



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**EFECTO DE LA RIGIDEZ Y
RESISTENCIA DE LOSA EN EL
DESEMEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS
DE HORMIGÓN ARMADO.**

FRANCISCO JAVIER CARRASCO BUSTAMANTE

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

Profesor Supervisor:

MATÍAS ANDRÉS HUBE GINESTAR

Santiago de Chile, marzo, 2023.

A mi padres, hermanos, abuelos/as
y mis amigos, por apañarme siempre
en todo y con todo.

Agradecimientos.

Agradezco a mi padres por apoyarme en todo momento, por haberme dado la oportunidad de tener una excelente educación y siempre motivarme a dar lo mejor de mi.

A mis amigos de infancia, del sur y del basket por siempre darme motivos para estar agradecido de las personas que uno elige para hacer más agradable la vida.

A mi profesor Matías, por su tiempo y dedicación, quien con sus conocimientos y experiencia me aclaró dudas, ayudó a entender resultados y orientó en el desarrollo de este trabajo. Espero encontrarnos en un futuro, ya sea en la academia o mundo laboral.

A Elena, por su tiempo y paciencia para siempre responder dudas, inquietudes y aclarar problemas que surgían en el transcurso del Máster. Quedo atento. Muchas gracias. Saludos Cordiales.

Al ingeniero Mario Lafontaine, por ayudarme y responder consultas con respecto a la implementación del modelo de fibras en muros y análisis Pushover en ETABS.

Finalmente, agradecer a diversos profesores durante el Máster que me motivaron a seguir creciendo y aprendiendo para ser parte de los mejores: Rodrigo Jordán, Jorge Crempien, Christian Ledezma, Diego López-García y Hernán Santa María.

Índice de Contenidos

1. Introducción.	1
1.1. Estado del Arte.	3
1.1.1. Desempeño Sísmico en Edificios altos de hormigón armado en Terremoto del Maule 2010.	3
1.1.2. Efecto del Confinamiento.	4
1.1.3. Efecto de la Carga Axial.	6
1.1.4. Efecto del Espesor de muro.	6
1.1.5. Efecto de Armadura Distribuida.	7
1.1.6. Efecto de Acople entre muros.	7
1.1.7. Efecto de la Rigidez estructural en el desempeño sísmico de Edificios con muros de hormigón armado.	8
2. Modelación No Lineal de Muros y Vigas de Hormigón armado.	9
2.1. Leyes Constitutivas de los materiales.	9
2.1.1. Hormigón a Compresión	9
2.1.2. Acero de refuerzo.	12
2.2. Validación numérica Muro RW2, Thomsen & Wallace (1995).	13
2.2.1. Modelamiento del muro RW2 con rótulas plásticas en ETABS.	14
2.3. Validación numérica Muro TW2, Thomsen & Wallace (1995).	17
2.3.1. Modelamiento del muro TW2 mediante fibras en ETABS.	18
2.4. Análisis y Comentarios de Resultados.	20
3. Caso de Estudio.	22
3.1. Modelación, Análisis y Diseño.	22
4. Análisis No Lineal del Edificio de Estudio.	28
4.1. Modelo de rótulas plásticas en base a fibras del Edificio de estudio.	29
4.1.1. Materiales.	29
4.1.2. Discretización de Muros T.	30
4.1.3. Efecto de la losa.	32
4.2. Aplicación de Peso Propio.	35
4.3. Aplicación de Carga Lateral.	36
4.4. Comparación de rigidez y periodo.	37
5. Resultados Análisis Estático No Lineal.	38
5.1. Efecto de la reducción del momento de inercia de Losas.	38
5.2. Comportamiento Sísmico del edificio con acople de muros no lineal.	41
5.3. Efecto del refuerzo de losa.	48
6. Conclusiones.	53
7. Referencias.	55

Índice de Figuras

1.1.	Acople producido entre muros (ICH, 2022).	2
1.2.	Estructuración típica edificio residencial (Lagos et al., 2012).	3
1.3.	Daños en muros con confinamiento inadecuado (ICH 2020).	5
1.4.	Deformaciones y Esfuerzos internos Muro T.	5
1.5.	Fallas de estabilidad y pandeo de armadura en muros (ICH, 2020).	6
1.6.	Efecto de acople entre muros producido por losas (Ramos y Hube. 2021).	7
1.7.	Curvas de Pushover para 4 estructuras analizadas (Cando y Hube, 2020).	8
2.1.	Relación esfuerzo–deformación del modelo constitutivo del hormigón no confinado en compresión de Mander et al. (1984); Fuente: CSI (2008)	9
2.2.	Coefficiente de efectividad de confinamiento k_e . (Fuente: Prof. Rodrigo Jordán).	11
2.3.	Relación entre esfuerzos de confinamiento en direcciones perpendiculares (Fuente: Prof. Rodrigo Jordán).	11
2.4.	Relación esfuerzo-deformación del modelo para el acero de refuerzo; Fuente: CSI (2008).	12
2.5.	Geometría y armado del Muro RW2, Thomsen & Wallace (1995).	13
2.6.	Definición de curvas esfuerzo-deformación para materiales considerados en Modelo Muro RW2.	14
2.7.	Elevación de modelo muro RW2, vista del plano del muro.	15
2.8.	Definición de rótula plástica del Muro RW2, en fibras no lineales (Alendar & Milicevic, 2015).	15
2.9.	Definición de rótula plástica no lineales del Muro TW2 en ETABS.	16
2.10.	Definición de fibras de rótula plástica P-M3 en muro RW2 en ETABS.	16
2.11.	Resultados del análisis muro RW2 con rótula plástica en base a fibras.	16
2.12.	Geometría y armado del Muro TW2 analizado por Thomsen & Wallace, 1995.	17
2.13.	Modelo Muro TW2 con elementos Shell (ETABS Ultimate 20).	18
2.14.	Definición de la sección transversal del muro TW2 en términos de fibras no lineales (Alendar & Milicevic, 2015).	19
2.15.	Definición de fibras en rótulas plásticas del muro TW2.	19
2.16.	Resultados del análisis muro TW2 con rótulas plásticas en base a fibras.	20
2.17.	Resultados locales para deformaciones del acero de refuerzo en la base del muro TW2 (ETABS: línea continua, DIANA: línea punteada).	21
3.1.	Planta piso tipo Caso de Estudio.	22
3.2.	Modelo ETABS de edificio para Caso de Estudio.	23
3.3.	Demanda de corte de diseño en la altura en edificio caso de estudio.	24
3.4.	Deriva de piso medida en centros de masa en edificio caso de estudio.	25
3.5.	Diagramas de interacción muro T sometido a carga axial de $0.184f'_cA_g$.	26
3.6.	Detalle del refuerzo en muros T: elementos especiales de borde en ala y alma (izq), y en intersección ala-alma (der).	27
4.1.	Sección del edificio de estudio para análisis.	28
4.2.	Definición de curvas esfuerzo-deformación para materiales considerados en Modelo no lineal del edificio de estudio.	30
4.3.	Discretización de secciones de fibras en muro T del edificio de estudio.	30
4.4.	Reducción de resistencia elemento losa en ETABS (1=100 %).	32
4.5.	A) Relación fuerza-rotación generalizada para vigas de hormigón armado. B) Vista en planta de elemento frame con rótulas plásticas.	33

4.6.	Implementación de Rótula Plástica en ETABS; parámetros del caso $\rho = 0.002$	34
4.7.	Curva histéretica del tipo Takeda.	34
4.8.	Aplicación de cargas gravitacionales: a) Momentos en eje X (M11) [kN-m], b) Momento en eje Y (M22) [kN-m], c) Deformada final.	35
4.9.	Aplicación patrón de cargas laterales (kN): a) Vista en planta (Nivel 16); b) Vista 3D.	36
5.1.	Resultados del Análisis Estático no lineal para los 4 modelos con losa lineal (LS100, LS50, LS25 y LS10) y el modelo con losa no lineal (NLS2). Línea vertical corresponde a δ_u (0.31 %) de acuerdo al DS61.	38
5.2.	Resultados del Análisis Estático no lineal para los 4 modelos con losa lineal (LS100, LS50, LS25 y LS10) y el modelo con losa no lineal (NLS2). Carga Axial Normalizada en muros (C:compresión y T:tracción) vs drift de techo.	39
5.3.	Deformaciones en hormigón del edificio de estudio en modelo NLS2 para drift de techo de a) 0.05 %, b) 0.37 % (fluencia) y c) 0.64 % (falla).	41
5.4.	Razón de carga axial ($P/A_g f'_c$) v/s drift de techo en modelo NLS2.	42
5.5.	Fuerza de Corte normalizada (V/W) v/s drift de techo en modelo NLS2.	43
5.6.	Resultados modelo NLS2: A) Deformaciones unitarias a compresión en hormigón ($\delta = 0.64$ %); B) Relación constitutiva del hormigón no confinado G25.	43
5.7.	Momento solicitante v/s drift de techo en modelo NLS2.	44
5.8.	Análisis de sección transversal de muro T del edificio en estudio.	44
5.9.	Demanda de deformación en barras longitudinales (fibras) en la base de los muros del modelo NLS2.	46
5.10.	Relación esfuerzo-deformación en dirección longitudinal en la base de los muros del modelo NLS2.	46
5.11.	Momento [kN-mm] en rótulas plásticas de losas de acople entre muros. Rótula cercana a muro en Compresión (C) y a muro en Tracción (T).	47
5.12.	Resultados del análisis no lineal estático para modelos NLS2, NLS4 y NLS6. Línea vertical punteada indica el desplazamiento de diseño δ_u (0.31 %) de acuerdo al DS61.	48
5.13.	Carga axial normalizada obtenida en modelos NLS2, NLS4 y NLS6. Muros a tracción (rojo) y muros a compresión (azul).	49
5.14.	Corte basal normalizado obtenido en modelos NLS2, NLS4 y NLS6. Muros a tracción (rojo) y muros a compresión (azul).	49
5.15.	Momento basal [kN-m] obtenido en modelos NLS2, NLS4 y NLS6. Muros a tracción (rojo) y muros a compresión (azul).	50
5.16.	Demanda de deformación en barras longitudinales más exigidas en la base de cada muro T en modelos NLS2, NLS4 y NLS6. Fibra 1 (muro a tracción) y fibra 4 (muro a compresión).	51
5.17.	Momento solicitante [kN-m] en rótulas plásticas de elementos de acople entre muros en pisos 1 y 16 de modelos NLS2, NLS4 y NLS6.	51

Índice de Tablas

2.1.	Parámetros constitutivos calibrados para hormigón en compresión y acero en tracción del muro RW2.	13
2.2.	Parámetros constitutivos calibrados para hormigón en compresión y acero en tracción del muro TW2 (C:Confinado, NC: No Confinado).	17

3.1.	Propiedades dinámicas del edificio de estudio con muros T.	23
3.2.	Demanda de corte en edificio caso de estudio.	24
3.3.	Desplazamiento de techo según DS60 (MINVU, 2011).	26
4.1.	Propiedades de los materiales utilizados en modelo no lineal.	29
4.2.	Distancia al centro de sección, área de hormigón y acero de cada fibra en Alas del muro T.	31
4.3.	Distancia al centro de sección, área de hormigón y acero de cada fibra en Alma del muro T	31
4.4.	Modelos y parámetros principales del edificio de estudio.	33
4.5.	Parámetros de modelación Rótula Plástica en ETABS.	34
4.6.	Periodos fundamentales y masas traslacionales de modelos analizados.	37
5.1.	Resistencia máxima, Factor de sobrerresistencia γ_o y capacidad de deformación de modelos LS100, LS50, LS25, LS10 y NLS2.	40
5.2.	Parámetros globales obtenidos del análisis no lineal estático en modelos NLS2, NLS4 y NLS6.	48
5.3.	Resultados de análisis no lineal estático en rótulas plásticas de elementos de acople. . .	52

Resumen

Los muros estructurales de hormigón armado (HA) poseen una gran capacidad para soportar cargas sísmicas, controlar desplazamientos laterales y limitar daño en elementos no estructurales, por lo que son elementos estructurales fundamentales en edificios de gran altura, siendo el principal sistema resistente de fuerzas laterales en países sísmicos, como lo es Chile. Las distintas configuraciones en planta, propuestas por arquitectura en edificios residenciales, fuerzan la conexión de muros estructurales con losas, vigas y muros adyacentes, para así distribuir los espacios habitables. Es por esto que los edificios de muros de HA se comportan como sistemas estructurales acoplados, y deben ser estudiados rigurosamente como tal.

Actualmente existen diversos estudios sobre edificios de HA dañados durante el terremoto en Chile el año 2010, en donde se ha indicado que las losas cumplen un rol fundamental en el comportamiento sísmico de estos edificios. Precisamente, se ha concluido que la acción de acoplamiento entre muros y losas proporciona una resistencia lateral adicional en los edificios, asumiendo también una pérdida en su capacidad de deformación y aumento en la demanda de corte en algunos muros.

La motivación de este estudio resulta de poder comprender de mejor manera la interacción entre muros mediante elementos de acople en edificios de HA. El objetivo principal es identificar la manera en que la interacción tridimensional de los elementos involucrados en el acople afecta las demandas sísmicas de los muros de HA en edificios residenciales chilenos. Adicionalmente, se analiza el efecto del comportamiento no lineal de los elementos de acople para entender de mejor manera el comportamiento de estos edificios. Todo esto se realiza mediante modelos con muros no lineales, mientras que algunos modelos consideran losas lineales y otros losas no lineales.

La investigación se centra en la respuesta sísmica no lineal de edificios de muros de HA con losas de acoplamiento, tanto lineales como no lineales. Para esto, se crearon siete modelos 3D de un edificio de estudio que representa dimensiones típicas de una estructura residencial en Chile. Los modelos se construyeron en ETABS Ultimate, y la respuesta sísmica del edificio se evalúa mediante un análisis estático no lineal (Pushover). Los parámetros de respuesta considerados son: desplazamiento de techo, corte basal, momento y carga axial en muros. También se analizaron las demandas de deformaciones unitarias en muros y elementos de acople. Los resultados de los cuatro modelos con muros no lineales y losa lineal se utilizan para determinar la precisión de modelos con momento de inercia reducido en la losa, con respecto a representar la respuesta del edificio con comportamiento completamente no lineal. Los tres modelos con muros y losa no lineales se utilizan para evaluar el efecto de la cuantía de refuerzo en losa de acople sobre la respuesta sísmica del edificio de estudio. Se concluye que el modelo con losas lineales y momento de inercia reducido a un 10% es el que mejor logra predecir la relación fuerza-desplazamiento del modelo completamente no lineal. También, se observó que el aumento del refuerzo en el acople de muros aumenta la resistencia lateral del edificio, pero disminuye su capacidad de deformación. Finalmente, en base a los resultados obtenidos, se pueden realizar dos importantes recomendaciones para el diseño de edificios de HA: primero, utilizar un factor de reducción del momento de inercia de losa cercano a 0.25, para así simular el comportamiento de losas en modelos no lineales considerando losas elásticas; y segundo, sobre reforzar las losas de acople perjudica el desempeño sísmico del edificio, ya que disminuye su capacidad de deformación.

Abstract.

Reinforced concrete structural walls (RC) have a great capacity to withstand seismic loads, control lateral displacements, and limit damage to non-structural elements, making them fundamental structural elements in high-rise buildings, being the main resistant system for lateral forces in seismic countries, such as Chile. The different configurations proposed by architecture in residential buildings force the connection of structural walls with slabs, beams, and adjacent walls, in order to distribute habitable spaces. This is why RC wall buildings behave as coupled structural systems, and must be rigorously studied as such.

Currently, there are various studies on RC buildings damaged during the earthquake in Chile in 2010, where it has been indicated that slabs play a fundamental role in the seismic behavior of these buildings. Precisely, it has been concluded that the coupling action between walls and slabs provides additional lateral resistance in buildings, assuming also a loss in their deformation capacity and an increase in the demand for shear in some walls.

The motivation of this study is to better understand the interaction between walls through coupling elements in RC buildings. The main objective is to identify how the three-dimensional interaction of the elements involved in the coupling affects the seismic demands of RC walls in Chilean residential buildings. Additionally, the effect of the nonlinear behavior of the coupling elements is analyzed to better understand the behavior of these buildings. All of this is done through models with nonlinear walls, while some models consider linear slabs and others nonlinear slabs.

The research focuses on the nonlinear seismic response of RC wall buildings with coupling slabs, both linear and nonlinear. For this, seven 3D models of a study building were created, representing typical dimensions of a residential structure in Chile. The models were built in ETABS Ultimate, and the seismic response of the building is evaluated through a nonlinear static analysis (Pushover). The response parameters considered are: roof displacement, base shear, moment, and axial load in walls. The demands of unit deformations in walls and coupling elements were also analyzed. The results of the four models with nonlinear walls and linear slabs are used to determine the accuracy of models with reduced moment of inertia in the slab, with respect to representing the response of the building with completely nonlinear behavior. The three models with nonlinear walls and slabs are used to evaluate the effect of the amount of reinforcement in the coupling slab on the seismic response of the study building. It is concluded that the model with linear slabs and moment of inertia reduced to 10% is the one that best predicts the force-displacement relationship of the completely nonlinear model. Also, it was observed that increasing the reinforcement in the wall coupling slab increases the lateral strength of the building, but decreases its deformation capacity. Finally, based on the results obtained, two important recommendations can be made for the design of RC buildings: first, use a slab moment of inertia reduction factor close to 0.25, in order to simulate the behavior of slabs in nonlinear models considering elastic slabs; and second, over-reinforcing coupling slabs harms the seismic performance of the building, as it decreases its deformation capacity.

1. Introducción.

Chile se encuentra ubicado al sur de América del Sur, entre la cordillera de los Andes y el océano Pacífico. Tiene un ancho promedio de 200 km y un largo de 4270 km. A lo largo de la línea de la costa se encuentra la subducción de la placa de Nazca bajo la placa de Sudamérica, lo cual genera frecuentemente movimientos sísmicos del tipo interplaca. En consecuencia, Chile es caracterizado por tener el mayor índice de sismicidad en el mundo, que produce terremotos de gran magnitud cada 83 ± 9 años en la zona central del país. La sismicidad de Chile se encuentra controlada por la convergencia de la Placa de Nazca y Placa Sudamericana a una velocidad aproximada de 8 cm cada año. En 1960 en el sur de Chile, en Valdivia, ocurrió el terremoto de mayor magnitud registrado por la humanidad, de magnitud $M = 9.5$. La probabilidad de distintos tipos de terremotos significa que las estructuras pueden ser afectadas severamente por sismos cercanos como lejanos. Producto lo anterior, la práctica chilena asume que para una estructura, al menos un terremoto de gran magnitud va a ocurrir.

Con respecto al análisis y diseño de estructuras, Chile posee diferentes códigos de cargas y diseño, diferenciados principalmente por su funcionalidad o sistema estructural. Los códigos de carga son: NCh433 para edificios de oficinas y habitacionales; NCh2369 para estructuras industriales y NCh2745 para estructuras con aislación sísmica. Con respecto a los requisitos de diseño para estructuras de hormigón armado, históricamente se ha seguido el código ACI318-95 con algunas excepciones, siendo la más importante la exclusión del requerimiento de refuerzo transversal en elementos de borde de muros. Años más tarde, con la introducción del código NCh430.Of2008, esta exclusión fue removida. Dentro de los requisitos establecidos en NCh433.Of96 para el análisis de estructuras bajo fuerzas sísmicas, usados para diseñar la mayoría de las estructuras afectadas por el sismo del Maule en 2010 ($M_w = 8.8$) se destacan los siguientes:

- **Tipo de Análisis:** Análisis Modal Espectral lineal-elástico, con 5% de amortiguamiento y superposición modal CQC. La masa sísmica considerada es DL+0.25LL.
- **Torsión Accidental:** Excentricidad accidental en nivel k : $e = \pm 0.1b(Z_k/H)$ en cada dirección principal.
- **Límite superior e inferior para Corte Basal:** $IA_0P/6g \leq CorteBasal \leq 0.35SIA_0P/g$. Si el Corte Basal es inferior al corte mínimo, fuerzas y desplazamientos se deben escalar para exceder el mínimo. Si el Corte basal es superior al corte máximo, solamente las fuerzas deben ser escaladas para obtener el corte máximo.
- **Limitaciones de Drifts:** Para controlar la rigidez y rotación torsional en planta, incluyendo la torsión accidental en las fuerzas de diseño, los drift no deben superar:
 - Drift de entrepiso en el Centro de Masa: $\delta/h_{CM} \leq 0.002$.
 - Drift de entrepiso en cualquier punto de planta: $(\delta/h_{CM} - 0.001) \leq \delta/h_{CM} \leq (\delta/h_{CM})$

Dentro de los tipos de estructuras altas, en Chile se pueden clasificar de acuerdo a su uso en dos grandes categorías: residenciales y oficinas. La gran diferencia es que las oficinas requieren espacios abiertos en la planta, mientras que los residenciales deben tener particiones para proveer privacidad. Con respecto al sistema estructural utilizado en los edificios residenciales, se destacan: (1) Losa plana de hormigón armado, con luces de 5 a 8 m y espesores entre 14 a 18 cm, soportadas por muros de corte y por vigas invertidas en el perímetro; (2) Muros de hormigón armado como sistema resistente

de cargas laterales y verticales. Debido a esta configuración característica del sistema estructural residencial, menos del 1% de las estructuras (sobre 3 pisos) construidas entre 1985 y 2010 (9974 edificios) en la zona central sufrieron daños severos con consecuencia de demolición durante el terremoto del año 2010 (Lagos et al., 2012), lo cual desde un punto de vista estadístico, se considera como desempeño satisfactorio. Producto de la frecuencia de sismos de gran magnitud, han permitido que Chile se convierta en un laboratorio a escala natural, obteniendo evidencia empírica de estrategias que sirvan para limitar los impactos ocasionados por terremotos severos. La filosofía de diseño ha ido migrando en la búsqueda de un diseño resiliente, permitiendo a las estructuras recuperarse y volver a funcionar normalmente luego de un evento adverso.

En consecuencia, y producto de la geometría en planta impuesta por arquitectura, existen sectores en donde se produce un acople no necesariamente intencionado, entre distintos muros ocasionados por la losa (Figura 1.1). La modelación de estas zonas posee ciertas incertidumbres con respecto a su resistencia y rigidez: (1) Despreciar este acople ($EI=0$) subestima compresión y sobre estimar flexión en los muros, lo cual podría llevar a no reforzar dichos sectores; y (2) Sobre estimar este acople ($EI=EI_{bruto}$) sobre estima compresión y subestima flexión en los muros, lo cual podría llevar a sobre reforzar dichos sectores, por lo que bajarían las derivas de entrepiso, los periodos, el desplazamiento de techo, etc.

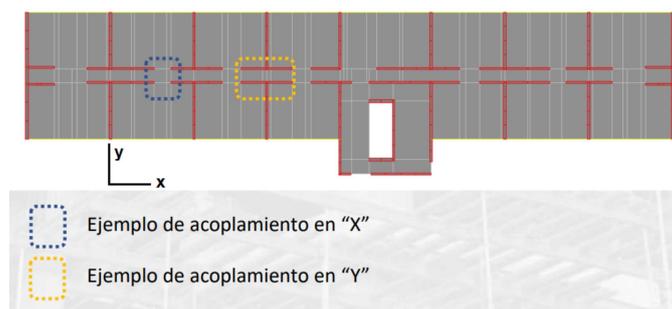


Figura 1.1: Acople producido entre muros (ICH, 2022).

Es por lo anterior que en este estudio se propone como objetivo principal evaluar, mediante modelos analíticos, la demanda sísmica que sufren los muros en estructuras de hormigón armado con losas de acople. Por otra parte, los objetivos específicos de este estudio son:

1. Estimar la demanda sísmica de carga axial, corte y momento basal de muros acoplados en estructuras de hormigón armado usando modelos lineales.
2. Analizar el efecto de acople entre muros al considerar diferentes momentos de inercia en el plano de la losa.
3. Estimar la demanda sísmica de carga axial, corte y momento basal de muros acoplados en estructuras de hormigón armado usando modelos no lineales.
4. Evaluar el efecto de la cantidad de refuerzo de losa en el desempeño sísmico de estructuras con muros de hormigón armado usando modelos no lineales.
5. Proveer recomendaciones en el diseño y análisis de estructuras con muros de hormigón armados acoplados por la losa de piso.

1.1. Estado del Arte.

En este capítulo se realiza una recopilación bibliográfica de investigaciones que explican las razones por las cuales los muros de los edificios Chilenos de hormigón armado sufrieron daños durante el terremoto del Maule 2010. La posibilidad de que la rigidez considerada en el diseño de los refuerzos de losas haya influido en el desempeño y posible origen de daños motivan a realizar el análisis experimental de esta tesis para analizar el impacto de la rigidez en el acople de muros y así buscar un diseño resiliente y económico.

Adicionalmente, en este capítulo se resume como han cambiado las características y criterios estructurales de los edificios habitacionales chilenos, junto con las respectivas normativas de diseño.

1.1.1. Desempeño Sísmico en Edificios altos de hormigón armado en Terremoto del Maule 2010.

Generalmente, los edificios habitacionales chilenos de hormigón armado tienen una estructuración en planta especial, denominada *fishbone*. La estructuración en planta corresponde a muros longitudinales a lo largo de un corredor central y muros transversales que se utilizan para separar departamentos y/o habitaciones (Figura 1.2).

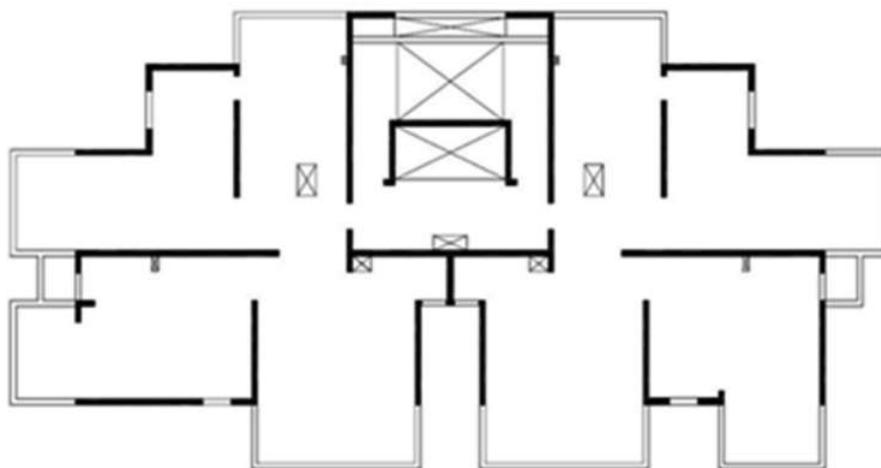


Figura 1.2: Estructuración típica edificio residencial (Lagos et al., 2012).

Los daños en edificios con estructuración tipo *fishbone* evidenciados en el terremoto de Viña del Mar en 1985 y Maule en 2010 fueron diferentes. Para el terremoto de Viña del Mar, en general, estos edificios tuvieron un muy buen desempeño, y menos del 4% de los edificios sufrieron daños (Riddell et al., 1987). Este buen comportamiento se explica por el alto porcentaje de área de muros respecto al área de planta. Esta razón es del orden de 2 – 4% en cada dirección (Lagos et al., 2012). Este alto porcentaje se debe a la norma vigente en esos años (DIN1950), que es bastante conservadora y que tiene como consecuencia que los edificios hayan sido bastante rígidos, y por lo tanto, la demanda de desplazamiento que impuso el terremoto fue relativamente baja.

Esta baja demanda de desplazamiento hizo que los muros, a pesar de que carecían de confinamiento de borde, no presentaran daños (Wood, 1991). Para este tipo de estructuras, Wood (1991) plantea que es posible tener muros esbeltos y carecer de confinamiento de borde si la estructura mantiene un drift controlado menor al 1%. Por este motivo, la NCh433 (Instituto Nacional de Normalización, 1996) eliminó el requisito de confinamiento de borde en los muros que establecía el capítulo 21 del American Concrete Institute (ACI), en 1995. Este requerimiento se volvió a incorporar en la NCH430 (Instituto Nacional de Normalización, 2008).

Para el experimento natural del terremoto del Maule en 2010, los edificios de hormigón armado tuvieron en general un buen comportamiento y menos de un 1% de los edificios habitacionales de más de 9 pisos sufrió daño severo (Massone et al., 2012). El daño se concentró principalmente en edificios de hormigón armado construidos después del año 2000. Dentro de los distintos factores indirectos, se encuentran el aumento en el mercado de la construcción, la aparición de software comercial de cálculo estructural y los requisitos arquitectónicos. Dentro de los edificios dañados, el porcentaje de área de muro es 3% en cada dirección, por lo cual el daño no se explica mediante este parámetro. Lo que sí puede asociarse a posibles causas de daños son que los edificios son más altos, más esbeltos, mayor número de irregularidades (Muros banderas) y muros de menor espesor. Por ende, al mantener constante el porcentaje de área de muro, la mayor altura de edificios implica un aumento en la carga axial en muros. Con respecto al espesor de muro, muchos edificios de más de 20 pisos tenían espesor de muro de hasta 15 y 20 cm (Massone et al., 2012).

1.1.2. Efecto del Confinamiento.

Una de las causas de los daños observados en los edificios chilenos en 2010 es debido al inadecuado confinamiento en los muros de hormigón armado. Esto se debe principalmente a: (1) Doblez de 90° en extremos de armadura horizontal y trabas; (2) razón entre espaciamiento de armadura transversal y diámetro de armadura vertical (s/d_b); y (3) Falta de armadura transversal en confinamiento en elementos de borde.

Se demostró que el doblez en 90° es inadecuado debido a que se abrió la armadura transversal, por lo que disminuyó la presión de confinamiento (Massone, 2012). Luego del terremoto de 2010, el Decreto Supremo 60 (DS60) exige que todo estribo o traba en una columna debe tener ambos extremos doblados en un ángulo igual o mayor que 135°, al igual que en muros que exijan confinamiento en borde.

El pandeo de barras verticales que se observó en los muros dañados se debe principalmente a la elevada razón s/d_b . Típicamente, las barras verticales de los muros tienen diámetros de 18 a 25 mm y están armadas transversalmente con barras de 8 mm de diámetro, espaciadas a 20 cm. Con esto, tenemos un valor de $s/d_b \approx 8-11$ (Wallace et al., 2012). Si la razón s/d_b es alta, es muy probable que las barras verticales comiencen a pandearse a una tensión baja (Ecuación 1). Luego de producirse el pandeo de la armadura vertical, el daño se propaga en la altura dos a tres veces el espesor del muro, para luego propagarse hacia el interior del muro (Wallace et al., 2012). Como la falla producida por el pandeo de barras verticales es de tipo frágil, el DS60 estableció como límite $s/d_b = 6$ en las zonas críticas de muros donde el refuerzo vertical puede entrar en rango no lineal y pandearse.

$$\left(\frac{s}{d_b}\right)_{cr} = \frac{\pi}{4k} \sqrt{\frac{E_t}{f_{cr}}} \quad (1.1)$$



Figura 1.3: Daños en muros con confinamiento inadecuado (ICH 2020).

En la norma chilena NCh433Of.1996, no era exigido considerar armadura de borde con estribos cerrados en bordes de muro, debido al buen desempeño mostrado por los edificios durante el terremoto de Viña del Mar de 1985. Por este motivo, varios edificios chilenos construidos desde el año 2000 carecen de confinamiento de borde. Esta situación se vuelve crítica en el caso de **Muros T**, típicos de edificios con estructuración *fishbone* (Figura 1.2). La demanda de deformaciones en la cabeza del alma de compresión es mayor que la demanda en muros rectangulares, ya que necesita una mayor área de hormigón para equilibrar la tracción del refuerzo en el ala (Figura 1.4). Es por esta razón que los muro T son más susceptibles al pandeo de barras verticales en zonas de alta solicitación sísmica (Figura 1.3).

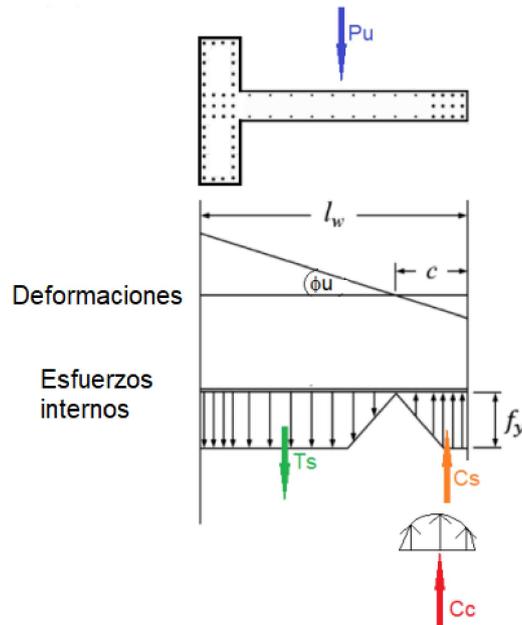


Figura 1.4: Deformaciones y Esfuerzos internos Muro T.

1.1.3. Efecto de la Carga Axial.

La disminución del espesor de los muros, la mayor altura de los edificios y la irregularidad vertical, que ocurre principalmente en el nivel de 'trancamiento' del edificio entre el primer nivel y primer subterráneo, hicieron que la carga axial de los muros se incrementara respecto a la carga axial de los muros en el terremoto de 1985. La tensión axial promedio considerando sólo cargas gravitacionales en los edificios dañados es de $0.12f'_c$. Si se incluye la carga axial sísmica, producto del acoplamiento entre muros, esta tensión aumenta a valores entre 0.2 y $0.5f'_c$ (Massone et al., 2012).

Muros sometidos a cargas axiales mayores tienen menor ductilidad, lo que implica que el elemento se deforme sin liberar energía hasta alcanzar una falla frágil. Considerando esto, al momento del terremoto del 2010, los códigos chilenos no establecían un límite para la carga axial que solicitan los muros, por lo cual se observaron fallas frágiles de flexo-compresión en los muros. Posteriormente, el DS60 limitó la máxima carga axial de compresión en muros a $0.35f'_cA_g$.

1.1.4. Efecto del Espesor de muro.

Los efectos asociados al espesor del muro son dos: (1) Pérdida de recubrimiento considerable, considerando 2 cm por lado. Esto resulta en una reducción de un 20 a 27 % de la sección del muro, generando una concentración del daño y menor resistencia (Wallace et al., 2012); (2) Inestabilidad lateral o pandeo fuera del plano.

Diversos investigadores han investigado la inestabilidad fuera de plano, como Paulay y Priestley (1993) que concluyeron que este fenómeno ocurre después de la falla frágil en flexo-compresión de los muros. Por esto, se incorporó en el DS60 un límite para la relación entre el espesor (t_w) y largo (l_w) del muro, en donde los muros con $t_w \leq \frac{l_w}{16}$ se deben diseñar considerando la inestabilidad lateral. Adicionalmente, en caso de que el análisis de esfuerzos arroje que el muro necesita ser confinado, el espesor mínimo del elemento confinado debe ser 30 cm como mínimo.

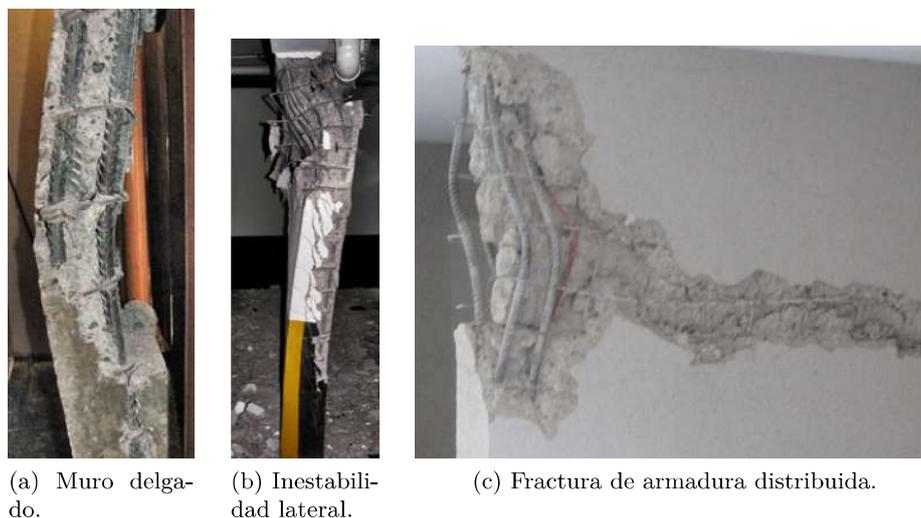


Figura 1.5: Fallas de estabilidad y pandeo de armadura en muros (ICH, 2020).

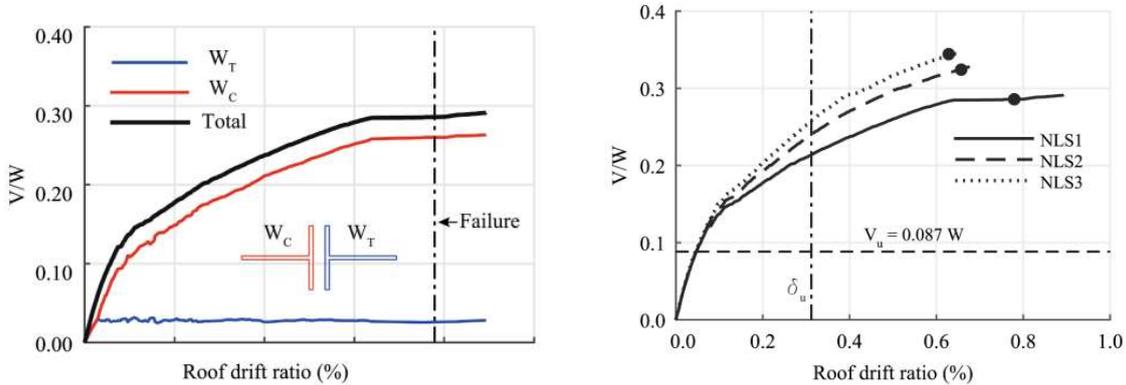
1.1.5. Efecto de Armadura Distribuida.

La cuantía de armadura longitudinal es un factor importante del desempeño sísmico de muros, ya que existen fallas y/o efectos asociados en muros con cuantía baja, sobretodo en Chile, que generalmente se diseñan muros con armadura mínima distribuida. El hecho de tener una baja cuantía longitudinal puede ocasionar una falla del tipo frágil para drifts de entrepiso mayores a un 1.5% o deformaciones del acero $\epsilon_s \geq 0.04$, producto de la fractura de la armadura vertical.

El hecho de tener una armadura vertical distribuida a lo largo de todo el muro ayuda a controlar la cantidad y expansión de grietas diagonales (Figura 1.5c). Por esto, el ACI318-11 exige una cuantía mínima de armadura distribuida de $\rho_l \geq 0.0025$. Cabe mencionar que la armadura distribuida mínima es adicional a la armadura vertical de borde.

1.1.6. Efecto de Acople entre muros.

Ramos y Hube (2021) estudiaron el efecto de acople que genera la losa entre muros T, donde se estudiaron 7 modelos de un edificio tipo para estudiar los efectos del comportamiento no lineal de las losas, la cuantía de refuerzo de losas, y la precisión que tiene considerar losas lineales con inercia reducida. Estos modelos arrojaron modos de falla del tipo flexural, caracterizándose por grandes deformaciones en compresión en el alma del muro T en estudio.



(a) Corte Basal normalizado por peso sísmico soportado por muro en compresión y tracción.

(b) Falla estructural (marcada con puntos) para distintas cuantías de refuerzo de losa ($\rho_{NLS1} > \rho_{NLS2} > \rho_{NLS3}$).

Figura 1.6: Efecto de acople entre muros producido por losas (Ramos y Hube, 2021).

Con respecto a los efectos observados en un modelo completamente no lineal, tanto en muros como losa, son que la fluencia del refuerzo de losa se registró previo a la fluencia del refuerzo del muro, para un drift de techo de 0.25%. La fuerza de corte transferida mediante la losa generó un aumento en la carga axial del muro, equivalente a un 78% de la carga axial gravitacional. Luego, se determinó que el muro sujeto a compresión toma aproximadamente 5 veces el momento en la base que el muro traccionado, lo cual es un efecto directo del nivel de rigidez que se le asigne al refuerzo de losa. Finalmente, se observó que el corte basal del muro en compresión alcanzó casi el 90% del corte basal de la estructura (Figura 1.6a).

Luego, con respecto a los efectos que genera la cuantía de refuerzo en losas a la respuesta sísmica de la estructura, se determinó que la capacidad de resistencia de la estructura en estudio aumentó si se aumenta la cuantía de refuerzo en losas, mientras que la capacidad de deformación disminuye (Figura 6b). Adicionalmente, la deformación de falla en compresión ($\epsilon_c = 0.008$) se alcanzó antes para el modelo con mayor cuantía de refuerzo en losa. Finalmente, el momento basal aumenta con el aumento de refuerzo de losa, ya que genera una mayor transferencia de esfuerzo axial al muro en compresión, cambiando su capacidad a flexión.

Finalmente, con respecto a la precisión de modelos lineales considerando reducción de inercia a flexión para representar la respuesta no lineal de la estructura (agrietamiento), la capacidad de resistencia de la estructura con losas lineales disminuye si se disminuye el momento de inercia, mientras que la capacidad de deformación aumenta. Se concluyó que considerar una inercia reducida del 25 % EI_{bruta} fuera del plano de la losa predice de manera adecuada la respuesta esfuerzo-desplazamiento del modelo con losas no lineales, hasta alcanzar el desplazamiento de diseño.

1.1.7. Efecto de la Rigidez estructural en el desempeño sísmico de Edificios con muros de hormigón armado.

Con respecto a la respuesta global de edificios de hormigón armado, Cando y Hube (2020) estudiaron el efecto que tiene la rigidez del sistema estructural en parámetros como la sobrerresistencia del edificio, ductilidad de desplazamiento, fragilidad para estados límites (Seguridad vital y Colapso) o la probabilidad de alcanzar estos estados en 50 años. Se realizaron análisis Pushover en un grupo de 4 edificios residenciales de 20 pisos, los que fueron diseñados en base al código vigente en Chile, incluyendo el DS60 y DS61.

Los resultados del análisis Pushover arrojaron que el factor de sobrerresistencia ($\Omega_0 = V_{max}/V_u$) disminuye y la ductilidad de desplazamiento ($\mu = \Delta_u/\Delta_y$) aumenta si la rigidez del sistema disminuye. El hecho de que aumente la ductilidad de desplazamiento en estructuras con menor rigidez, se atribuye al menor largo de muros, lo cual mejora la capacidad de rotación de los elementos, y también a que los edificios con menor rigidez requieren en todos sus muros elementos de borde confinados, lo cual mejora la capacidad de rotación en flexo-compresión. Esto se observa en la Figura 1.7, donde la estructura B1 es la más rígida y B4 la más flexible, además se indica con puntos redondos la fluencia y cuadrados el colapso de la estructura.

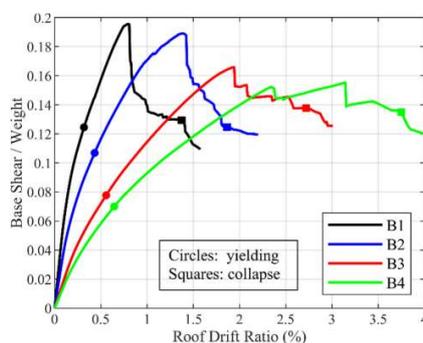


Figura 1.7: Curvas de Pushover para 4 estructuras analizadas (Cando y Hube, 2020).

2. Modelación No Lineal de Muros y Vigas de Hormigón armado.

Este capítulo presenta información detallada de la calibración del modelo analítico que se realizó en el programa comercial ETABS Ultimate v20.3.0 y la comparación del mismo con los resultados experimentales del muro TW2 de hormigón armado ensayado por Thomsen y Wallace (1995).

Para el modelamiento de los muros, se utilizó un elemento tipo “shell” de cuatro nodos, donde para modelar el comportamiento no lineal de la sección se discretiza en fibras, que representan el material mediante diversas leyes constitutivas de acero y hormigón. Los elementos tipo "shell" de cuatro nodos presentan un total de 24 grados de libertad, 6 grados de libertad por nodo (3 desplazamientos y 3 giros). Este tipo de elementos son estables ante cargas perpendiculares y en el plano. Además, cabe mencionar que se considera adherencia completa entre fibras de hormigón ortotrópico y acero, modelados con leyes constitutivas biaxiales.

Para la comparación se utilizó un análisis no lineal estático monotónico (pushover), con cargas puntuales en la parte superior del muro simulando la carga axial a la que se sometió el muro TW2. El algoritmo utilizado para la solución de problemas no lineales que viene incorporado en el programa es el de Newton – Raphson, hasta un desplazamiento objetivo.

2.1. Leyes Constitutivas de los materiales.

El hormigón es modelado como material plano ortotrópico, en base a leyes constitutivas uniaxiales de deformaciones promedio en las direcciones principales, considerando el modelo de Darwin Pecknold modificado para el comportamiento bidimensional del material. Este modelo consiste en asumir que la relación esfuerzo - deformación uniaxial del material puede ser aplicado a lo largo de cada eje principal, asumiendo también que las direcciones principales de deformación coinciden con las direcciones principales de tensión.

2.1.1. Hormigón a Compresión

Para el comportamiento del hormigón no confinado a compresión se utilizó la ley constitutiva desarrollada por Mander et al. (1984).

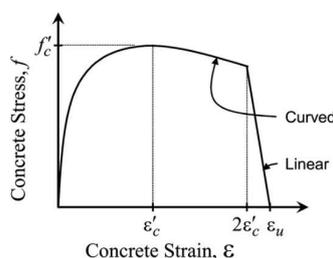


Figura 2.1: Relación esfuerzo–deformación del modelo constitutivo del hormigón no confinado en compresión de Mander et al. (1984); Fuente: CSI (2008)

$$f_c = \begin{cases} \text{si } \epsilon \leq 2\epsilon'_c \implies f_c = \frac{f'_c x r}{r-1+x^r} \\ \text{si } 2\epsilon'_c \leq \epsilon_c \leq \epsilon_0 \implies f_c = \left(\frac{2f'_c r}{r-1+2^r}\right) \left(\frac{\epsilon_u - \epsilon}{\epsilon_u - 2\epsilon'_c}\right) \end{cases}$$

Donde:

- f'_c es la capacidad de resistencia del hormigón en compresión.
- ϵ'_c es la deformación unitaria correspondiente a f'_c en compresión.
- E es el módulo de elasticidad del hormigón.
- ϵ_u es la deformación unitaria máxima.
- $x = \epsilon_c / \epsilon'_c$
- $r = E / (E - \frac{f'_c}{\epsilon'_c})$

El aumento de capacidad de resistencia del hormigón confinado se logra mediante el armado de éste en la dirección transversal, utilizando estribos y/o trabas. Generalmente, los modelos consideran una presión lateral de confinamiento otorgada por estos elementos, lo que demora la expansión del hormigón, mejorando así su capacidad de carga y deformación. La relación entre tensión y deformación, propuesta por Mander et al. (1988) para definir el comportamiento del hormigón confinado se basa en la ecuación presentada por Popovics (1973) (Ecuación 2.1).

$$f_{cc}(\epsilon_{cc}) = \frac{f'_{cc} r \left(\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon'_{cc}}\right)}{r - 1 + \left(\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon'_{cc}}\right)^r} \quad (2.1)$$

Donde:

- f'_{cc} es la capacidad máxima del hormigón confinado.
- ϵ'_{cc} es la deformación máxima asociada a f'_{cc} .
- f'_{c0} es la capacidad máxima del hormigón no confinado.
- ϵ'_{c0} es la deformación máxima asociada a f'_{c0} .
- $e'_{cc} = \epsilon'_{c0} [1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}}\right) - 1]$

Para calcular la capacidad máxima del hormigón confinado, éste modelo considera una zona central efectiva de confinamiento, y da expresiones para poder calcularla. En particular, asume un confinamiento efectivo en la altura y en la sección con formas parabólicas con ángulos iniciales de 45°. El modelo define el coeficiente de efectividad del confinamiento como la razón entre el área efectiva de confinamiento y el área total del núcleo de hormigón descontando el área de las barras longitudinales (A_{st}) (Figura 2.2). Luego, se equilibran las fuerzas laterales que ejerce el hormigón y la reacción de la armadura transversal en ambas direcciones (sección rectangular) y en una altura s (separación de estribos), para obtener la tensión final f'_{cc} según la ubicación del punto $f(\frac{f'_{2e}}{f'_c}, \frac{f'_{3e}}{f'_c})$ en el gráfico de la Figura 2.3.

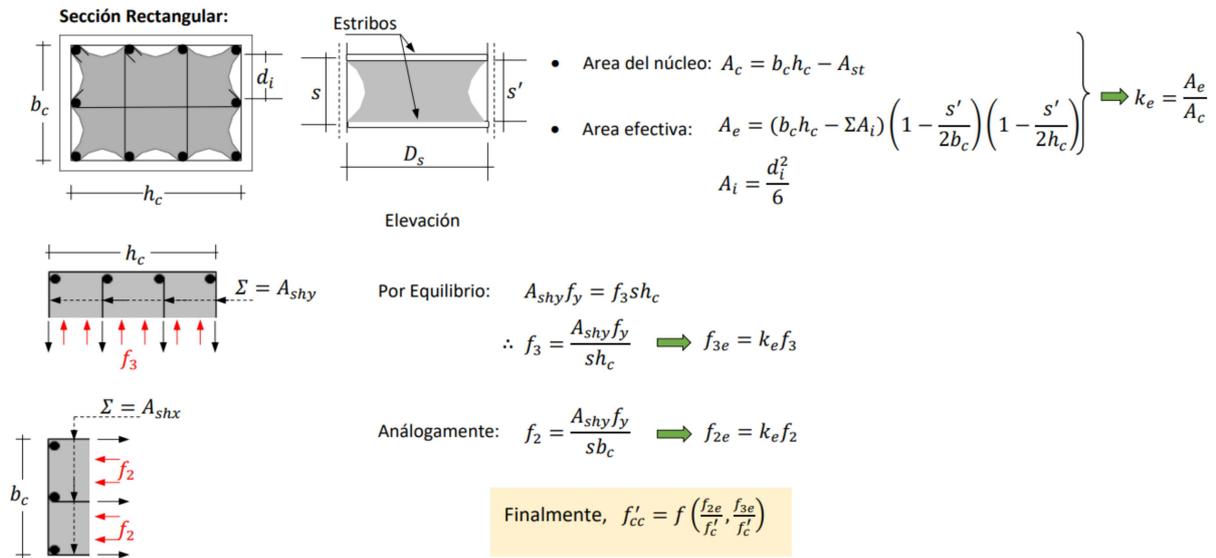


Figura 2.2: Coeficiente de efectividad de confinamiento k_e . (Fuente: Prof. Rodrigo Jordán).

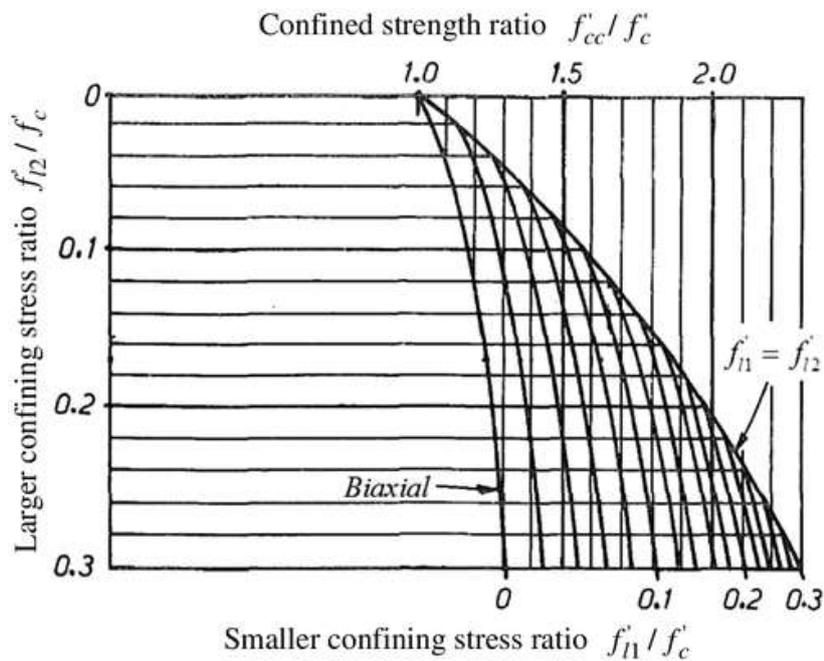


Figura 2.3: Relación entre esfuerzos de confinamiento en direcciones perpendiculares (Fuente: Prof. Rodrigo Jordán).

2.1.2. Acero de refuerzo.

La ley constitutiva uniaxial del acero corresponde a la curva de Park et al. (1982), la cual considera un endurecimiento mediante una función empírica. La curva esfuerzo–deformación está formada por tres regiones: elástica, perfectamente plástica y endurecimiento.

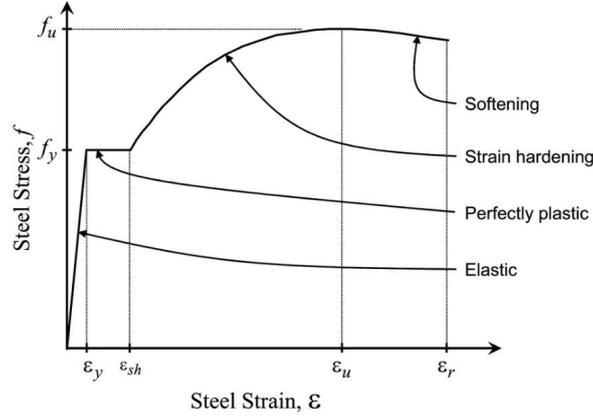


Figura 2.4: Relación esfuerzo-deformación del modelo para el acero de refuerzo; Fuente: CSI (2008).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Rango elástico } \epsilon_s \leq \epsilon_y \implies f_s = E_s \epsilon_s \\ \text{Rango plástico } \epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_{sh} \implies f_s = f_y \\ \text{Rango endurecimiento } \epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su} \implies f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^p \text{ con } p = E_{sh} = \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \end{array} \right.$$

Donde:

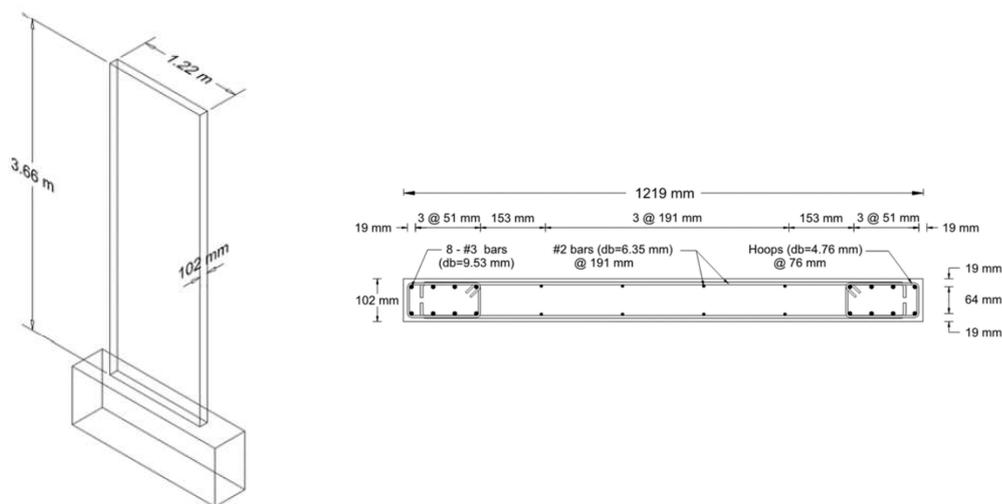
- f_y es el esfuerzo de fluencia de la barra de acero.
- f_u es el esfuerzo último de la barra de acero.
- ϵ_{sh} es la deformación unitaria de la barra de acero al comienzo del endurecimiento.
- ϵ_{su} es la deformación unitaria cuando se alcanza la capacidad última f_u en la barra de acero.
- E_s es el módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

El comportamiento del acero de refuerzo, generalmente, en la práctica común se aproxima a un comportamiento bilineal, en donde primero se deforma elásticamente y luego de forma plástica. Valores comunes utilizados en cálculo estructural chileno consideran $E_s = 2100 \text{ ton/cm}^2$, $E_{sh} = 70 \text{ ton/cm}^2$ (módulo plástico), $\epsilon_{sh} \approx \epsilon_y$ o $5\epsilon_y$ y $\epsilon_{su} \approx 0.1$ a 0.15 . Por ejemplo, para un acero de refuerzo A630-420H, la norma NCh200 exige:

- tensión de fluencia f_y : 4.2 ton/cm^2 (min) y 5.8 ton/cm^2 (max).
- tensión última f_{su} : 6.3 ton/cm^2 (min).
- $f_{su}/f_y > 1.25$.

2.2. Validación numérica Muro RW2, Thomsen & Wallace (1995).

El muro rectangular **RW2** ensayado por Thomsen et al. (1995) tiene una sección transversal de 1.22m x 0.102m y una altura total de 3.66m, con una razón de aspecto igual a 3. Se modeló mediante el método de asignación de rótula plástica con discretización en fibras, en el software de análisis estructural ETABS Ultimate, en su versión 20.3.0. La Figura 2.5a muestra las propiedades geométricas del muro RW2, mientras que la Figura 2.5b muestra la sección transversal y el posicionamiento de las barras de refuerzo.



(a) Geometría del Muro RW2 (Thomsen & Wallace, 1995). (b) Sección Transversal y posición de barras de refuerzo en Muro RW2 (Thomsen & Wallace, 1995).

Figura 2.5: Geometría y armado del Muro RW2, Thomsen & Wallace (1995).

Tabla 2.1: Parámetros constitutivos calibrados para hormigón en compresión y acero en tracción del muro RW2.

Material	Parámetro	RW2	
		Puntas (Confinado)	Alma (No Confinado)
Hormigón Compresión	f'_c [MPa]	47.6	42.8
	ϵ'_c	0.0033	0.0021
	E_c [GPa]	31.03	31.03
	ϵ_{cr}	0.0037	0.0022
Barra No. 3 en tracción	σ_y [MPa]	395	-
	E_0 [GPa]	200	-
	b	0.0185	-
Barra No. 2 en tracción	σ_y [MPa]	-	336
	E_0 [GPa]	-	200
	b	-	0.035

Las propiedades de los materiales utilizados para simular el muro RW2 se presentan en la Tabla 2.1, donde las propiedades del hormigón confinado a compresión siguen la relación constitutiva propuesta por Mander et al. (1988), presentada en la sección 2.1.1. Para el hormigón a tracción se consideró una resistencia $f_t' = 2.03$ MPa y deformación unitaria de $\epsilon_t = 8 * 10^{-5}$, mientras que para el acero a compresión se consideró $\sigma_y = 434$ MPa, $E_0 = 200$ GPa.

2.2.1. Modelamiento del muro RW2 con rótulas plásticas en ETABS.

El método de rótula plástica con fibras consiste en describir la sección transversal en fibras de acero u hormigón individualmente, las cuales representan cierta área del material y su posición en la sección transversal del muro. El material asignado a cada fibra debe tener definida una curva esfuerzo-deformación según una ley constitutiva. En este caso, se consideraron los valores descritos en la Tabla 1 y las respectivas curvas esfuerzo-deformación, siguiendo las leyes constitutivas presentadas en la sección 2.1, según el material que corresponda (Figura 2.6).

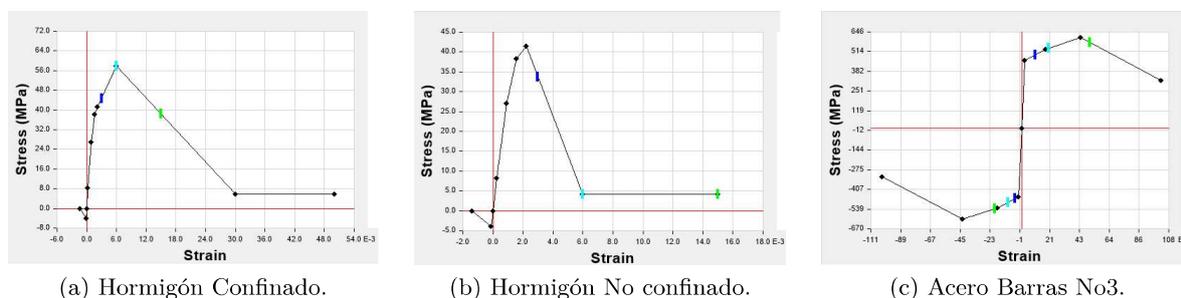


Figura 2.6: Definición de curvas esfuerzo-deformación para materiales considerados en Modelo Muro RW2.

El modelo se dividió en 4 pisos de 0.915m cada uno, donde se asignó una rótula plástica en base a fibras en el primer piso. En una primera etapa, el modelo se sometió a una carga axial constante de $0.07f_c' A_g$, equivalente a 378 kN, que corresponde a lo aplicado por los gatos hidráulicos en el experimento. Esta carga se dividió en forma proporcional al área y se aplicó en ambos extremos del muro RW2 como carga puntual (Figura 2.7a). Posteriormente, el modelo se sometió a un análisis no lineal estático (Pushover) cíclico, con desplazamiento controlado siguiendo un patrón de cargas laterales (Figura 2.7b). Se realizaron 8 ciclos con un aumento en el desplazamiento de techo de $\Delta 10$ cm, hasta alcanzar los desplazamientos máximos registrados en el experimento en ambas direcciones.

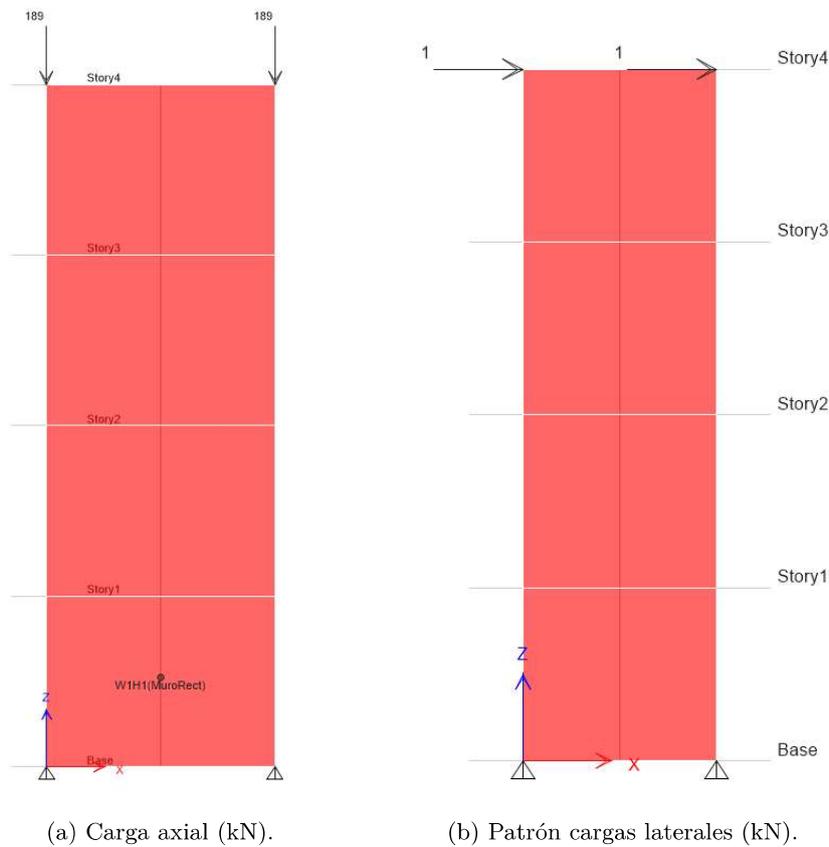


Figura 2.7: Elevación de modelo muro RW2, vista del plano del muro.

La discretización de la sección transversal en fibras de acero y hormigón (confinado o no confinado) se muestra en la Figura 2.8. En ETABS se debe ingresar como rótula plástica del tipo dúctil, con interacción de esfuerzos axiales y momentos en el plano del muro en base a fibras (Fiber P-M3), como se muestra en la Figura 2.9. Luego, se debe ingresar área, coordenadas y material de cada una de las fibras (Figura 2.10).

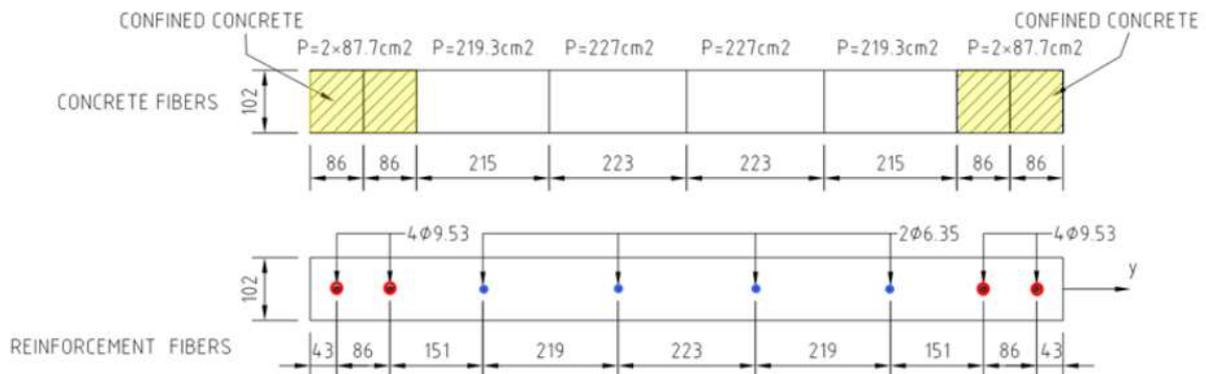


Figura 2.8: Definición de rótula plástica del Muro RW2, en fibras no lineales (Alendar & Milicevic, 2015).

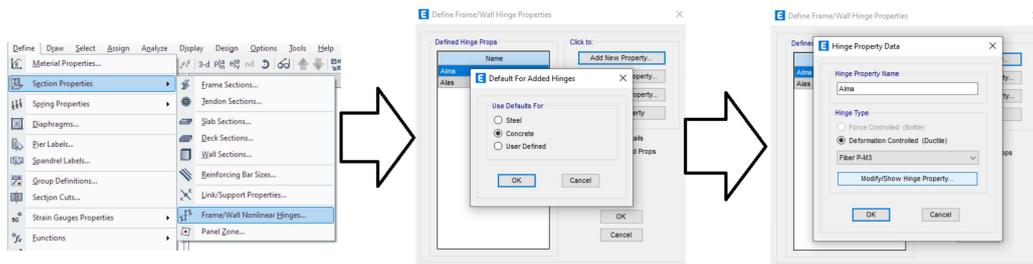


Figura 2.9: Definición de rótula plástica no lineales del Muro TW2 en ETABS.

Fiber	Area cm ²	Coord2 mm	Material	Stress Strain Curve
1	87.7	-567	HNOCONF	SSC1
2	2.9	-567	AceronConf	SSC1
3	87.7	-481	HNOCONF	SSC1
4	2.9	-481	AceronConf	SSC1
5	219.3	-330.5	HNOCONF	SSC1
6	0.6	-330.5	AceronConf	SSC1
7	227.5	-111.5	HNOCONF	SSC1
8	0.6	-111.5	AceronConf	SSC1
9	227.5	111.5	HNOCONF	SSC1
10	0.6	111.5	AceronConf	SSC1

Figura 2.10: Definición de fibras de rótula plástica P-M3 en muro RW2 en ETABS.

Los resultados obtenidos para la curva fuerza-deformación de este modelo y los experimentales se muestran en la Figura 2.11.

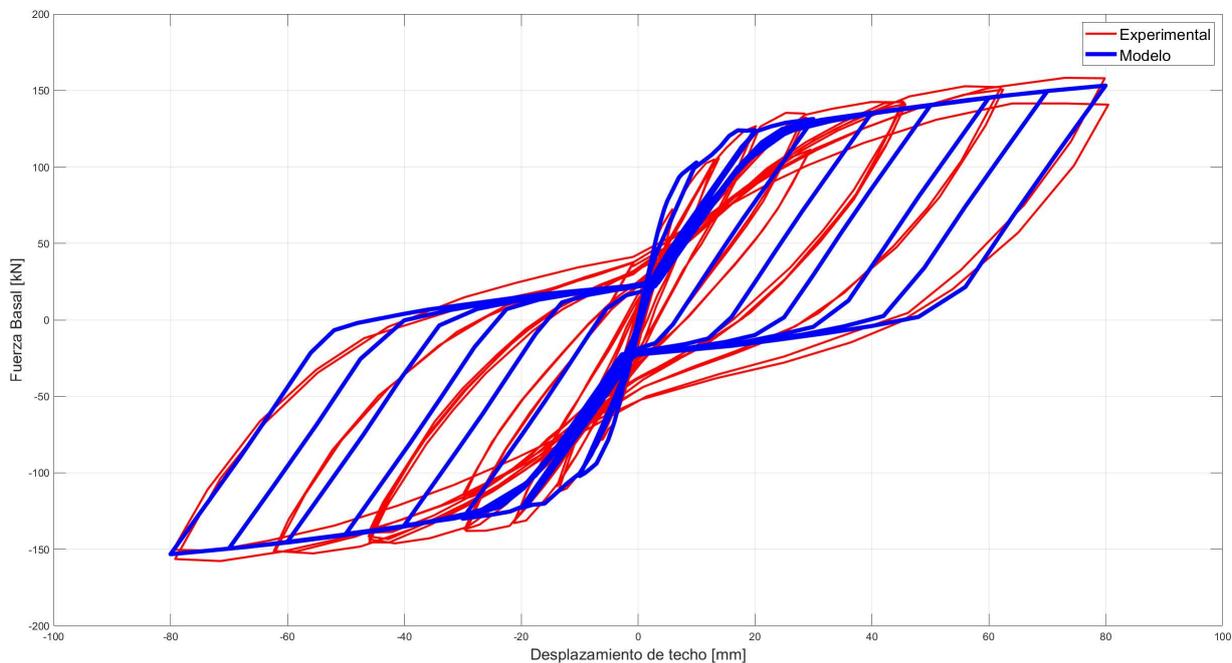
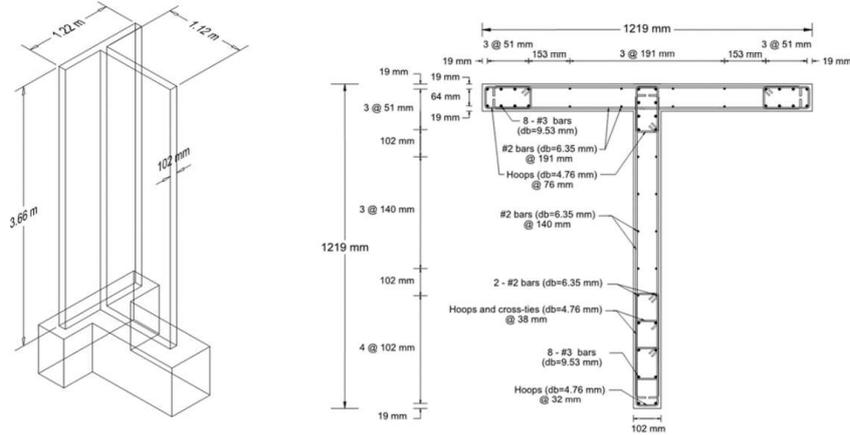


Figura 2.11: Resultados del análisis muro RW2 con rótula plástica en base a fibras.

2.3. Validación numérica Muro TW2, Thomsen & Wallace (1995).

El muro con forma de T **TW2** tiene una sección transversal de 1.12m x 0.102m, con un ala de sección de 1.22m x 0.102m y una altura total de 3.66m. Este espécimen, al igual que el muro RW2, se modeló mediante el método de asignación de rótula plástica con discretización en fibras. La Figura 2.12a muestra las propiedades geométricas del muro TW2, mientras que la Figura 2.12b muestra la sección transversal y el posicionamiento de las barras de refuerzo.



(a) Geometría del Muro TW2 (Thomsen & Wallace, 1995). (b) Sección Transversal y posición de barras de refuerzo en Muro TW2 (Thomsen & Wallace, 1995).

Figura 2.12: Geometría y armado del Muro TW2 analizado por Thomsen & Wallace, 1995.

Tabla 2.2: Parámetros constitutivos calibrados para hormigón en compresión y acero en tracción del muro TW2 (C:Confinado, NC: No Confinado).

Material	Parámetro	TW2				
		Ala (C.)	Ala (NC.)	Ala-Alma (C.)	Alma (NC.)	Alma (C.)
Hormigón Compresión	f'_c [MPa]	43.9	42.8	43.9	42.8	57.1
	ϵ_c	0.0024	0.0021	0.0024	0.0021	0.0056
	E_c [GPa]	31.03	31.03	31.03	31.03	31.03
	ϵ_{cr}	0.0025	0.0022	0.0025	0.0022	0.0073
Barra No. 3 en tracción	σ_y [MPa]	395	-	395	-	387
	E_0 [GPa]	200	-	200	-	200
	b	0.0185	-	0.0185	-	0.02
Barra No. 2 en tracción	σ_y [MPa]	-	336	-	356	-
	E_0 [GPa]	-	200	-	200	-
	b	-	0.035	-	0.0295	-

Las propiedades de los materiales utilizados para simular el muro TW2 se presentan en la Tabla 2.2, donde las propiedades del hormigón confinado a compresión siguen la relación constitutiva propuesta por Mander et al. (1988), presentada en la sección 2.1.1. Tanto para las propiedades del hormigón a tracción y del acero a compresión se utilizaron los mismos valores utilizados en el muro RW2. Estos valores fueron obtenidos y calibrados mediante ensayos realizados y presentados por Orakcal & Wallace (2006).

2.3.1. Modelamiento del muro TW2 mediante fibras en ETABS.

Se aplicó el mismo método de modelamiento que en el muro RW2, método de rótula plástica con fibras. El material asignado a cada fibra debe tener definida una curva esfuerzo-deformación según una ley constitutiva. En este caso, se consideraron los valores descritos en la Tabla 2.2 y las respectivas curva esfuerzo-deformación, siguiendo las leyes constitutivas presentadas en la sección 2.1 según el material que corresponda. Las propiedades elásticas de los materiales son consideradas para el comportamiento fuera del plano de los muros (ala y alma)

El modelo se dividió en 4 pisos de 0.915m cada uno, donde se asignó rótula plástica de fibras en el primer nivel. Tanto el Ala como el Alma son considerados como un solo elemento shell, sin discretizar, ya que son las fibras las que imponen esto (Figura 2.13a). En una primera etapa, el modelo se sometió a una carga axial constante de $0.07f'_cA_g$ (727.4 kN), que corresponde a lo aplicado por los gatos hidráulicos en el experimento. Esta carga se dividió en forma proporcional al área y se aplicó como carga puntual en alas y alma (Figura 2.13b). Posteriormente, el modelo se sometió a un análisis no lineal estático (Pushover) cíclico, con desplazamiento controlado siguiendo un patrón de cargas laterales (Figura 2.13c). Se realizaron 9 ciclos con un aumento en el desplazamiento de techo de $\Delta 10$ cm, hasta alcanzar los desplazamientos máximos registrados en el experimento en ambas direcciones. Cabe destacar que este análisis se realiza solamente en la dirección del plano del alma, por lo cual el comportamiento del ala se rige por las propiedades elásticas del material.

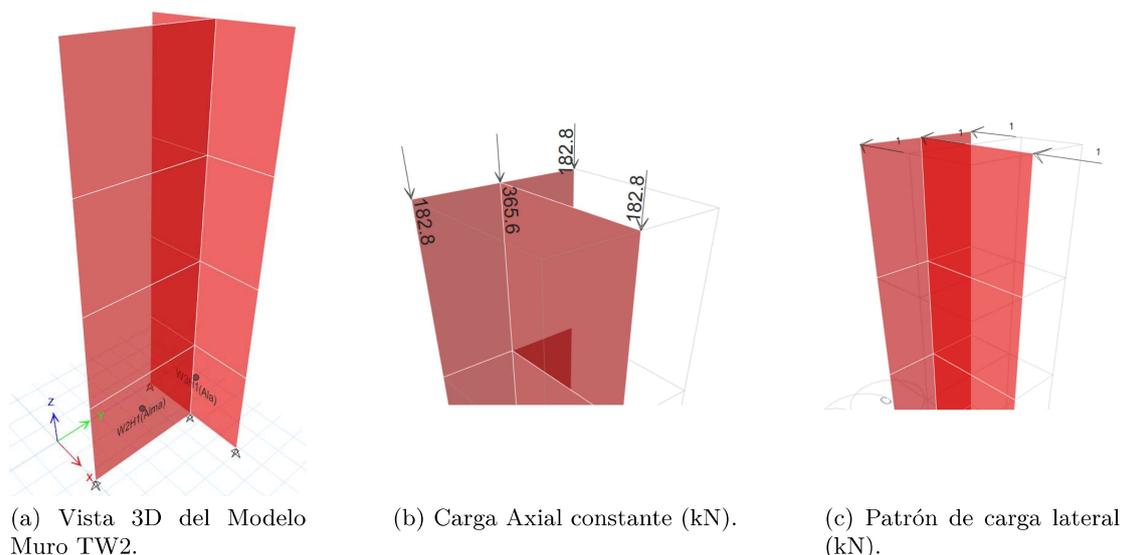


Figura 2.13: Modelo Muro TW2 con elementos Shell (ETABS Ultimate 20).

La discretización de la sección transversal en fibras de acero y hormigón (confinado o no confinado) se muestra en la Figura 2.14. Se realizó un procedimiento análogo al muro RW2 para definir las fibras que componen la rótula plástica, con la diferencia que en este caso se realizan 2: una rótula con las fibras del alma, y otra con las fibras del ala. En cada caso, se debe ingresar área, coordenadas y material de cada una de las fibras según corresponda al ala (Figura 2.15a) o al alma (Figura 2.15b). Al introducir las coordenadas de las fibras, el programa considera la mitad del segmento rectangular como el origen de coordenadas.

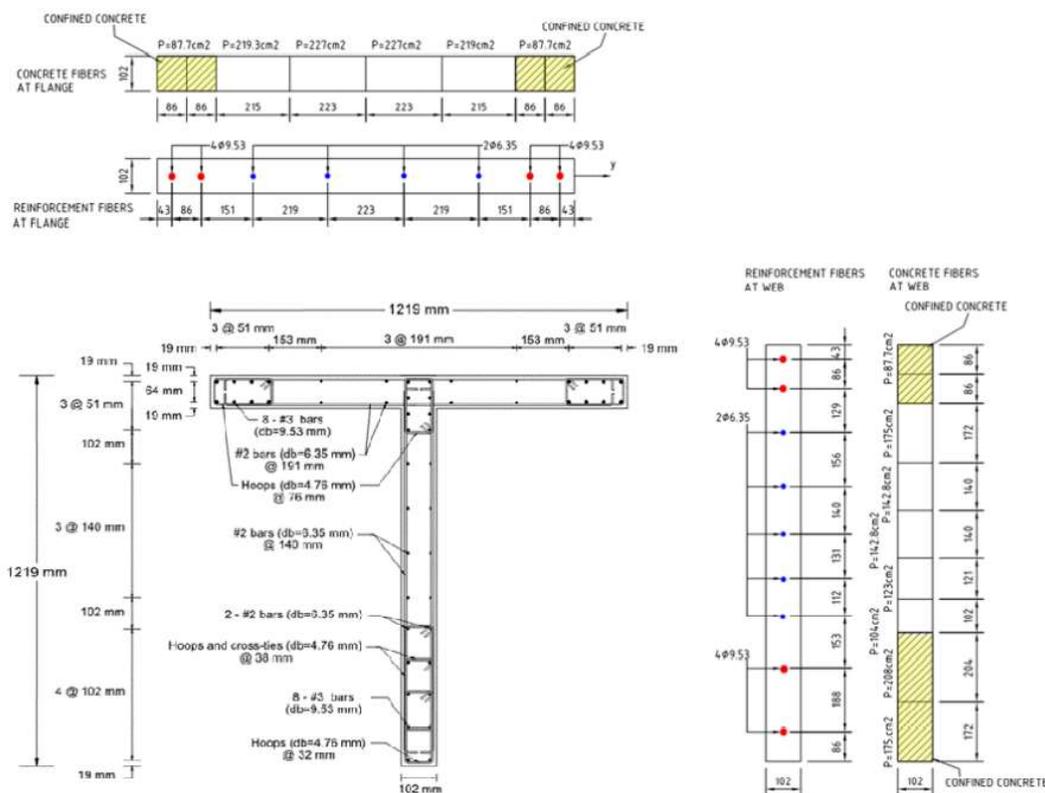


Figura 2.14: Definición de la sección transversal del muro TW2 en términos de fibras no lineales (Alendar & Milicevic, 2015).

Fiber	Area cm ²	Coord2 mm	Material // Stress Strain Curve
1	87.7	-587	HNOCONF /// SSC1
2	2.9	-587	AcerONOCONF /// SSC1
3	87.7	-481	HNOCONF /// SSC1
4	2.9	-481	AcerONOCONF /// SSC1
5	219.3	-330.5	HNOCONF /// SSC1
6	0.6	-330.5	AcerONOCONF /// SSC1
7	227.5	-111.5	HNOCONF /// SSC1
8	0.6	-111.5	AcerONOCONF /// SSC1
9	227.5	111.5	HNOCONF /// SSC1
10	0.6	111.5	AcerONOCONF /// SSC1

(a) Fibras rótula plástica Ala.

Fiber	Area cm ²	Coord2 mm	Material // Stress Strain Curve
1	2.9	-527	AcerONCONF /// SSC1
2	175.4	-527	HCONFALA /// SSC1
3	2.9	-339	AcerONCONF /// SSC1
4	208.1	-339	HCONFALA /// SSC1
5	0.6	-186	AcerONOCONF /// SSC1
6	104	-186	HNOCONF /// SSC1
7	0.6	-74.5	AcerONOCONF /// SSC1
8	123.4	-74.5	HNOCONF /// SSC1
9	0.6	56	AcerONOCONF /// SSC1
10	142.8	56	HNOCONF /// SSC1

(b) Fibras rótula plástica Alma.

Figura 2.15: Definición de fibras en rótulas plásticas del muro TW2.

Los resultados obtenidos para la curva fuerza-deformación de este modelo y los experimentales se muestran en la Figura 2.16.

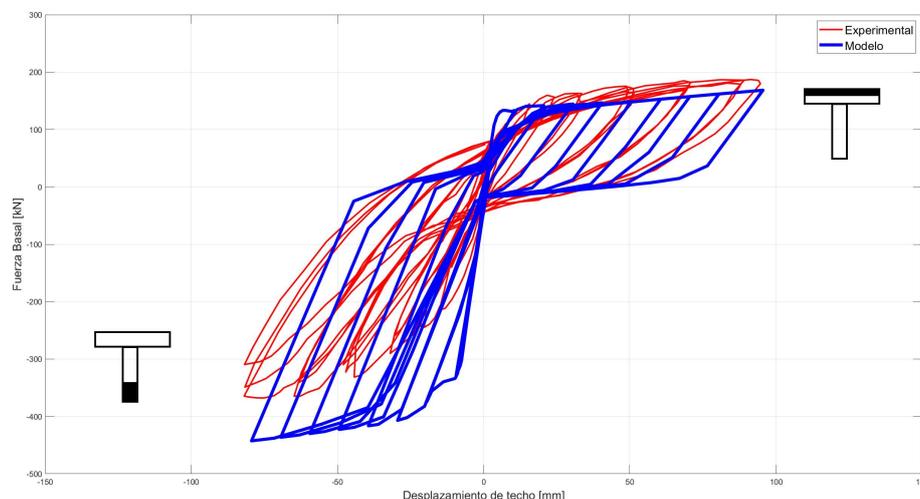


Figura 2.16: Resultados del análisis muro TW2 con rótulas plásticas en base a fibras.

2.4. Análisis y Comentarios de Resultados.

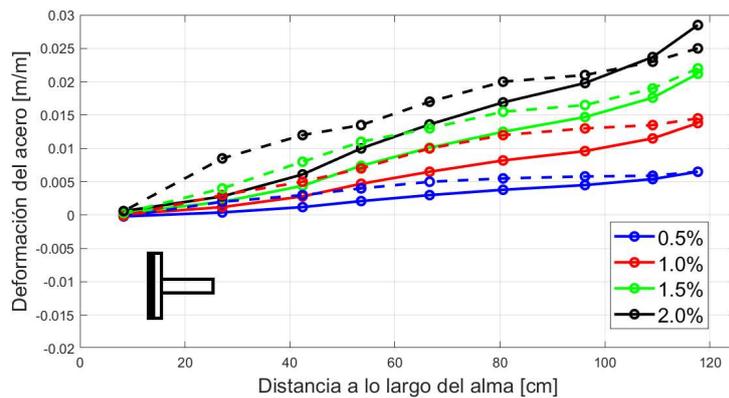
Al analizar los resultados obtenidos tanto para el muro rectangular RW2 (Figura 2.11) y para el muro en T TW2 (Figura 2.16), se puede concluir que el método rótulas plásticas en base a fibras tiene ventajas y desventajas para capturar el comportamiento de muros estructurales.

Con respecto al muro rectangular RW2, se observa que el método de fibras sobrestima la rigidez inicial del muro. También, al final del experimento, se observa una degradación en la capacidad y rigidez del muro en la dirección positiva, debido al pandeo del refuerzo longitudinal y este fenómeno no es capturado por el modelo, ya que este método no considera pandeo de barras de refuerzo, sino adherencia perfecta entre hormigón y acero. En términos generales, se puede decir que el método de rótulas plásticas en base a fibras puede capturar el comportamiento no lineal de muros estructurales rectangulares de manera razonablemente bien. En términos cuantitativos, para el máximo desplazamiento de techo, el modelo subestima la capacidad en aproximadamente 4%.

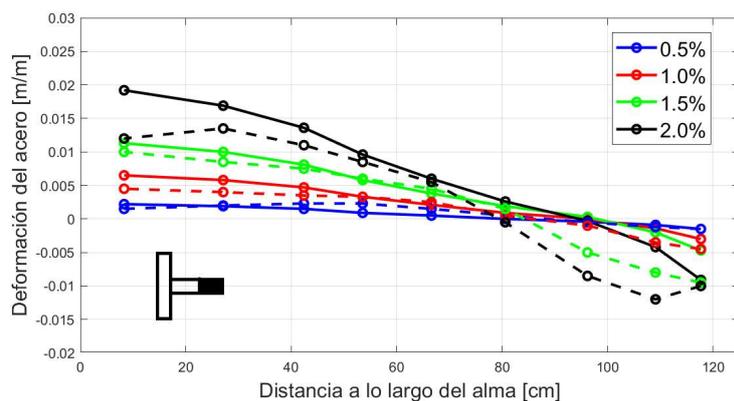
Por otro lado, al observar los resultados del muro en T TW2, se sobrestima la rigidez inicial de la estructura en ambas direcciones. Cuando el ala se encuentra en compresión, el modelo puede capturar de manera aproximada la capacidad de deformación de muros T, obteniendo una resistencia 7% menor a la experimental. Al contrario, cuando el ala se encuentra completamente en tracción, el modelo sobrestima la capacidad del muro T, obteniendo una resistencia 20% mayor a la experimental. La marcada diferencia en este último caso entre los resultados experimentales y analíticos puede ser explicado por la distribución de deformaciones no lineales a tracción del ala. Los resultados experimentales entregan deformaciones a tracción del ala siguiendo un comportamiento no lineal en todo su ancho, mientras que en el modelo no, ya que como se dijo anteriormente, las propiedades fuera del plano del ala siguen un comportamiento elástico ya que las rótulas consideradas reemplazan solamente el comportamiento axial y momento en el plano (P-M3). Las diferencias obtenidas son

similares a las obtenidas por Ugalde et al. (2019) al modelar el muro TW2 en el software de análisis estructural Perform3D.

Finalmente, con respecto a la respuesta local del muro TW2 del modelo ETABS, se obtuvieron las deformaciones de las barras de refuerzos a lo largo del alma para distintos drift de techo (Figura 2.17). Se observa que siguen un comportamiento esperado, donde al comprimir el ala el eje neutro es muy cercano al borde del ala, debido a la gran sección de hormigón en compresión, por lo cual la mayoría de las barras se encuentran en tracción. Por otro lado, al comprimir el alma, vemos como existe un eje neutro más desplazado hacia el centro del muro, producto de la poca sección de hormigón en compresión, por lo cual existen barras sometidas a compresión. Es en este caso donde puede ocurrir pandeo de las barras de refuerzo entre los ciclos de carga y descarga de los resultados experimentales, disminuyendo así la resistencia del muro, lo cual si bien es capturado por el modelo en cuanto a deformaciones, no considera la pérdida de rigidez por pandeo. Estos resultados son similares a los obtenidos por Ramos y Hube (2020) al modelar el muro TW2 en el software de análisis estructural DIANA, los cuales se presentan como líneas punteadas en la Figura 2.17. Se observa que la mayor diferencia entre los modelos ETABS y DIANA ocurre al traccionar el ala, lo cual corrobora el comportamiento obtenido de sobre estimar la resistencia en esta situación, junto con el aporte del resto de la armadura del ala que permanece con comportamiento elástico.



(a) Resultados Ala en compresión.



(b) Resultados Alma en compresión.

Figura 2.17: Resultados locales para deformaciones del acero de refuerzo en la base del muro TW2 (ETABS: línea continua, DIANA: línea punteada).

3. Caso de Estudio.

Como se dijo anteriormente, los edificios habitacionales chilenos se caracterizan por tener una configuración en planta con un pasillo longitudinal central estructurado con muros largos y muros más pequeños de manera transversal que separan los departamentos (Jünneman et al. 2015). Generalmente, los muros en direcciones transversales se conectan para formar secciones transversal en forma de C, L, T, entre otras. Los muros se conectan entre sí por trozos de losas reforzados, mientras que las vigas se usan generalmente en estos edificios para soportar los balcones.

La geometría del edificio para el caso de estudio fue determinada considerando las características de 36 edificios dañados estudiados por Jünneman et al. (2015). El caso de estudio tiene 16 pisos idénticos sin subterráneos. La altura de piso es de 2.6m, por lo que la altura total del edificio es de $H = 41.6m$. Con respecto a las dimensiones en planta, se tiene un largo de 36m y un ancho de 18m (Figura 3.1). La razón de esbeltez del edificio, definido como el cociente entre la altura total y la menor dimensión en planta, es 2.31, lo cual es equivalente al promedio de este valor de los edificios estudiados por Jünneman et al. (2015). El espesor de la losa de piso es de 15 cm en todos los pisos, que corresponde a un valor comúnmente usado en los edificios chilenos. En planta se tienen 8 muros T de iguales dimensiones y espesor de 30cm en alas y almas, para así poder incluir confinamiento en las puntas, lo cual es requerido por el código de diseño vigente (MINVU 2011). El largo total de alma de los muros es de 765cm y el de alas es de 750cm, mientras que el ancho del pasillo central del edificio es de 1.8m, medido desde el eje de las alas de los muros T (Figura 3.1).

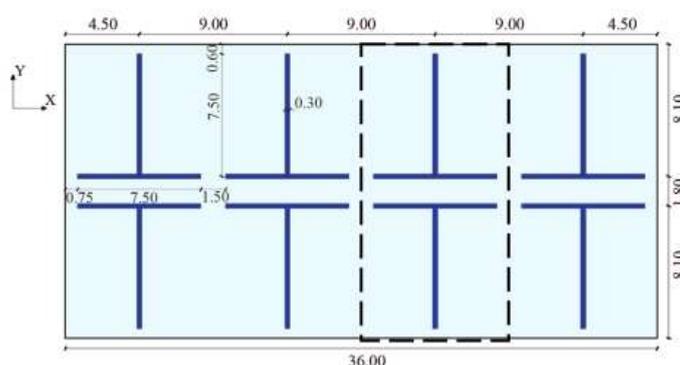


Figura 3.1: Planta piso tipo Caso de Estudio.

3.1. Modelación, Análisis y Diseño.

Se realizó un modelo elástico lineal mediante elementos finitos, con elementos del tipo placa 'shell-thin' tanto para losas como para muros (Figura 3.2). La estructura se asume construida sobre un suelo tipo C y zona sísmica 2, en Santiago, de acuerdo al DS61 (MINVU 2011). Se consideró un diafragma rígido en el plano de las losas en cada piso y se despreció la interacción suelo-estructura, ya que este estudio no contempla el análisis y diseño de fundaciones. Con respecto a las cargas muertas (D), esta considera el peso propio de los elementos estructurales y se consideró $2kN/m^2$ de carga uniforme distribuida en losas; las cargas vivas (L) se consideraron como una carga uniforme distribuida de $2kN/m^2$ en toda la planta de cada piso.

Los materiales considerados en este modelo elástico lineal, se consideró un hormigón G25 con resistencia a la compresión de $f'_c = 25MPa$, mientras que para el acero de refuerzo se tiene una resistencia de fluencia $f_y = 420MPa$. Finalmente, la demanda sísmica se obtuvo mediante un análisis espectral lineal, de acuerdo al código chileno NCh433 (MINVU 2011).

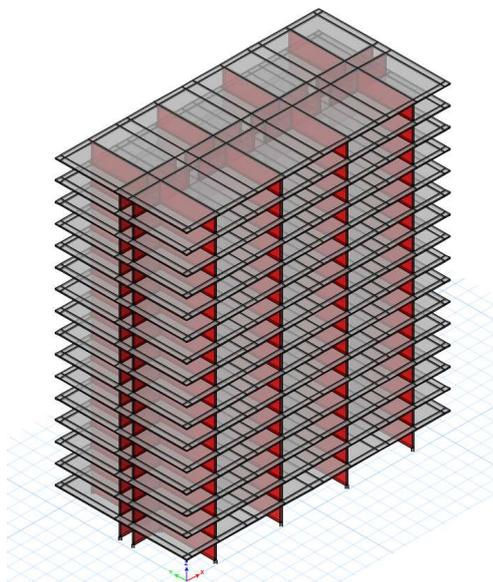


Figura 3.2: Modelo ETABS de edificio para Caso de Estudio.

Considerando la combinación de esfuerzos $D + 0.25L$ para el cálculo de peso sísmico, se obtuvo un peso de $0.986tonf/m^2$, lo cual es muy cercano al peso habitual en Chile de $1tonf/m^2$ (Lagos et al., 2012). Las características dinámicas del edificio se presentan en la Tabla 3.1, donde se indica peso sísmico total, periodos en las tres direcciones principales y los porcentajes de masa modal de cada uno de ellos.

Tabla 3.1: Propiedades dinámicas del edificio de estudio con muros T.

Parámetro	Dirección		
	X	Y	Z
Peso Sísmico [kN]	100290.8	100290.8	-
Periodo [s]	0.733	0.619	0.692
Masa Modal fundamental [%]	67.91	66.41	66.57
Masa Modal total [%]	95.08	96.04	96.02

Los valores obtenidos para N_t/T , cociente entre número de pisos y periodo fundamental, son 21.82 (1/seg) en dirección X y 25.85 (1/seg) en Y, los cuales son consistentes con los valores reportados para edificios de hormigón armado en base a muros en Chile (Jünemann et al., 2015). Con respecto al índice de rigidez H/T , tenemos 56.75 m/seg en X y 67.21 m/seg en Y, por lo que este edificio califica como una estructura de rigidez normal de acuerdo a Gündelman y Lindenberg (2010). Según lo anterior, una estructura califica como rígida con un índice superior a 70 m/seg.

Para el diseño de los muros del edificio del caso de estudio se utilizó el espectro de diseño de la norma NCh433 (INN,2009), con las modificaciones establecidas en el DS61 (MINVU, 2011). Se calcularon los cortes basales elásticos y reducidos, donde se consideró una torsión accidental del 0% en la base y 10% en el techo, interpolando linealmente en la altura. Los valores obtenidos asociados a los cortes basales se presentan en la Tabla 3.2, donde se observa que la estructura queda levemente controlada por el corte mínimo en la dirección X. La Figura 3.3 muestra la distribución del corte en la altura producto del sismo reducido actuando en ambas direcciones, donde se observa que los mayores valores de corte se generan en la base del edificio, alcanzando un 5.2% del peso sísmico en la dirección X y 6.1% del peso sísmico en la dirección Y.

Tabla 3.2: Demanda de corte en edificio caso de estudio.

Parámetro	Dirección	
	X	Y
Corte Basal mínimo [kN]	5263	5263
Corte Basal máximo [kN]	11053	11053
Factor de Reducción de respuesta (R^*)	7.87	7.43
Corte Basal elástico (E) [kN]	39790	45734
Corte Basal reducido (E/R^*) [kN]	5053	6128
Corte Basal de Diseño (V) [kN]	5263	6128
Factor de reducción final (R^{**})	7.56	7.43
Factor de corrección en modelo ($1/R^{**}$)	0.132	0.135

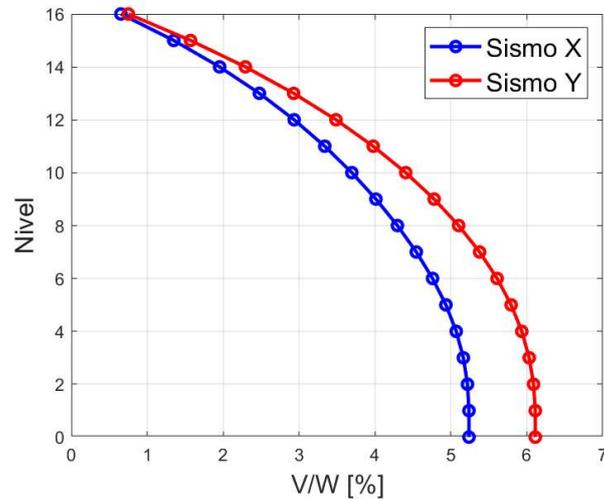


Figura 3.3: Demanda de corte de diseño en la altura en edificio caso de estudio.

Con respecto a las derivas de entrepiso en la altura, medidas en el centro de masa de cada piso, se presentan en la Figura 3.4, para el sismo reducido actuando en ambas direcciones. Se verificó que estas derivas no superara el valor 0.002 establecido en la norma NCh433 (INN, 2009), además de verificar que la deriva máxima en cualquier punto de cada piso no excediera en más de 0.001 a la deriva del centro de masa del piso respectivo. Se observa que la máxima deriva en la dirección X corresponde a un 23.9% del límite normativo y se alcanza en los pisos 12 y 13, mientras que en la dirección Y corresponde a un 29.8% del límite normativo y se alcanza en el piso 10.

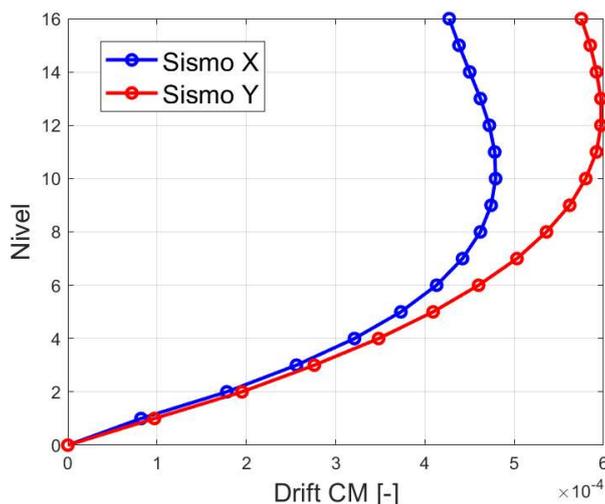


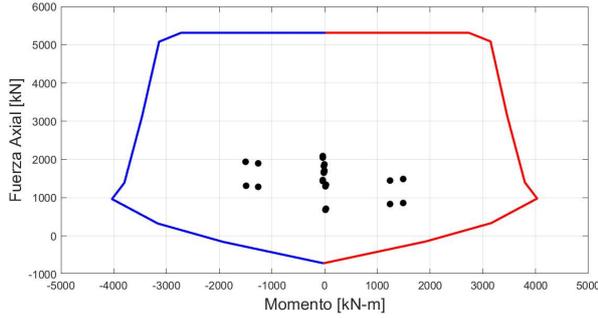
Figura 3.4: Deriva de piso medida en centros de masa en edificio caso de estudio.

Para la definición de la armadura de los muros se consideraron las combinaciones de cargas establecidas en la norma NCh3171 (INN, 2010). Se combinaron los esfuerzos internos de cada muro y se realizó una curva de interacción de la sección completa de un muro T con armadura mínima, dada por una cuantía de $\rho = 0.25\%$ (ACI, 2014). Por análisis, se requirió utilizar armadura de borde adicional en el alma para satisfacer las condiciones de diseño en la dirección Y, mientras que para el sismo en la dirección Y no se requirió aumentar la armadura de borde mínima. Los diagramas de interacción para el muro T en ambas direcciones junto con los esfuerzos solicitantes flexo-compresión de las distintas combinaciones se muestran en la Figura 3.5. Con esto, la armadura de borde del alma queda compuesta por 8 capas $\phi 18a15$.

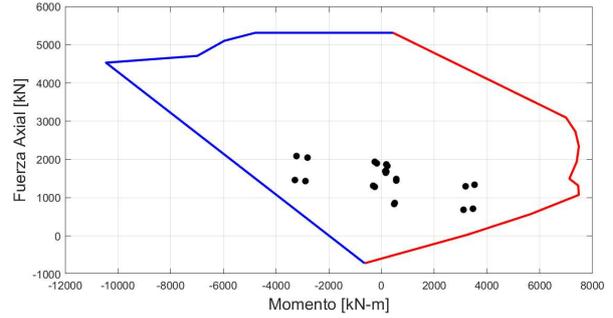
La longitud a confinar y la deformación unitaria máxima en el hormigón se calcularon según las disposiciones del DS60 (MINVU, 2011). Para esto, se requiere calcular el desplazamiento de techo en cada dirección de análisis, para lo cual es necesario obtener el periodo agrietado (T_{ag}) y el pseudo espectro de desplazamientos asociado a las características del proyecto (Suelo, Zona, etc). La ubicación del eje neutro asociada a la mayor carga axial de las combinaciones de carga se obtuvo de la curva de interacción desarrollada. La carga axial máxima del muro debido a las combinaciones de diseño corresponde a $0.184f'_cA_g$ (2091 tonf). Los valores de desplazamiento de techo (δ_u) se presentan en la Tabla 3.3, cuando el sismo actúa en dirección X e Y.

Tabla 3.3: Desplazamiento de techo según DS60 (MINVU, 2011).

Parámetro	Dirección	
	X	Y
T_{ag}	1.10	0.93
δ_u [cm]	16.03	12.99
δ_u/H_w	0.0039	0.0031



(a) Interacción en dirección X (plano del ala).



(b) Interacción en dirección Y (plano del alma).

Figura 3.5: Diagramas de interacción muro T sometido a carga axial de $0.184f'_cA_g$.

Del análisis seccional se obtuvo que el largo a confinar en el alma del muro es aproximadamente 46 cm, mientras que en las puntas del ala 50 cm. Por motivos prácticos en la modelación no lineal mediante fibras del muro, se decidió extender el largo confinado para abarcar toda la armadura de borde adicional en el alma, con una extensión de $L_c = 115\text{cm}$. También, a pesar de no requerir, se decidió incorporar un largo de confinamiento $L_c = 70\text{cm}$ en la intersección ala-alma. Por otro lado, se decidió replicar la armadura de borde y confinamiento del alma en las puntas del ala. Con esto, se consideró una cuantía longitudinal de $\rho = 1.23\%$ en los elementos de borde de ala y alma, mientras que en la intersección ala-alma $\rho = 1.3\%$. La cuantía de refuerzo transversal en los elementos especiales de borde fueron calculados con fin de satisfacer los requerimientos del DS60 (MINVU, 2011). Para el refuerzo longitudinal distribuido en alas y alma del muro se consideró la cuantía mínima normativa de $\rho = 0.0025$ (ACI 2019), lo cual en un muro de espesor 30cm se logra con dos capas de $\phi 10$ mm cada 20 cm. Con respecto al diseño al corte, se logra controlar las solicitaciones sísmicas con el refuerzo transversal mínimo normativo, tanto en ala y alma, lo cual corresponde nuevamente a $\phi 10$ mm cada 20 cm (Figura 3.6). Finalmente, cabe destacar que los esfuerzos considerados en el diseño son los obtenidos para los muros T 'externos' en la planta, ya que son mayores que a los muros T 'interiores' (Figura 3.1).

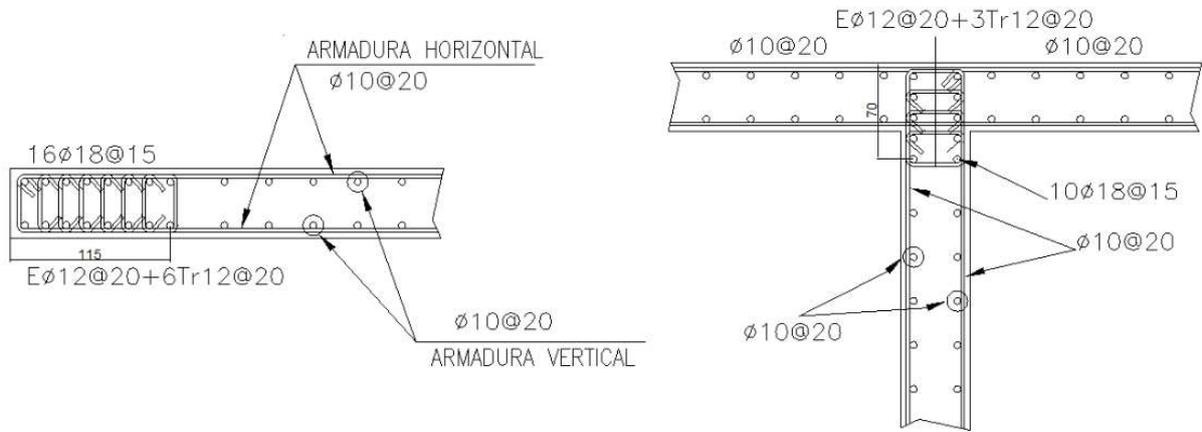


Figura 3.6: Detalle del refuerzo en muros T: elementos especiales de borde en ala y alma (izq), y en intersección ala-alma (der).

4. Análisis No Lineal del Edificio de Estudio.

Este capítulo contiene la aplicación del método de rótulas plásticas en base a fibras al edificio de estudio con muros T. La aplicación consiste en un análisis estático no lineal (Pushover) a un trozo del edificio en estudio, el cual comprende la cuarta parte y considera dos muros T acoplados por la losa (Figura 4.1). Se explica en detalle los materiales considerados, discretización utilizada, secciones y dimensiones de elementos considerados. Se consideran distintos grados de rigidez en la losa con comportamiento lineal, además de distintas cuantías para la losa con comportamiento no lineal. A fin de validar los modelos no lineales, se compara la rigidez y el periodo fundamental en la dirección de análisis con los obtenidos mediante el modelo lineal utilizado para el diseño. También, se indican consideraciones del análisis estático no lineal, como por ejemplo, la asignación y distribución de masas, patrón de cargas utilizado, control de desplazamientos, entre otros. Por último, se presentan los resultados obtenidos del análisis estático no lineal, entre los que se incluye la distribución de carga axial y corte en los muros, modo de falla y deformada en ese instante, y el comportamiento local de elementos y fibras relevantes.

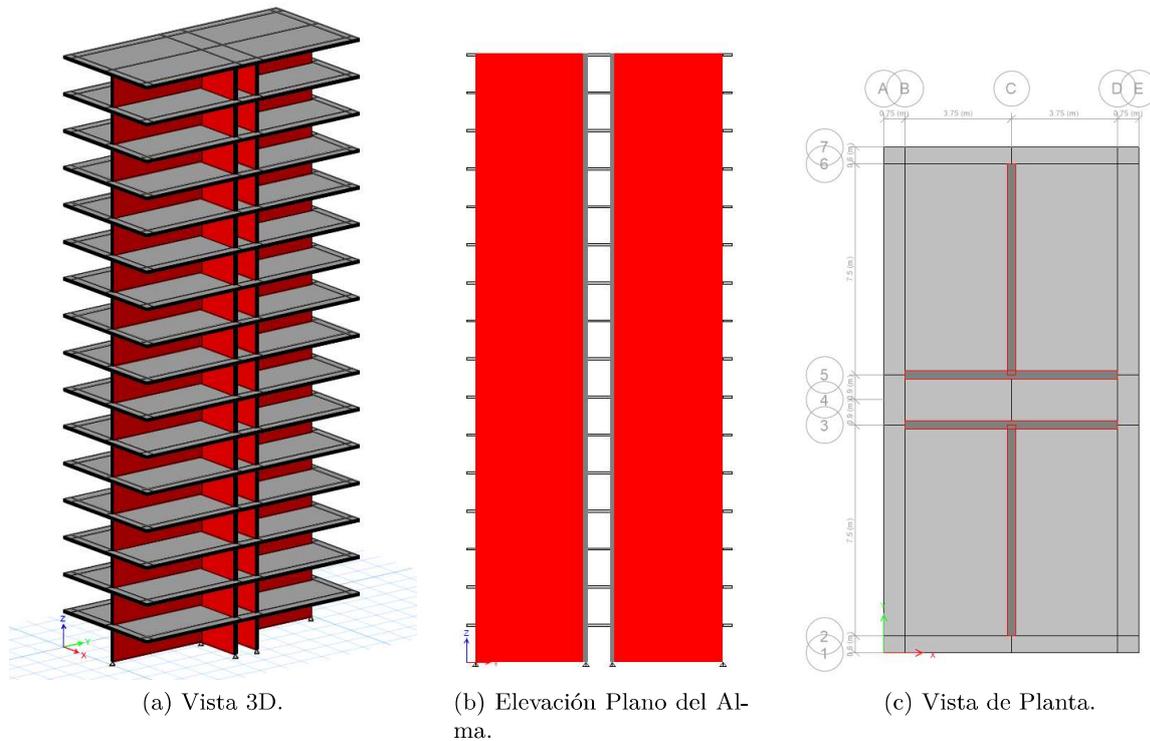


Figura 4.1: Sección del edificio de estudio para análisis.

4.1. Modelo de rótulas plásticas en base a fibras del Edificio de estudio.

4.1.1. Materiales.

Las propiedades de los materiales utilizados para modelar los muros y losas del edificio de estudio se presentan en la Tabla 4.1. En este estudio, se consideró acero A630-420H y hormigón G25, con sus respectivos valores de resistencia esperada; ambos materiales son comúnmente utilizados en la práctica chilena. Para determinar los valores esperados se consideraron las propiedades nominales de los materiales amplificadas por factores recomendados por los documentos PEER/TBI (2017) y ACHISINA (2017), siendo 1.3 para el hormigón y 1.17 para el acero de refuerzo. Las curvas esfuerzo-deformación consideradas en el modelo se presentan en la Figura 4.2. Los parámetros considerados para el hormigón confinado se calcularon según lo indicado en la sección 2.1.1, utilizando lo propuesto por Mande et al. (1988).

Tabla 4.1: Propiedades de los materiales utilizados en modelo no lineal.

Hormigón	No Conf.	Conf.
E_c [GPa]	28.5	38.5
f'_c [MPa]	32.5	32.5
ϵ_{co}	0.002	0.002
f_{cc} [MPa]	-	48.8
ϵ_{cc}	-	0.007

Acero	A630-420H
E_s [GPa]	200
f_y [MPa]	491.4

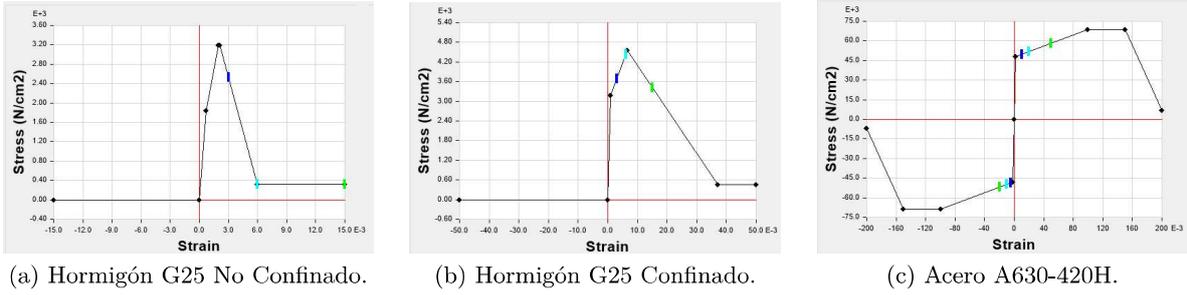


Figura 4.2: Definición de curvas esfuerzo-deformación para materiales considerados en Modelo no lineal del edificio de estudio.

4.1.2. Discretización de Muros T.

La discretización de la sección transversal del muro T se realizó de modo que cada paquete de cuatro barras sea representado por una fibra de acero, además del área de hormigón que cada zona comprende (Figura 4.3). En total se consideraron 41 fibras, con su respectiva área de hormigón y acero (Tabla 4.2 y 4.3).

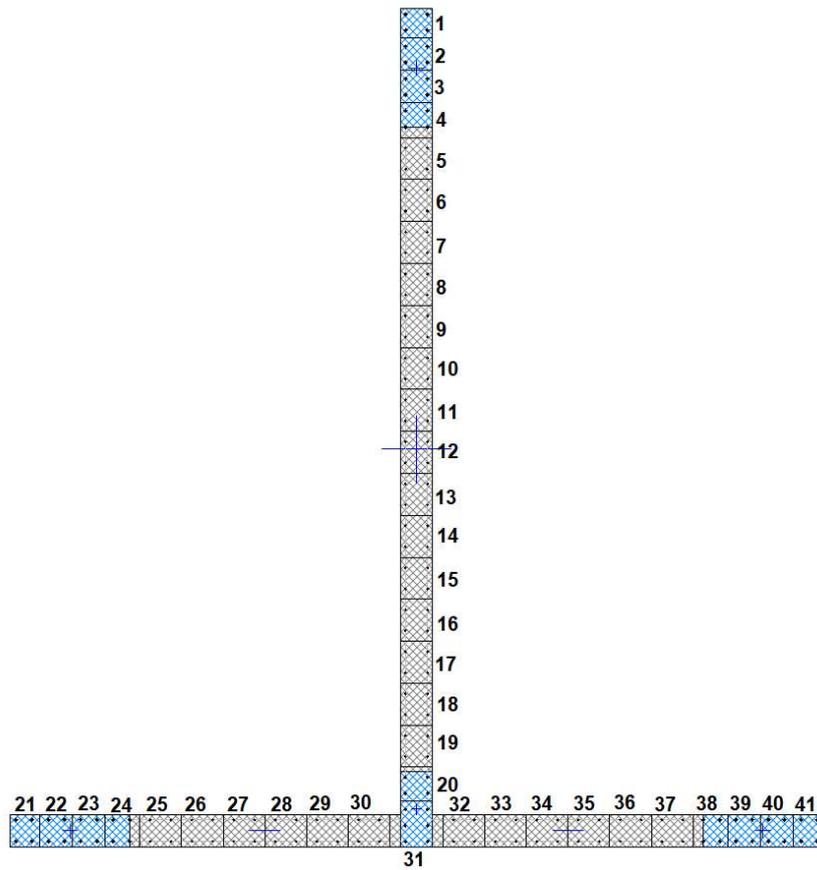


Figura 4.3: Discretización de secciones de fibras en muro T del edificio de estudio.

Tabla 4.2: Distancia al centro de sección, área de hormigón y acero de cada fibra en Alas del muro T.

Ala			Área (cm ²)	
Fibra	Distancia (cm)	Conf o No Conf?	G25	A630-420H
21	363	C	810	10.16
22	333	C	900	10.16
23	303	C	900	10.16
24	273	C	990	10.16
25	236	NC	1140	3.16
26	198	NC	1170	3.16
27	159	NC	1140	3.16
28	121	NC	1140	3.16
29	82	NC	1170	3.16
30	44	NC	1440	3.16

Tabla 4.3: Distancia al centro de sección, área de hormigón y acero de cada fibra en Alma del muro T

Alma			Área (cm ²)	
Fibra	Distancia (cm)	Conf o No Conf?	G25	A630-420H
1	363	C	810	10.16
2	333	C	900	10.16
3	303	C	900	10.16
4	273	C	990	10.16
5	236	NC	1170	3.16
6	197	NC	1170	3.16
7	158	NC	1170	3.16
8	118	NC	1170	3.16
9	79	NC	1170	3.16
10	40	NC	1170	3.16
11	0	NC	1170	3.16
12	-38	NC	1170	3.16
13	-77	NC	1200	3.16
14	-116	NC	1170	3.16
15	-155	NC	1170	3.16
16	-194	NC	1170	3.16
17	-233	NC	1170	3.16
18	-272	NC	1170	3.16
19	-311	NC	1170	3.16
20	-348	C	960	10.16
31	-385	C	1260	15.24

Cabe destacar que la fibra 31 (intersección ala-alma) se consideró en la discretización del alma, ya que es en esta dirección donde nos interesa analizar el comportamiento del edificio. También, en la Tabla 4.2 se indican los valores de discretización para la mitad del ala, por lo que para la otra mitad es simétrico, con los valores de distancia negativos.

Finalmente, con los valores presentados en las Tablas 4.2 y 4.3 se crean elementos rótula plástica en base a fibras con interacción de esfuerzos axiales y de momento (rótula P-M3), de la misma manera que se realizó el modelo del muro TW2 en la sección 2.3. Estas rótulas plásticas en base a fibras son asignadas a los elementos 'shell-thin' que representan los muros (alma y ala).

4.1.3. Efecto de la losa.

Para estudiar los efectos en el comportamiento no lineal y las aproximaciones con pérdida de rigidez en el comportamiento lineal de la losa, se realizaron 7 modelos del edificio de estudio. Los primeros 4 modelos (LS100, LS50, LS25 y LS10) consideran un comportamiento no lineal en los muros y un comportamiento lineal elástico en las losas. Los otros 3 modelos (NLS2, NLS4 y NLS6) consideran un comportamiento no lineal tanto para muros como para losas. Los 4 modelos con losa elástica lineal se realizaron con el fin de evaluar el efecto de reducción (agrietamiento) del momento de inercia de las losas en la respuesta sísmica del edificio. Los momentos de inercia considerados son 100 %, 50 %, 25 % y 10 % para los modelos LS100, LS50, LS25 y LS10, respectivamente. La reducción del momento de inercia de las losas en estos modelos se considera reduciendo la resistencia a flexión en el plano de la losa (Figura 4.4) y el refuerzo de la losa no es considerado. Los resultados de estos modelos son comparados con los obtenidos para el modelo no lineal NLS2, con el fin de poder identificar si los modelos con comportamiento elástico pueden representar la respuesta de un modelo con losas no lineales.

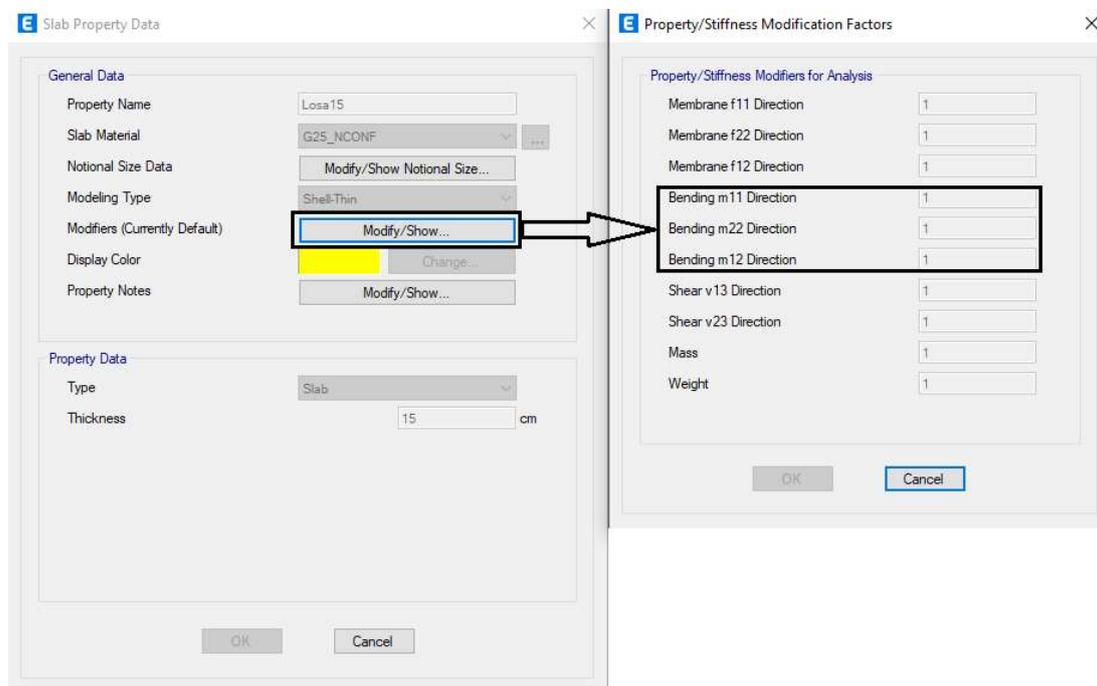


Figura 4.4: Reducción de resistencia elemento losa en ETABS (1=100%).

Los 3 modelos con comportamiento de losa no lineal se realizaron con el fin de evaluar el efecto de la cuantía de refuerzo de estas en la respuesta sísmica del edificio. El modelo NLS2 considera una cuantía de refuerzo superior e inferior $\rho = 0.002$, lo cual es equivalente al mínimo refuerzo a flexión en losas no pretensadas según el ACI 318 (2019). Los modelos NLS4 y NLS6 son idénticos al modelo NLS2, pero las losas son modeladas con $\rho = 0.004$ y 0.006 , respectivamente (Tabla 4.4).

Para el modelamiento no lineal de losas se utilizaron rótulas plásticas en elementos 'Frame' (viga). Para el ancho efectivo de este elemento Frame se consideró un ancho equivalente al armado del elemento de acople, conocido en la práctica como Refuerzo de Losa, generalmente considerado como 6 veces el espesor de la losa $b_{ef} = 6 * 15cm = 90cm$; la altura de este elemento equivale a la altura de losa $h = 15cm$. Las rótulas plásticas se consideraron a una distancia de 18cm de la unión vigamuro y son del tipo dúctil con comportamiento no lineal para esfuerzos de flexión en su eje (M3). La implementación en ETABS (Figura 4.5a) considera los valores y recomendaciones presentadas en el documento ASCE 41-17 *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, precisamente la tabla 10-7. Considerando una relación Momento-rotación, la Figura 4.5b presenta el comportamiento general fuerza-deformación con los parámetros necesarios para la modelación: **a** es la rotación plástica partiendo de la fluencia hasta la capacidad última, **b** es la rotación plástica partiendo desde la fluencia hasta el punto de falla total, y **c** es la relación entre la fuerza residual y la fuerza última. El documento referenciado también entrega valores para criterios de aceptación: Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de vida (LS) y Prevención del Colapso (CP). Los valores finales considerados para estos parámetros, junto con los momentos de fluencia para cada caso se presentan en la Tabla 4.5.

Tabla 4.4: Modelos y parámetros principales del edificio de estudio.

Modelo	Losas		
	Comportamiento	Momento de Inercia	ρ
LS100	Lineal	100 %	-
LS50	Lineal	50 %	-
LS25	Lineal	25 %	-
LS10	Lineal	10 %	-
NLS2	No Lineal	0 %	0.002
NLS4	No Lineal	0 %	0.004
NLS6	No Lineal	0 %	0.006

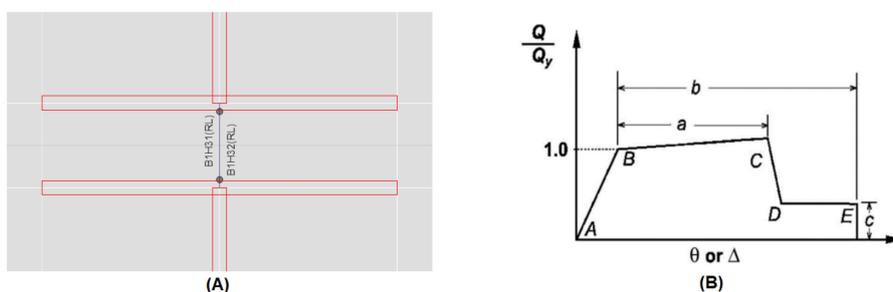


Figura 4.5: A) Relación fuerza-rotación generalizada para vigas de hormigón armado. B) Vista en planta de elemento frame con rótulas plásticas.

Tabla 4.5: Parámetros de modelación Rótula Plástica en ETABS.

ρ	M_n [tonf-m]	a	b	c	IO	LS	CP
0.002	1.277	0.025	0.05	0.2	0.01	0.025	0.05
0.004	2.503	0.025	0.05	0.2	0.01	0.025	0.05
0.006	3.677	0.025	0.05	0.2	0.01	0.025	0.05

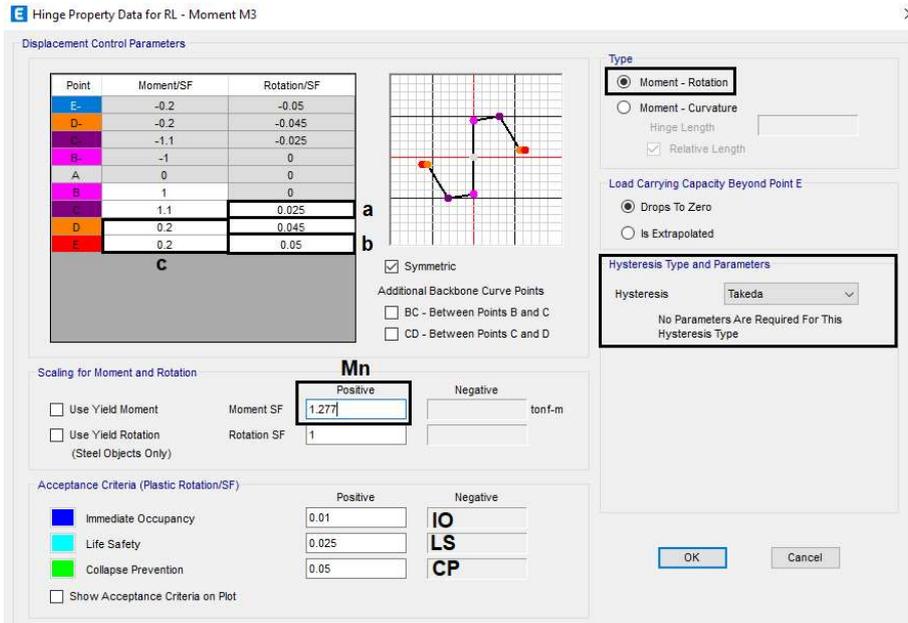


Figura 4.6: Implementación de Rótula Plástica en ETABS; parámetros del caso $\rho = 0.002$.

Con respecto a la histéresis, se considera del tipo Takeda, la cual considera endurecimiento y disipación de energía adecuada para elementos de hormigón armado (Figura 4.7).

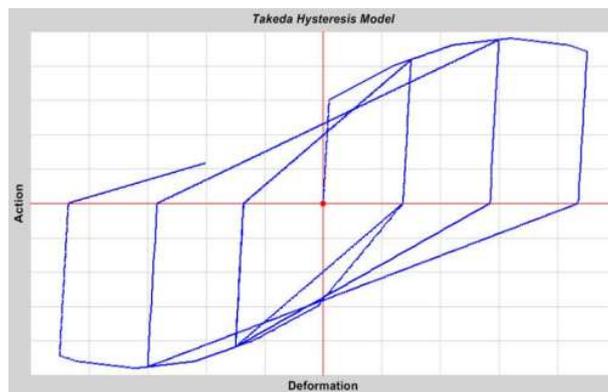


Figura 4.7: Curva histéretica del tipo Takeda.

4.2. Aplicación de Peso Propio.

El peso propio de la estructura se aplicó de forma uniformemente distribuida en las losas del modelo. Se consideró una división interna (mesh) de elementos finitos en las losas de 50 cm, para así evitar deformaciones concentradas y generar una mejor distribución de las cargas aplicadas. Con esto, el peso sísmico de cada uno de los primero 15 pisos es de 1376 kN, mientras que el peso sísmico del techo es de 1184 kN producto a la reducción de cargas de techo. El peso sísmico total del modelo es $P_s = 25074\text{kN}$, lo que corresponde aproximadamente a la cuarta parte del peso sísmico presentado para la estructura completa utilizada en el diseño (Tabla 3.1), debido a que el modelo considerado para el análisis no lineal considera solo una de las cuatro secciones del edificio de estudio (Figura 31). La carga axial de cada uno de los muros T al finalizar la aplicación de cargas gravitacionales corresponde a $0.063f'_cA_g$.

La Figura 4.8 muestra los esfuerzos de flexión en ambas direcciones junto con la deformada luego de la aplicación del peso propio en el modelo NLS2. La deformada del edificio tiene la forma esperada, con un descenso de los muros T de aproximadamente 2.18 mm.

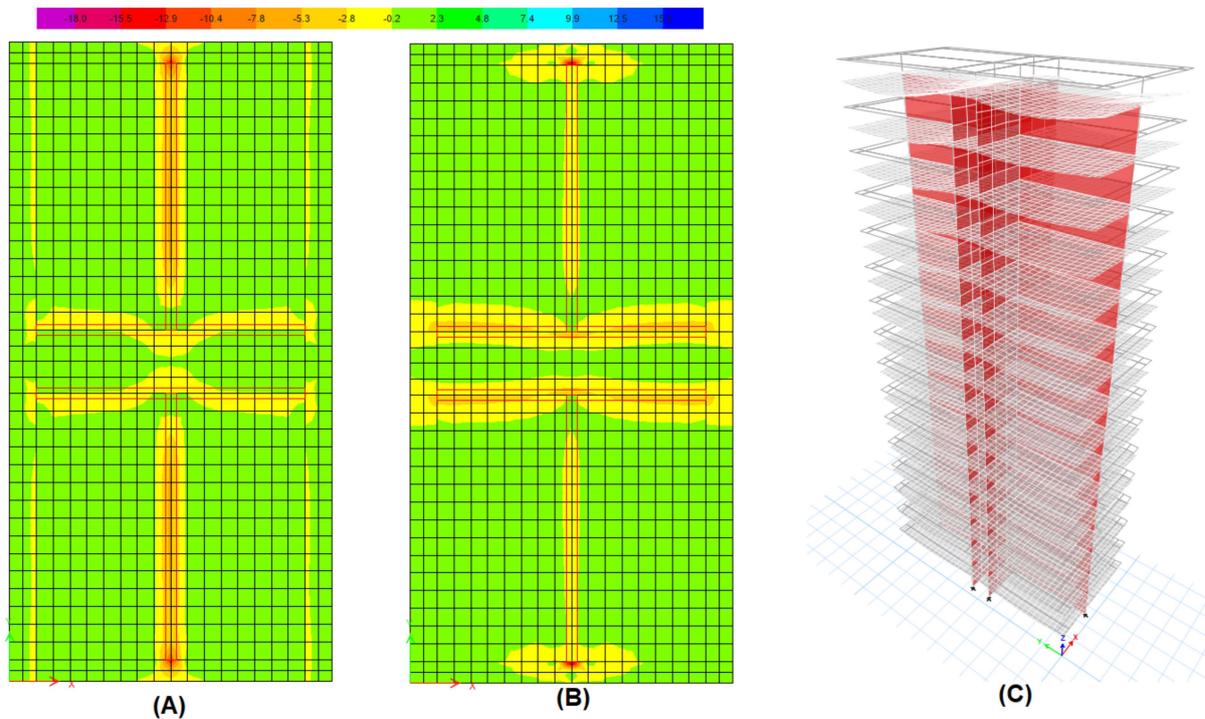


Figura 4.8: Aplicación de cargas gravitacionales: a) Momento en eje X (M11) [kN-m], b) Momento en eje Y (M22) [kN-m], c) Deformada final.

4.3. Aplicación de Carga Lateral.

La carga lateral del edificio fue aplicada en el techo del edificio en análisis, precisamente en los bordes de alas y alma, y en la intersección ala-alma (Figura 4.9). Se aplicó un patrón de cargas unitarias en la dirección Y, lo cual solamente tiene incidencia en la dirección y puntos de aplicación de carga, ya que el análisis estático no lineal se definió controlado hasta un desplazamiento objetivo. El nodo de control corresponde al punto intermedio entre los dos muros, en el pasillo del techo del edificio.

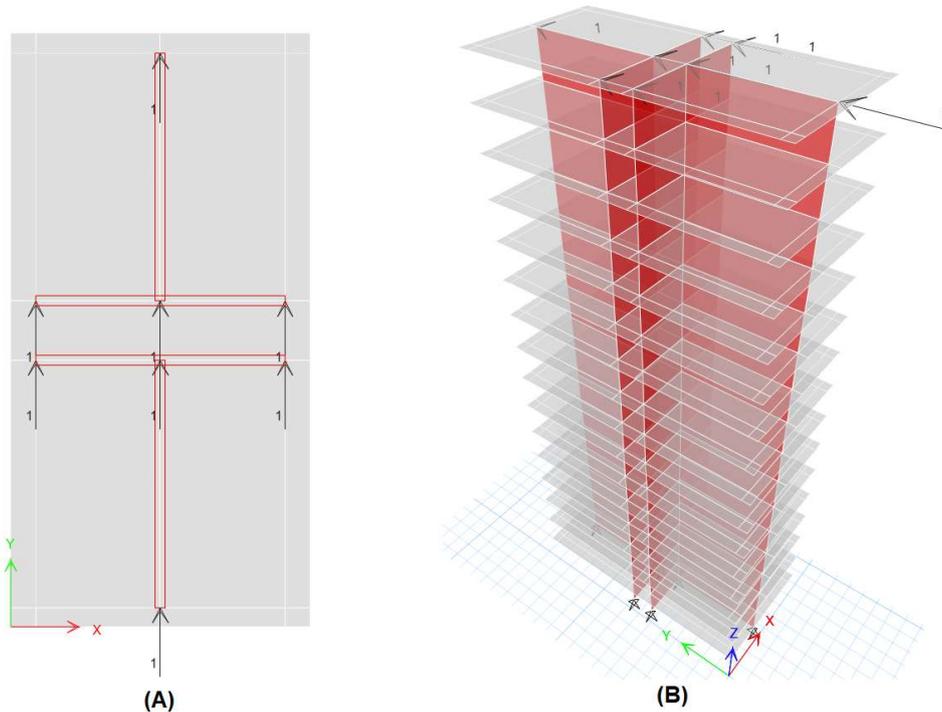


Figura 4.9: Aplicación patrón de cargas laterales (kN): a) Vista en planta (Nivel 16); b) Vista 3D.

Los parámetros considerados para el análisis no lineal fueron un esquema de solución iterativo, máximo total de pasos de 200, máximo pasos nulos de 50, máximas iteraciones con rigidez constante de 10, máximas iteraciones de Newton-Raphson de 40, tolerancia de convergencia relativa en iteraciones de 0.0001, tolerancia a la acumulación relativa de eventos de 0.01, y número de eventos máximos por paso permitido de 24. Se despreció el agrietamiento en losas para el análisis, y se estableció un mínimo de 50 y máximo de 100 estados de carga guardados. Finalmente, se consideró diafragma rígido en cada nivel, generando compatibilidad de deformaciones en la dirección de análisis. Por simetría, el centro de rigidez coincide con el centro de masas, por lo cual el punto de control de desplazamiento del análisis es adecuado.

4.4. Comparación de rigidez y periodo.

A modo de verificación de los distintos modelos, se comparó el periodo y masa desplazada por el modo fundamental, en la dirección de análisis (Y), del modelo con muros y losas lineales (diseño), los modelos con muros no lineales y losa lineal (LS100, LS50, LS25 y LS10) y el modelo con comportamiento de muros y losa no lineal (NLS2).

Tabla 4.6: Periodos fundamentales y masas traslacionales de modelos analizados.

Modelo	Periodo fundamental [seg]	Masa Traslacional
Lineal	0.619	66.4 %
LS100	0.572	66.2 %
LS50	0.603	65.7 %
LS25	0.629	65.3 %
LS10	0.651	64.9 %
NLS2	0.653	64.9 %

De la Tabla 4.6 se observa que al considerar la armadura y comportamiento no lineal en los muros T, la estructura se rigidiza, disminuyendo su periodo en un 8 %. Luego, al disminuir la rigidez fuera del plano de la losa, la estructura se flexibiliza, resultado esperado puesto que las losas comienzan a generar un efecto de acople menor, además de disminuir la masa que mueve el periodo fundamental en la dirección de análisis. Finalmente, se observa que al desprestigiar completamente la rigidez en el plano de la losa y considerar el acople de la losa con rótulas plásticas (modelo NLS1), el periodo aumenta en un 5 %. Estos resultados serán analizados en profundidad en la siguiente sección, puesto que es importante estudiar los efectos de la rigidez y resistencia del acople de muros en la respuesta sísmica de la estructura, ya que es un elemento que se supone que entrará en fluencia anticipadamente.

5. Resultados Análisis Estático No Lineal.

5.1. Efecto de la reducción del momento de inercia de Losas.

Esta sección compara la respuesta sísmica del edificio de estudio usando muros no lineales y losas lineales con diferentes momentos de inercia (modelo LS100, LS50, LS25 y LS10) y la respuesta sísmica del modelo completamente no lineal (modelo NLS2). Se compara la respuesta global de la estructura obtenida con los 5 modelos para poder establecer comparaciones. El análisis y descripción detallada de la respuesta sísmica del modelo no lineal NLS2 se presenta en la próxima sección.

La relación entre el corte basal normalizado (V/W) y el drift de techo (cociente entre desplazamiento de techo y la altura del edificio) de los 5 modelos se muestran en la Figura 5.1. Se observa la falla de la estructura para todos los modelos, lo cual nos indica cuando se supera la deformación a compresión límite para los elementos confinados ($\epsilon_{cc} = 0.008$) o fluencia del acero ($\epsilon_s = 0.0021$).

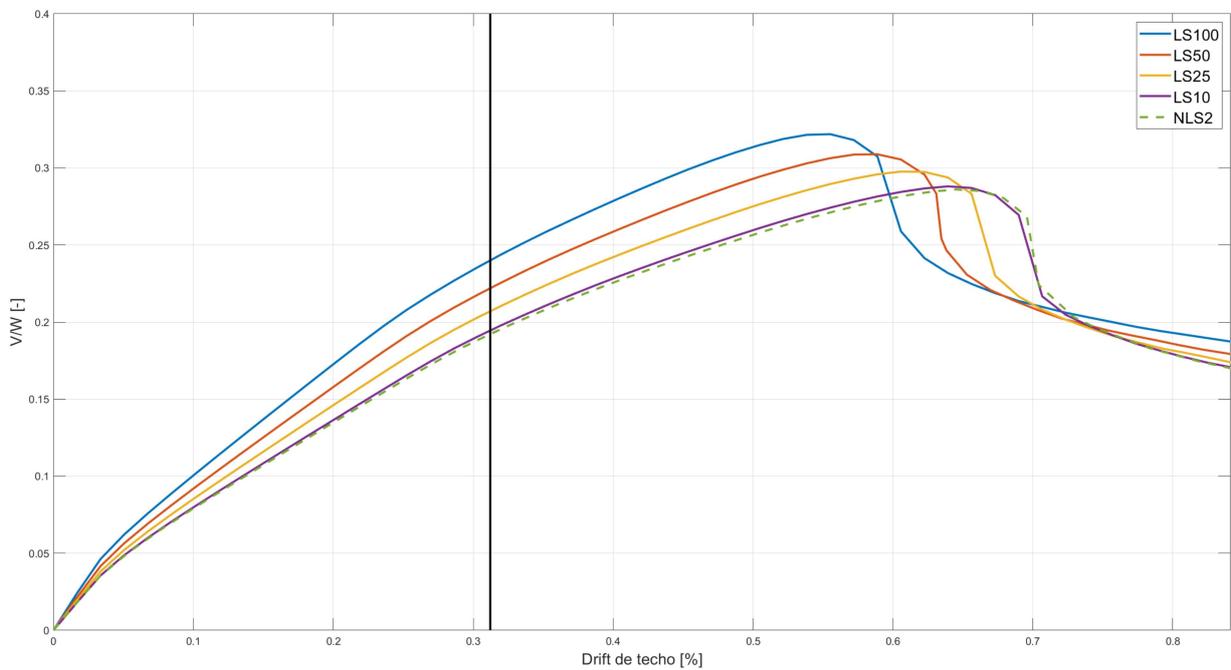


Figura 5.1: Resultados del Análisis Estático no lineal para los 4 modelos con losa lineal (LS100, LS50, LS25 y LS10) y el modelo con losa no lineal (NLS2). Línea vertical corresponde a δ_u (0.31%) de acuerdo al DS61.

De la Figura 5.1 se observa que el edificio falla en los modelos LS100, LS50, LS25 y LS10 cuando se alcanza un drift de techo (δ_{falla}) de 0.55 %, 0.59 %, 0.60 % y 0.63 % respectivamente, lo cual corresponde a un 11 %, 5 %, 3 % y 1 % menor que el obtenido en el modelo NLS2 (0.65 %). Mayor resistencia en la losa genera rápidamente daño en los muros producto de la carga axial que reciben de los elementos de acople. El aumento en la carga axial en los muros incrementa la demanda de deformación en compresión en estos, por lo que la capacidad máxima del material se excede con mayor rapidez. Por otro lado, se obtiene que la tangente de rigidez inicial de los 4 modelos lineales son similares a la del modelo NLS2 hasta un drift de techo de 0.05 %. La diferencia observada luego de este drift de techo radica en el comportamiento no lineal de la losa en el modelo NLS2, donde la progresión de las grietas en el hormigón de la losa cercano al alma de los muros afecta a la rigidez del edificio. Para desplazamientos luego de $\delta = 0.05$ %, el modelo LS10 es el que mejor predice una resistencia máxima y drift de techo en la falla comparado con el modelo no lineal NLS2. Cabe recordar que en el modelo NLS2 se consideró una armadura mínima de refuerzo en losa ($\rho = 0.002$), pero en la práctica es común considerar una armadura mayor a esta en las zonas donde la losa actúe como acople entre dos muros, por lo cual se le otorga una mayor resistencia.

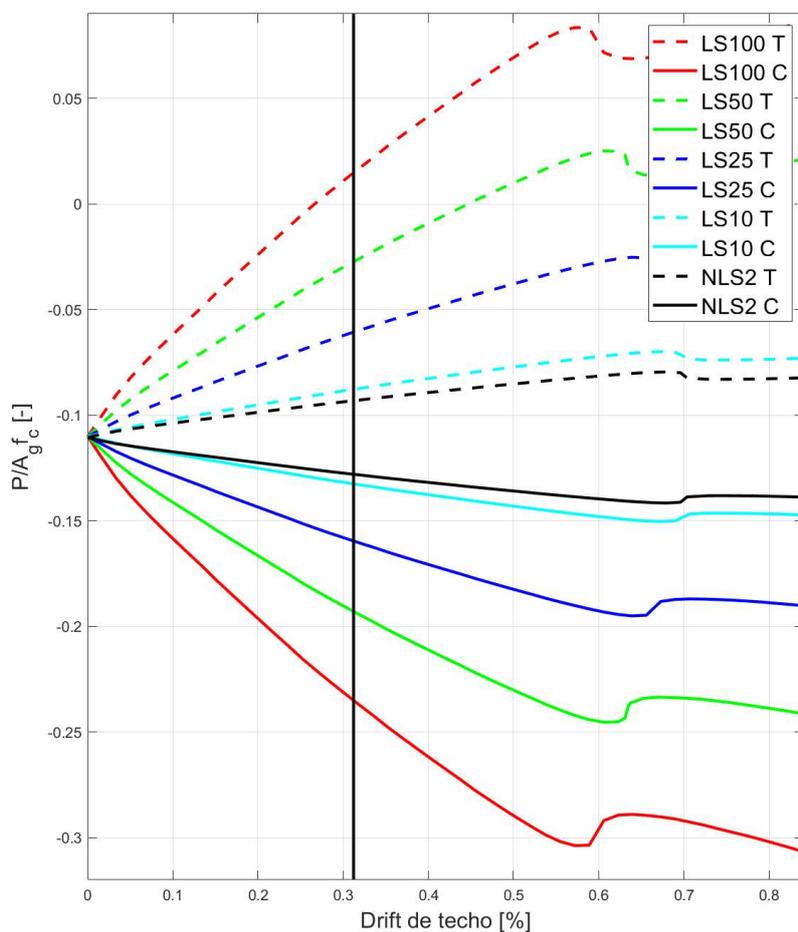


Figura 5.2: Resultados del Análisis Estático no lineal para los 4 modelos con losa lineal (LS100, LS50, LS25 y LS10) y el modelo con losa no lineal (NLS2). Carga Axial Normalizada en muros (C:compresión y T:tracción) vs drift de techo.

La carga axial en ambos muros (compresión y tracción) en relación al desplazamiento de techo se presenta en la Figura 5.2. Se obtiene que para el modelo LS100 la carga axial del muro traccionado cambia de signo antes de alcanzar el desplazamiento de techo de diseño δ_u ($\delta = 0.262\%$), mientras que para el modelo LS50 ocurre lo mismo, pero posterior a δ_u ($\delta = 0.45\%$). Por otro lado, se observa que el muro en compresión en los modelos LS100, LS50, LS25 y LS10 alcanza una carga axial máxima en un 116%, 73%, 37% y 6%, respectivamente, mayor que la obtenida por el modelo NLS2. Esto refleja la consecuencia de considerar distintos grados de rigidez en la losa con respecto al diseño a flexo-compresión y la necesidad de confinamiento en elementos de borde en muros, ya que ambos diseños dependen de la carga axial máxima de las combinaciones de carga que se somete la sección transversal del muro.

Tabla 5.1: Resistencia máxima, Factor de sobrerresistencia γ_o y capacidad de deformación de modelos LS100, LS50, LS25, LS10 y NLS2.

	LS100	LS50	LS25	LS10	NLS2
V_{falla}/W	0.322	0.309	0.298	0.288	0.286
Ω_o	3.76	3.61	3.48	3.37	3.35
δ_{falla}	0.55%	0.58%	0.60%	0.63%	0.65%
δ_{falla}/δ_u	1.77	1.87	1.94	2.03	2.10

El corte basal máximo en la falla (V_{falla}) obtenido en cada análisis se resumen en la Tabla 5.1. Se observa que la resistencia máxima disminuye a medida que disminuye el momento de inercia de las losas. La mayor resistencia (0.32W) fue obtenida con el modelo LS100 y equivale a un 12.5% mayor que la obtenida con el modelo NLS2 (0.28W). Las máximas resistencias de los modelos LS50 (0.31%), LS25 (0.30%) y LS10 (0.29%) son un 7%, 4% y 0.7% mayor que el modelo NLS2. La Figura 40 indica que el drift de techo en el punto de máxima resistencia aumenta a medida que el momento de inercia de las losas disminuye, lo cual implica que la capacidad de deformación estimada del edificio es inversamente proporcional a la rigidez de las losas de acople. Cuando la rigidez de las losas aumenta, la fuerza axial transferida y la demandada de deformación en el muro en compresión aumenta (mayor acople), reduciendo la capacidad de deformación de la estructura (Figura 5.2). Finalmente, se observa que el modelo con losa lineal y momento de inercia reducido al 10% (LS10) es el que más se asemeja al comportamiento que tiene el modelo con losa de acople con rótulas plásticas (NLS2).

Por otro lado, el corte último de diseño amplificado por 1.4 (NCh3171) obtenido para combinaciones de carga con cargas sísmicas corresponde a $V_u = 8579kN$ (0.085W). Con esto, el factor de sobrerresistencia, definido como la relación entre el corte de falla (V_{falla}) y el corte último de diseño (V_u), obtenido para los 5 modelos varían entre 3.35 y 3.76. Ugalde et al. (2018) obtuvo factores entre 4.2 y 5.5 para estructuras chilenas de hormigón armado, los cuales no se encuentran amplificados por el factor de 1.4 para V_u , establecido en las combinaciones de carga de la NCh3171 (INN 2010). Si se considera el factor de amplificación 1.4 en los resultados obtenidos por Ugalde et al. (2018), se obtiene una disminución en los factores de sobrerresistencia, variando entre 3 y 3.9, los cuales coinciden con los valores obtenidos en este estudio (Tabla 5.1).

Finalmente, de la Tabla 5.1 podemos ver que el drift de techo en la falla (δ_{falla}) obtenido en el modelo LS100 es 1.77 veces mayor que el drift de techo de diseño normativo δ_u (línea vertical en Figura 5.1), mientras que para el modelo LS10 es 2.03 veces mayor. En el modelo NLS2, se obtuvo un

drift de techo en la falla 2.1 veces mayor que δ_u . Luego, con respecto a los valores obtenidos para el drift de techo en la falla de los 5 modelos del edificio de estudio, son aproximadamente 0.1 % menores a los valores reportados por Zhang et al. (2017) para un edificio residencial de 15 pisos con muros de hormigón armado en Chile.

Estos resultados nos muestran la importancia de considerar el comportamiento no lineal en losas de acople en la estructura estudiada. En términos prácticos y una implementación más directa, el modelo LS10 con momento de inercia reducido al 10 % es el que entrega resultados más similares al modelo con un acople no lineal.

5.2. Comportamiento Sísmico del edificio con acople de muros no lineal.

Esta sección describe en mayor detalle el comportamiento sísmico del edificio de estudio obtenido por el modelo NLS2, el cual considera un comportamiento no lineal para la losa de acople. Primero, se evalúa la deformación y formación de grietas en el hormigón para distintos grados de desplazamiento de techo. Luego, se analiza la respuesta global del edificio en relación al drift de techo y las fuerzas axiales, de corte y momento de los muros. Finalmente, se analizan las respuestas locales de muros y losas en relación a las deformaciones obtenidas tanto para hormigón y acero.

La deformada y el patrón de grietas del edificio de estudio obtenidos con el modelo NLS2 en 3 diferentes drift de techo (0.05 %, 0.37 % y 0.64 %) se muestran en la Figura 5.3. En esta Figura se muestran las deformaciones a tracción en las almas de ambos muros y, adicionalmente, la Figura 5.3a muestra la formación de rótulas plásticas en los elementos de acople entre muros. Se observa que los primeros elementos en fluir y entrar en rango no lineal, y por ende en agrietarse, son las losas de acople cercanas a la unión con el alma del muro (Figura 5.3a), desde el nivel superior hasta el inferior. Los muros comienzan a agrietarse luego de que las losas de acople presenten grietas.

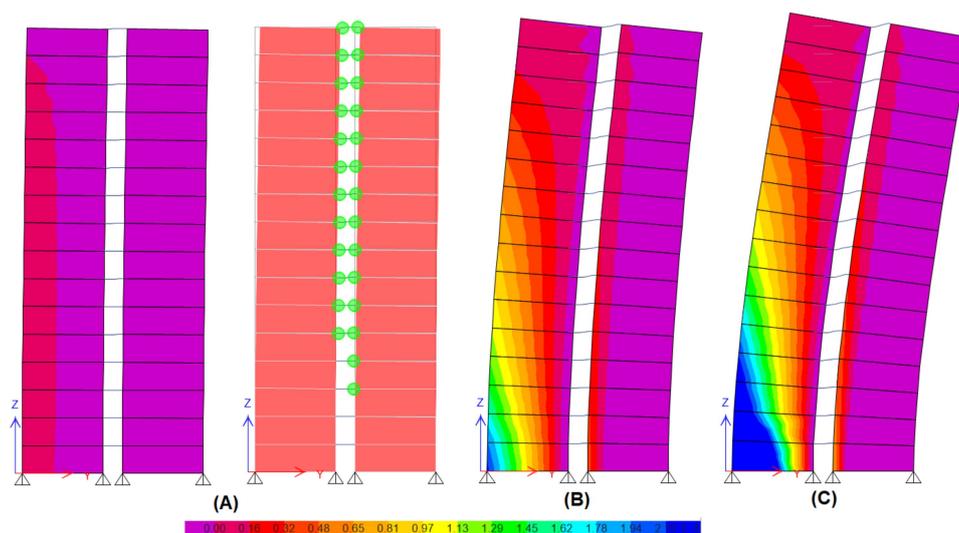


Figura 5.3: Deformaciones en hormigón del edificio de estudio en modelo NLS2 para drift de techo de a) 0.05 %, b) 0.37 % (fluencia) y c) 0.64 % (falla).

La Figura 5.3b y 5.3c se observa que la deformación y formación de grietas en el muro derecho es diferente al muro izquierdo. A un drift de techo de un 0.37 % (Figura 5.3b) el muro de la izquierda presenta deformaciones que implican grietas en el hormigón hasta el piso 14, mientras que el muro de la derecha presenta grietas hasta el piso 8. Cabe destacar que el drift de techo de diseño normativo del DS61 para el edificio en estudio es $\delta_u = 0.31\%$, el cual es muy cercano al analizado de $\delta = 0.37\%$, donde se detecta la primera fluencia del acero del muro a tracción (izquierda). La diferencia entre los valores de drift de techo radica en que en el diseño se consideró una cantidad levemente superior de armadura longitudinal en los elementos de borde del alma. Luego, a un drift de techo de 0.64 % (Figura 5.3c), la fluencia de armadura longitudinal en el muro izquierdo comienza a abarcar casi 2/3 del alma y las grietas ya se extienden por toda su alma.

La razón de carga axial de los dos muros T obtenidas del modelo NLS2 en función del drift de techo se muestra en la Figura 5.4, donde los valores negativos corresponden a compresión. Esta propiedad se define como la carga axial total sobre $A_g f'_c$ del muro, donde f'_c es la resistencia a compresión específica del hormigón G25 (25MPa) y A_g es la área bruta de la sección transversal del muro ($4.5m^2$). Como se vio anteriormente, cuando el edificio se somete a cargas laterales, el muro izquierdo se somete a tracción (azul) y el muro derecho a compresión (rojo). Ambos muros parten de un valor -0.11 para un drift de techo nulo, el cual equivale a la fuerza gravitacional constante. La variación en la fuerza axial de los muros se genera debido a las fuerzas de corte transferidas por los elementos de acople. La máxima razón de carga axial para el muro a compresión es -0.14 para un drift de techo de 0.68 %, mientras que para este mismo drift de techo se alcanza el mínimo valor para el muro a tracción de -0.08. Producto del equilibrio de fuerzas verticales, el incremento en la carga axial en el muro a compresión es equivalente a la disminución de la carga axial en el muro a tracción ($\Delta 0.03$). La variación en la razón de carga axial en los muros inducida por la carga lateral es aproximadamente un 28 % de la carga axial gravitacional.

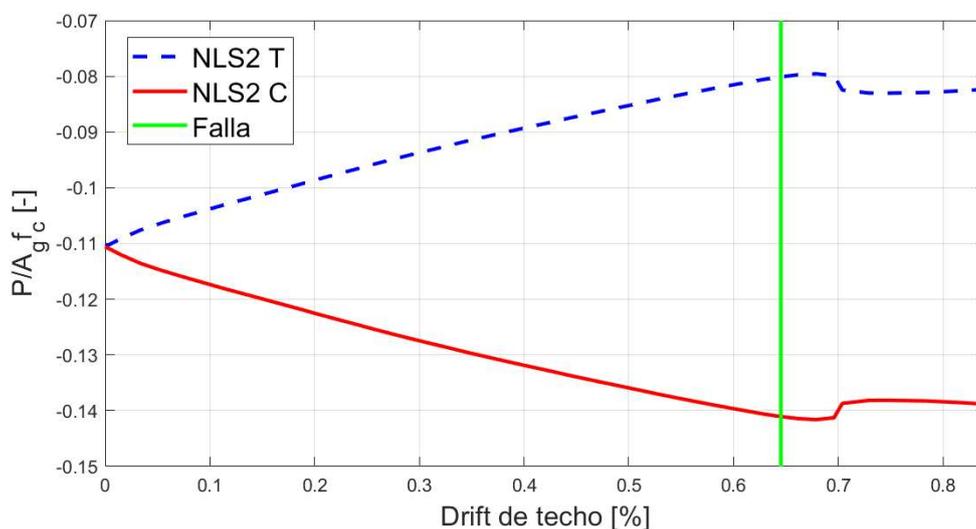


Figura 5.4: Razón de carga axial ($P/A_g f'_c$) v/s drift de techo en modelo NLS2.

La Figura 5.5 presenta la distribución de corte basal normalizado entre ambos muros T obtenidos del modelo NLS2 en función del drift de techo. Se observa que para valores de drift de techo menores que 0.1% ambos muros toman similar cantidad del corte basal. Posterior a este valor, el muro a compresión comienza a tomar mayor cantidad de corte basal que el muro a tracción. La razón promedio entre el corte basal del muro comprimido y el muro traccionado es de 1.45, logrando un máximo de 2.46. Para un drift de techo equivalente a $\delta_u = 0.31\%$ (DS61), el muro a compresión toma un 60% del corte basal, mientras que en la falla ($\delta = 0.64\%$) toma un 71%. Posterior a la falla, se observa una disminución en el corte resistido por el muro a compresión y un aumento en el corte resistido por el muro a tracción, lo cual se atribuye a que en el muro a compresión gran parte del hormigón no confinado supera su límite de deformación y comienza a avanzar por la zona de descarga de su relación fuerza-deformación (Figura 5.6). En cambio, en el muro a tracción se encuentra en compresión el ala, aportando una gran área de hormigón a compresión.

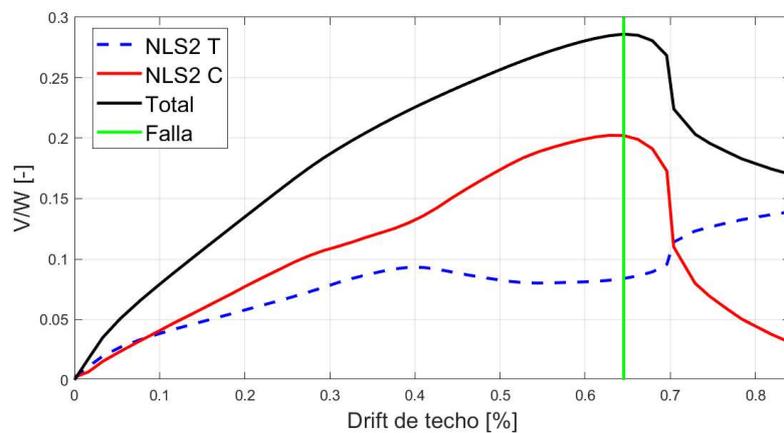


Figura 5.5: Fuerza de Corte normalizada (V/W) v/s drift de techo en modelo NLS2.

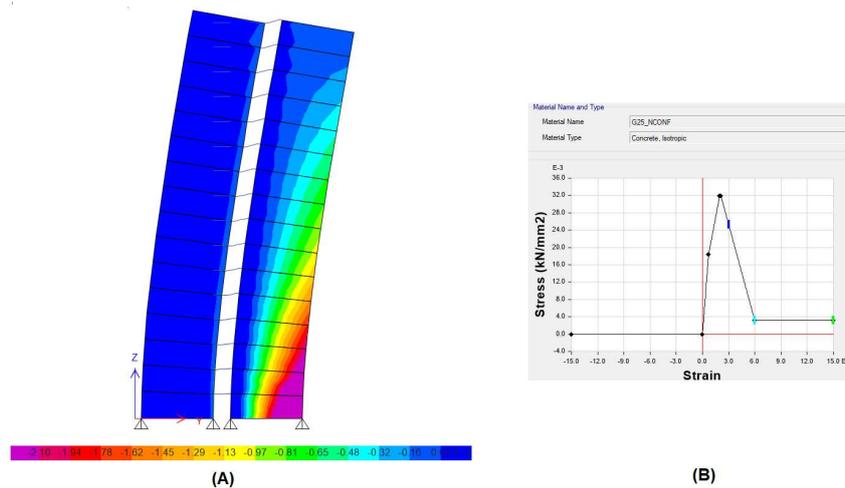


Figura 5.6: Resultados modelo NLS2: A) Deformaciones unitarias a compresión en hormigón ($\delta = 0.64\%$); B) Relación constitutiva del hormigón no confinado G25.

Los momentos solicitantes en la base de cada muro T obtenidos del modelo NLS2 se presentan en la Figura 5.7. Se observa que para drift de techo menores que 0.03 %, los momentos que soportan cada muro T son similares. Para drift de techo mayores, el momento en la base del muro a compresión aumenta considerablemente, alcanzando un máximo en la falla de 239310 kN-m, mientras que el momento en la base del muro a tracción permanece casi constante en torno a un valor de 44400 kN-m. En la falla, el momento que soporta el muro a compresión es 5.9 veces mayor que el momento del muro a tracción. Esta diferencia es mayor que la observada para las fuerzas de corte en los muros T (Figura 5.5).

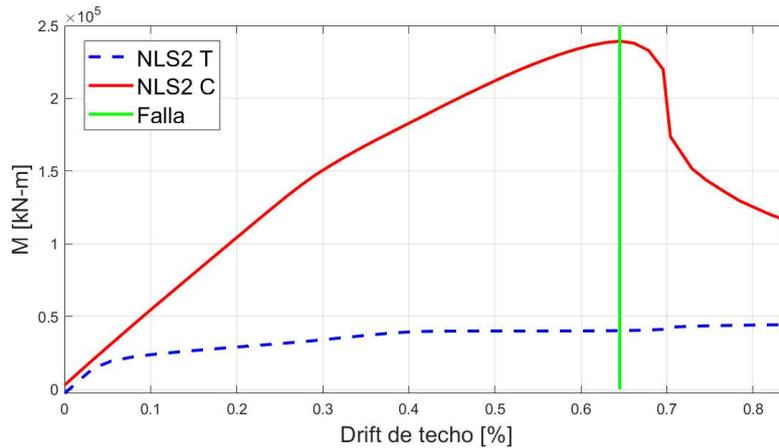
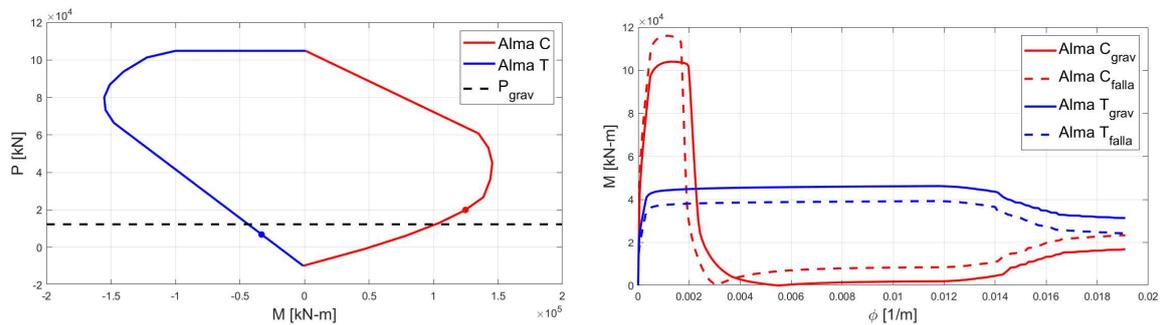


Figura 5.7: Momento solicitante v/s drift de techo en modelo NLS2.

La diferencia en el momento que soporta cada muro se explica de mejor manera mediante el diagrama de interacción y la relación momento-curvatura del muro T analizado. En la Figura 5.8a se presenta el diagrama de interacción, el cual fue construido en el software SAP2000 utilizando las propiedades esperadas del material ($f'_c = 32.5\text{MPa}$ y $f_y = 491.4\text{MPa}$), y adicionalmente se muestra la carga axial gravitacional ($P_{grav} = 12327\text{kN}$) con una línea horizontal punteada. Para la carga axial de gravedad, la capacidad a flexión del muro T cuando el alma se encuentra en compresión ($M = 101720\text{kN-m}$) es 2.33 veces mayor que la capacidad a flexión cuando el alma se encuentra en tracción (43600kN-m).



(a) Diagrama de Interacción de muro T analizado.

(b) Relación Momento-Curvatura para cargas axiales gravitacionales y de falla en cada muro (C:Compresión; T:Tracción).

Figura 5.8: Análisis de sección transversal de muro T del edificio en estudio.

Como se vió en la Figura 5.4, la carga axial en los muros varía considerablemente al someter el edificio a cargas laterales, por lo que su capacidad a flexión también varía. El muro a compresión aumenta su carga axial, por lo que aumenta su capacidad a flexión, mientras que ocurre lo contrario en el muro a tracción por su disminución en la carga axial. En el diagrama de interacción del muro T (Figura 5.8a), se identifica con un punto rojo la carga axial en la falla del muro a compresión y con un punto azul la carga axial en la falla del muro a tracción. Se observa que la capacidad a flexión del muro a compresión en la falla ($M = 125000\text{kN}\cdot\text{m}$) aumenta un 22 % respecto a la obtenida para cargas gravitacionales, mientras que en el muro a tracción la capacidad a flexión ($M = 33300\text{kN}\cdot\text{m}$) disminuye un 24 %.

La Figura 5.8b presenta la relación momento-curvatura del muro T considerando dos direcciones de carga: alma a compresión (Alma C) y alma a tracción (Alma T). Las relaciones momento-curvatura del muro T se obtuvieron modelando la sección transversal considerando hormigón (confinado y no confinado) y barras de refuerzo con sus respectivas propiedades esperadas. Se presentan las relaciones momento-curvatura para un nivel de carga axial gravitacional con líneas continuas, mientras que para un nivel de carga de falla se presentan con líneas discontinuas. Para un nivel de carga axial gravitacional ($P = 12327.5\text{kN}$ en ambos muros) el muro a compresión tiene una resistencia a flexión 2.25 veces mayor que la del muro a tracción. Si se considera un nivel de carga axial en la falla, la resistencia a flexión del muro a compresión aumenta un 11.5 %, mientras que para el muro a tracción disminuye un 15.1 %, por lo que el muro a compresión tiene una resistencia a flexión en la falla 2.95 veces mayor que el muro a tracción. Por lo anterior, se puede concluir que la diferencia en los momentos basales de ambos muros (Figura 5.7) es debido a la asimetría de la sección transversal (muro T) en la dirección de análisis, y por la variación en la carga axial de los muros, lo cual es generado por el efecto de acople que generan las losas entre los muros en estos sectores del edificio.

Para poder comprender el comportamiento sísmico del edificio en estudio con losas de acople no lineales se estudiaron los resultados de fibras y rótulas plásticas obtenidos, precisamente a la demanda de deformaciones en muros y losas. Para los muros, se obtuvieron las demandas de deformación para las dos fibras más externas de cada muro: la fibra de acero en el elemento de borde del alma (fibra 1 y 4 en Figura 5.9) y la fibra de acero en la intersección ala-alma (fibra 2 y 3 en Figura 5.9). Estas cuatro fibras de acero se encuentran dentro del elemento especial de borde con hormigón confinado. En la Figura 5.9 las líneas punteadas horizontales corresponden la deformación de fluencia del acero ($\epsilon_y = \pm 0.21\%$). Se observa que la barra 4, ubicada en el elemento de borde del alma del muro en compresión, es la barra que alcanza la mayor demanda de deformación. También, se observa que la fibra en la intersección ala-alma del muro en compresión se encuentra muy cercana de estar en un estado de deformaciones a tracción, lo cual se podría lograr si el acople fuera más resistente. La fluencia en las barras de refuerzo se logra primero a tracción que a compresión, ya que la fluencia de la fibra 1 se alcanza para un drift de techo de 0.37 %, mientras que la fluencia de la fibra 4 se alcanza para un drift de techo de 0.46 % (Figura 5.9). Las fibras 2 y 3, ubicadas en la intersección ala-alma de cada muro, no alcanzan la deformación de fluencia para ningún drift de techo. Con esto, se concluye que el edificio en estudio, diseñado para un desplazamiento de techo de 0.31 % ($\delta_u = 12.98\text{cm}$), permanecerá en el rango elástico, sin que sus barras de refuerzo más traccionadas entren en fluencia. También, se obtiene una mayor demanda de deformación a compresión que a tracción que se atribuye al daño concentrado que sufre el hormigón a compresión. Finalmente, es importante destacar que el drift de techo obtenido para la fluencia de barras a tracción (0.37 %) se encuentra dentro de los rangos 0.25 % a 0.50 % de drift de techo reportados por Thomsen & Wallace (2004) para barras de refuerzo en el elemento de borde del alma.

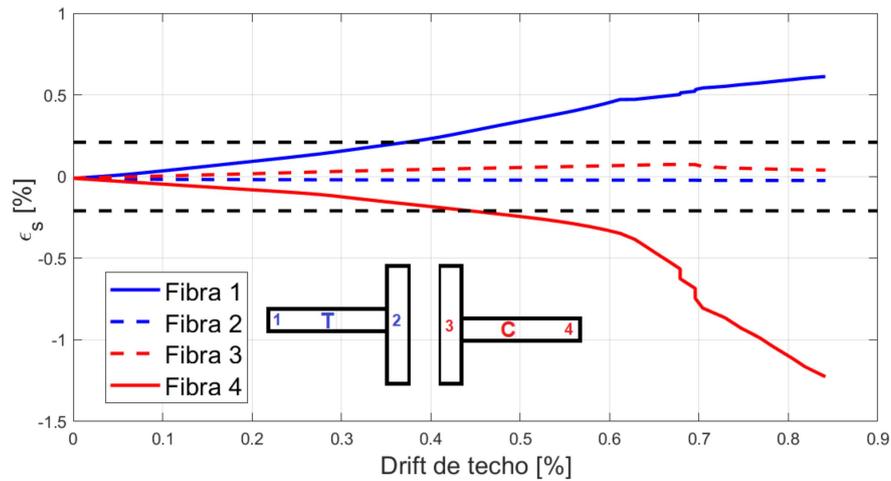
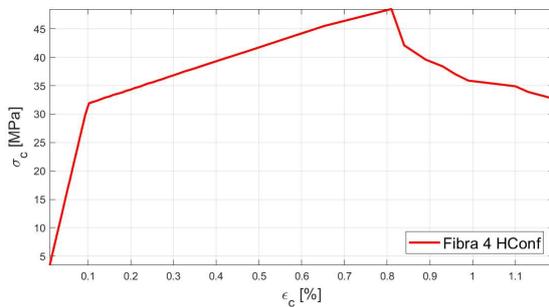


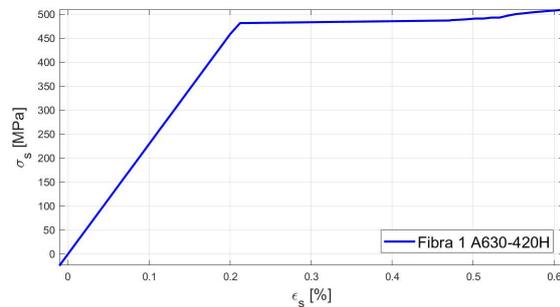
Figura 5.9: Demanda de deformación en barras longitudinales (fibras) en la base de los muros del modelo NLS2.

En la Figura 5.10 se presenta la relación esfuerzo-deformación para la fibra de hormigón confinado más comprimida (Figura 5.10a) y la fibra de acero más traccionada (Figura 5.10b). Para el hormigón, se presentan valores positivos para el esfuerzo y la deformación de la fibra 4. Se observa de la Figura 5.10a que en el hormigón confinado se alcanza la máxima resistencia para una deformación del 0.008, lo cual equivale a la falla del material para un drift de techo de 0.68 %. Para valores superiores de deformación la resistencia comienza a disminuir. Con respecto a la fibra de acero más traccionada, la Figura 49b nos indica que comienza a fluir para una deformación del 0.0021, lo que se alcanza para un drift de techo de 0.46 %. Estos resultados nos indican que la barra a tracción comienza a fluir antes de que el hormigón confinado, lo que genera una falla del tipo dúctil, que es lo que se busca generar con un diseño adecuado.

Por otro lado, las cargas gravitacionales aplicadas antes del análisis no lineal estático generan deformaciones en compresión en las fibras longitudinales de los muros que no se aprecian de manera correcta en la Figura 5.9. En la Figura 5.10, se observa que tanto la fibra de hormigón más comprimida (Figura 5.10a) y la fibra de acero más traccionada (Figura 5.10b) comienzan el pushover en una deformación a compresión distinta de 0, equivalente a $\epsilon = 0.01$ %.



(a) Fibra de Hormigón Confinado en compresión.



(b) Fibra de Acero A630-420H en tracción.

Figura 5.10: Relación esfuerzo-deformación en dirección longitudinal en la base de los muros del modelo NLS2.

La Figura 5.11 se presentan los resultados obtenidos de las rótulas plásticas consideradas en los elementos de acople entre los muros en el modelo NLS2. Las rótulas plásticas se encuentran a 18cm del muro en compresión (C) y a 18cm del muro en tracción (T). Se observa que todas las rótulas comienzan siendo solicitadas con un momento negativo, el cual corresponde al que produce la carga gravitacional aplicada previo al pushover. Luego, se observa que la primera fluencia en las rótulas plásticas ocurre en el piso 16 cercano al muro en tracción, para un drift de techo de 0.016%. Por otro lado, la última fluencia ocurre en la rótula plástica en el piso 1 cercano al muro a compresión, para un drift de techo de 0.26%. Con esto, se puede concluir que la fluencia en los elementos que acoplan los muros, como lo son las losas de piso, ocurre primero que en los muros, para lo cual se registró en un drift de techo de 0.37% (Figura 5.9). También, se comprueba que las fluencias de ambos elementos, muros y acople, ocurren primero en el elemento a tracción que en el elemento a compresión. Finalmente, se observa que para el drift de techo en la falla ($\delta = 0.64\%$) los elementos de acople comienzan a perder resistencia, alcanzando la capacidad última de deformación definida en la rótula, siendo los pisos 1, 2 y 3 los únicos sin presentar esta reducción. Es importante destacar que los refuerzos tanto superior como inferior del elemento de acople se consideran trabajando en conjunto en la rótula plástica, por lo cual los resultados presentados son los obtenidos del trabajo de ambas capas de refuerzo.

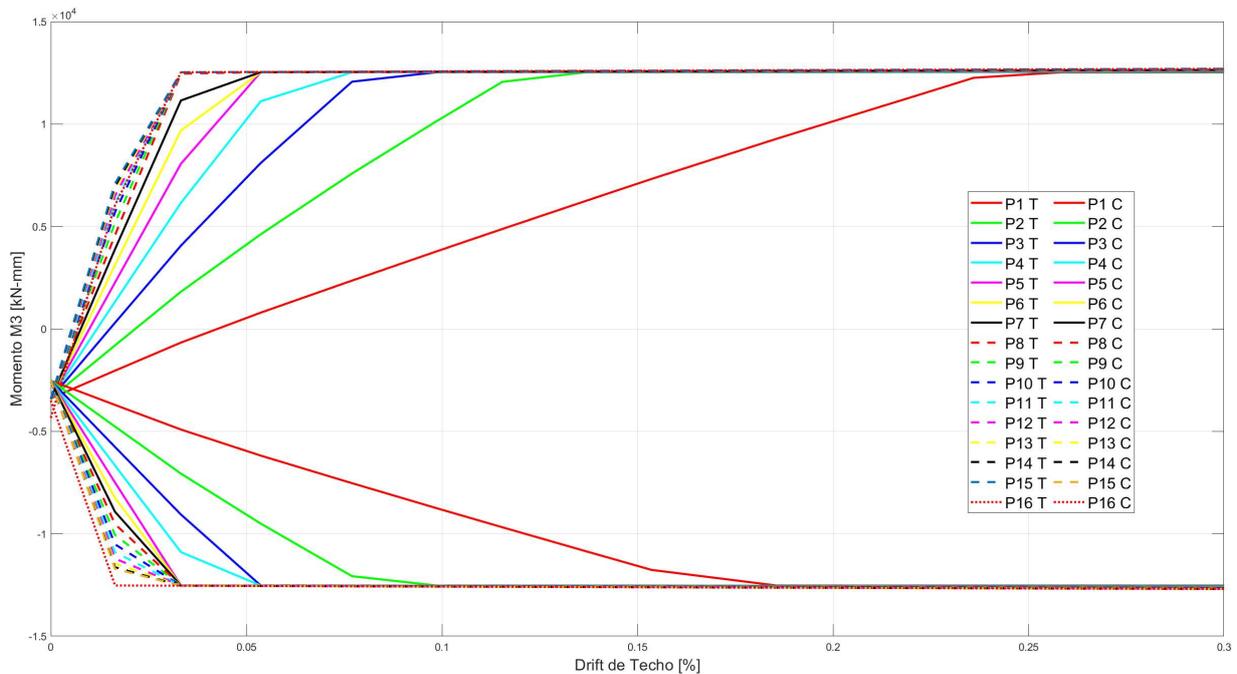


Figura 5.11: Momento [kN-mm] en rótulas plásticas de losas de acople entre muros. Rótula cercana a muro en Compresión (C) y a muro en Tracción (T).

5.3. Efecto del refuerzo de losa.

En esta sección se analizan los efectos que tiene la cantidad de refuerzo considerada en el elemento de acople en la respuesta sísmica del edificio de estudio. Se comparan las respuestas globales y locales obtenidas de los modelos NLS2, NLS4 y NLS6.

La Figura 5.12 presenta la respuesta global del corte basal que resiste la estructura en relación al drift de techo para los 3 modelos no lineales. Se observa que la resistencia máxima del edificio en estudio aumenta a medida que aumenta el refuerzo en las losas de acople. Las resistencias máximas de los modelos NLS4 y NLS6 corresponden a un 2.8 % y 1.6 % mayor que el obtenido en el modelo NLS2 (0.286W). También, se observa que el drift de techo en la falla disminuye si se aumenta el refuerzo en las losas de acople. Los drift de techo en la falla para los modelos NLS4 y NLS6 corresponden a un 1.5 % y 4.3 % menor que el obtenido para el modelo NLS2 (0.64 %). Finalmente, los drift de techo en la falla obtenidos para los modelos NLS2, NLS4 y NLS6 corresponden a un 2.08, 2.04 y 1.99 veces el desplazamiento de diseño δ_u (0.31 %), respectivamente (Tabla 5.2).

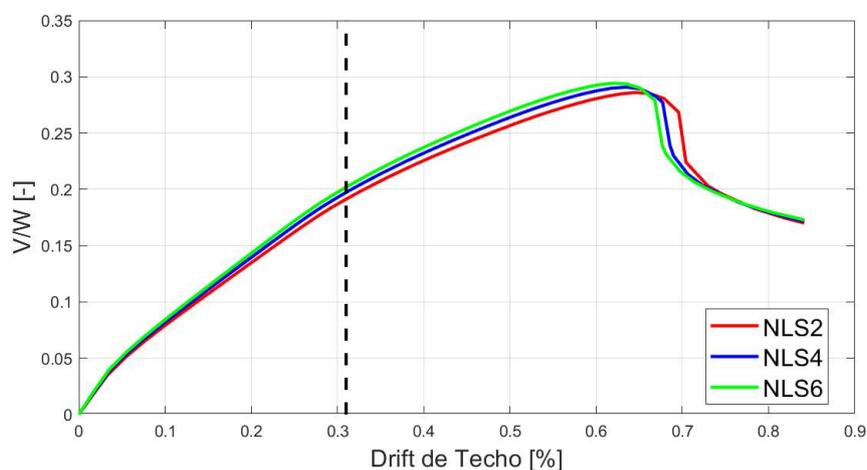


Figura 5.12: Resultados del análisis no lineal estático para modelos NLS2, NLS4 y NLS6. Línea vertical punteada indica el desplazamiento de diseño δ_u (0.31 %) de acuerdo al DS61.

Tabla 5.2: Parámetros globales obtenidos del análisis no lineal estático en modelos NLS2, NLS4 y NLS6.

Parámetro	Modelo		
	NLS2	NLS4	NLS6
V_{falla} [kN]	7174.6	7292.7	7378.0
V_{falla} [W]	0.286	0.29	0.294
Ω_o	3.34	3.39	3.43
δ_{falla} [%]	0.645	0.635	0.617
δ_{falla}/δ_u	2.08	2.04	1.99

Los resultados obtenidos de la variación en la carga axial en los muros T del edificio en estudio se presentan en la Figura 5.13, donde la línea horizontal punteada corresponde a la carga axial gravitacional con la que comienza el pushover. Se observa que la variación en la carga axial aumenta a medida que aumenta el refuerzo en la losa de acople. La carga axial normalizada máxima para el muro en compresión es 0.141, 0.162 y 0.178 para los modelos NLS2, NLS4 y NLS6, respectivamente. De esta manera, la máxima carga axial normalizada aumenta un 26.4 % cuando el refuerzo de la losa de acople se aumenta de $\rho = 0.002$ (modelo NLS2) a $\rho = 0.006$ (modelo NLS6).

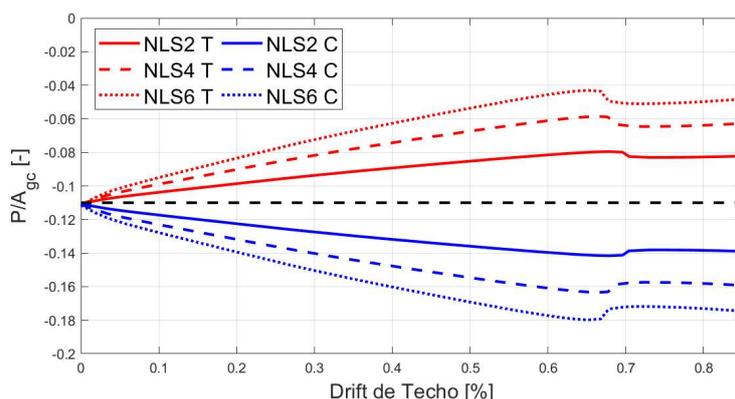


Figura 5.13: Carga axial normalizada obtenida en modelos NLS2, NLS4 y NLS6. Muros a tracción (rojo) y muros a compresión (azul).

Con respecto a la distribución de corte basal entre los dos muros T analizados, la Figura 5.14 indica que el corte basal que resiste el muro a compresión aumenta a medida que aumenta el refuerzo en la losa de acople. Adicionalmente, el corte basal resistido por el muro a compresión en la falla para los modelos NLS4 y NLS6 corresponden a un 1.5 % y 3.2 % mayor al resistido por el modelo NLS2, respectivamente. Por otra parte, el porcentaje del corte basal total resistido por el muro a compresión en la falla disminuye si aumenta el refuerzo del acople: para el modelo NLS4, resiste el 70.1 %, mientras que para el modelo NLS6, 69.1 %. En el modelo NLS2, el muro a compresión resiste el 71.2 % del corte basal total del edificio en estudio.

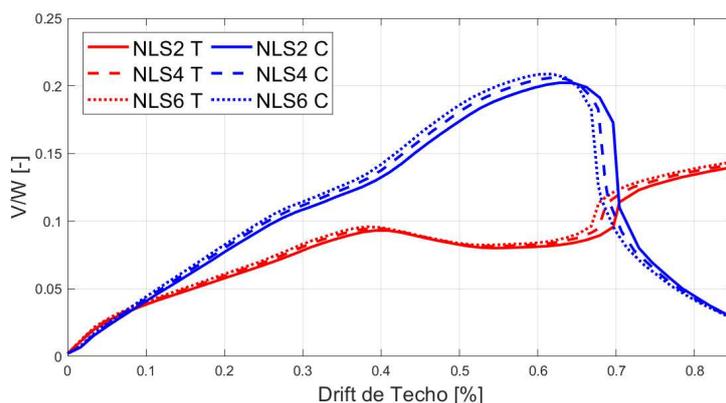


Figura 5.14: Corte basal normalizado obtenido en modelos NLS2, NLS4 y NLS6. Muros a tracción (rojo) y muros a compresión (azul).

La Figura 5.15 presenta la variación del momento basal en cada uno de los muros del edificio en estudio. Se observa que el momento basal en la falla resistido por el muro a compresión aumenta si aumenta el refuerzo en la losa de acople: para el modelo NLS4 y NLS6 se obtiene un momento basal en la falla un 1.2% y 2.89% mayor que el obtenido en el modelo NLS2 (2.32×10^5 kN-m), respectivamente. Luego, se observa también que el momento basal resistido por el muro a tracción disminuye si aumenta el refuerzo del acople: para el modelo NLS4 y NLS6 se obtiene un momento basal en la falla un 8.7% y 15.3% menor que el obtenido en el modo NLS2 (4.44×10^4 kN-m), respectivamente. Estas variaciones observadas en los momentos resistentes en la base de los muros era esperada producto del aumento en la variación en la carga axial de los muros (Figura 5.13), lo cual afecta directamente la resistencia de los muros T, como se vio en el análisis del diagrama de interacción (Figura 5.8a).

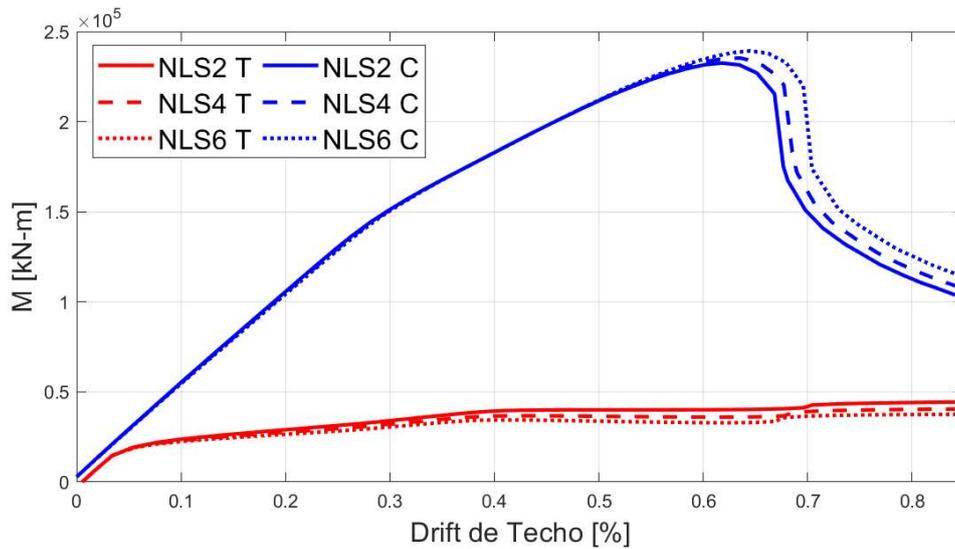


Figura 5.15: Momento basal [kN-m] obtenido en modelos NLS2, NLS4 y NLS6. Muros a tracción (rojo) y muros a compresión (azul).

La demanda de deformación de las barras longitudinales críticas (barras 1 y 4 en Figura 5.9) en la base de los muros T de los modelos NLS2, NLS4 y NLS6 se presenta en la Figura 5.16. Las líneas en rojo representan los resultados para la barra 1 de los muros a tracción, mientras que las líneas en azul representan los resultados para la barra 4 de los muros a compresión. Se observa que la fluencia de las barras a tracción y compresión ocurre para un drift de techo similar ($\delta \approx 0.4\%$) en los tres modelos. Luego de la fluencia de las barras, se comienzan a observar diferencias en la demanda de deformación en las barras. Se obtiene que la demanda de deformación post-fluencia alcanzan valores mayores para un menor drift de techo a medida que el refuerzo del acople entre muros aumenta. La mayor resistencia a flexión de los elementos de acople en los modelos con mayor refuerzo de losa aumenta la carga axial en el muro a compresión, lo cual a su vez incrementa la demanda de deformación.

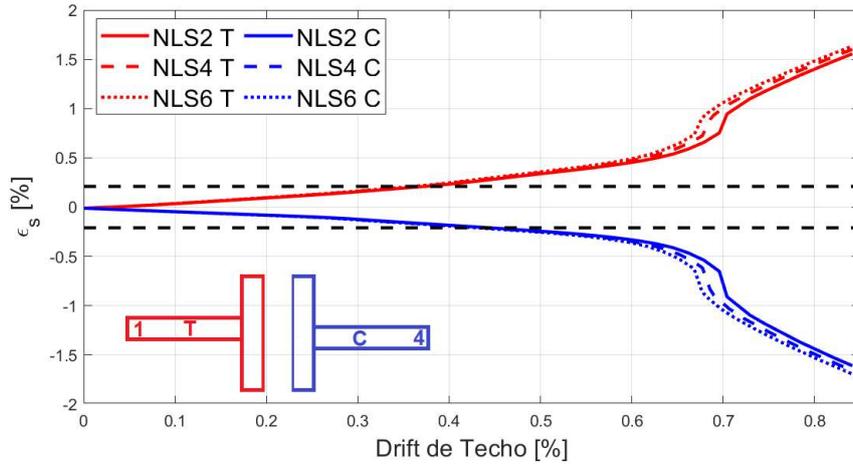
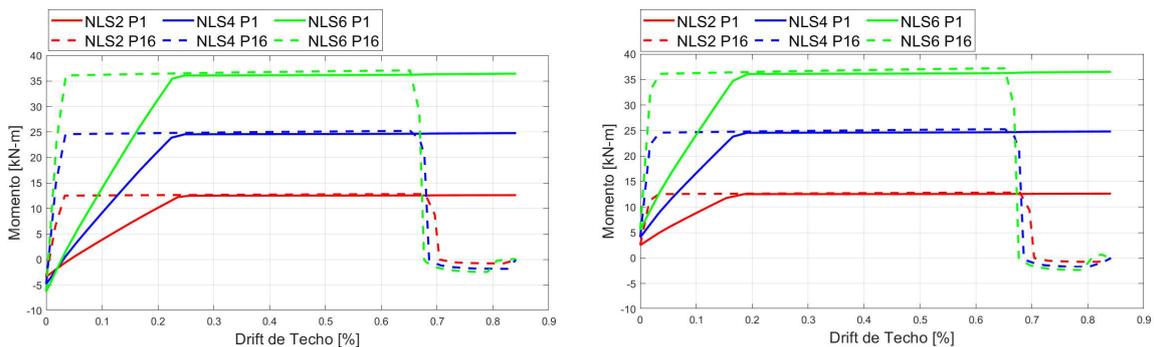


Figura 5.16: Demanda de deformación en barras longitudinales más exigidas en la base de cada muro T en modelos NLS2, NLS4 y NLS6. Fibra 1 (muro a tracción) y fibra 4 (muro a compresión).

Como se vio anteriormente, el primer elemento de acople en fluir es el del piso 16, mientras que el último en fluir es el del piso 1 (Figura 5.11). Por esto, se analizan los resultados del momento solicitante en los elementos de acople de los pisos 1 y 16 en cada uno de los modelos, presentados en la Figura 5.17. En la Tabla 5.3 se presentan los momentos y drift de techo a los cuales ocurre la fluencia del elemento. Se observa que para todos los modelos, la fluencia del elemento de acople en el Piso 1 ocurre primero en la rótula cercana al muro a tracción, mientras que la fluencia del elemento de acople en el Piso 16 ocurre prácticamente para el mismo drift de techo en todos los modelos y cercano a ambos muros. Este resultado nos dice que la deformación de fluencia del elemento de acople es independiente de su resistencia, siendo para el piso 1 $\delta_y \approx 0.2\%$ y para el piso 16 $\delta_y \approx 0.034\%$. También, en la Figura 5.17 se observa que para el piso 1 y 16 se alcanza la resistencia última del elemento de acople en todos los modelos para un drift de techo similar, lo que nos dice que la resistencia del elemento tiene menor incidencia en la demanda de ductilidad (δ_y/δ_y) o daño a flexión que la que usualmente se le atribuye.



(a) Rótula cercana a muro en Compresión.

(b) Rótula cercana a muro en Tracción, momentos negativos se presentan como positivos.

Figura 5.17: Momento solicitante [kN-m] en rótulas plásticas de elementos de acople entre muros en pisos 1 y 16 de modelos NLS2, NLS4 y NLS6.

El resultado anterior va en la misma línea de lo que presenta Priestley (2003) en el documento *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering*. Aquí, se estudia la respuesta sísmica en varias estructuras de hormigón armado y otros materiales, para las cuales se concluye que aumentar la resistencia no necesariamente mejora la seguridad para el nivel de diseño de la respuesta sísmica. Precisamente, si el aumento de resistencia se logra aumentando la armadura a flexión pero manteniendo constante las dimensiones del elemento, entonces la capacidad de deformación de la estructura disminuye mientras aumenta la resistencia, como resultado de la capacidad de curvatura última. Finalmente, como la capacidad de deformación resulta más fundamental que la resistencia para controlar el daño estructural, se concluye que la seguridad estructural se puede mejorar reduciendo en vez de aumentar la resistencia.

Tabla 5.3: Resultados de análisis no lineal estático en rótulas plásticas de elementos de acople.

		Rótula cercana a muro en			
		Compresión		Tracción	
Modelo	Parámetro	Piso 1	Piso 16	Piso 1	Piso 16
NLS2	M [kN-m]	12.26	12.52	12.52	12.53
	δ [%]	0.236	0.033	0.185	0.033
NLS4	M [kN-m]	23.88	24.57	24.55	24.58
	δ [%]	0.224	0.034	0.19	0.034
NLS6	M [kN-m]	35.47	36.09	36.07	36.11
	δ [%]	0.225	0.035	0.192	0.035

6. Conclusiones.

En este estudio se presenta una investigación analítica enfocada en evaluar la demanda sísmica en muros de estructuras de hormigón armado con losas de acople. Se consideró como caso de estudio una estructura con dimensiones y parámetros típicos de un edificio residencial en Chile, mientras que la respuesta sísmica fue obtenida de un análisis estático no lineal usando un modelo 3D con elementos tipo placa (shell) en el software ETABS Ultimate. Se realizaron 7 modelos de la estructura en estudio para estudiar el efecto del comportamiento no lineal y resistencia de las losas en la respuesta sísmica de la estructura. Los 7 modelos consideran comportamiento no lineal en los muros, de los cuales 4 consideran un comportamiento lineal de la losa con momento de inercia reducidos, para evaluar su precisión de representar la respuesta no lineal de la estructura. Los 3 modelos restantes consideran un comportamiento no lineal de la losa de acople, considerando distintas resistencias en este elemento, con el fin de ver el impacto que tiene la cantidad de refuerzo del elemento de acople en el comportamiento sísmico de la estructura.

Primero, se observaron efectos relevantes al considerar comportamiento no lineal en muros y losas. Del análisis estático no lineal (pushover) del modelo NLS2 se puede concluir lo siguiente:

- La fluencia en los refuerzos de losa se registran antes que la fluencia del refuerzo de los muros, lo cual ocurre para un drift de techo de 0.26 %. La deformación del refuerzo de losa alcanzó la deformación de fluencia en todos los pisos antes que el refuerzo de los muros comiencen a fluir, comenzando en los acoples de niveles superiores y hasta los niveles inferiores.
- La carga axial que se transfiere mediante las losas de acople entre muros generan una variación importante en la carga axial de los muros, equivalente a un 28 % de la carga axial gravitacional de los muros.
- El momento volcante en la base del muro sujeto a la mayor carga axial (muro en compresión) es 5.9 veces mayor que el momento del muro sujeto a menor carga axial (muro a tracción). Esta diferencia se atribuye a la asimetría en la forma T de los muros, lo cual genera diferentes capacidad de momento en las dos direcciones de carga en el plano del alma. Producto de esto, es relevante la variación en la carga axial de muros producto del acople, ya que afecta la capacidad de momento de los muros T.
- La fuerza de corte basal en los muros también se concentra en el muro con mayor sollicitación axial. El corte basal en el muro sujeto a mayor carga axial alcanza casi un 70 % del corte basal total de la estructura.

Luego, de los resultados de los análisis estáticos no lineales, se puede concluir sobre el efecto que tiene la cantidad de refuerzo de la losa de acople en la respuesta sísmica de la estructura:

- La capacidad de resistencia de la estructura en estudio aumenta a medida que aumenta la cantidad de refuerzo de losa, mientras que la capacidad de deformación disminuye. La fuerza de corte máxima en la falla fue un 1.6 % mayor, mientras que el drift de techo en la falla fue un 4.6 % menor, cuando el refuerzo de losa aumenta su cantidad 3 veces.
- El incremento en 3 veces la cantidad de refuerzo de losa generó un aumento de 27 % en la carga axial sísmica transferida al muro en compresión. Producto de lo anterior, la deformación del hormigón a compresión en la falla (0.008) se alcanzó para un menor drift de techo en el modelo con mayor refuerzo de losa.

- El momento volcante en la base del muro en compresión también aumentó a medida que aumenta el refuerzo de losa. Mayor refuerzo de losa permite mayor transferencia de carga axial al muro en compresión, incrementando su capacidad a flexión.

Con respecto a la precisión de los modelos con comportamiento lineal de la losa y momento de inercia reducido para representar la respuesta no lineal de la estructura, mediante análisis estáticos no lineales, se puede concluir lo siguiente:

- La capacidad de resistencia de la estructura en estudio con comportamiento lineal de losas disminuye a medida que el momento de inercia de las losas disminuye. La resistencia lateral del modelo con 10 % del momento de inercia de las losas (LS10) es un 12 % menor que la resistencia lateral del modelo sin reducción del momento de inercia (LS100). La capacidad de deformación del modelo LS10 aumenta un 14 % comparado con la del modelo LS100.
- El modelo con 10 % del momento de inercia de losas fue el modelo con comportamiento de losas lineales que mejor predijo la resistencia máxima y capacidad de deformación del modelo con comportamiento no lineal de losas (NLS2). Sin embargo, el modelo LS10 subestima levemente la respuesta fuerza-desplazamiento de la estructura en estudio posterior al desplazamiento de diseño δ_u .

Finalmente, en base a los resultados obtenidos en este estudio, se realizan las siguientes recomendaciones en el diseño de muros de estructuras de hormigón armado:

- Se observó que los modelos con muros no lineales y losas lineales no reproducen correctamente el comportamiento no lineal del edificio en estudio. Se consideró un análisis en la dirección longitudinal del alma de los muro T, sin embargo, un análisis completo requiere considerar el comportamiento en la dirección transversal también. Para esto, los modelos completamente no lineales de estructuras de hormigón armado requieren altos recursos computacionales, además de que softwares comúnmente utilizados en oficinas de diseño no permiten modelar el comportamiento no lineal de la losa. Por lo anterior, resulta una alternativa razonable considerar las losas como elementos lineales, para lo cual se recomienda considerar un momento de inercia reducido a un valor $0.25EI_g$ para lograr capturar el comportamiento hasta el desplazamiento de diseño δ_u y también considerar la rigidez que aportaría el refuerzo en las losas.
- El refuerzo adicional de las losas en las zonas de acople de muros, comúnmente usado por las oficinas de diseño en Chile para incrementar la resistencia de losas, es un factor determinante en el comportamiento sísmico de estructuras de muros de hormigón armado. A pesar de que el refuerzo adicional aumenta la resistencia lateral del edificio, también disminuye su capacidad de deformación. Es por esto que no se recomienda aumentar el refuerzo de losa en las zonas de acople, para así evitar afectar la capacidad de deformación de edificio y que no se produzcan fallas frágiles. Un valor de diseño adecuado para la cuantía de refuerzo de losa en las zonas de acople podría ser $\rho \approx 0.003$ (superior e inferior), considerando un ancho efectivo de 6 veces el espesor de losa.

Para complementar y corroborar resultados y conclusiones expuestas en este trabajo, se recomienda que futuras investigaciones en relación a la demanda sísmica de edificios de hormigón armado con muros acoplados por losas consideren distintos parámetros de diseño, como tipo de suelo, zona sísmica, geometría en planta, número de pisos o geometría de muros a estudiar. También, se recomienda realizar análisis que consideren el comportamiento no lineal en ambas direcciones, y así incorporar el comportamiento no lineal de las alas de los muros T.

7. Referencias.

- Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., Massone, L., Boroschek, R. y Yáñez, F., (2012). Seismic Performance of High-rise Concrete Buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings*, 7(1):181-194.
- Paulay, T. and Priestley, M. (1993). Stability of Ductile Structural Walls. *ACI Structural Journal*, 90(4):385–392.
- Wallace, W., Massone, L., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Luders, C., y Moehle, J. (2012). Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings. *Earthquake Spectra*, 28(1):281–299.
- Wood, S. (1991). Performance of Reinforced Concrete Building During the 1985 Chile Earthquake: Implications for Design of Structural Walls. *Earthquake Spectra*, 7(4):607-638.
- Alendar, V. & Milicevic, M. (2015). Study of Capabilities of Etabs 2015 Software for Performance Based Design.
- Ugalde, D., Parra, P. y Lopez-García, D. Assessment of the seismic capacity of tall wall buildings using nonlinear finite element modeling, *Bulletin of Earthquake Engineering*.
- Ramos, L. y Hube, M. Seismic response of reinforced concrete wall buildings with nonlinear coupling slabs, *Elsevier: Engineering Structures*, 234 (2021).
- Priestley, M.J., (2003). Myths and Fallacies in Earthquake Engineering. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 26(3): 329-341.