



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**MODELACIÓN NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO Y
APLICACIÓN DE METODOLOGÍA DE DISEÑO POR DESEMPEÑO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

EDUARDO BEDECARRATZ SALVADORES

PROFESOR GUÍA:

LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

FABÍAN ROJAS BARRALES

MARIO LAFONTAINE ROTH

SANTIAGO DE CHILE
2018

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: EDUARDO BEDECARRATZ S.
FECHA: 2018
PROFESOR GUÍA: LEONARDO MASSONE S.**

**MODELACIÓN NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO Y
APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO POR DESEMPEÑO**

En 2017, un grupo de investigadores y diseñadores, por medio de ACHISINA, presentaron un documento guía para realizar diseños sísmicos basados en desempeño. En este documento se describe brevemente la modelación requerida y los criterios de desempeño a satisfacer en Chile. El propósito de este trabajo es realizar una modelación no lineal de un edificio chileno de hormigón armado que presentó daños por flexo-compresión durante el 27F en uno de sus muros, y verificar que los criterios de desempeño establecidos en el documento mencionado señalen correctamente en el modelo las fallas que presentó el edificio.

El análisis se centró, principalmente, en el comportamiento del muro que presentó daño localizado por flexo-compresión en el primer piso. Se trata de un muro T, con un largo de alma de 8 metros, y un largo de ala que alcanza los 18 metros. Según los planos de construcción, el muro debería haber tenido una disposición de trabas alternadas en la punta, pero en la realidad las trabas no estaban presentes. Por lo tanto, se consideró un modelo de hormigón no confinado y un modelo de acero que considere el pandeo. Los muros fueron modelados usando elementos de área que están a la vez divididos en fibras de comportamiento no lineal. Se consideró diafragma rígido, y las losas fueron incorporadas solo en zonas donde puedan generar efectos de acople en muros, siendo modeladas como vigas de ancho 12 veces el espesor y con rótulas plásticas en sus extremos.

El modelo del edificio fue sometido a *análisis estático no lineal* y *análisis dinámico no lineal*, utilizando diferentes registros del 27F de Santiago. Los resultados muestran que para desplazamientos de techo relativamente bajos (deriva de techo ~ 0.003), el muro que sufrió daños en la realidad alcanza en el modelo niveles de deformación que implicarían daño por flexo-compresión, esto a causa de que el muro forma parte de un sistema que trabaja conjuntamente, como un gran muro en T. También se realizaron modelos no lineales con distintos criterios de modelación para comparar el impacto del diseño en el desempeño global del edificio.

DEDICATORIA

Esto es para ti vieja...

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a todos quienes me apoyaron en estos años, a mis padres, muy especialmente a mi madre que fue mi fundación, y a mis amigos de la universidad, a Cristian, Cesar, Daniel y Nicolás.

También agradezco a mi profesor guía, Leonardo Massone y a Mario Lafontaine, primero por darme la oportunidad de elegir un tema que fue de todo mi gusto, y también por su guía y conocimientos. Fue un verdadero lujo aprender con ustedes.

Por último, agradezco a la oficina de Don René Lagos, a mi profesora Marianne Küpfer y a mi equipo de trabajo, quienes me dieron la flexibilidad para terminar esta tesis y la oportunidad de crecer como profesional al mismo tiempo.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivo General	2
1.2.2 Objetivos Específicos	2
1.3 Alcance por capítulos	3
CAPÍTULO 2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 Introducción	5
2.2 Metodología de Diseño por Desempeño	5
2.2.1 Propiedades de los materiales	6
2.2.2 Requisitos para el análisis	7
2.2.3 Evaluación de estados límites	7
2.2.4 Criterios de Aceptación	8
2.3 Modelación no-lineal en el software Perform 3D	9
2.3.1 Modelación de muros	9
2.3.2 Modelación de vigas.....	13
2.3.3 Comportamiento cíclico	15
2.4 Desempeño de muros de hormigón armado durante el 27F.....	16
2.5 Pandeo en barras de refuerzo	18
CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO DE ESTUDIO	20
3.1 Introducción	20
3.2 Descripción general	20
3.3 Diseño inicial	23
3.4 Daños durante el 27F.....	24
3.5 Geometría y armado del muro del eje 7	25
CAPÍTULO 4. MODELACIÓN LINEAL DEL EDIFICIO.....	27
4.1 Introducción	27
4.2 Modelo en ETABS	27
4.2.1 Simplificación y ajustes en el modelo.....	28

4.2.2	Análisis del modelo lineal simplificado	31
4.3	Modelo en PERFORM 3D	32
4.3.1	Definiciones y asignaciones en el modelo lineal de Perform 3D..	32
4.3.2	Análisis del modelo lineal en Perform 3D	33
CAPÍTULO 5. MODELACIÓN NO-LINEAL DEL EDIFICIO		35
5.1	Introducción	35
5.2	Modelación de materiales	35
5.3	Modelación no lineal de muros de hormigón armado	36
5.4	Modelación no lineal de vigas de acople y refuerzos de losa	37
5.5	Modelos de estudio	38
CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS		42
6.1	Introducción	42
6.2	Validación del Modelo Original	42
6.2.1	Análisis estático no-lineal	43
6.3	Comparación entre modelos	48
6.4	Soluciones estructurales estudiadas	51
6.5	Análisis dinámico no lineal	53
6.6	Diseño del muro con la normativa actual	61
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES		66
BIBLIOGRAFÍA		69
ANEXO A: FOTOS ADICIONALES		71
ANEXO B: ESTIMACIÓN DE CAPACIDAD ELÁSTICA		75

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Propiedades de los materiales.	6
Tabla 2.2. Propiedades de rigidez del hormigón armado.	6
Tabla 2.3. Criterios de aceptación a nivel de componente para ocupación inmediata.	8
Tabla 2.4. Criterios de aceptación a nivel de componente para deformación adicional.	8
Tabla 2.5. Criterios de aceptación a nivel global para ocupación inmediata. .	9
Tabla 3.1. Características del edificio de estudio.	23
Tabla 3.2. Análisis modal inicial.	23
Tabla 4.1. Períodos del modelo simplificado en ETABS.	31
Tabla 4.2. Períodos del modelo en PERFORM 3D.	33
Tabla 5.1. Modelos no-lineales realizados.	39
Tabla 6.1. Desplazamientos de techo a partir de DS N° 61.	61

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Elemento tipo muro de corte (Shear Wall Element). Perform 3D, Components and Elements, 2006 [5].	10
Figura 2.2. Modelación 3D de muros. Perform 3D, Components and Elements, 2006 [5].	10
Figura 2.3. Comportamientos del elemento tipo muro de Perform 3D.	11
Figura 2.4. Elemento de muro con sección de fibras asignada.	12
Figura 2.5. Muros con plastificación concentrada. Perform 3D Components and Elements, 2006 [5].	13
Figura 2.6. Modelo de vigas. Perform 3D Components and Elements, 2006 [5].	13
Figura 2.7. Definición de rotula plástica. Perform 3D Components and Elements, 2006 [5].	14
Figura 2.8. Conexión entre viga y muro. Perform 3D Components and Elements, 2006 [5].	14
Figura 2.9. Curva tipo de materiales modelados a través de los puntos Y, U, L y R. Perform 3D Components and Elements, 2006 [5].	15
Figura 2.10. Comportamiento cíclico. Perform 3D Components and Elements, 2006 [5].	16
Figura 2.11 Variación de (a) A_w/A_f y (b) A_w/W . Massone et al (2012).	17
Figura 2.12. Deformación en puntas de muros T. Wallace et al (2011).	18
Figura 2.13. Comparación del modelo Massone & Moroder para $L/d = 20$. Herrera (2014).	19
Figura 2.14. Equilibrio simplificado en sección de muro.	19
Figura 3.1. Edificio de estudio en Google Earth.	20
Figura 3.2. Planta cielo segundo subterráneo.	21
Figura 3.3. Planta cielo primer subterráneo.	21
Figura 3.4. Planta cielo primer piso.	22
Figura 3.5. Planta cielo piso tipo.	22
Figura 3.6. Imágenes del muro luego del 27F.	24
Figura 3.7. Armado del muro del eje 7 en primer piso.	25
Figura 3.8. Plano de elevación del muro del eje 7.	26
Figura 4.1. Captura del modelo original en ETABS 2016.	28
Figura 4.2. Reducción del mallado de elementos tipo <i>shell</i> .	29
Figura 4.3. Mallado muro eje 7 en modelo simplificado de ETABS.	29
Figura 4.4. Sección de viga como reemplazo de losa en zonas de acople.	30
Figura 4.5. Distribución de vigas como reemplazo de losa en planta piso tipo.	30
Figura 4.6. Captura del modelo en PERFORM 3D.	32

Figura 5.1 Curva tensión-deformación para hormigón confinado y no confinado.	35
Figura 5.2. Curva tensión-deformación para el acero pandeable y no pandeable.	36
Figura 5.3. Sección transversal de un elemento tipo muro dividido en fibras en Perform 3D.....	37
Figura 5.4. Modelo de rótula plástica para vigas.	37
Figura 6.1. Espectros de desplazamiento d0el 27F en Santiago de Chile. ...	42
Figura 6.2. Pushover a partir de la segunda forma modal.	43
Figura 6.3. Cortante basal v/s Deriva de techo del Modelo Original.	44
Figura 6.4. Sección de análisis.	45
Figura 6.5. Deformación unitaria en la sección de estudio para Modelo Original.	45
Figura 6.6. Perfil de deformaciones de la sección de estudio para el Modelo Original.	46
Figura 6.7. Acortamiento del hormigón en elevación para el Modelo Original.	47
Figura 6.8. Curva de capacidad para todos los modelos.	48
Figura 6.9. Perfil de deformación (a) Modelo Original, (b) Acero No Pandearable, (c) No Acoplado, (d) Punta Confinada	49
Figura 6.10. Cortante basal v/s Deriva de techo para soluciones estructurales.....	51
Figura 6.11. Perfil de deformación (a) Punta Confinada y Muro e = 30 cm (b) Muro del eje 7 acortado (c) Muros confinados	52
Figura 6.12. (a) Registro de Santiago Centro 1, (b) Registro de Santiago Centro 3, (c) Deriva de techo v/s tiempo en dirección Y, (d) Deformación unitaria v/s tiempo.	54
Figura 6.13. (a) Registro de Maipú 1, (b) Registro de Maipú 2, (c) Deriva de techo v/s tiempo en dirección Y, (d) Deformación unitaria v/s tiempo.	55
Figura 6.14. Envoltorio de deformaciones en sección estudiada.....	56
Figura 6.15. Envoltorio de acortamiento del hormigón en elevación en la punta del muro del eje 7.	57
Figura 6.16. Comportamiento cíclico del borde del muro del eje 7 para ambos registros.	58
Figura 6.17. (a) Desplazamiento de techo (b) Distribución de momento (c) Distribución de curvatura (d) Diagrama de Momento-Curvatura	59
Figura 6.18. Deriva entrepiso para ambos registros en dirección Y.....	59
Figura 6.19. Deriva entrepiso para ambos registros en dirección Y. Calculo alternativo.	60
Figura 6.20. Modelo (a) con componente elástica e inelástica y (b) inelástico simplificado de distribución de curvatura. Massone et al (2016).....	61

Figura 6.21. Modelo simplificado para el análisis de muros compuestos.	62
Figura 6.22. Aplicación del DS N° 60 a la sección mostrada. Opción 1.	62
Figura 6.23. Aplicación del DS N° 60 a la sección mostrada. Opción 2.	63
Figura 6.24. Aplicación del DS N° 60 a la sección mostrada. Opción 3.	64

CAPÍTULO 1.INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

Durante largo tiempo, el diseño de edificios ha sido abordado con análisis simplificados lineales, lo que significa que la relación entre el esfuerzo de un elemento y su deformación es considerada perfectamente proporcional. En términos simples esto quiere decir que a infinito desplazamiento, según la teoría lineal, un elemento opone infinita fuerza. En la realidad, sin embargo, a infinito desplazamiento, un elemento ya no opone fuerza alguna porque se encuentra completamente triturado. Llegado el momento, es incapaz de sostener cierta cantidad de deformación, y a causa de las propiedades físicas de los materiales que lo componen, se degrada enormemente.

Una viga de hormigón armado, por ejemplo, sometida a niveles pequeños de flexión ya comienza a fisurarse, y con la fisuración viene asociada una pérdida de rigidez. Esto quiere decir que, a mayor deformación, menos rígida y menos resistente será la viga (qué tanta deformación soportará dependerá del detallamiento que tenga). En términos matemáticos, esto quiere decir que a medida que vaya existiendo daño, la matriz de rigidez involucrada irá cambiando, y, por lo tanto, la distribución de esfuerzos en el análisis estructural también.

Los modelos lineales no consideran el fenómeno descrito, si no que mantienen una matriz de rigidez constante pase lo que pase. Conveniente y rápido para estimar niveles de sollicitación sobre la estructura y diseñar los elementos en una primera instancia, pero nada conveniente para garantizar un nivel de desempeño durante un terremoto que puede sacar rápidamente a la estructura del rango lineal.

El rango no lineal es el que precede al colapso, por lo tanto, estimar en qué zona de dicho rango se encuentra una estructura durante un terremoto es lo único que puede garantizar el nivel de desempeño deseado. El *Diseño por Desempeño* busca garantizar niveles de desempeño para distintos niveles de sollicitación sísmica. Para esto, la modelación no lineal es imprescindible, y realizada de la manera adecuada nos permitirá identificar si nuestros diseños están a la altura o no.

Un grupo de investigadores y diseñadores, a través de ACHISINA, en noviembre del 2017 presentó un documento guía para realizar diseños sísmicos basados en desempeño. En este documento se describe brevemente la modelación requerida y los criterios de desempeño a satisfacer en Chile.

El propósito de este trabajo de título será de realizar una modelación no lineal de un edificio chileno que presentó daños por flexo-compresión durante el 27F y verificar que los criterios de desempeño establecidos en el documento mencionado sean coherentes con el comportamiento real que presentó el edificio.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

El objetivo general de esta tesis es modelar un edificio de hormigón armado que tuvo daños en el terremoto del 27F y aplicar la metodología del diseño por desempeño para evaluar si un modelo no-lineal hubiera permitido anticipar el daño real.

1.2.2 Objetivos Específicos

Los objetivos específicos se enumeran a continuación:

- Modelar el edificio de estudio usando propiedades no lineales en Perform 3D.
- Analizar el edificio a través de análisis estático no-lineal y análisis dinámico no-lineal.
- Evaluar desempeño del modelo en base a los criterios de desempeño establecidos en el documento de la ACHISINA.
- Analizar particularmente el muro que tuvo fallas por flexo-compresión y concluir sobre las causas del daño.
- Obtener conclusiones con respecto al diseño del edificio y a la precisión del Diseño por Desempeño.

1.3 Alcance por capítulos

Capítulo 2 – Revisión Bibliográfica

En este capítulo se abordarán los principales recursos teóricos utilizados en este trabajo. En primer lugar, se estudiará el documento emitido por ACHISINA que aborda el diseño por desempeño en Chile. Luego, se describirán algunos conceptos de modelación que especifica la documentación de Perform 3D. Finalmente, se analizarán otros trabajos que abordan las causas e implicancias del terremoto del 27F en el diseño de edificios.

Capítulo 3 – Descripción del edificio de estudio

El propósito del capítulo 3 es describir de manera general al edificio de estudio. El lector podrá familiarizarse con su geometría, estructuración, dimensiones y materiales que lo componen. Además, se describe el desempeño real que tuvo durante el terremoto del 2010, en cual presentó serios problemas de flexo-compresión en un muro.

Capítulo 4 – Modelación lineal del edificio

La modelación lineal es la primera iteración que se hace en un diseño. A partir de ésta es que se obtiene la distribución general de armadura y que luego será verificada. El modelo lineal del edificio de estudio será sometido a ajustes que facilitarán luego su transformación a modelo no-lineal.

Capítulo 5 – Modelación no-lineal del edificio

El capítulo anterior sienta los cimientos para incorporar componentes no lineales al modelo del edificio. En este capítulo se describirán detalladamente las propiedades no lineales utilizadas y los modelos que serán sometidos a análisis.

Capítulo 6 – Análisis de resultados

Esta sección abarcará todos los resultados obtenidos y sus correspondientes análisis. En primer lugar, se comparará el desempeño del modelo no-lineal con el desempeño real del edificio. Luego se abordarán comparaciones entre modelos y las posibles alternativas de diseño.

Capítulo 7 – Conclusiones

Finalmente, todas las lecciones aprendidas se recopilarán en esta sección. Desde las técnicas de modelación hasta el análisis de resultados. También se discutirá sobre los alcances del trabajo y las materias pendientes que podrían ser abordadas posteriormente.

CAPÍTULO 2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introducción

La modelación y análisis no lineal involucra conocimiento avanzado de la teoría estructural. Realizar el trabajo correctamente requiere un entendimiento profundo del comportamiento no lineal de los materiales, de los elementos y del sistema estructural en su conjunto. En este capítulo, se navegará a través de la principal bibliografía utilizada en este trabajo.

2.2 Metodología de Diseño por Desempeño

El Diseño por Desempeño, o en inglés *Performance Based Design*, es una metodología que, de manera más confiable que los métodos usados tradicionalmente, permite obtener un desempeño sísmico deseado.

Surge la interrogante: ¿Qué significa obtener un cierto desempeño sísmico de manera “confiable”?

Actualmente, el método convencional de diseño se basa en fuerzas y determina la resistencia requerida en los elementos estructurales usando un espectro de diseño reducido (análogo a un sismo de mediana intensidad), para el cual se espera una respuesta elástica. Pero ¿Se tiene claridad de lo que podría suceder ante mayor demanda sísmica? ¿Ante una demanda de desplazamiento mayor? ¿Se puede estar realmente seguro de que el edificio tendrá un desempeño adecuado ante otro tipo de eventos?

El diseño convencional basado en fuerzas es conveniente como primera iteración, pero evidentemente necesita ser verificado para escenarios distintos y con técnicas de modelación más precisas.

El documento “Diseño sísmico basado en desempeño. Un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios” (2017) [1], consensuado por investigadores y diseñadores por medio de ACHISINA es la principal guía de este trabajo para realizar la modelación no lineal del edificio y su posterior análisis. En él se detallan aspectos del modelo no-lineal y de los criterios de aceptación a satisfacer.

2.2.1 Propiedades de los materiales

En primer lugar, se especifican las propiedades de resistencia y rigidez que deben incorporar los modelos estructurales. El documento plantea utilizar estimaciones realistas de rigidez y resistencia. A continuación, se muestran tablas con los valores que señala el documento, para los materiales y elementos que forman parte del alcance de esta tesis.

Tabla 2.1. Propiedades de los materiales.

Material	Resistencia esperada
Resistencia a la fluencia para el acero de refuerzo	1.17 f_y especificado
Resistencia máxima para el hormigón	1.3 f'_c especificado

Tabla 2.2. Propiedades de rigidez del hormigón armado.

Elemento	Rigidez a usar
Vigas de acople	Flexión – 0.2 I_g Corte – 1.0 A_g
Diafragmas (en el plano)	Flexión – 0.25 I_g Corte – 0.25 A_g
Muros estructurales	Flexión – 1.0 E_c^* Corte – 0.5 A_g

* El módulo de elasticidad se basa en las siguientes ecuaciones:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad \text{para } f'_c \leq 41 \text{ MPa}$$
$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} + 6900 \text{ MPa} \quad \text{para } f'_c > 41 \text{ MPa}$$

2.2.2 Requisitos para el análisis

El documento plantea requisitos de análisis, en los cuales se describe cómo deben ser modelados algunos elementos de los modelos matemáticos. Se señala que las curvas constitutivas e histeréticas de todos los componentes no lineales deben obtenerse de la experiencia documentada o en base a ensayos específicos. También plantea el uso de amortiguamiento, ya sea viscoso equivalente o uno proporcional a una combinación de masa y rigidez que representaría el amortiguamiento inherente de la estructura, siempre y cuando no exceda un valor de 2.5%.

2.2.3 Evaluación de estados límites

El documento aborda dos estados límites, uno de ocupación inmediata y otro de capacidad de deformación adicional. Los alcances de esta tesis no abordarán la diferencia entre ambos estados límites, pues el objetivo es verificar que el modelo no-lineal reproduzca correctamente las falencias reales del edificio.

Para evaluar los estados límites, el documento señala que se debe utilizar el estado de cargas siguiente:

$$1.0D + L_{esp} + 1.0SD(o SMC)$$

Donde D es la carga permanente, L es la carga viva de servicio que puede tomarse como un 25% de la carga viva no reducida, y SD (o SMC) la sollicitación del sismo de diseño o el sismo máximo considerado.

La evaluación de estados límites puede realizarse a través de análisis dinámico no-lineal o a través de análisis estático no-lineal (*pushover*).

El análisis dinámico no-lineal requiere analizar el modelo con al menos 3 pares de registros horizontales (reales o artificiales), mientras que el análisis estático no-lineal debe considerar un patrón de carga lateral que sea como mínimo la forma modal del modo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis y debe realizarse en ambas direcciones y ambos sentidos de cada una como mínimo.

Esta tesis se enfocará principalmente en el análisis estático no-lineal en la dirección y sentido de interés. También se realizarán análisis dinámicos no-lineales para dos registros que abarcan ambos extremos de intensidad en la ciudad de Santiago, el registro del 27F de Maipú y de Santiago Centro.

2.2.4 Criterios de Aceptación

La forma de validar que un modelo satisfaga cierto nivel de desempeño para un cierto nivel de demanda sísmica es a través de criterios de aceptación, los cuales deben verificarse a nivel de componentes y a nivel global.

Los criterios de aceptación que forman parte del alcance de esta tesis se muestran en las tablas a continuación.

Tabla 2.3. Criterios de aceptación a nivel de componente para ocupación inmediata.

Material	Resistencia esperada
Acortamiento unitario en el hormigón confinado	0.008
Acortamiento unitario en el hormigón no confinado	0.003
Alargamiento unitario en el acero de refuerzo	0.03

Tabla 2.4. Criterios de aceptación a nivel de componente para deformación adicional.

Material	Resistencia esperada
Acortamiento unitario en el hormigón confinado	0.015
Acortamiento unitario en el hormigón no confinado	0.003
Alargamiento unitario en el acero de refuerzo	0.05

En particular, el criterio de aceptación que más estará presente en los análisis de esta tesis será el criterio de acortamiento unitario en el hormigón no confinado, es decir $\epsilon \leq 0.003$.

También se especifican criterios de aceptación a nivel global, que abarcan límites de derivas entrepiso con el objetivo de evitar daño no estructural además de controlar la rigidez del edificio. Estos criterios pueden verse a continuación, en la tabla 2.5.

Tabla 2.5. Criterios de aceptación a nivel global para ocupación inmediata.

Estructura	Límite de deriva entrepiso
Edificios con elementos no estructurales frágiles	0.005
Edificios con elementos no estructurales dúctiles	0.007

2.3 Modelación no-lineal en el software Perform 3D

La modelación no-lineal en Perform 3D fue realizada, en gran parte, a partir de las recomendaciones y lineamientos de la documentación del programa. En el documento Components and Elements (2006) [5], se detallan las distintas componentes que pueden ser modeladas en Perform y se resume a continuación el comportamiento de las que fueron utilizadas en este trabajo.

2.3.1 Modelación de muros

En este trabajo se utiliza el elemento "Shear Wall Element" de Perform 3D para la modelación de muros de corte de hormigón armado. Este tipo de elemento sirve especialmente para modelar muros sólidos y sin aperturas irregulares. No necesariamente deben ser rectangulares, pero tampoco deben estar muy distorsionados, ya que, cada elemento debe tener claramente definida una dirección longitudinal y transversal. La dirección longitudinal

generalmente se ubica verticalmente y la transversal horizontalmente. La figura 2.1 muestra las posibles formas que podría tener un elemento de muro.

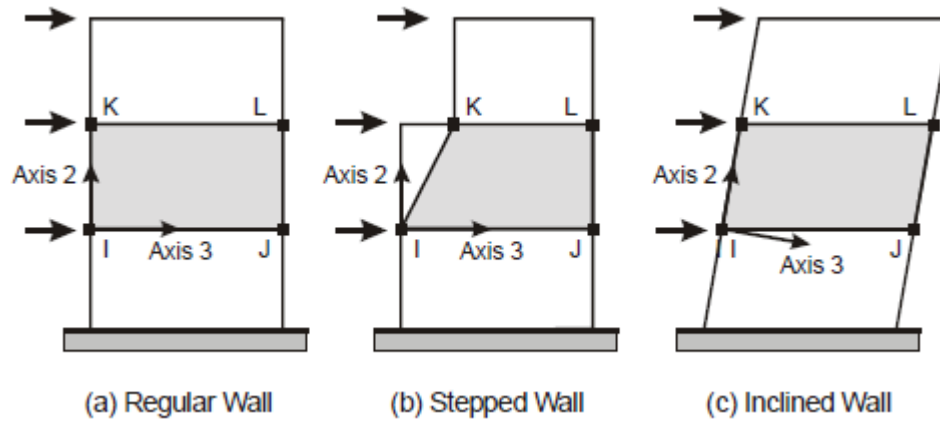


Figura 2.1. Elemento tipo muro de corte (Shear Wall Element). Perform 3D, Components and Elements, 2006 [5].

Los elementos de muro se definen a partir de 4 nodos (denominados K, L, I, J) y cada nodo tiene 6 grados libertad (rotación y traslación en las 3 direcciones). Se pueden conectar entre ellos y modelar sistemas tridimensionales de muros, como se puede apreciar en la figura 2.2.

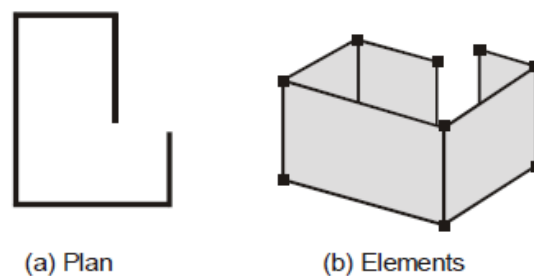


Figura 2.2. Modelación 3D de muros. Perform 3D, Components and Elements, 2006 [5].

El comportamiento de este tipo de elemento se resume a continuación.

- 1) Dirección longitudinal en el plano del elemento

Es la más importante y se le asigna una propiedad de flexo-compresión no-lineal y una propiedad de corte lineal.

2) Dirección transversal del elemento

Es una dirección secundaria y su comportamiento a flexión se asume lineal.

3) Comportamiento fuera del plano

También es una dirección secundaria y su comportamiento a flexión se asume lineal.

La figura 2.3 resume esquemáticamente cómo se comportan los elementos de muro de Perform 3D.

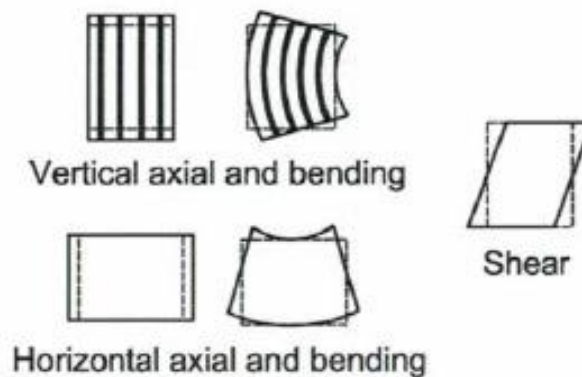


Figura 2.3. Comportamientos del elemento tipo muro de Perform 3D.

La deformación por flexo-compresión, en el eje longitudinal (usualmente vertical), es la única deformación que afecta a las fibras. El comportamiento seccional se obtiene integrando el comportamiento individual de cada fibra asumiendo hipótesis de Bernoulli. Por otro lado, la curvatura a lo largo del elemento se mantiene constante.

A todo componente de muro se le deben asignar propiedades de corte y de flexo-compresión. El procedimiento se describe a continuación.

1) Propiedad de corte

- a. Se define un material de corte elástico, especificando el módulo de corte.
- b. Al momento de asignar la propiedad de corte al elemento de muro, se especifica el material y el espesor del muro.

2) Propiedad de flexo-compresión

- a. Se define una sección de fibras para el muro. Esta sección puede tener fibras de comportamiento no-lineal.
- b. Al momento de asignar la propiedad de flexo-compresión al elemento de muro, se especifica la sección de fibras correspondiente.

Al definir la sección de fibras, se especifica el número de fibras en el cual el elemento de muro será subdividido, y se le asigna a cada una de las fibras un área de hormigón, asociada a un material de hormigón, y un área de acero de refuerzo, asociada a un material acero. Ambos materiales son previamente definidos por el usuario. Un elemento de muro con una sección de fibras asignada se ve como en la figura 2.2.

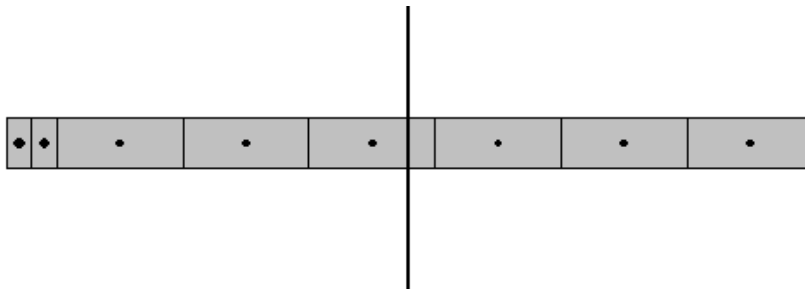


Figura 2.4. Elemento de muro con sección de fibras asignada.

Además, en cuanto al mallado de los elementos, se recomienda reducir la altura de los elementos de muro en la base, tal que la plastificación pueda concentrarse en un tamaño de elemento adecuado (ver figura 2.5). En particular, se sugiere seguir las recomendaciones establecidas en FEMA 356 (2000) [7] en la cual se establece que la altura del elemento en la zona de plastificación debería ser la menor de (a) la mitad del largo del muro y (b) la altura entrepiso.

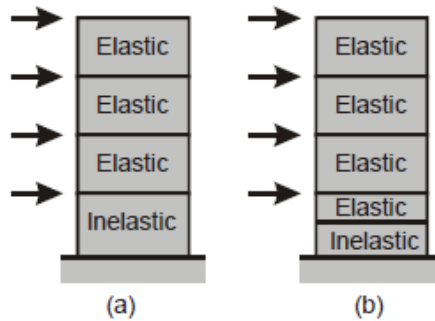


Figura 2.5. Muros con plastificación concentrada. Perform 3D Components and Elements, 2006 [5].

2.3.2 Modelación de vigas

Las vigas en Perform 3D son elementos tipo frame y se definen a través de 2 nodos, con 6 grados de libertad cada uno. Al elemento de viga definido se le asignan componentes básicas a elección del usuario. En la figura 2.6 se observa el modelo de viga utilizado en este trabajo. Consta de una sección elástica que abarca la luz libre de la viga, rótulas plásticas concentradas en los extremos de la sección, y, por último, una zona rígida.

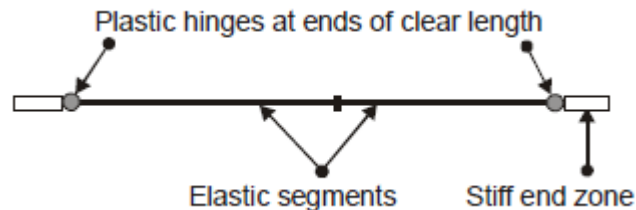


Figura 2.6. Modelo de vigas. Perform 3D Components and Elements, 2006 [5].

La rigidez de la viga está dada por la sección elástica y se calcula a partir de la altura, ancho y módulo de elasticidad del elemento.

La rótula plástica tiene largo cero y se define a través de una curva Momento-Rotación (ver figura 2.7), que estará asociada al armado de la viga en cuestión. Luego la rótula plástica se asigna en los extremos del componente de la viga.

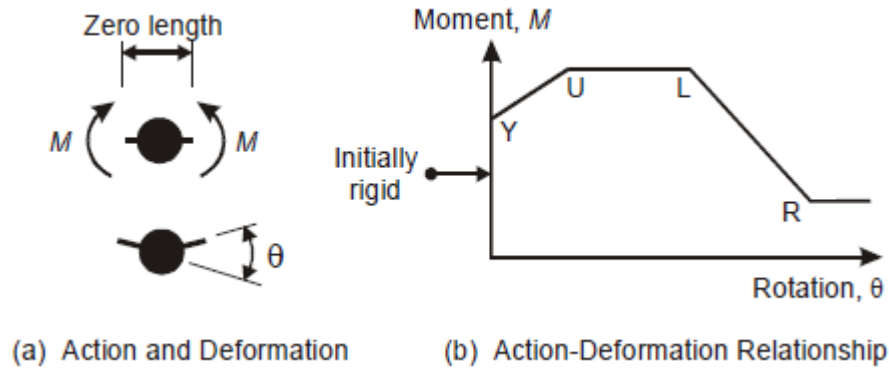


Figura 2.7. Definición de rotula plástica. Perform 3D Components and Elements, 2006 [5].

Para este trabajo se consideró que los puntos U, L, y R de la curva $M-\theta$ tienen el mismo valor M que el punto Y. En palabras simples, la rótula plástica evita que el momento en los extremos de la viga se dispare a valores irreales, generando así niveles de acople exagerados.

Por último, la viga debe ser embebida cuando es conectada a un muro para que el programa entienda que existe una restricción al giro. La figura 2.8 muestra cómo debería ser la conexión de los elementos.

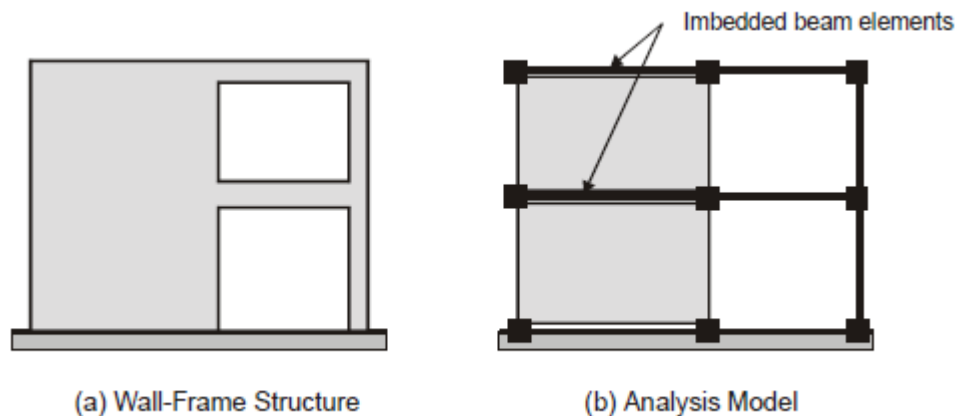


Figura 2.8. Conexión entre viga y muro. Perform 3D Components and Elements, 2006 [5].

La viga embebida en el elemento de muro debe tener una rigidez amplificada entre 20 a 50 veces según la recomendación de la documentación de Perform 3D, y, además, su masa no debe ser considerada en el análisis

2.3.3 Comportamiento cíclico

Otro aspecto importante del programa es el comportamiento cíclico de los componentes. La documentación de PERFORM 3D señala que el programa utiliza modelos aproximados para ciertas formas de curvas histeréticas. En los modelos realizados se utilizaron definiciones con puntos Y, U, L, y R que capturan los principales estados del material. En primer lugar se define una rigidez inicial que se prolonga hasta la zona de fluencia Y, luego existe un endurecimiento hasta el punto U, una resistencia ultima en el punto L, y por último una pérdida de resistencia hasta el punto R, donde queda una resistencia residual. En la figura siguiente se puede apreciar una curva tipo de esta definición de material.

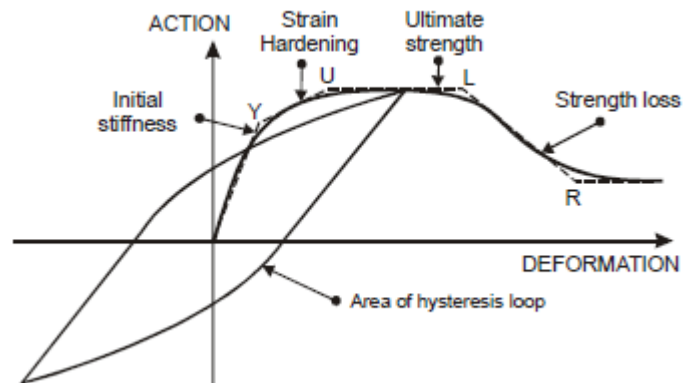


Figura 2.9. Curva tipo de materiales modelados a través de los puntos Y, U, L y R. Perform 3D Components and Elements, 2006 [5].

El comportamiento cíclico de estas componentes en Perform 3D se puede apreciar en la figura 2.10.

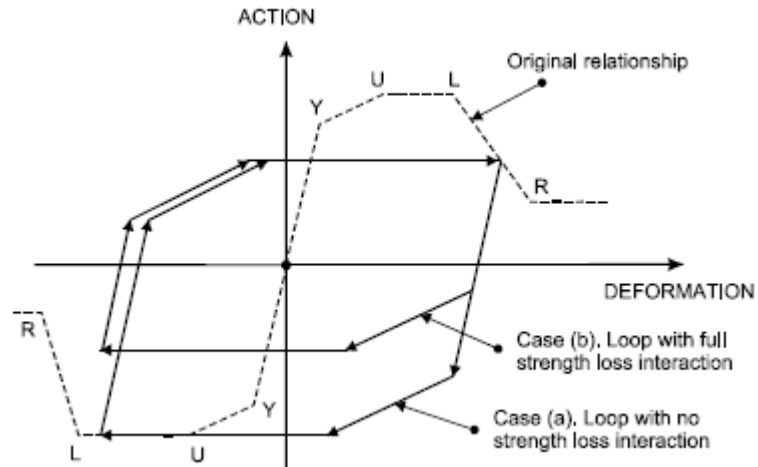


Figura 2.10. Comportamiento cíclico. Perform 3D Components and Elements, 2006 [5].

Se puede apreciar que en el caso (a) de la figura no existe pérdida de resistencia y, por lo tanto, la curva completa un ciclo llegando hasta el punto U, que representa el límite del endurecimiento del material. Por otro lado, en el caso (b), el material pierde resistencia en un sentido y esto afecta el sentido opuesto, por lo que la curva se resiente y no llega a la resistencia completa.

2.4 Desempeño de muros de hormigón armado durante el 27F

Massone et al, en el documento "Seismic Design and Construction Practices for RC Structural Wall Buildings" (2012) [12] señala las prácticas de diseño habituales en Chile y evalúa cómo se desempeñaron los edificios chilenos de hormigón armado previa y posteriormente al terremoto del Maule en el 2010.

Las principales observaciones y conclusiones del estudio fueron:

- Los edificios construidos antes de 1985 típicamente eran de 8 a 15 pisos, con espesores de muro de 25 a 30 cm, y una densidad de muros de aproximadamente 0.03. Estos edificios tuvieron un buen desempeño, lo que motivó a excluir los requerimientos especiales en el borde de los muros sugeridos por ACI 318-95.
- Los edificios construidos luego de 1985, en particular a partir del año 2000, tienen una densidad de muros similar a la de los edificios pre-1985, sin embargo, en general tenían muros de espesor 15 a 20 cm. Además, edificios más modernos tienen mayor número de pisos, por lo

que, a pesar de mantener una densidad de muros similar, la carga axial en éstos aumentó considerablemente (ver figura 2.11), llevando lo muros a ubicarse en la zona alta del diagrama de interacción.

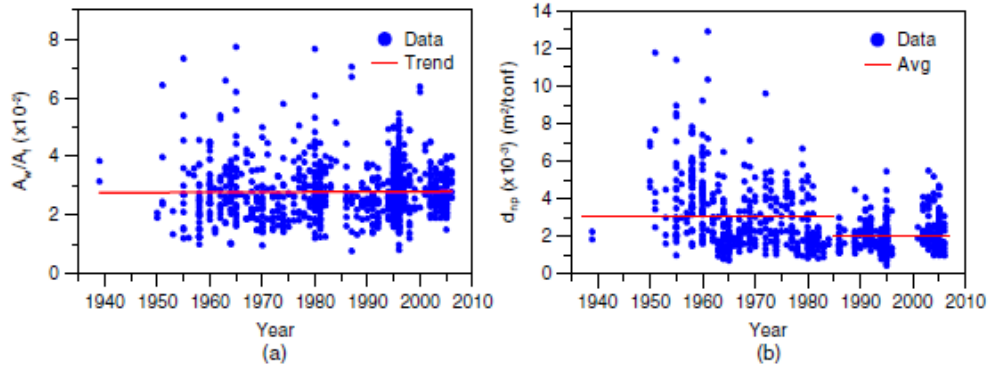


Figura 2.11 Variación de (a) A_w/A_f y (b) A_w/W . Massone et al (2012).

- Pre-1985, se acostumbraba a utilizar dinteles por encima de las puertas, sin embargo, dado que se observó daño en esos elementos, se reemplazaron por elementos no estructurales.

En particular, en el edificio de estudio se tienen 23 pisos y muros de espesores de 20 cm en general, por lo cual, se puede esperar que sus muros estén sometidos a grandes cargas axiales que puedan comprometer el comportamiento de éstos.

Wallace et al, en el trabajo Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings (2011) [11], estudia las implicaciones que tuvo el terremoto del Maule del 2010 en el diseño de muros de hormigón armado.

Las principales observaciones y conclusiones de este estudio se plantean a continuación:

- Edificios construidos luego del 2000, comúnmente incluyen muros en corredores centrales conectados con múltiples muros transversales, formando muros con forma T, los que son susceptibles a presentar daño en la punta del alma a causa de la gran concentración de refuerzo en el ala (ver figura 2.10).

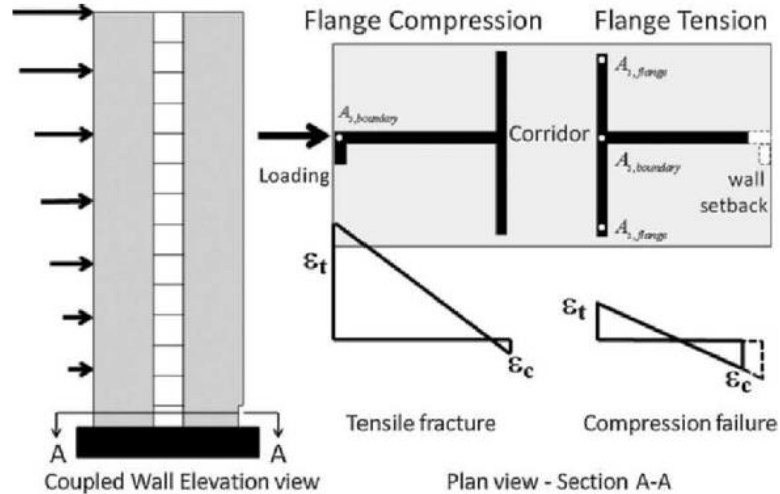


Figura 2.12. Deformación en puntas de muros T. Wallace et al (2011).

- Además, dada la escasez de detallamiento en puntas de muros, repentina pérdida de capacidad es causada por el pandeo de la armadura longitudinal al no tener restricciones fuera de su plano. Resulta necesario un correcto detallamiento, capaz de proporcionar una restricción al pandeo adecuada para las armaduras longitudinales, y además aumentar la capacidad de deformación del hormigón, generando así un elemento más dúctil.

2.5 Pandeo en barras de refuerzo

En el capítulo 3 de este informe el lector podrá ver los daños por flexo-compresión que sufrió un muro del edificio. En las imágenes se aprecia cómo las barras de refuerzo, completamente al descubierto a causa de la degradación del hormigón, quedaron totalmente pandeadas. El pandeo se origina cuando las barras no están restringidas correctamente y esto causa que su capacidad se vea notablemente reducida en compresión. En el trabajo "Estudio analítico de elementos de borde de muro sometidos a distintas configuraciones de confinamiento y pre-tracción", Herrera (2014) [4] muestra el comportamiento de las barras de refuerzo sometidas a cargas cíclicas para distintas relaciones de aspecto. Además, compara el comportamiento experimental con distintos modelos matemáticos.

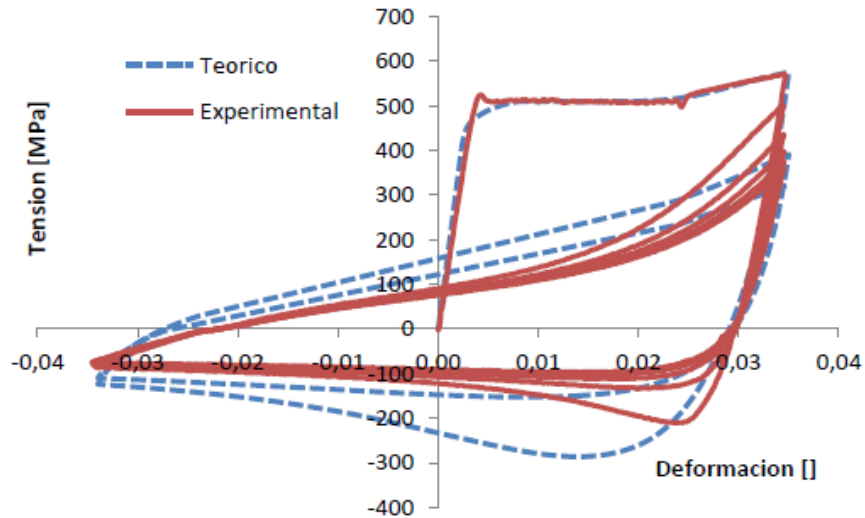


Figura 2.13. Comparación del modelo Massone & Moroder para $L/d = 20$. Herrera (2014).

Se puede apreciar en la figura 2.13 que para una relación de aspecto $L/d = 20$ las barras de refuerzo alcanzan apenas 200 MPa de resistencia en compresión, esto condiciona completamente el equilibrio de una sección de muro sometida a flexo-compresión.

Por ejemplo, en un muro sometido a un cierto desplazamiento de techo, y, por lo tanto, a una cierta demanda de curvatura, se genera un equilibrio entre la tracción T y la compresión C desarrollada en el muro, del cual se despeja el valor de la distancia al eje neutro (ver esquema simplificado de la figura 2.14).

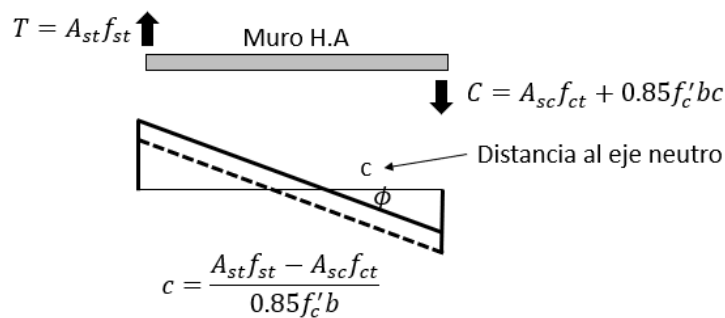


Figura 2.14. Equilibrio simplificado en sección de muro.

En caso de alcanzar deformaciones que infrinjan fluencia en el acero en compresión, el valor de f_{ct} del acero pandeable generará una distancia al eje neutro mayor que en el caso de acero no pandeable, y, por lo tanto, ante la misma demanda de curvatura, la deformación por compresión será mayor en el muro, generando niveles de aplastamiento mayores en el hormigón.

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO DE ESTUDIO

3.1 Introducción

En este capítulo se presentará un resumen de las características del edificio de estudio y una descripción del desempeño de sus muros de hormigón armado durante el terremoto del 27 de febrero del 2010.

3.2 Descripción general

El edificio de estudio tiene uso habitacional y se encuentra en la comuna de Ñuñoa de Santiago de Chile. Está estructurado en hormigón armado, tiene 23 pisos en total, siendo 2 de ellos subterráneos, teniendo una altura total de 62.8 metros desde el sello de fundación, y de 59.4 metros desde el nivel de radier del segundo subterráneo. Se encuentra fundado en un suelo gravoso que, de acuerdo con la normativa chilena actual, se clasifica como Suelo Tipo B o C (Suelo Tipo II en la normativa anterior al 27F).

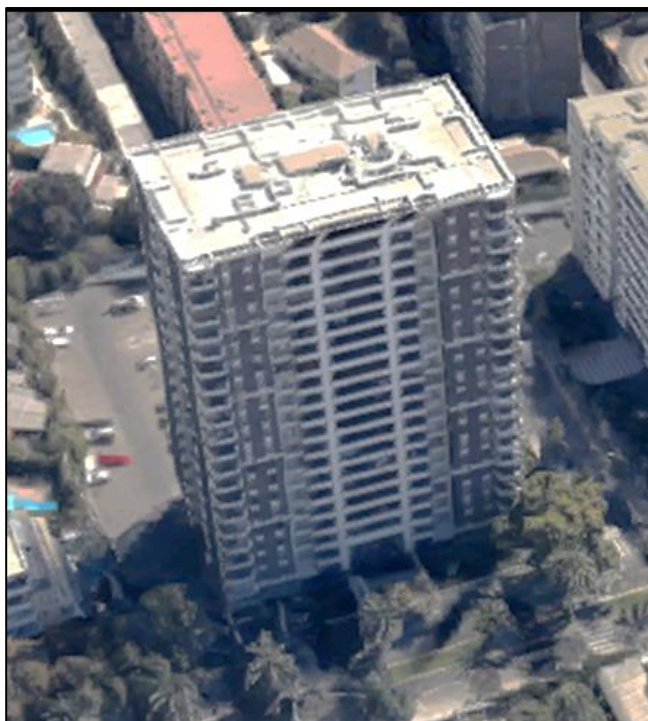


Figura 3.1. Edificio de estudio en Google Earth.

La estructuración en planta del edificio es la clásica de edificios habitacionales chilenos, es decir, gran densidad de muros distribuidos en toda la planta para separar departamentos y habitaciones. El lector podrá notar gran número de muros con formas C, T y L. A continuación, se muestran las plantas de este edificio.

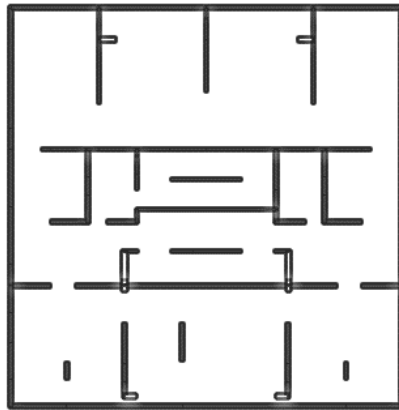


Figura 3.2. Planta cielo segundo subterráneo.

El segundo subterráneo está retranqueado con respecto al primer subterráneo, los muros adyacentes son escalonados para alcanzar la cota debida.

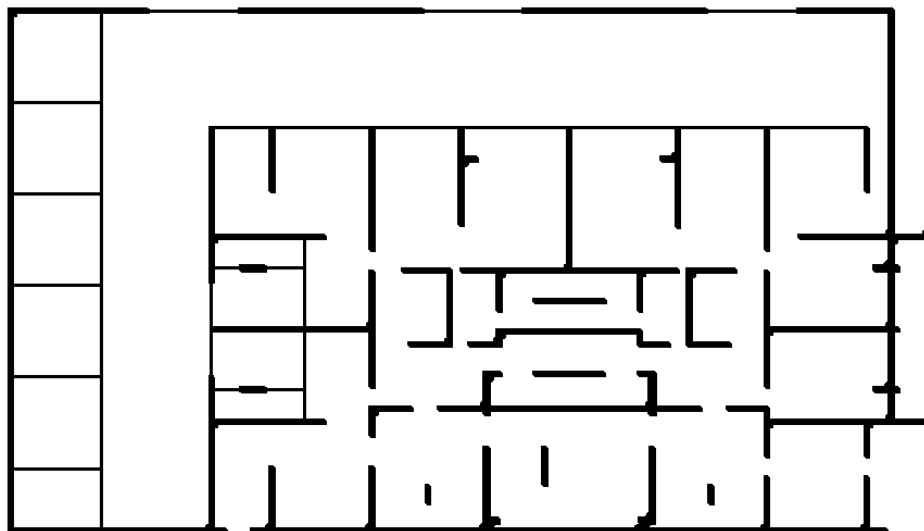


Figura 3.3. Planta cielo primer subterráneo.

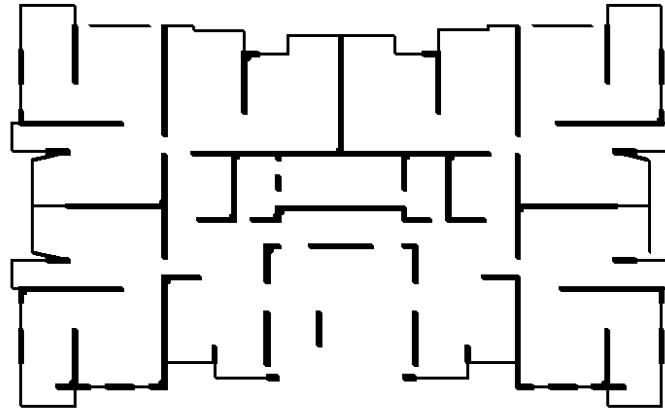


Figura 3.4. Planta cielo primer piso.

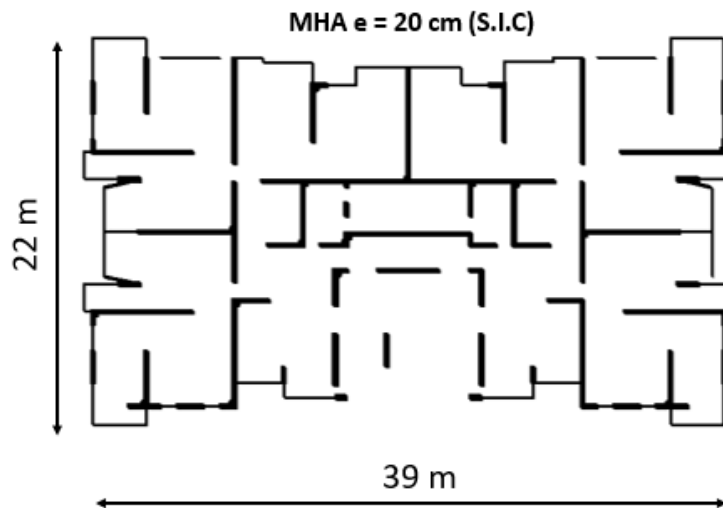


Figura 3.5. Planta cielo piso tipo.

El espesor de los muros es de 20 cm en la mayoría de los casos. Las vigas perimetrales tienen una altura del orden de 70 cm y un ancho de 20 cm. Las losas tienen espesor de 16 cm en el piso tipo, y de 18 cm en subterráneos. La altura entre pisos es de 250 cm en el piso tipo, de 270 cm en el primer piso, de 285 cm en el primer subterráneo y de 385 cm en el segundo subterráneo.

En la tabla siguiente se presentan otras características del edificio.

Tabla 3.1. Características del edificio de estudio.

Área planta piso tipo	858 m ²
Área de Muros en Y	22 m ²
Área de Muros en X	21 m ²
Densidad de Muros Y	2.5 %
Densidad de Muros X	2.5 %
Número de Pisos	23
Altura sobre cota 0	59.4 m

3.3 Diseño inicial

El diseño inicial del edificio fue realizado a través de un modelo lineal en el software ETABS y la aplicación de la norma NCh433 vigente antes del 2010. En esa fecha, el diseño era abordado principalmente desde una perspectiva de resistencia y no se acostumbraba a analizar los niveles de deformación con gran detalle.

De acuerdo con las bases de cálculo, el edificio fue concebido con hormigón H30 (G25 actualmente) en los primeros 14 niveles, y hormigón H25 (G20) en los niveles restantes. La calidad del acero utilizada fue A63-42H.

El análisis modal de la oficina de cálculo se resume en la tabla siguiente, extraída del trabajo de Cáceres (2013) [4].

Tabla 3.2. Análisis modal inicial.

Parámetro	Dirección X	Dirección Y
Q _e [tonf]	5250	4717
T [seg]	0.709	0.829
R* [-]	8.51	8.87
Q _e /R* [tonf]	617	532
Q _{min} [tonf]	974	974
Q _{max} [tonf]	2046	2046
Q _{efectivo} [tonf]	974 (5% Peso S.)	974 (5% Peso S.)
R** [-]	5.39	4.84
Peso Sí. [tonf]	19473	

Cabe mencionar que para el diseño de este edificio se consideró inicialmente el módulo de elasticidad sísmico.

3.4 Daños durante el 27F

El edificio tuvo daños serios por flexo-compresión en la punta del muro del eje 7 en el primer piso. A continuación, se muestran fotos de la zona afectada.

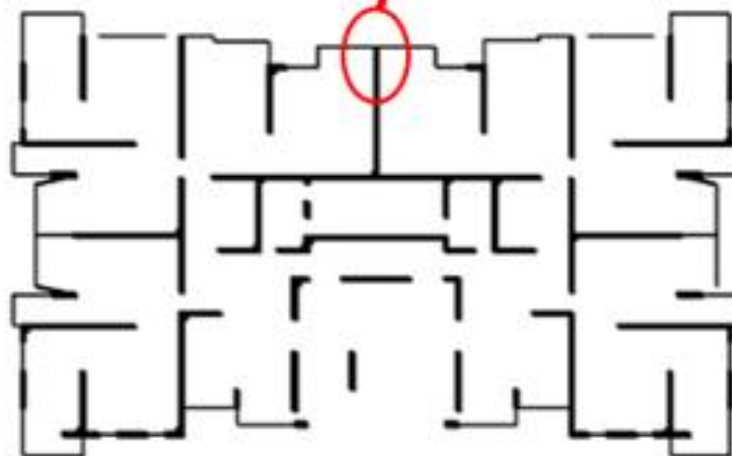


Figura 3.6. Imágenes del muro luego del 27F.

El muro presenta una falla local de flexo-compresión en el primer piso, con pandeo de su armadura principal y de la malla vertical. La grieta se propaga 400 cm hacia el interior, medidos desde la punta del alma del muro. Este es el único daño que presentó el edificio.

Se puede notar en las imágenes que no hay trabas en las barras verticales que restrinjan el pandeo, las cuales sí estaban dispuestas en los planos de cálculo. Además, la malla horizontal no tiene los retornos y se puede apreciar que se abrieron fácilmente. En el Anexo A de este trabajo se adjuntan más imágenes.

3.5 Geometría y armado del muro del eje 7

A continuación, en las figuras 3.7 y 3.8, se muestran los planos con el armado del muro en el primer piso.

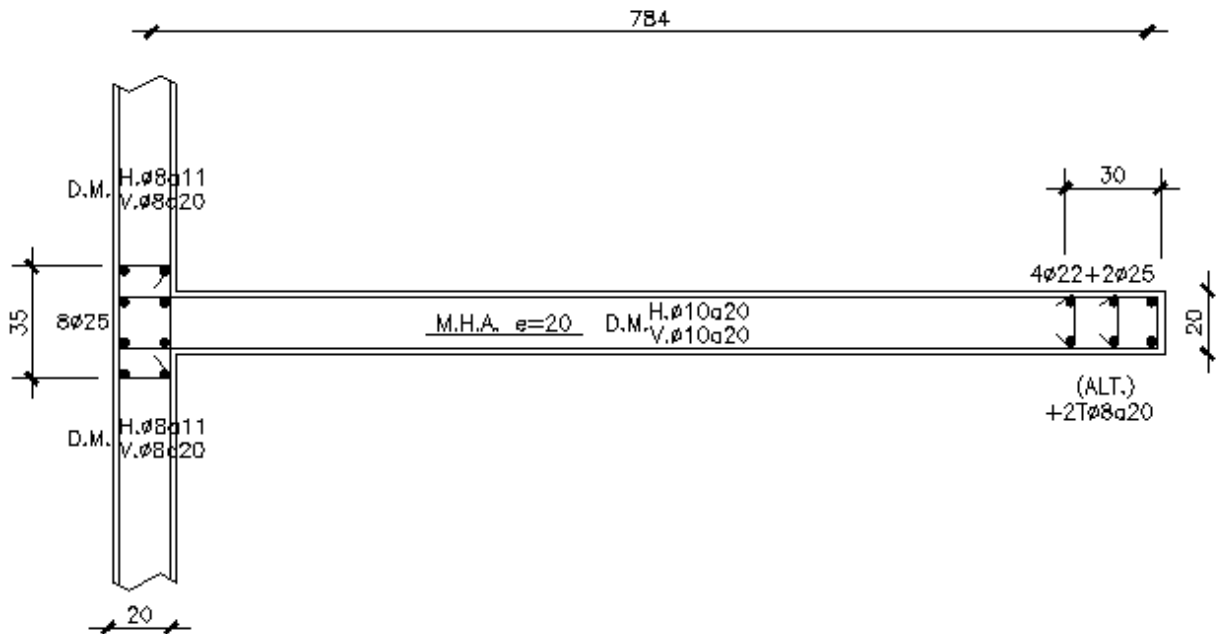


Figura 3.7. Armado del muro del eje 7 en primer piso.

Se puede apreciar que existe una gran concentración de armadura en el ala del muro y la punta del alma del muro no presenta un confinamiento acorde al código ACI 318 vigente, ya que, pre-2010, las disposiciones 21.6.6.1 a 21.6.6.7 del código ACI 318, las cuales abordaban precisamente el detallamiento de bordes de muros, fueron declaradas como innecesarias en el anexo B de la norma NCh 433 de 1996 a causa del buen desempeño observado en los muros de hormigón armado durante el terremoto de 1985.

La geometría en elevación del muro del eje 7 es bastante regular, salvo por un sacado que tiene el segundo subterráneo. Planos más completos del muro se adjunta en el ANEXO.

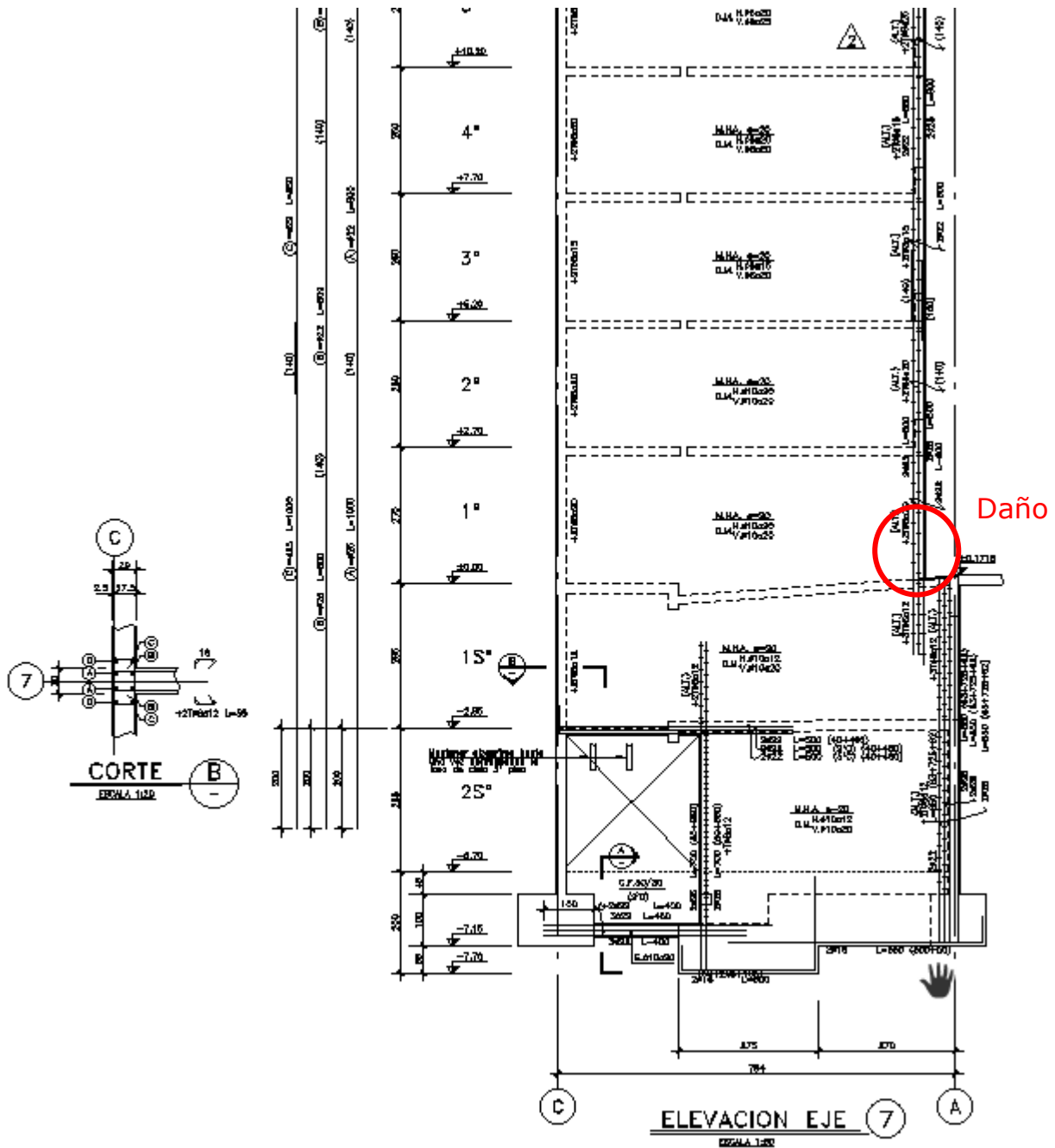


Figura 3.8. Plano de elevación del muro del eje 7.

CAPÍTULO 4. MODELACIÓN LINEAL DEL EDIFICIO

4.1 Introducción

El modelo inicial de una estructura siempre será lineal. Con él se diseñan los elementos de acuerdo con la normativa vigente y se cumplen requerimientos mínimos. Previo al terremoto del 2010 no existía normativa que exigiera un análisis más profundo de los desplazamientos en la estructura, por lo tanto, la mayoría de los edificios eran diseñados sólo en base a rigidez y resistencia, sin verificar la necesidad o no de ductilidad.

El modelo lineal inicial es realizado en ETABS y luego exportado a Perform 3D. La exportación del modelo no es tan directa y requiere ciertos ajustes preliminares que serán descrito durante el desarrollo de este capítulo.

A continuación, se analizará el modelo lineal del edificio en ETABS, se describirá su traspaso a Perform 3D, y se corroborará que no haya habido pérdida importante de información en el proceso.

4.2 Modelo en ETABS

Una vez realizado el diseño del edificio, el modelo lineal normalmente deberá ser ajustado para su traspaso a Perform 3D. El análisis no lineal implica una inversión grande de recursos computacionales y conviene analizar un modelo simple y no extremadamente mallado ni con elementos irrelevantes.

Además, a diferencia de lo realizado inicialmente por la oficina de cálculo, se usa el módulo de elasticidad dispuesto en el documento de ACHISINA según lo expuesto en el capítulo 2.

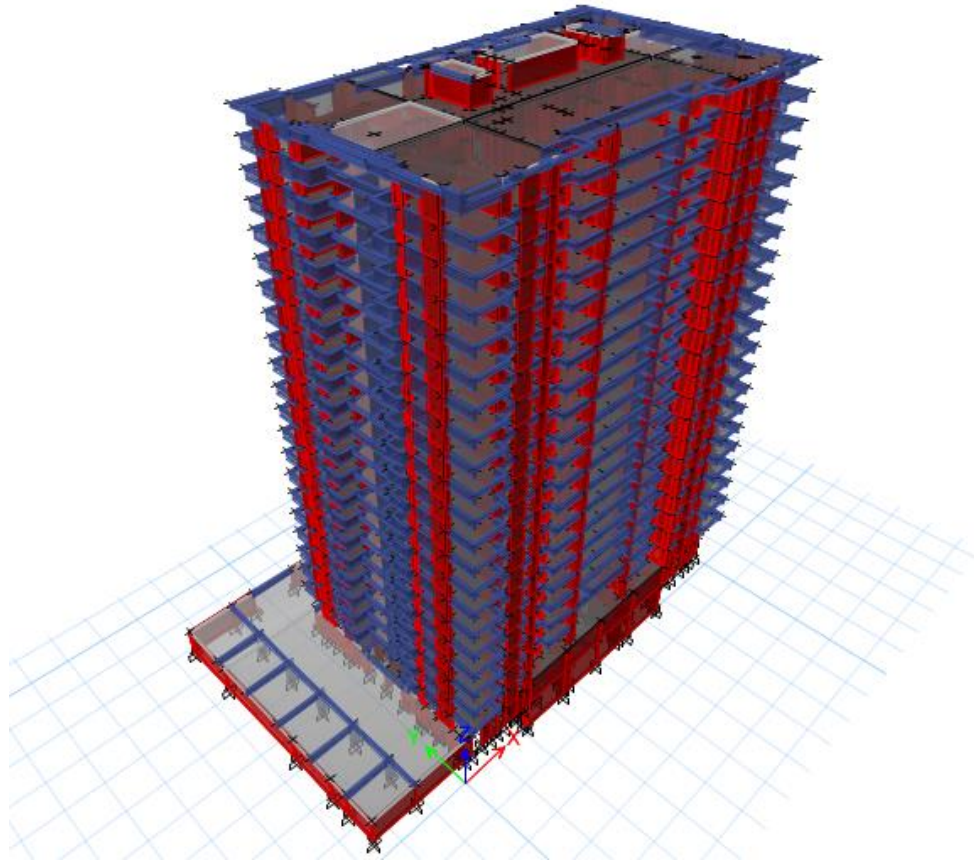


Figura 4.1. Captura del modelo original en ETABS 2016.

4.2.1 Simplificación y ajustes en el modelo

El modelo lineal en ETABS debe quedar tal cual será exportado a Perform 3D. A continuación, se enumeran las simplificaciones realizadas:

- Reducción del mallado de los elementos tipo *shell* mientras sea posible. Esto reducirá el tiempo de análisis del modelo no lineal al haber menos elementos y además hará más fácil la definición de fibras por la misma razón. En la figura 4.2 puede verse un ejemplo de reducción de mallado. Mintiéndolo sólo cuando existen intersecciones entre elementos en algún nivel y que condicionen el mallado en toda la elevación.

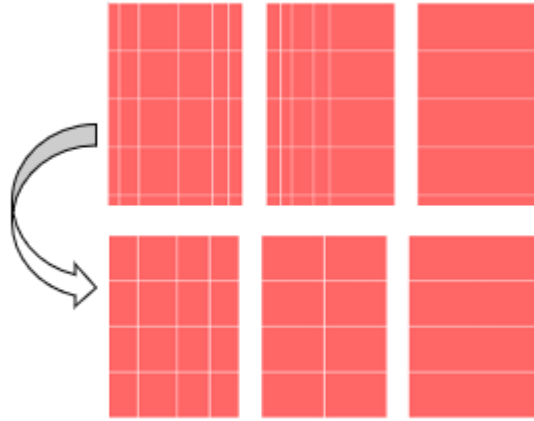


Figura 4.2. Reducción del mallado de elementos tipo *shell*.

- En particular, el mallado del muro del eje 7 se puede ver en la figura 4.3. En los primeros 4 niveles (desde 2°S hasta 2°) se hace un mallado en la vertical, y el mallado en la horizontal está condicionado por intersecciones de elementos.

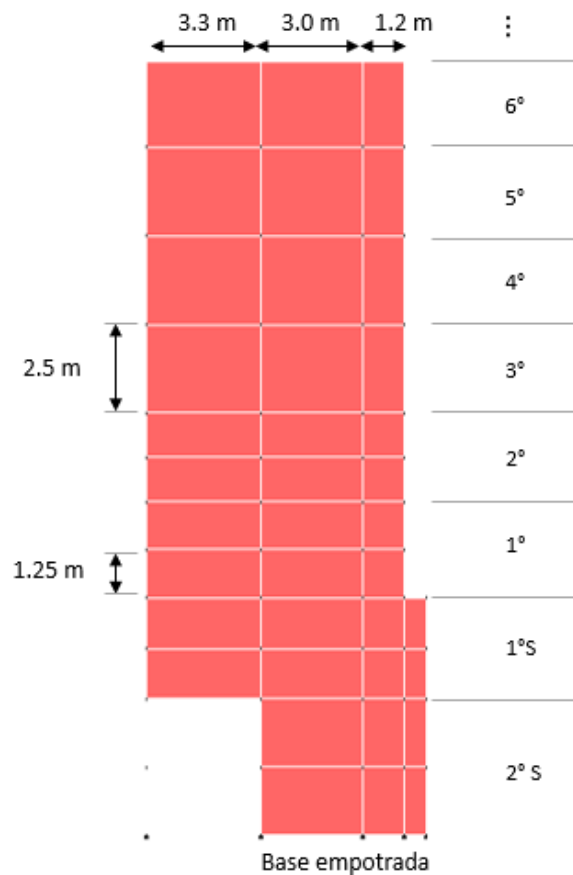


Figura 4.3. Mallado muro eje 7 en modelo simplificado de ETABS.

- Reducción de divisiones en elementos tipo frame por el mismo motivo anterior.
- Descarte de elementos que no impactan en la rigidez del edificio. Por ejemplo, las vigas estáticas, típicamente en balcones y cubierta.
- Descarte de elementos de losa. En Perform 3D los elementos de losa no tienen propiedades no-lineales. Incorporar losas lineales provocaría efectos de acople exagerados y no reales. Alternativamente, se modelan vigas entre muros para simular el acople de las losas. Las vigas modeladas tienen una altura equivalente al espesor de la losa, y un ancho equivalente a 12 veces el espesor, esto según la recomendación establecida en la documentación del programa (ver figura 4.4).

Estos elementos se disponen donde pueda existir acople de muros a causa de las losas, especialmente en direcciones X e Y. Se puede apreciar la distribución de estos elementos en planta en la figura 4.5.

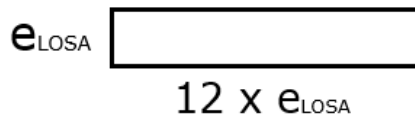


Figura 4.4. Sección de viga como reemplazo de losa en zonas de acople.

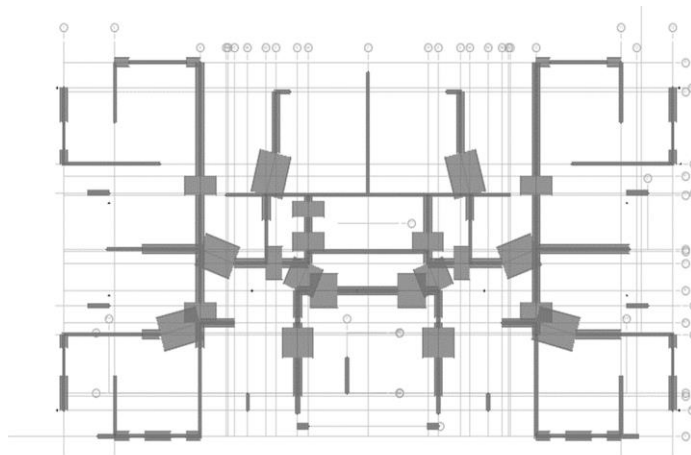


Figura 4.5. Distribución de vigas como reemplazo de losa en planta piso tipo.

- Inclusión de vigas embebidas. La documentación de Perform 3D recomienda embeber las vigas en los muros cuando sea necesario ya que el programa interpreta que todas las vigas se comportan como

bielas. El hecho de embeber las vigas en los muros simulará el efecto de cacho rígido en Perform 3D. En ETABS esta incorporación tiene poco impacto en la rigidez del modelo ya que su interpretación de las vigas es distinta.

- Mallado en la vertical en niveles críticos para generar una adecuada concentración de deformaciones en un largo apropiado de rótula plástica.
- Concentración de masa en el centro de gravedad de cada nivel.
- Incorporación de factores de fisuración dispuestos en la Tabla 1 del documento de ACHISINA (2017) [1].
- Módulo de elasticidad según ecuación $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$, y considerando sobre-resistencia del hormigón, tal como se detalla en sección 2.2 de este informe.
- Definición de la combinación de carga a utilizar, la cual servirá para obtener las cargas que deberán ser exportadas a Perform 3D. Esto se verá con más detalle en la sección siguiente.

Generado el modelo, se pasa a la fase de análisis, para así establecer el primer punto de control de la modelación.

4.2.2 Análisis del modelo lineal simplificado

Se realiza un análisis modal espectral al modelo simplificado, de esta forma se pueden comparar los períodos obtenidos en ETABS con los que se obtendrán en Perform 3D y verificar así que la exportación no generó pérdidas de información. El análisis modal espectral del modelo simplificado arroja los siguientes resultados.

Tabla 4.1. Períodos del modelo simplificado en ETABS.

Modo	Período ETABS
Torsional Z	1.742 s
Traslacional Y	1.317 s
Traslacional X	1.176 s

4.3 Modelo en PERFORM 3D

El modelo se exporta desde ETABS a Perform 3D a través de los datos de las tablas del programa. En Perform 3D solo se recupera la geometría del modelo inicialmente, por lo tanto, la definición de materiales, de secciones, de componentes y demás se deben realizar nuevamente dentro de la interfaz.

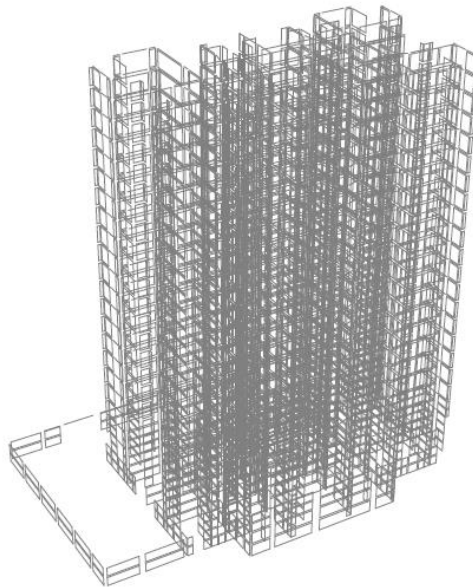


Figura 4.6. Captura del modelo en PERFORM 3D.

4.3.1 Definiciones y asignaciones en el modelo lineal de Perform 3D

En Perform 3D, una vez importados los elementos finitos desde ETABS, se deben asignar las componentes correspondientes.

- En primer lugar, se definen los modelos de materiales lineales, que implica básicamente la definición del módulo de elasticidad y de corte para el hormigón.
- Se definen las secciones de los elementos en Perform 3D, con los correspondientes factores de fisuración antes mencionados. En esta etapa se mantienen las definiciones del modelo en ETABS (módulo de elasticidad, espesores, módulo de corte, módulo de Poisson, etc).

- Se definen las componentes lineales en Perform 3D. Una componente es la unión de propiedades que van a funcionar juntas en un elemento. Por ejemplo, en el caso de los muros, se debe unir la sección transversal con su definición de propiedad al corte.
- Se asignan las masas al centro de gravedad de cada nivel, mediante la incorporación de puntos con las coordenadas respectivas y asignándoles la masa traslacional en cada dirección y la masa rotacional en torno al eje Z.
- Se asignan las cargas verticales. En Perform 3D la asignación de cargas es nodal. Por esto se requiere obtener las cargas verticales en cada nodo de cada nivel desde ETABS y luego exportarlas. Una forma simple y aproximada de realizar esto es modelando de forma aislada las losas de los subterráneos y del piso tipo, e insertando apoyos en los puntos donde existan muros o columnas. Luego se recuperan las reacciones verticales de cada apoyo, se multiplican por -1 y se asocian a la coordenada correspondiente. Finalmente se incorporan a Perform 3D mediante una importación de archivo de texto configurado correctamente.
- Se asignan las restricciones basales de empotramiento.
- Finalmente, se asignan restricciones de diafragma rígido en cada nivel.

4.3.2 Análisis del modelo lineal en Perform 3D

Una vez asignados los componentes lineales al modelo, se corre y se verifica que no haya discrepancias en los períodos de la estructura mayores al 10% con el modelo de ETABS.

Tabla 4.2. Períodos del modelo en PERFORM 3D.

Modo	Período ETABS	Período Perform	Error
Torsional Z	1.742 s	1.857 s	6%
Traslacional Y	1.317 s	1.416 s	6%
Traslacional X	1.176 s	1.228 s	4%

Se puede apreciar en la tabla 4.2 que el error en los períodos entre ambos modelos es menor a 10% y se encuentra dentro de un rango aceptable. El error observado se puede explicar por el posicionamiento de algunos elementos o por la interpretación que tiene el programa de ellos. Por ejemplo, en el caso de las vigas, Perform interpreta que si la viga no está embebida entonces se trata de una biela. Luego, al embeber las vigas, Perform no interpreta la restricción de la misma forma que ETABS, generando diferencias ligeras en la rigidez de la estructura.

CAPÍTULO 5. MODELACIÓN NO-LINEAL DEL EDIFICIO

5.1 Introducción

La modelación no lineal es bastante más compleja que la modelación lineal, especialmente porque aumenta considerablemente la cantidad de información que debe definir el usuario. Es una buena práctica simplificar el modelo lineal del edificio antes de empezar a incorporar propiedades no lineales. En este capítulo se describe a grandes rasgos la modelación no lineal realizada para el edificio de estudio en el software Perform 3D.

5.2 Modelación de materiales

En primer lugar, se deben definir las propiedades de los materiales que se utilizarán en el modelo. Estos materiales serán asignados a los elementos finitos, por lo tanto, tendrán un gran impacto en el comportamiento del modelo.

Las curvas de hormigón se obtuvieron a partir de los modelos matemáticos de Saatcioglu & Razvi (1992), considerando en el caso confinado un armado de borde equivalente a $E\phi 12a10$ que constituye un confinamiento típico, y además se consideró la sobre-resistencia del material, la cual se aplica a través de los factores de modificación propuestos en la tabla 1 del documento de Diseño Sísmico Basado en Desempeño emitido por ACHISINA (2017) [1]. Las curvas resultantes, incorporadas en el modelo, se pueden visualizar en la figura 5.1.

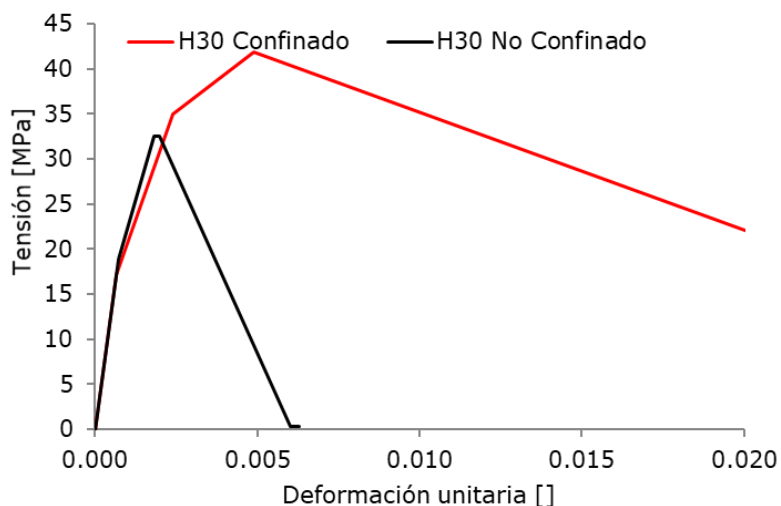


Figura 5.1 Curva tensión-deformación para hormigón confinado y no confinado.

La curva del acero se define inicialmente a partir del modelo monotónico de Menengotto y Pinto (1973). Sin embargo, dado que existe evidencia de pandeo de la armadura longitudinal, es prudente considerar la pérdida de resistencia por dicho fenómeno. Se utilizaron los ensayos experimentales mostrados en la tesis de Pablo Herrera (2014) [9] y que fueron brevemente descritos en el capítulo 2 de este informe.

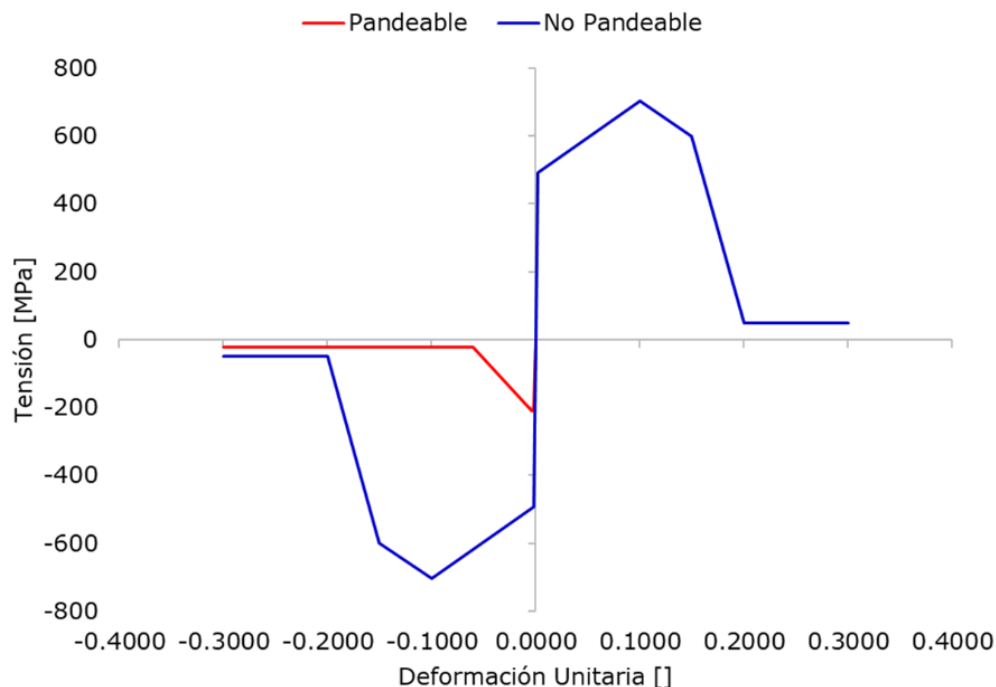


Figura 5.2. Curva tensión-deformación para el acero pandeable y no pandeable.

Se puede observar en la figura 5.2 que el modelo de acero pandeable, en compresión, alcanza un poco menos del 50% de la resistencia a la fluencia que el acero no pandeable.

5.3 Modelación no lineal de muros de hormigón armado

Los muros de hormigón armado son modelados a través de elementos de muro (descritos en el capítulo 2), los cuales son divididos en fibras (máximo 8 fibras por elemento) que concentran una determinada área de acero y de hormigón. La cantidad de fibras y el valor de dichas áreas es un *input* del usuario y dependerá del diseño de los muros mostrado en los planos. En el ejemplo de la figura 5.3 se puede apreciar cómo fue realizada la modelación.

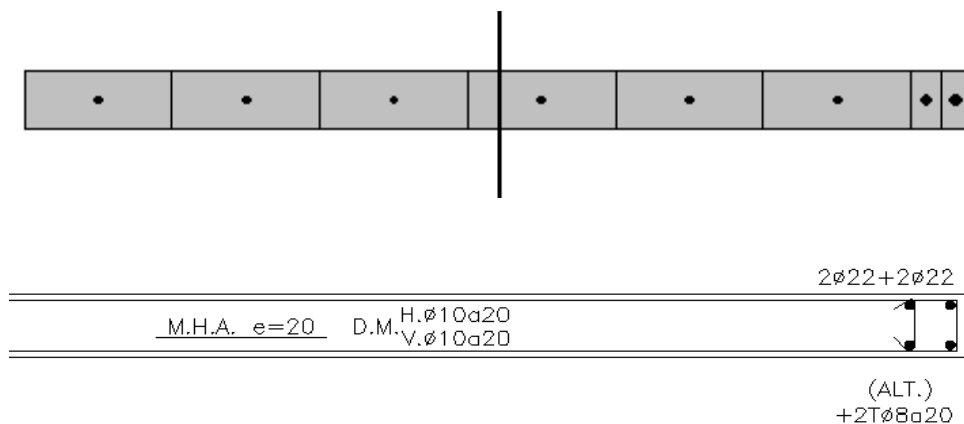


Figura 5.3. Sección transversal de un elemento tipo muro dividido en fibras en Perform 3D.

5.4 Modelación no lineal de vigas de acople y refuerzos de losa

Se mencionó anteriormente que las vigas estáticas podían ser eliminadas ya que no contribuyen a la rigidez del edificio. Sin embargo, las vigas de acople o dinteles tienen un efecto rigidizador, acoplan muros y es necesario modelarlas. Además, es perfectamente posible que entren en rango inelástico durante un terremoto.

El comportamiento no-lineal de las vigas se incorpora a través de rótulas plásticas localizadas en sus extremos. En el modelo, por simplicidad, se incorpora como rótula rígido-plástica, que actúa como elemento rígido hasta que se alcanza su momento de fluencia, punto en el cuál no aumenta más su capacidad y fluye indefinidamente (comportamiento asumido como perfectamente plástico).

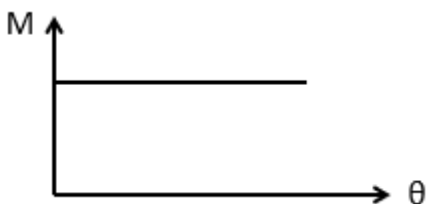


Figura 5.4. Modelo de rótula plástica para vigas.

Básicamente, esto garantiza que no se dispare el momento generado en los extremos de la viga, produciendo niveles excesivos (y falsos) de acoplamiento.

En Perform 3D no se pueden incorporar propiedades no lineales a elementos de losa. Por esto, la documentación del programa sugiere modelar las losas a

través de elementos de viga, con una altura equivalente al espesor de la losa y un ancho equivalente a 12 veces el espesor. Una viga con esta geometría y con rótulas plásticas acorde a la armadura presente en la zona correspondiente, emulará el acoplamiento entre muros que genera la losa. En la Figura 14 se puede visualizar la incorporación de vigas en el modelo.

5.5 Modelos de estudio

Incorporando los puntos previamente descritos en este capítulo, se obtiene un modelo no lineal del edificio de estudio que dispone de lo siguiente:

- Todos los elementos finitos de muro, en todos los niveles, tienen una división de fibras de hormigón y acero de acuerdo con los planos de cálculo.
- Losas modeladas como vigas con rótulas plásticas en sus extremos, incorporadas entre muros.
- Vigas de acople o dinteles modelados con rótulas plásticas puntuales en sus extremos.
- Diafragma rígido en todos los niveles.
- Base del edificio empotrada (en el piso del segundo subterráneo).

Como fue mencionado anteriormente, el objetivo del trabajo de título es verificar el desempeño real del edificio a través de un modelo matemático no-lineal que cualquier oficina de cálculo podría hacer basándose en el documento de la ACHISINA. Para esto, el primer modelo no-lineal, llamado "Modelo Original" es el modelo que busca reproducir las condiciones reales de la estructura previo al terremoto del 2010. Sin embargo, se considera valiosa la comparación de este primer modelo con otros que puedan diferir en algunos aspectos y que permitan obtener conclusiones que puedan ayudar al diseño.

A continuación, en la tabla 5.1, se detallan los modelos que serán analizados. Notar que el modelo que mejor simula las condiciones reales del edificio es el denominado "Modelo Original". **Luego, los demás modelos realizados,**

llevarán un nombre acorde a la única característica que lo diferencia con respecto del modelo original.

Tabla 5.1. Modelos no-lineales realizados.

Modelo	Características del modelo	
<p>Modelo Original</p> <p>Representa las propiedades reales del edificio previo al 27F.</p>	<i>Modelo de Hormigón</i>	No confinado en todos los elementos de muro.
	<i>Modelo de Acero</i>	Pandeable en todos los elementos de muro.
	<i>Acoplamiento de Vigas</i>	Acoplamiento a través de rótulas plásticas en las vigas.
<p>Acero No Pandeable</p> <p>Asume que armadura horizontal, ya sea trabas o mallas, restringen el pandeo de las barras de acero.</p>	<i>Modelo de Hormigón</i>	No confinado en todos los elementos de muro.
	<i>Modelo de Acero</i>	No Pandeable en todos los elementos de muro.
	<i>Acoplamiento de Vigas</i>	Acoplamiento a través de rótulas plásticas en las vigas.
<p>Punta Muro Eje 7 Confinada</p> <p>Asume un confinamiento de acuerdo con los requerimientos previos al 27 F.</p>	<i>Modelo de Hormigón</i>	Confinado en punta del muro del eje 7 y no confinado en los demás muros.
	<i>Modelo de Acero</i>	No Pandeable en todos los elementos de muro.
	<i>Acoplamiento de Vigas</i>	Acoplamiento a través de rótulas plásticas en las vigas.

	<i>Modelo de Hormigón</i>	No confinado en todos los elementos de muro.
No Acoplado		
Asume que losa no acopla fuera del plano.	<i>Modelo de Acero</i>	Pandeable en todos los elementos de muro.
	<i>Acoplamiento de Vigas</i>	Sin considerar acoplamiento de las vigas.
	<i>Modelo de Hormigón</i>	Confinado en punta del muro del eje 7 y no confinado en los demás muros.
Muro Eje 7 con espesor de 30 cm y con Punta Confinada	<i>Modelo de Acero</i>	No Pandable en todos los elementos de muro.
Supone aplicación del D.Sº 61.	<i>Acoplamiento de Vigas</i>	Acoplamiento a través de rótulas plásticas en las vigas.
	<i>Modelo de Hormigón</i>	No confinado en todos los elementos de muro.
Muro de Eje 7 Acortado	<i>Modelo de Acero</i>	No Pandable en todos los elementos de muro.
Supone cambio de estructuración del edificio.	<i>Acoplamiento de Vigas</i>	Acoplamiento a través de rótulas plásticas en las vigas.
	<i>Modelo de Hormigón</i>	Confinado en todos los elementos de muro.
Muros confinados	<i>Modelo de Acero</i>	No Pandable en todos los elementos de muro.
Supone cambio de estructuración del edificio.	<i>Acoplamiento de Vigas</i>	Acoplamiento a través de rótulas plásticas en las vigas.

Los modelos de la tabla 5.1 son todos sometidos a análisis estático no-lineal (pushover) y el modelo original, en particular, es sometido también a análisis dinámico no-lineal. En el capítulo siguiente, se verán los resultados de todos los análisis realizados.

CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 Introducción

En este capítulo, se analiza en primer lugar el modelo original, se evalúa su desempeño utilizando los criterios de aceptación de la tabla en el capítulo 2 y se compara con el desempeño real del edificio. Luego, se realiza una comparación de desempeño entre los demás modelos descritos en la tabla 5.1. Por último, se estudia el comportamiento dinámico del modelo y se contrasta con los resultados del análisis estático.

6.2 Validación del Modelo Original

En primer lugar, resulta importante tener una noción de la demanda del terremoto en la ciudad de Santiago. Para esto, se grafican los espectros de desplazamiento de distintos registros del terremoto del 27 de febrero del 2010 en Santiago, considerando un amortiguamiento del 2.5%, consistente con los requerimientos del documento de ACHISINA.

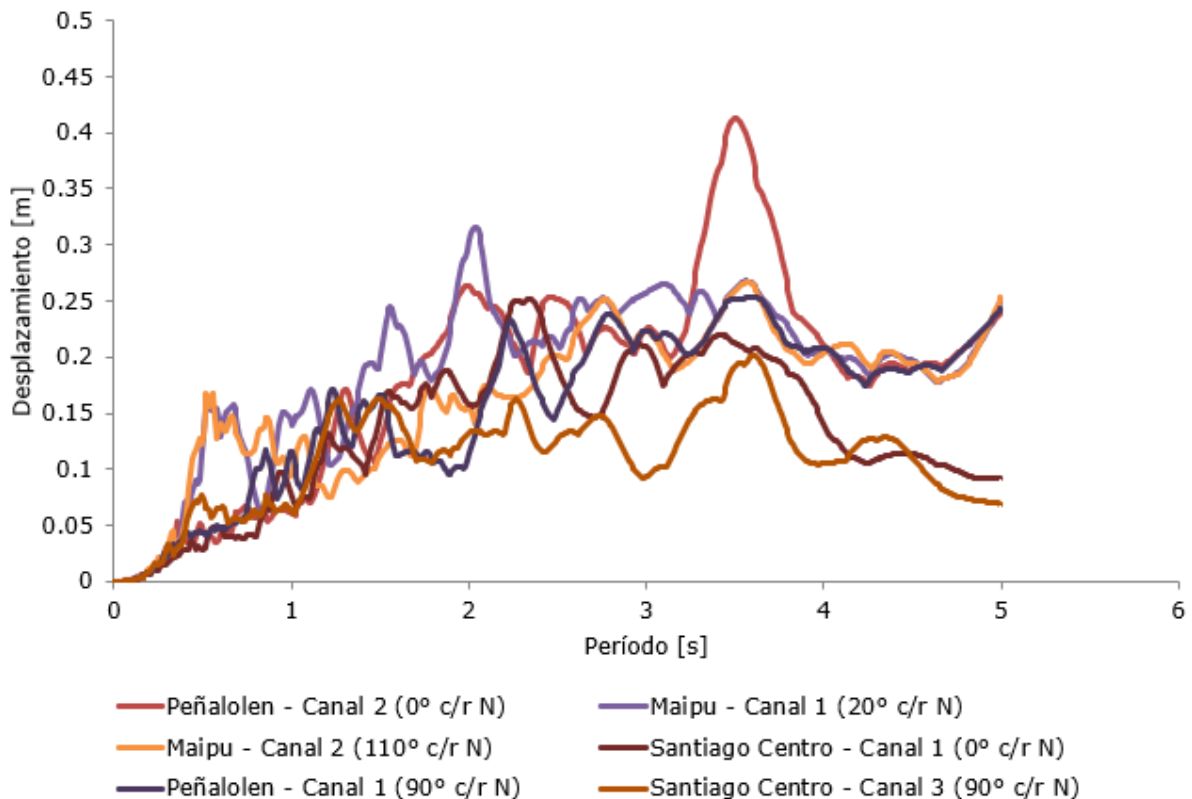


Figura 6.1. Espectros de desplazamiento del 27F en Santiago de Chile.

Se puede apreciar que para el rango de períodos del edificio (períodos entre 1.3 y 1.8 segundos) la demanda de desplazamiento de techo está entre los 10 y 25 cm, rango que se traduce en derivas de techo entre 0.002 y 0.004 para el edificio de estudio, cuya altura es de casi 60 m.

Si la figura 6.1 representa efectivamente el rango de desplazamiento de techo real que podría obtenerse en la ciudad de Santiago, esto quiere decir que el muro del eje 7, en la realidad, presentó daños severos para un desplazamiento de techo menor que 25 cm (deriva menor que 0.004).

Lagos et al (2013) [10] muestra que la gran mayoría de los edificios que presentaron daños en el terremoto del 27F fueron sometidos a derivas de techo cercanas a 0.01, y edificios que fueron sometidos a derivas de techo inferiores a 0.005 en general tuvieron un desempeño operacional. Por lo tanto, este caso de estudio no confirmaría la estadística y habría presentado daños para una deriva de techo que en otros edificios no generó problemas. Hay que entender, entonces, porqué el edificio se dañó de forma prematura.

6.2.1 Análisis estático no-lineal

Se realiza un análisis estático no-lineal para evaluar el comportamiento de la estructura ante demandas de desplazamiento de techo en la dirección y sentido de interés.

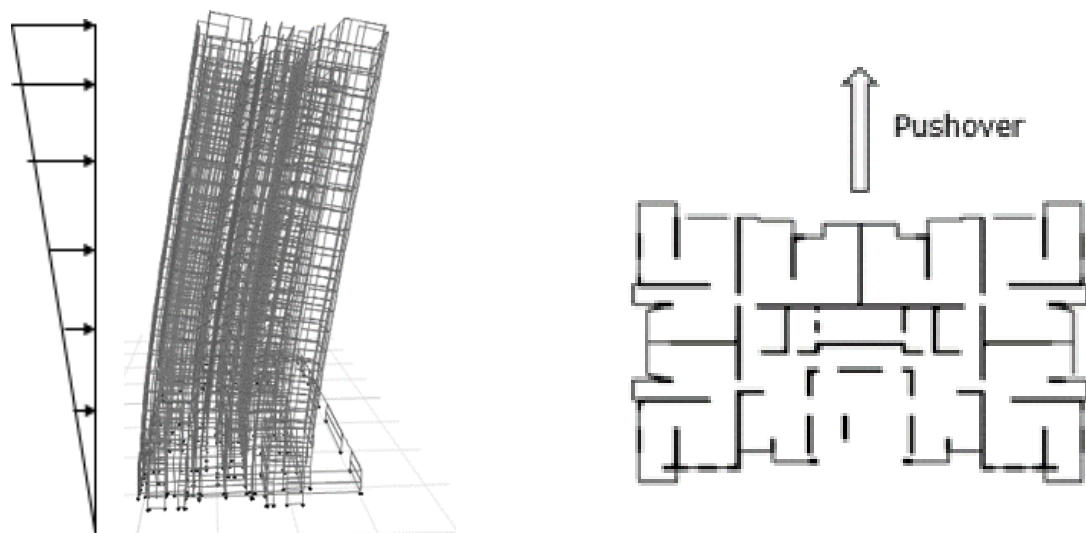


Figura 6.2. Pushover a partir de la segunda forma modal.

El modelo no-lineal, al ser sometido a un *pushover* en la dirección Y del edificio, utilizando su segunda forma modal, en el sentido positivo, es decir, comprimiendo la punta del muro del eje 7 (tal como lo muestra la figura 6.2), arroja la siguiente curva de capacidad, en la cual se puede visualizar el estado límite de acortamiento del hormigón para la punta del muro del eje 7 y para otros muros del edificio.

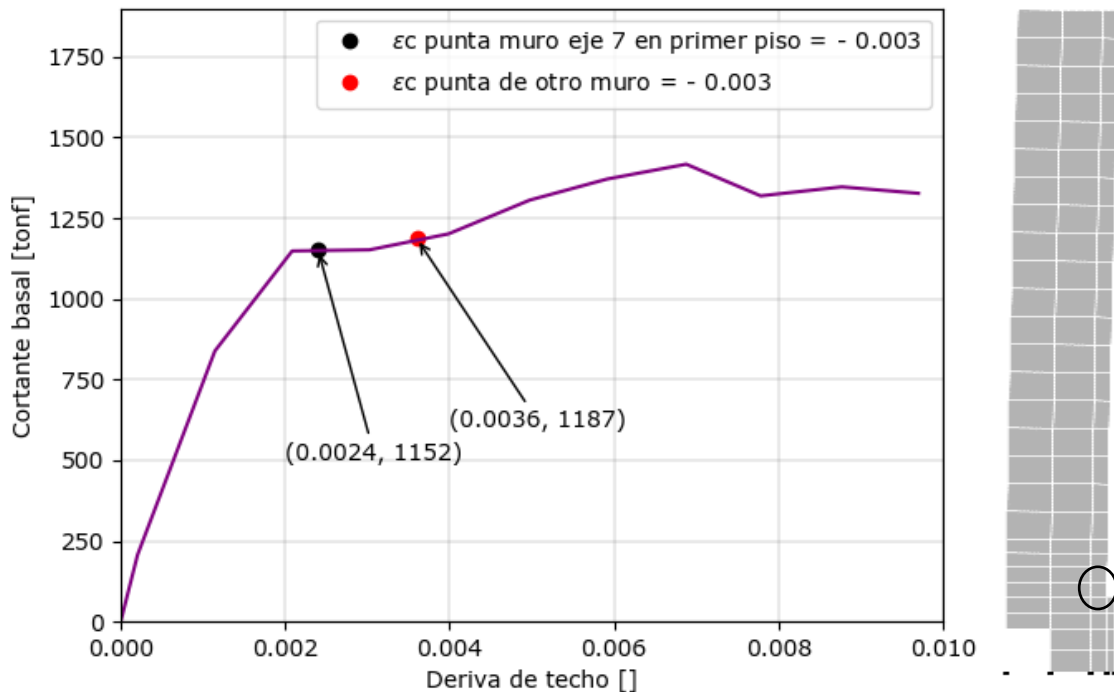


Figura 6.3. Cortante basal v/s Deriva de techo del Modelo Original.

La figura 6.3 muestra que para una deriva de techo de 0.0024 (equivalentes a 14 cm de desplazamiento de techo) la punta del muro del eje 7, en el primer piso, es el primer muro en alcanzar el estado límite de acortamiento del hormigón $\epsilon_c = -0.003$. Este resultado es consistente con la demanda de deriva de techo esperada de 0.002 a 0.004 (figura 6.1) y con el desempeño real del edificio durante el terremoto.

Para profundizar el análisis, y entender el porqué de esta falla prematura, conviene graficar el perfil de deformaciones del muro en el primer piso con respecto al eje Y. Dado que el muro del eje 7 forma parte de un sistema estructural bastante grande (ver figura 6.4), se grafica el perfil de deformaciones con respecto a la posición del sistema, considerando puntos de todos los muros. La figura 6.5 y 6.6 muestran el resultado.

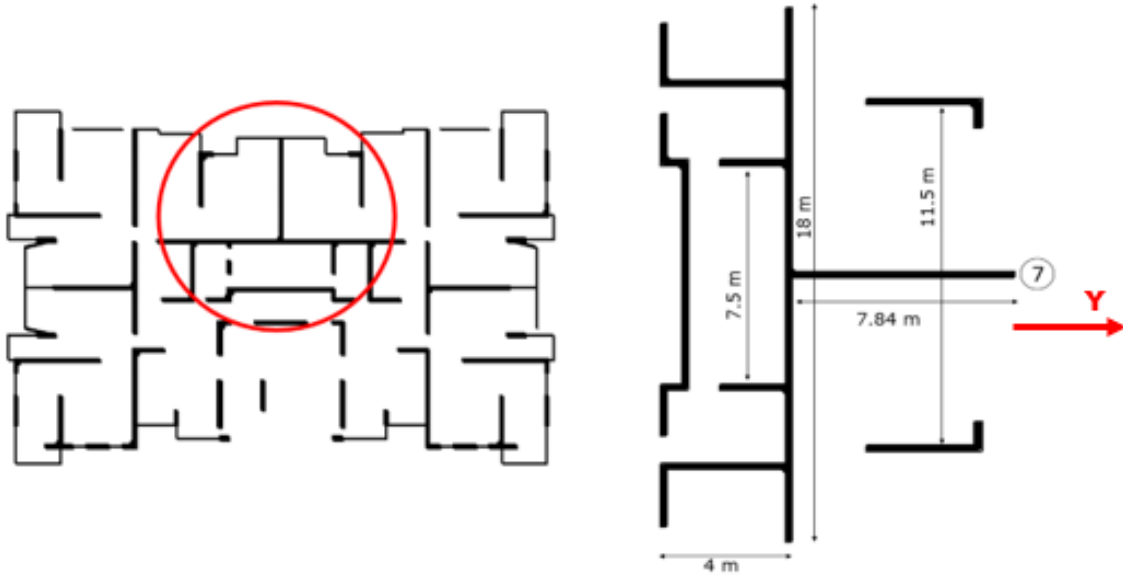


Figura 6.4. Sección de análisis.

La sección de estudio (figura 6.4) es el principal sistema analizado en este trabajo, pues el comportamiento particular del muro del eje 7 dependerá del comportamiento global de dicho sistema.

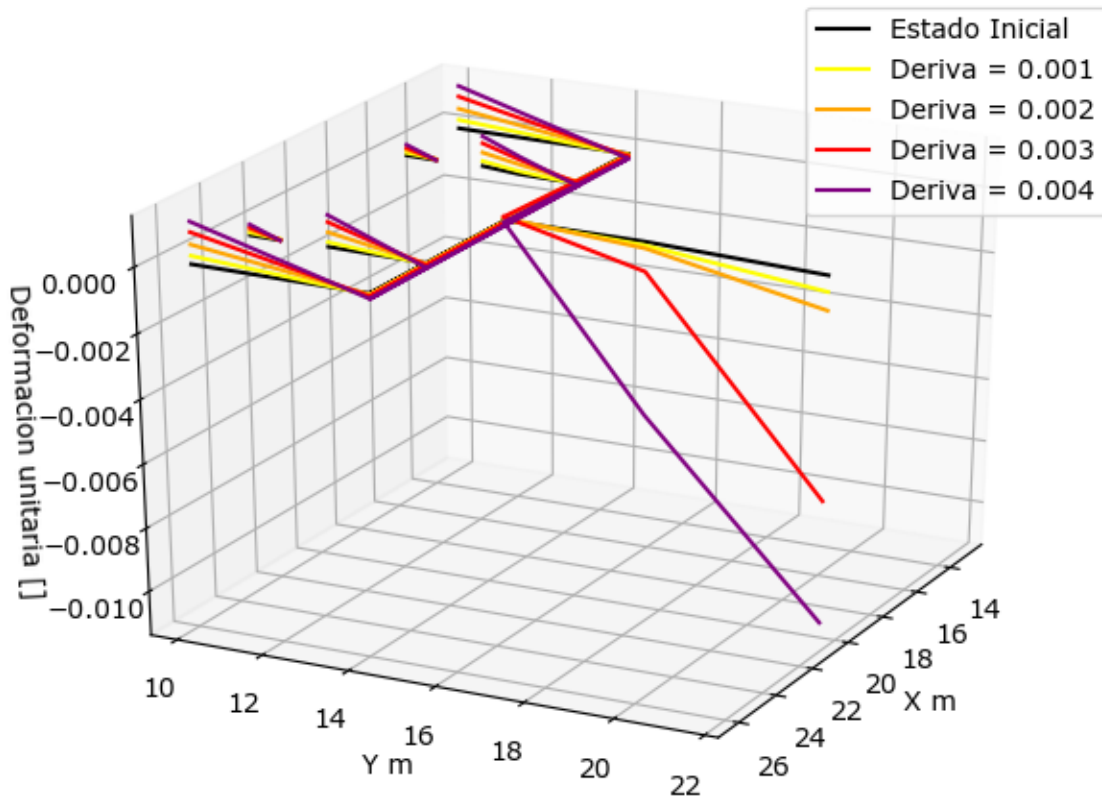


Figura 6.5. Deformación unitaria en la sección de estudio para Modelo Original.

Se puede apreciar en la figura 6.5 que todo el muro del eje 7 se encuentra en compresión, es más, la sección completa trabaja como una sola unidad, con un eje neutro ubicado en el ala del muro del eje 7, y uno extremo del sistema en tracción mientras que la punta del muro del eje 7 es la que sufre todas las compresiones.

Si se grafica el perfil de deformaciones de la sección con respecto al eje Y, se obtiene el siguiente gráfico.

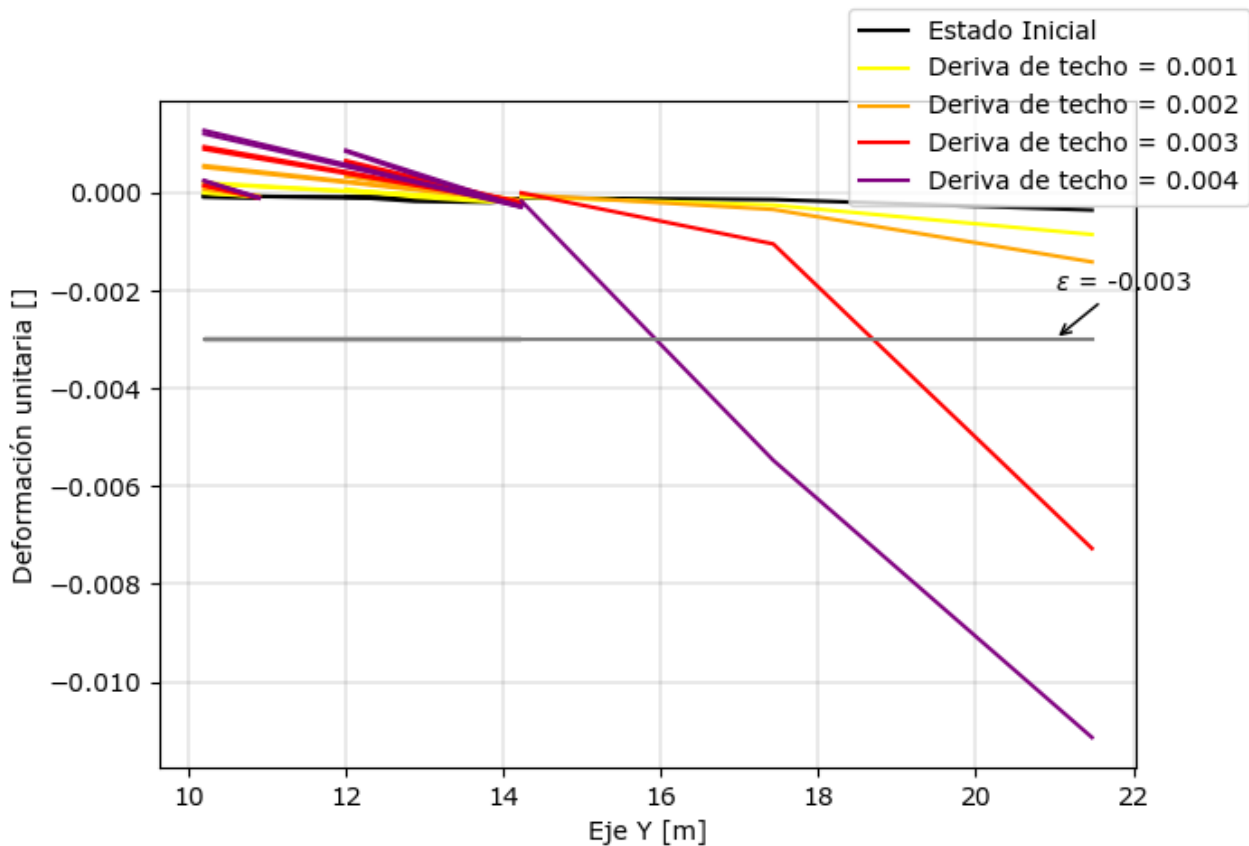


Figura 6.6. Perfil de deformaciones de la sección de estudio para el Modelo Original.

En la figura 6.6 se puede apreciar que, para una deriva de techo de 0.003, la punta del muro del eje 7, en el primer piso, alcanza un acortamiento del hormigón del orden de 0.006. El acortamiento del hormigón supera el límite de 0.003 a lo largo de 3 m medidos desde la punta del muro. Es decir, según el modelo, para un desplazamiento de techo del orden de 18 cm (perfectamente posible en Santiago de acuerdo con la figura 6.1), el muro del eje 7 presenta daño por compresión a lo largo de 3 m medidos desde la punta de éste. El resultado es bastante consistente con lo observado en la realidad, ya que el muro tuvo daño real a lo largo de 4 m medidos desde su punta.

La concentración del daño, de acuerdo con la teoría, debería producirse en una rótula plástica de largo acotado y ubicada en el primer piso. Si se grafica la deformación unitaria en la punta del muro del eje 7 con respecto a la elevación, se obtiene el siguiente gráfico.

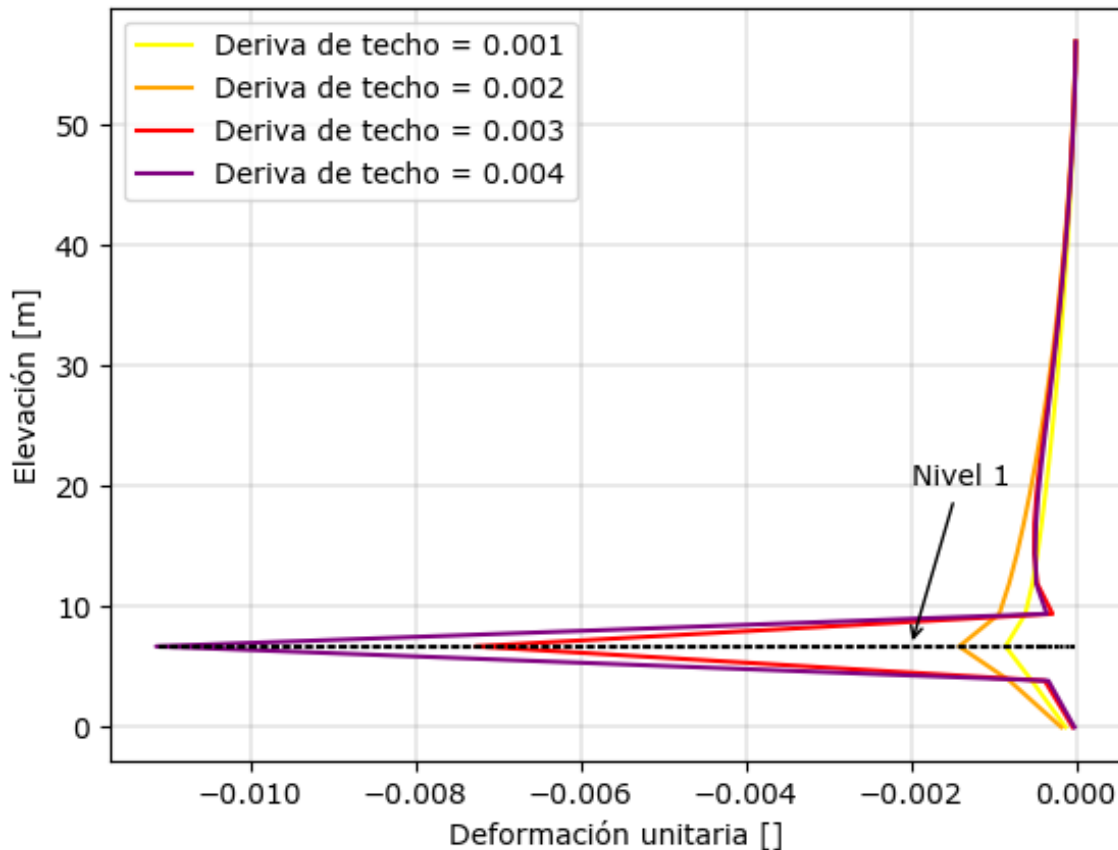


Figura 6.7. Acortamiento del hormigón en elevación para el Modelo Original.

La figura 6.7 muestra que el modelo no-lineal concentra el daño en el primer piso, en específico, en un elemento finito de altura 1.35 m. En la realidad, el daño se concentró en una altura cercana a los 70 cm, por lo tanto, al haber modelado elementos finitos de altura de 1.35 m en los primeros niveles, de formarse, la rótula plástica distribuiría el daño en una altura mayor, y, por lo tanto, la concentración de deformación sería ligeramente menor, de lo que se sigue que este modelo es, incluso, conservador.

6.3 Comparación entre modelos

En esta sección se comparan los modelos descritos en la tabla 4 del capítulo 5. Inicialmente se comparan 4 modelos:

- Modelo Original
- Modelo con Acero No Pandeable
- Modelo con Punta de Muro del Eje 7 Confinada
- Modelo No Acoplado

El objetivo de la comparación es comprender el impacto que pueden tener distintas alternativas de diseño para resolver un mismo problema.

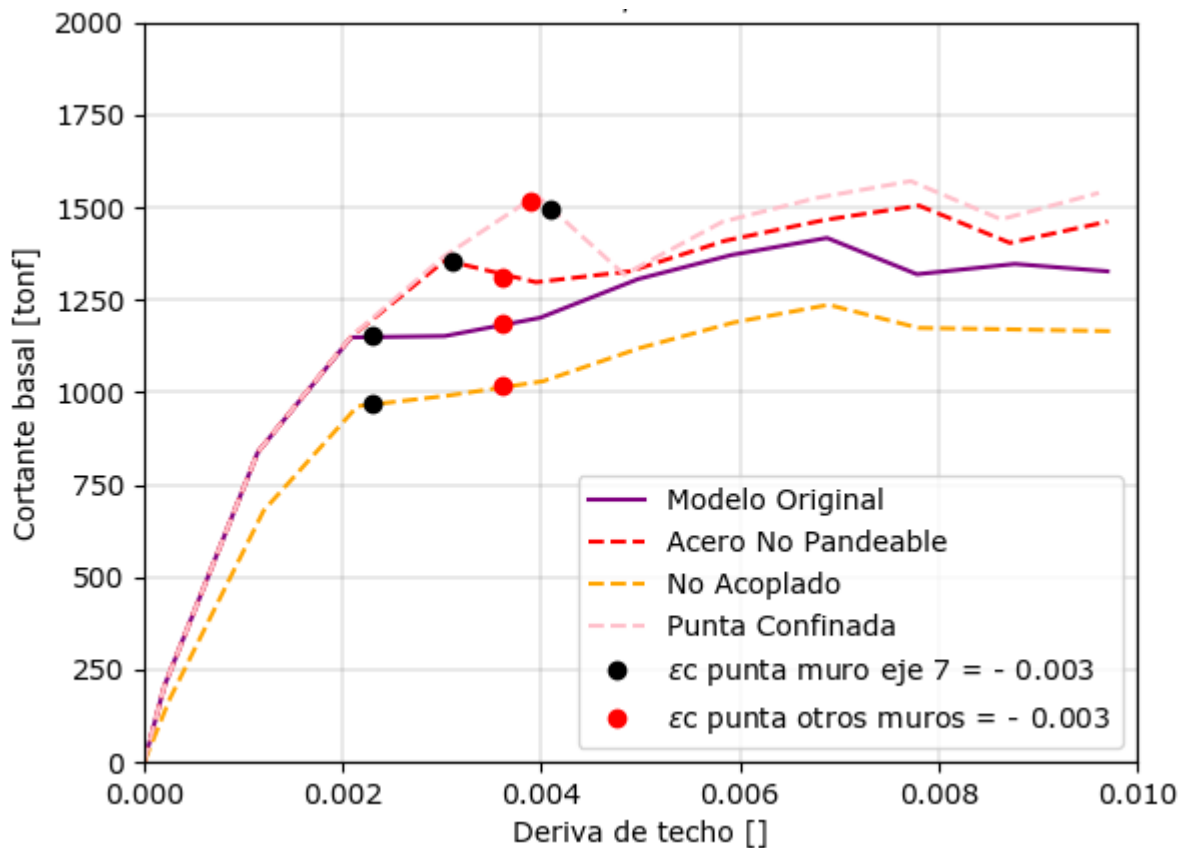


Figura 6.8. Curva de capacidad para todos los modelos.

Análogo a la sección anterior, se grafican los perfiles de deformaciones de la sección considerada (ver figura 6.4) a continuación.

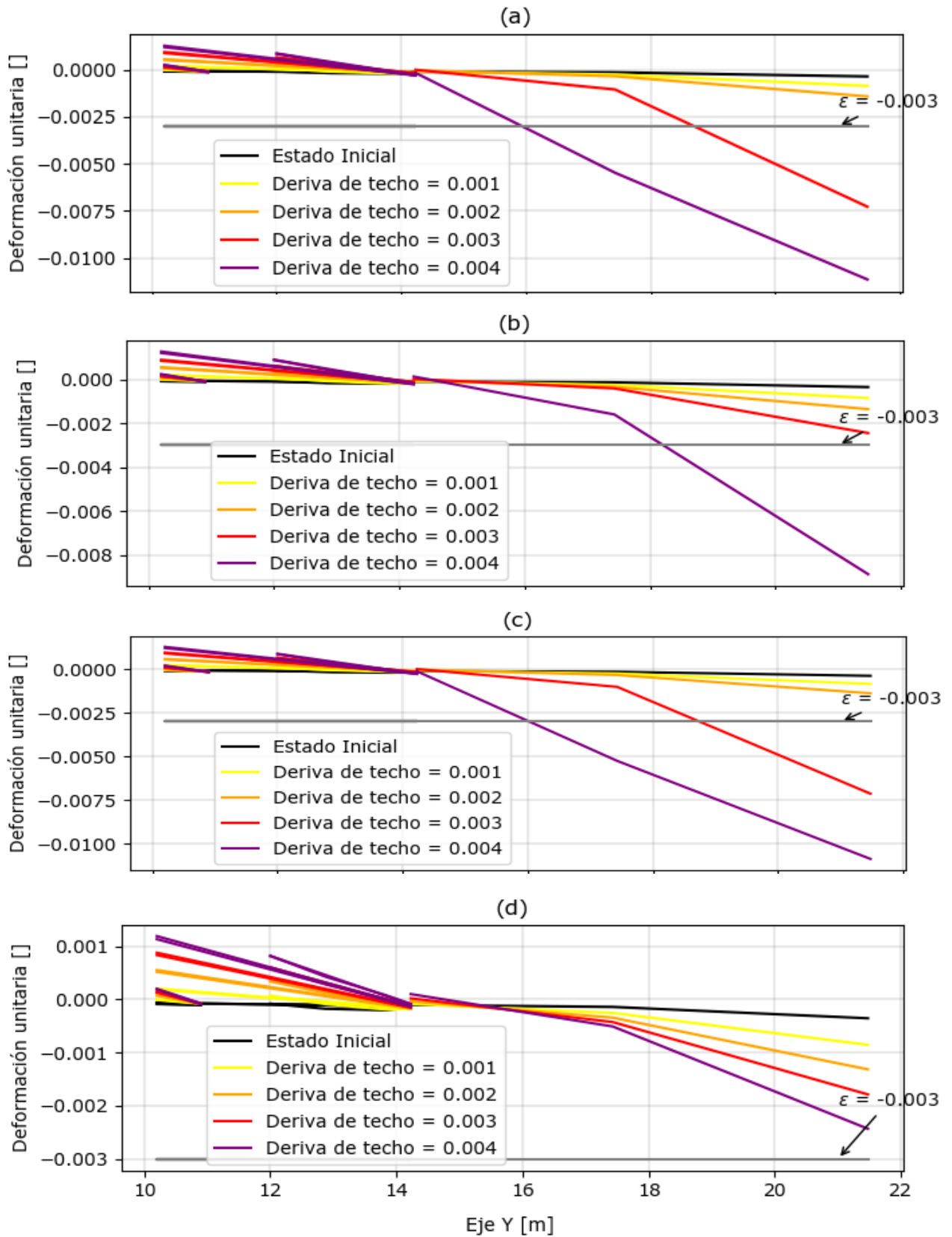


Figura 6.9. Perfil de deformación (a) Modelo Original, (b) Acero No Pandeable, (c) No Acoplado, (d) Punta Confinada

Comparación Modelo Original y Modelo Con Acero No Pandeable

En la figura 6.10 se puede ver que la punta del muro del eje 7 alcanza el 0.003 de acortamiento en el hormigón para una deriva de techo de 0.0031, que significa una postergación de la aparición del daño. Haciendo la comparación con el modelo original, el cual llega al 0.003 de acortamiento de hormigón para una deriva de 0.0024, se concluye un aumento de capacidad del muro de 23% en términos de desplazamiento de techo. Por lo tanto, en caso de haber restringido el pandeo del acero, probablemente el nivel de daños que hubiera presentado el edificio en la realidad hubiera sido bastante menor.

Por otro lado, en la figura 6.11, las deformaciones para una deriva de techo de 0.004 para ambos modelos sugieren grandes niveles de daño. Solo previo a esta deformación de techo, el acero no pandeable tiene un efecto significativo, por lo que, con o sin restricción de pandeo en las barras verticales, igual se podría tener daño importante en la estructura para demandas de desplazamiento relativamente bajas.

Comparación Modelo Original y Modelo No Acoplado

No se observan mayores diferencias en los resultados de ambos modelos. Esto se explica principalmente por la poca presencia de acoplamiento en los sistemas de muros más frágiles de los edificios, por lo que el acoplamiento no puede ser medido correctamente en el sistema estudiado. Aun así, se observa una flexibilización del edificio y una pérdida de capacidad asociada a la misma.

Comparación Modelo Original y Modelo con Punta Confinada

El confinamiento tiene un impacto importante en la sección estudiada. Dado que la degradación del hormigón confinado es mucho más lenta, permite equilibrar las tracciones generadas por la demanda de desplazamiento. Sin embargo, en la figura 6.10 puede verse que existe una degradación global importante tan pronto como se alcanza el 0.003 de acortamiento en el hormigón en el muro del eje 7. Es decir, a pesar de confinar la punta, existe degradación importante en el edificio. Es importante abordar este fenómeno particular y estudiar escenarios que podrían solucionar este problema en el edificio.

6.4 Soluciones estructurales estudiadas

Se proponen dos soluciones para mejorar el comportamiento del edificio. Estudiar cómo se comporta el modelo cuando:

- El muro del eje 7 aumenta su espesor a 30 cm y se confina su punta (como sugeriría el DS^o60).
- Se le elimina un tramo del muro del eje 7 de tal manera que quede desacoplado del sistema analizado.
- Se confinan todas las puntas de muros, manteniendo los espesores originales.

Se analizan los modelos y se obtiene el siguiente gráfico.

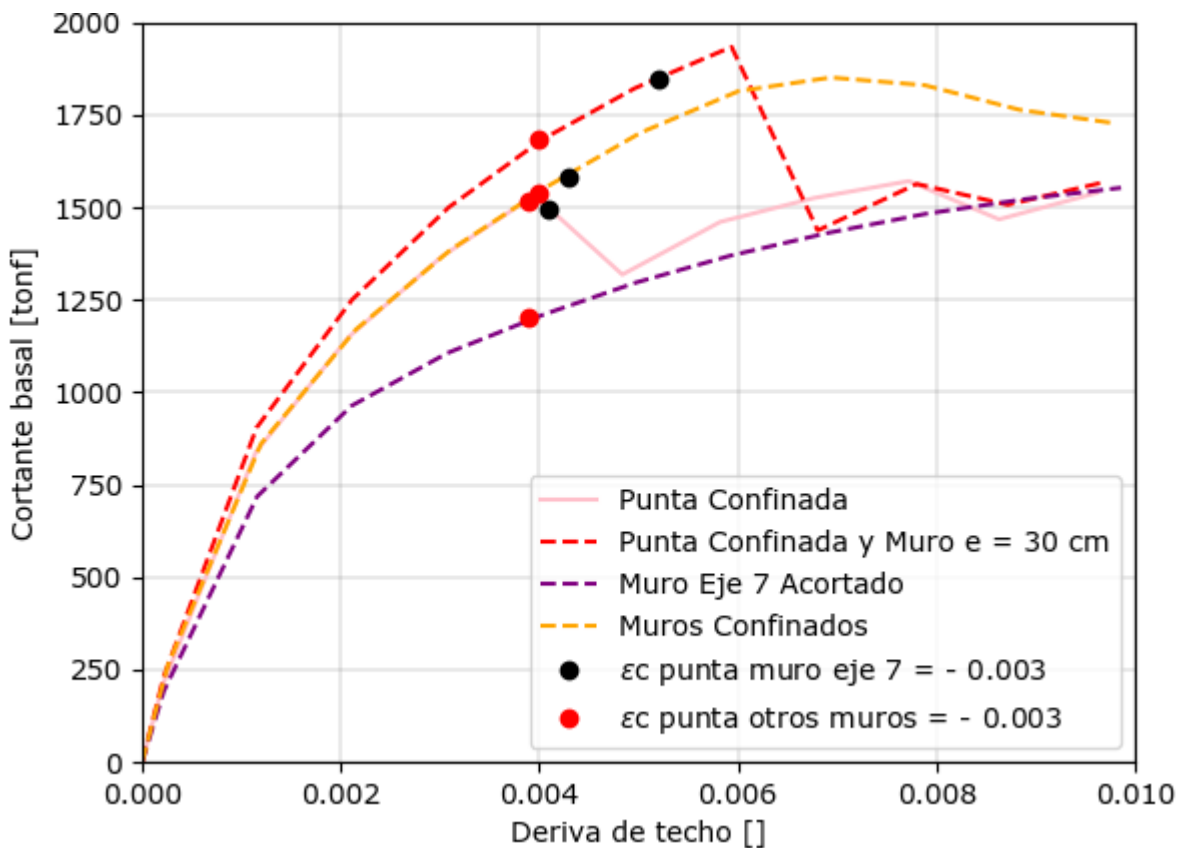


Figura 6.10. Cortante basal v/s Deriva de techo para soluciones estructurales.

Puede observarse que en todos los casos se modifica la rigidez de la estructura, y que el comportamiento mejora considerablemente. Siguen apareciendo estados límites asociados a otros muros que fallan prematuramente, los cuales deben ser abordados de manera particular, pero están fuera del alcance de

este trabajo y, por otro lado, las deformaciones en el muro del eje 7 se reducen drásticamente, mejorando notablemente el desempeño de la estructura.

Se grafican a continuación los perfiles de deformaciones asociados a la sección de estudio.

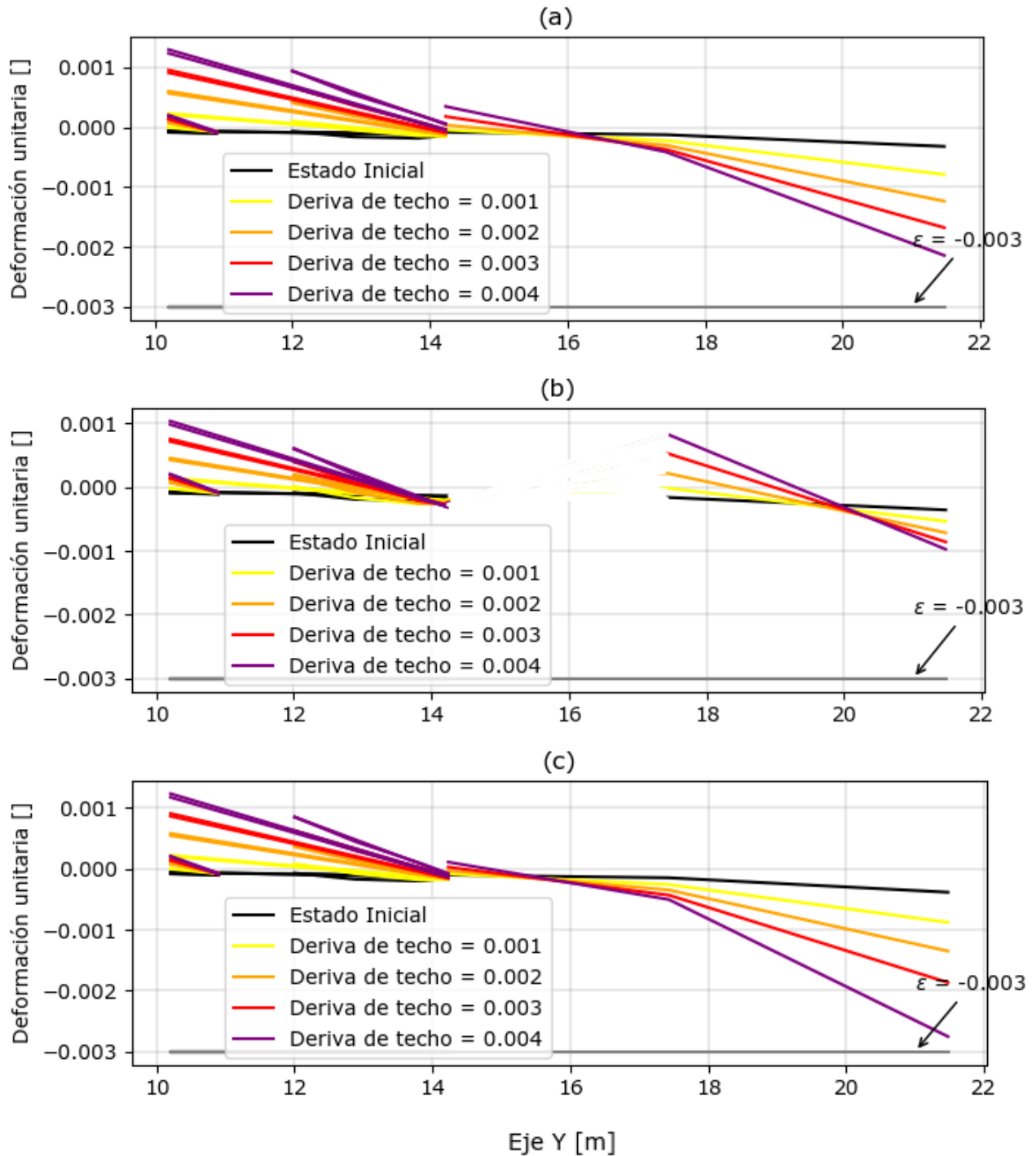


Figura 6.11. Perfil de deformación (a) Punta Confinada y Muro e = 30 cm (b) Muro del eje 7 acortado (c) Muros confinados

Se puede observar una mejora en el perfil de deformaciones para el modelo con el muro del eje 7 de 30 cm. En cuanto al modelo con el muro acortado, se observa un comportamiento totalmente distinto y conveniente. Por otro lado, confinando todos los muros del edificio, el desempeño global de la estructura adquiere una notable mejora.

6.5 Análisis dinámico no lineal

Hasta ahora el análisis no lineal ha logrado reproducir, con mucha fidelidad, el daño real presentado en el edificio de estudio. Para complementar el análisis conviene someter el modelo a análisis dinámico.

Se realizan dos análisis dinámicos no-lineales, usando los registros de Maipú (cota superior en cuanto a demanda de desplazamientos) y de Santiago Centro (cota inferior en cuanto a demanda de desplazamientos). Los registros se insertaron en el modelo siendo consistente entre la orientación de los instrumentos y la orientación misma del edificio.

Por otro lado, para ahorrar tiempo computacional, los registros se recortaron para que sólo se abarquen los 50 segundos más intensos, teniendo cuidado de iniciar el registro cuando las oscilaciones son pequeñas, para evitar corregir por posición.

En las figuras 6.13 y 6.14 se grafican resultados generales de los análisis, incluyendo los registros utilizados, la deriva de techo, y la variación de acortamiento del hormigón en la punta del muro del eje 7 y la de otros muros en la misma dirección, como se muestra en la figura 6.12.

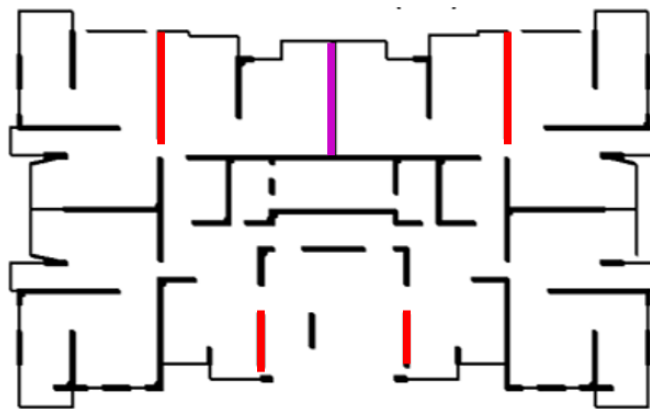


Figura 6.12. Muro del eje 7 (morado) y otros muros (rojo) para establecer comparación.

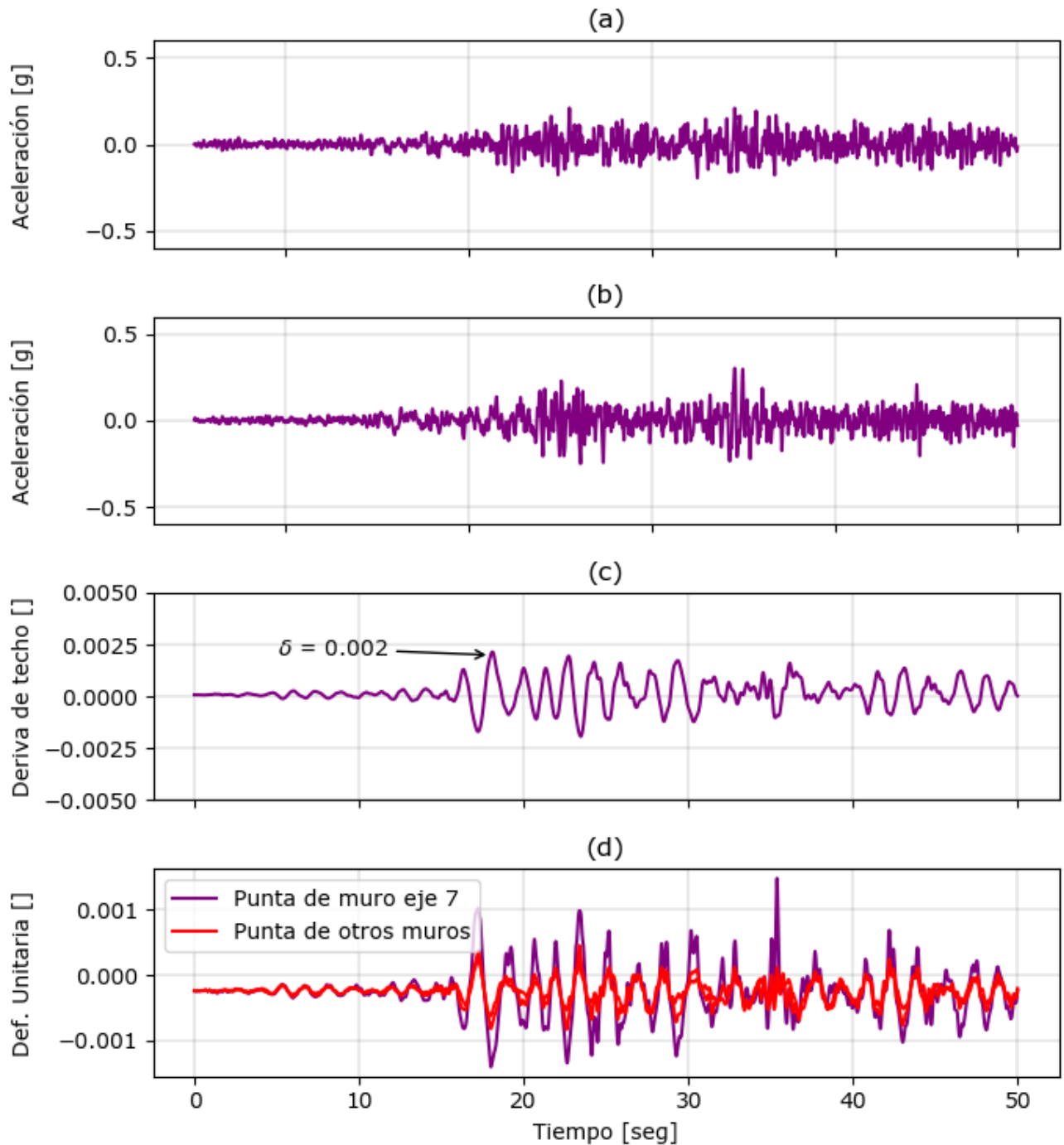


Figura 6.12. (a) Registro de Santiago Centro 1, (b) Registro de Santiago Centro 3, (c) Deriva de techo v/s tiempo en dirección Y, (d) Deformación unitaria v/s tiempo.

Se puede apreciar en la figura 6.12(c) que las derivas de techo para el registro de Santiago Centro llegan a un máximo de 0.002. Por otro lado, en la figura 6.12(d), se aprecia que el muro del eje 7 es el que alcanza los mayores niveles

de deformación unitaria, sin embargo, no existe una gran diferencia con respecto a muros aledaños.

A continuación, se muestran los mismos resultados para los registros de Maipú.

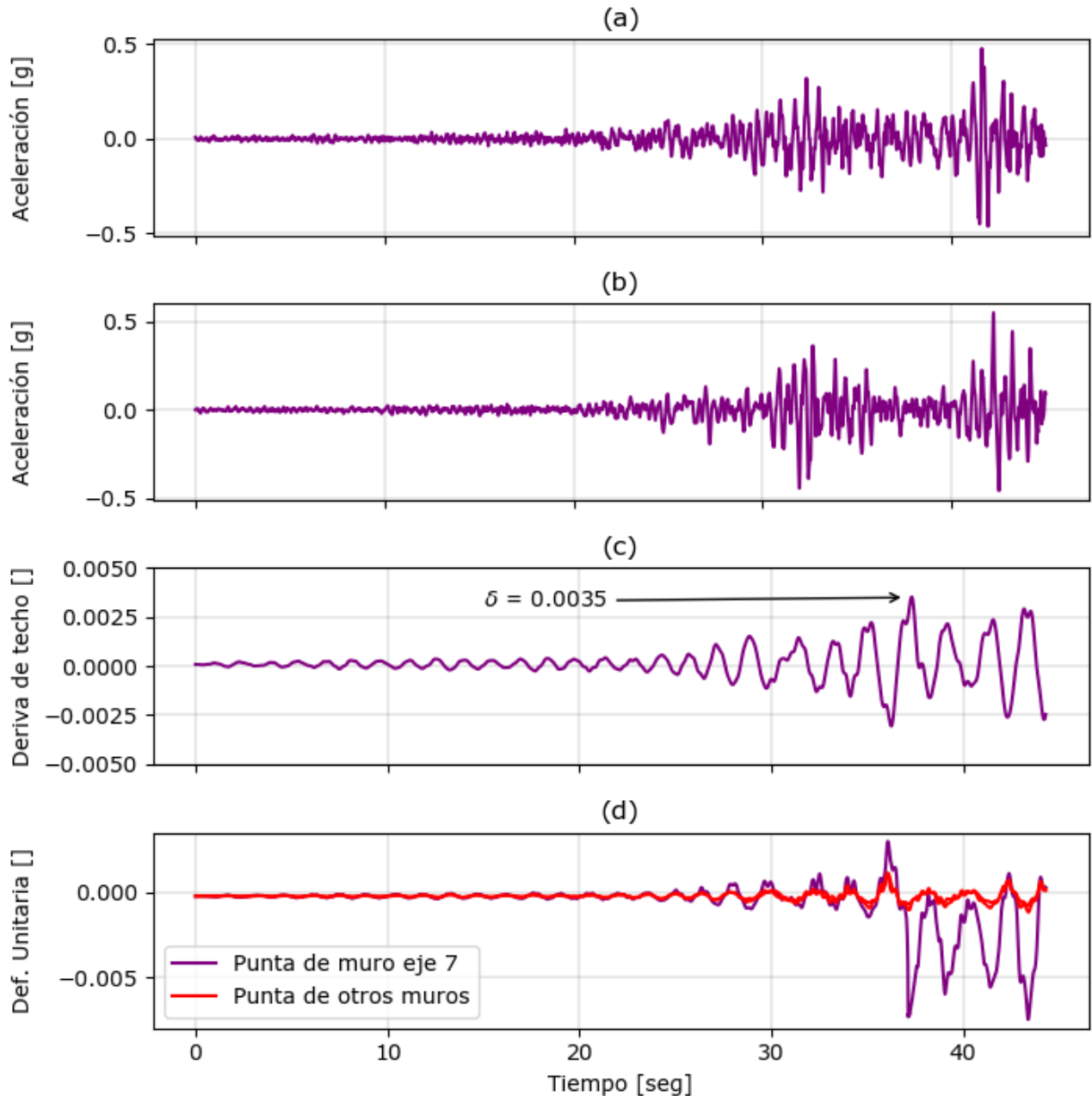


Figura 6.13. (a) Registro de Maipú 1, (b) Registro de Maipú 2, (c) Deriva de techo v/s tiempo en dirección Y, (d) Deformación unitaria v/s tiempo.

En la figura 6.13(c) se aprecia que las derivas de techo para el registro de Maipú llegan a un máximo de 0.0035. Por otro lado, en la figura 6.12(d), se aprecia que el muro del eje 7 es el que alcanza los mayores niveles de

deformación unitaria nuevamente, pero esta vez, contrario al caso de Santiago Centro, las diferencias se acentúan, pues en el muro del eje 7 la rótula plástica está formada y las deformaciones se disparan.

A continuación, se grafican los perfiles de deformaciones asociados a los instantes que generan mayor compresión y tracción en el muro del eje 7.

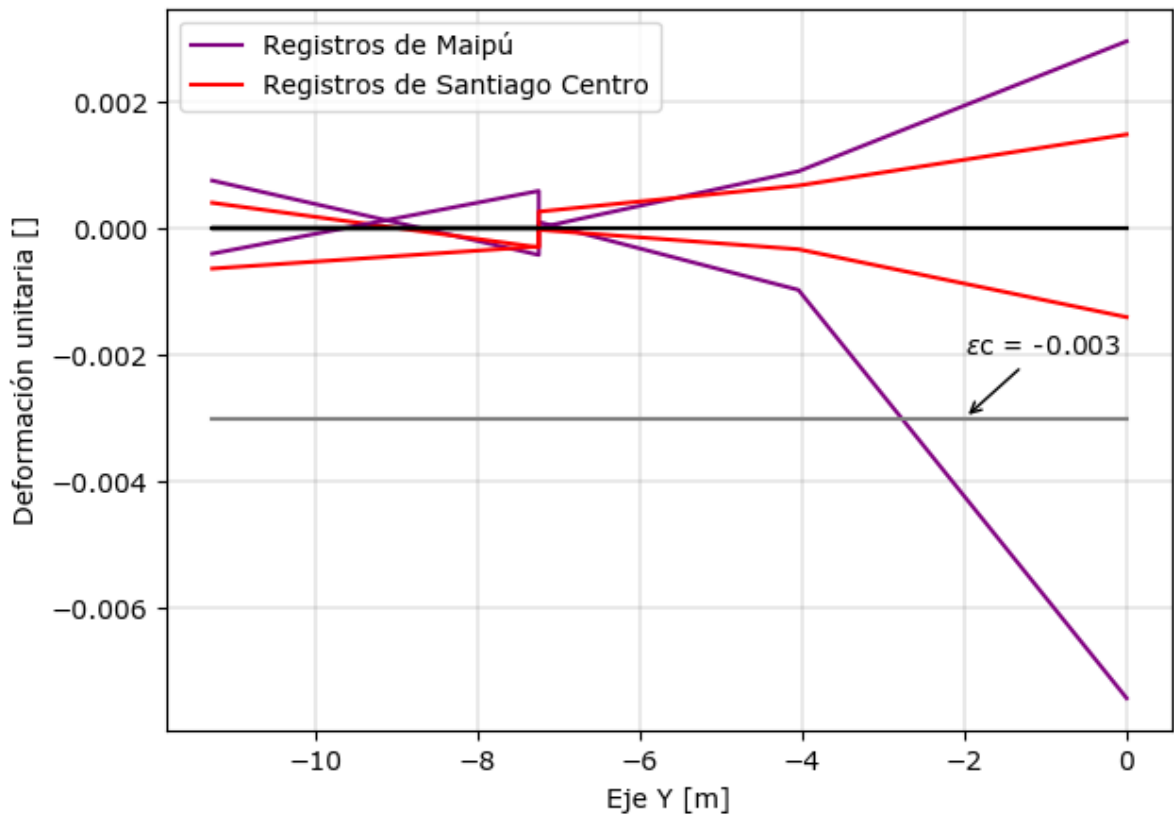


Figura 6.14. Envoltorio de deformaciones en sección estudiada.

Se puede visualizar que ambos perfiles son consistentes con las magnitudes de deformaciones esperadas a partir del análisis estático no-lineal presentado anteriormente. Y, por lo tanto, el análisis estático-no lineal, puede perfectamente utilizarse para obtener una aproximación del comportamiento dinámico de la estructura en este caso.

Además, el registro de Maipú reproduce de mejor manera el daño que presentó el muro en el primer piso, por lo que podría implicar que el suelo de fundación del edificio de estudio se asemeja más al suelo de Maipú. Sin embargo, la orientación de los registros juega un rol importante, y se puede ver en la figura 6.1 que los registros de Maipú y Santiago Centro en sus dos direcciones

generan desplazamientos de techo totalmente distintos, siendo en una dirección casi el doble de demandantes que en la otra. Esta variabilidad que existe en los registros sísmicos favorece al análisis estático no lineal para tener una mejor noción de cómo se comportará una estructura ante una determinada demanda de desplazamientos.

Finalmente, se grafica el acortamiento del hormigón en la punta del muro del eje 7 en elevación.

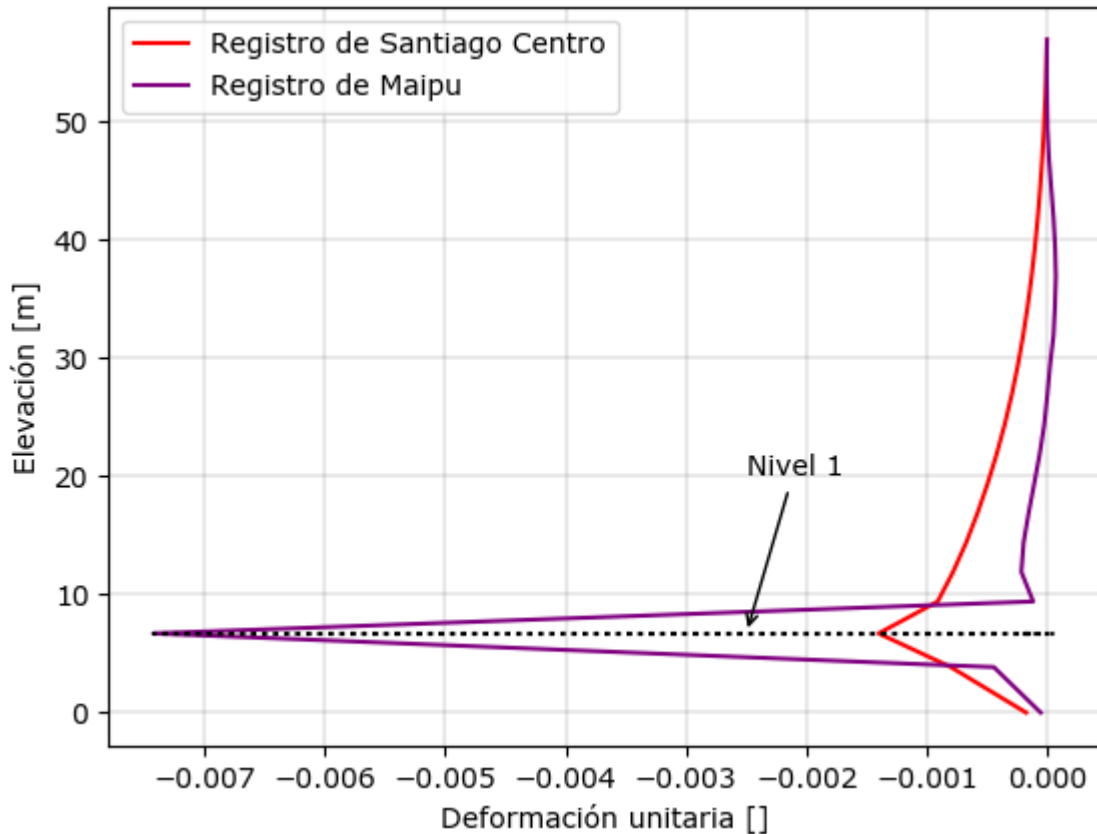


Figura 6.15. Envoltura de acortamiento del hormigón en elevación en la punta del muro del eje 7.

Se puede notar que el nivel de compresión en la punta del muro del eje 7 varía enormemente de un registro a otro. Para el registro de Maipú se logra formar una rótula plástica que alcanza niveles de deformación unitaria casi 7 veces superior con respecto al registro de Santiago Centro, llegando a valores superiores a 0.007 de acortamiento unitario del hormigón.

Se estudia, además, el comportamiento cíclico del borde del muro del eje 7 y se gráfica, a continuación, la variación de tensión en el borde con el tiempo en la figura 6.16.

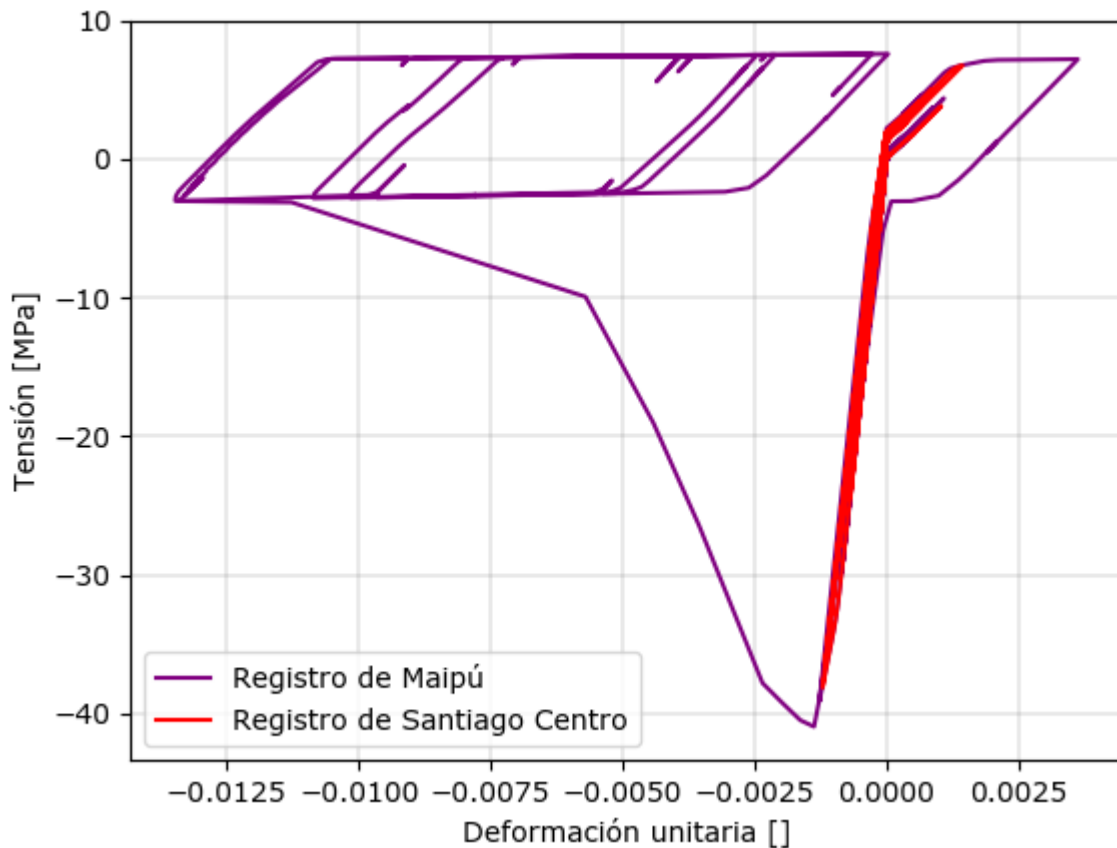


Figura 6.16. Comportamiento cíclico del borde del muro del eje 7 para ambos registros.

Se aprecia que el registro de Santiago Centro, que demanda una deriva de techo máxima de 0.002 no provoca deformaciones que hagan entrar a la sección en rango inelástico, como era de esperarse. El registro de Maipú, en cambio, que genera una demanda de deriva de techo de 0.0035, es decir, 25% mayor que el registro de Santiago Centro, hace que el borde del muro cumpla un ciclo completo, llegando incluso a la degradación. En una variación de desplazamiento de techo tan pequeña, el muro pasa de no presentar daño a reventar completamente su punta.

Lo anterior se debe a que, para la demanda de desplazamiento de techo de 0.002, el borde del muro se encuentra muy cerca de alcanzar su resistencia máxima, por lo tanto, al ser exigido con un desplazamiento de techo adicional, la sección comienza a fluir y compensa el desplazamiento adicional exigido a través de una concentración de curvatura en la zona crítica (ver figuras 6.17), formando así la rótula plástica que dispara los niveles de deformación.

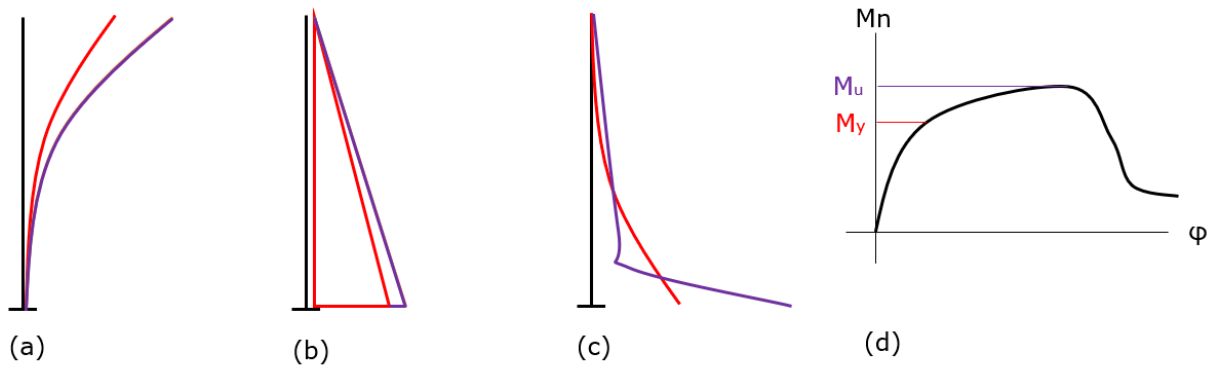


Figura 6.17. (a) Desplazamiento de techo (b) Distribución de momento (c) Distribución de curvatura (d) Diagrama de Momento-Curvatura

El último criterio de aceptación de interés a chequear es la deriva entrepiso máxima. Se grafica a continuación, para ambos registros, la deriva entrepiso en el sentido positivo de la dirección Y, con dos métodos:

- 1) Método convencional, considerando la deriva entrepiso absoluta.
- 2) Método alternativo, que considera la deriva entrepiso descontando el desplazamiento producido por efecto de cuerpo rígido.

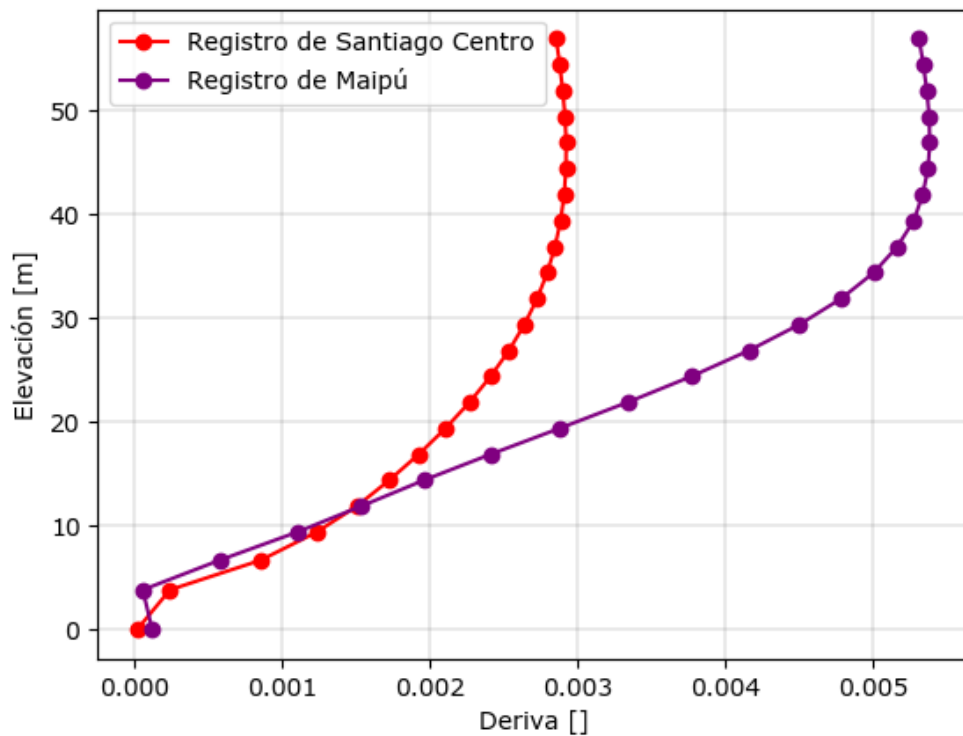


Figura 6.18. Deriva entrepiso para ambos registros en dirección Y.

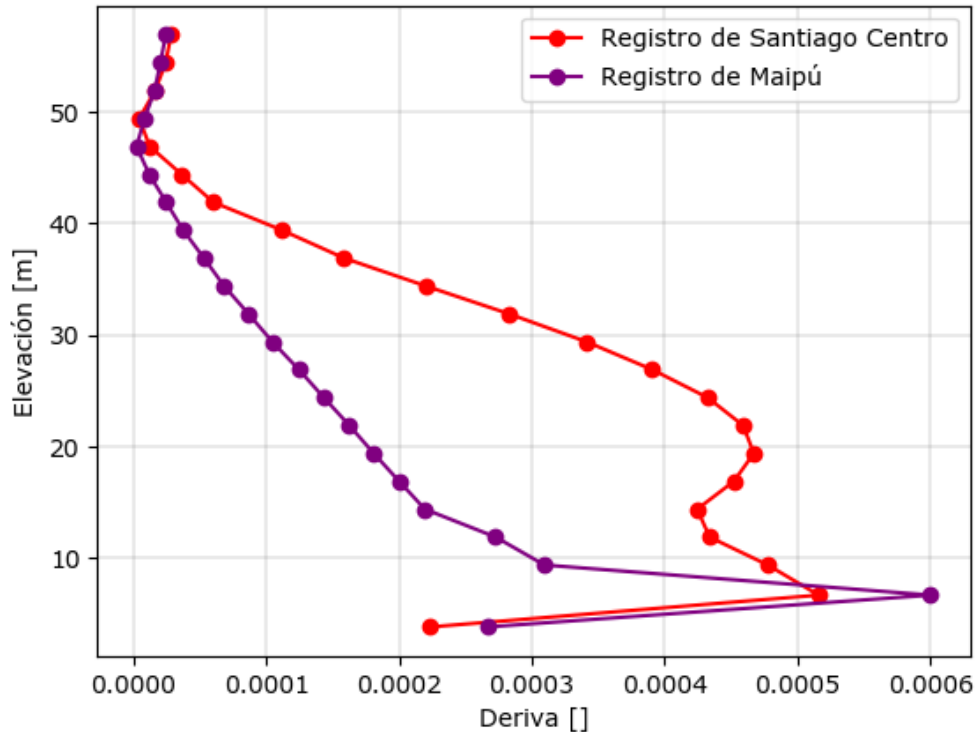


Figura 6.19. Deriva entrepisos para ambos registros en dirección Y. Cálculo alternativo.

Puede apreciarse en la figura 6.18 que la deriva entrepisos generada por Maipú sobrepasa en un 10% el 0.005 establecido en el documento de ACHISINA [1] para edificios con elementos no estructurales frágiles. Por otro lado, la deriva entrepisos según el método alternativo, en la figura 6.18, concentra el desplazamiento relativo en los primeros niveles, como es esperable, sin embargo, los niveles de deriva entrepisos alcanzados no se acercan a los límites del código, por lo que puede asumirse que el código está pensado para el primer caso.

En resumen, los resultados obtenidos a través del análisis dinámico no-lineal, para los registros utilizados, muestran un desempeño coherente tanto con el análisis estático no-lineal como con lo observado en la realidad. También es importante destacar que el desempeño que obtiene el modelo es altamente dependiente del registro utilizado, de ahí la importancia de realizar una correcta elección del registro y de sus orientaciones.

Al observar estos resultados es evidente que el muro debería haber sido diseñado con detallamiento especial, pero en la normativa pre-2010 no era un requisito obligatorio. ¿Qué pasaría si se diseñase con la normativa vigente?

6.6 Diseño del muro con la normativa actual

Resulta interesante verificar el diseño en base a la normativa vigente. Para esto se aplican las especificaciones establecidas en los decretos supremos N°60 y N°61.

En primer lugar, se determina la demanda de desplazamiento de techo en base al espectro de desplazamiento del DS N°61. Los resultados se pueden ver en la tabla 6.1 para ambos suelos.

Tabla 6.1. Desplazamientos de techo a partir de DS N° 61.

Suelo	T [s]	T _{ag} [s]	Sde [cm]	δ _u [cm]	Deriva []
B	0.825	1.237	10.7	14.0	0.0024
C	0.825	1.237	14.2	18.5	0.0031

Luego, se calcula la demanda de curvatura en base a la expresión (21-7a) del DS N° 60, que corresponde al modelo simplificado (ver figura 6.19b).

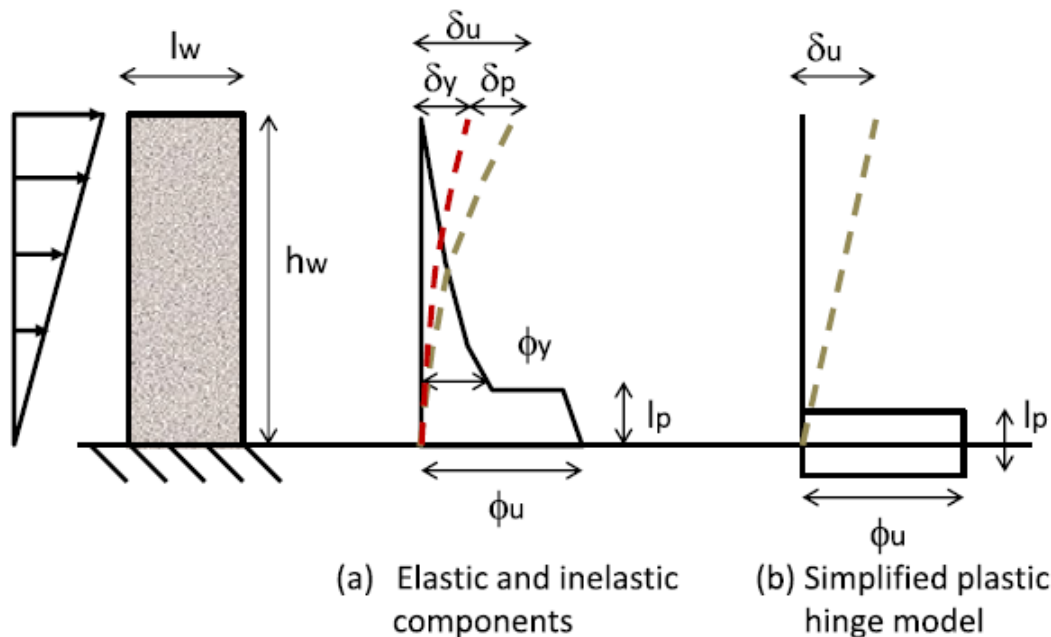


Figura 6.20. Modelo (a) con componente elástica e inelástica y (b) inelástico simplificado de distribución de curvatura. Massone et al (2016).

La expresión que determina la curvatura concentrada en la rótula plástica para el modelo simplificado es la siguiente.

$$\phi_u = \frac{2\delta_u}{H_t L_w} \quad (21 - 7a)$$

Finalmente, aplicando el Decreto Supremo N°60 a la sección de análisis, a través de un modelo simplificado de muro T, como se muestra en la figura 6.11, se obtienen los perfiles de deformación.

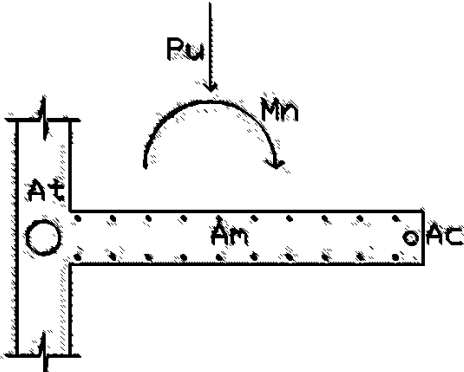


Figura 6.21. Modelo simplificado para el análisis de muros compuestos.

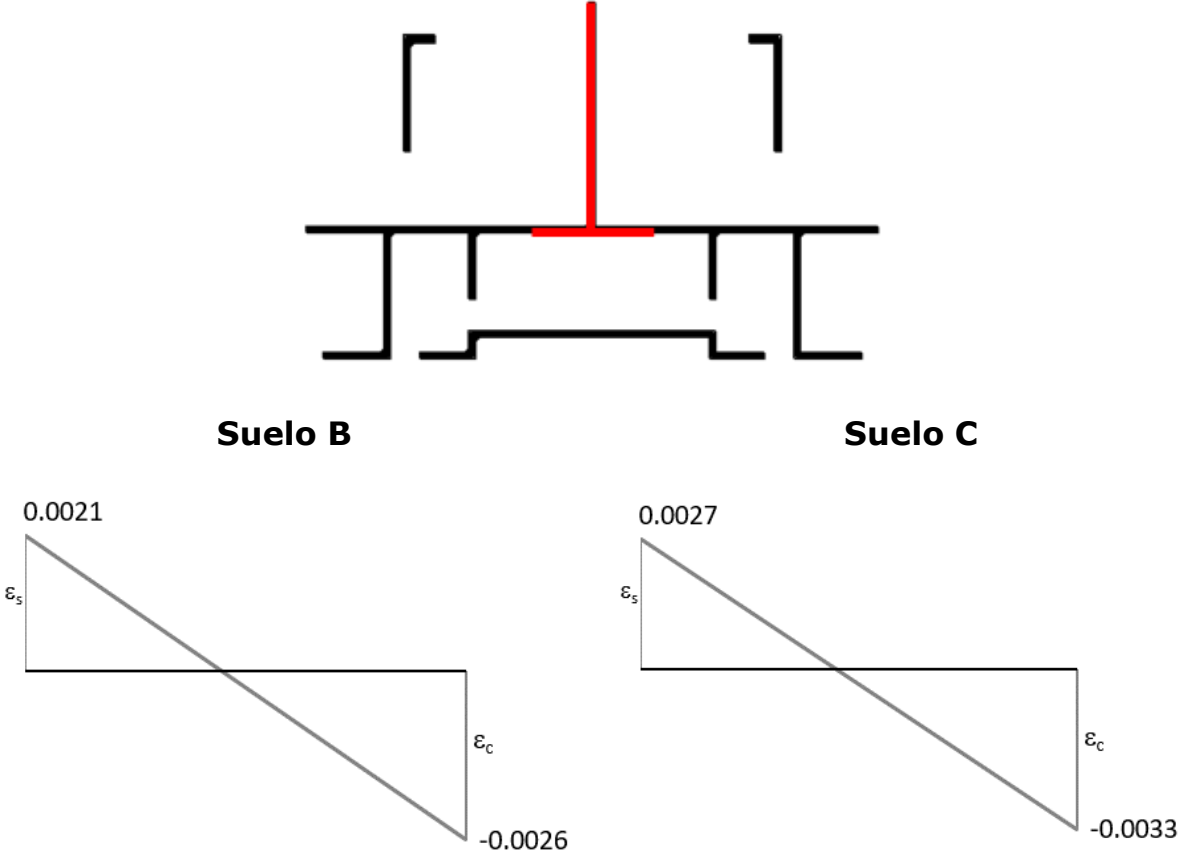


Figura 6.22. Aplicación del DS N° 60 a la sección mostrada. Opción 1.

Este procedimiento satisface plenamente la normativa chilena actual de diseño de este tipo de muros. Se consideró un ala efectiva adecuada y se aplicaron las cargas y los desplazamientos de techo correspondientes. Si el suelo del terreno fuera clasificado como B, lo cual, en vista de los detalles del informe de mecánica de suelos, es lo más probable, entonces el muro no requeriría confinamiento ni aumento de espesor actualmente. Si el suelo fuera clasificado como categoría C, entonces si requeriría confinamiento. De ahí la gran importancia de clasificar correctamente los suelos.

Por otro lado, se estudia también una versión más conservadora de la sección a considerar. A continuación, en la figura 6.23, se muestra el mismo análisis.

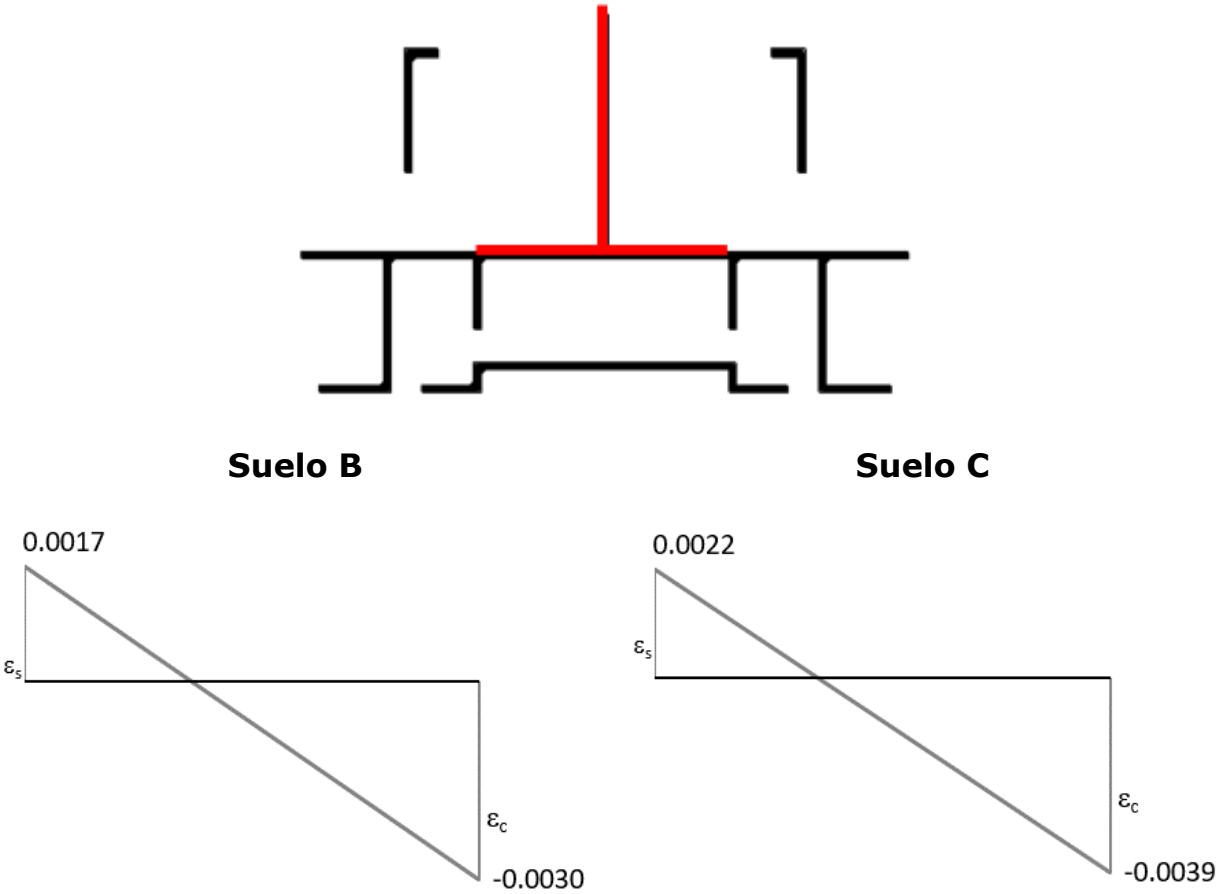


Figura 6.23. Aplicación del DS N° 60 a la sección mostrada. Opción 2.

En este caso, más conservador que el primero, con un ala efectiva mayor, para ambos suelos se requiere aumento de espesor del muro y su correspondiente confinamiento de punta.

Finalmente, aplicando el mismo procedimiento a la sección completa, se obtienen los perfiles de deformación siguientes.

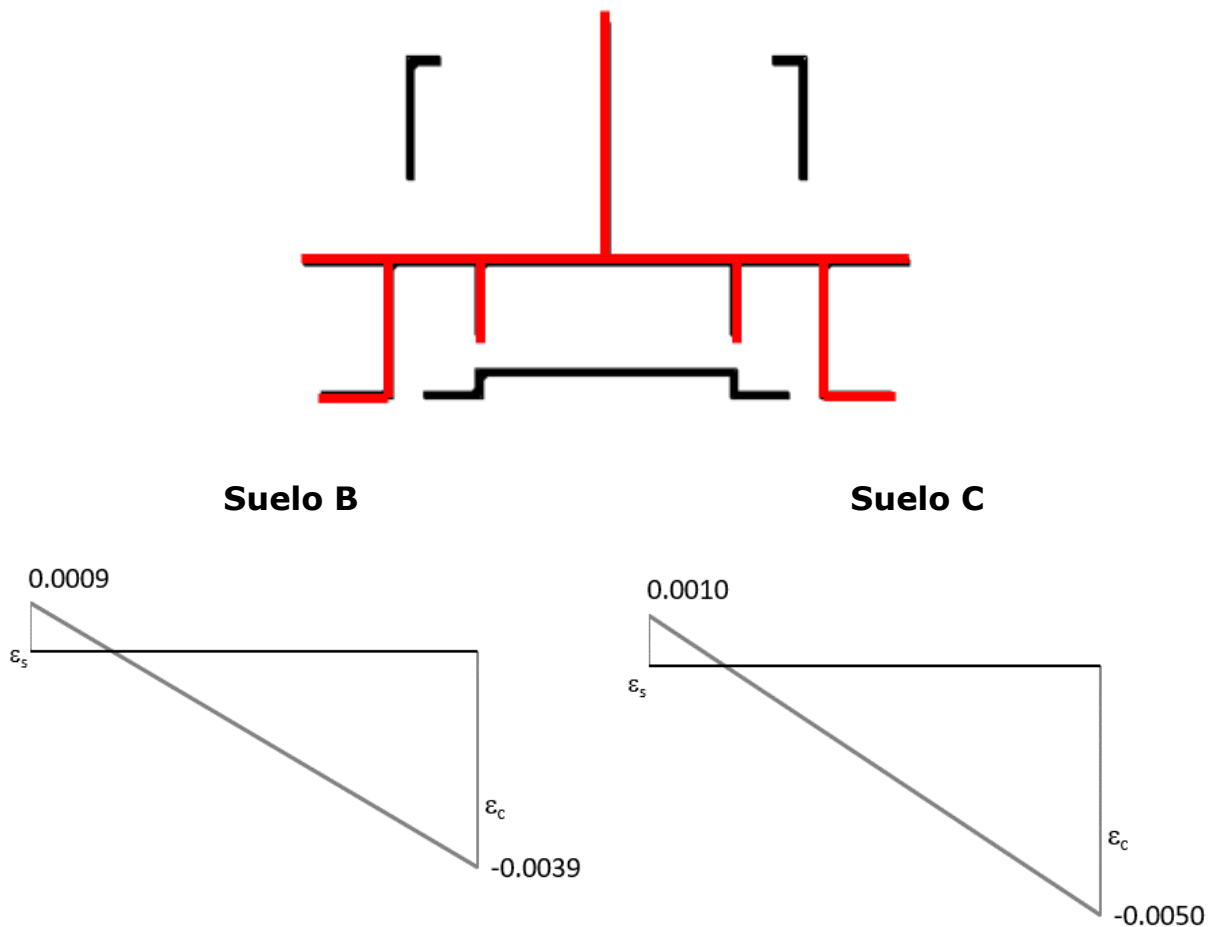


Figura 6.24. Aplicación del DS N° 60 a la sección mostrada. Opción 3.

La figura 6.24 muestra la forma "correcta" de considerar la sección para la aplicación del DS N° 60. Se observa que se alcanzan deformaciones unitarias consistentes con el análisis no lineal, por ejemplo, para el suelo C que impone una demanda de desplazamiento de techo de 18 cm (0.003 de deriva de techo), en la punta del muro, se alcanza una deformación unitaria de 0.0047. En el Modelo Original, para una misma demanda de desplazamiento de techo, la punta del muro del eje 7 alcanza una deformación unitaria de 0.006.

Conviene precisar que este análisis fue realizado en base a un modelo conservador y simplificado despreciando la capacidad elástica de deformación del muro.

Se realizó, además, un cálculo de capacidad elástica en base a los modelos paramétricos de Massone et al (2016) [12], en el que se obtuvo que la capacidad de deformación elástica del muro del eje 7 sería de 32 cm de desplazamiento de techo, que equivale a una deriva de techo de 0.006 (ver Anexo B). Esto implicaría que el muro debió permanecer elástico para las demandas estudiadas en esta tesis. Sin embargo, los modelos paramétricos que fueron desarrollados por Massone et al (2016) asumen que la armadura fluye en tracción, lo cual no sucede en este caso, y, por lo tanto, no aplican como estimación fidedigna de la capacidad de deformación elástica para el muro del eje 7. Sin embargo, es interesante constatar que, a pesar de todo, sigue habiendo un espacio para cometer errores cuando se abordan sistemas estructurales de este tipo, y que el buen criterio del diseñador y el conocimiento de estos temas es importante para evitar daños.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES

Este trabajo de título tiene como principal objetivo verificar que un modelo no-lineal, generado en base a los lineamientos señalados en el documento emitido a través de ACHISINA en 2017 [1] pueda acusar los daños que el edificio presentó en la realidad. De ser así, la modelación no-lineal pondría en evidencia su precisión e importancia, ya que, eventualmente, ayudaría a corregir los diseños lineales y, por lo tanto, prevenir el daño en las estructuras, garantizando así un nivel de desempeño deseado.

En el trabajo se estudia un edificio de hormigón armado, ubicado en la comuna de Ñuñoa en Santiago de Chile, que presentó daño por flexo-compresión en uno de sus muros en el primer piso. Ninguno de los muros del edificio estaba diseñado con confinamiento en sus puntas, sin embargo, los planos de cálculo especificaban la incorporación de trabas alternadas en la armadura longitudinal y retornos completos de mallas horizontales. En el muro dañado (muro del eje 7), no estaban presentes las trabas, y además, faltaban los retornos de la malla horizontal.

Se realiza un modelo que incorpora las propiedades reales del edificio y una serie de otros modelos que varían con respecto al original para así poder comparar distintos criterios de diseño y deducir las causas del daño. Las principales conclusiones del estudio se enumeran a continuación.

- En la ciudad de Santiago de Chile, de acuerdo con la figura 6.1, se podrían haber obtenido demandas de desplazamiento de techo del orden de 15 a 25 cm para los períodos del edificio de estudio. Esto se traduce en derivas de techo del orden de 0.002 a 0.003 para un edificio de 23 pisos. Los registros de Santiago Centro y Maipú marcan la cota inferior y superior respectivamente, y, por lo tanto, fueron seleccionados para el análisis dinámico realizado.
- De acuerdo con el resultado del análisis estático no-lineal mostrado en la figura 6.3 se puede concluir que el modelo realizado predice correctamente el daño presente en el edificio para la demanda de desplazamiento que podría haber tenido. Según el modelo, el primer muro en superar el límite de acortamiento del hormigón de 0.003 es el muro del eje 7 en el primer piso, que fue justamente el muro y la zona que se dañó en la realidad. El siguiente muro en alcanzar un nivel de acortamiento superior al 0.003 lo hace para una deriva 33% mayor.

- El análisis de las deformaciones en la sección de estudio muestra que, para una deriva de techo del orden de 0.003, en un largo de 3 metros medidos desde la punta del muro del eje 7 se supera el límite de 0.003 de acortamiento del hormigón, lo cual es consistente con la propagación real del daño en el muro.
- Los resultados del análisis dinámico no-lineal son consistentes en cuanto a las demandas de desplazamiento de techo que los registros imponen. Esto quiere decir que el nivel de deformación unitaria en la sección de estudio para el análisis dinámico está relacionado con la demanda de deriva de techo que el registro impone y, por lo tanto, se recuperan resultados similares a los obtenidos en el análisis estático.
- Restringir el pandeo de la armadura longitudinal aumenta el nivel de desplazamiento de techo que puede soportar el muro en un 23% (ver figura 6.16 y 6.17b), por lo que, para una demanda de deriva de techo de 0.003 (demanda esperada), el muro no alcanzaría niveles de deformación que implicarían daño estructural, o al menos, no hubiesen sido tan severos probablemente.
- No existe mayor diferencia entre los resultados obtenidos a través de un modelo del edificio acoplado por losas y no acoplado. Esto puede explicarse dada la poca presencia de acoplamiento por losas en la sección crítica, ya que ésta se compone en su totalidad por muros.
- Si se hubiese confinado la punta del muro del eje 7, sin aumentar el espesor, mejora el desempeño del muro, pero aun así la figura 6.16 muestra una degradación importante en el mismo instante en que el muro del eje 7 alcanza un acortamiento del hormigón en su punta del 0.003 (para una deriva de 0.004). Es decir, a pesar de mejorar el comportamiento local del muro, el comportamiento global de la estructura no es satisfactorio.
- Aumentar el espesor del muro a 30 cm y confinar la punta se perfila como una solución viable para mejorar notablemente el desempeño del muro, sin embargo, no se puede atender el problema local sin atender el problema global, hay otros muros que requieren medidas o también pueden fallar prematuramente para demandas de desplazamiento de techo pequeñas.

- Acortar el muro del eje 7, desacoplándolo de la sección de estudio, muestra una mejora del comportamiento local y global del edificio, sin embargo, el edificio se flexibiliza, lo cual aumentaría el daño no estructural.
- Confinar todos los muros del edificio mejora considerablemente el desempeño y los resultados muestran que ningún muro hubiese presentado daños para las demandas estudiadas en esta tesis.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] ACHISINA, 2017. *Procedimiento Alternativo para el Análisis y Diseño Sísmico de Edificios*. Subcomité n°7 ACHISINA, Santiago, Chile.
- [2] Bohl & Adebar, 2011. *Plastic Hinge Lengths in High-Rise Concrete Shear Walls*. ACI Structural Journal, 108(2)-S15.
- [3] Bustos, 2016. *Modelación tridimensional y estudio numérico del comportamiento sísmico de muros de hormigón armado, en un edificio habitacional en Chile*. Memoria para optar el título de ingeniero civil. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- [4] Cáceres, 2012. *Recopilación de información de daños por flexo-compresión en muros de hormigón armado para el terremoto del 27 de febrero del 2010 y estudio de demandas de deformaciones*. Memoria para optar el título de ingeniero civil. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- [5] Computers and Structures Inc, 2006. *PERFORM: COMPONENTS AND ELEMENTS*. For Perform-3D and Perform-Collapse. Berkeley, CA, 4ta edición.
- [6] Computers and Structures Inc, 2006. *PERFORMANCE BASED DESIGN, Using Nonlinear Analysis*. For Perform-3D and Perform-Collapse. Berkeley, CA, 4ta edición.
- [7] FEMA, 2000. FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [8] Herrera, 2014. *Estudio analítico de elementos de borde de muro sometidos a distintas configuraciones de confinamiento y pre-tracción*. Memoria para optar el título de ingeniero civil. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- [9] Lagos R., Küpfer M., Lindenberg., Bonelli P., Saragoni R., Guendelman T., Massone L., Boroschek R., Yañez F. 2013. *Seismic Performance of High-Rise Concrete Buildings in Chile*, International Journal of High-Rise Buildings.

- [10] INN, 2009, NCh433.Of1996 Mod.2009. "Diseño Sísmico de Edificios", Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [11] Massone L.M., Bonelli P., Lagos R., Lüders C., Moehle J., Wallave J.W., 2011. *Seismic Design and Construction Practices for RC Structural Wall Buildings*.
- [12] Massone L.M., Alfaro J., 2016. *Displacement and curvature estimation for the design of reinforced concrete slender walls*. XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA, Santiago, Chile.
- [13] MINVU, 2011. Diario Oficial No. 40133, Decreto Supremo N°61. "Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado", Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile.
- [14] MINVU, 2011. Diario Oficial No. 40133, Decreto Supremo N°60. "Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado", Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile.
- [15] Plaza, 2017. *Modelación no lineal, bidimensional y tridimensional de un edificio de hormigón armado*. Memoria para optar el título de ingeniero civil. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- [16] Wallace J.W., Massone L.M., Bonelli P., Dragovich J., Lagos R., Lüders C., Moehle J., 2011. *Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings*.

ANEXO A: FOTOS ADICIONALES



Figura A.1



Figura A.2

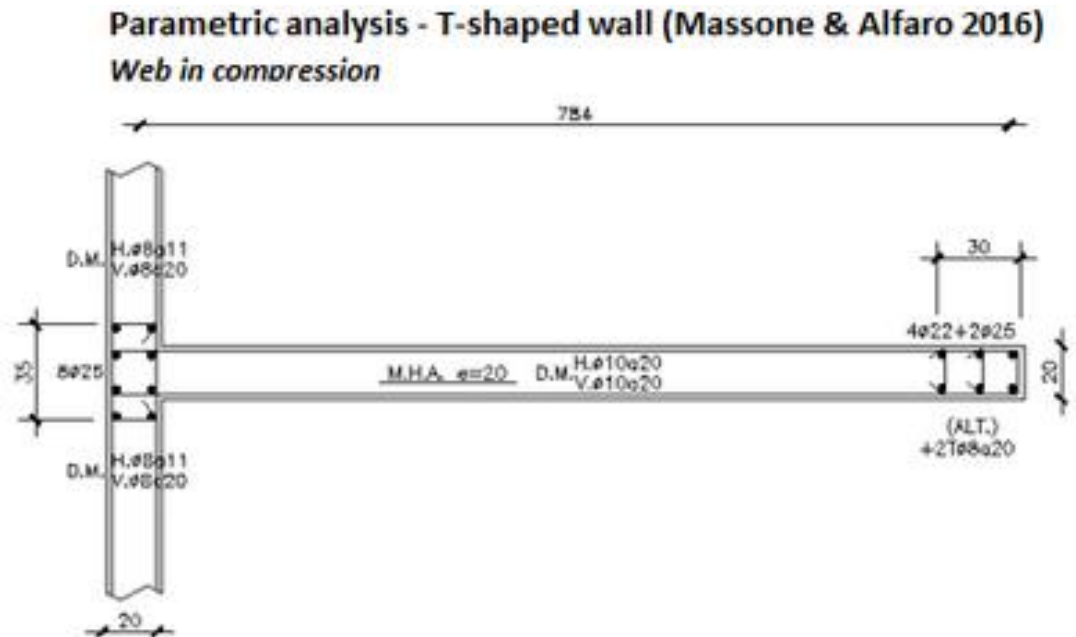


Figura A.3



Figura A.4

ANEXO B: ESTIMACIÓN DE CAPACIDAD ELÁSTICA



$$\rho_b = 0.04 \quad \text{Boundary reinforcement}$$

$$\frac{P}{f'cA_g} = 0.25$$

$$\alpha = 0.315\rho_b^{0.15} = 0.19$$

$$K = 1.32 + 1.67\frac{P}{f'cA_g} + 0.54\rho_b = 1.75$$

$$l_w = 7.84 \quad \text{m} \quad \text{Wall length}$$

$$\epsilon_y = 0.0021$$

$$\phi_y = \frac{K\epsilon_y}{l_w} = 0.00049 \quad \text{Yield curvature}$$

$$h_w = 59.4 \quad \text{m} \quad \text{Wall height}$$

$$\delta_y = \alpha\phi_y h_w^2 = 0.32 \quad \text{m} \quad \text{Yield top displacement}$$

0.0054 deriva