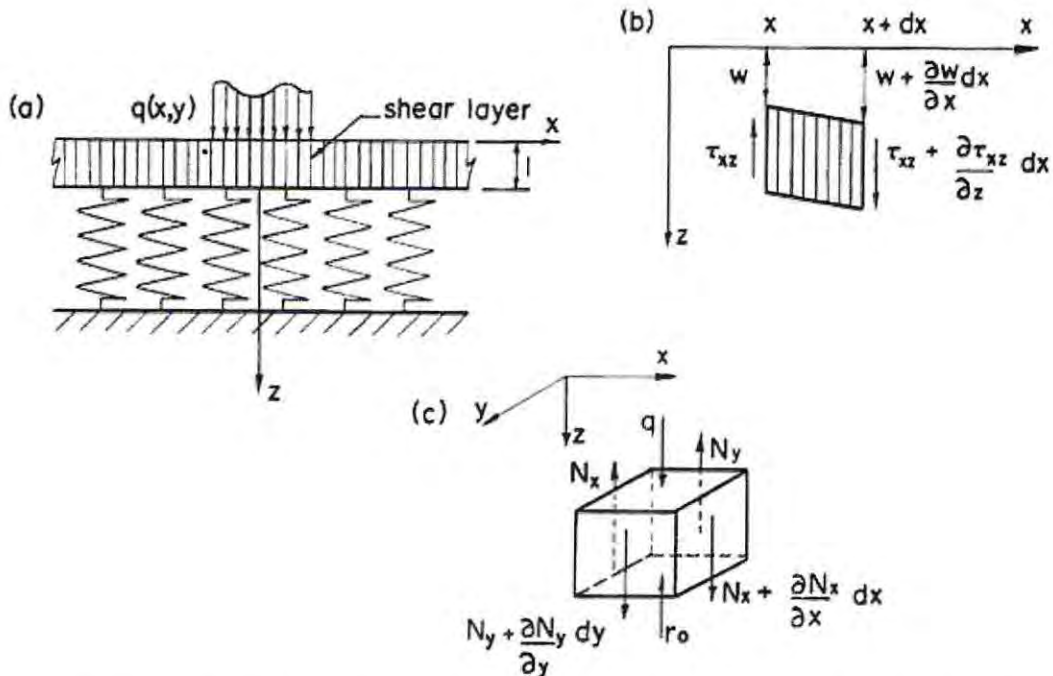


Figura 2.13 – Modelo de Pasternak – a) Modelo básico, b) tensiones en la capa cortante, c) fuerzas actuando en la capa cortante. [16].

Las deformaciones y fuerzas se mantienen en equilibrio en la capa cortante como se muestran en la figura 2.13b. Se asume que la capa de cortante es isotrópica en los planos "X" e "Y", las expresiones se definen a continuación.

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

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

$$G_x = G_y = G_p$$

Dónde:

G_p Coeficiente de rigidez transversal del elemento a cortante puro
 τ Tensión de corte
 γ Deformación angular

El total de las fuerzas de corte por unidad de longitud de las capas de cortante son:

$$N_x = \int_0^1 \tau_{xz} dz = \int_0^1 G_p \cdot \frac{\partial w}{\partial x} dz \quad \text{Ecuación 2.5}$$

$$N_y = \int_0^1 \tau_{yz} dz = \int_0^1 G_p \cdot \frac{\partial w}{\partial y} dz \quad \text{Ecuación 2.6}$$

Para el equilibrio de fuerzas en la dirección "Z":

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_y}{\partial y} + q - r_0 = 0 \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Usando la condición $r_0 = k_1 \cdot w$, y de las ecuaciones 2.5 y 2.6, se obtiene la ecuación de equilibrio en el tramo de contacto de la viga con el elemento de cortante:

$$q(x, y) = k_1 \cdot w(x, y) - G_p \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

El módulo de corte se expresa mediante la ecuación 2.9 según [2].

$$G_p = \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Dónde:

- E_s Módulo de elasticidad del suelo de comportamiento lineal elástico.
- ν Módulo de Poisson
- k_1 Coeficiente de Balasto

2.4.3. Modelo de Vlazov-Leontiev

El modelo de respuesta del suelo propuesto por Vlazov y Leontiev se basa en la teoría de la elasticidad y en el método variacional. Al imponer ciertas restricciones sobre la posible distribución de desplazamientos en una capa elástica, fue capaz de obtener una función de respuesta del suelo de carácter similar al de Filonenko – Borodich [16] y a Pasternak (ecuación 2.13). Los detalles del método variacional general de análisis junto con las soluciones a los muchos problemas prácticos se desarrollan en este método.

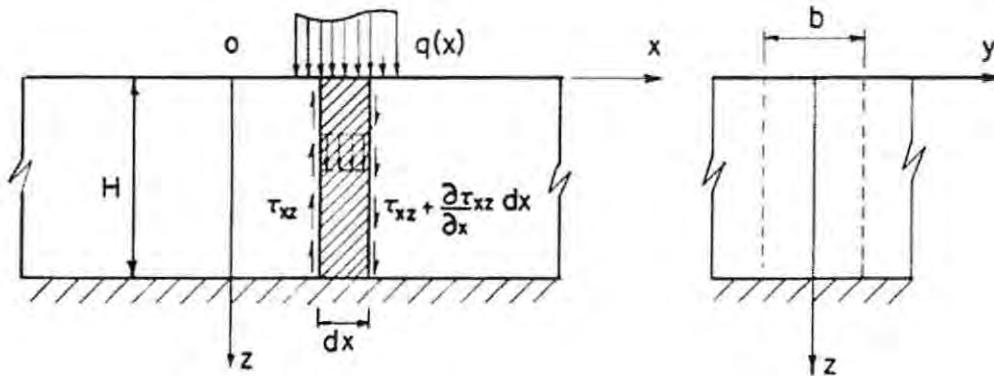


Figura 2.14 – Modelo de Vlazov – tensiones en una capa elástica unitaria. Fuente [16].

Se considera en primer lugar que el estado de las tensiones en la base de la fundación se obtiene en relación de las componentes del desplazamiento.

$$w(x, z) = w(x) \cdot h(z)$$

Donde la función $h(z)$ se describe como la variación del desplazamiento $w(x, z)$ en la profundidad "z".

$$h(z) = (1 - \eta)^z \tag{Ecuación 2.10}$$

Donde " η " es parámetro experimental que indica la tasa de reducción del desplazamiento vertical con la profundidad "z".

El método de Vlazov posee modelos lineales, hiperbólicos y exponenciales para graficar la variación del desplazamiento vertical con la profundidad en el suelo. La profundidad del suelo de fundación puede ser estimada como de tipo superficial, por esta razón, se utiliza el método de variación lineal de Vlazov. Las expresiones que definen el comportamiento de este método se presentan a continuación.

Ya que se la variación de Vlazov es lineal en $h(z)$, la relación tensión - deformación del suelo para la condición de deformación plana según [17] son las siguientes:

$$\sigma_{zz} = -\frac{E_0}{H(1-\nu_0^2)} \cdot w(x) \quad \text{Ecuación 2.11}$$

$$\tau_{xz} = \frac{E_0}{2(1+\nu_0)} \cdot \left[1 - \frac{z}{H}\right] \cdot \frac{dw(x)}{dx} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

Dónde:

$$E_0 = \frac{E_s}{1-\nu_s^2}$$

$$\nu_0 = \frac{\nu_s}{1-\nu_s}$$

Las ecuaciones de equilibrio en la dirección "Z" son obtenidas mediante el Principio de los trabajos virtuales de Lagrange, las cuales igualan a cero el total de todas las fuerzas internas y externas en un elemento a través de cualquier desplazamiento virtual arbitraria. De esta manera se obtienen los parámetros que definen la variación lineal en la ecuación 2.13.

$$q(x) = k \cdot w(x, y) - 2t \cdot \frac{d^2w}{dx^2} \quad \text{Ecuación 2.13}$$

$$k = \frac{E_0}{H(1-\nu_0^2)} \quad \text{Ecuación 2.14}$$

$$t = \frac{E_0 \cdot H}{12(1-\nu_0)} \quad \text{Ecuación 2.15}$$

La constante "k" es una medida del suelo para deformarse bajo la aplicación de una tensión de compresión y "t" es una medida de transmisibilidad de una fuerza aplicada al elemento o la capacidad de carga – extensión colindante. Es evidente que la respuesta de los suelos puede ser modelada mediante la asignación de expresiones adecuadas para la función $h(z)$.

Capítulo III

3. Análisis y diseño de la estructura

3.1. Características de la estructura

3.1.1. Modelo de la estructura

La modelación de la estructura se realiza con el programa de elementos finitos ETABS 2015 versión Ultimate 15.2.0 [3]. El diseño modal espectral se efectúa de acuerdo a la Norma Chilena NCh 433 of 1996 Mod.2009 [18] y el Decreto Supremo N°61 del 2011 [19]. Los elementos estructurales se diseñan de acuerdo al Código ACI 318-11 [20] y el Decreto Supremo N°60 del 2011 [21].

En el análisis convencional los elementos tipo muro se modelan con apoyos empotrados.

La figura 3.1 se muestra una vista del render en ETABS de la estructura.

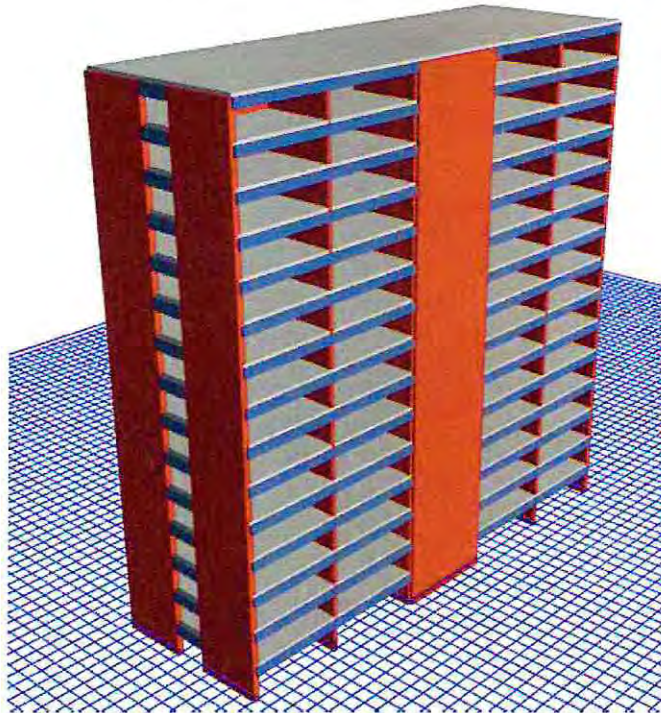


Figura 3.1 – Render de la estructura.

3.1.2. Dimensiones elementos estructurales

Las dimensiones fueron determinadas realizando los análisis e iteraciones correspondientes y en conjunto con la normativa vigente que son explicados en éste documento. En la tabla 3.1 se especifica las dimensiones de los elementos tipo viga.

Tabla 3.1 – Dimensión de vigas.

	Alto [cm]	Ancho [cm]
Viga 1 (V1)	80	45
Viga 2 (V2)	60	30

Para los elementos tipo muro se especifican en la tabla 3.2 y su nomenclatura es la siguiente:

Muro "R" Muro rectangular largo.
Muro "RP" Muro rectangular corto.
Muro "C" Muro de sección C.
Muro "T" Muro de sección T.

Tabla 3.2 – Dimensión de muros.

	Número	Espesor [cm]
Muro "R"	M1, M2, M11, M12	45
Muro "RP"	M5, M8	40
Muro "T"	M3, M4, M7, M9, M10	30
Muro "C"	M6	40

3.2. Cargas y solicitaciones de diseño

3.2.1. Cargas gravitacionales

En el diseño de la estructura se definieron dos estados de carga estáticas, una carga permanente o peso propio adicional y una sobrecarga de uso de acuerdo a la NCh 1537 Of2009 [18].

Para la sobrecarga permanente se toma en cuenta el peso agregado que representan los elementos no estructurales. Para la sobrecarga de uso se considerar el 25% de la masa para el cálculo sísmico según el inciso 5.5 de NCh433 Of.1996 Mod2009 [18]. Los valores se muestran en la tabla 3.3.

Tabla 3.3 – Cargas gravitacionales.

Cargas	Valor	Unidades
Carga Permanente	50	[kgf/cm ²]
Sobrecarga de Uso	200	[kgf/cm ²]

3.2.2. Cargas sísmicas

El cálculo y análisis de la estructura sólo se considera la carga eventual del tipo sísmica, debido a que por su magnitud es probablemente la más preponderante. Los parámetros necesarios para realizar el análisis sísmico se obtienen de [18] y [19], dependen principalmente del suelo y las características de la estructura.

Inicialmente se obtiene la aceleración efectiva del suelo " A_0 " según la zona sísmica y los parámetros dependientes del tipo de suelo, definidos en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 – Parámetros resistentes del suelo.

Parámetro	Valor
Zona sísmica	3
Tipo de suelo	D
A_0/g	0.4
S	1.2
T_0	0.75
T'	0.85
n	1.8
p	1.0

Para el edificio se define la categoría de ocupación, según el uso que se efectúe y su importancia y el factor de modificación a la respuesta que refleja el sistema estructural y su capacidad de disipación de energía en la estructura, para el sistema de muros hormigón armado los parámetros se resumen en la siguiente tabla 3.5.

Tabla 3.5 – Parámetros resistentes de la estructura.

Parámetro	Valor
Categoría edificio	II
Factor Importancia "I"	1.0
R	7
R_0	11

3.2.3. Combinaciones de carga

Se utilizan las combinaciones de carga mayoradas usando el diseño por resistencia para el diseño de la estructura en general incluyendo su fundación. Para el análisis del elástico del suelo se utiliza las combinaciones de tensiones admisibles. Estas quedan definidas en la norma NCh 3171 Of.2010 y se muestran en la tabla 3.6 y 3.7.

Tabla 3.6 – Combinaciones de carga por resistencia.

Combinaciones de carga	D	L	E
CM1	1.4	-	-
CM2	1.2	1.6	-
CM3	1.2	1	+/- 1.4
CM4	0.9	-	+/- 1.4

Tabla 3.7 – Combinaciones de carga por tensión admisible.

Combinaciones de carga	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.

3.2.4. Espectro de diseño según NCh 433 Of96 Mod. 2009 y DS N°61.

Con los antecedentes obtenidos se determinan las expresiones para el cálculo de la pseudo aceleración "Sa".

$$Sa = \frac{SA_0 \alpha}{\left(\frac{R^*}{I}\right)}$$

El factor de amplificación "α" se determina para cada modo de vibrar "n" y el factor de reducción "R*" se determinan a partir de las siguientes expresiones.

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

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,1 * T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

Dónde:

- T* Período del modo con mayor masa traslacional equivalente a la dirección de análisis.
- T_n Período de vibración del modo n.
- R₀ Factor de modificación de la respuesta.

A partir de las ecuaciones anteriores se determina el espectro elástico de diseño presentado en la figura 3.2.

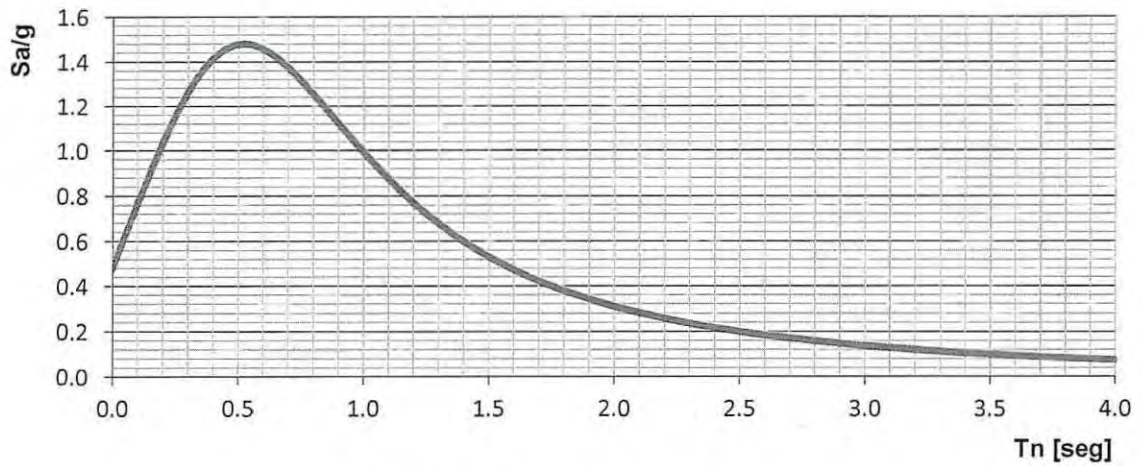


Figura 3.2 – Espectro elástico de diseño.

3.3. Modelo análisis lineal elástico

Se realizan dos modelos tridimensionales similares con el programa ETABS 2015, el primero no considera la participación del suelo y la fundación en el análisis. El segundo considera los efectos de la fundación y el balasto elástico definido anteriormente.

En la figura 3.3 se muestra el modelo tridimensional con el software ETABS 2015 y su planta en la figura 3.4.



Figura 3.3 – Figura tridimensional sin fundación.

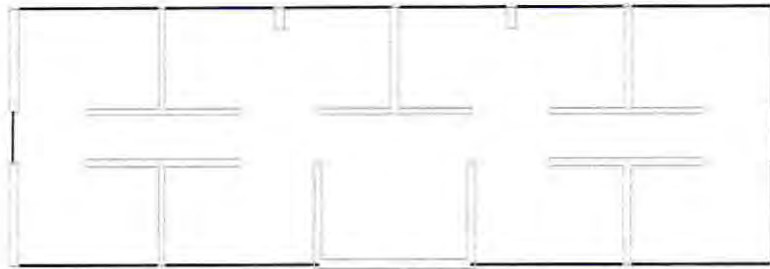


Figura 3.4 – Planta estructural.

3.4. Resultados de los análisis

3.4.1. Peso del edificio

Para determinar el peso del edificio se consideraron las reacciones basales obtenidas desde el programa. En la tabla 3.8 se muestran las reacciones, el peso sísmico.

Para el peso sísmico se considera la carga permanente más el 25% de la sobrecarga de uso, tal como propone el inciso 5.5.1 de la norma [18], debido a que es un edificio habitacional privado donde no es común la aglomeración de personas.

Tabla 3.8 – Estados de cargas del edificio.

Peso edificio	Sin Fundación [Tonf]
Carga permanente (D)	5977
Sobrecarga de uso (L)	1172

$$\text{Peso sísmico} = D + 0.25 L = 6270 \text{ [tonf]}$$

3.4.2. Períodos y masas equivalentes por modo

Se utilizaron 12 modos de vibrar, ya que estos suman más del 90% de la participación total de las masas tal como lo indica el inciso 6.3.3 de la norma [18] y los resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 3.9 – Períodos y masas equivalentes por modo.

Modo de vibrar	Sin Fundación				
	Período natural [seg]	Des. masa equivalente X	Des. masa equivalente Y	Σ masas equivalente X	Σ masas equivalente Y
1	0.674	0.6112	0	0.6112	0
2	0.591	0	0.6581	0.6112	0.6581
3	0.441	0.0415	0	0.6527	0.6581
4	0.142	0.1769	0	0.8295	0.6581

5	0.13	0	0.19	0.8295	0.8482
6	0.105	0.0224	0	0.8519	0.8482
7	0.063	0.0597	0	0.9116	0.8482
8	0.06	0	0.0009	0.9116	0.8491
9	0.058	0	0.0581	0.9116	0.9072
10	0.053	0	0.0012	0.9116	0.9084
11	0.049	0.005	0	0.9167	0.9084
12	0.045	0	2.27E-05	0.9167	0.9084

El período fundamental de la estructura para el edificio sin fundación se establece en la dirección X e Y de 0.674 [seg] y 0.591 [seg] respectivamente. El desplazamiento de masa es similar en las 2 direcciones de análisis y está entre el 50% y 65% aproximadamente.

3.4.3. Esfuerzo de corte basal

Se establece un corte basal mínimo y máximo según el DS N°61 [19] y la norma NCh433 [18], estas limitaciones se definen con el coeficiente sísmico y está relacionado con los parámetros del suelo y el factor de modificación de la respuesta definidos anteriormente, las expresiones se representan en las ecuaciones 3.1, 3.2 y 3.3.

$$C_{mín} = \frac{SA_0}{6g} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

$$C_{máx} = 0,35 \frac{SA_0}{g} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

$$V_{basal\ mín} = C_{mín} I P \quad \text{Ecuación 3.3}$$

$$V_{basal\ máx} = C_{máx} I P \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Donde "P" representa el peso sísmico total del edificio sobre el nivel basal.

Tabla 3.10 – Límites corte mínimo y máximo.

	Coefficiente sísmico	Corte sísmico [Tonf]
Mínimo	8%	508
Máximo	17%	1066

El corte de diseño está definido por el corte elástico, para ambas direcciones éste debe estar entre los límites o debe ser reducido por un factor R*.

$$V_{basal\ mín} \leq V_{basal\ diseño} \leq V_{basal\ máx}$$

Tabla 3.11 – Parámetros relacionados con el corte sísmico.

	Dirección X	Dirección Y	Unidades
Períodos	0.674	0.591	[seg]
Corte elástico	5494	6179	[Tonf]
Factor de reducción R*	5.88	5.80	-
Corte reducido	933	1111	[Tonf]

El porcentaje de corte reducido es aproximadamente un 15% del peso sísmico del edificio en dirección X y un 17% en la dirección Y.

3.4.4. Desplazamiento relativo entrepisos

El desplazamiento máximo entrepisos está determinado por la ecuación 3.5 y se encuentra especificado por la norma [18].

$$0.002 \times \text{altura entrepisos} < \text{Desplazamiento relativo entre pisos} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

En la siguiente figura 3.5 se observa el máximo desplazamiento entre pisos y los valores obtenidos para la dirección X e Y.

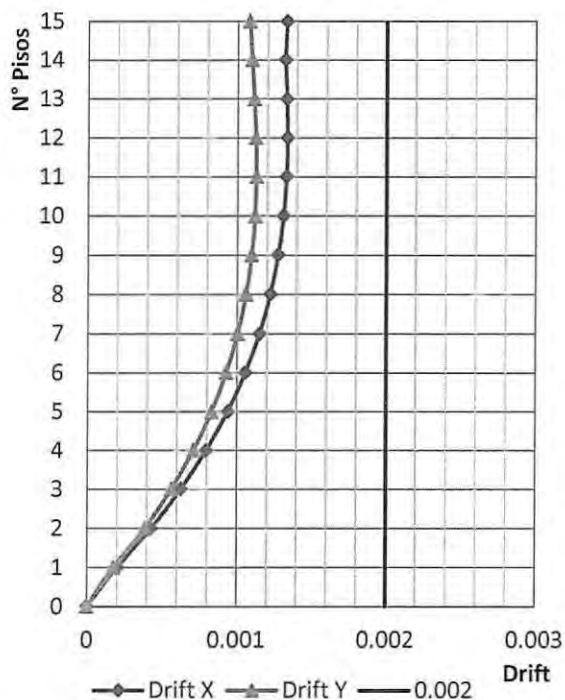


Figura 3.5 – Desplazamiento relativo entrepisos – Análisis modal espectral.

La deformación relativa máxima entre pisos medidos en los centros de masa en la dirección X es de 32 [cm] y en la dirección Y es 27 [cm], los resultados medidos no deben superar el límite de 48 [cm], correspondiente a la altura entrepiso multiplicada por 0.002.

3.4.5. Desplazamiento lateral del techo

Según lo establecido en [19] "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 período de mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicada por un factor igual a 1.3".

$$\delta_u = 1.3 \cdot S_{de}(T_{ag}) \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Donde " T_{ag} " es el período 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 período 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 período 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".

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \cdot \alpha \cdot A_0 \cdot C_d^* \quad \text{Ecuación 3.7}$$

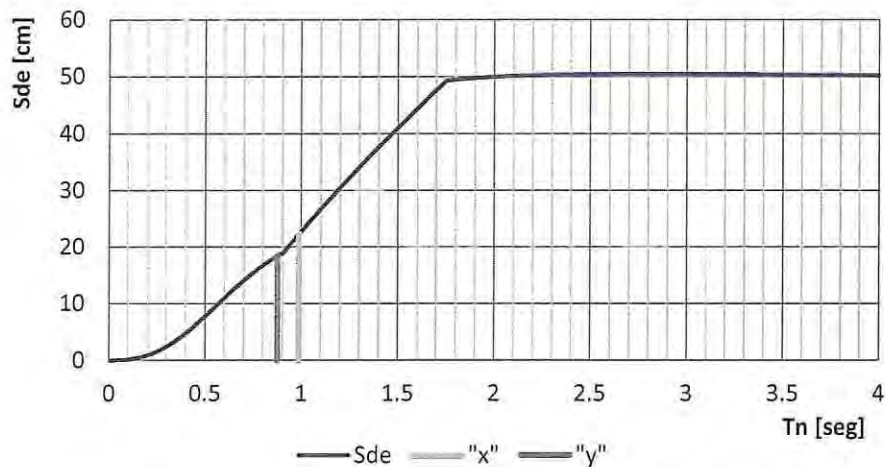


Figura 3.6 – Desplazamiento lateral de techo – Análisis modal espectral.

El pseudodesplazamiento " S_{de} " se calcula utilizando el período agrietado " T_{ag} " en cada dirección de análisis. Para determinar la deformación del último piso se utiliza la ecuación 3.6.

Tabla 3.12 – Desplazamiento lateral de techo estructura tradicional.

Dirección	T _n [seg]	T _{ag} [seg]	C _d *	α	S _{de} [cm]	δ _u [cm]	δ _u /H _t [%]
X	0.659	0.989	1	2.952	22.22	28.89	0.80
Y	0.584	0.876	1	3.059	23.88	31.04	0.66

Las deformaciones máximas de techo “δ_{ux}, δ_{uy}” en la dirección X se aproximan 0.80% de la altura máxima del edificio y en la dirección “Y” al 0.66%.

3.4.6. Estimación de la curvatura última

De acuerdo a lo indicado en el DS N°60 [21], la demanda de curvatura puede ser calculada de acuerdo a dos expresiones siendo la utilizada en este trabajo el método simplificado, mostrado en la ecuación 3.8.

$$\phi_u = \frac{2 \delta_u}{H_t \cdot L_w} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

$$\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p \left(H_t - \frac{l_p}{2} \right)} + \phi_e \quad \text{Ecuación 3.9}$$

Dónde:

- Φ_u Curvatura última
- Φ_e Curvatura elástica
- δ_u Desplazamiento último de techo
- δ_e Desplazamiento de techo elástico
- H_t Altura total del muro
- L_w Longitud del muro
- L_p Longitud plástica del muro

3.5. Diseño de elementos estructurales

En este capítulo se diseñan los elementos estructurales de sistema tradicional de acuerdo a las disposiciones del ACI 318-08 [20] y DS N°60 [19]. Las combinaciones de carga consideradas son mayoradas usando el diseño por resistencia definidas en la norma NCh3171 Of. 2010 [22] para el diseño de los elementos tipo viga, losa, muro y fundación.

Debido a la simetría generada entre los ejes “X” e “Y” se determina diseñar sólo los elementos mostrados en color rojo para muros y azul para vigas en la figura 3.7.

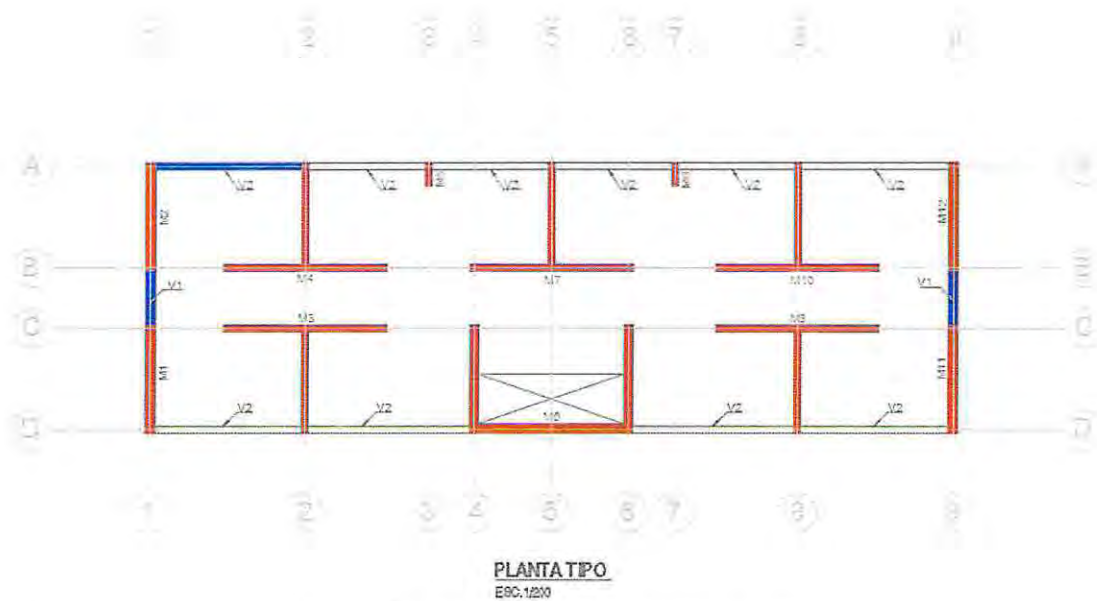


Figura 3.7 – Identificación de elementos a diseñar.

3.5.1. Diseño de vigas

Para V1 y V2 de la figura 3.7, se obtiene los esfuerzos máximos de todos los pisos para el diseño de las vigas.

3.5.1.1. Resistencia a flexión

Para el diseño de elementos a flexión se deben utilizar las siguientes expresiones.

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \quad \text{Ecuación 3.10}$$

$$M_n = \rho \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right) \quad \text{Ecuación 3.11}$$

$$\rho_{\min} = \max\left(\frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y}; \frac{14}{f_y}\right) \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Dónde:

M_u	Solicitud de momento último
M_n	Momento resistente nominal
f_y	Tensión de fluencia
f'_c	Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión
ϕ	Factor de reducción
ρ	Cuantía de refuerzo

- b Ancho de la sección
 d Distancia a la fibra en tracción

La cuantía mínima expresada en la ecuación XX esta proporcionada para controlar los efectos de retracción en el hormigón. Para la cuantía máxima se define por la deformación del acero en tracción, éste debe ser superior a 0.004 para asegurar la falla en tensión.

El factor de reducción se debe determinar utilizando la figura 3.8 dispuesto en [20].

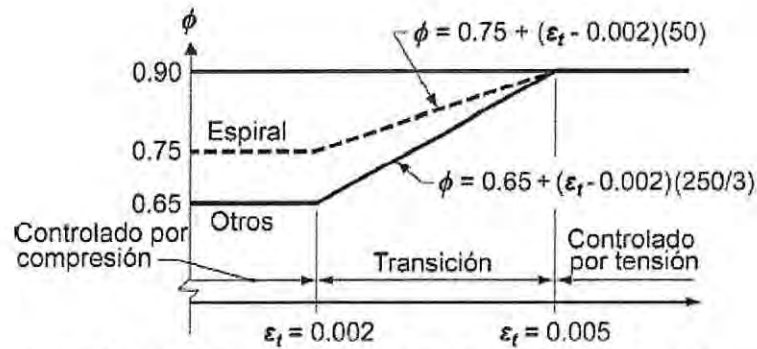


Figura 3.8 – Factor de reducción para el diseño a flexo compresión.

3.5.1.2. Resistencia a corte

Para el diseño de los elementos a cortante se debe utilizar las siguientes expresiones.

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad \text{Ecuación 3.13}$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación 3.14}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi \cdot V_c)}{\phi \cdot f_y \cdot d} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

La resistencia al corte máximo proporcionado por el acero queda definida por la expresión 3.16.

$$V_s \leq 2.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \text{Ecuación 3.16}$$

Dónde:

- V_u Solicitación última de corte
- V_n Resistencia nominal al corte
- ϕ Factor de reducción
- V_c Resistencia al corte proporcionado por el hormigón
- V_s Resistencia al corte proporcionado por la armadura
- A_v Área de refuerzo transversal
- s Espaciamiento transversal de armadura

El factor de reducción al corte " ϕ " es 0.6, debido a que el corte asociado a la falla por flexión es mayor que la resistencia nominal al corte.

En la tabla 3.13 se aprecian el resumen de los resultados obtenidos por el análisis de la estructura, en la figura se 3.9 se observa la armadura resultante del diseño.

Tabla 3.13 – Resumen de armadura viga 1 y 2.

Viga	Dimensión		Solicitaciones		Cuantía		Armadura	
	Ancho [cm]	Alto [cm]	Flexión [ton-m]	Corte [ton]	Flexión	Corte	Flexión	Corte
V1	45	80	-98	87	0.010	0.007	10 Φ 22	DE Φ 8@15
			97		0.010		10 Φ 22	
V2	30	60	-29	23	0.009	0.019	8 Φ 16	TE Φ 8@8
			17		0.006		5 Φ 16	

Dónde:

DE Doble estribo

TE Triple estribo

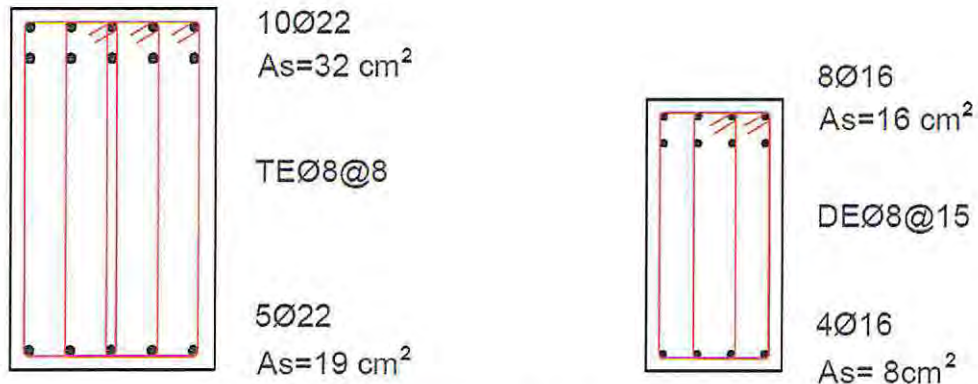


Figura 3.9 – Resumen disposición de la armadura viga 1 y 2.

3.5.2. Diseño de muros

Para el diseño de los muros se debe realizar en base a la ACI318 [20] y a lo estipulado en el Decreto Supremo N°60 [21].

3.5.2.1. Resistencia a flexo-compresión

El diseño a flexo-compresión se realiza limitando la carga axial que actúa en la sección transversal y además iterando a través del diagrama de interacción en donde las solicitaciones de momento y carga axial obtenidas, deben estar dentro del diagrama de diseño y bajo el punto de balance para evitar la que la deformación del refuerzo en tracción fluya antes de que el hormigón alcance la falla por aplastamiento. Esto es necesario para asegurar la capacidad de la deformación del muro en el rango plástico.

$$P_u \leq 0.35 \cdot f'_c \cdot A_g$$

Ecuación 3.17

Dónde:

A_g Área bruta de la sección de hormigón.
 f'_c Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión.

La armadura del muro rectangular M1, M2, M11 y M12 se diseña en base a los esfuerzos máximos y sus solicitaciones se observan en la figura 3.10.

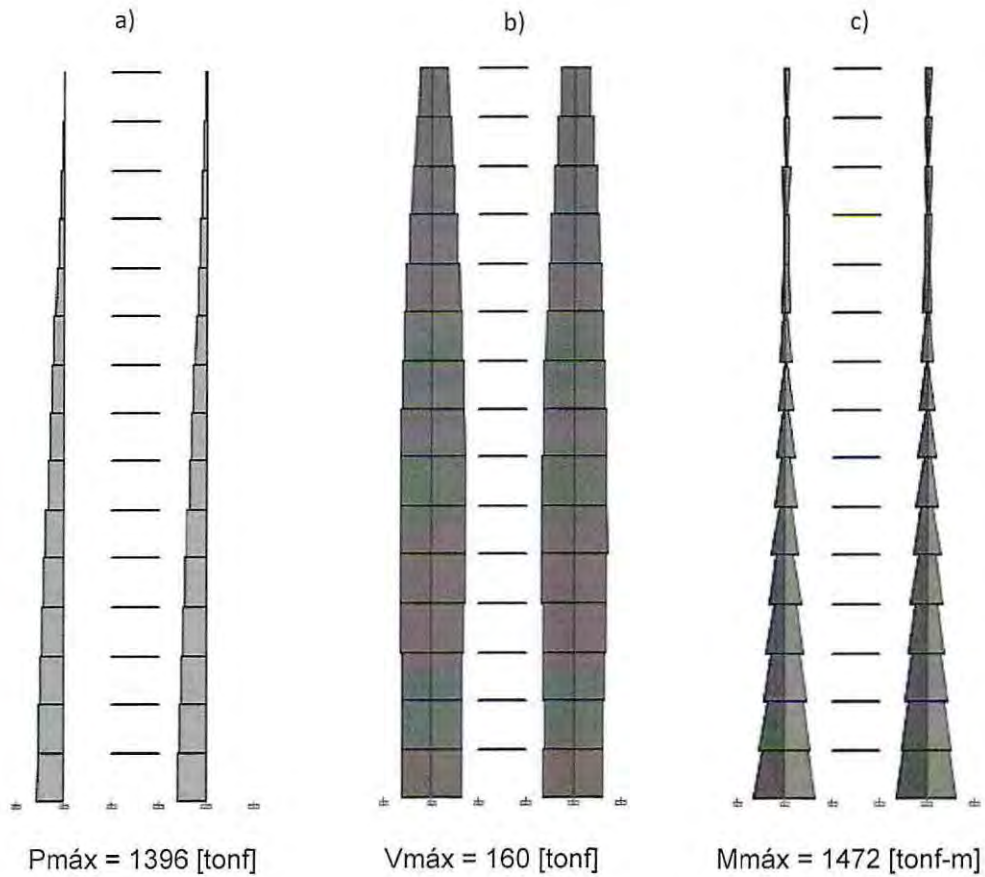


Figura 3.10 – Diagramas de Solicitaciones Muro "R" – a) Carga Axial b) Corte c) Momento.

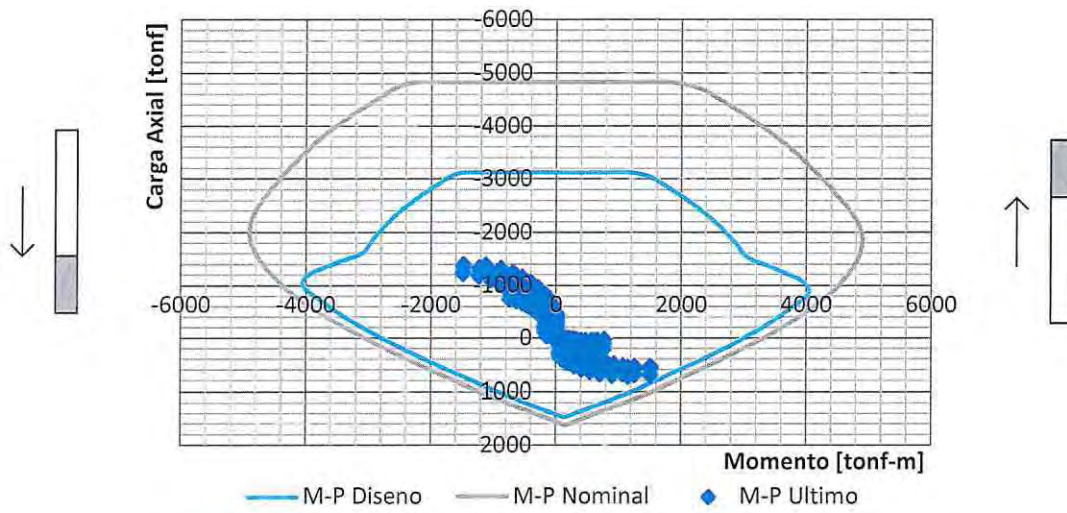


Figura 3.11 – Diagrama de interacción Ed. Tradicional muro "R" dirección Y-Y.

Para los muros "7" M3, M4, M7, M9 y M10, se diseñó en base a las solicitaciones máximas de carga axial y momento, sus esfuerzos se muestran en la siguiente figura 3.12.

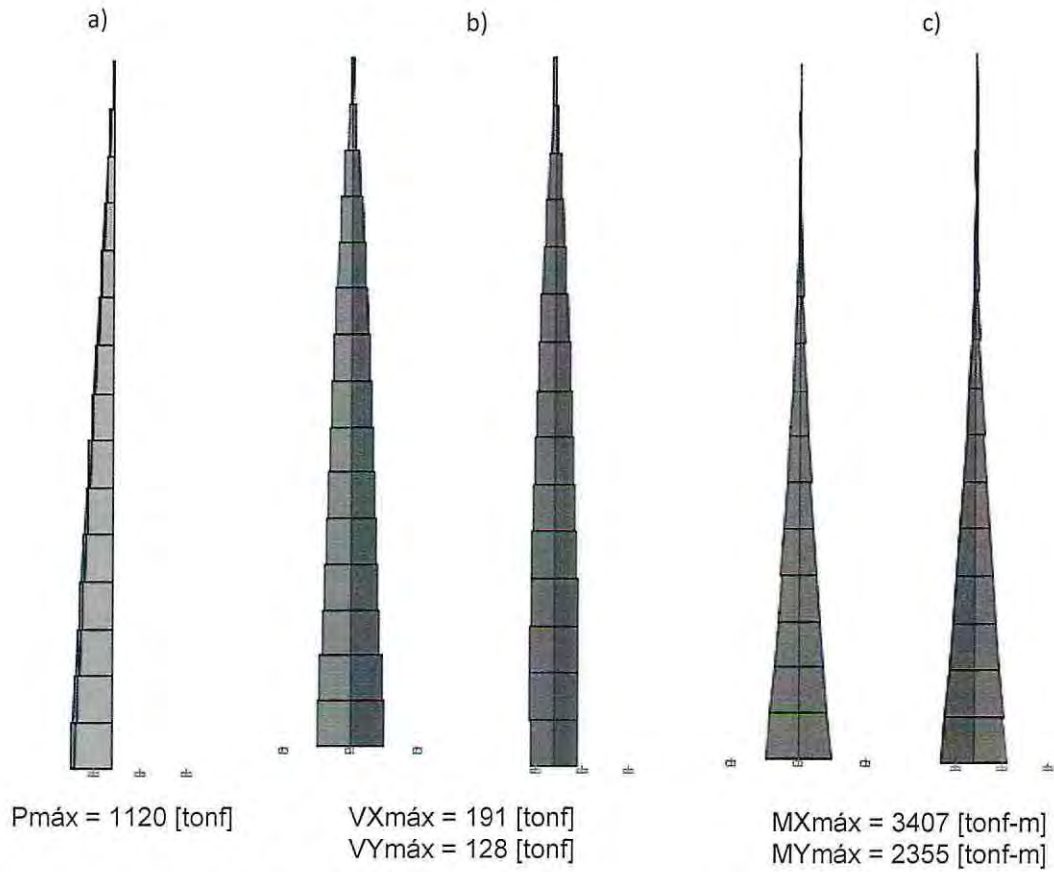


Figura 3.12 – Diagramas de Solicitaciones Muro "T" – a) Carga Axial b) Corte c) Momento.

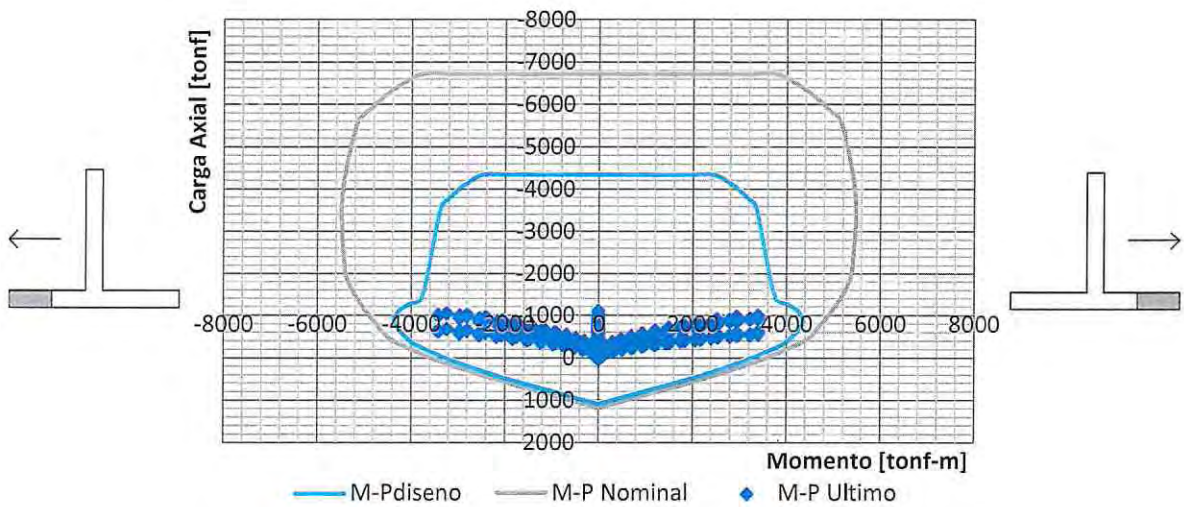


Figura 3.13 – Diagrama de interacción Ed. Tradicional muro "T" dirección X-X.

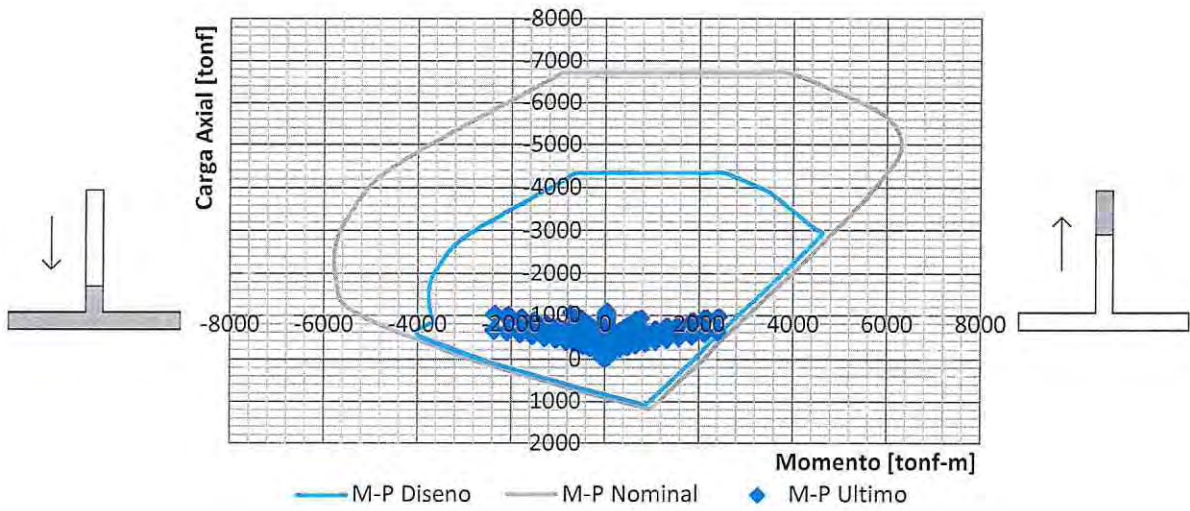


Figura 3.14 – Diagrama de interacción Ed. Tradicional muro "T" dirección Y-Y.

El diseño del muro "C" M6, se realiza en base a las sollicitaciones máximas de carga axial y momento y se observa en la figura 3.15.

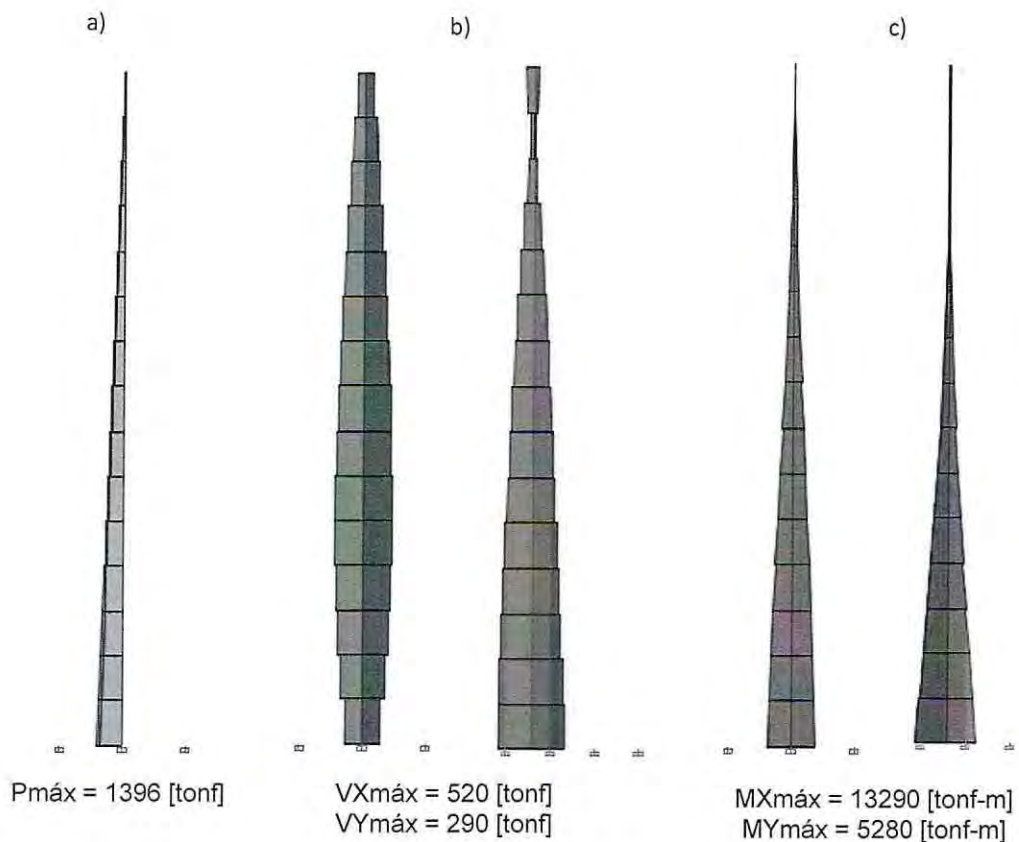


Figura 3.15 – Diagramas de Solicitaciones Muro "C" – a) Carga Axial b) Corte c) Momento.

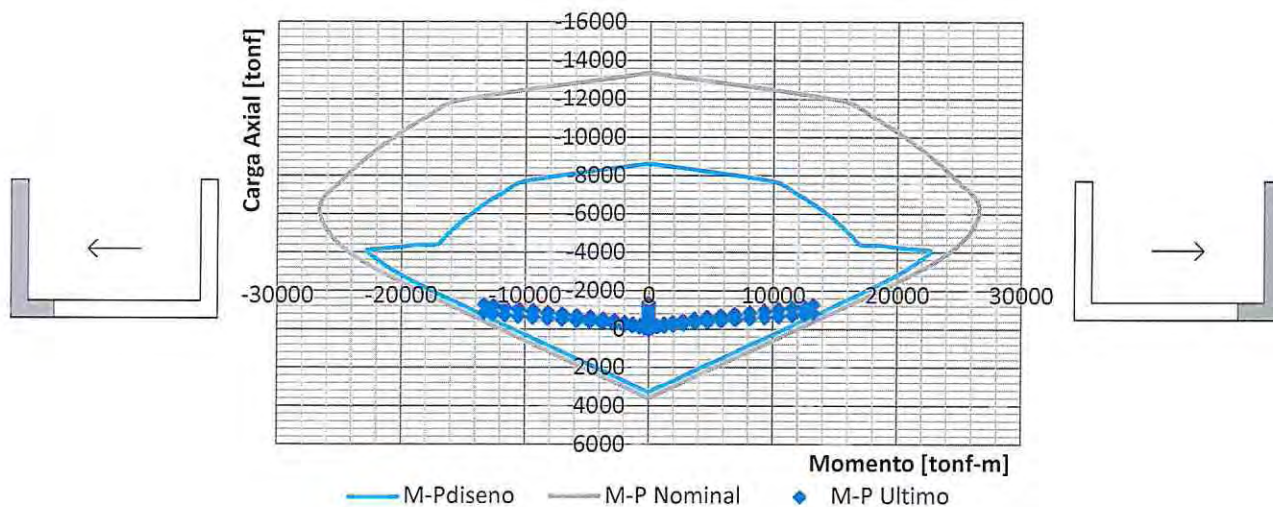


Figura 3.16 – Diagrama de interacción Ed. Tradicional muro "C" dirección X-X.

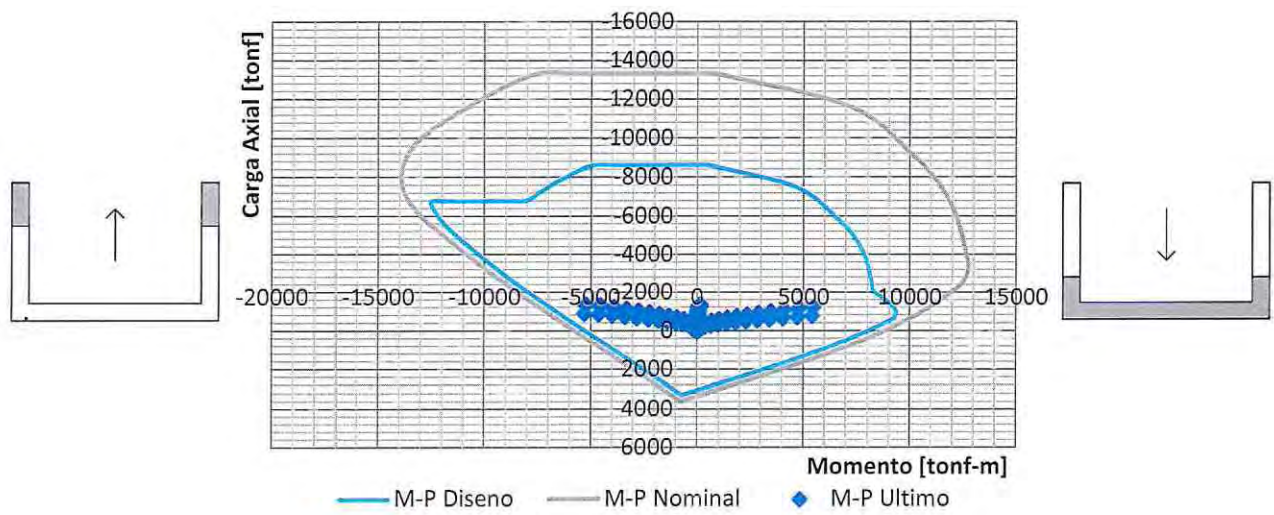


Figura 3.17 – Diagrama de interacción Ed. Tradicional muro "C" dirección Y-Y.

El diseño de los muros rectangulares "RP" M5 y M6 se realizaron en base a las solicitaciones máximas y se muestra en la figura 3.18.

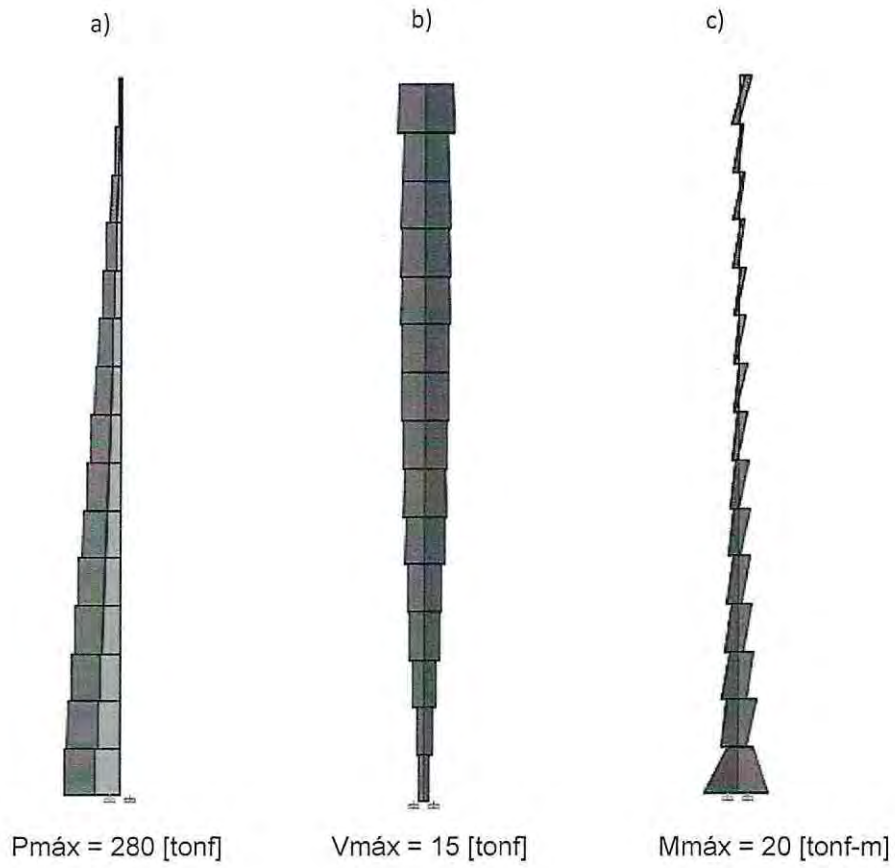


Figura 3.18 – Diagramas de Solicitaciones Muro "RP" – a) Carga Axial b) Corte c) Momento.

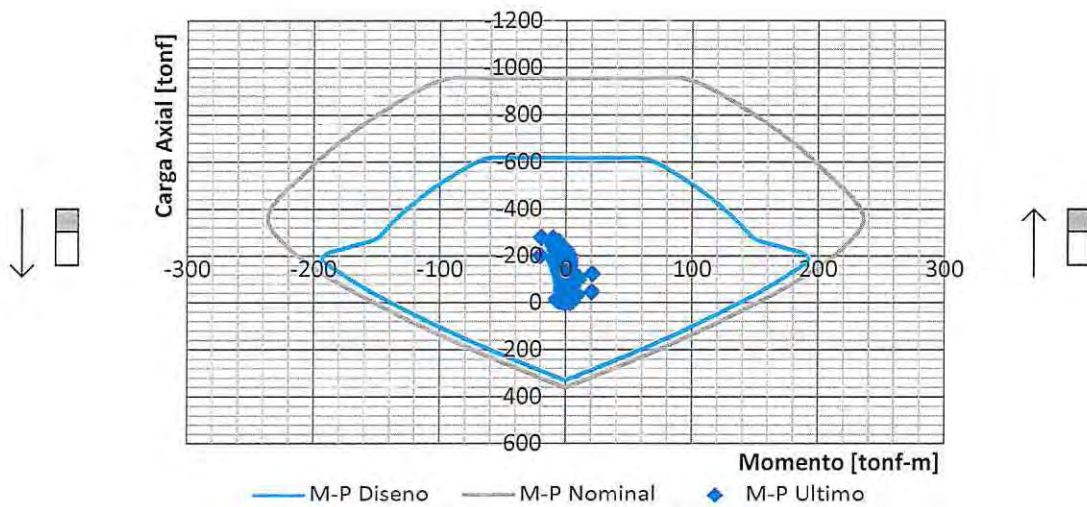


Figura 3.19 – Diagrama de interacción Ed. Tradicional muro "RP" dirección Y-Y.

3.5.2.2. Capacidad de deformación

La capacidad de curvatura de los muros debe ser mayor a las solicitaciones de curvatura para cada muro con razón de aspecto H_w/L_w mayor o igual a 3. Esta verificación se debe hacer considerando la mayor carga axial P_u . La solicitación se debe obtener del desplazamiento lateral elástico del techo mencionado anteriormente a través de la siguiente ecuación 3.18.

$$\phi_u = \frac{2 \delta_u}{H_t \cdot I_w} = \frac{\varepsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

Si las solicitaciones de deformación del muro supera la deformación unitaria en el hormigón del 0.003, se deben implementar elementos especiales de borde para aumentar la deformación unitaria, no obstante, siempre debe ser inferior a 0.008 según a Decreto Supremo N°60 [21]. La ecuación 3.19 se presenta a continuación.

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta'_u}{h'_w} \right)} \quad \text{Ecuación 3.19}$$

El elemento de borde debe extenderse horizontalmente una distancia no menor que el valor c_c , determinado en la ecuación 3.20.

$$\frac{c_c}{l_w} = \frac{c}{l_w} - \frac{1}{600 \cdot \frac{\delta'_u}{h'_w}} \quad \text{Ecuación 3.20}$$

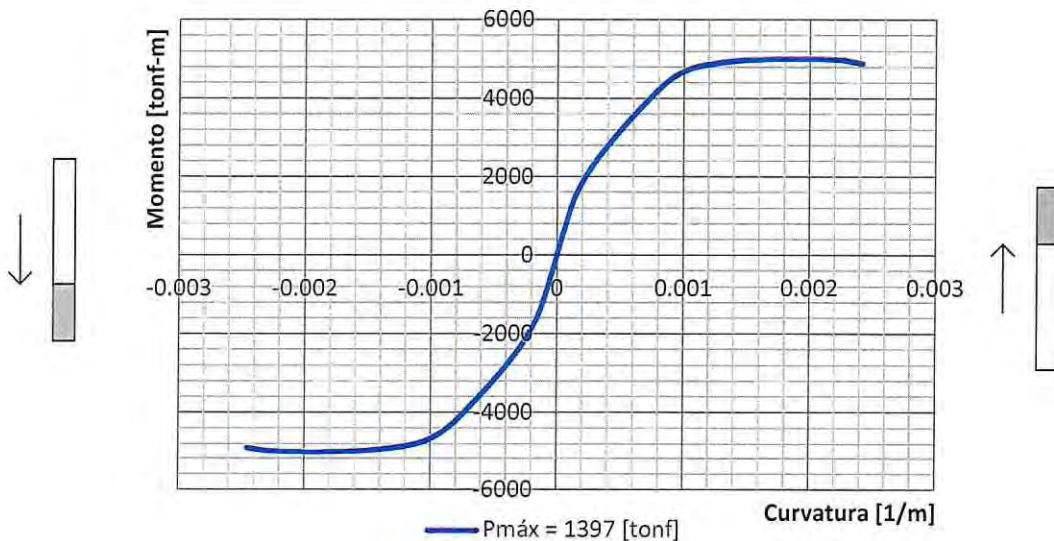


Figura 3.20 – Momento Curvatura Ed. Tradicional muro "R" dirección Y-Y.

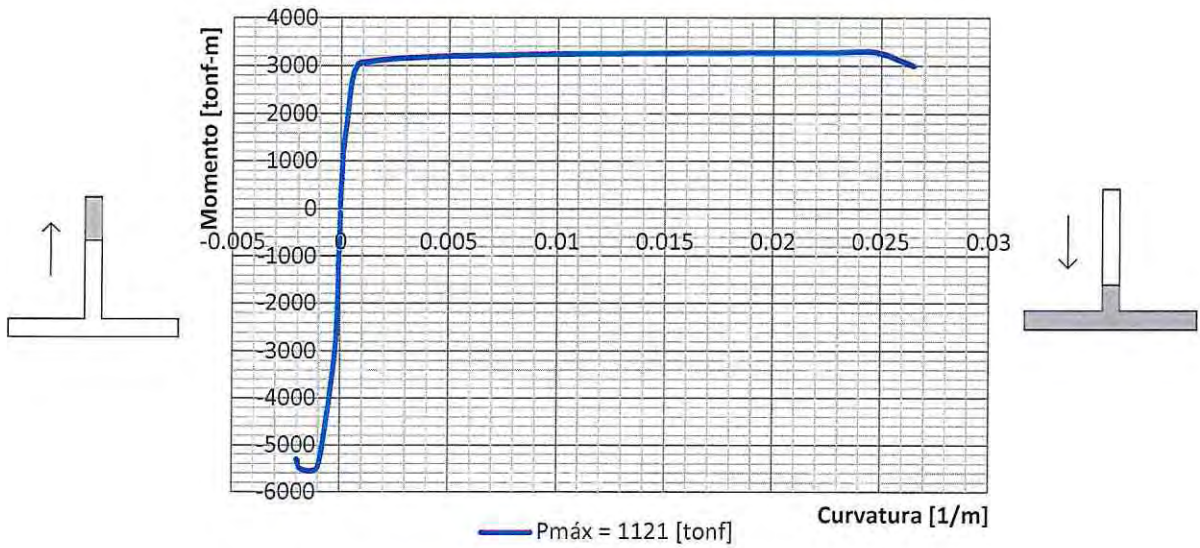


Figura 3.21 – Momento Curvatura Ed. Tradicional muro "T" dirección Y-Y.

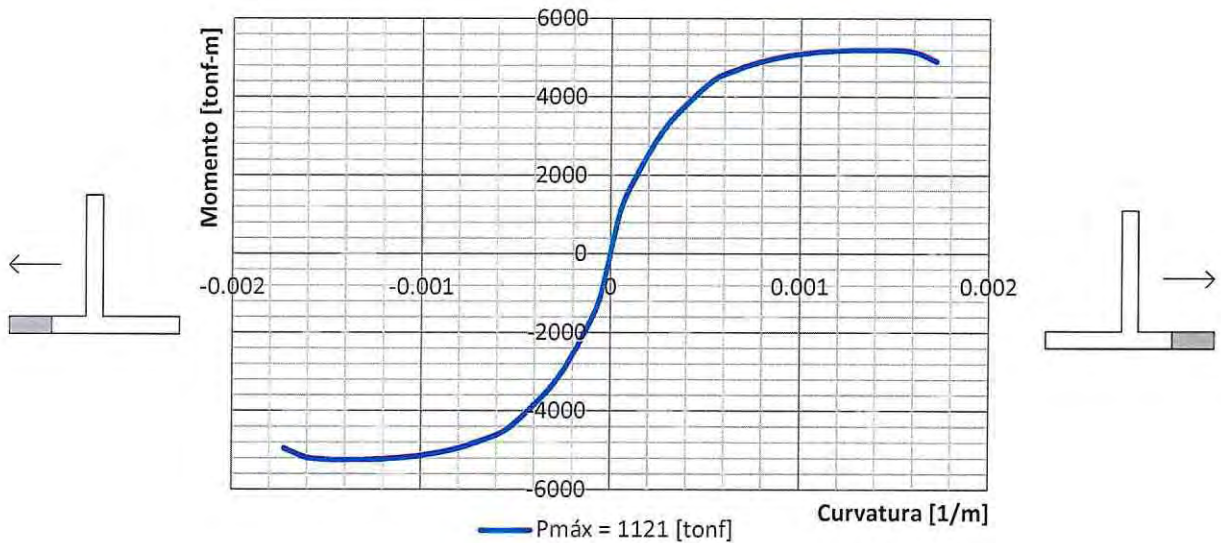


Figura 3.22 – Momento Curvatura Ed. Tradicional muro "T" dirección X-X.

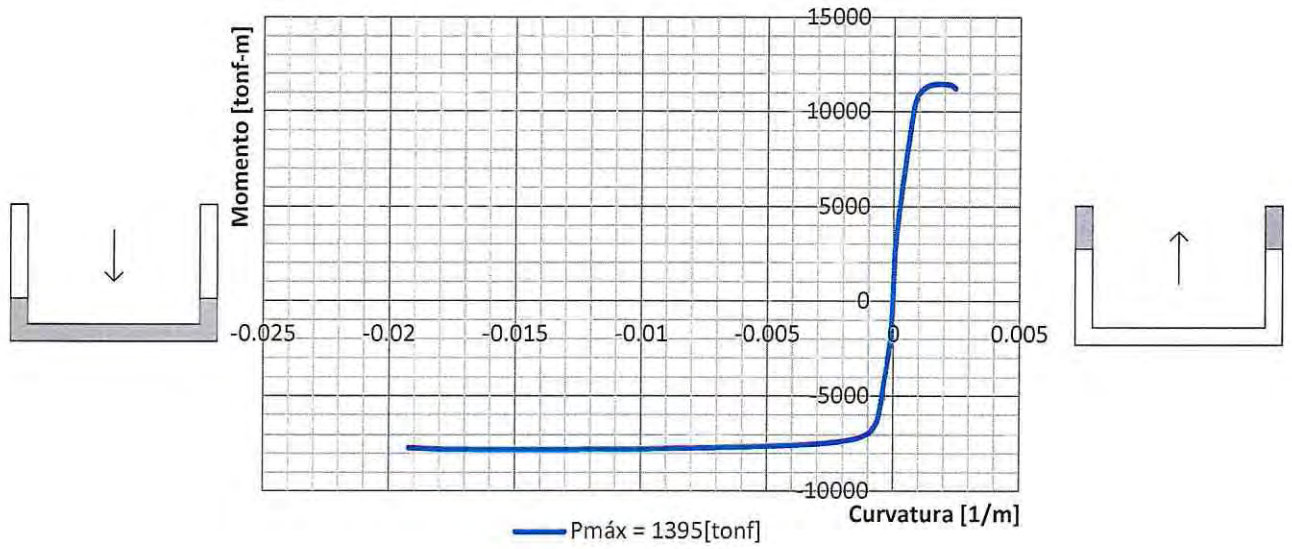


Figura 3.23 – Momento Curvatura Ed. Tradicional muro "C" dirección Y-Y.

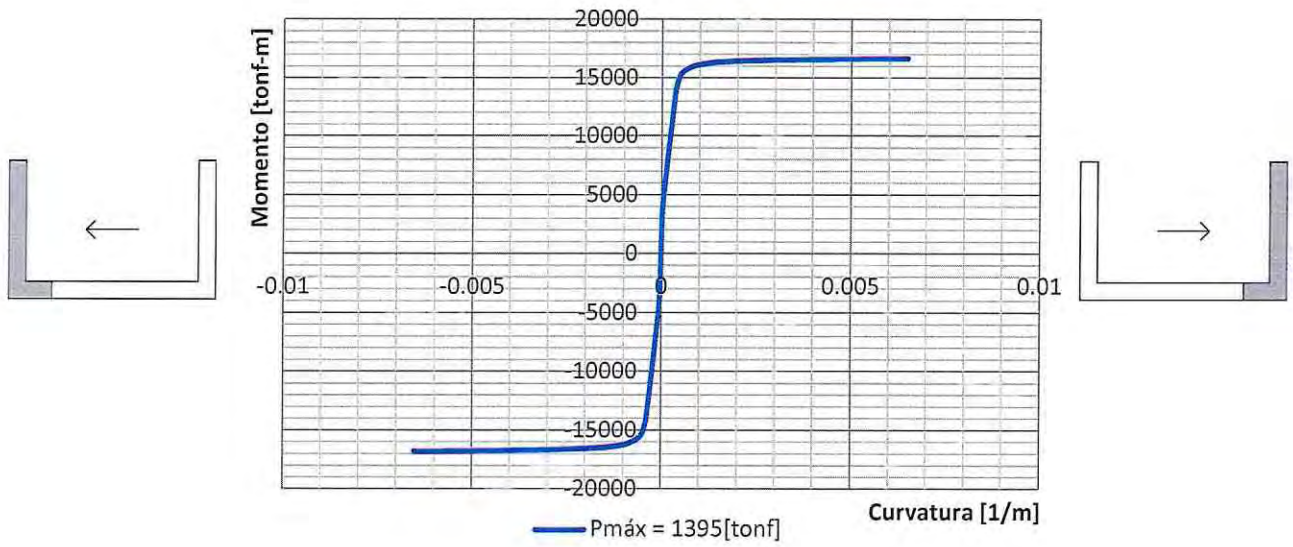


Figura 3.24 – Momento Curvatura Ed. Tradicional muro "C" dirección X-X.

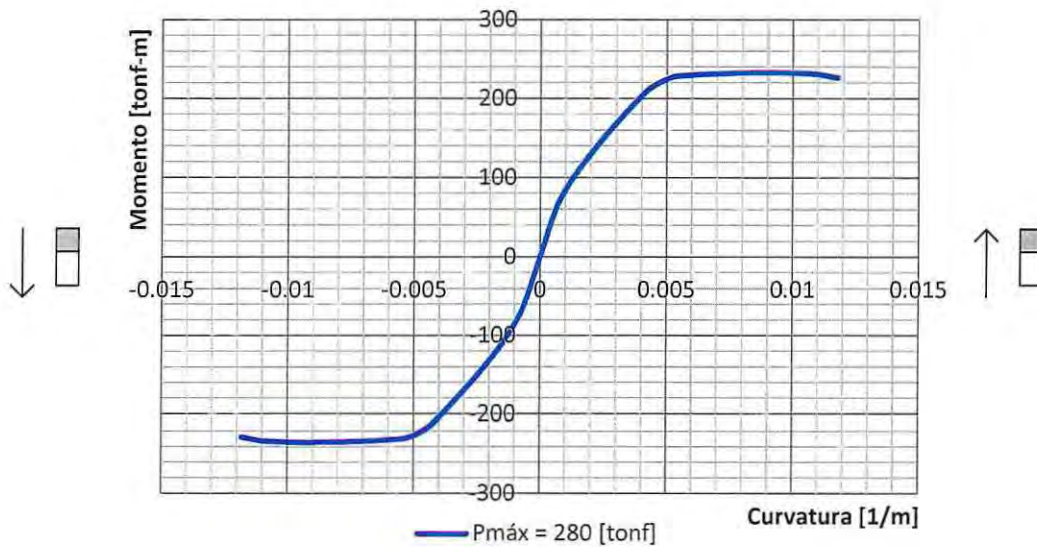


Figura 3.25 – Momento Curvatura Ed. Tradicional muro "RP" dirección Y-Y.

Tabla 3.14 – Requerimientos de curvatura.

Muro	Dirección	Capacidad		Demanda	Requiere Confinamiento
		Momento [Tonf-m]	Curvatura [1/m]	Curvatura [1/m]	
R	Y [+]	4940	0.0025	0.0028	SI
	Y [-]	4940	0.0025		SI
T	X [+]	16500	0.0065	0.0028	NO
	X [-]	16500	0.0065		NO
	Y [+]	11300	0.0024		SI
	Y [-]	11300	0.0192		NO
C	X [+]	5050	0.0017	0.0028	SI
	X [-]	5050	0.0017		SI
	Y [+]	5500	0.0020		SI
	Y [-]	3240	0.0265		NO
RP	Y [+]	231	0.0118	0.0113	NO
	Y [-]	231	0.0118		NO

Según lo observado en la tabla anterior es necesario implementar confinamiento en los elementos. En las figuras 3.26, 3.27, 3.28, 3.29 se presentan la disposición final de la armadura considerando la armadura de confinamiento.

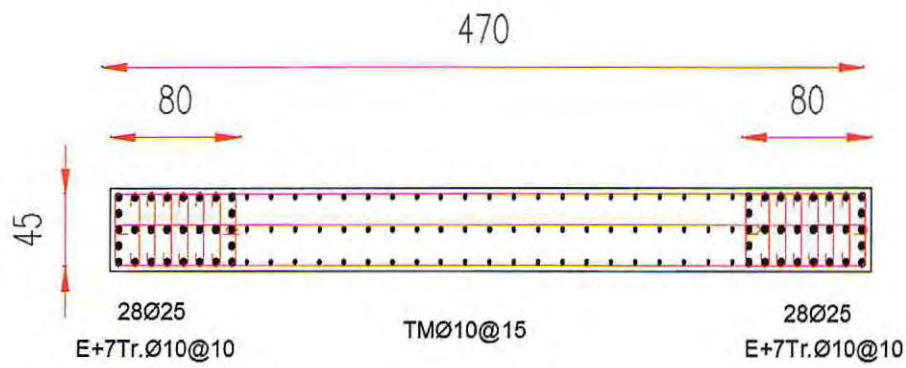


Figura 3.26 – Disposición armadura Ed. Tradicional muro "R".

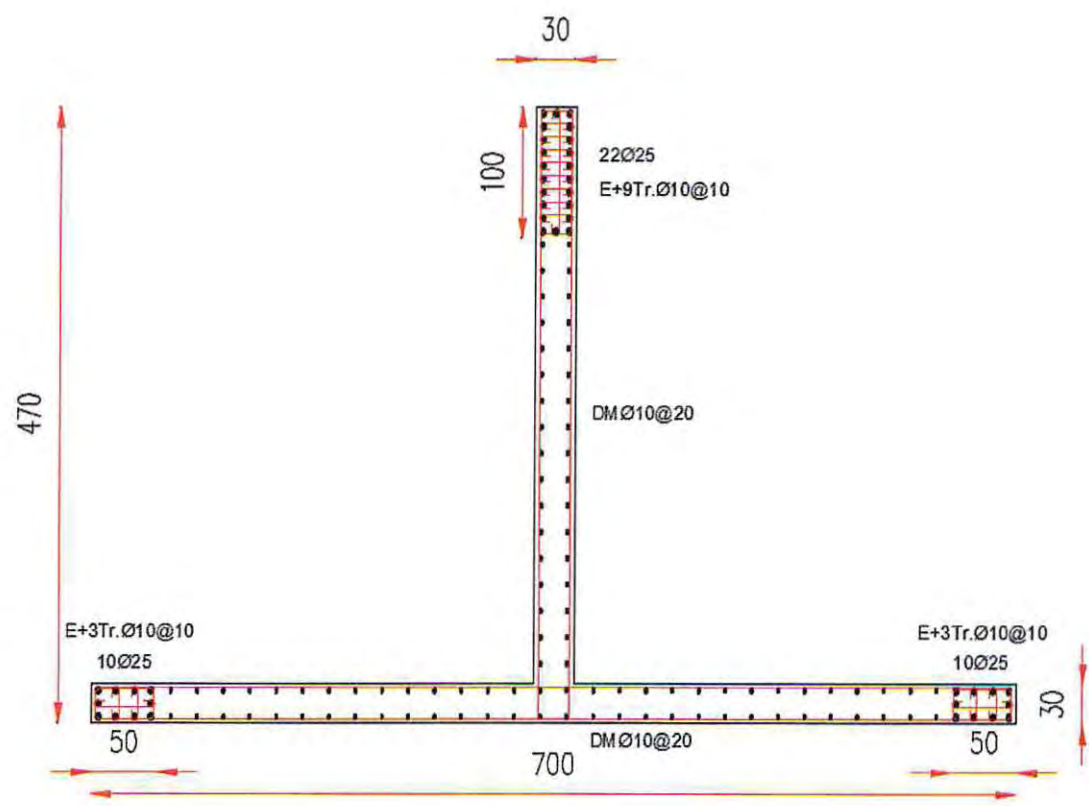


Figura 3.27 – Disposición armadura Ed. Tradicional muro "T".

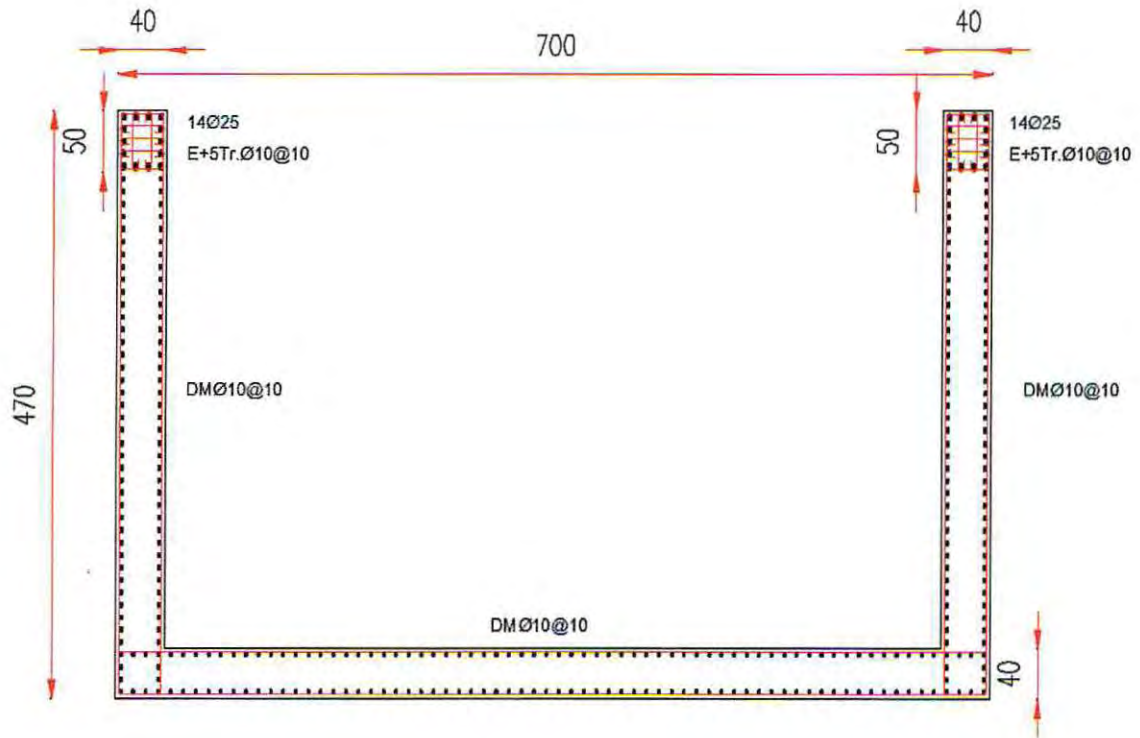


Figura 3.28 – Disposición armadura Ed. Tradicional muro "C".

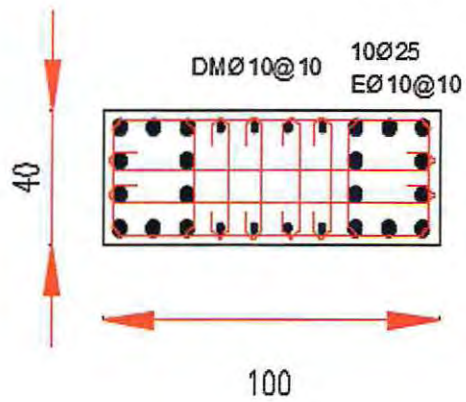


Figura 3.29 – Disposición armadura Ed. Tradicional muro "RP".

3.5.2.3. Resistencia a corte.

Para el diseño al cortante se deben determinar las solicitaciones laterales producidas por el sismo para la combinación de carga más desfavorable, éstas deben cumplir el criterio establecido por la normativa [20], expresado en la siguiente ecuación.

$$V_n = \frac{V_u}{\Phi} \quad \text{Ecuación 3.21}$$

$$V_n = A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_t \cdot f_y) \quad \text{Ecuación 3.22}$$

$$\rho_{min} = 0.0025$$

Además, como se indica en [20] se debe restringir la resistencia nominal al corte para las secciones horizontales como se muestra en la ecuación 3.23.

$$V_n = 2.65 \cdot A_{cw} \quad \text{Ecuación 3.23}$$

Dónde:

- V_u Solicitación de cortante último
- V_n Corte resistente nominal
- Φ Factor de reducción (0.6)
- ρ_t Cuantía de refuerzo transversal
- α_c Coeficiente que depende de la relación altura y longitud del muro (0.53)

En la tabla 3.15 se muestra el resumen de los cálculos para la determinación de la armadura transversal en los muros.

Tabla 3.15 – Resumen para el diseño al corte.

Muro	Dirección	V_u / Φ [Tonf]	V_n máx [Tonf]	A_{cw} [m ²]	Cuantía	Armadura
R	Y	246	886	2.12	0.0056	DM $\Phi 12 @ 10$
T	X	311	880	2.10	0.0063	DM $\Phi 10 @ 10$
	Y	191	590	1.41	0.0063	DM $\Phi 10 @ 10$
C	X	500	1173	2.80	0.0049	DM $\Phi 10 @ 10$
	Y	458	1574	3.76	0.0049	DM $\Phi 10 @ 10$
RP	Y	11	167	0.40	0.0049	DM $\Phi 10 @ 10$

3.5.3. Diseño de losas

El diseño de las losas se realiza según lo dispuesto en [20], estas deben soportar las demandas impuestas de peso propio y la sobrecarga. Además se debe realizar un análisis de deformaciones a largo plazo para controlar la flecha que no debe ser mayor a $L/300$.

El espesor utilizado para el diseño es de 15 [cm] y cumple con la cuantía mínima de 0.0018.

Tabla 3.16 – Resumen para el diseño de losas entrepiso.

	Momento solicitante máximo [Tonf-m]	Momento de diseño [Tonf-m]	Cuantía	Armadura
Superior	2.10	2.47	0.0035	$\Phi 10@15$
Inferior	1.4	1.60	0.0017	$\Phi 8@15$

3.5.4. Diseño de fundación

Debido a las características resistentes del suelo, el sistema de fundación necesario para soportar las condiciones del terreno, es del tipo losa. El espesor utilizado para la losa es de 100 [cm]. La metodología utilizada para estimar las características del suelo es determinado de acuerdo al valor más usual dado por las mecánicas de suelos.

El coeficiente de balasto más utilizado en base a las mecánicas de suelo presentadas en este trabajo es de 1500 [tonf/m³] para el caso estático y de 4500 [tonf/m³] para el caso dinámico.

3.5.4.1. Tensiones admisibles del suelo

La capacidad de soporte admisible del suelo fue presentada anteriormente en este documento y corresponde a 26 [tonf/m²] para el caso estático y de 32 [tonf/m²] para el caso dinámico.

La figura 3.30 se muestra el nivel de tensiones del suelo para el caso estático. Se puede observar que los valores de tensión están muy por debajo de lo admisible llegando a máximo de 23 [tonf/m²] con la PP+SC.

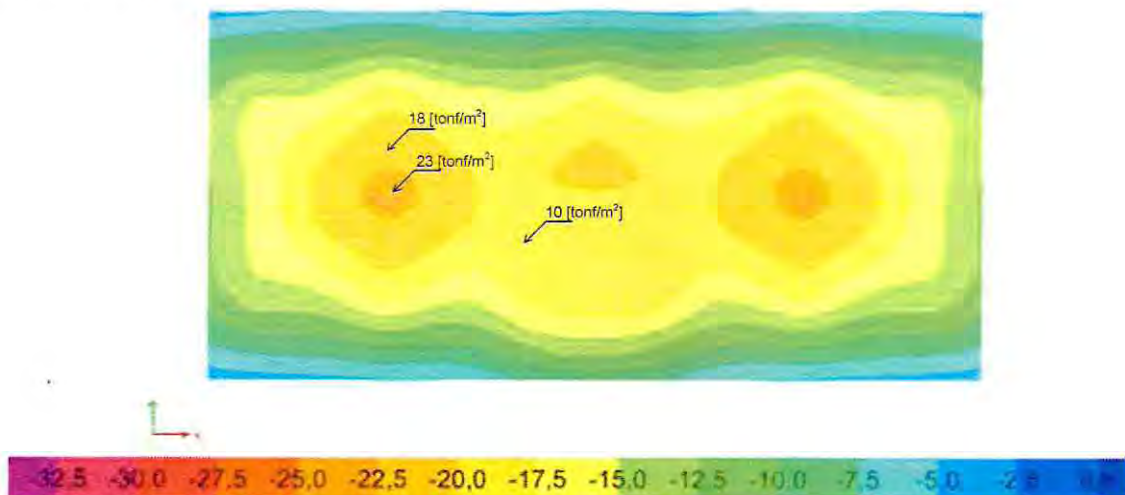


Figura 3.30 – Diagrama de tensiones estáticas del suelo en direcciones X e Y.

La figura 3.31 y 3.32 se muestra el nivel de tensiones del suelo para el caso dinámico en la dirección "X" e "Y" respectivamente. Se puede observar que los valores de tensión están muy por debajo de lo admisible llegando a máximo de 27 [tonf/m²] con 0,6PP+SISMO definida anteriormente.

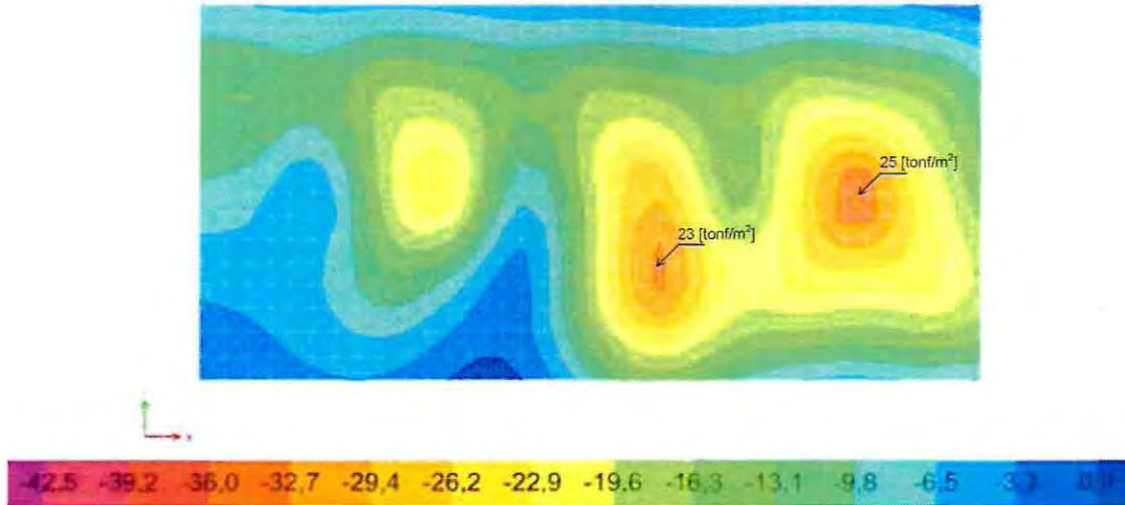


Figura 3.31 –Diagrama de tensiones dinámicas del suelo en la dirección X

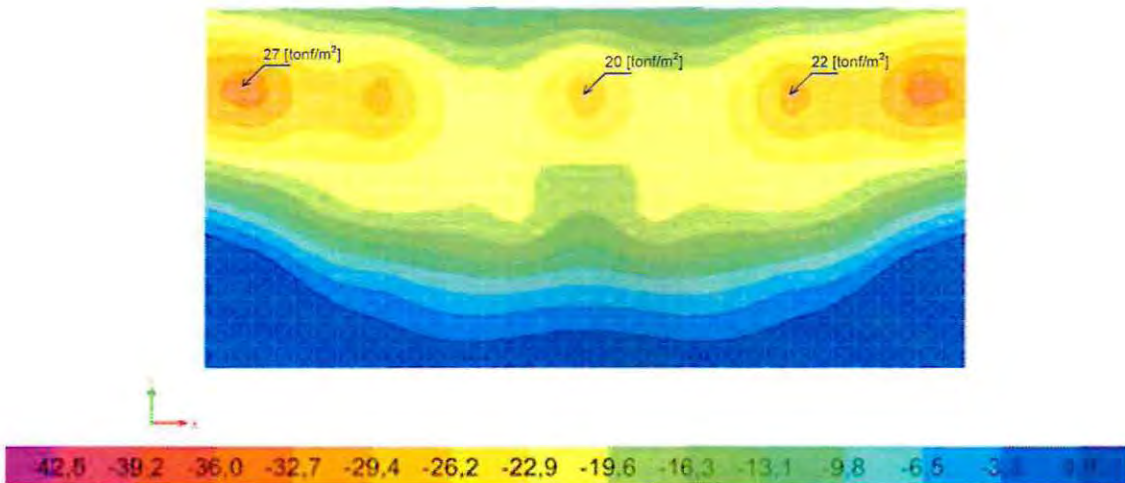


Figura 3.32 –Diagrama de tensiones dinámicas del suelo en la dirección Y.

Para el criterio del porcentaje de zapata comprimida se determina que no sobrepasa el 50% para las combinaciones 0.6PP+Sismo, establecido por [18].

Para el análisis de estabilidad se transforma las cargas del espectro en cargas puntuales equivalentes, además se considera que el suelo no desarrolla tracciones, dejando las combinaciones de carga no lineales para generar el efecto en la modelación.

3.5.4.2. Resistencia a momento

Por efectos de retracción y temperatura es necesario utilizar una cuantía mínima de 0.0018 establecido por [20], éste supe la mayor cantidad solicitaciones por flexión en la losa, sin embargo, los esfuerzos de flexión bajo los elementos estructurales poseen un máximo de 170 [tonf-m]. Para controlar estos esfuerzos se utiliza suples en la parte superior de la fundación en ambas direcciones para que satisfaga la demanda a flexión.

La armadura a flexión utilizada en la fundación se resume en la tabla a continuación.

Tabla 3.17 – Resumen para la armadura de diseño.

	Momento solicitante máximo [Tonf-m]	Momento de diseño [Tonf-m]	Cuantía	Armadura
Malla base	70	86	0.0026	DM $\Phi 25@20$
Suples	160	169	0.0052	$\Phi 25@20$

3.5.4.3. Resistencia a corte

Para el diseño al corte se considera sólo la resistencia proporcionada por el hormigón, aunque en ciertas zonas bajo muros se necesita reforzar con armadura para el corte.

La resistencia de diseño para el hormigón sin considerar la resistencia de la armadura es de 65.4 [tonf], que supe la mayor parte de los esfuerzos de corte en la losa, sin embargo, bajo el muro C se necesita proporcionar armadura de corte para resistir hasta 140 [tonf], para estos casos se suministra la armadura al corte de $DE\phi 10@5$ como se muestra en la figura 3.33.

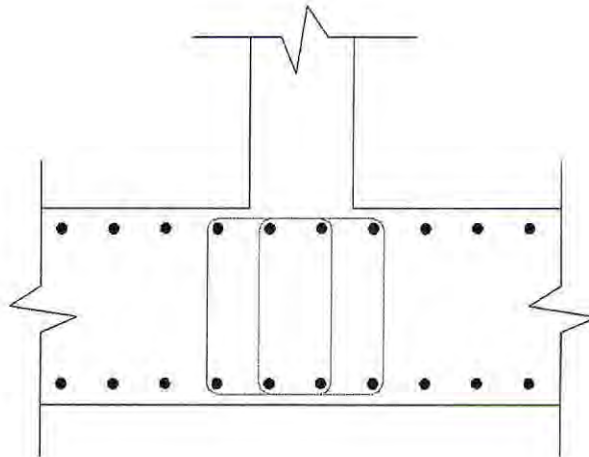


Figura 3.33 –Detalle armadura al corte para la fundación.

Capítulo IV

4. Análisis de sensibilidad incorporando la interacción del suelo - estructura

Para realizar el análisis y la evaluación de la respuesta estructural del edificio incorporando los efectos de suelo, se utilizan los programas computacionales ETABS y Ruaumoko, el segundo para determinar el comportamiento de los elementos que incursionan en el rango no lineal frente a eventos sísmicos, sin embargo, se considera que el suelo y la fundación tiene un comportamiento lineal elástico.

Los modelos utilizados son: en ETABS análisis lineales que se basan en la metodología de Winkler para la interacción de suelo-estructura. En Ruaumoko se considera un análisis lineal y no lineal de los elementos estructurales, y además para el análisis de suelo se incorporan los modelos de Winkler, Pasternak y Vlazov.

En la tabla a continuación se resumen los análisis realizados para el desarrollo de este estudio.

Tabla 4.1 – Resumen metodologías de análisis para la estructura y el suelo.

Comport. Estructura	Comport. Suelo	Modelo en programa	Análisis sísmico	Modelo analítico del suelo	Coefficiente de balasto [tonf/m ³]
Lineal	Empotrado	ETABS	Modal espectral	-	-
Lineal	Lineal	ETABS	Modal espectral	Winkler	1500, 4500, 30000
Lineal	Lineal	Ruaumoko	Tiempo - Historia	Winkler, Pasternak, Vlazov	1500, 4500, 30000
No Lineal	Empotrado	Ruaumoko	Tiempo - Historia	-	-
No Lineal	Lineal	Ruaumoko	Tiempo - Historia	Pasternak	4500

El análisis lineal con la estructura empotrada en la base, es el descrito en la sección anterior y es el que se utilizó para el diseño con la normativa vigente.

4.1. Análisis lineal elástico incorporando la interacción suelo - estructura

Para los modelos en ETABS se considera una comparación entre las variaciones del coeficiente de balasto y la situación empotrada, la metodología de cálculo para el suelo de fundación es la de Winkler. Se utilizó el mismo modelo de análisis de la sección precedente y se incorporó la fundación.

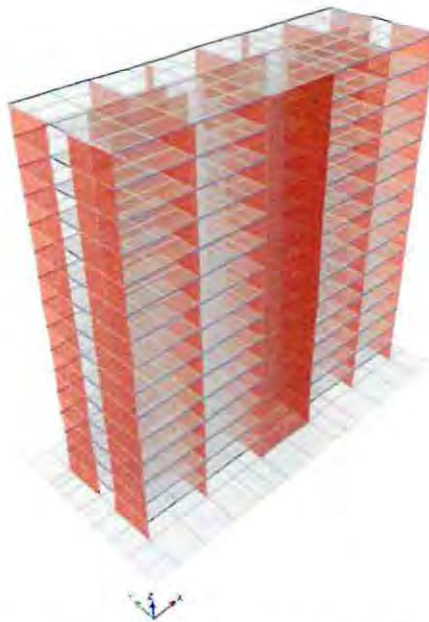


Figura 4.1 –Modelos espacial de edificio

4.2. Análisis dinámico tiempo historia

Un objetivo de este trabajo como se mencionó anteriormente es analizar el comportamiento de la estructura en conjunto con el suelo en un modelo constitutivo, el cuál pueda evaluar el desempeño de las distintas metodologías de cálculo para el suelo en conjunto con la estructura.

Se efectúa un análisis no lineal a la estructura con el programa computacional Ruaumoko 2D [23] para determinar el comportamiento de la estructura frente a diferentes registros de aceleración sísmica.

Es importante mencionar que el análisis en 2D no estima efectos de torsión ni esfuerzos producidos al usar ambos ejes coordenados.

El suelo modelado en Ruaumoko, se representa mediante los elementos resistentes "Ground", estos son del tipo barra y se derivan de las propiedades elásticas de suelo. Estos miembros se colocan bajo la superficie de la losa de fundación y se extienden fuera de ésta. En la figura 4.2 se muestra el modelo analítico.

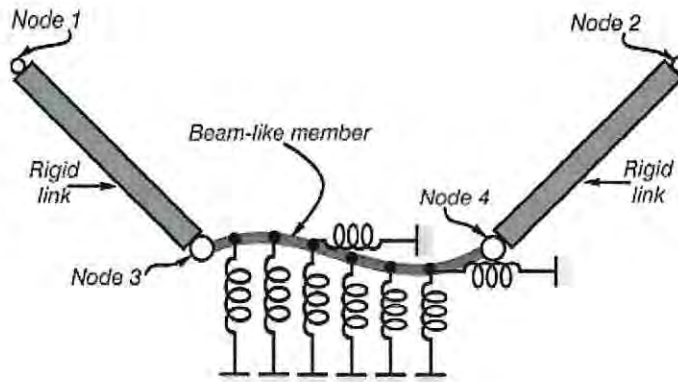


Figura 4.2 –Elemento de suelo tipo resorte. [23]

4.2.1. Modelo no lineal

Para verificar la respuesta estructural y evaluar el desempeño de la estructura se procede a modelar la estructura considerando los efectos de la interacción del suelo con distintas metodologías de cálculo y variaciones en la rigidez del suelo. La estructura se analiza en la dirección más esbelta (eje Y-Y).

Se definieron las propiedades elásticas e inelásticas de los elementos, es decir, un análisis seccional para los elementos estructurales. Para la base de los muros del primer piso y los extremos de las vigas se le asignaron propiedades inelásticas, mientras que para los muros restantes, fundaciones y el suelo se asignaron propiedades elásticas.

Para comprobar que el modelo no lineal posea las mismas características asignadas para el suelo en el modelo lineal, se procede inicialmente a realizar un modelo en Ruaumoko [23], donde los elementos estructurales posean características lineales y sea posible compararlos.

Se analizaron los cinco ejes resistentes juntos para la deformación en torno al eje Y-Y. En la figura 4.3 se muestra una representación del modelo utilizado en el programa Ruaumoko considerado sólo el eje 3.

Los parámetros de entrada para el análisis del suelo de los distintos modelos son entre otras; el módulo de elasticidad, módulo de Poisson, profundidad de la roca de fundación, dimensiones efectivas de la fundación, densidad del suelo, rigidez axial del suelo, módulo de balasto y módulo de corte.

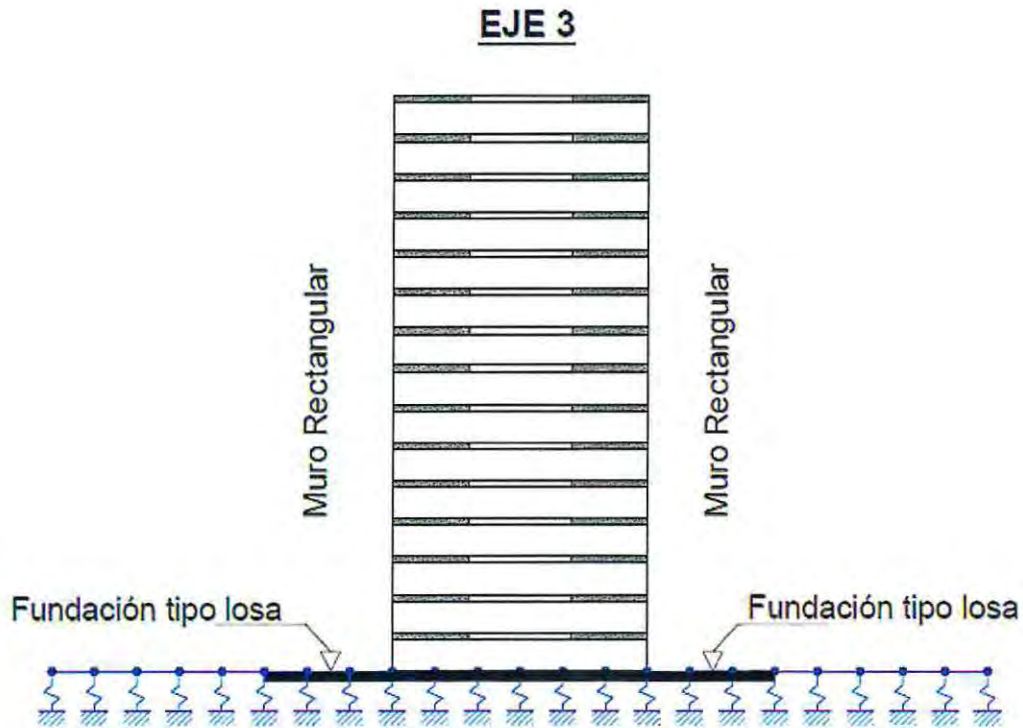


Figura 4.3 – Ejemplo representación de elemento de suelo tipo resorte.

4.2.2. Modelación de la estructura

La estructura en conjunto con la fundación y el suelo se analizan por medio de un modelo de dos dimensiones, esta aproximación es recurrentemente utilizada en el análisis de estructuras esbeltas con fundación elástica, como es el caso de la estructura en el eje Y-Y. Una ventaja de la metodología utilizada, es que requiere menos tiempo de cálculo, pero en desventaja es un enfoque demasiado simplista del cual no permite comprender de manera óptima los fenómenos generados.

Se utiliza un amortiguamiento constante en toda la estructura del 5%.

La discretización entre los elementos resortes ocupada para representar el suelo en Rúaumoko es de 1.5 [m].

Se determinó utilizar una extensión de los elementos del tipo resorte por cada lado, correspondiente al ancho de la estructura.

4.2.3. Superficies de fluencia

Se definen las superficies de fluencia para los elementos estructurales del tipo viga y muro. Para las vigas y los muros de sección rectangular se definen la superficies de fluencia por medio de los momentos nominales proporcionado para cada extremo del elemento con plasticidad concentrada.

La representación de este comportamiento inelástico se realiza a través del modelo de viga Giberson de una componente como se muestra en la figura 4.4.

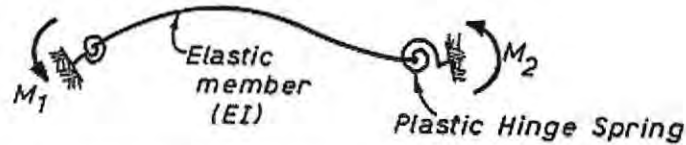


Figura 4.4 –Modelo para vigas de una componente de Giberson.

En el caso de los muros de sección irregular, el comportamiento axial que es definido por el diagrama de interacción, queda representado a través de la superficie cuadrática de fluencia, donde cada cuadrante es una parte de una parábola formando el diagrama de interacción. En la figura 4.5 se muestra los parámetros necesarios para definir la interacción.

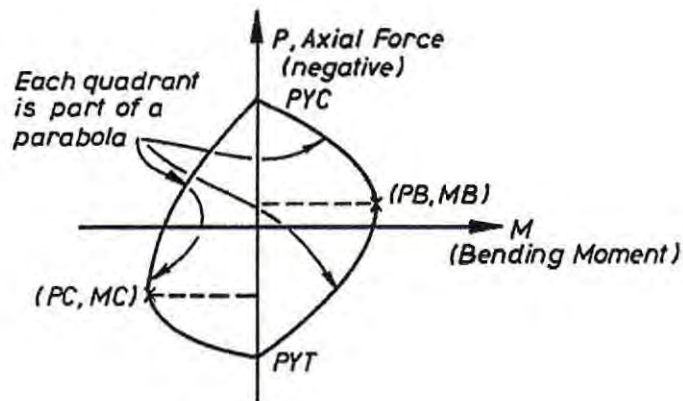


Figura 4.5 –Superficie Cuadrática de fluencia

4.2.4. Regla de histéresis

Para evaluar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales se procede a optar las curvas de histéresis que reproduzcan la degradación de rigidez por los eventos dinámicos. Se procede a definir los parámetros de los elementos viga y muros tales como módulo de elasticidad y módulo de corte, además de las curvas de esfuerzo – deformación para el hormigón no confinado y la idealizada del acero definida en el capítulo II de este trabajo.

Para muros de sección rectangular se utiliza la regla bilineal de Takeda Modificado que se muestra en la figura 4.6, el cual se ajusta a las curvas de degradación de rigidez. Los parámetros necesarios para definir este modelo son los siguientes: el factor α controla la rigidez del tramo de descarga, el factor β que controla rigidez de la recarga, el factor de Ramberg-Osgood r controla la

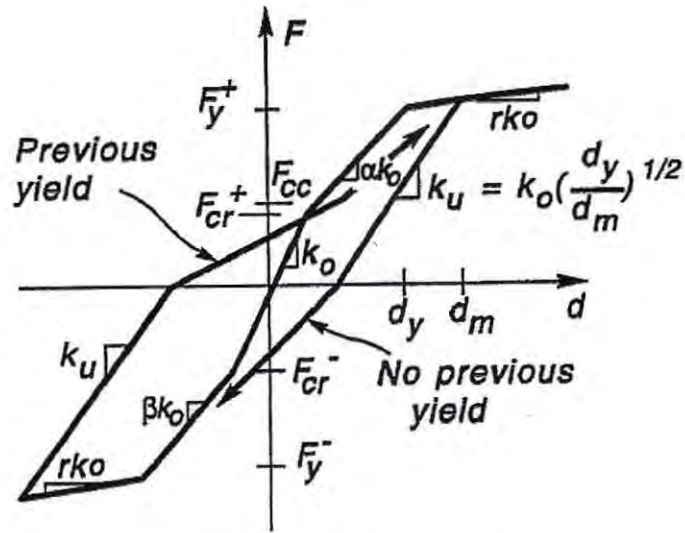


Figura 4.7 –Histéresis Trilineal con degradación de SINA.

Los parámetros que definen el comportamiento elástico de los elementos son el módulo de elasticidad, el área de la sección, el momento de inercia efectiva y la relación entre las pendientes pre y post fluencia, se determina a través del diagrama de momento curvatura.

$$I_{eff} = \frac{M_y}{E_c \cdot \phi_y} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

$$r = \frac{E_c \cdot I_{eff}}{E_c \cdot I_p} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Dónde:

- I_p Inercia posterior al punto de fluencia
- ϕ_y Curvatura de fluencia
- M_y Momento de fluencia
- E_c Módulo de elasticidad del hormigón

4.3. Registro de aceleraciones

A continuación, se presentan los registros sísmicos de aceleraciones utilizados para la modelación en Ruaumoko, estos pertenecen a las ciudades de Viña del Mar, Concepción y Constitución del terremoto del 27 de febrero del 2010.

Los registros sísmicos utilizados y las propiedades del suelo son consistentes con la zona sísmica y el tipo de suelo presentes en el análisis y diseño de la estructura.

4.3.1. Viña del Mar

El registro de aceleraciones de Viña del Mar tiene componentes E-W, tiene una duración aproximada de 125 segundos y una aceleración máxima de 3.25 (m/s^2).

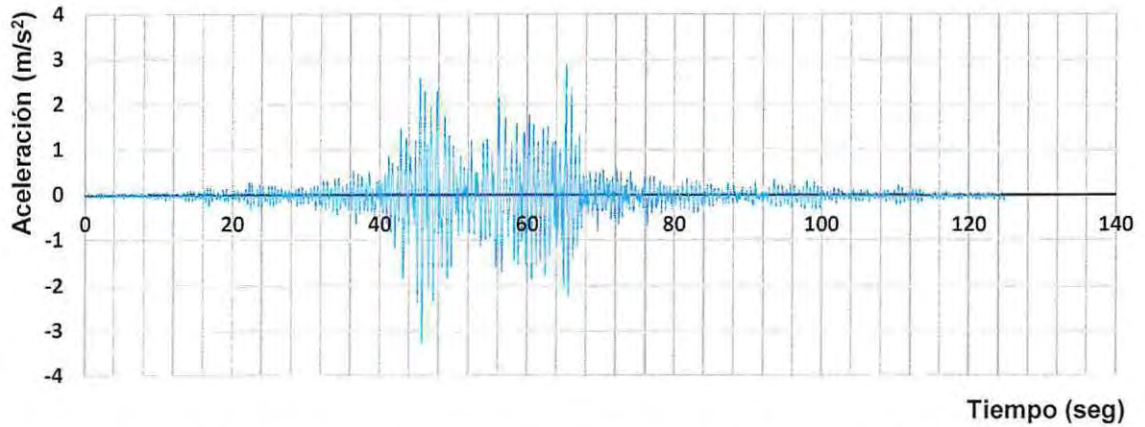


Figura 4.8 –Registro de aceleraciones – Viña del Mar 2010, componente E-W.

4.3.2. Concepción

El registro de aceleraciones de Concepción tiene componentes 1-L, tiene una duración aproximada de 142 segundos y una aceleración máxima de 3.93 (m/s^2).

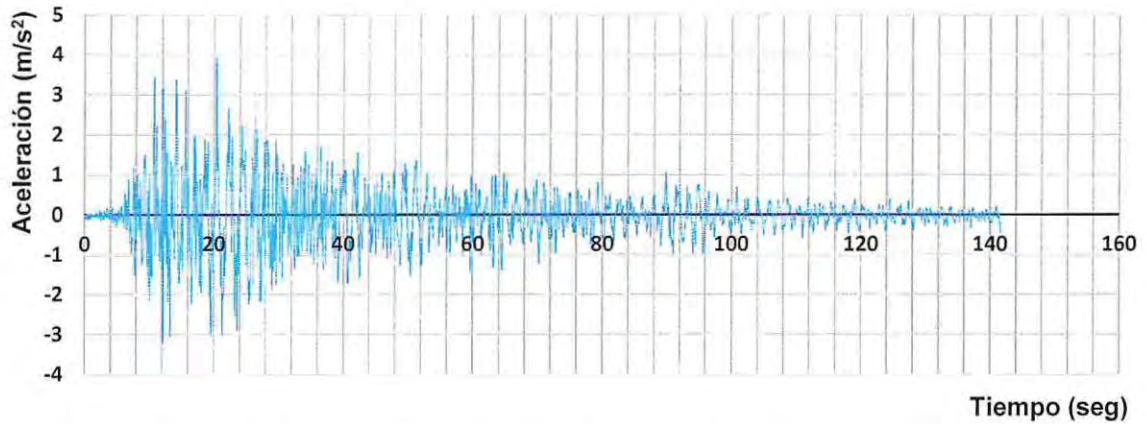


Figura 4.9 –Registro de aceleraciones – Concepción 2010, componente L.

4.3.3. Constitución

El registro de aceleraciones de Concepción tiene componentes 1-L, tiene una duración aproximada de 143 segundos y una aceleración máxima de 5.28 (m/s²).

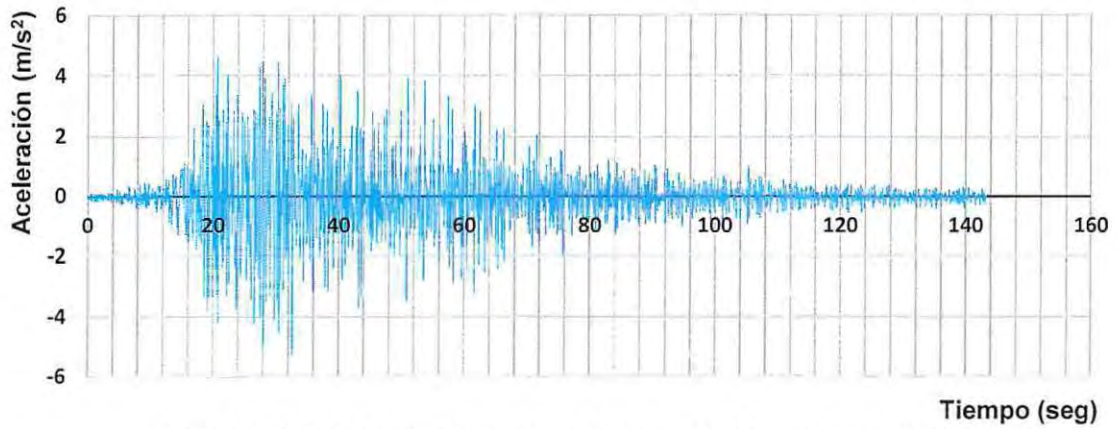


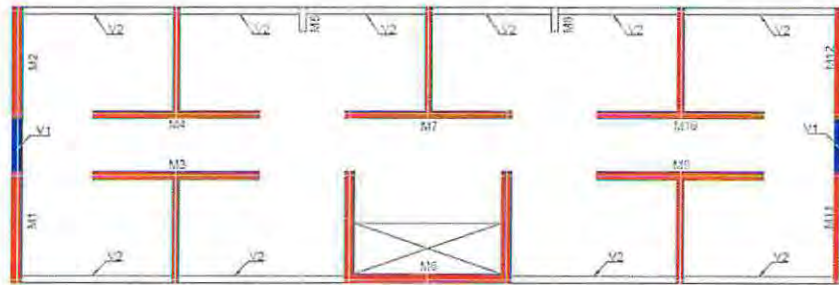
Figura 4.10 –Registro de aceleraciones – Constitución 2010, componente L.

Capítulo V

5. Análisis de resultados

En este capítulo se hará una recopilación de resultados en base a los distintos modelos realizados, para luego proceder con una comparación del modelo elástico, un análisis de sensibilidad de suelo y evaluación del desempeño del modelo inelástico. Para el modelo elástico e inelástico se analizarán los desplazamientos absolutos y relativos, los esfuerzos de corte y de momento, las demandas de ductilidad para el modelo inelástico y la estabilidad para las fundaciones.

La evaluación de las demandas de esfuerzo y ductilidad en muros y vigas, se realizan para los elementos señalados en la figura 5.1.



PLANTA TIPO
Escala: 1/250

Figura 5.1 – Elementos escogidos para el análisis.

5.1. Comparación del modelo elástico incorporando el efecto suelo-estructura

Los siguientes resultados son obtenidos del programa ETABS 2015 [3], y se comparan dos metodologías de análisis, en el primero se considera la estructura empotrada a la base y en la segunda la interacción entre suelo, fundación y estructura en un sistema elástico. Para el modelo que incluye la interacción, se utilizaron las metodologías de Winkler para estimar el comportamiento elástico del suelo.

Para el análisis se utilizan los balastos dinámicos de 1500, 4500 y 30000 [tonf/m³].

Es importante mencionar que para los siguientes análisis se utiliza el espectro de respuesta elástico reducido obtenido por la norma [18], y no se aplicarán registros de aceleración como para el caso inelástico. Además que no se modificó la demanda sísmica en los tres casos de análisis, es decir, el coeficiente sísmico utilizado en todos los casos es el del modelo empotrado.

5.1.1. Modos de vibrar

Se presentan el modo fundamental de la estructura en ambas direcciones para el análisis modal espectral.

Tabla 5.1 – Modo fundamental de vibrar para los distintos balastos.

Balastos [tonf/m ³]	Período Fundamental X [seg]	Período Fundamental Y [seg]	% Participación de masa X	% Participación de masa Y
Empotrado	0.674	0.591	61	66
30000	0.766	0.654	52	55
4500	0.849	0.758	53	56
1500	0.914	0.907	50	58

Los períodos aumentan a medida que el suelo es menos rígido, mientras que la participación de las masas se mantiene prácticamente constante para los distintos balastos.

5.1.2. Desplazamientos

5.1.2.1. Desplazamientos máximos absolutos

En la figura 5.2 se muestran los resultados obtenidos para los desplazamientos máximos absolutos para el análisis elástico reducido, en dirección de análisis "X" e "Y" respectivamente. Se presenta la nomenclatura para los gráficos siguientes:

- EM Sistema estructural empotrado.
- B1500 Sistema estructural considerando el suelo con balasto dinámico de 1500 [tonf/m³].
- B1500 Sistema estructural considerando el suelo con balasto dinámico de 4500 [tonf/m³].
- B1500 Sistema estructural considerando el suelo con balasto dinámico de 30000 [tonf/m³].

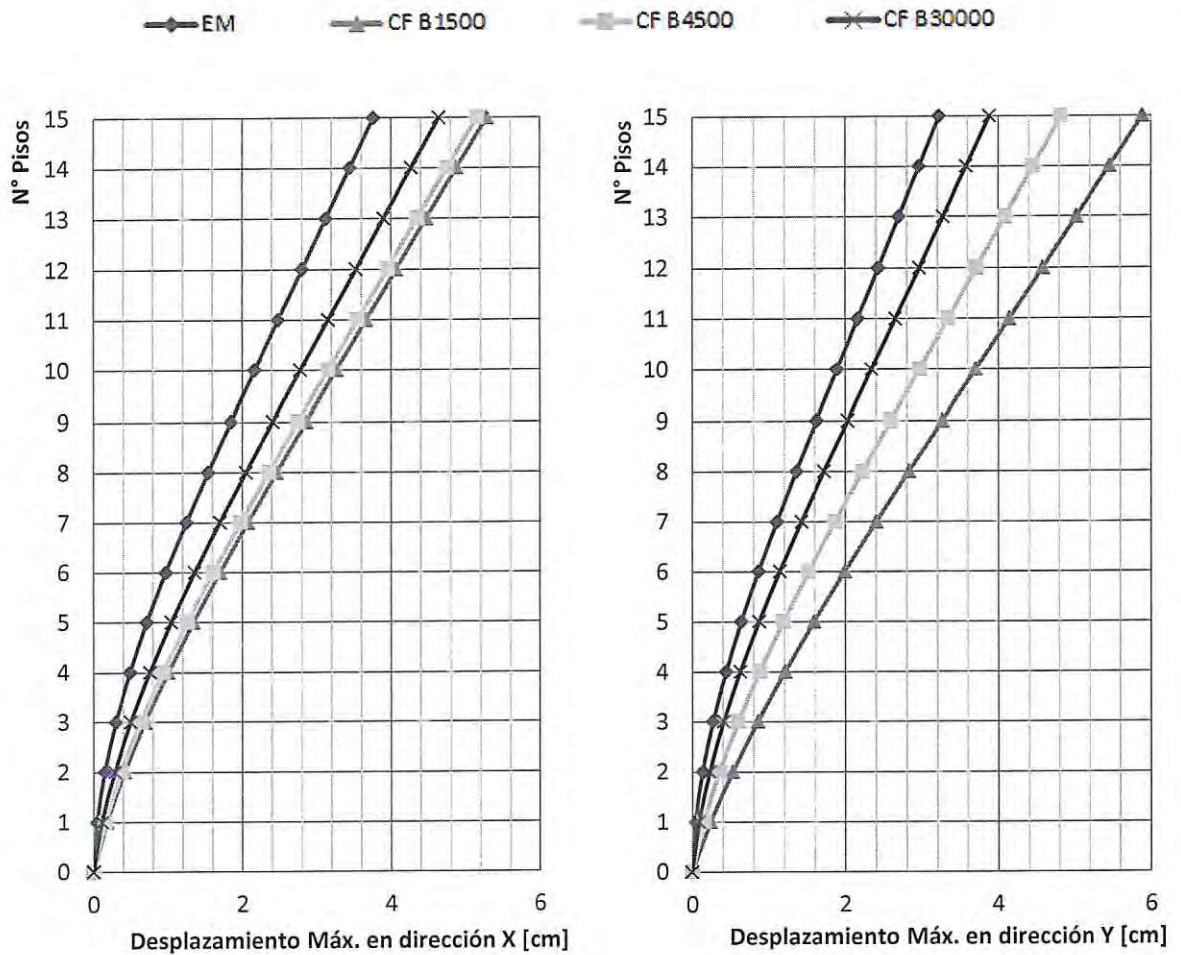


Figura 5.2 – Desplazamientos máximos absolutos - Dirección X e Y respectivamente.

Se puede observar, como es de esperar que los desplazamientos máximos absolutos aumenten a medida que el coeficiente de balasto decrece. Las deformaciones laterales con el balasto de 1500 [tonf/m³] son un 83% mayores que en el caso empotrado para la dirección de análisis Y, como se muestra en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 – Resumen desplazamiento máximo absoluto.

Tipo de estructura	Desplazamiento absoluto [cm]		Aumento Desplazamiento absoluto [%]	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Empotrada	3.76	3.22	-	-
CF B30000	4.64	3.88	23	20
CF B4500	5.15	4.82	37	50
CF B1500	5.29	5.89	40	83

5.1.2.2. Desplazamientos relativos entrepiso (Drift)

Se muestran a continuación los desplazamientos relativos entrepiso para las direcciones de análisis "X" e "Y".

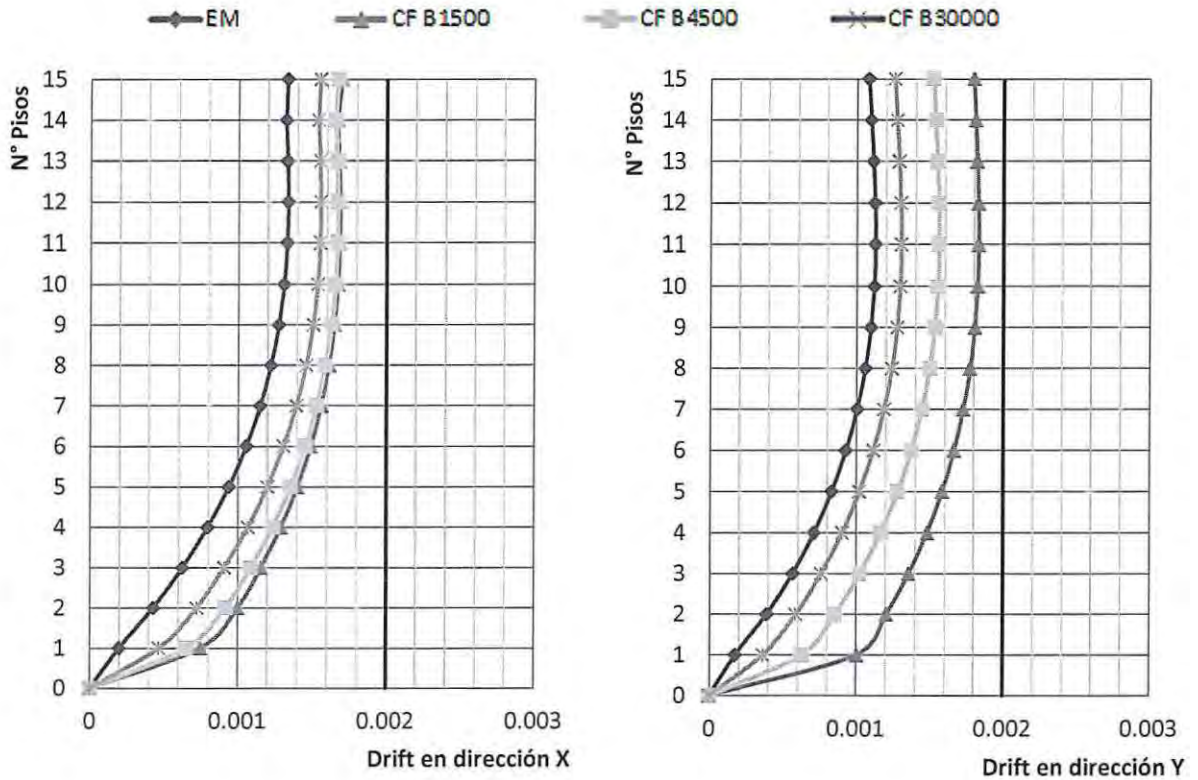


Figura 5.3 – Desplazamiento relativo entrepiso - Dirección X e Y respectivamente.

Se observa que en desplazamientos relativos entrepiso, tal como en los desplazamientos absolutos, aumentan a medida que el suelo posee una menor rigidez.

En la tabla 5.3 se presenta el crecimiento del drift en comparación del caso empotrado.

Tabla 5.3 – Resumen desplazamiento relativo entrepiso (drift).

Tipo de estructura	Desplazamiento relativo entrepiso		Aumento Desplazamiento relativo entrepiso [%]	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Empotrada	0.32	0.26	-	-
CF B30000	0.37	0.30	16	16
CF B4500	0.40	0.37	25	41
CF B1500	0.41	0.43	27	66

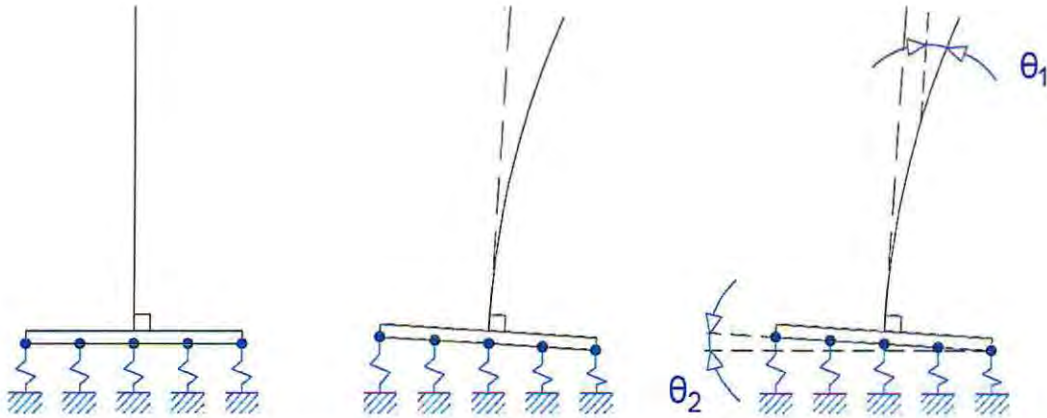


Figura 5.4 – Representación de la deformación elástica incorporando la interacción suelo-estructura.

En la figura 5.4 se observa que las deformaciones absolutas y relativas del edificio se relacionan con las deformaciones del suelo. Debido a que las deformaciones de la estructura están en el rango elástico, se conserva la perpendicularidad entre la fundación y la estructura, por lo cual, las deformaciones totales se obtienen por la suma de las distorsiones angulares entre el suelo y la estructura.

Los desplazamientos máximos absolutos y los desplazamientos relativos de entrepiso en el análisis lineal, son determinados por la suma de las deformaciones elásticas del edificio y las de suelo expresadas en la ecuación 5.2.

$$\theta_2 + \theta_1 = \text{Deformación total} \quad \text{Ecuación 5.2}$$

Este efecto de la interacción del suelo explica que en el drift se observe un aumento en la deformación en el primer piso.

5.1.3. Diagramas de corte

A continuación, se presentan los diagramas de corte para los muros R, T y C. Los valores se comparan con la resistencia nominal al corte.

Para la sección de muro rectangular, las demandas de corte se presentan en la figura 5.5.

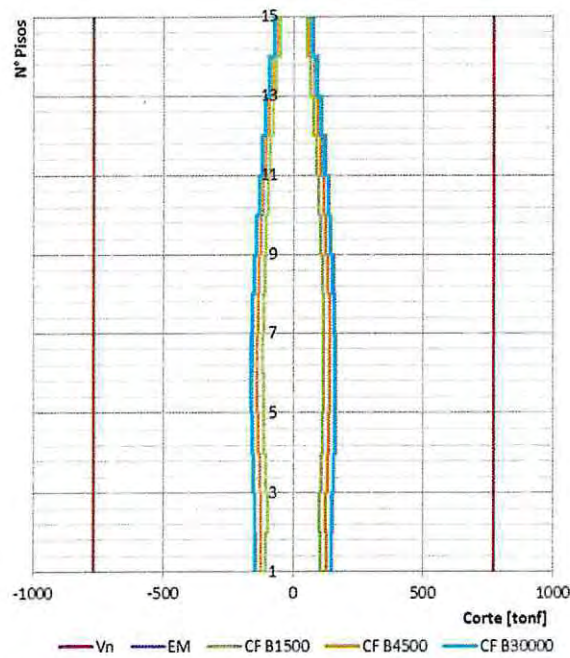


Figura 5.5 – Diagrama de corte Muro "R" – Dirección Y.

En el muro rectangular los mayores cortes no ocurren en la base, y se observa que son mayores mientras más rígido es el suelo.

Para el muro de sección "T", las demandas de corte se presentan en la figura 5.6 para la dirección de análisis "X" e "Y".

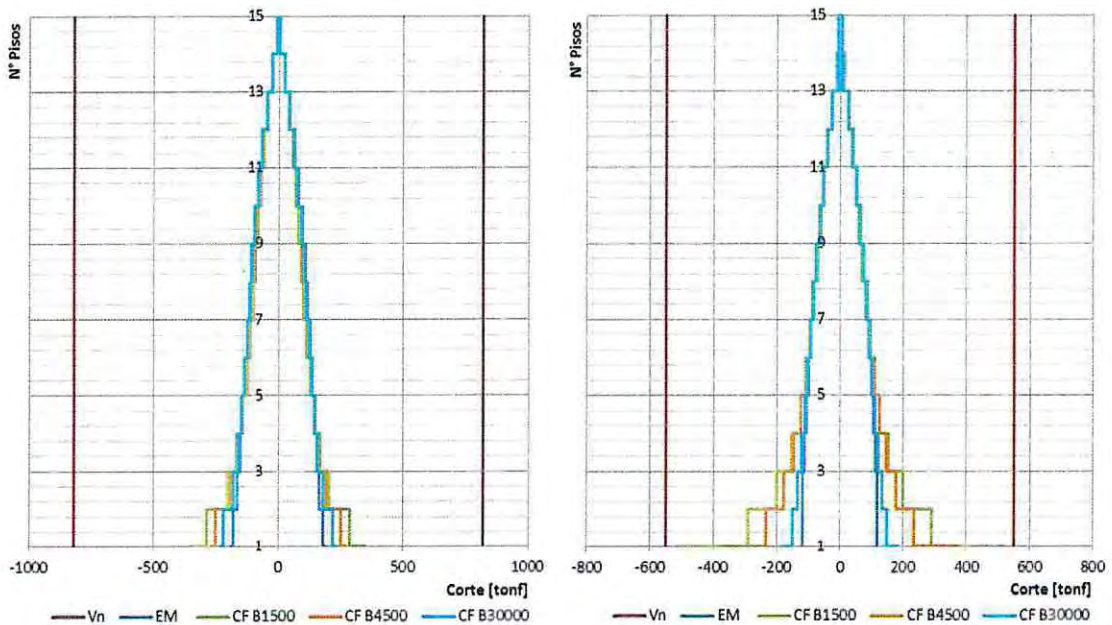


Figura 5.6 – Diagrama de corte Muro "T" - Dirección X e Y respectivamente.

Para el muro de sección "C", los esfuerzos de corte se presentan en la figura 5.7 para la dirección de análisis "X" e "Y".

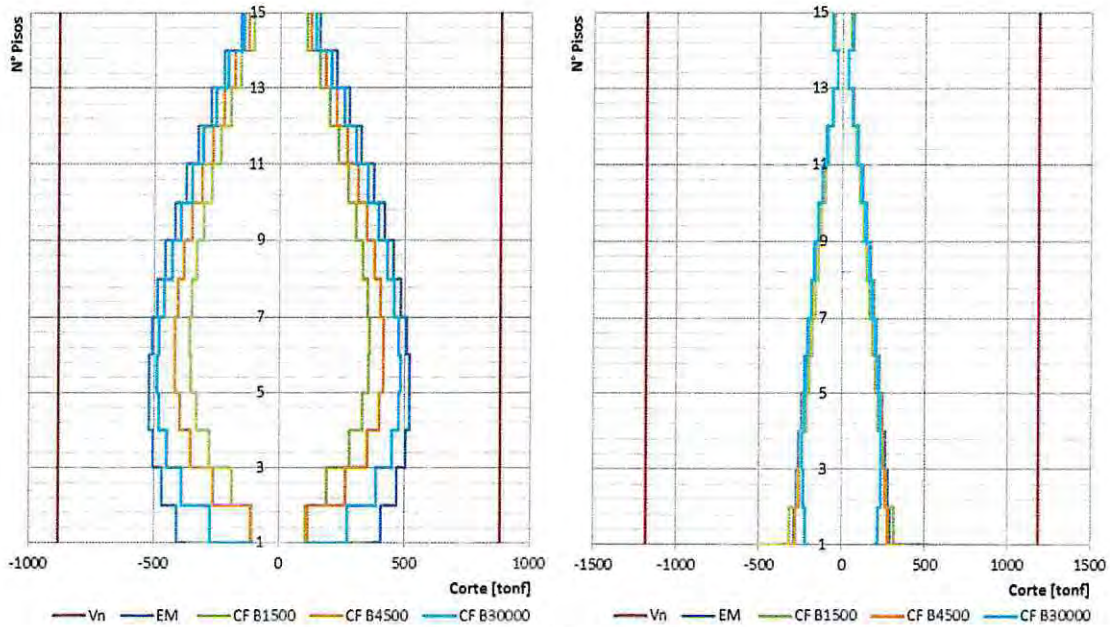


Figura 5.7 – Diagrama de corte Muro "C" - Dirección X e Y respectivamente.

En el muro T los mayores cortes se generan en la base y los de magnitud mayor ocurren cuando el balasto del suelo es menor. Esto podría explicarse de la siguiente manera: al tener una base más flexible, los elementos verticales de mayor rigidez toman la carga de los elemento de menor rigidez a través de una redistribución de fuerzas en la losa de fundación. Este fenómeno se representa en la figura 5.8.

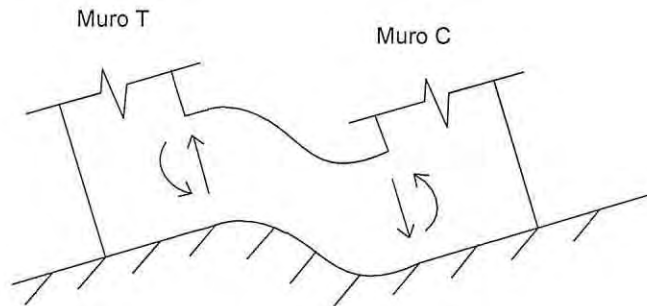


Figura 5.8 – Efecto de transmisión de esfuerzos por corte dado por la doble curvatura.

5.1.4. Diagramas de momento

A continuación, se presentan los diagramas de momento para los muros R, T y C. Los valores se comparan con la resistencia nominal a flexión de cada muro diseñado con la base empotrada.

Para la sección de muro rectangular, las demandas de flexión se presentan en la figura 5.9.

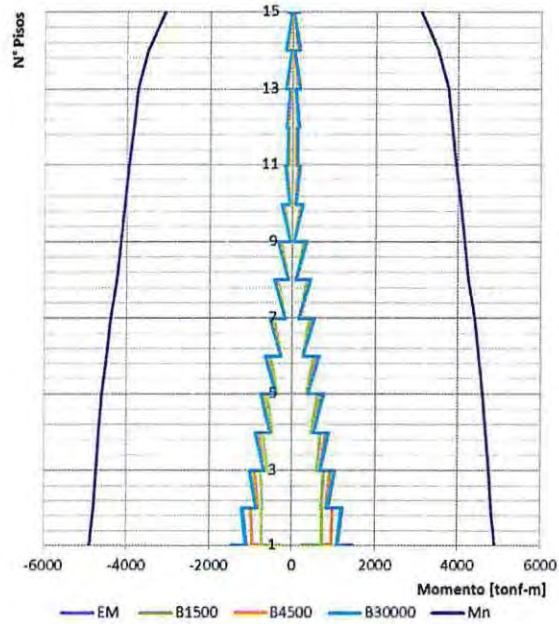


Figura 5.9 – Diagrama de momento Muro "R" – Dirección Y.

Para el muro de sección "T", los esfuerzos de momento se presentan en la figura 5.10, para las direcciones de análisis "X" e "Y".

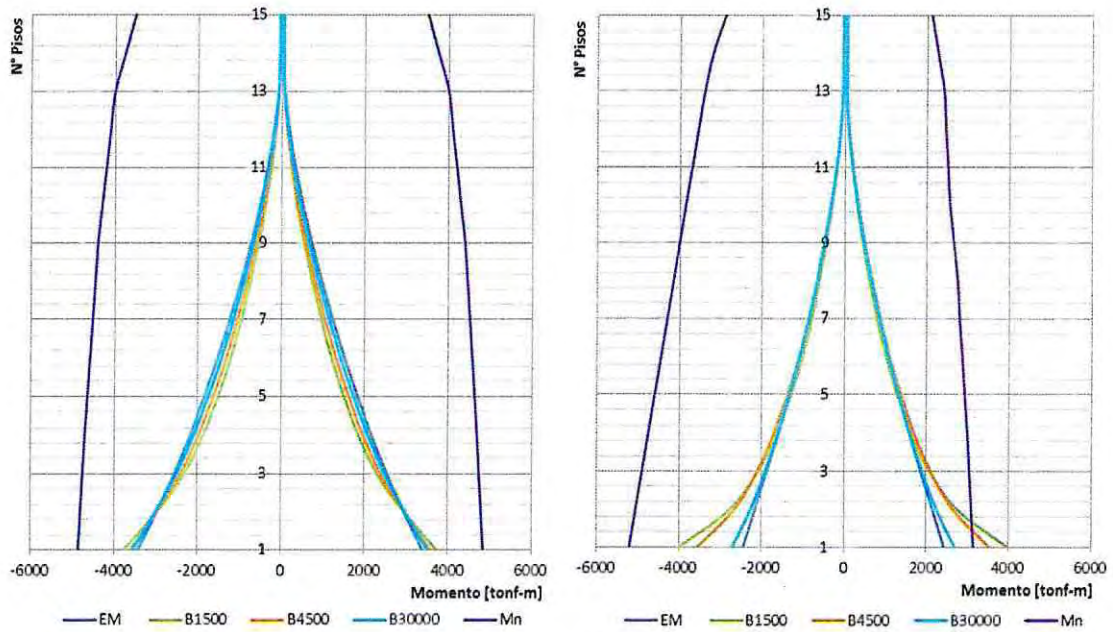


Figura 5.10 – Diagrama de momento Muro “T” - Dirección X e Y respectivamente.

Para el muro de sección “C”, los esfuerzos de corte se presentan en la figura 5.11 para la dirección de análisis “X” e “Y”.

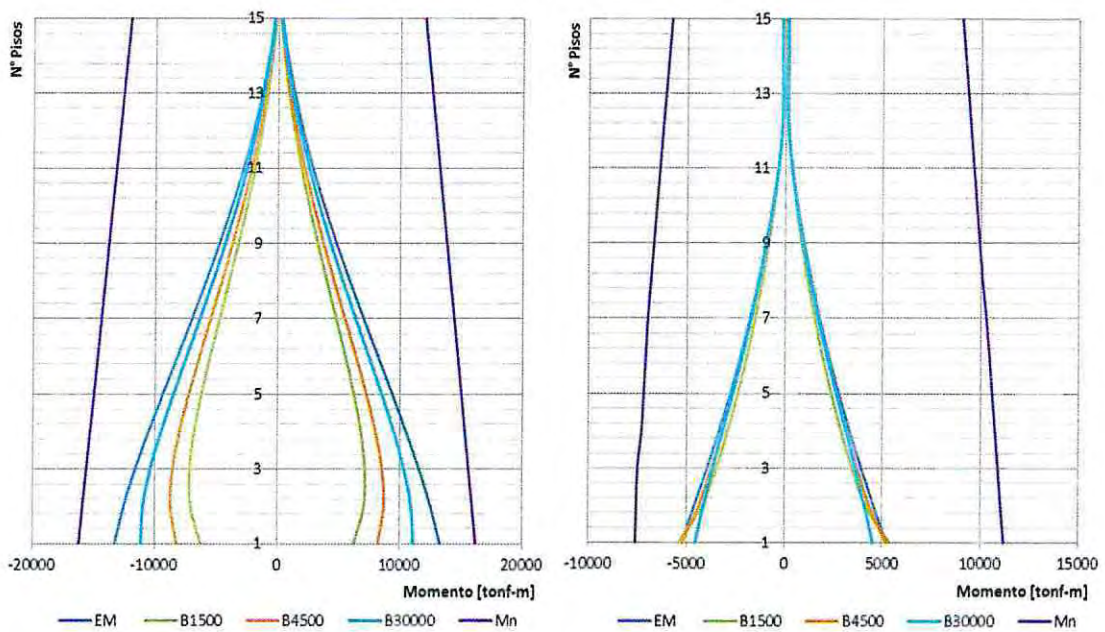


Figura 5.11 – Diagrama de momento Muro “C” - Dirección X e Y respectivamente.

Se aprecia la inversión de diagrama de momento para el muro "T" (figura 5.10), fenómeno similar al ocurrido en el diagrama de corte visto anteriormente, sin embargo, para los suelos menos rígidos las solicitaciones transmitidas generan que los esfuerzos a flexión sobrepasen la capacidad nominal.

5.1.5. Fundación

5.1.5.1. Asentamientos

Se presentan los asentamientos de la fundación para el análisis elástico. En la figura 5.12 se muestran la ubicación de los nodos en los cuales se realiza el análisis.

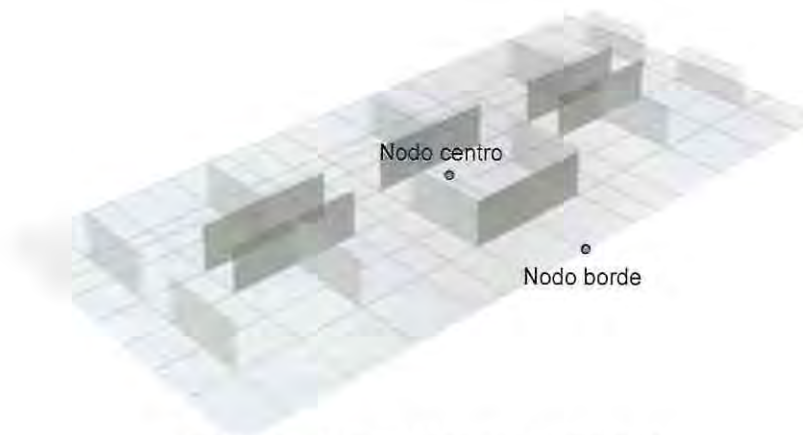


Figura 5.12 – Ubicación de los Nodos analizados.

Se observa en la tabla 5.4, que los asentamientos están dentro de lo recomendado en las mecánicas de suelos presentadas anteriormente.

Tabla 5.4 – Asentamientos en los Nodos – Edificio convencional.

	Balastos [tonf/m ³]	Asentamiento [cm]
Nodo Borde	1500	1.345
	4500	0.531
	30000	0.093
Nodo Centro	1500	1.208
	4500	0.456
	30000	0.117

A modo de comparación se determina la distorsión angular para la estructura convencional, los resultados se presentan en la tabla 5.5.

Tabla 5.5 – Distorsión angular edificio convencional.

Balastos [tonf/m ³]	β pendiente	Condición estructural
1500	0.00024	Sin fisuración
4500	0.00014	Sin fisuración
30000	0.00009	Sin fisuración

Los resultados no indican una posible fisuración de los elementos estructurales ni de la tabiquería para el análisis modal espectral reducido.

5.1.5.2. Volcamiento

Se considera un factor de seguridad al volcamiento de 1.5 para las combinaciones de tensión admisible, donde se ocupa el 60% del peso propio. Este factor se determina por cociente del momento resistente por el momento volcante. La excentricidad para la dirección X es 19.8 [m] y para Y es 9.5 [m].

Tabla 5.6 – Análisis de seguridad al volcamiento – Edificio convencional.

Balastos [tonf/m ³]	60% Peso edificio + fundación	Momentos en la base – dirección X [tonf-m]	Momentos en la base – dirección Y [tonf-m]	F.S. Volcamiento - dirección X	F.S. Volcamiento - dirección Y
Empotrado	4715	23906	27154	1.65	3.91
30000	4715	23190	26790	1.67	4.03
4500	4715	21351	25175	1.78	4.37
1500	4715	19226	21843	2.05	4.86

Se observa que los momentos basales en ambas direcciones disminuyen a medida que el suelo es menos rígido, esto genera que sea menos posible el volcamiento de la estructura.

5.2. Análisis sensibilidad de los modelos analíticos del suelo

En el modelo de sensibilidad se realiza un análisis de sensibilidad y se comparan las metodologías de Winkler, Pasternak y Vlazov para el análisis del suelo. Se escoge un método que represente el comportamiento más aproximado del suelo. En este modelo no se permite que los elementos incurrieren en el rango no lineal. Lo anterior con el objetivo de mostrar claramente el efecto de la variación de la rigidez del suelo y la respuesta del edificio. El programa utilizado para el análisis es Ruaumoko 2D [23].

El balasto dinámico utilizado es el mismo que para el modelo elástico de $4500 \text{ [tonf-m}^3\text{]}$, siendo este el valor más recurrente en la mecánica de suelos y el registro utilizado para los análisis es el de Concepción.

5.2.1. Desplazamientos

5.2.1.1. Desplazamientos máximos absolutos

Se incorpora en el gráfico el desplazamiento lateral de techo definido por [19]. Se expresa en la ecuación 3.6.

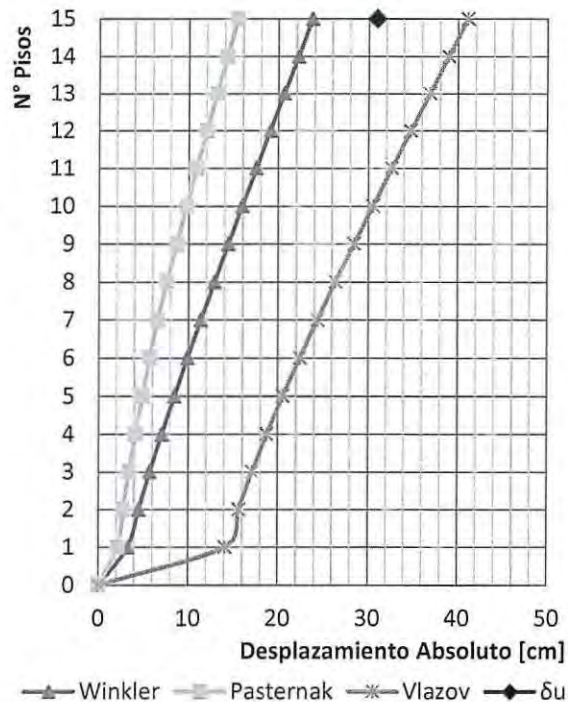


Figura 5.13 – Análisis de sensibilidad de suelo - Desplazamiento máximo absoluto.

5.2.1.2. Desplazamientos relativo entrepiso

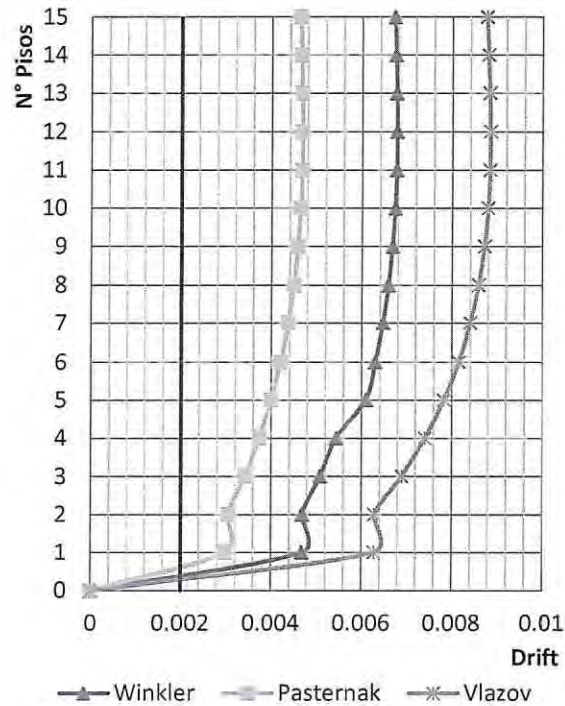


Figura 5.14 – Análisis de sensibilidad de suelo - Desplazamiento relativo entrepiso.

En las figuras 5.13 y 5.14 las deformaciones mediante el método de Pasternak tuvieron los menores desplazamientos en ambos casos. Se estima que el método de Winkler al no tener la contribución de los resortes contiguos, tuvo un desplazamiento mayor que el de Pasternak.

5.2.2. Diagramas de corte

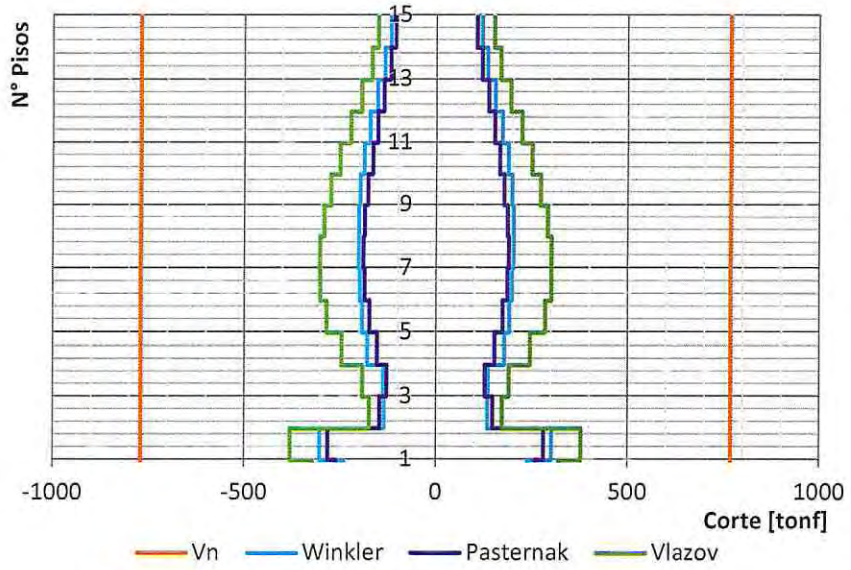


Figura 5.15 – Diagrama de corte Muros "R" – Registro Concepción.

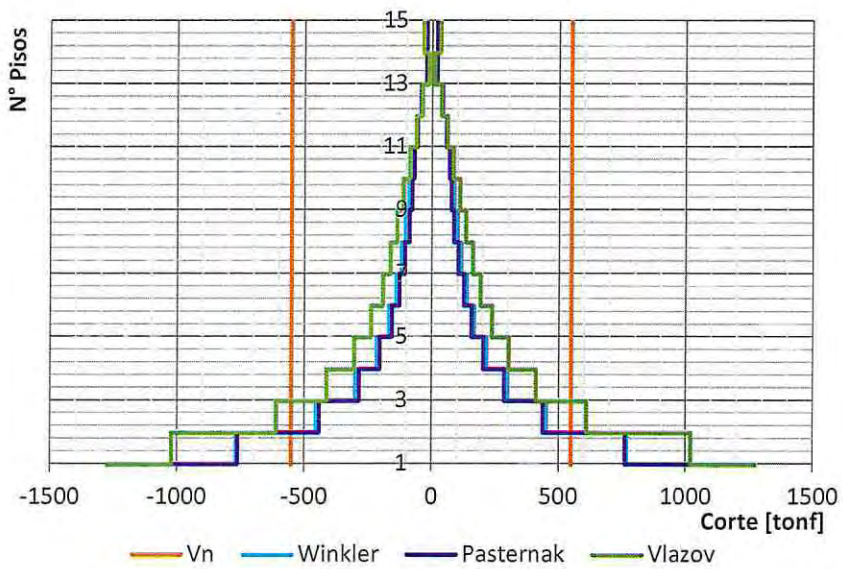


Figura 5.16 – Diagrama de corte Muros "T" – Registro Concepción.

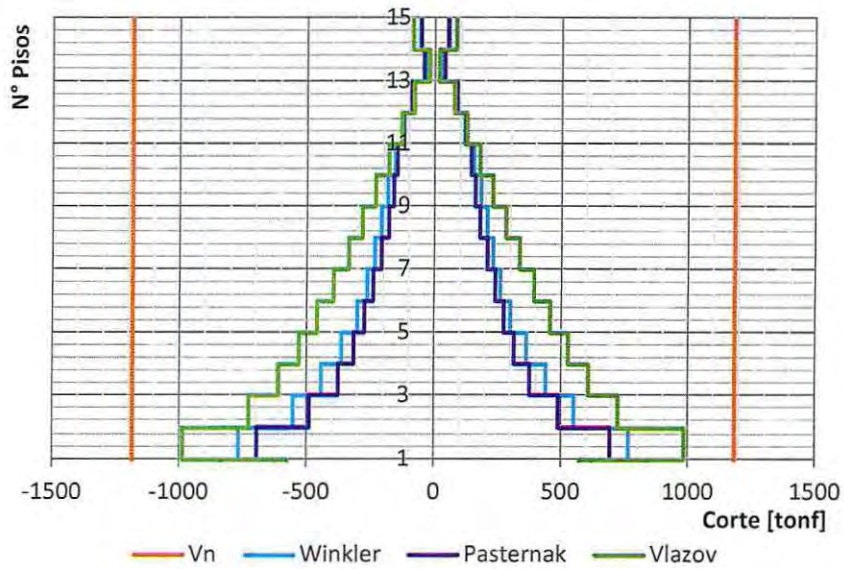


Figura 5.17 – Diagrama de corte Muro "C" – Registro Concepción.

No se observa gran diferencia numérica entre los modelos de Pasternak y Winkler, aunque para el caso del muro T, las demandas de corte superan la capacidad nominal del muro.

5.2.3. Diagramas de momento

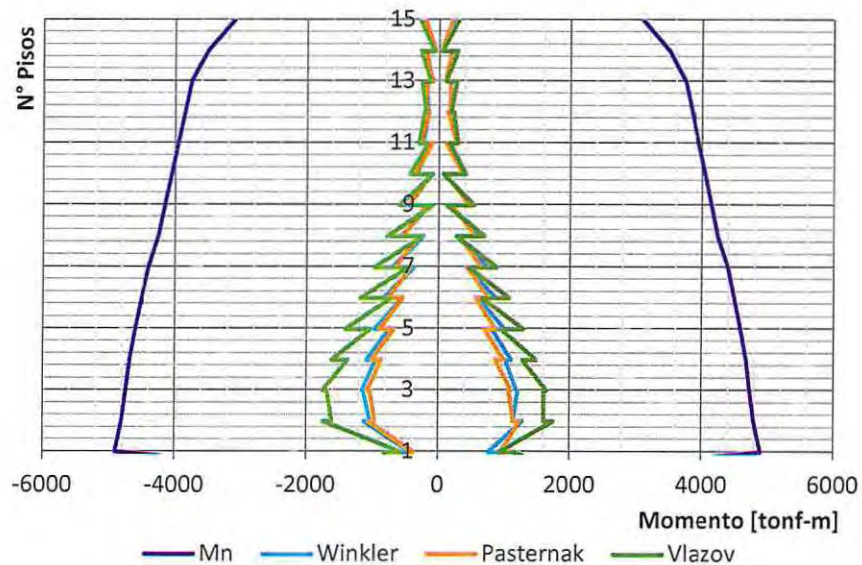


Figura 5.18 – Diagrama de momento Muros "R" – Registro Concepción.

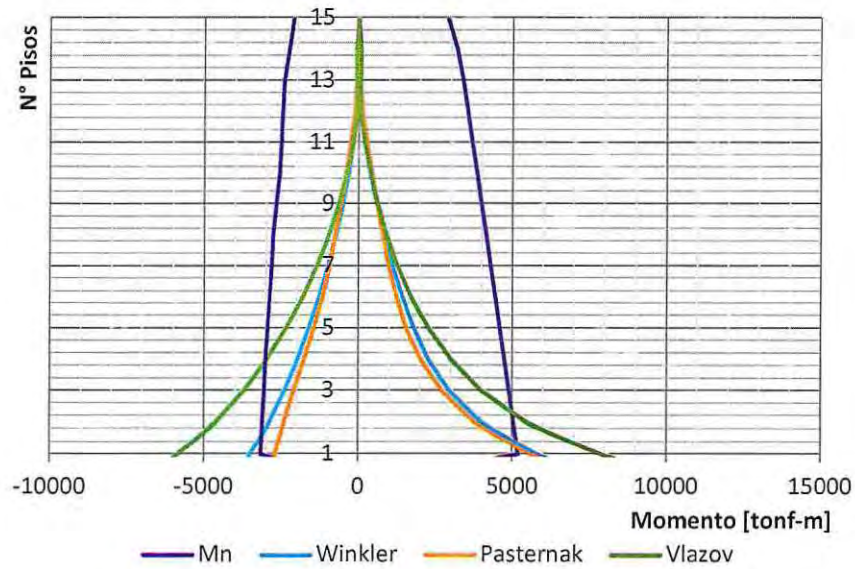


Figura 5.19 – Diagrama de momento Muros "T" – Registro Concepción.

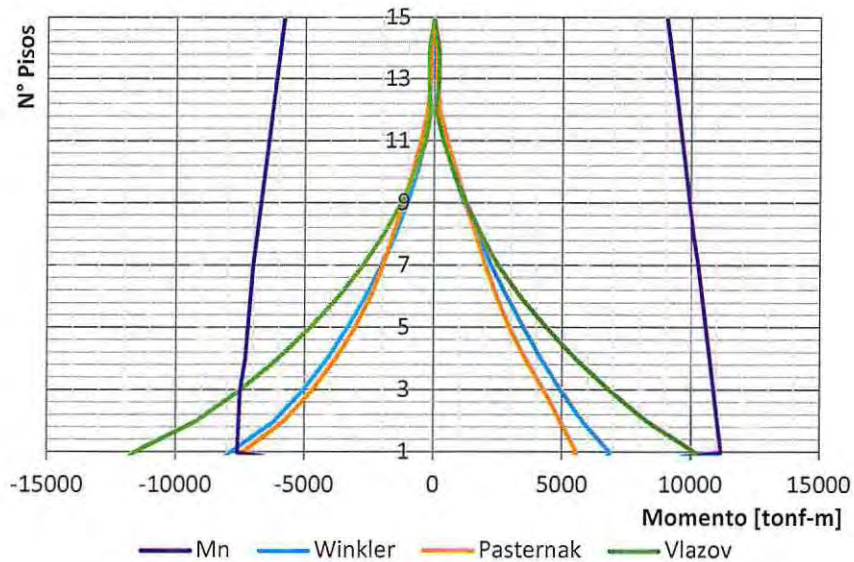


Figura 5.20 – Diagrama de momento Muro "C" – Registro Concepción.

No se ve reflejado una variación sustancial entre el modelo de Winkler y el de Pasternak en los diagramas de momento, aunque, para el muro "T", las demandas de momento y de corte superan la capacidad nominal del muro. En cambio, el modelo de Vlazov, tuvo un aumento importante de desplazamiento y demanda de corte y momento en relación a otros modelos. Efecto observado en las figuras 5.16 y 5.19.

La variación porcentual de los momentos entre el modelo de Vlazov y Winkler, es de un máximo de 43% para el muro T y de 37% para el muro C, y entre el modelo Pasternak y Winkler la variación máxima fue de un 26%, sin embargo, las magnitudes de los momentos presentes en estos gráficos son solamente con el fin de mostrar el efecto del suelo incorporando en los modelos constitutivos el efecto de la rigidez a cortante.

Se decidió utilizar el modelo de Pasternak, por ser un modelo que se asemeja más al modelo de Winkler: En el modelo de Vlazov, los valores de desplazamientos y esfuerzos tienen una mayor diferencia porcentual.

5.3. Respuesta de la estructura utilizando un análisis no lineal

Los siguientes resultados son obtenidos desde el programa Ruaumoko 2D [23], para un análisis no lineal de la estructura, con el fin de evaluar el desempeño de la interacción suelo- estructura en términos de desplazamientos absolutos, desplazamientos relativos entre piso, demandas de ductilidad, corte y momento.

En base a los resultados obtenidos del análisis de sensibilidad del suelo se considera utilizar el modelo de Pasternak para diferentes variaciones del coeficiente de balasto explicados anteriormente. Con estas condiciones en la base del edificio, se realiza un análisis tiempo historia para los registros de aceleraciones de Viña del Mar, Concepción y Constitución del terremoto del 27 febrero del 2010.

5.3.1. Modos de vibrar

Se presentan los modos fundamentales de vibrar y su participación de masa para el análisis no lineal.

Tabla 5.7 – Modo fundamental de vibrar caso no lineal.

Balasto [tonf/m ³]	Periodo fundamental [seg]	% Participación de masa
Empotrado	0.763	87
30000	0.998	79
4500	1.347	78
1500	1.708	77

Como en los resultados obtenidos de los modos de vibrar para el modelo elástico, se tiene un aumento en los periodos para las menores rigideces del suelo. Para el caso del edificio empotrado, existe un incremento de un 22% en el periodo entre el análisis lineal y no lineal, debido a que se considera que la sección puede fisurarse. Con el caso del balasto de 1500[tonf-m³], el aumento en los periodos alcanza un 47%, con respecto al análisis lineal, por el efecto conjugado, entre el agrietamiento y la escasa rigidez del suelo.

5.3.2. Desplazamientos

5.3.2.1. Desplazamientos máximos absolutos

A continuación se presentan los desplazamientos máximos absolutos para los registros sísmicos mencionados anteriormente, y la variación de rigidez del suelo.

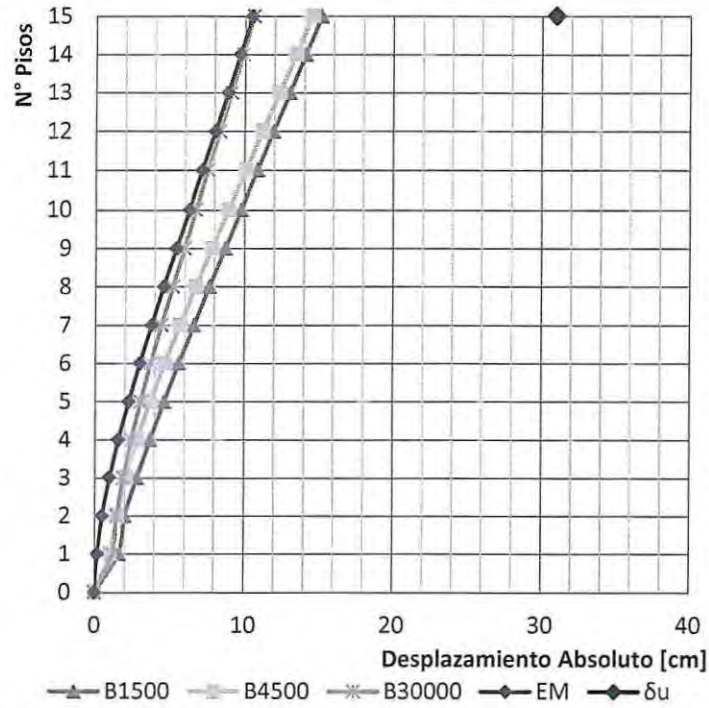


Figura 5.21 – Desplazamiento máximo absoluto – Registro Viña del Mar.

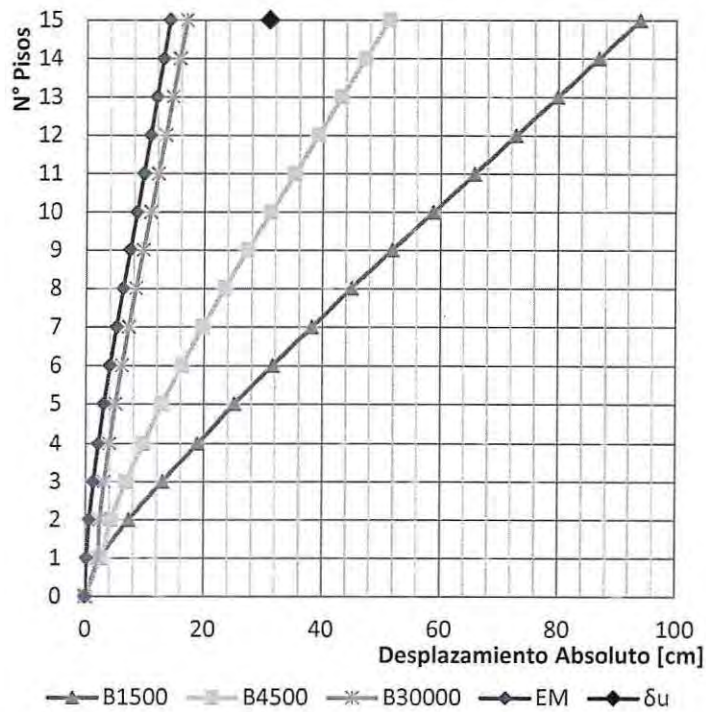


Figura 5.22 – Desplazamiento máximo absoluto – Registro Concepción.

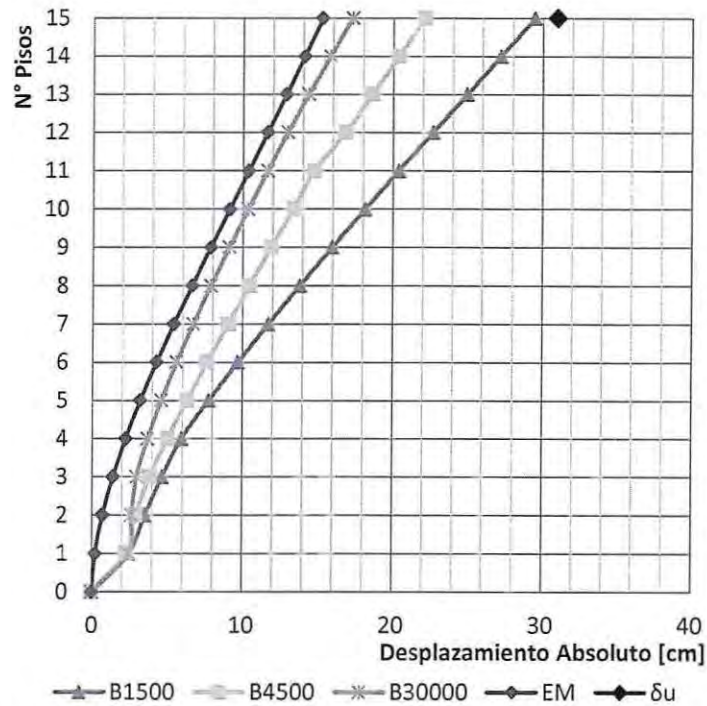


Figura 5.23 – Desplazamiento máximo absoluto – Registro Constitución

Se observa que en el registro del Concepción para el balasto de 1500 y 4500 [tonf/m³], los desplazamientos máximos absolutos superan el desplazamiento lateral de techo determinado por la ecuación 3.6.

En la tabla 5.8, se muestra el resumen de los valores máximos de desplazamiento absoluto obtenidos del análisis no lineal.

Tabla 5.8 – Resumen desplazamiento máximo absoluto.

Registro	Desplazamiento máximo absoluto [cm]			
	Empotrado	B1500	B4500	B30000
Viña del Mar	16.47	14.16	17.93	14.86
Concepción	14.06	93.84	51.26	16.99
Constitución	15.29	29.48	22.12	17.31

Para el registro de Concepción en la figura 5.22, se aprecia una gran variación del desplazamiento absoluto para la rigidez del suelo de 1500 [tonf/m³], llegando a alcanzar una diferencia entre el modelo empotrado de aproximadamente 80 cm. Esto se produce por la incursión en el rango no lineal de los muros en los primeros niveles.

5.3.2.2. Desplazamientos relativos entrepiso (Drift)

A continuación, se presentan los desplazamientos máximos entrepiso.

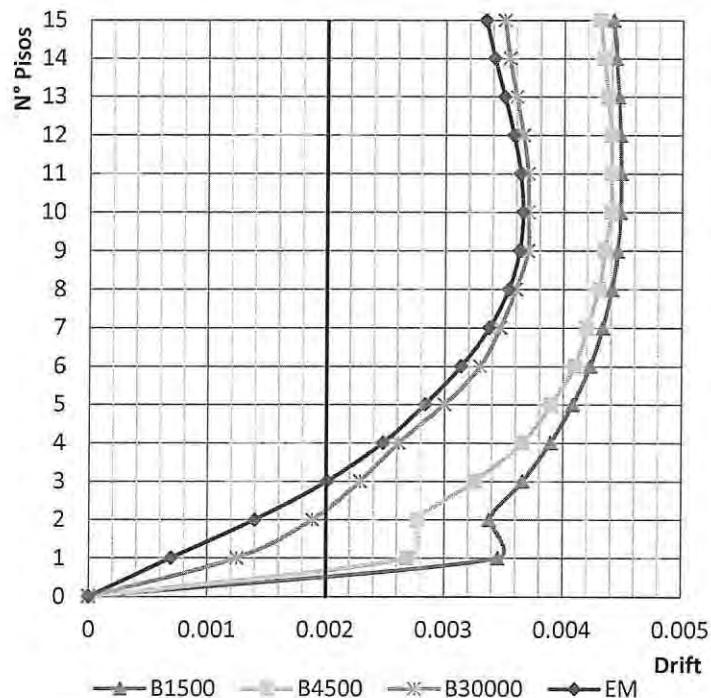


Figura 5.24 – Desplazamiento relativo entrepiso – Registro Viña del Mar.

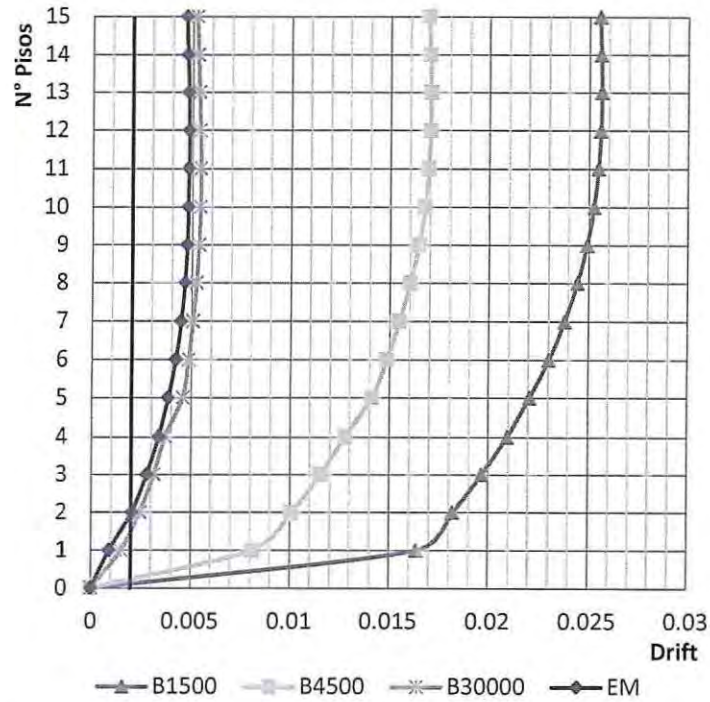


Figura 5.25 – Desplazamiento relativo entrepiso – Registro Concepción.

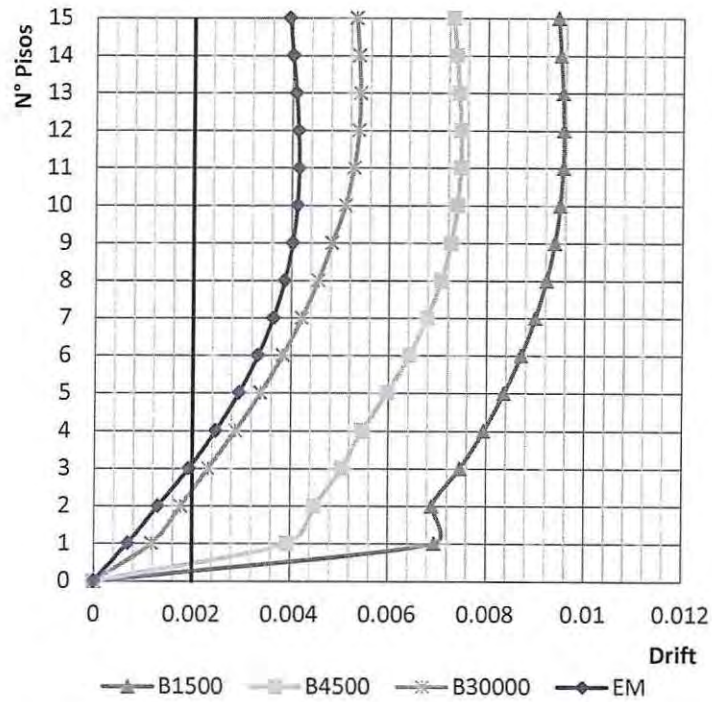


Figura 5.26 – Desplazamiento relativo entrepiso – Registro Constitución.

En la tabla 5.9 se resume los valores máximos obtenidos para el desplazamiento relativo entrepiso.

Tabla 5.9 – Resumen desplazamiento relativo entrepiso máximo.

Registro	Desplazamiento relativo entrepiso máximo			
	Empotrado	B1500	B4500	B30000
Viña del Mar	0.0059	0.0045	0.0058	0.0051
Concepción	0.0048	0.029	0.0170	0.0055
Constitución	0.0053	0.0096	0.0075	0.0068

Se observa que en la figura 5.25, se produce un efecto similar al ocurrido en los desplazamientos absolutos, un aumento considerable del drift en los suelos de menos rigidez.

En ASCE 7-10 [24] se decreta un límite para los desplazamientos relativos entrepiso en el análisis no lineal, siempre que cumplan con los criterios establecidos en el capítulo 16. El máximo drift para asegurar el buen desempeño de la estructura no debe exceder el 125% del drift de diseño en base al capítulo 12.

Según el capítulo 12 el drift máximo de diseño es un 2% de la altura entrepiso, por consiguiente, el máximo establecido para la estructura en el análisis no lineal es de 0.025.

En el registro de Concepción se observa que el desplazamiento entrepiso para el balasto de 1500 [tonf/m³], sobrepasa el máximo señalado por el ASCE 7-10, es por ello, que existen posibilidades de que generen serios daños en la estructura.

La deformación del edificio en el análisis no lineal, no sólo depende de la deformación elástica de la estructura y el suelo, sino además de la incursión de los elementos estructurales en el rango no lineal, debido a este efecto, se explica el aumento de deformación absoluta y relativa en los primeros pisos de la estructura, este fenómeno se observó especialmente para el registro sísmico de Concepción en la figura 5.25. La tercera representación en la figura 5.27, muestra el resultado de la rotulación por la incursión no lineal de los muros.

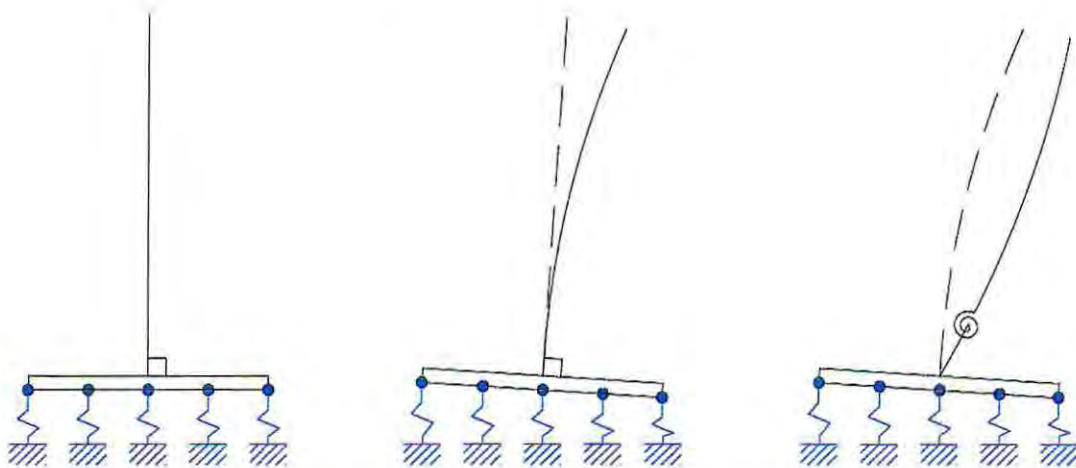


Figura 5.27 – Representación deformación inelástica incorporando la interacción suelo-estructura.

Asimismo es complejo determinar el drift máximo para la estimación del daño en la estructura ya que al drift obtenido en el análisis se debiese restar el asentamiento del suelo, sin embargo, este cálculo no se realiza debido a que los drift máximos no se generan en la misma fracción de tiempo, ni necesariamente se generan en el pick de aceleraciones de la estructura y el suelo.

5.3.3. Demandas de ductilidad

La demanda de ductilidad en los elementos, se determina mediante la relación entre curvatura última y la curvatura de fluencia, esta representa la capacidad que poseen los elementos estructurales de deformarse inelásticamente luego de haber alcanzado la fluencia. Definida en la ecuación 5.1.

$$Ductilidad = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad \text{Ecuación 5.1}$$

Conocer el comportamiento histéretico de los muros, es de gran importancia para evaluar la respuesta del suelo ante las sollicitaciones sísmicas.

A continuación, se presentan las curvas de histéresis para los muros R, T y C, obtenidas del análisis no lineal para un balasto dinámico de 4500 [tonf/m³].

- Registro de Viña del Mar

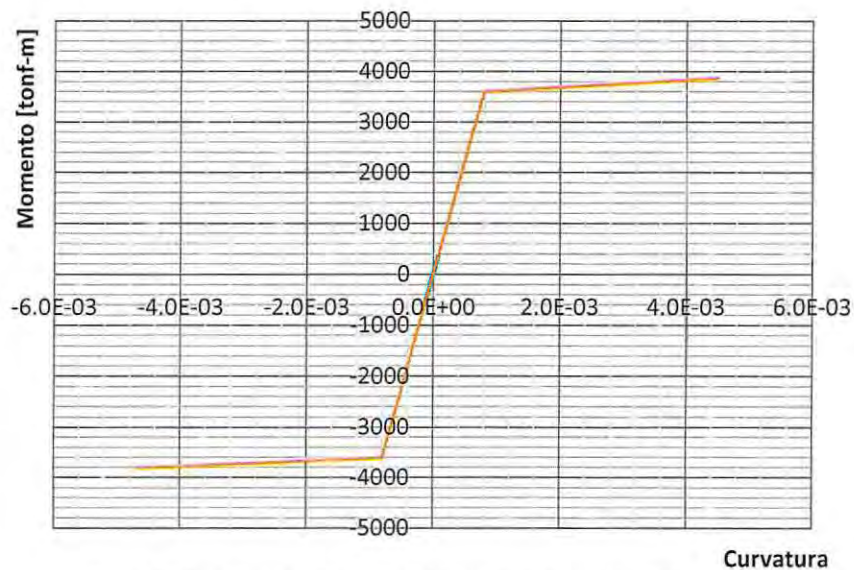


Figura 5.28 – Curva de histéresis Muros "R" – Registro Viña del Mar.

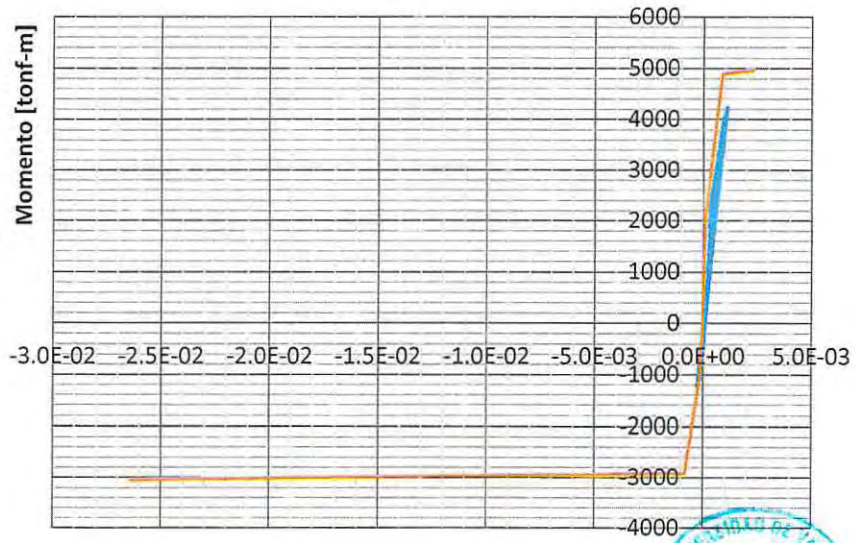


Figura 5.29 – Curva de histéresis Muro "T" – Registro Viña del Mar

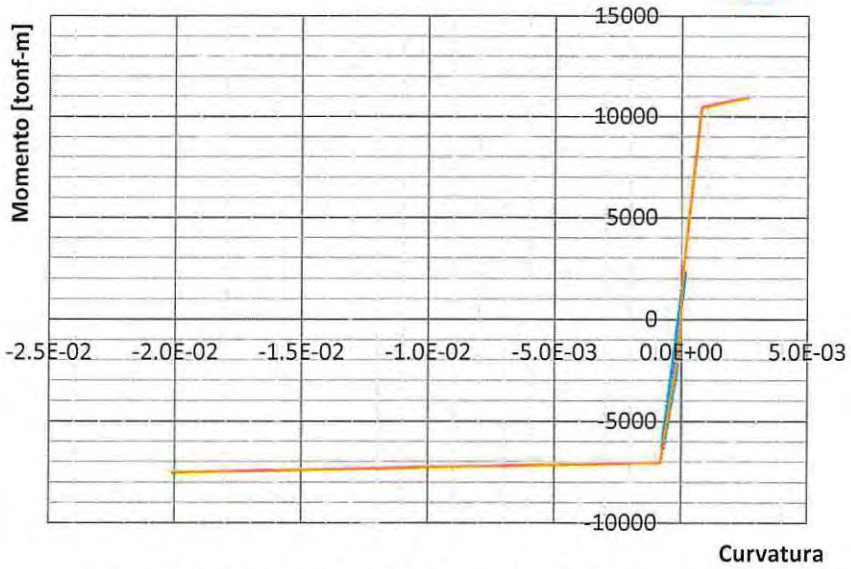


Figura 5.30 – Curva de histéresis Muro "C" – Registro Viña del Mar.

- Registro de Concepción

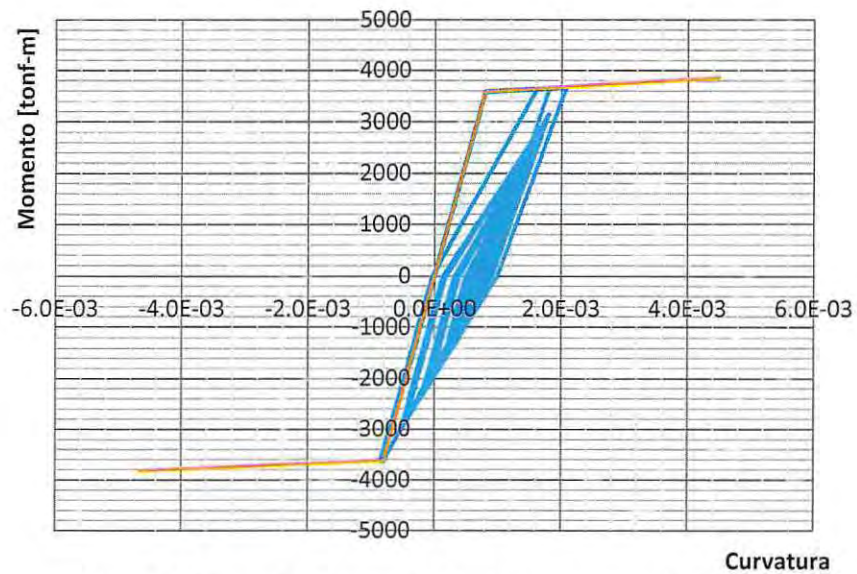


Figura 5.31 – Curva de histéresis Muros "R" – Registro Concepción.

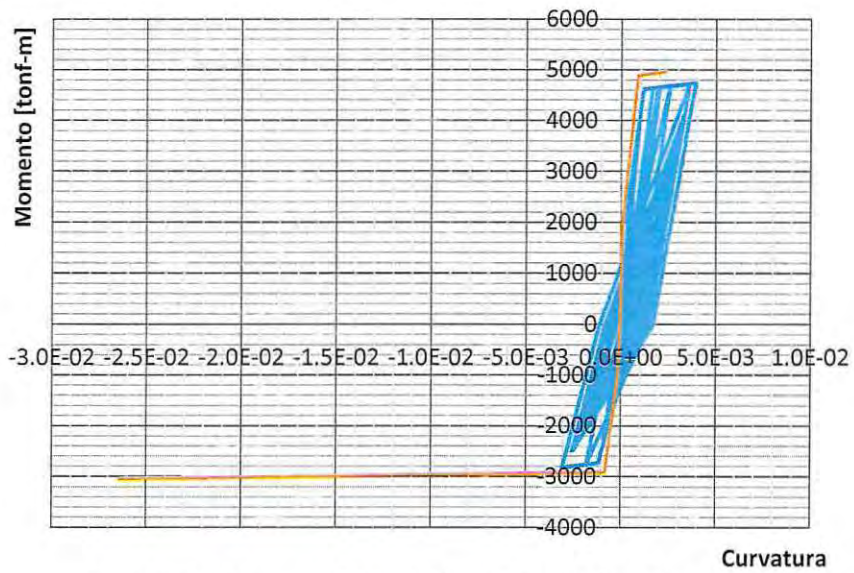


Figura 5.32 – Curva de histéresis Muros "T" – Registro Concepción.

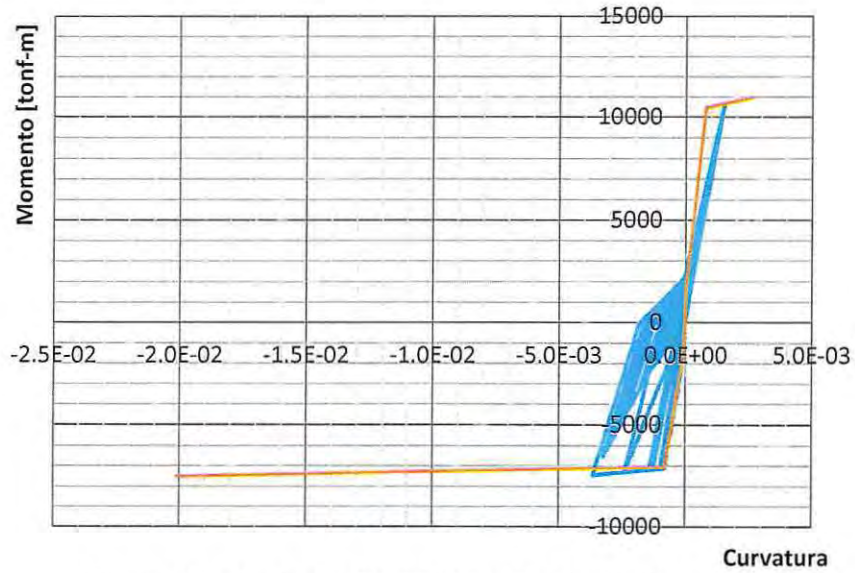


Figura 5.33 – Curva de histéresis Muro "C" – Registro Concepción.

- Registro de Constitución.

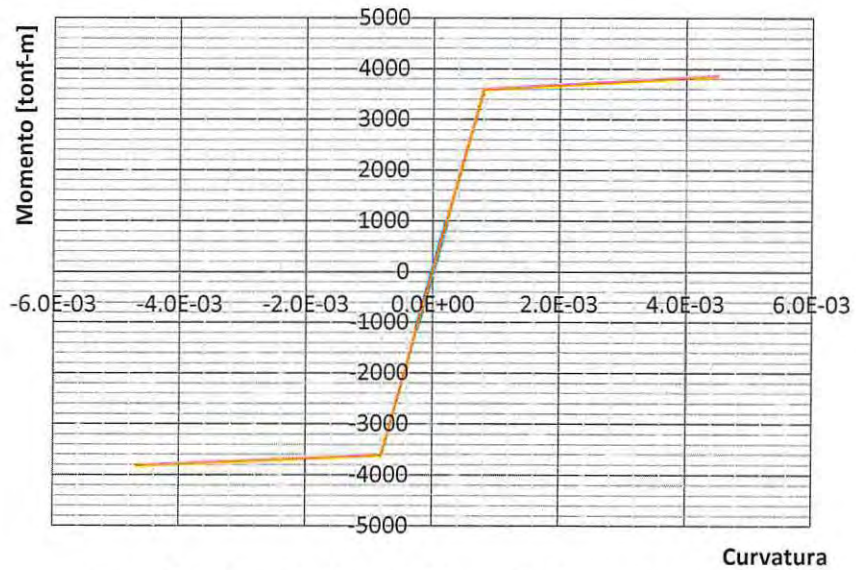


Figura 5.34 – Curva de histéresis Muros "R" – Registro Constitución.

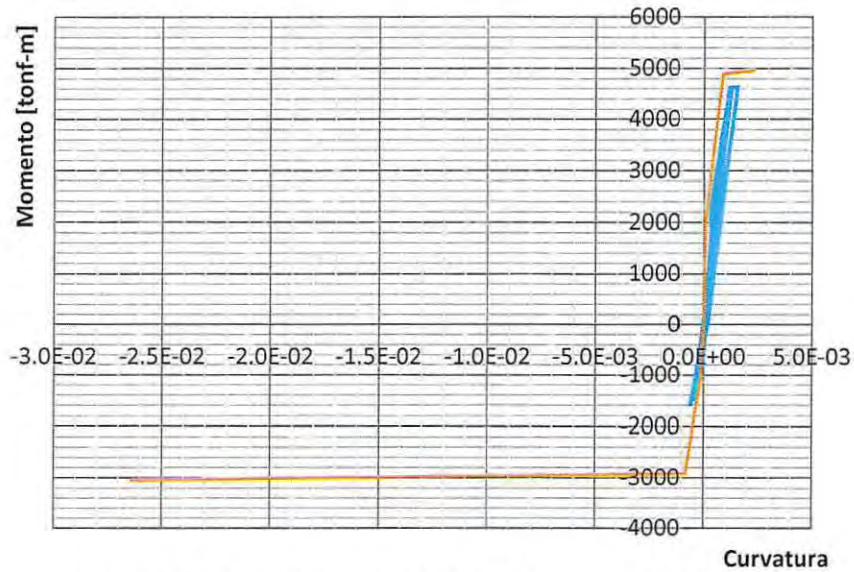


Figura 5.35 – Curva de histéresis Muros "T" – Registro Constitución.

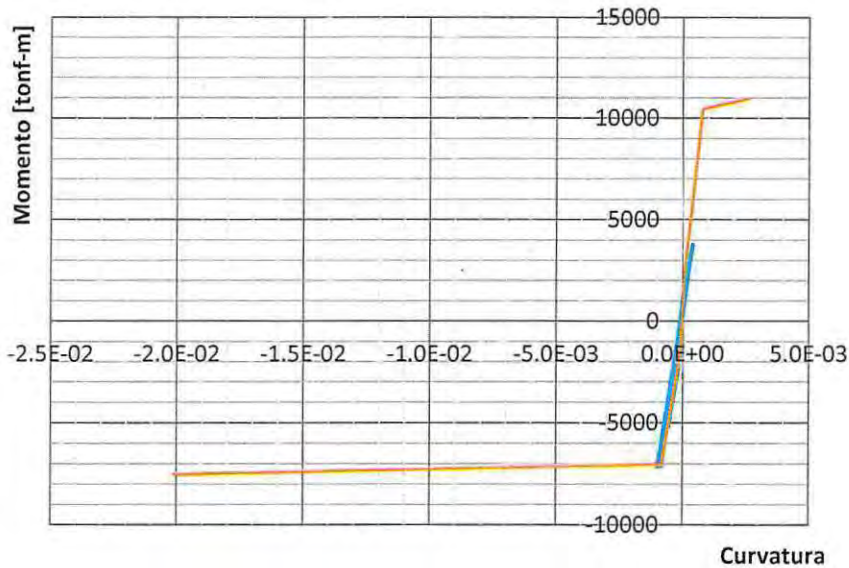


Figura 5.36 – Curva de histéresis Muro "C" – Registro Constitución.

Se puede apreciar que las demandas sísmicas de Viña del Mar y Constitución, no tuvieron gran impacto en el desempeño de los muros, estos no alcanzaron a incursionar en el rango no lineal. Para el caso del registro de Concepción hubo grandes demandas de ductilidad en los muros, que incluso para el muro "T" su capacidad de curvatura fue aparentemente superada. Es importante mencionar que la modelación consideró la curva de esfuerzo-deformación del hormigón no confinado. Por esta razón, al confinar los muros en los lugares anteriormente mencionados, aumenta la capacidad de deformación de este.

Se presenta la histéresis para la viga V1, obtenida del análisis no lineal para un balasto dinámico de 4500 [tonf/m³]. Cabe mencionar que esta viga se encuentra en el séptimo piso, y según el análisis estructural es una de las vigas más solicitadas.

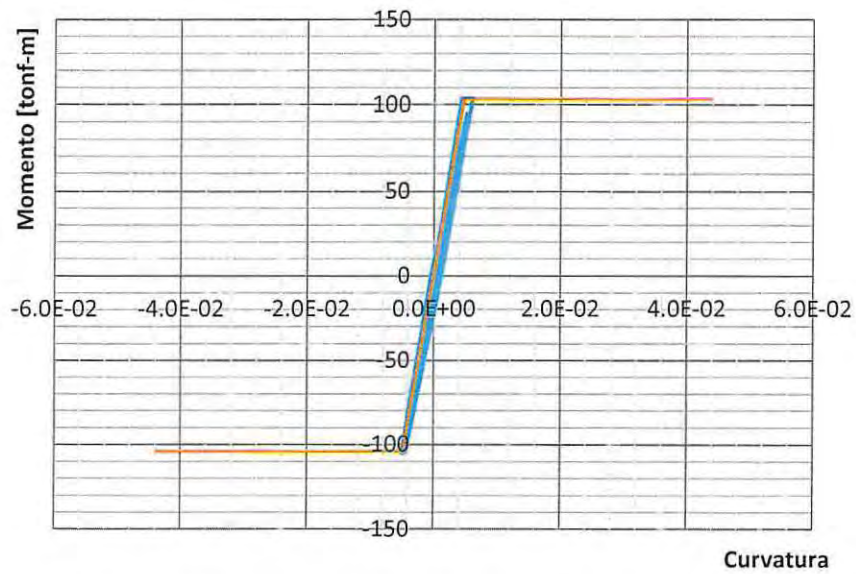


Figura 5.37 – Curva de histéresis Viga V1– Registro Viña del Mar.

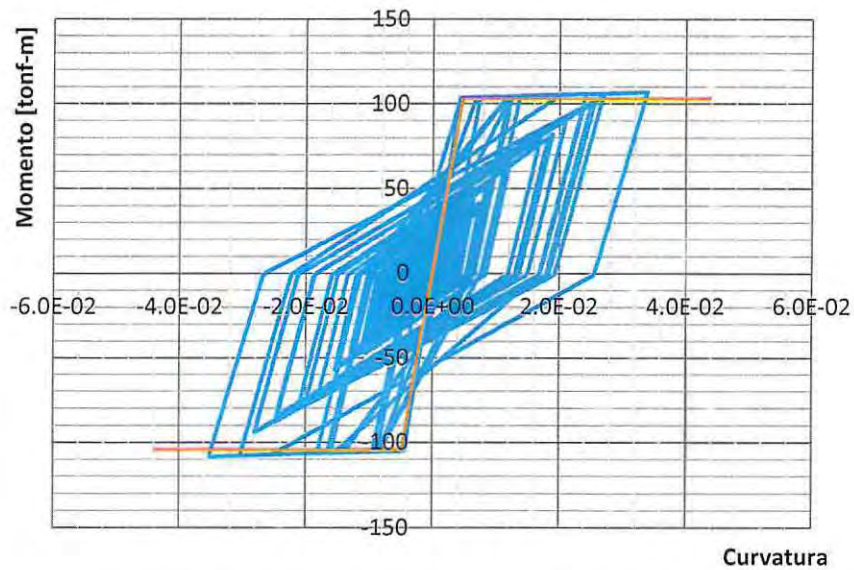


Figura 5.38 – Curva de histéresis Viga V1 – Registro Concepción.

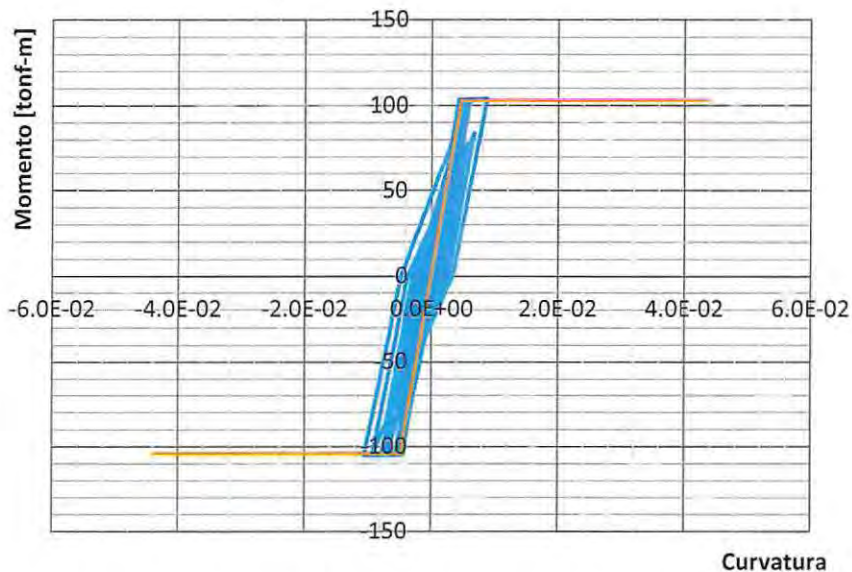


Figura 5.39 – Curva de histéresis Viga V1 – Registro Constitución.

En cuanto al desempeño de las vigas de Constitución y Viña del Mar, aunque incursionaron en el rango no lineal, no hubo una gran demanda de curvatura. No es así el caso de Concepción que tuvo gran demanda de curvatura, alcanzando aproximadamente un 80% de su capacidad considerando el hormigón no confinado.

En la tabla 5.10 se resume la demanda de curva que tuvieron los elementos estructurales para los distintos registros sísmicos.

Tabla 5.10 – Resumen de demanda de ductilidad en elementos estructurales.

Muro	Dirección	Capacidad de Curvatura	Demanda de Curvatura		
			Viña del Mar	Concepción	Constitución
Muro R	Y (+)	5.82	No fluye	2.60	0.59
	Y (-)	5.82	No fluye	1.06	0.20
Muro T	Y (+)	2.60	1.23	4.41	1.74
	Y (-)	32.65	No fluye	3.77	0.71
Muro C	Y (+)	3.27	No fluye	1.90	0.51
	Y (-)	24.86	No fluye	4.50	1.19
Viga (V1)	Y (+)	9.10	1.26	7.06	1.83
	Y (-)	9.10	1.03	7.33	2.19

Para comparar el efecto que tuvo el suelo en la demanda de ductilidad obtenida anteriormente, se presentan las curvas de histéresis para los mismos elementos estructurales, pero considerando el empotramiento de la estructura. La comparación se realiza para el registro de Concepción, debido a que presenta las mayores demandas de curvatura.

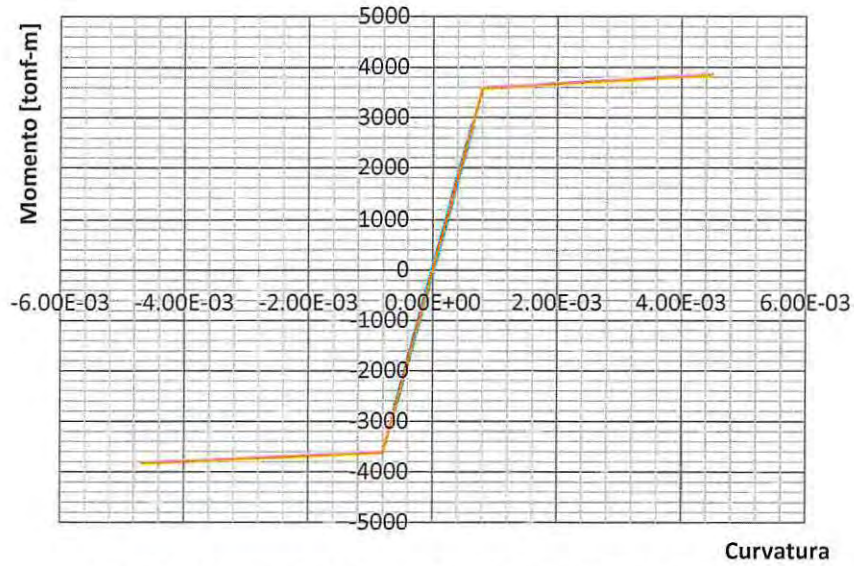


Figura 5.40 – Curva de histéresis Muros "R" – Edificio Empotrado.

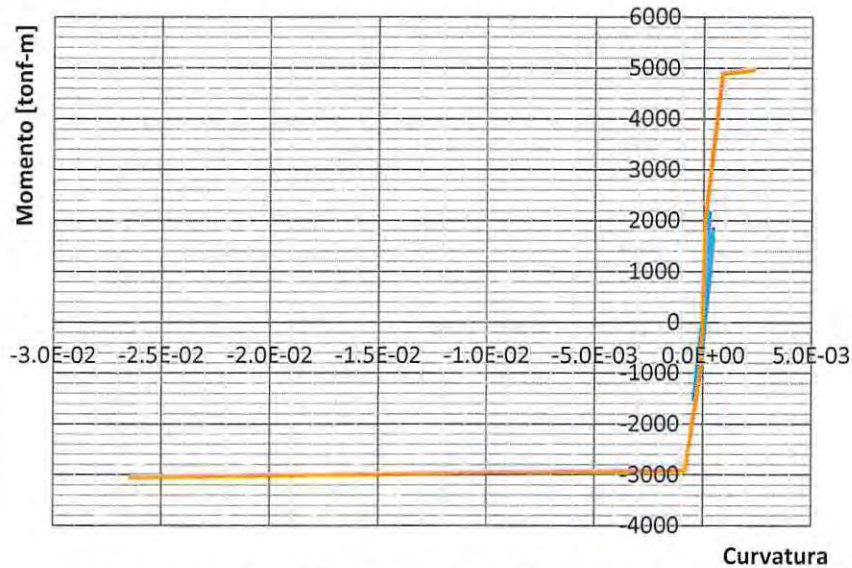


Figura 5.41 – Curva de histéresis Muros "T" – Edificio Empotrado.

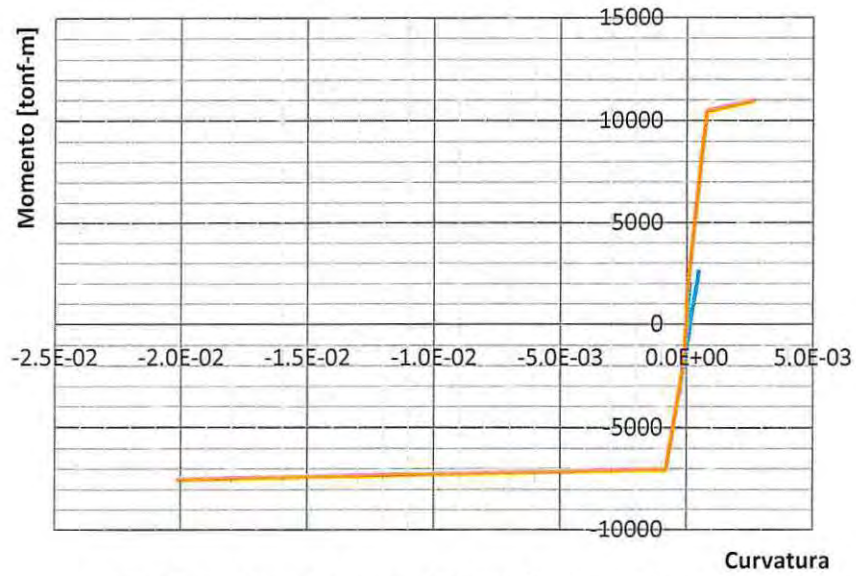


Figura 5.42 – Curva de histéresis Muro "C" – Edificio Empotrado.

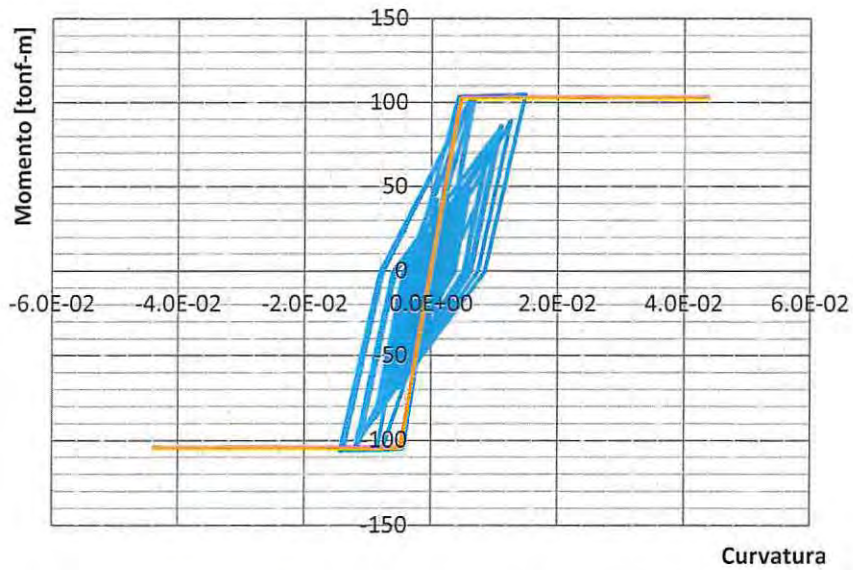


Figura 5.43 – Curva de histéresis Viga V1 – Edificio Empotrado.

En la tabla 5.11, se presenta el resumen de la demanda de curvatura impuesta para el edificio tradicional o empotrado y el diseño constitutivo con la interacción suelo-fundación-estructura.

Tabla 5.11 – Resumen de demanda de curvatura en elementos estructurales.

Muro	Dirección	Capacidad de Curvatura	Demanda de Curvatura	
			Diseño tradicional (no lineal)	Diseño incorporando la interacción suelo - estructura
Muro R	Y (+)	5.82	No fluye	2.60
	Y (-)	5.82	No fluye	1.06
Muro T	Y (+)	2.60	No fluye	4.41
	Y (-)	32.65	No fluye	3.77
Muro C	Y (+)	3.27	No fluye	1.90
	Y (-)	24.86	No fluye	4.50
Viga (V1)	Y (+)	9.10	3.10	7.06
	Y (-)	9.10	3.00	7.33

Se aprecia una menor demanda de curvatura para el diseño tradicional y los elementos verticales no fluyen, por consiguiente, aunque el diseño considerando la interacción está dentro de lo admisible, existe la posibilidad de que las demandas hayan superado las capacidades de los elementos estructurales.

5.3.4. Diagramas de corte

Se presenta a continuación los diagramas de corte para los muros "R", "T" y "C", obtenidos del análisis no lineal para las diferentes variaciones del coeficiente de balasto, y los registros sísmicos de las ciudades de Viña del Mar, Concepción y Constitución. Los resultados obtenidos del análisis son comparados con la resistencia nominal al cortante.

- Registro de Viña del Mar

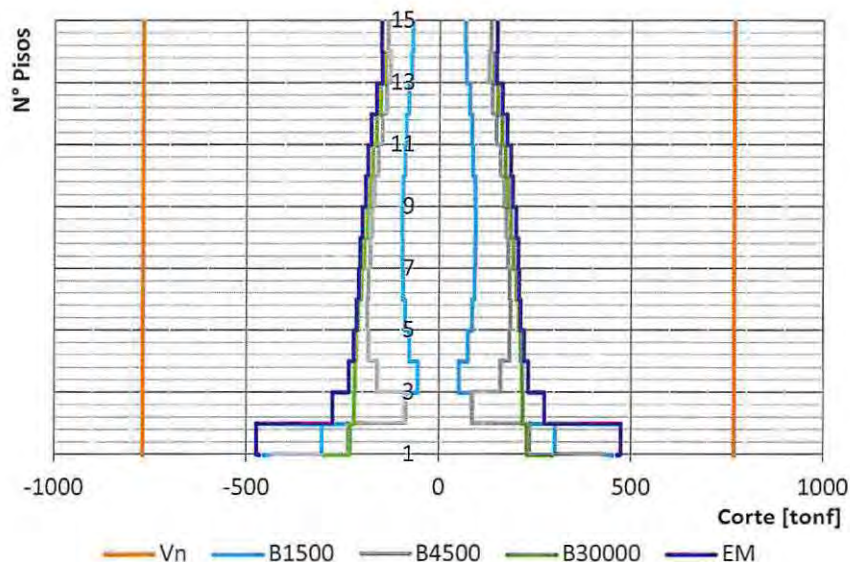


Figura 5.44 – Diagrama de corte Muros "R" – Registro Viña del Mar.

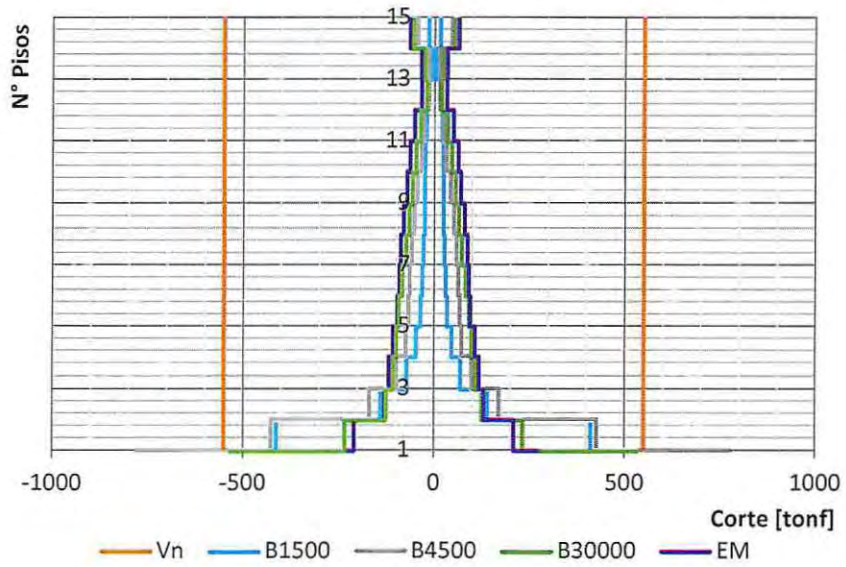


Figura 5.45 – Diagrama de corte Muros "T" – Registro Viña del Mar.

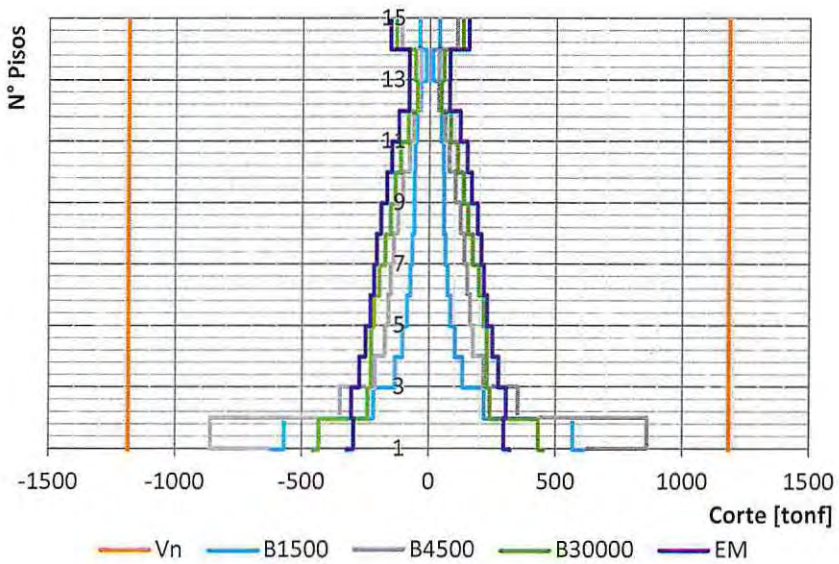


Figura 5.46 – Diagrama de corte Muro "C" – Registro Viña del Mar.

- Registro de Concepción

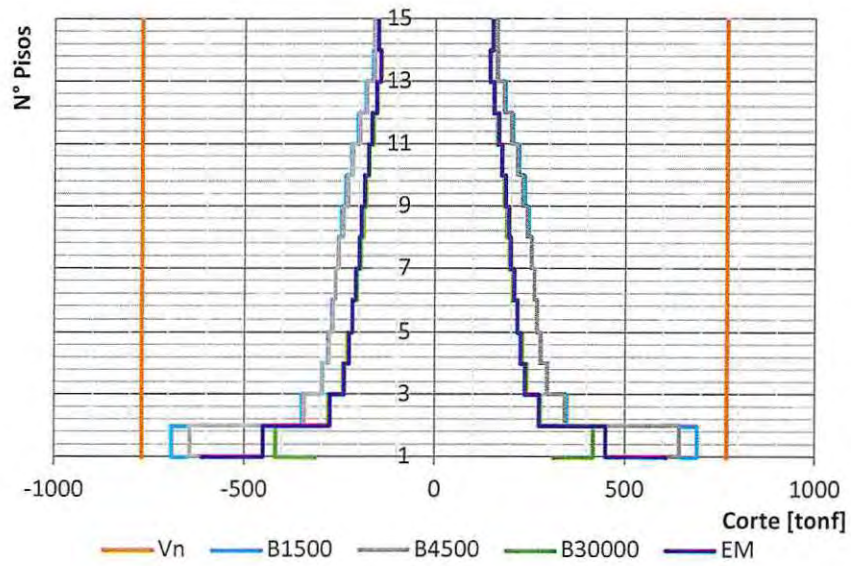


Figura 5.47 – Diagrama de corte Muros "R" – Registro Concepción.

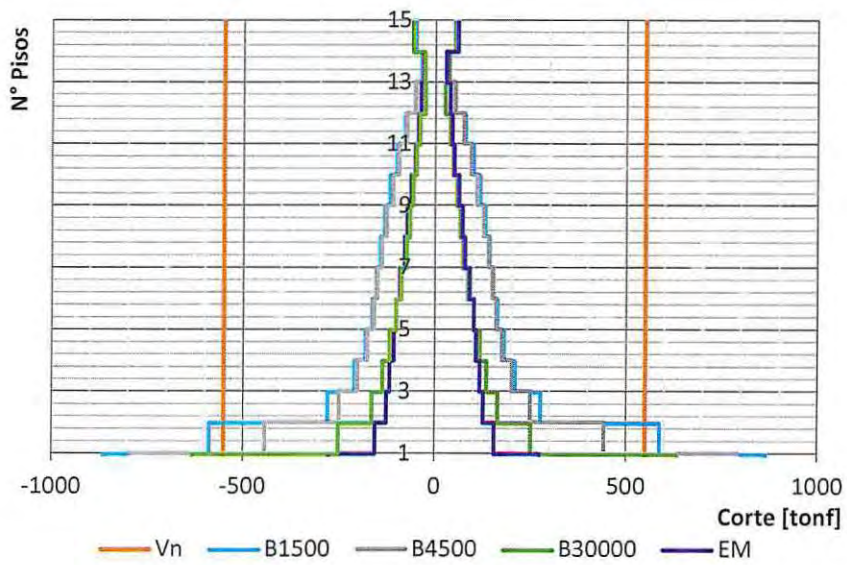


Figura 5.48 – Diagrama de corte Muros "T" – Registro Concepción.

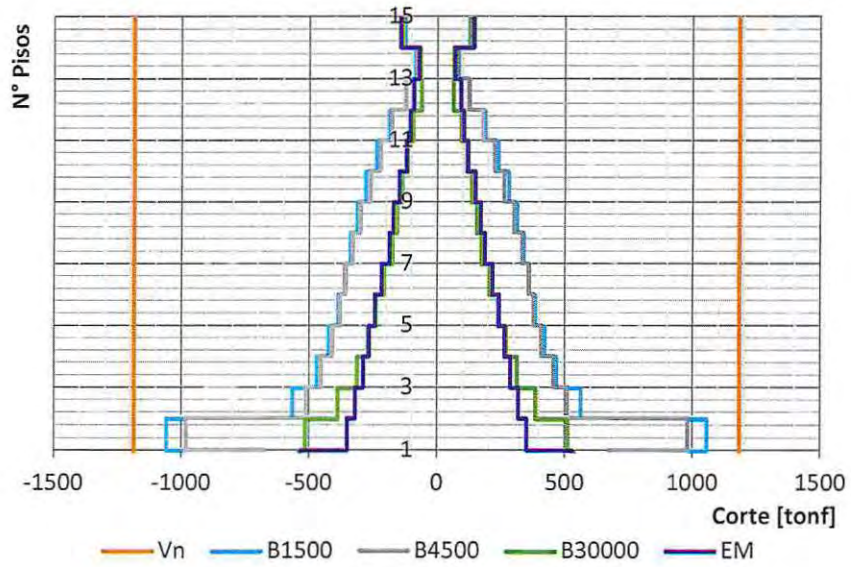


Figura 5.49 – Diagrama de corte Muro "C" – Registro Concepción.

- Registro de Constitución.

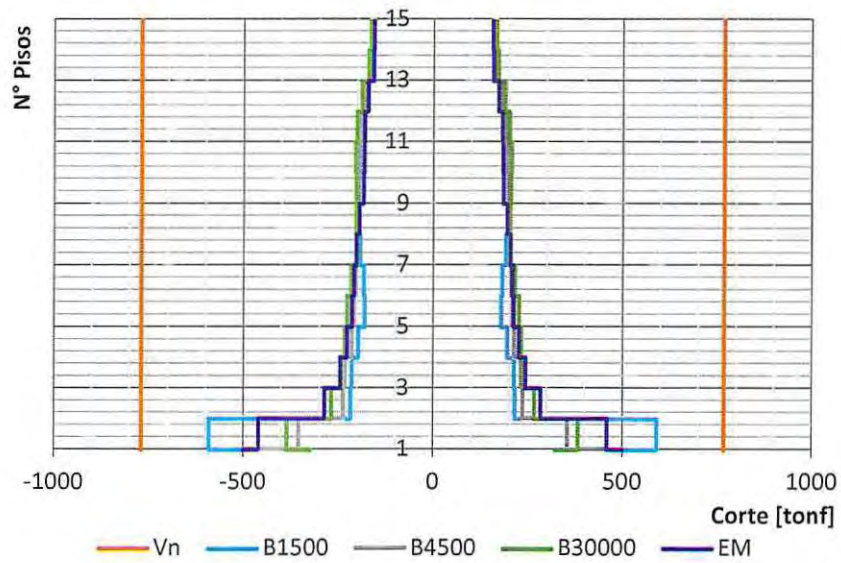


Figura 5.50 – Diagrama de corte Muros "R" – Registro Constitución.

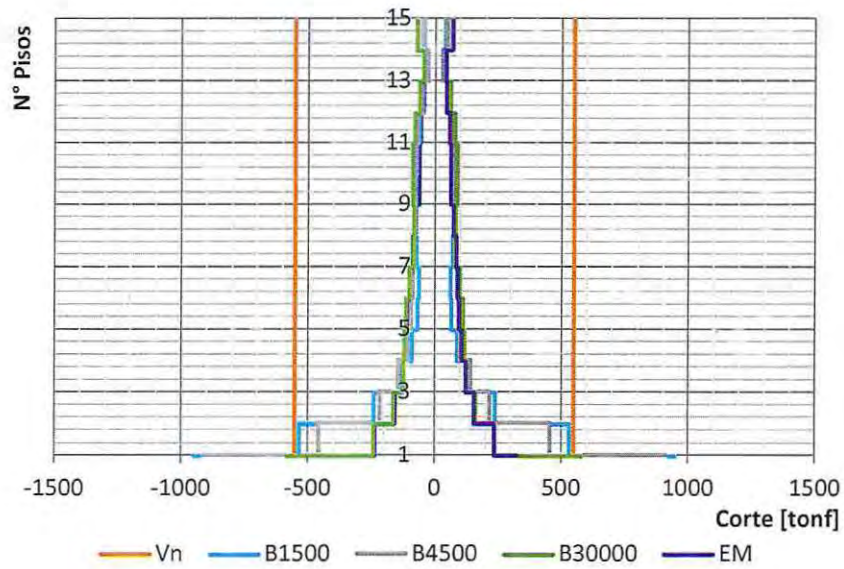


Figura 5.51 – Diagrama de corte Muros "T" – Registro Constitución.

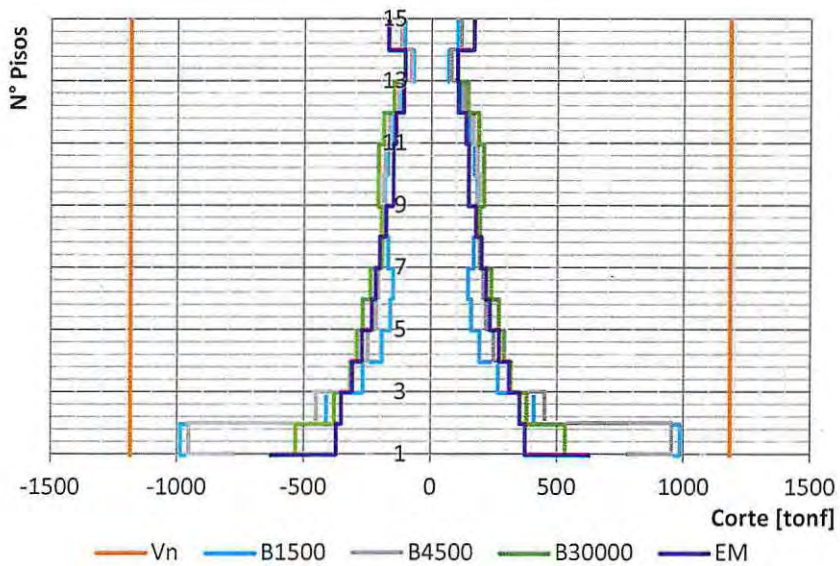


Figura 5.52 – Diagrama de corte Muro "C" – Registro Constitución.

Se observa que, que las demandas de corte para el registro de Concepción superan la capacidad nominal del muro al cortante en los suelos de menor rigidez.

5.3.5. Diagramas de momento

Se presenta los diagramas de momento para los muros R, T y C, obtenido del análisis no lineal para las diferentes variaciones del coeficiente de balasto. Los resultados obtenidos del análisis son comparados con la resistencia nominal a flexión.

- Registro de Viña del Mar

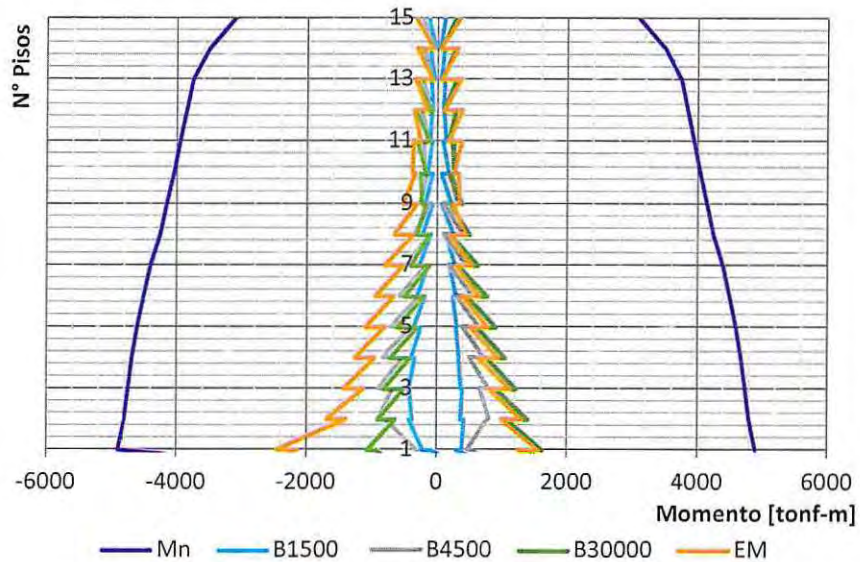


Figura 5.53 – Diagrama de momento Muros "R" – Registro Viña del Mar.

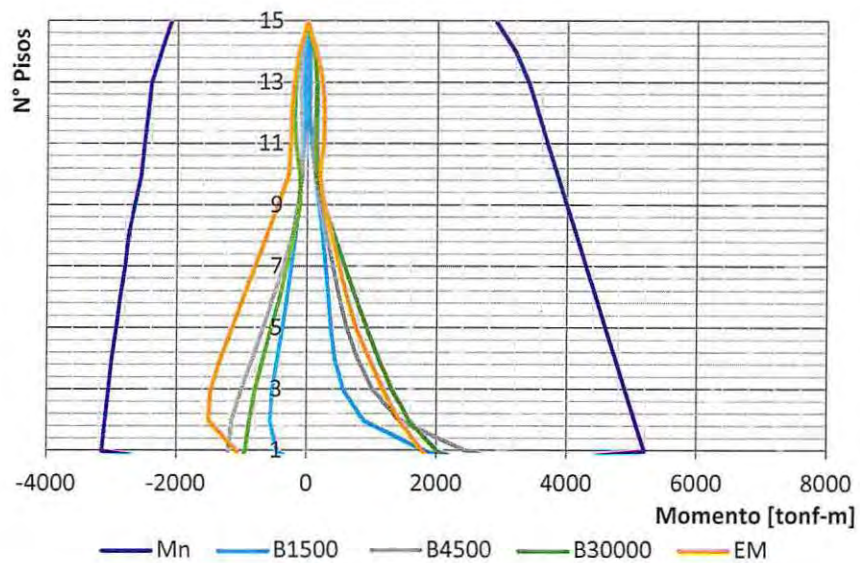


Figura 5.54 – Diagrama de momento Muros "T" – Registro Viña del Mar.

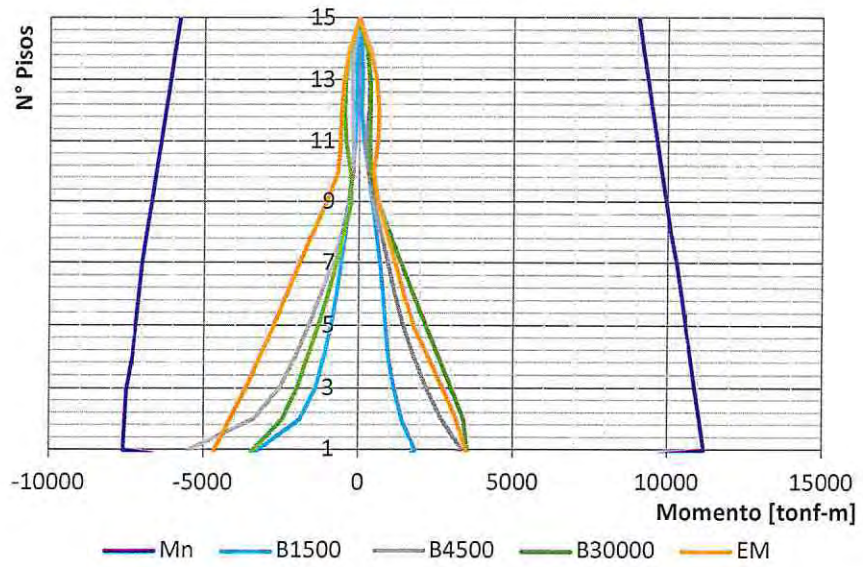


Figura 5.55 – Diagrama de momento Muro "C" – Registro Viña del Mar.

- Registro de Concepción

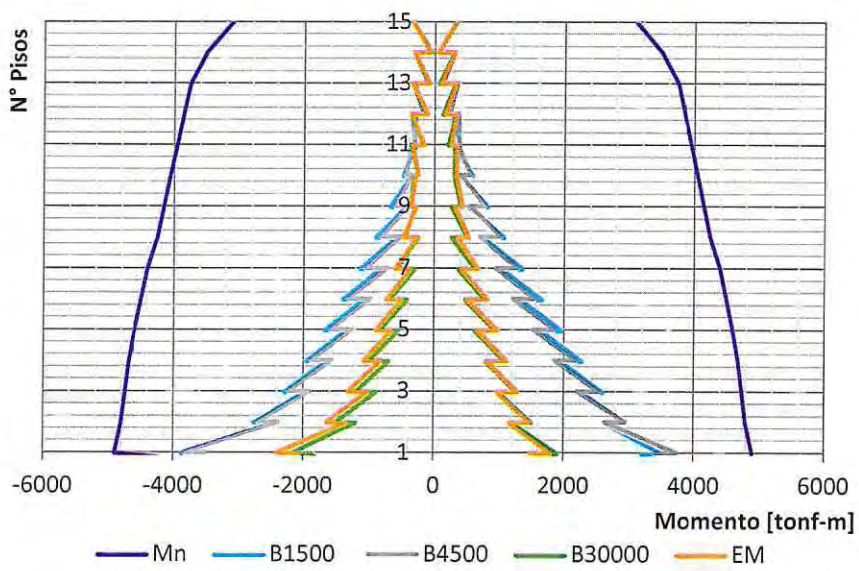


Figura 5.56 – Diagrama de momento Muros "R" – Registro Concepción.

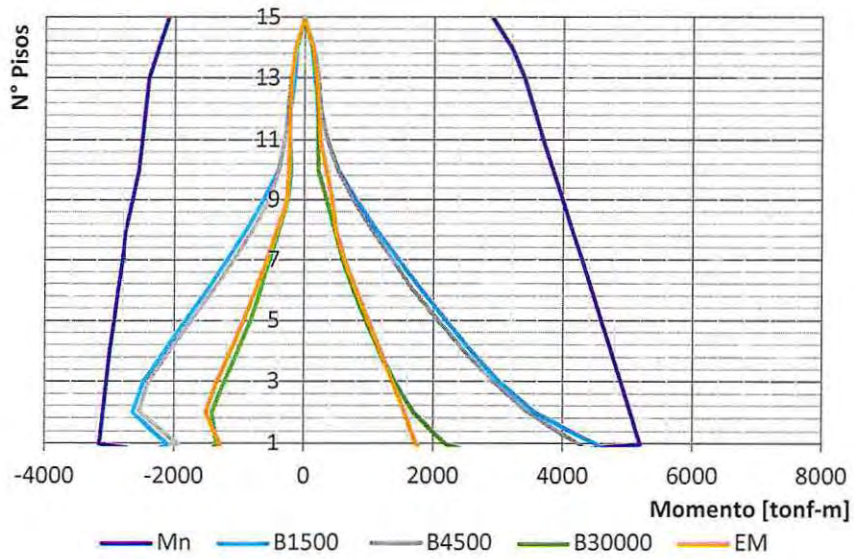


Figura 5.57 – Diagrama de momento Muros "T" – Registro Concepción.

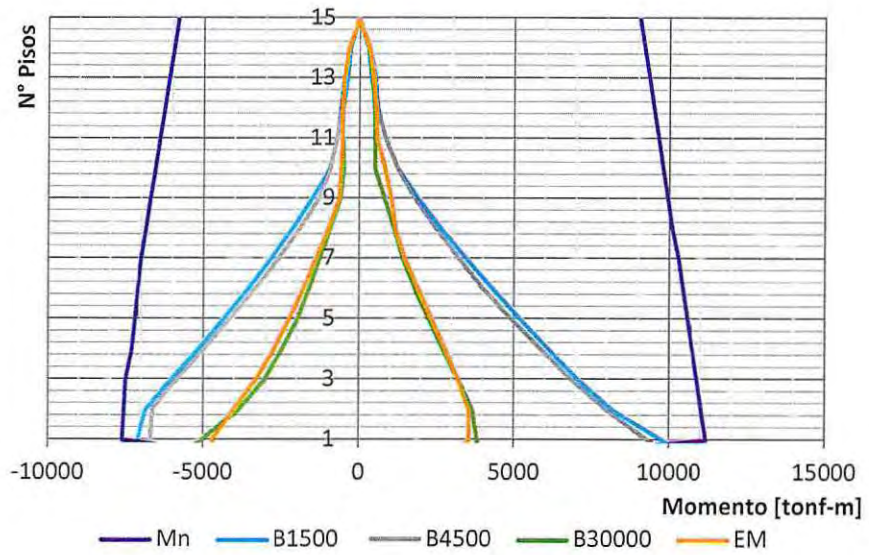


Figura 5.58 – Diagrama de momento Muro "C" – Registro Concepción.

- Registro de Constitución.

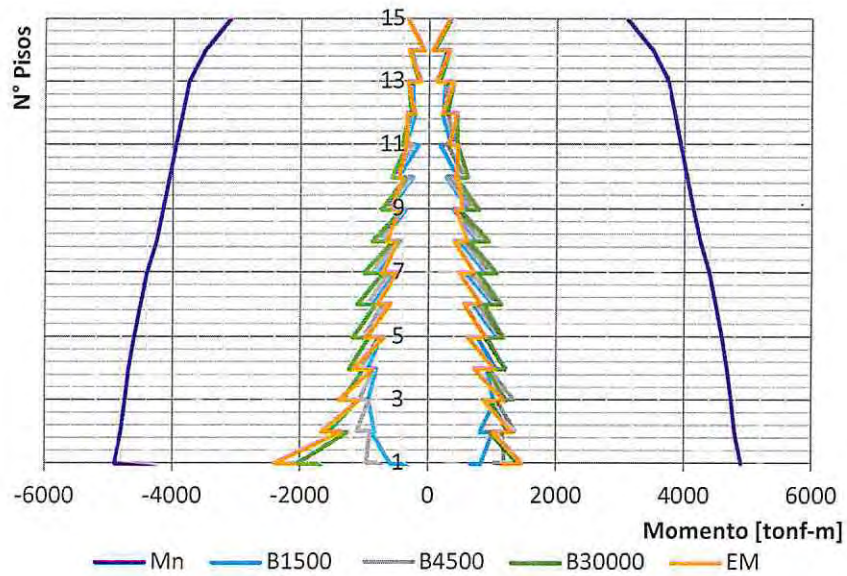


Figura 5.59 – Diagrama de momento Muros "R" – Registro Constitución.

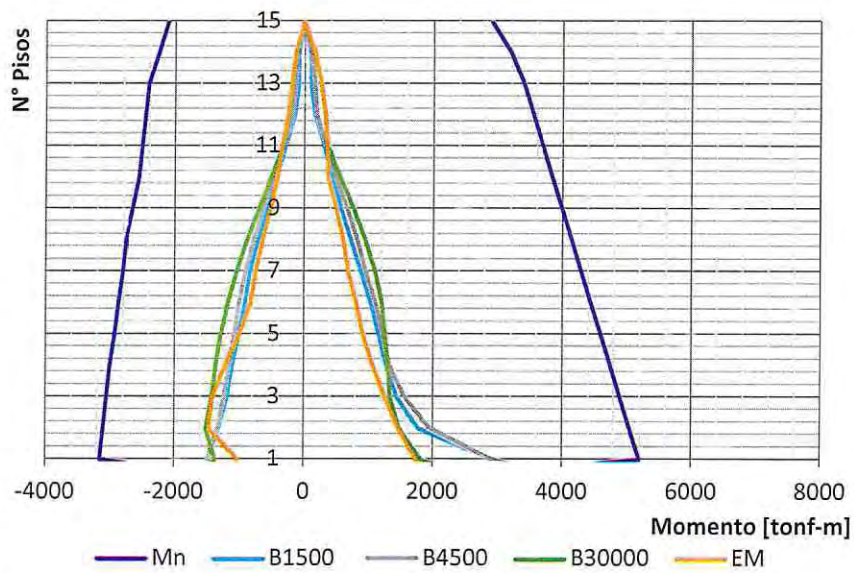


Figura 5.60 – Diagrama de momento Muros "T" – Registro Constitución.

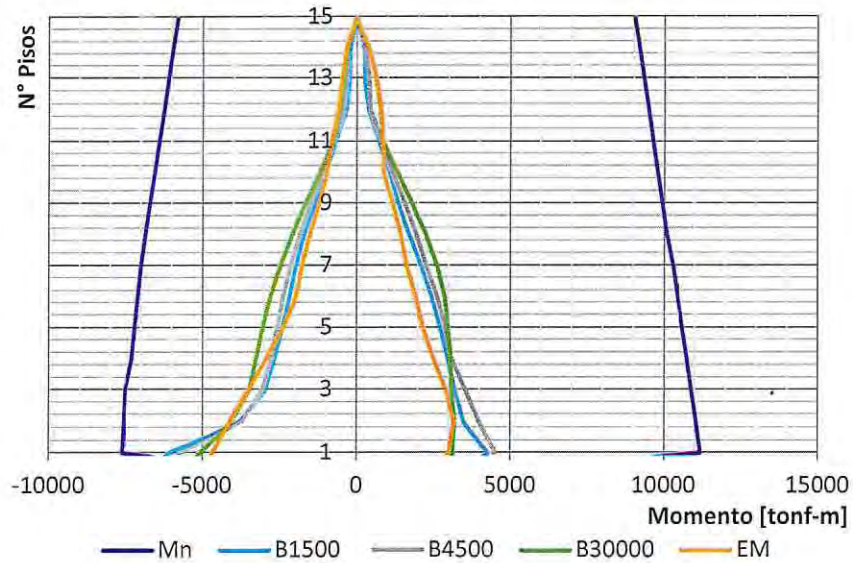


Figura 5.61 – Diagrama de momento Muro “C” – Registro Constitución.

Se observa que, para algunos casos se produce una inversión de demandas de momento y corte por la variación de rigidez del suelo. En la figura 5.56, 5.57 y 5.58, las demandas de momento son menores para la condición de apoyo empotrado o muy rígido, en cambio, para suelos de rigidez baja, las demandas de momento crecen considerablemente.

La explicación a este comportamiento se expone de la siguiente manera. La respuesta del edificio se calcula mediante la resolución de la ecuación de movimiento para un sistema de varios grados de libertad. La máxima aceleración de excitación puede representarse en un gráfico de pseudo aceleración espectral. Se consideran la masa y el amortiguamiento. El mismo edificio con distinta rigidez del suelo bajo él, tiene globalmente distintos períodos de vibración.

En la siguiente figura se presenta un ejemplo para el espectro de respuesta de pseudo-aceleraciones de Concepción y se considera la interacción suelo-estructura para un balasto dinámico de 1500 y 30000 [tonf/m³].

Se aprecia que para el balasto de 1500 [tonf/m³], existe una pseudo-aceleración cercana al pick de la curva de 1.08g, en cambio, para el balasto de 30000 [tonf/m³] es de 0.39g, por lo tanto, para el edificio con balasto más bajo, es de esperar que se generen incrementos en los esfuerzos solicitantes mayores que para un edificio en suelo más rígido.

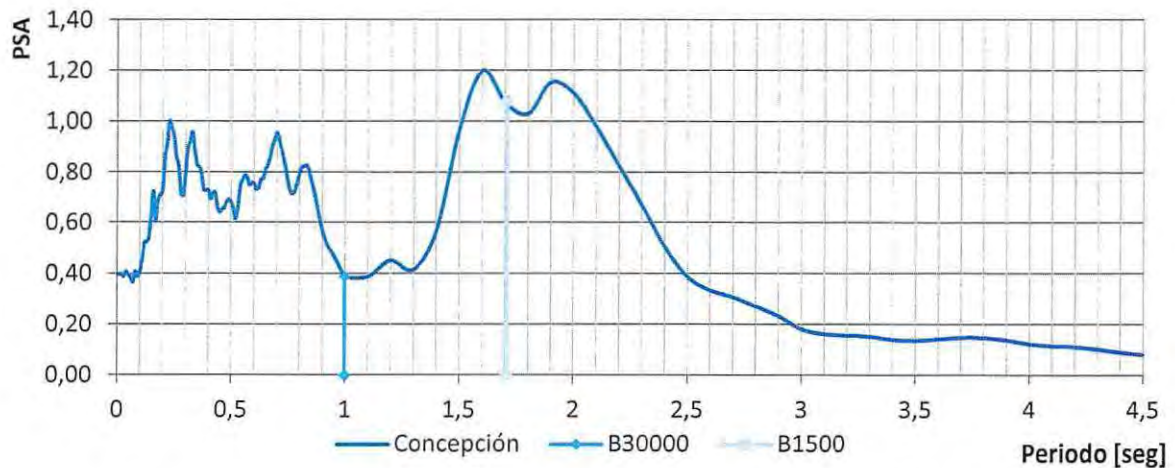


Figura 5.62 – Espectro de respuesta amortiguamiento 5% – Registro de Concepción.

Otro efecto que se observa en los muros rectangulares (figuras 5.53, 5.56, 5.59), es que los saltos de momento entre pisos están en el rango de las 250 [tonf-m], sin embargo, el momento máximo nominal de las vigas es de 100 [tonf-m], este efecto se debe a que para el modelo no lineal se consideran cachos rígidos de gran longitud para la representación de las vigas.

5.3.6. Fundaciones

A continuación, se presentan los resultados para el análisis de asentamiento y volcamiento de los esfuerzos para la losa de fundación.



5.3.6.1. Asentamientos

Las siguientes figuras muestran los desplazamientos en el tiempo de los nodos del centro y del borde de la fundación para los distintos coeficientes de balasto. La ubicación de los nodos analizados es igual a la presentada en el análisis lineal en la figura 5.12.

- Registro de Viña del Mar

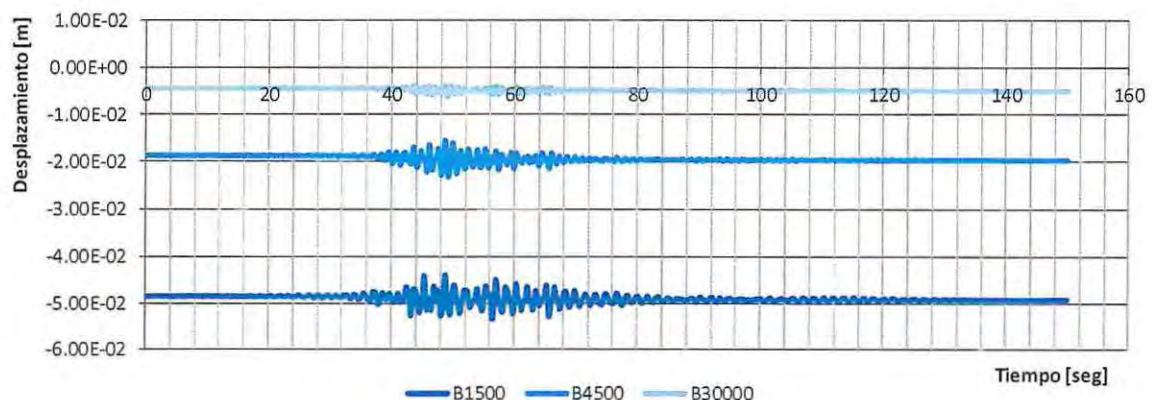


Figura 5.63 – Desplazamiento Nodo Centro – Registro Viña del Mar.

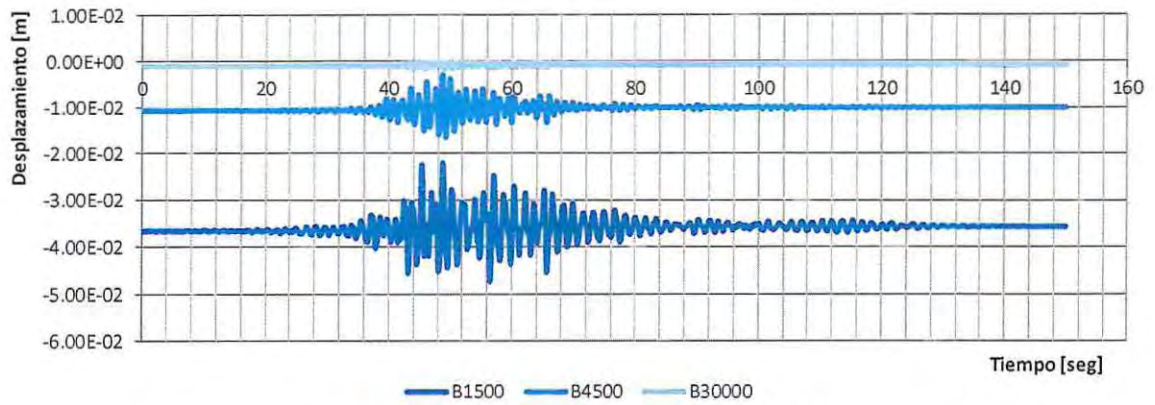


Figura 5.64 – Desplazamiento Nodo Borde – Registro Viña del Mar.

- Registro Concepción

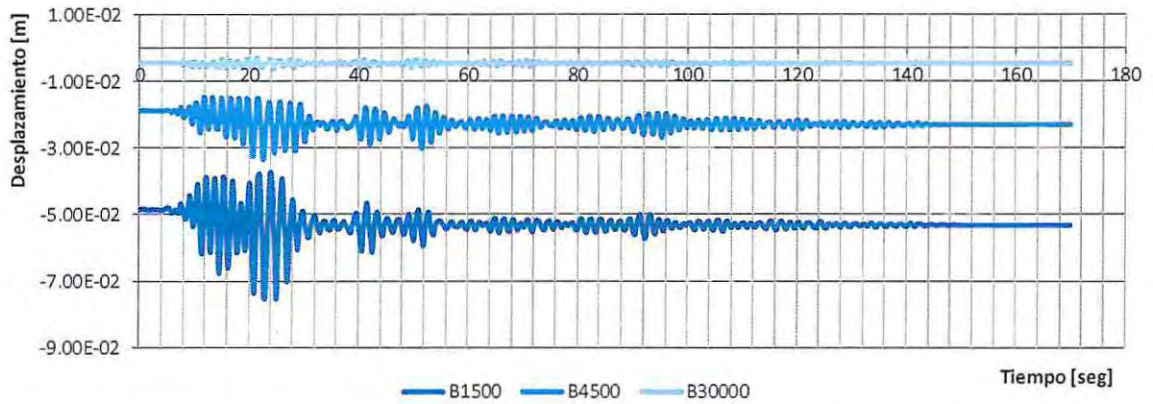


Figura 5.65 – Desplazamiento Nodo Centro – Registro Concepción.

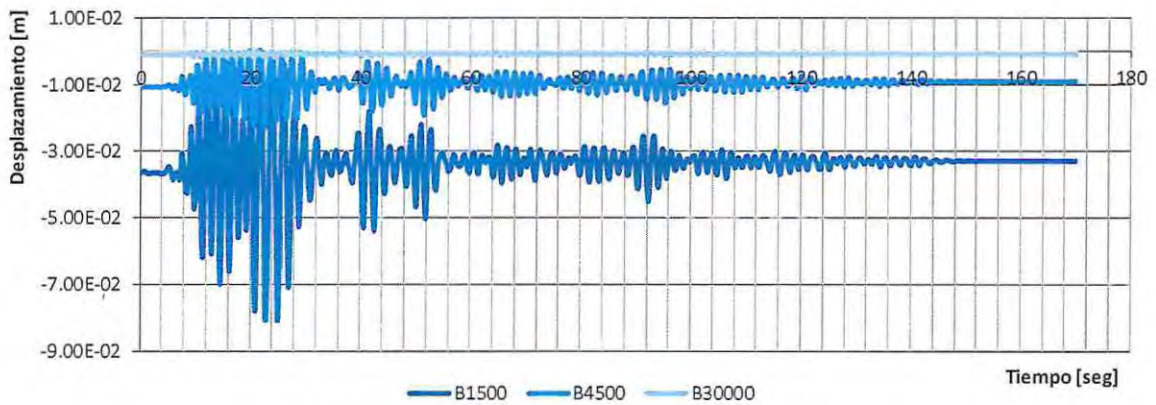


Figura 5.66 – Desplazamiento Nodo Borde – Registro Concepción.

- Registro Constitución

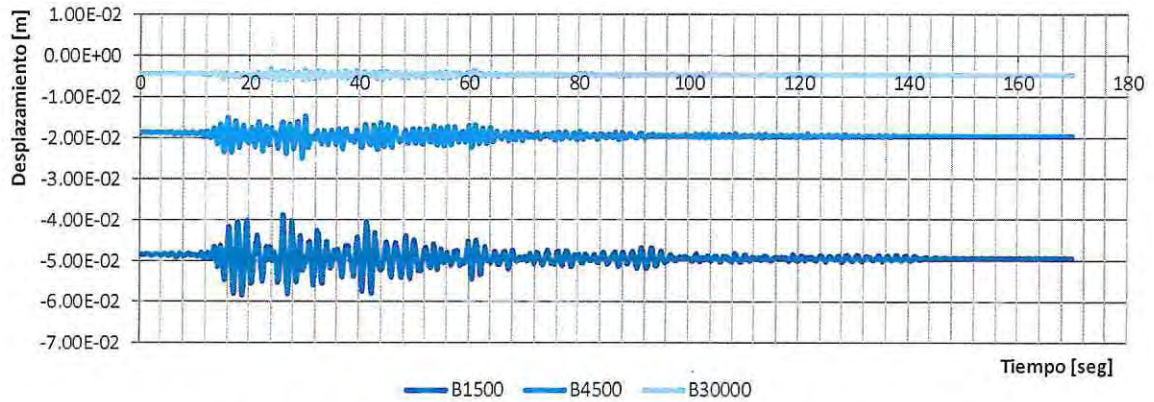


Figura 5.67 – Desplazamiento Nodo Centro – Registro Constitución.

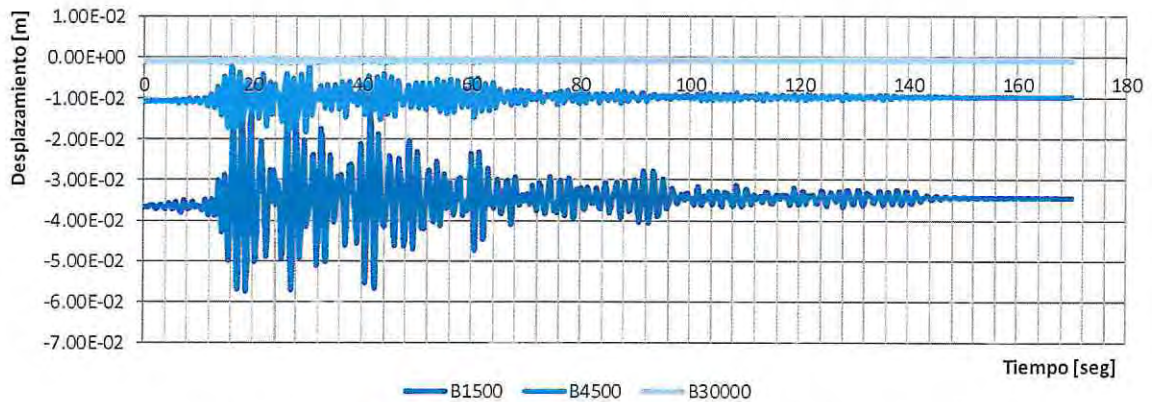


Figura 5.68 – Desplazamiento Nodo Borde – Registro Constitución.

Se observa que la mayor deformación instantánea de la fundación y los mayores desplazamientos en el tiempo se presentan en el registro de Concepción, para los suelos de menor rigidez. Además se determina que para todos los registros, el nodo del borde posee un mayor desplazamiento en relación con el nodo del centro.

En la tabla 5.12 se muestran los máximos asentamientos de los nodos para un instante de tiempo determinado, estos generan el mayor asentamiento diferencial.

Tabla 5.12 – Asentamientos en los nodos - análisis no lineal.

	Balastos [tonf/m ³]	Registro Concepción		Registro Constitución		Registro Viña del Mar	
		Asiento Máximo	Asiento Mínimo	Asiento Máximo	Asiento Mínimo	Asiento Máximo	Asiento Mínimo
Nodo Borde [cm]	1500	-0.0213	-8.0650	-0.8827	-5.7300	-2.1900	-4.7190
	4500	0.0318	-2.2810	-0.1685	-1.7980	-0.2718	-1.6360
	30000	0.0116	-0.1587	0.0088	-0.1383	-0.0082	-0.1449
Nodo Centro [cm]	1500	-3.7120	-7.5300	-3.8600	-5.8310	-4.3880	-5.3420
	4500	-1.4500	-3.3300	-1.4520	-2.4830	-1.5420	-2.3160
	30000	-0.2985	-0.6087	-0.3110	-0.5822	-0.3840	-0.6002
Δ diferencial [cm]	1500	3.6911	0.5350	2.9803	0.1000	2.1980	0.6230
	4500	1.5270	0.6280	1.2955	0.6280	1.2704	0.6800
	30000	0.4510	0.3101	0.4458	0.3198	0.4553	0.3418

Los mayores asentamientos diferenciales se presentan para el balasto de 1500 [tonf/m³] y alcanza un máximo de 3.67 [cm].

En la tabla 5.13 se muestra la desviación angular y la condición estructural de muros y tabiques en base a los criterios establecidos en el capítulo II.

Tabla 5.13 – Desviación angular y condición estructural de los elementos. [12].

Registros	Balastos [tonf/m ³]	β pendiente	Condición estructural
Concepción	1500	0.0058	Aparición de fisuras en muros y tabiques
	4500	0.0024	Puede presentar fisuración
	30000	0.0007	Sin fisuración
Constitución	1500	0.0047	Aparición de fisuras en muros y tabiques
	4500	0.0020	Puede presentar fisuración
	30000	0.0007	Sin fisuración
Viña del Mar	1500	0.0035	Aparición de fisuras en muros y tabiques
	4500	0.0019	Sin fisuración
	30000	0.0007	Sin fisuración

Los resultados muestran que para el balasto de 1500 [tonf/m³] en todos los registros, se presenta fisuración en los elementos estructurales y no estructurales por la magnitud de la desviación angular, sin embargo, para el balasto de 30000 [tonf/m³], no existe fisuración por concepto de asentamiento diferencial.

5.3.6.2. Volcamiento

Se presentan los esfuerzos de flexión en la base del edificio y el factor de seguridad al volcamiento para el análisis no lineal. Los momentos en la base son obtenidos en base a la suma de los momentos proporcionados por todos los elementos verticales para cada instante de tiempo.

El factor de seguridad al volcamiento se determinó con el 60% del peso del edificio en conjunto con la fundación.

Tabla 5.14 – Análisis de seguridad al volcamiento – análisis no lineal.

Registros	Balastos [tonf/m ³]	Momentos en la base [tonf-m]	F.S. Volcamiento 0.6PP+Sismo	Tiempo [seg]
Concepción	1500	44300	1.01	25.115
	4500	44500	1.00	22.655
	30000	25450	1.76	24.435
Constitución	1500	21560	2.08	27.095
	4500	24844	1.80	29.675
	30000	23128	1.94	23.825
Viña del Mar	1500	10556	4.24	48.830
	4500	19053	2.35	48.765
	30000	22070	2.03	49.120

En comparación con el análisis elástico, los máximos esfuerzos de flexión en la base no son mayores al doble para cualquier balasto (registro Concepción), esto se debe a la incursión no lineal de los elementos resistentes disipa la energía que llega a la base reduciendo los esfuerzos totales. Aunque el factor de seguridad al volcamiento se ve reducido por el aumento de los esfuerzos a flexión, el esfuerzo volcante no alcanza a ser mayor que el esfuerzo restablecedor del volcamiento.

En la figura 5.69 se define la nomenclatura de los elementos que participan en éste análisis y tabla 5.15 se muestran los muros y vigas que incursionan en el rango no lineal.

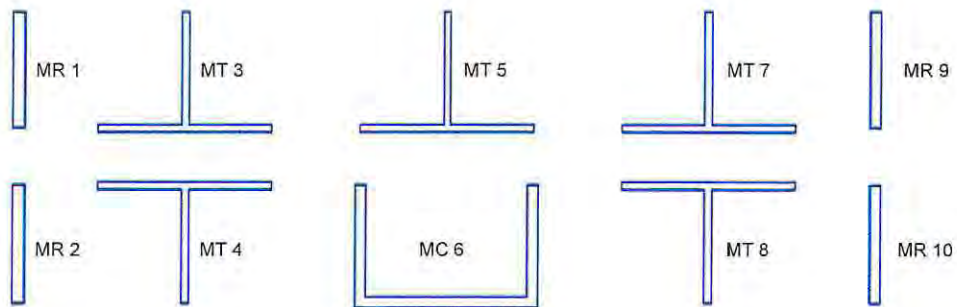


Figura 5.69 – Definición de elementos estructurales.

Tabla 5.15 – Elementos que incursionan en el rango no lineal

Registros	Balastos [tonf/m ³]	Elementos que incursionan en el rango no lineal										N° Vigas	
		MR 1	MR 2	MT 3	MT 4	MT 5	MC 6	MT 7	MT 8	MR 9	MR 10		
Concepción	1500	X	-	X	X	X	X	X	X	X	X	-	14
	4500	X	-	-	-	-	-	-	-	-	X	-	8
	30000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18
Constitución	1500	-	-	X	-	X	-	X	-	-	-	-	4
	4500	-	-	X	-	X	-	X	-	-	-	-	12
	30000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30
Viña del Mar	1500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
	4500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18
	30000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	24

Se aprecia una relación directa entre la magnitud del esfuerzo a flexión y la cantidad de elementos que incursionan en el rango no lineal.

5.3.6.3. Corte en la losa

Se determinan los esfuerzos cortantes en la losa de fundación para el análisis no lineal. Los mayores esfuerzos cortantes se generan para todos los registros en la base del muro C.

Tabla 5.16 – Resumen esfuerzo de corte en la fundación.

Registros	Balastos [tonf/m ³]	Esfuerzo de Corte [tonf/ml]
Concepción	1500	136.8
	4500	126.4
	30000	94.3
Constitución	1500	125.5
	4500	120.8
	30000	91.2
Viña del Mar	1500	114.2
	4500	103.8
	30000	73.6

Se observa que los mayores esfuerzos cortantes se presentan los suelos de menor rigidez, el suelo más rígido posee hasta un 35% menos de corte que el suelo menos rígido, sin embargo, la fundación se diseñó para que al cortante soportara al menos 140 [tonf/ml] bajo los muros estructurales, siendo el máximo esfuerzo a cortante de 137 [tonf/ml] para el registro sísmico de Concepción.

5.3.7. Análisis del comportamiento del suelo

Se realiza una verificación de del nivel de tensiones y deformaciones obtenidas de los análisis mostrados en este trabajo y se comparan en una curva constitutiva del comportamiento del suelo. Para lo anterior, se utiliza la curva de tensión deformación obtenida mediante el ensayo de placa de carga elaborado por Briaud J. and Gibbens [25]. El objetivo de este análisis es comparar el nivel de solicitaciones en el suelo comparándolas con una curva obtenida de laboratorio.

El ensayo de placa de carga se realizó para una arena de parámetros resistentes similares a los obtenidos para la arena de balasto estático 1500 [tonf/m³], sin embargo, esta curva no considera el comportamiento dinámico del suelo ni tampoco la flexibilidad de la fundación, por lo que éste análisis es sólo referencial, y es para mostrar esquemáticamente el rango de esfuerzos y deformaciones que alcanza el suelo en el análisis no lineal del edificio.

Para la evaluación del comportamiento se determinan las tensiones máximas y los asentamientos del suelo, estos se obtienen del cociente entre los asentamientos máximos de la fundación y el ancho tributario de los modelos de análisis.

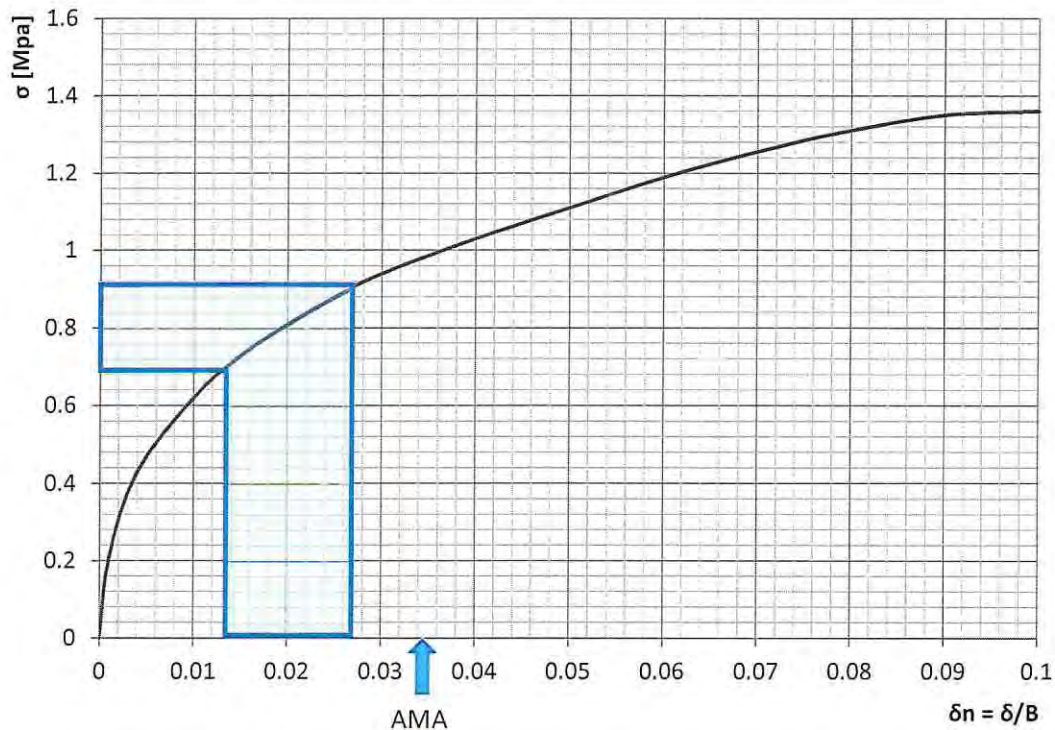


Figura 5.70 – Resultados de ensayos con placa carga vertical centrada en arena. Adaptado [26].

En la figura 5.70 se observa que la curva representativa del suelo arenoso tiene un comportamiento no lineal en todo el desarrollo y el rango de variación de la tensión y deformación obtenido del análisis sísmico es coherente en los valores de la curva experimental, sin embargo, para este análisis no se considera la rigidización del suelo por efectos sísmicos, ni se sobrepasa el asentamiento máximo admisible (AMA).

Capítulo VI

6. Conclusiones

En base a los resultados presentados en este trabajo, se esclarece que el efecto del suelo tiene un impacto considerable en el desempeño de los elementos estructurales en un edificio de hormigón armado de 15 pisos. En el análisis y diseño sísmico de edificios a partir de la NCh433 Of.96 modificada en 2009 y los Decretos Supremos N°60 y N°61, no mencionan claramente como alternativa el incorporar directamente la interacción del suelo y la fundación en el diseño del edificio.

En el análisis modal espectral, la variación de la rigidez en el suelo no influye de manera sustancial en los desplazamientos, ni en las solicitaciones de los elementos estructurales, sin embargo, se determinó que ocurren transmisiones de esfuerzos desde un elemento a otro a través de la losa fundación, por esta razón, conocer la influencia de la losa en los elementos estructurales es de gran relevancia.

En el análisis de sensibilidad del suelo, se observó que entre los distintos modelos pueden existir variaciones significativas en la demanda de desplazamientos y esfuerzos en el edificio. Los mayores esfuerzos y desplazamientos se generaron con el modelo de Vlazov. El modelo matemático de Vlazov varía respecto a la profundidad y se estima que se representa mejor el comportamiento del suelo a mayor profundidad de fundación.

El modelo de Winkler mostró un desempeño satisfactorio en comparación con los otros dos modelos estudiados, aunque los resultados de los desplazamientos fueron mayores que Pasternak, los esfuerzos de flexión y corte en muros se aproximaron considerablemente, como el modelo de Pasternak considera los efectos de interacción entre los resortes adyacentes, se optó por preferirlo para el análisis no lineal e incorporar la deformación por cortante del suelo.

Se demuestra en este estudio mediante un análisis no lineal incorporando la flexibilidad de la base de fundación, que la interacción suelo-estructura influye en el desempeño del edificio, los esfuerzos obtenidos no fueron comparativamente semejantes al modelo lineal. La flexibilidad de la base, incrementa los periodos de la estructura, los desplazamientos máximo absoluto y relativo entrepisos, incluso las demandas de ductilidad y de esfuerzos cortantes y momento.

El efecto que tiene la flexibilidad de la fundación se interrelaciona con la demanda de ductilidad a la que van a ser enfrentados los elementos estructurales, una baja rigidez del suelo de fundación puede influir en la incursión que tendrán estos elementos en el rango no lineal.

En cuanto a los desplazamientos, según los límites para el desplazamiento relativo entrepisos en el análisis no lineal establecido por el ASCE 7-10, se obtiene que únicamente para el balasto dinámico de 1500 [tonf/m³], existe riesgo en la seguridad estructural del edificio para el registro de aceleraciones sísmicas de Concepción, para los demás casos, no se generan inconvenientes por la variación de la rigidez relativa del suelo.

En términos de desplazamiento absoluto se determina que la rigidez del suelo es de importancia. En el sismo de Concepción se estimó una deformación máxima de techo para el balasto dinámico de 1500 [tonf/m³], que es notoriamente superior al determinado por la NCh 433 Of96 Mod. 2009.

Los asentamientos de la fundación, estuvieron dentro de los recomendados por los estudios de mecánica de suelo y la bibliografía, sin embargo, la desviación angular de la losa dejó en evidencia que, para los suelos de menor rigidez, es probable que pueda afectar los elementos estructurales y no-estructurales.

La losa de fundación tuvo un buen comportamiento para los registros de aceleraciones, los esfuerzos por cortante no fueron superiores al corte de diseño.

En cuanto a la estabilidad del edificio, los resultados obtenidos son satisfactorios, la incursión no lineal de los elementos estructurales redujo los momentos volcantes máximos obtenidos en la base, lo que controla que la seguridad al volcamiento no sea inferior a 1 para la combinación de carga que limita el peso del edificio a un 60%.

Respecto a si el modelo elástico de Pasternak es un supuesto adecuado, si bien el suelo en todo su comportamiento es un material inelástico, el rango donde se obtuvieron los resultados son coherentes en las tensiones y deformaciones obtenidas del modelo, se sugiere en un estudio futuro incorporar el comportamiento no lineal de las propiedades del material para comparar los resultados.

Es importante mencionar que los modelos bidimensionales utilizados como fue dicho anteriormente, son simplistas y no son la representación más óptima de considerar la interacción suelo-estructura. Si se quieren obtener valores más aproximados se debería realizar el estudio con variables tridimensionales para también incorporar los efectos de torsión.

Para finalizar, normativas como ASCE 7, consideran las implicancias del diseño con la interacción del suelo, fundación y estructura, estableciendo requerimientos para el diseño, como por ejemplo procedimientos para: corte efectivo en la base, periodo efectivo, amortiguamiento efectivo. Por este motivo, se deben establecer metodologías más factibles en nuestra normativa que incorporen la interacción del suelo y puedan a futuro generar diseños más desarrollados.

Referencias

- [1] NSR, *Interacción suelo-estructura.*, 98.
- [2] Brénousky J.S. Breeveld, *Modelling the Interaction between Structure and Soil for Shallow Foundations.*: Delft University of Technology, 2006.
- [3] Computers and Structures Inc, *Structural Software for Building Analysis and Design ETABS.*, 2015.
- [4] Park & Paulay, *Reinforced Concrete Structures.*: Universidad de Canterbury, 1988.
- [5] Miguel Petersen Acevedo, *Estudio de Mecánica de Suelos Edificio Nova Poniente.*, 2014.
- [6] Miguel Petersen Acevedo, *Estudio de Mecánica de Suelos Parque Oriente.*, 2002.
- [7] Miguel Petersen, *Estudio de Mecánica de Suelos Edificio en 8 Norte 930.*, 2000.
- [8] Miguel Petersen Acevedo, *Estudio de Mecánica de Suelos Edificio Cooperativa Proa al Sol Ltda.*, 1998.
- [9] Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes, *Unified Soil Classification System.*: American Society for Testing Materials, 2011.
- [10] Patricio Bonelli, *Surface Ground Motions, Structural Damage and Emerging Technologies In R/C Buildings During and After the 2010 Mw 8.8 Maule Earthquake, Chile.*: Universidad Técnica Federico Santa María, 2011.
- [11] Iancu-Bogdan Teodoru, *Beams on Elastic Foundation - The Simplified Continuum Approach.*: Universitatea tehnica Gheorghe Asachi, 2009.
- [12] M. Soranzo G. Ricceri, *An analysis on allowable settlements of structures.*
- [13] Joseph E. Bowles, *Foundation Analysis and Design*, 5th ed.: McGraw-Hill, 1997.
- [14] Angel Muelas Rodriguez, "Mecánica del Suelo y Cimentaciones," 2010.
- [15] Kerr A. D., *Elastic and Viscoelastic Foundation Model.*: Journal of Applied Physics, 1964.
- [16] A.P.S Selvadurai, *Elastic Analysis of Soil-Foundation Interaction.*: Department of Civil Engineering Carleton University.
- [17] Timoshenko y Goodier, *Theory of Elasticity.*: Stanford University, 1970.
- [18] NCh 433 Of. 1996 Mod. 2009, *Diseño Sísmico de Edificios.*: Instituto Nacional de Normalización, 2009.
- [19] Decreto supremo N°61, *Aprueba Reglamento que Fija el Diseño Sísmico de Edificios que Deroga el Decreto N°117.*: Instituto Nacional de Normalización, 2011.
- [20] ACI 318-08, *Requisito de Reglamento para Concreto Estructural.*: American Concrete Institute,

2008.

- [21] Decreto Supremo N°60, *Aprueba Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para Hormigón Armado y Deroga Decreto N° 118*, Instituto Nacional de Normalización, Ed., 2011.
- [22] NCh 3171 Of. 2010, *Diseño Estructural - Disposiciones Generales y Combinaciones de Cargas.*: Instituto Nacional de Normalización, 2010.
- [23] Athol J. Carr, *Program type Inelastic Dynamic Analysis RUAUMOKO 2D.*: University of Canterbury, 2008.
- [24] American Society of Civil Engineers ASCE 7, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.*: Structural Engineering Institute, 2010.
- [25] Briaud J. and Gibbens R., *Behavior of Five Large Spread Footing on Sand.*: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999.
- [26] Dario Mutoli Lopicich, *Estudio Experimental de la Reacción de un Suelo Arenoso ante una Placa Rígida Solicitada por Carga Vertical y Momento.*: Universidad de Chile, 2007.
- [27] NCh 1537 Of. 2009, *Diseño Estructural - Cargas Permanentes y Cargas de Uso.*: Instituto Nacional de Normalización, 2009.
- [28] Materia Hormigón Armado, *Diseño de Hormigón Armado*, Alejandro Morales, Ed., 2014.
- [29] M. Hetenyi, *Beams on Elastic Foundation.*: The University of Michigan Press, 1946.
- [30] ACI 318S-11, *Requisito de Reglamento para Concreto Estructural.*: American Concrete Institute, 2011.

