



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

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE MODELOS NO LINEALES
BIDIMENSIONALES CON MODELO TRIDIMENSIONAL DE UN EDIFICIO
DE HORMIGÓN ARMADO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

MARÍA ADRIANA SOFÍA ORTIZ CAROCA

PROFESOR GUÍA:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
FABIÁN ROJAS BARRALES
BETZABETH SUQUILLO RONQUILLO

SANTIAGO DE CHILE
2024

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL
POR: MARÍA ADRIANA SOFÍA ORTIZ CAROCA
FECHA: 2024
PROF. GUÍA: LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

ANÁLISIS COMPARATIVO DE MODELOS NO LINEALES BIDIMENSIONALES CON MODELO TRIDIMENSIONAL DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO

El diseño por capacidad es un enfoque cada vez más común para garantizar un comportamiento seguro y controlado de las estructuras ante sismos. Este diseño requiere un análisis no lineal de la estructura, que resulta costoso en términos de tiempo cuando se emplean herramientas avanzadas como OpenSees, especialmente con modelos tridimensionales (3D) detallados. El objetivo de este estudio es verificar si modelos bidimensionales (2D), que corresponden a una porción del modelo estructural completo, pueden replicar de manera eficiente y rápida el comportamiento global y los modos de falla de una estructura de hormigón en comparación de un modelo 3D. Para esta evaluación, se utilizaron dos casos de estudio: un modelo simplificado y el modelo del edificio Antígona, en Viña del Mar, afectado por el terremoto de 2010. Ambos modelos se desarrollaron en OpenSees utilizando el elemento macroscópico E-SFI-MVLEM 3D, y se sometieron a análisis modal espectral y estático no lineal para simular la respuesta sísmica. Los resultados indicaron que mantener constante la densidad de muros y la distribución de masa por área en planta permitió que los modelos 2D y 3D presentaran períodos similares, con diferencias entre 1 % y 4 %. Sin embargo, los modelos bidimensionales mostraron limitaciones importantes para replicar con precisión esfuerzos y deformaciones, especialmente en estructuras con comportamiento torsional. En el caso del modelo simple (traslacional), el modelo 2D tuvo errores promedios de 12,8 % en compresión y 3,4 % en tracción en los muros de interés. Para el edificio Antígona (torsional), los errores en deformaciones unitarias se elevaron promediando un 29 % en tracción y 35 % en compresión. Los modelos 2D requieren hasta ocho veces menos tiempo para realizar un análisis no lineal en comparación con los modelos 3D, y su menor número de elementos permite una mayor extracción de datos en una misma ejecución. Por lo tanto, este trabajo propone una metodología efectiva para la elaboración y análisis de modelos 2D, que pueden servir como herramienta valiosa para evaluaciones iniciales, teniendo un rango de aplicabilidad predominantemente en estructuras con comportamiento traslacional.

*Este trabajo se lo dedico a mi madre Sofía, mi hermano Jhon
y mis sobrinos Eduardo y Domingo.*

Agradecimientos

En primer lugar quiero agradecer a mi madre, Sofía, un ejemplo de mujer, la persona que ha estado al lado mío en cada momento de mi vida entregándome su amor incondicional. Como me dijo una vez, la vida no sería vida si no estuvieras, el sentimiento es mutuo. Mención especial a sus sopas en invierno cada vez que llegaba tarde de la universidad, soportar mi estrés y darme fuerzas a seguir adelante.

Gracias especiales a mi compañero Gonzalo por su apoyo durante todos estos años, en particular en esta última etapa de la universidad que vivimos juntos, por brindarme su afecto, paciencia y contención en momentos de dificultad.

También agradecer a Jhon, que a pesar de los 1000 km que nos separan físicamente, siempre estuvo preocupado de mi progreso en la carrera y alentándome a culminarla. Valorarlo por ser un ejemplo de hermano mayor y por entregarme tantas alegrías y momentos únicos junto con Eduardo y Domingo.

No menos importantes son las amistades que me acompañaron durante la carrera. Primero agradecer a mis amigas que están a mi lado desde el colegio hasta el día de hoy, nos hemos visto crecer, cumplir sueños y espero que siga siendo así. A mis amigos que están desde la primera semana de universidad, muchas gracias por seguirme en cada plan, por aconsejarme y estar siempre para mí.

Al grupo de amigos de civil por motivarme a estudiar, superarme y siempre tener una palabra amable y reconfortante en momentos en los que no me sentía capaz, tienen un lugar en mi corazón. También agradecer a mis amigos de la terraza, por darme tantos buenos y divertidos momentos, los viajes, paseos, fiestas y almuerzos de infinitas risas siempre tendrán un lugar en mi corazón.

Agradecer a mi gran familia, por siempre darme tanto cariño, preocupación y apoyo en cada paso de mi vida. Todo lo que soy hoy es el resultado de lo que cada uno de ustedes me ha enseñado, tanto de quienes siguen aquí como quienes ya no están.

Finalmente, dar las gracias al profesor Leonardo Massone por su paciencia, ayudarme en cada etapa del desarrollo de este trabajo, brindarme sus conocimientos y guiarme en los momentos en donde no tenía un rumbo fijo.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo General	2
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Metodología de trabajo	2
2. Marco Teórico	4
2.1. Introducción	4
2.2. Revisión de Estudios Previos y Enfoque Propuesto	4
2.3. Modelo E-SFI-MVLEM-3D	7
2.4. Modelación en OpenSees	9
2.5. Análisis no lineal estático	19
3. Descripción del edificio en estudio	21
3.1. Introducción	21
3.2. Descripción general	21
3.2.1. Descripción de daños	23
3.2.1.1. Daños por flexo-compresión	24
3.2.1.2. Daños por Corte	26
4. Análisis Paramétrico	28
4.1. Introducción	28
4.2. Descripción del modelo estructural	28
4.2.1. Modelo completo	28
4.2.2. Modelo bidimensional	29
4.2.3. Comparación y predicción de comportamiento	32
4.3. Resultados modelo de un piso	33
4.4. Resultados modelo de siete pisos	33
5. Análisis tridimensional y bidimensional del edificio de estudio	41
5.1. Introducción	41
5.2. Elaboración del modelo bidimensional	41
5.3. Resultados Análisis modal espectral	44
5.4. Resultados Análisis no lineal estático	45
6. Análisis de resultados	52

7. Conclusiones	56
Bibliografía	58
Anexos	59
A. Densidad de muros por nivel de Edificio Antígona	59
B. Densidad de muros por nivel de sección del Edificio Antígona y porcentaje de diferencia con respecto al modelo completo	60
C. Masa distribuida por área por cada nivel para modelo completo y seccionado del edificio Antígona	61

Índice de Tablas

2.1.	Datos de origen del archivo CSV para la creación de nodos	10
2.2.	Datos de origen del archivo CSV para la creación de muros	14
2.3.	Datos de origen del archivo CSV para la creación de vigas	16
2.4.	Datos de origen el archivo CSV para la creación de vigas. Metodología Aburto (2024).	19
2.5.	Datos de origen el archivo CSV para la creación de vigas. Metodología propuesta.	19
4.1.	Cálculo parámetros de interés modelo completo	29
4.2.	Cálculo parámetros de interés modelo bidimensional	31
4.3.	Comparación de parámetros de interés entre modelo completo y modelo bidimensional	32
4.4.	Comparación periodos modelo completo y bidimensional de 1 piso	33
4.5.	Comparación entre peso aplicado y reacción basal	33
4.6.	Comparación periodos modelo completo y bidimensional de 7 pisos	34
5.1.	Comparación periodos modelo completo y bidimensional Edificio Antígona . .	44
5.2.	Tiempo de Ejecución de análisis Pushover para cada modelo	46
A.1.	Densidad de muros por nivel de Edificio Antígona	59
B.1.	Densidad de muros por nivel para sección de Edificio Antígona y su diferencia con respecto a la estructura completa	60
C.1.	Masa distribuida por área por cada nivel para modelo completo y seccionado del edificio Antígona	61

Índice de Ilustraciones

2.1.	Modelo representativo del edificio Alto Rio analizado en Perform 3D.Tuna y Wallace (2015) [2].	5
2.2.	Sistema de 1GDL.	6
2.3.	Evolución de los modelos de interacción macroscópicos basados en la formulación MVLEM. Adaptado de [7]	8
2.4.	Formulación del elemento E-SFI-MVLEM-3D. [7]	8
2.5.	Formulación del comportamiento del elemento en el plano. a)SFI-MVLEM-3D, b) E-SFI-MVLEM-3D.[7]	9
2.6.	Ley constitutiva del acero que se usará en el modelo. La curva es simétrica para la otra dirección de carga.[8]	11
2.7.	Ley constitutiva del hormigón simple que se usará en el modelo. Valores positivos son compresión.[8]	12
2.8.	Ley constitutiva del hormigón confinado que se usará en el modelo. Valores positivos son compresión.[8]	12
2.9.	Resumen de orden de los nodos en los muros provenientes del modelo ETABS.	15
2.10.	Secuencia del proceso de análisis no lineal estático.	20
3.1.	Ubicación Edificio Antígona. Modificación de imagen de Google Earth	21
3.2.	Planta Torre. Figura extraída de [10]	22
3.3.	Planta primer subterráneo. Figura extraída de [10]	23
3.4.	Desprendimiento de hormigón de recubrimiento-Eje 16. Leiva et al., 2010.	24
3.5.	Aplastamiento del hormigón en muro de Eje 16. Leiva et al., 2010.	25
3.6.	Aplastamiento del hormigón del muro de eje 17. Leiva et al., 2010.	25
3.7.	Daño por corte en el Eje 17. Leiva et al., 2010.	26
3.8.	Daño por corte en Eje E. Leiva et al., 2010.	26
3.9.	Resumen ubicación de daños en planta. Adaptado de plano original [10].	27
4.1.	Dimensiones modelo completo.	29
4.2.	Muro de interés a analizar destacado en planta.	30
4.3.	Muro de interés a analizar modelado en elevación ETABS.	30
4.4.	Dimensiones modelo bidimensional.	31
4.5.	Aplicación de resortes en nodos	32
4.6.	Curva de capacidad del modelo tridimensional y bidimensional de 7 pisos - Análisis no lineal en ambos sentidos.	34
4.7.	Desplazamiento del centroide del diafragma para cada nivel en dirección X e Y - Modelos 3D y 2D con resortes de distintas rigideces. Pushover Y+.	35
4.8.	Perfil de deformaciones unitarias del muro de interés para Pushover Y+ $\Delta = 4cm$	36
4.9.	Desplazamiento del centroide del diafragma para cada nivel en dirección X e Y - Modelos 3D y 2D con resortes de distintas rigideces. Pushover Y-.	36

4.10.	Perfil de deformaciones unitarias del muro de interés para Pushover Y- $\Delta = 4cm$.	37
4.11.	Distribución de esfuerzo axial y momento en altura en muro de interés - Pushover Y+.	37
4.12.	Distribución de esfuerzo axial y momento en altura en muro de interés - Pushover Y-.	38
4.13.	Distorsión angular por piso del muro de interés para los modelos 3D y 2D.	39
4.14.	Distribución de esfuerzo de corte en altura en muro de interés.	39
5.1.	Modelación de Eje en ETABS (Programa de origen de datos).	42
5.2.	Franja del edificio seleccionada como posible modelo bidimensional.	43
5.3.	Ejes de muros a analizar para caso de estudio.	43
5.4.	Desplazamientos del centroide del diafragma para cada nivel en dirección Y	45
5.5.	Curva de capacidad modelo completo y bidimensional del Edificio Antígona	46
5.6.	Distribución de resortes en edificio Antígona	47
5.7.	Desplazamiento de centroide de difragma de cada nivel- Dirección X	48
5.8.	Desplazamiento de centroide de difragma de cada nivel- Dirección Y	48
5.9.	Perfil de deformaciones unitarias M-EJE14 Pushover Y+	49
5.10.	Perfil de deformaciones unitarias M-EJE14 Pushover Y-	49
5.11.	Perfil de deformaciones unitarias M-EJE16 Pushover Y+.	50
5.12.	Perfil de deformaciones unitarias M-EJE16 Pushover Y-	50
5.13.	Distorsión angular de M-EJE17	51
6.1.	Diferencias de deformaciones en el muro de interés del modelo de 7 pisos	54
6.2.	Diferencias de deformaciones en muros de interés de Edificio Antígona	55

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

La evaluación de la respuesta sísmica de estructuras es crucial en zonas propensas a terremotos, como Chile. La exposición constante a estos riesgos demanda una comprensión profunda del comportamiento de las estructuras y la capacidad de predecir y evaluar sus posibles daños.

En las últimas décadas, los análisis no lineales han adquirido mayor reconocimiento y su aplicación en programas de análisis estructural ha aumentado debido a su capacidad para representar de manera más realista el comportamiento de las edificaciones en comparación con los análisis lineales, que no capturan adecuadamente la respuesta dinámica ni la interacción de los esfuerzos internos en condiciones de altas demandas sísmicas.

A pesar de sus ventajas, los análisis no lineales presentan la limitación de incurrir un elevado costo computacional, especialmente cuando se emplean elementos finitos en la construcción de los elementos estructurales. Como resultado, el análisis de un edificio completo puede tomar varias horas o incluso días para completarse. Sin embargo, recientemente se han desarrollado modelos macroscópicos que simplifican la formulación de los componentes, disminuyendo los grados de libertad y en consecuencia los tiempos de ejecución.

En este contexto, el presente trabajo se enfoca en desarrollar modelos estructurales bidimensionales no lineales, los cuales corresponden a secciones específicas de una estructura completa, por lo que desde su origen poseen una menor cantidad de grados de libertad y elementos. Además, estos últimos serán modelados los modelos macroscópicos de interacción anteriormente mencionados, lo que resulta en una disminución aún mas significativa del tiempo requerido para realizar el análisis no lineal.

El principal desafío es validar estos modelos y establecer una metodología adecuada para su desarrollo, asegurando que reflejen con precisión el comportamiento dinámico y las fallas observadas en el modelo tridimensional completo de la estructura. Para ello, se utilizará un edificio real que sufrió daños significativos durante el terremoto de 2010. Primero se analizará el modelo tridimensional completo y, posteriormente, se verificará si el modelo bidimensional puede reproducir los mismos resultados o una aproximación razonable.

En caso de obtener conclusiones favorables, se demostrará que los modelos bidimensionales ofrecen una solución eficiente en términos de tiempo de ejecución. Esto permitiría realizar análisis no lineales complejos con mayor rapidez, optimizando recursos y facilitando la toma de decisiones en proyectos.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Comparar el modelo no lineal tridimensional de un edificio de hormigón armado con modelos no lineales en dos dimensiones de la misma estructura, con el fin de verificar si estos últimos capturan de manera efectiva los modos de falla y el comportamiento dinámico de la estructura en estudio.

1.2.2. Objetivos específicos

- Recopilar antecedentes de los daños estructurales sufridos en el terremoto del 2010 del edificio de estudio.
- Seccionar el modelo tridimensional para formular modelos bidimensionales.
- Analizar el modelo tridimensional no lineal del edificio.
- Evaluar el comportamiento dinámico y los modos de falla de los modelos bidimensionales y comparar con lo proporcionado por el modelo tridimensional.
- Proporcionar recomendaciones para la elaboración de modelos bidimensionales que presenten comportamientos representativos de un modelo tridimensional y que incurran en un menor gasto computacional.

1.3. Metodología de trabajo

- Recopilación de datos e información del edificio en estudio, incluyendo planos, memorias y modelos tridimensionales.
- Búsqueda y revisión bibliográfica de formulaciones analíticas de muros de hormigón armado, teniendo énfasis en el modelo E-SFI-MVLEM-3D que será empleado para el análisis no lineal del presente trabajo.
- Análisis estructural no lineal estático del modelo tridimensional del edificio utilizando el software OpenSees. Comparación de los resultados con observaciones reales de daño y comportamiento dinámico.
- División del edificio en secciones representativas que reflejen zonas de interés para el análisis, es decir, áreas del edificio donde se presentó daño debido el terremoto. Luego desarrollar los modelos bidimensionales para cada una de estas considerando las interacciones con las secciones adyacentes.
- Testeo de los modelos en dos dimensiones realizando análisis modal espectral y no lineal estático.

- Evaluación del comportamiento de cada modelo bidimensional y comparación de sus resultados con las predicciones del modelo tridimensional, identificando similitudes, discrepancias y análisis de sus causas.
- Formulación de recomendaciones para la aplicación de modelos bidimensionales en la evaluación del comportamiento dinámico y la captación de daño estructural. Incluyendo un análisis del gasto computacional de estos.

Capítulo 2

Marco Teórico

2.1. Introducción

En este capítulo se recopilan antecedentes sobre estudios previos que emplean modelos simplificados y modelos bidimensionales para el análisis estructural, además de presentar el enfoque propuesto para el presente trabajo. Dado que los daños en los muros de hormigón armado son el objeto principal de estudio, se muestran los modelos analíticos utilizados para su formulación, con un enfoque particular en el modelo E-SFI-MVLEM-3D, que se empleará para modelar estos elementos estructurales. Finalmente, se detalla la metodología para la elaboración de modelos estructurales en OpenSees y su posterior análisis estático no lineal.

2.2. Revisión de Estudios Previos y Enfoque Propuesto

La simplificación de modelos estructurales es una técnica común en ingeniería para reducir la complejidad computacional y el tiempo de análisis. Un ejemplo de ello es el trabajo de Salazar (2020) [1], quien construyó un modelo simplificado del edificio Antígona, el cual se analizará en el presente estudio, siguiendo varias etapas. Primero, a partir de un modelo base desarrollado en ETABS, se extrajeron los datos fundamentales, como las masas y rigideces de cada piso. Luego, el edificio fue representado como una columna empotrada, con las masas concentradas en los centros de gravedad de los pisos.

Se configuró la matriz de rigidez considerando losas infinitamente rígidas y sin flexión en los ejes X e Y, limitando el análisis a la rigidez traslacional y torsional. Finalmente, se aplicó una rutina en MATLAB que permitió obtener las propiedades dinámicas, como los periodos y las formas modales, cuyos resultados se ajustaban a lo predicho por el modelo original de ETABS. Aunque este enfoque es eficiente para evaluaciones rápidas, no permite analizar en detalle el comportamiento de los elementos individuales del edificio.

Otro estudio, que se ajusta más a los objetivos del presente trabajo es el desarrollado por Tuna y Wallace (2015) [2], quienes analizaron una sección representativa del edificio alto Río, el cual colapsó tras el terremoto de 2010. Este modelo, presentado en la figura 2.1, fue desarrollado en el software CSI Perform, en donde se modelaron los muros empleando elementos uniaxiales del tipo *Shear Wall Elements*, los cuales capturan el comportamiento de flexo-compresión y corte de manera desacoplada.

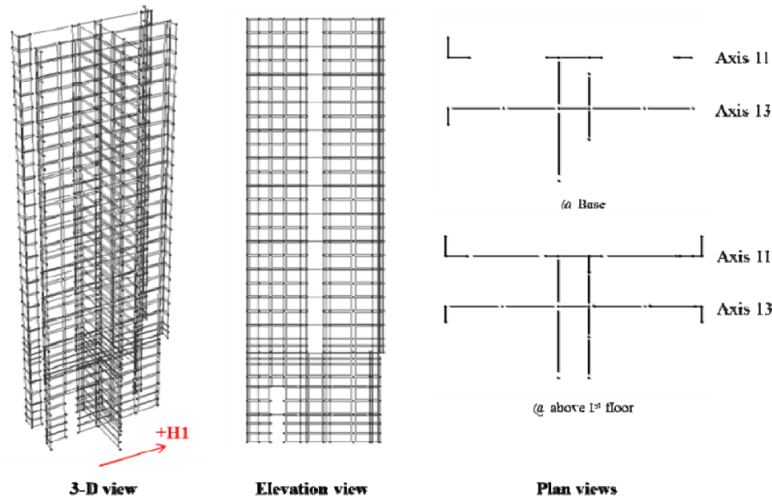


Figura 2.1: Modelo representativo del edificio Alto Rio analizado en Perform 3D. Tuna y Wallace (2015) [2].

Dado que el objetivo principal de este modelo era analizar la dirección de colapso (H1 en la figura anterior), se aplicó un diafragma rígido para que todos los nodos a nivel de piso tuvieran el mismo desplazamiento en esa dirección. Los desplazamientos laterales en la dirección ortogonal y las rotaciones fuera del plano fueron restringidos.

Al realizar el análisis modal de esta porción del edificio, se obtuvieron periodos similares al modelo completo desarrollado en ETABS. Además, mediante un análisis no lineal estático basado en el primer modo de vibración, se lograron capturar las deformaciones críticas tanto en el hormigón como en el refuerzo, coincidiendo con los daños observados en los primeros pisos del edificio que originaron su posterior colapso.

Esta metodología combina la precisión en la obtención de resultados tanto en el comportamiento dinámico como en la captura de fallas estructurales. Sin embargo, es necesario verificar su aplicación en el presente trabajo, ya que se emplea otro programa de modelación estructural y un elemento diferente para la construcción de muros. Por lo tanto, los supuestos sobre las restricciones de desplazamientos utilizados en el estudio recién presentado podrían no ser directamente aplicables, requiriendo una evaluación adicional para asegurar su validez.

A diferencia del trabajo de Tuna y Wallace, que comparó los periodos de CSI Perform con los de ETABS y las deformaciones obtenidas con los daños observados, Plaza (2017) [3] analizó modelos en CSI Perform-3D tanto tridimensionales como bidimensionales del edificio "Torre A" del condominio "Velamar" ubicado Iquique. En los modelos 2D, que representan una porción del edificio, se evaluó el efecto de las cargas de acople en la resultante de carga lateral y se analizaron los esfuerzos y deformaciones post-fluencia de los muros mediante un análisis tiempo-historia basado en el registro sísmico del terremoto del 27 de febrero de 2010. Posteriormente, se evaluó si los modelos 2D podían capturar adecuadamente el comportamiento observado al realizar los mismos análisis en el modelo 3D.

Los resultados de este estudio mostraron que los modelos bidimensionales fueron capaces de reproducir el efecto del acoplamiento de muros en la ubicación de la resultante de carga lateral, aunque presentaron un nivel de daño considerablemente inferior al observado en el modelo tridimensional. A pesar de que los resultados no fueron los esperados, se propusieron algunas recomendaciones para efectuar la elaboración de modelos bidimensionales, las cuales serán aplicadas en el presente estudio:

- El análisis del modelo debe ser **exclusivamente** en la dirección flexible, ya que es donde se generan los mayores esfuerzos en términos de momento y corte.
- Incluir el muro de interés en el modelo bidimensional, este debe estar orientado en la dirección flexible y acoplado con otro(s) muro(s).
- Asegurarse de que los periodos principales del modelo bidimensional sean similares a los de la estructura completa.
- Garantizar que en el primer modo de vibración, la dirección de movimiento principal sea la flexible.

En el trabajo de Plaza (2017) [3], se construyó un modelo bidimensional que cumplía con todos estos requisitos, aunque para ajustar el periodo principal se utilizó un método de tanteo de masa, es decir, se probaban diferentes valores hasta que el periodo coincidiera con el deseado. En este estudio se buscará, en cambio, formular y verificar si una relación entre los parámetros propios de la estructura permiten capturar el periodo principal sin necesidad de ajustar la masa de manera iterativa.

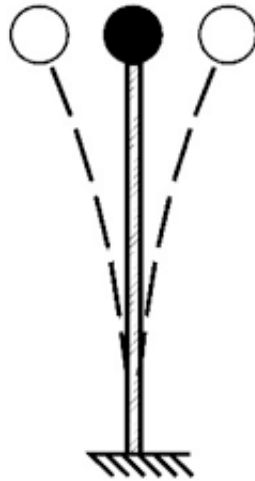


Figura 2.2: Sistema de 1GDL.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.1)$$

Para lo anterior, se propone utilizar como referencia la ecuación 2.1, derivada de la ecuación de movimiento de un sistema masa-resorte de un solo grado de libertad, representado

en la figura 2.2. El periodo de vibración de un sistema está directamente relacionado con la masa y la rigidez. Un sistema con mayor masa o menor rigidez tendrá un periodo más largo, lo que implica oscilaciones más lentas, mientras que uno con menor masa o mayor rigidez mostrará un periodo más corto, resultando en oscilaciones más rápidas. Por lo tanto, en este estudio se sugiere que, para que el periodo del modelo bidimensional sea similar al de la estructura completa, la relación entre masa y rigidez se mantenga constante en ambos modelos.

No obstante, calcular la rigidez tanto para el edificio completo como para el modelo seccionado puede ser complejo. Por ello, se propone utilizar la densidad de muros como un indicador alternativo. Gonzáles (2010) [4] sostiene que los parámetros relacionados con la densidad y los momentos de inercia de los muros son fundamentales, ya que representan adecuadamente la rigidez lateral de los edificios y son clave para entender su comportamiento sísmico.

En cuanto a la masa, la idea es que, al seccionar el modelo, no sea necesario ajustarla para mantener el periodo. Dado que se busca que los modelos bidimensionales tengan la misma densidad de muros en la dirección de análisis que el modelo tridimensional, se propone mantener también la masa distribuida por área entre ambos modelos. De este modo, la relación entre masa y rigidez se mantendrá constante, asegurando que el periodo de ambos modelos sea equivalente.

Finalmente, cabe destacar que los parámetros propuestos (densidad de muros y masa distribuida por área) corresponden a una hipótesis de trabajo, la cual será verificada a medida que se realicen las comparaciones entre los periodos predominantes del modelo tridimensional y bidimensional.

2.3. Modelo E-SFI-MVLEM-3D

Los muros de hormigón armado son cruciales para la resistencia estructural frente a cargas laterales, como las inducidas por sismos, debido a su alta rigidez y resistencia en el plano. Por ello, es fundamental comprender su comportamiento para realizar predicciones rigurosas y prevenir posibles daños. Sin embargo, esta respuesta no siempre es clara debido a la complejidad intrínseca de los materiales y al efecto combinado de las solicitaciones axiales, de flexión y de corte (López, Rojas & Massone, 2022 [5]). Para abordar esta complejidad, se han desarrollado diversos modelos analíticos.

Estos modelos analíticos se clasifican en dos grandes categorías: modelos microscópicos y macroscópicos. Los modelos microscópicos emplean elementos finitos para la representación y estudio detallado de los muros, permitiendo una amplia aplicabilidad y proporcionando predicciones precisas, independientemente de la formulación elegida. No obstante, la necesidad de una alta discretización en estos modelos requiere un esfuerzo computacional significativo para realizar el análisis, lo que puede limitar su uso en estudios de gran escala.

Por otra parte, los modelos macroscópicos, que incorporan hipótesis mecánicas basadas en el comportamiento experimental (como la hipótesis de Euler-Bernoulli), son más sencillos y eficientes desde el punto de vista del gasto de recursos computacionales. Sin embargo, estos modelos pueden estar limitados en cuanto a la precisión y el rango de aplicabilidad, debido a las simplificaciones inherentes en sus supuestos.

Uno de los modelos basados en el comportamiento más conocido es el Multiple Vertical Line Element Model (MVLEM) desarrollado por Vulcano et al. en 1988 [6], en el cual el comportamiento flexural y de corte están desacoplados, de este se desprenden otras formulaciones, tal como se observa en la figura 2.3, las cuales van incorporando nuevos supuestos para lograr capturar la interacción entre los efectos de corte y flexión, y así representar una respuesta más realista de los muros de hormigón armado.

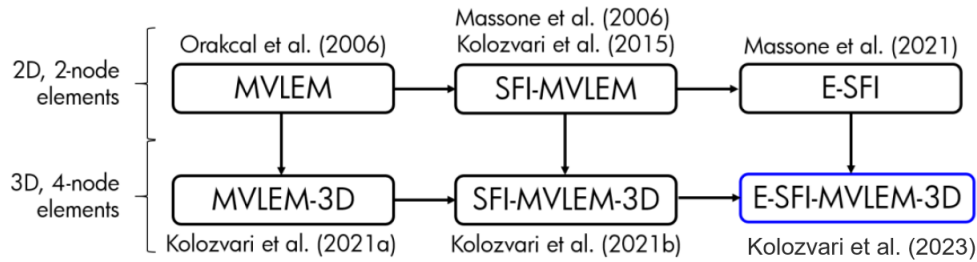


Figura 2.3: Evolución de los modelos de interacción macroscópicos basados en la formulación MVLEM. Adaptado de [7]

El E-SFI-MVLEM-3D es un modelo tridimensional de cuatro nodos, se basa en la formulación del MVLEM (Multiple Vertical Line Element Model), incorporando un enfoque de fibra longitudinal. Para capturar el acoplamiento flexión-corte y representar el comportamiento 2D de cada panel emplea un modelo de material de tensión plana, específicamente el Fixed Strut Angle Model (FSAM). Además, el modelo utiliza una formulación basada en la teoría de placas de Kirchhoff para describir el comportamiento fuera del plano y así calcular los desplazamientos en la dirección perpendicular.

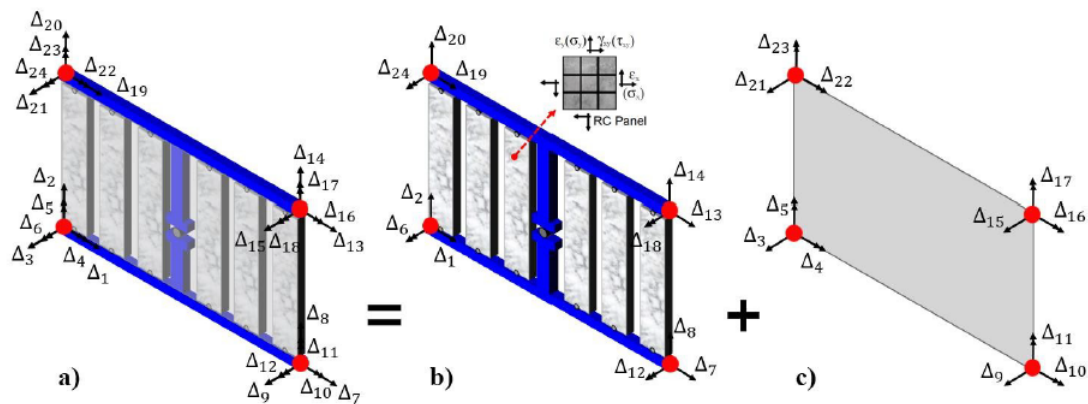


Figura 2.4: Formulación del elemento E-SFI-MVLEM-3D. [7]

Este modelo se desarrolló como una mejora computacional del SFI-MVLEM, que, aunque efectivo, presentaba ciertas limitaciones, como no estar validado para muros con razones de esbeltez menor a 1, controlados principalmente por corte. También, esta formulación requiere

de un gran número de grados de libertad (GDL) debido a la incorporación de estos para cada una de las fibras internas (ver figura 2.5).

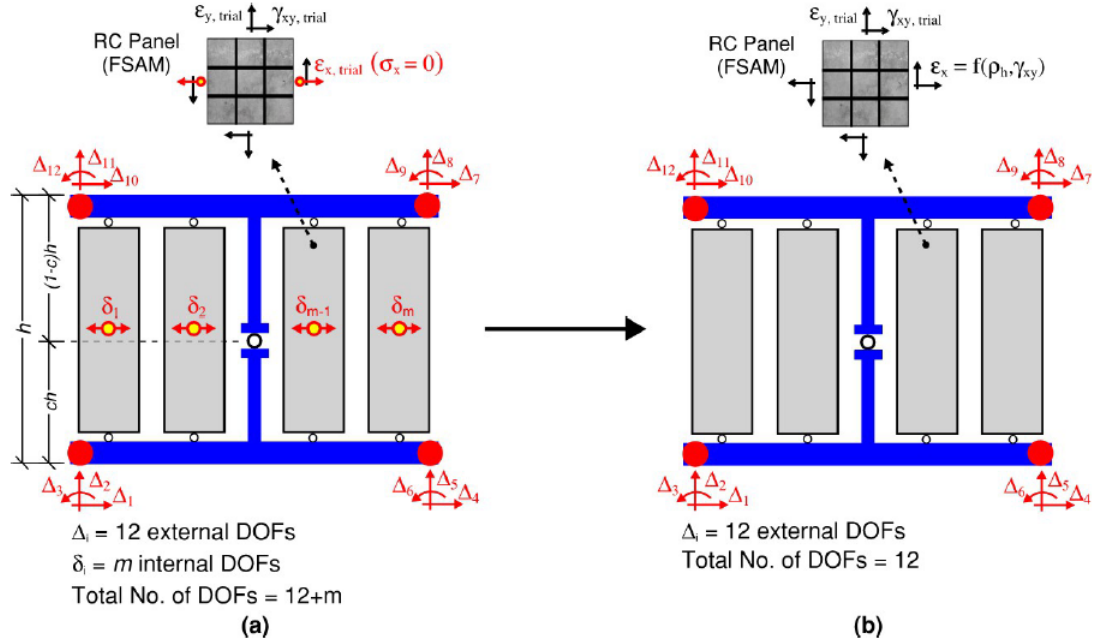


Figura 2.5: Formulación del comportamiento del elemento en el plano.
 a)SFI-MVLEM-3D, b) E-SFI-MVLEM-3D.[7]

El modelo E-SFI-MVLEM-3D reduce los grados de libertad internos mediante una función analítica de interpolación que controla las deformaciones horizontales, la cual se deriva de datos experimentales, simplificando el modelo sin perder precisión. Las principales variables esta ecuación son la deformación cortante y la cuantía horizontal. Estas mejoras hacen que el modelo sea más eficiente computacionalmente y aplicable a un rango más amplio de situaciones.

2.4. Modelación en OpenSees

Los modelos presentados en este trabajo se desarrollarán utilizando la metodología generalizada propuesta por Aburto, (2024, p. 38), la cual fue aplicada para la construcción del modelo completo del edificio Antígona y que permite emplear el elemento E-SFI-MVLEM-3D.

Como punto de partida, se sugiere utilizar un modelo existente de la estructura a analizar, creado en un software como ETABS u otro similar, para facilitar la extracción de información sobre nodos, elementos, restricciones, masas, materiales, etc. Estos datos deben exportarse a archivos CSV (Comma-Separated Values) desde el programa de origen y luego importarse al modelo en OpenSees.

A continuación, se expondrá el contenido que debe tener cada archivo CSV y los comandos de Opensees que se emplean para la construcción de cada componente del modelo estructural.

Importar datos de archivos CSV a OpenSees

En primer lugar, se muestra un código genérico de cómo importar datos desde un archivo Comma-Separated Values a OpenSees, el cual se implementa para todos los datos que provienen del software donde se modelo en primera instancia la estructura.

Código 2.1: Extracción de datos desde un archivo CSV

```
1 set inputFile "datos.csv" #Ingresar ruta del archivo
2 set fileId [open $inputFile r] #Abrir archivo
3 # Leer datos del archivo
4 while {[gets fileId line] >= 0} #Indica la extracción de datos por fila
5     # Separa los valores de las columnas de cada fila
6     set values [split $line ","]; # Indicar que el separador de los valores es punto-coma
7     # Asignar el valor extraído del archivo a una variable
8     set dato1 [lindex $values 0];
9     set dato2 [lindex $values 1];
10    set dato3 [lindex $values 2]; # Crear tantas variables como datos del archivo de origen
11
12 # Cerrar el archivo
13 close $fileId
```

Nodos y Restricciones

Dado que se emplea un modelo tridimensional, los nodos tienen coordenadas en los ejes X, Y y Z. Estos puntos discretos en el espacio son las ubicaciones donde se aplican fuerzas, se conectan elementos estructurales y se calculan desplazamientos y rotaciones. Una vez creados, se aplican restricciones, generalmente en los nodos ubicados en la base de la estructura, que corresponden a las condiciones de apoyo. Como cada nodo tiene 6 grados de libertad, 3 traslacionales y 3 rotacionales, se asigna un valor de 1 para restringir el grado de libertad y 0 si no está restringido.

Tabla 2.1: Datos de origen del archivo CSV para la creación de nodos

Id nodo	Coordenada X	Coordenada Y	Coordenada Z
---------	--------------	--------------	--------------

Código 2.2: Comando para la creación de nodos

```
1 node $IdNodo $X $Y $Z;
```

Código 2.3: Comando para la aplicación de restricciones a un nodo

```
1 fix $IdNodo 1 1 1 0 0 0; # Apoyo simple (Restringiendo grados de libertad traslacionales)
2 fix $IdNodo 1 1 1 1 1 1; # Apoyo empotrado (Restringiendo todos los grados de libertad )
```

Materiales

Se definen los materiales para el acero de refuerzo y el hormigón armado empleando comandos específicos de Opensees. Estos permiten establecer las propiedades mecánicas y el comportamiento de cada material bajo cargas.

Definición del Acero

Para modelar el acero de refuerzo, se utilizan los parámetros del modelo constitutivo desarrollado por Menegotto y Pinto (1973), que captura la no linealidad del material y es capaz de representar el endurecimiento por deformación. En Opensees, esta ley constitutiva se implementa usando el comando **'SteelMPF'**. En la Figura 2.8 se muestra la curva constitutiva típica del acero de refuerzo y en el código adjunto se presentan los valores de los parámetros utilizados para definir el material.

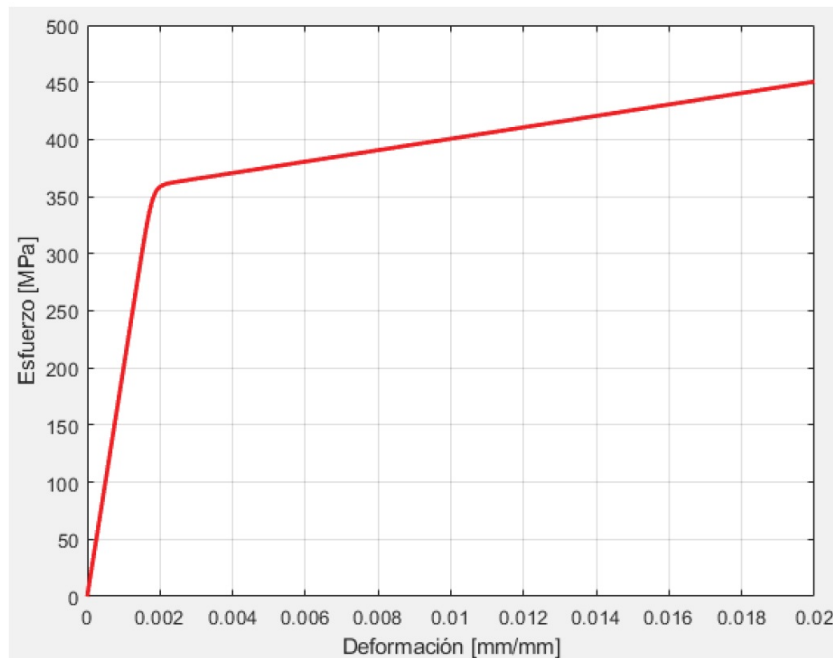


Figura 2.6: Ley constitutiva del acero que se usará en el modelo. La curva es simétrica para la otra dirección de carga.[8]

Código 2.4: Parámetros y comando para la creación del material acero

```
1 # Creación del material Acero
2 set fy [expr 359.6]; #Resistencia de fluencia
3 set b 0.025; #Relación de endurecimiento
4 set Es [expr 200000.0]; #Modulo de elasticidad
5 set R0 20.0; #Valor inicial del parámetro de curvatura (se emplea el valor recomendado)
6 set A1 0.925; #Parámetro de degradación de la curvatura (Valor recomendado)
7 set A2 0.15; #Parámetro de degradación de la curvatura (Valor recomendado)
8 uniaxialMaterial SteelMPF 301 $fy $fy $Es $b $b $R0 $A1 $A2; #Definición del elemento
   ↪ acero
```


Definición del Hormigón

El hormigón se modelará utilizando dos materiales distintos para representar las condiciones de confinamiento y no confinamiento presentes en la estructura. Para ambos casos se emplea el comando '**Concrete02**' en Opensees, aunque los parámetros de entrada varían. Para el hormigón no confinado, se utilizan parámetros basados en el modelo de Mander et al. (1988), que describe el comportamiento del hormigón bajo compresión simple. En contraste, para el hormigón confinado se emplean parámetros obtenidos del modelo de Saatcioglu y Razvi (1992), que considera el efecto del confinamiento proporcionado por estribos o zunchos.

En las figuras se muestran las curvas de esfuerzo-deformación tanto para el hormigón confinado como para el no confinado, resaltando las diferencias en la capacidad de resistencia y deformación entre ambos estados. Además en el código adjunto se exponen los parámetros de entrada utilizados en cada caso que son obtenidos a partir de las curvas.

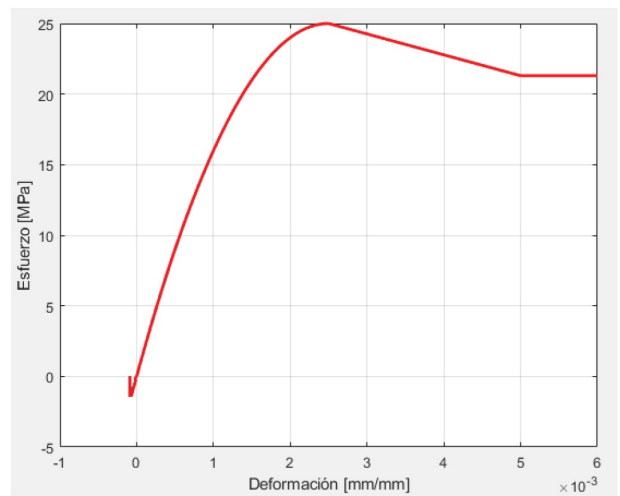


Figura 2.7: Ley constitutiva del hormigón simple que se usará en el modelo. Valores positivos son compresión.[8]

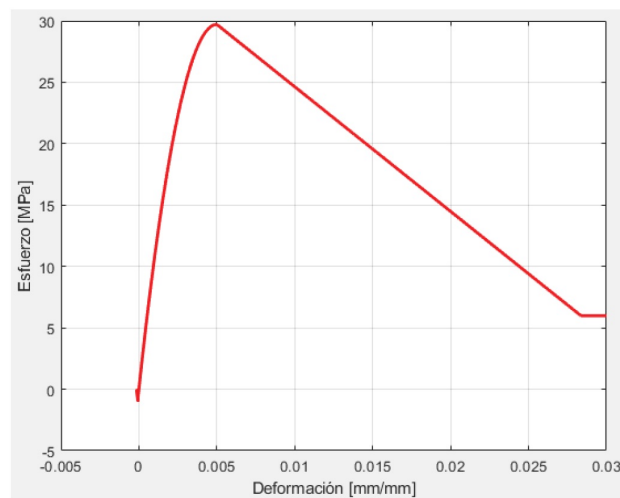


Figura 2.8: Ley constitutiva del hormigón confinado que se usará en el modelo. Valores positivos son compresión.[8]

Código 2.5: Creación del material hormigón confinado y no confinado

```

1 # Creación de Hormigón NO CONFINADO
2 set fpc [expr -25.0]; # Resistencia a compresión del hormigón a los 28 días
3 set ec0 [expr -0.0025]; #Deformación del hormigón a la máxima resistencia
4 set fpcu [expr -21.3]; #Resistencia a capacidad última
5 set ecu [expr -0.005]; #Deformación a capacidad última
6 set lambda 0.1; #Relación entre la pendiente en ecu y la pendiente inicial
7 set ft [expr 1.56]; #Resistencia a la tracción
8 set Ec [expr 23437.89]; # Rigidez inicial
9 set Ets [expr 5.0e5]; #Rigidez de ablandamiento
10 uniaxialMaterial Concrete02 201 $fpc $ec0 $fpcu $ecu $lambda $ft $Ets; #Creación del
    ↪ material de hormigón no confinado
11
12
13 # Creación de Hormigón CONFINADO
14 set fpc [expr -29.71];
15 set ec0 [expr -0.005];
16 set fpcu [expr -5.99];
17 set ecu [expr -0.02836];
18 set lambda 0.1;
19 set ft [expr 1.56];
20 set Ec [expr 23437.89];
21 set Ets [expr 5.0e5];
22 uniaxialMaterial Concrete02 202 $fpc $ec0 $fpcu $ecu $lambda $ft $Ets; #Creación del
    ↪ material de hormigón confinado

```

Cabe destacar que todos los parámetros utilizados en la definición de los materiales en este informe son específicos para el edificio en estudio. Estos parámetros varían en función del caso, dependiendo del tipo de acero empleado y de la resistencia a compresión del hormigón que sea especificada para la construcción de la estructura a analizar.

Muros

Para la creación de los muros, primero se deben definir los elementos. Como se mencionó anteriormente, se utilizará el modelo analítico E-SFI-MVLEM-3D para su construcción, el cual a su vez requiere la creación de un elemento FSAM. En el siguiente extracto de código se expone la definición de parámetros para la construcción de estos 2 elementos.

Código 2.6: Parámetros para definir elementos FSAM y E-SFI

```

1 # Parámetros ESFI
2 set mfibers 8; #Cantidad de fibras en las que se divide el muro
3 set fibras 8.0;
4 set crot 0.4; #Constante c
5 set tmod 1.0; #Modificador de espesor
6 set poisson 0.2; #Módulo de poisson
7 set rho 2.449e-9;
8
9 # Parámetros FSAM
10 set nu 0.35; # Coeficiente de fricción del hormigón
11 set alfadow 0.0001; # Coeficiente de rigidez de la acción de la barra de refuerzo

```

Además, existe la posibilidad que algunos de los nodos de los muros no formen un cuadrilátero, por lo que estos no se pueden construir empleando el elemento E-SFI-3D, sino que se usa un elemento ShellMITC4 para el cual primero se define una sección tipo PlateFiber de la siguiente manera.

Código 2.7: Creación sección PlateFiber

```

1 set t 250.0;      # Espesor.
2 set E 23437.89;  # [N/mm2] Módulo Elasticidad del modelo ETABS para hormigón elástico
3 set v 0.2;      # [-] Módulo Poisson del hormigón elástico
4
5 nDMaterial ElasticIsotropic 1000000000 $E $v;    # Creación del material elástico
6 section PlateFiber 1 1000000000 \t;            # Creación de la sección. #1: es su
    ↪ identificación; 1000000000: Identificación del material Elástico Isotrópico

```

El archivo CSV que se importa para elaborar los muros debe contener las siguientes variables:

Tabla 2.2: Datos de origen del archivo CSV para la creación de muros

IdMuro	Nodo1	Nodo2	Nodo3	Nodo4	Espesor	CuantíaV	CuantíaH	Indicador EB	Largo	Indicador Orden	Indicador Acop
--------	-------	-------	-------	-------	---------	----------	----------	--------------	-------	-----------------	----------------

El indicador de orden puede tomar un valor de 0, 1 o 2, ya que al extraer los datos de los muros desde el programa de modelación inicial, los nodos correspondientes no se encuentran en el orden requerido para construir el elemento ESFI-3D. Este orden específico debe comenzar desde la esquina inferior izquierda en sentido antihorario.

En la figura 2.9 se muestran las 3 configuraciones de orden que se encontraron al analizar los nodos de los muros. Para poder determinar el valor de la variable orden se sugiere trabajar con el siguiente algoritmo en una hoja de cálculo:

- Forma 1: Si la coordenada en x o y (dependiendo del plano del muro) del nodo 1 es igual a la del nodo 2, y la coordenada en Z del nodo 2 es mayor a la del nodo 1, entonces se asigna el indicador de orden 1.
- Forma 2: Si el primer nodo del muro tiene el mismo valor para la coordenada Z que el nodo 2, y la coordenada en X o y del nodo 2 es menor que la del nodo 1, entonces se asigna el Indicador de orden 0.
- Forma 3: Si el primer nodo del muro tiene el mismo valor para la coordenada Z que el nodo 2, y la coordenada en X o y del nodo 2 es mayor que la del nodo 1, entonces se asigna el Indicador de orden 2.

Tabla 2.3: Datos de origen del archivo CSV para la creación de vigas

VigaID	Nodo Inicial	Nodo final	Área sección	J (Momento Polar)	I_{necia_y}	I_{necia_z}
--------	--------------	------------	--------------	-------------------	---------------	---------------

Código 2.9: Creación elemento viga

```

1 set E 23437.89;#Módulo de elasticidad hormigón
2 set G 9765.79; #Módulo de corte
3
4 # Transformación lineal
5 geomTransf Linear 1 1 1 0;
6
7 #Creación de elemento Viga
8 element elasticBeamColumn $VigaId $Nodo1 $Nodo2 $A $E $G $J $Iy Iz 1 #El valor 1 al
   ↪ final corresponde a la identificación de la transformación lineal

```

Diafragma

El programa Opensees cuenta con el comando *rigidDiaphragm* para simular el comportamiento de un diafragma rígido. El primer parámetro solicitado es la dirección perpendicular al plano rígido, que en este caso corresponde a los ejes X e Y, siendo la dirección perpendicular el eje Z, representado como el GDL 3 en el programa. Posteriormente, se calcula el centroide de cada nivel y se crea un nodo con las coordenadas correspondientes, denominado nodo maestro. Finalmente, se hace un listado de todos los nodos en ese nivel que se conectarán al nodo maestro.

Código 2.10: Creación Diafragma RigidDiaphragm

```

1 node 10000001 28750 15999 2500 ; # Creación del nodo maestro (Nodo central del nivel
   ↪ de piso)
2 #Diafragma rígido
3 rigidDiaphragm 3 10000001 290 287 1548 9721 #... Listado de nodos del mismo nivel
   ↪ unidos al nodo maestros; fix 10000001 0 0 1 1 1 0; #Se
   ↪ restringe el nodo maestro para que solo permita la traslación en X e Y y la rotación
   ↪ con respecto al eje Z (torsión).

```

La metodología expuesta aplica para el análisis tridimensional y tal como indica el comando solo para el caso en el que el diafragma de la estructura es rígido. Sin embargo, no existen opciones para diafragmas semi-rígidos en OpenSees, por lo que si se requiere este tipo de restricción, el modelado deberá ajustarse en consecuencia.

En el análisis bidimensional, se trabaja únicamente en la dirección de interés, igualando el desplazamiento de los nodos en esa dirección y restringiendo el desplazamiento en la dirección perpendicular. Para esto, se utiliza el comando *equalDOF* para construir una restricción multipuntos, que, al igual que el comando de diafragma rígido, requiere asignar un nodo maestro en cada nivel y una lista de nodos asociados. Luego, el comando se emplea para igualar el desplazamiento de todos los nodos en la dirección de interés.

Código 2.11: Creación Diafragma equalDOF

```

1 # Nodo maestro
2 set nodomaestro 259 #Definir nodo maestro
3
4 # Lista de nodos en el mismo plano para vincular al nodo maestro
5 set lista_nodos [list 264 260 263 265 258 261 262]
6
7 # Para cada nodo en la lista, une sus grados de libertad (DOF) al nodo maestro
8 foreach nodo lista_nodos {
9     equalDOF nodomaestr7 nodo 2 #Se iguala grado de libertad deseado
10 }

```

Por otra parte, para restringir el desplazamiento en la dirección perpendicular al análisis existen diversos métodos, como por ejemplo emplear el comando `fix` expuesto anteriormente para restringir el desplazamiento de cada uno de los nodos del modelo bidimensional. Sin embargo, esto puede generar problemas de convergencia, por lo que se propone la aplicación de resortes en la dirección restringida a través del comando `zeroLength`. Para lo cual se sigue el siguiente procedimiento:

- Identificar todos los nodos que estén en el mismo nivel de piso.
- Crear nuevos nodos con distinta identificación pero con las mismas coordenadas que los nodos de nivel de piso.
- Establecer restricciones para estos nuevos nodos con el comando `fix`, limitando sus desplazamientos en los 6 grados de libertad.
- Crear el material del resorte, el cual debe ser elástico y se le debe asignar una rigidez lo suficientemente alta para evitar los desplazamientos o que estos sean cercanos a cero.

Código 2.12: Creación del material de los resortes

```

1 uniaxialMaterial Elastic 1 1e4; # Resorte con rigidez de k=10000 [N/mm]

```

- Con los nodos y el material es posible crear el elemento resorte, el cual tiene largo cero, ya que une dos nodos que tienen las mismas coordenadas. Se le asigna el material y su dirección de aplicación (1:X;2:Y;3:Z;4:RX;5:RY;6:RZ).

Código 2.13: Creación del resorte

```

1 element zeroLength 1001 260 100260 -mat 1 -dir 1

```

Asignación de masas

En OpenSees, la asignación de masas a los nodos se realiza mediante el comando `mass`, que permite distribuir la masa en cualquiera de los seis grados de libertad de un nodo. Generalmente, las masas se asignan a los dos primeros GDL correspondientes a las direcciones X e Y, con el objetivo de realizar análisis modales y simular cómo las fuerzas laterales afectan la estructura en cada dirección. Sin embargo, este enfoque tiene la limitación de que los resultados del análisis modal en OpenSees solo proporcionan la participación de masa modal en esas

direcciones, y no en la totalidad de los grados de libertad, lo que puede ser una desventaja en comparación con los resultados obtenidos en software comercial.

Para determinar las masas aplicadas en cada nodo, se sigue la metodología propuesta en la tesis de Aburto (2024), que consiste en:

1. Se deben extraer las masas correspondientes a los nodos que componen todos los elementos estructurales (muros y losas) desde el modelo de ETABS u otro software, excluyendo la masa de la losa. Esta exclusión se realiza porque, generalmente, estos programas utilizan un mallado que subdivide la losa en elementos finitos para mejorar la precisión del análisis estructural, creando una mayor cantidad de nodos. Esto no solo incrementaría el tiempo de análisis, sino que también resulta innecesario para este estudio, ya que los elementos de interés son los muros.
2. Para calcular la masa de la losa, la planta se divide en distintas áreas, calculando el peso de cada una considerando el espesor de losa, densidad y sobrecargas para obtener la masa sísmica.
3. Finalmente, la masa calculada para cada área se distribuye entre los nodos correspondientes, sumándose a la masa individual de cada nodo previamente extraída.

Esta metodología será utilizada en el presente trabajo, ya que los modelos a elaborar se compararán con los analizados en el trabajo de Aburto (2024).

Como alternativa, se propone asignar toda la masa de la planta únicamente al nodo del centroide del diafragma rígido, considerando las masas traslacionales en X e Y, así como la masa rotacional alrededor del eje Z (RZ). Para lo cual se efectúa el siguiente procedimiento:

1. Las masas de los nodos correspondientes a los elementos se suman y se asignan al nodo maestro del centroide.
2. La masa rotacional aportada por los elementos se calcula utilizando la fórmula de Steiner:

$$I_z = m \times r^2 \tag{2.2}$$

Donde:

m: Masa de cada nodo aportada por los elementos viga o muro.

r: Distancia entre el nodo y el centroide del diafragma.

3. Toda la masa calculada para cada área de losa se aplica en las direcciones traslacionales X e Y sumandola a lo aportado por los elementos. Para su contribución a la masa rotacional, se emplea la fórmula de Steiner:

$$I_z = \frac{m \cdot (a^2 + b^2)}{12} + m \cdot d^2 \tag{2.3}$$

Donde:

m: Masa total del área de losa.

a,b: lados del área de losa.

d: Distancia entre el centroide del área de losa y el centroide del diafragma.

4. Finalmente, se suma la masa rotacional y traslacional aportada por los nodos que componen los elementos y la losa. El total se asigna al nodo maestro del diafragma rígido en su correspondiente GDL.

Los datos que debe contener el archivo CSV dependiendo el enfoque utilizado y el comando en Opensees para asignarle la masa a la estructura se presentan a continuación.

Tabla 2.4: Datos de origen el archivo CSV para la creación de vigas. Metodología Aburto (2024).

IdNodo	Masa X	,Masa Y
--------	--------	---------

Tabla 2.5: Datos de origen el archivo CSV para la creación de vigas. Metodología propuesta.

IdNodo	Masa X	Masa Y	Masa Rz
--------	--------	--------	---------

Código 2.14: Asignación de masas a nodos

```
1 mass $Nodo mx my 0.0 0.0 0.0 0.0; #Asignación de solo masa traslacional
2 mass $Nodo mx my 0.0 0.0 0.0 mrz; #Asignación de masa traslacional y rotacional
```

2.5. Análisis no lineal estático

El análisis no lineal estático, o también denominado 'análisis Pushover', es un procedimiento utilizado para evaluar los efectos de las acciones sísmicas sobre una estructura, en particular, permite estimar las deformaciones estructurales y la distribución de esfuerzos. Este análisis es más fiable para caracterizar el comportamiento que los procedimientos lineales, ya que este último asume que las relaciones entre fuerzas, desplazamientos y deformaciones son directamente proporcionales, lo cual no refleja el comportamiento real de una estructura bajo altas solicitaciones.

Si se decide emplear esta técnica para el análisis sísmico, se debe tener en cuenta que el modelo estructural debe incorporar directamente las características no lineales de carga-deformación de los materiales que componen los elementos individuales.

Antes de realizar el análisis pushover, es esencial efectuar un análisis estático gravitacional para asegurar que las cargas gravitacionales, como el peso propio, cargas muertas y cargas vivas, están correctamente aplicadas y que la estructura está en equilibrio. Este paso también permite obtener deformaciones y esfuerzos iniciales que pueden influir en la respuesta del análisis posterior.

El análisis no lineal estático consiste en aplicar cargas laterales a la estructura, simulando las fuerzas inerciales durante un terremoto. La respuesta de la estructura se representa mediante un gráfico de corte basal versus desplazamiento de techo, lo que permite visualizar tanto la capacidad como la ductilidad de la estructura, tal como se muestra en la figura 2.10 .

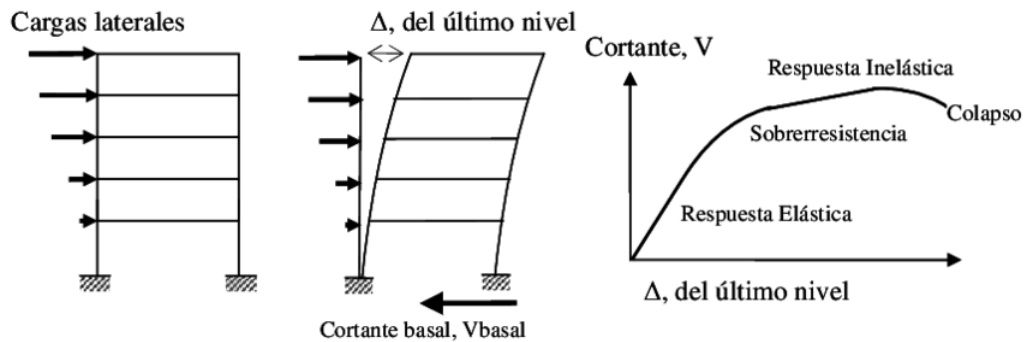


Figura 2.10: Secuencia del proceso de análisis no lineal estático.

El análisis Pushover puede ser controlado por carga o por desplazamiento. En el control por desplazamiento, se aplica un patrón de carga sobre la estructura a la vez que se incrementa controladamente el desplazamiento en un nodo situado en el centro de masa del techo del edificio. La curva de capacidad se obtiene registrando el corte basal correspondiente a cada incremento de desplazamiento. Cuando se controla por carga, estas se incrementan monótonicamente hasta alcanzar la máxima respuesta de la estructura, la curva de capacidad se obtiene determinando el desplazamiento de techo para cada aumento de carga y el corte basal corresponde a la sumatoria total de las cargas laterales.

Según el código FEMA 356 [9] el empleo de este análisis se permite en estructuras en las que los efectos de los modos superiores no sean significativos, por lo que generalmente se determina la curva para el primer modo de la estructura, que tiene mayor probabilidad de ocurrencia . Además, se indica que las cargas laterales deben aplicarse tanto en sentido positivo como negativo de la dirección de interés.

Capítulo 3

Descripción del edificio en estudio

3.1. Introducción

En el presente capítulo se describen las características del edificio a analizar, su ubicación, estructuración, materialidad y principalmente los daños sufridos a causa del terremoto del 27 de febrero de 2010.

3.2. Descripción general

El Edificio Antígona, caso de estudio para el presente trabajo, está ubicado en la ciudad de Viña del mar y fue construido en el año 2004 por la empresa constructora TECSA S.A. Es una estructura de uso habitacional de hormigón armado que se compone de 16 pisos que albergan departamentos y dos niveles subterráneos destinados a estacionamientos y bodegas.

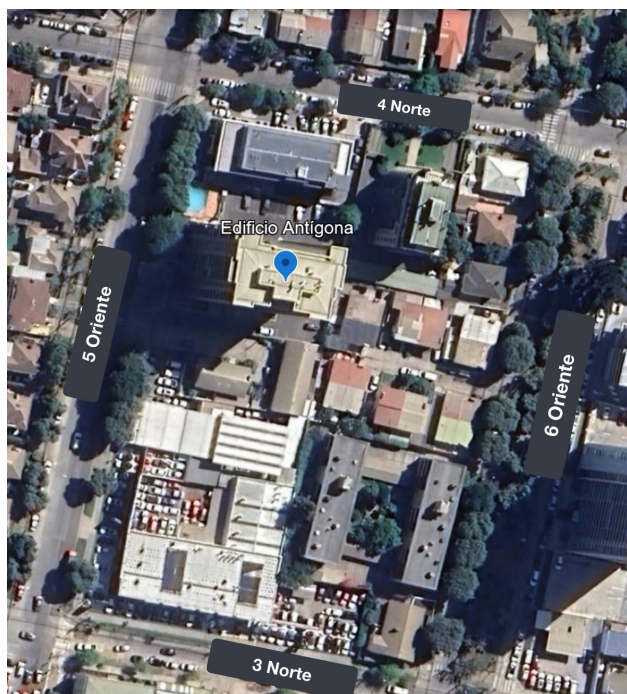


Figura 3.1: Ubicación Edificio Antígona. Modificación de imagen de Google Earth

La torre del edificio tiene una planta rectangular de aproximadamente 30.4 metros en la dirección N-S y 21.1 metros en la dirección E-W (Figura 3.2), que se mantiene uniforme en altura, salvo por pequeños ajustes relacionados con la adición o eliminación de áreas de balcones. El segundo subterráneo, ubicado a mayor profundidad, comparte las mismas dimensiones que la planta de la torre. Por otro lado, el primer subterráneo, que se encuentra a menor profundidad, se extiende longitudinalmente con un aumento de 10.7 metros hacia el norte, 5.2 metros hacia el sur y 11.9 metros hacia el oriente (Figura 3.9).

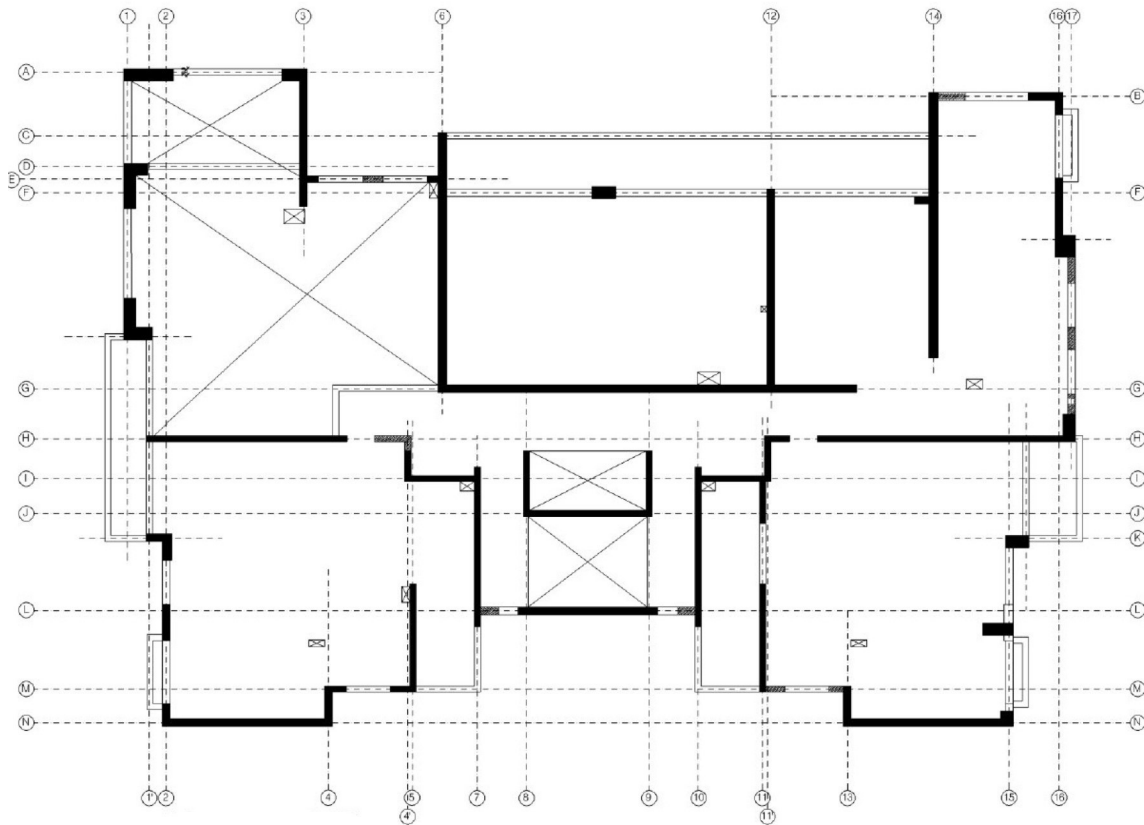


Figura 3.2: Planta Torre. Figura extraída de [10]

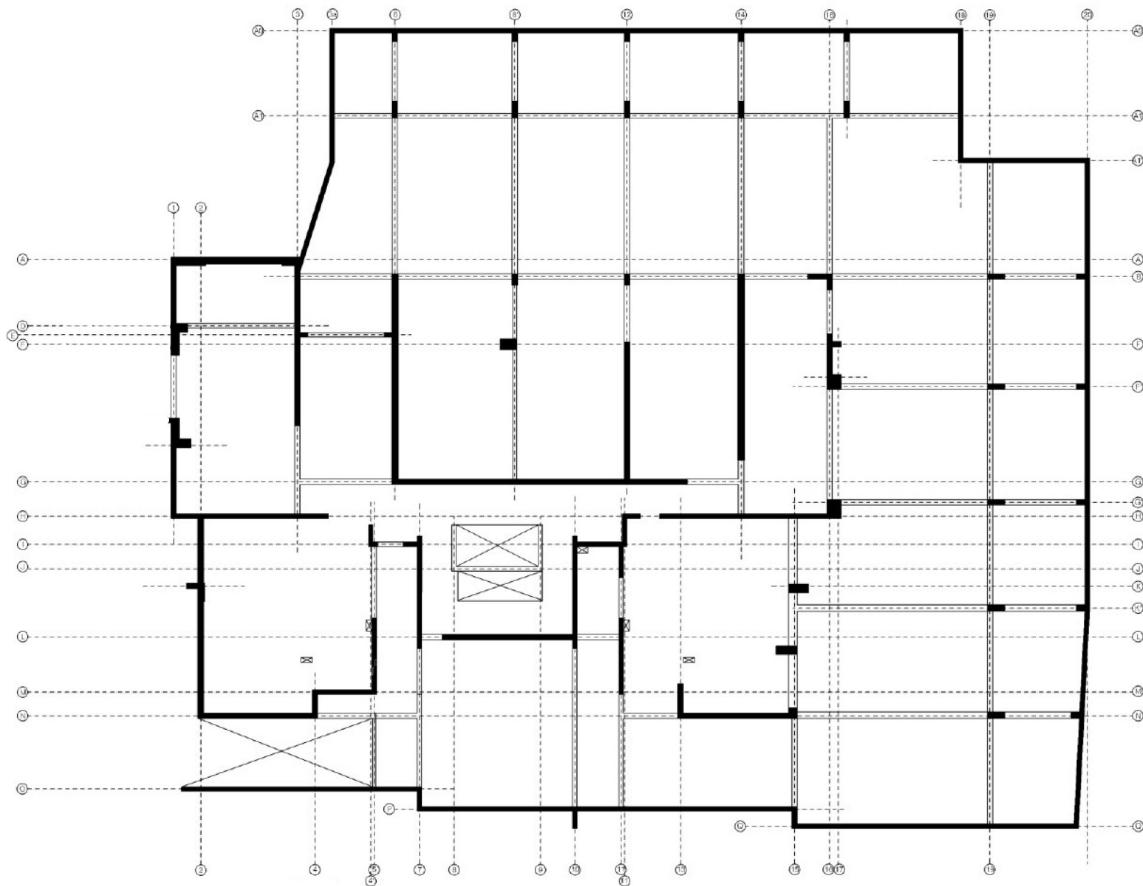


Figura 3.3: Planta primer subterráneo. Figura extraída de [10]

Para resistir las solicitaciones sísmicas, el edificio cuenta con un sistema de muros dispuestos en las direcciones longitudinal y transversal de cada nivel. Estos muros, concentrados principalmente en la zona central de la planta, que incluye la caja de ascensores, escaleras y el pasillo central, trabajan en conjunto gracias al acoplamiento proporcionado por las vigas y el diafragma rígido que constituye la losa de cada piso, asegurando así la estabilidad estructural.

3.2.1. Descripción de daños

Durante la madrugada del 27 de febrero de 2010, Chile experimentó uno de los sismos interplaca de mayor envergadura registrados, con una magnitud de 8.8 MW. El epicentro se localizó en la costa de la región del Biobío, a una profundidad de 30.1 kilómetros y el sismo se prolongó por cerca de 4 minutos en esa zona. Debido a su naturaleza, magnitud y extensión temporal, el terremoto afectó a las regiones desde Valparaíso hasta La Araucanía, que en ese momento concentraban a más de 13 millones de habitantes, representando el 80% de la población del país. Este evento puso a prueba tanto la infraestructura como la norma de diseño sismorresistente vigente.

Una de las estructuras que resultó afectada por este fuerte movimiento telúrico fue el Edificio Antígona, que experimentó daños severos en sus elementos estructurales, aunque sin llegar al colapso. A continuación, se detallarán los daños observados en los muros, ya que este trabajo se centra en verificar si el modelo de interacción puede predecir dichas fallas.

3.2.1.1. Daños por flexo-compresión

Las principales afectaciones en el edificio se concentraron en los muros de la zona Nor-Oriente de la planta, tanto en el primer subterráneo como en el piso de acceso, debido principalmente a fallas por flexo-compresión. Como se muestra en las figuras 3.4 , 3.5 y 3.6, el hormigón sufrió grandes deformaciones, lo que resultó en el desprendimiento del material de recubrimiento en el machón del eje 16 del primer subterráneo y su aplastamiento en el primer piso para otro muro del mismo eje. Este comportamiento también se evidenció en el muro del eje 14 del primer subterráneo, donde las cargas cíclicas del sismo provocaron el pandeo de las barras longitudinales y la apertura del refuerzo transversal.

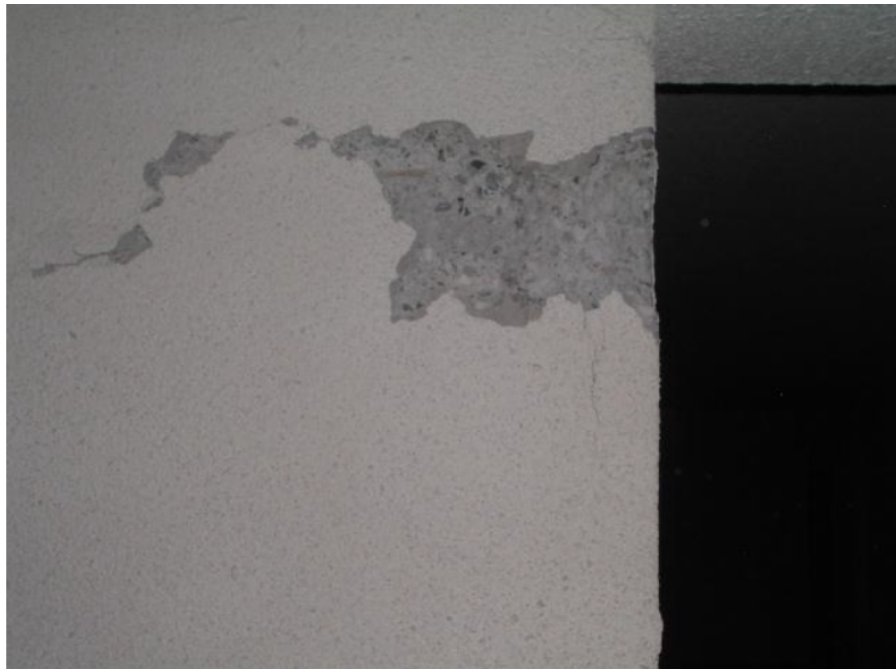


Figura 3.4: Desprendimiento de hormigón de recubrimiento-Eje 16.
Leiva et al., 2010.



Figura 3.5: Aplastamiento del hormigón en muro de Eje 16.
Leiva et al., 2010.

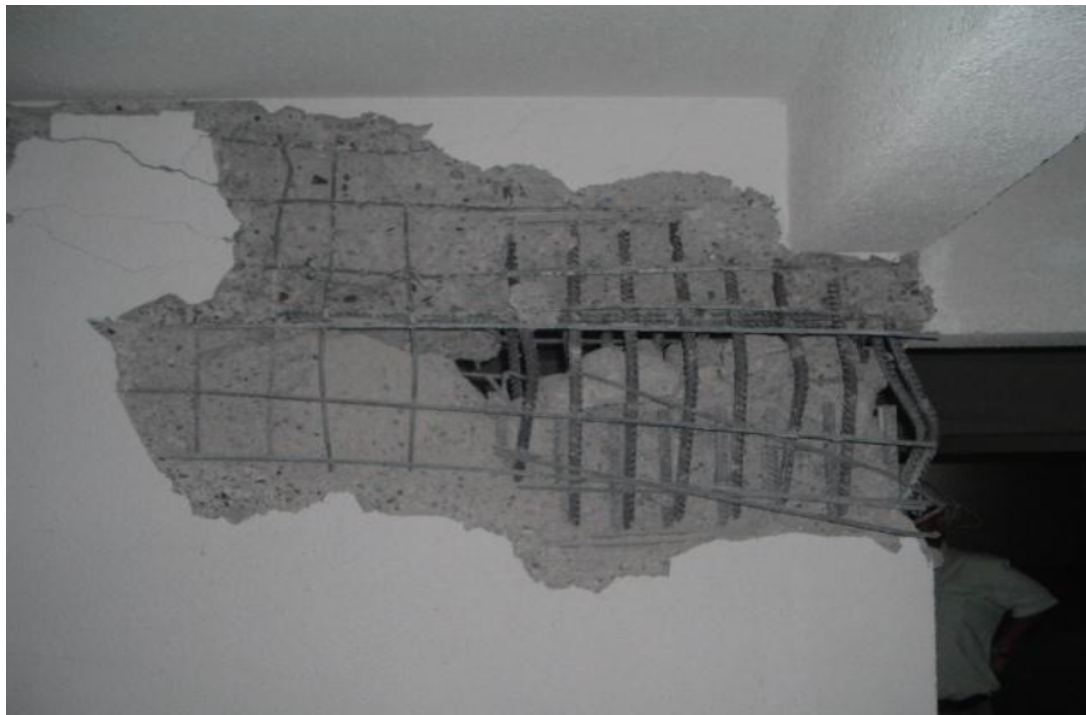


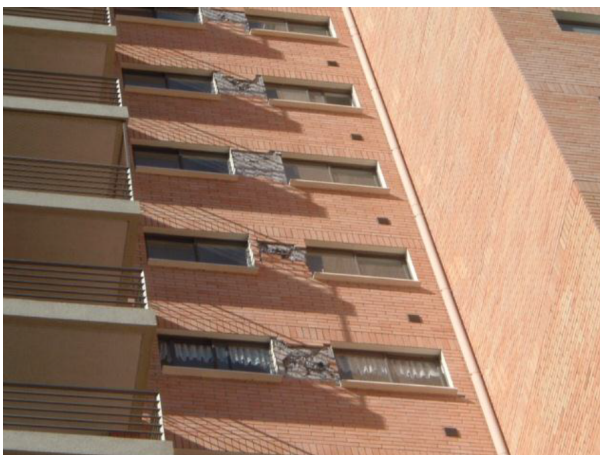
Figura 3.6: Aplastamiento del hormigón del muro de eje 17.
Leiva et al., 2010.

3.2.1.2. Daños por Corte

Se evidencia la presencia de agrietamiento diagonal en el machón central y en los dinteles de la fachada oriente, eje 17, particularmente en los pisos inferiores (fig). Este mismo tipo de falla también es observada en la fachada norte, eje E, tal como se observa en la figura.



Figura 3.7: Daño por corte en el Eje 17. Leiva et al., 2010.



(a) Grietas diagonales en los machones de los pisos superiores.



(b) Detalle de falla por corte en machón.

Figura 3.8: Daño por corte en Eje E. Leiva et al., 2010.

A continuación se presenta la planta del edificio con el resumen de los daños anteriormente descritos, así proporcionar una comprensión completa de sus ubicaciones en la estructura. En donde se evidencia la concentración de daños en la zona noreste del edificio, principalmente en los muros orientados de norte a sur.

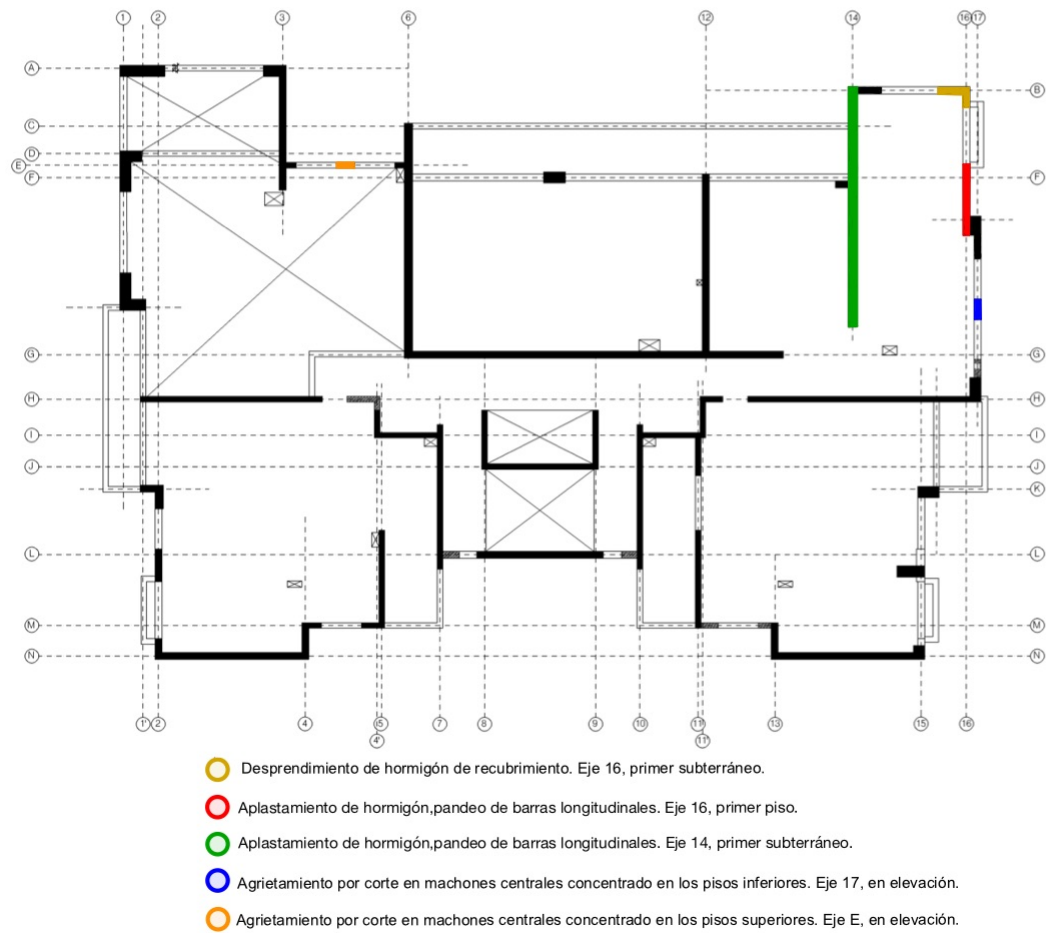


Figura 3.9: Resumen ubicación de daños en planta.
Adaptado de plano original [10].

Capítulo 4

Análisis Paramétrico

4.1. Introducción

El objetivo de este capítulo es evaluar y contrastar el comportamiento estructural de dos modelos de muros desarrollados en OpenSees: uno que representa la estructura completa y otro que abarca solo una sección de esta y que se encuentra restringido en una de sus direcciones ortogonales, denominado modelo bidimensional.

Se busca determinar si la densidad de muros y la masa distribuida por área permiten relacionar ambos modelos de tal manera que, al efectuar el análisis modal espectral y no lineal estático, el modelo bidimensional pueda replicar de manera efectiva el comportamiento global dinámico y los modos de falla del modelo completo. Esto optimizaría el tiempo de ejecución del análisis estructural y permitiría aplicar la metodología en el estudio de un edificio completo.

Otros aspectos que se estudiarán será la aplicación de resortes laterales a nivel de piso para la restricción del modelo bidimensional, la rigidez necesaria para evitar el desplazamiento fuera del plano y las diferencias de resultados al aplicar los comandos *equalDOF* y *rigidDiaphragm* para generar el diafragma en la estructura.

4.2. Descripción del modelo estructural

4.2.1. Modelo completo

El modelo a analizar está conformado por muros de hormigón no confinado de 25 centímetros de espesor y 2,5 metros de altura, conectados entre sí sin la presencia de vanos, creando una planta asimétrica cuyas dimensiones se muestran en la siguiente figura 4.1.

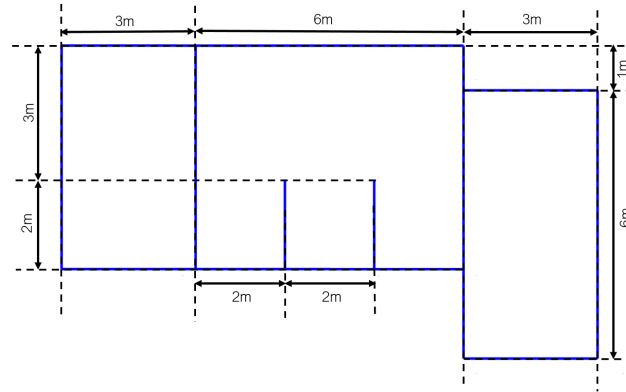


Figura 4.1: Dimensiones modelo completo.

La distribución de la masa se realizó considerando que los muros transfieren un cuarto de su masa a cada uno de los nodos que lo constituyen, tal como se efectúa en el programa ETABS. Asimismo, se incluyó una losa de 15 centímetros de espesor, cuya carga se asignó a los nodos del nivel de planta según lo detallado en la metodología de revisión bibliográfica.

Es importante señalar que esta disposición no es representativa de una estructuración real, sino que se utilizó para validar la hipótesis propuesta, desarrollar recomendaciones para la elaboración de modelos bidimensionales, y aplicarlas luego al caso real del edificio en estudio. A partir de esta configuración, se calcularon los parámetros de interés, que corresponden a la densidad de muros en cada dirección ortogonal y la distribución de masa por unidad de área que posteriormente serán contrastados con los valores para el modelo bidimensional.

Tabla 4.1: Cálculo parámetros de interés modelo completo

Propiedad	Valor
Área de Planta	63 m^2
Área de muros X	6 m^2
Área de muros Y	6,75 m^2
Masa Diafragma	60,93 ton
Densidad de muros X	0,095
Densidad de muros Y	0,103
Masa distribuida por Área	0,967 ton/m^2

4.2.2. Modelo bidimensional

El modelo bidimensional corresponde a una sección del modelo completo, debe cumplir con contener el o los muros de interés a analizar acoplados con otros elementos. Por lo que en primer lugar se seleccionará arbitrariamente el muro a estudiar, el cual se muestra en la siguiente figura.

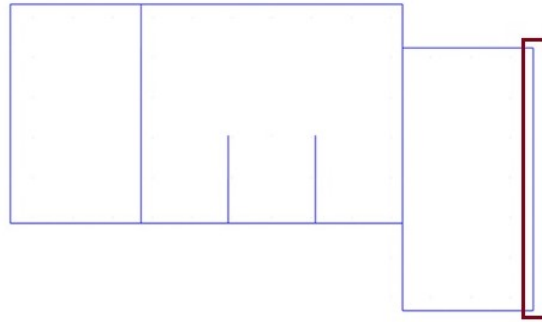


Figura 4.2: Muro de interés a analizar destacado en planta.

Este muro, que se analizará para el primer piso, está compuesto por un único elemento ESFI-3D, como se muestra en la Figura 4.3. Para su construcción, se asignan cuatro nodos, empleando hormigón no confinado como material y acero con una cuantía de refuerzo del 0,0075 en ambas direcciones vertical y horizontal.

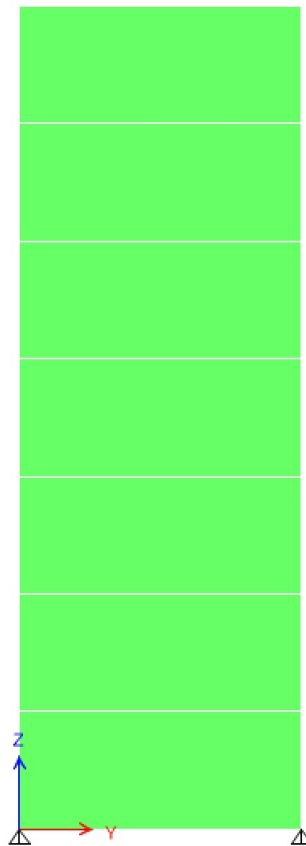


Figura 4.3: Muro de interés a analizar modelado en elevación ETABS.

Dado que el muro resaltado será el foco de estudio en este capítulo, se selecciona la porción de estructura mostrada en la figura 4.4, cumpliendo con los requisitos señalados anteriormen-

te. Se calcularon los parámetros de interés para compararlos con los del modelo completo, buscando verificar la hipótesis de que, al mantener constante la densidad de muros en la dirección de análisis (correspondiente a la rigidez) y la masa por unidad de área, el modelo 2D pueda presentar períodos similares al modelo 3D.

Cabe señalar que la rigidez de la estructura está determinada por sus componentes estructurales, en este caso los muros, por lo que mantener la densidad de estos busca preservar la rigidez en ambos modelos. Además, para el modelo 2D, se aplicará la misma masa en los nodos compartidos con el modelo 3D, de modo que ambos modelos mantengan una distribución de masa equivalente.

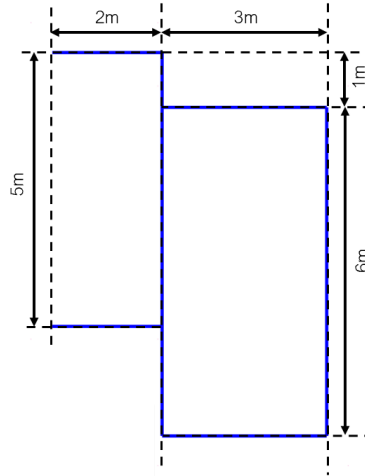


Figura 4.4: Dimensiones modelo bidimensional. .

Tabla 4.2: Cálculo parámetros de interés modelo bidimensional

Propiedad	Valor
Área de Planta	28 m^2
Área de muros X	$2,5 \text{ m}^2$
Área de muros Y	$3,25 \text{ m}^2$
Masa Diafragma	27,33 ton
Densidad de muros X	0,089
Densidad de muros Y	0,116
Masa distribuida por Área	$0,976 \text{ ton/m}^2$

Es importante destacar que el modelo bidimensional, solo se analiza en la dirección de interés, que en este caso corresponde a la flexible. Para esto se aplicara masa solo en este grado de libertad y se empleará como solución la aplicación de resortes laterales para restringir su desplazamiento y evitar problemas de convergencia al realizar los análisis pushover, tal como se presenta la siguiente imagen 4.5.

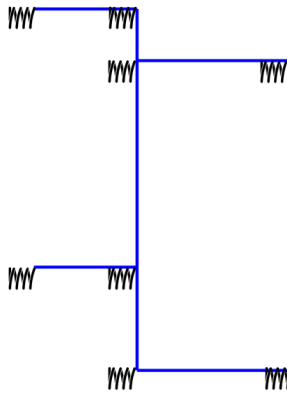


Figura 4.5: Aplicación de resortes en nodos

4.2.3. Comparación y predicción de comportamiento

A continuación se comparan los parámetros de interés de cada modelo y se discute su posible comportamiento dinámico.

Tabla 4.3: Comparación de parámetros de interés entre modelo completo y modelo bidimensional

Parámetro	Valor modelo completo	Valor modelo bidimensional	Variación
Densidad de Muros X	0.095	0.089	-6.3 %
Densidad de Muros Y	0.103	0.116	+12.6 %
Masa distribuida por área [ton/m ²]	0.967	0.976	+0.9 %

Como se observa en la tabla, la densidad de muros en el modelo bidimensional respecto al eje X disminuye en un 6.3 % en comparación con el modelo completo, lo que indica una pérdida de rigidez. Además, la masa distribuida se incrementa en un 0.9 %, por lo que, al realizar el análisis modal de la sección del modelo completo solo en la dirección principal Y, se espera un aumento en el período de vibración.

Caso contrario ocurre si se estudia la dirección X, en donde la densidad de muros con respecto al eje Y aumenta en un 12.6 % para el modelo bidimensional, rigidizando la estructura en ese sentido y por lo tanto, al efectuar el análisis modal, se espera que su período disminuya.

Cabe destacar que el análisis bidimensional se realizará para el eje flexible, en este caso la dirección Y, en donde la densidad de muros es menor y en consecuencia menos rígida, lo que implica que es más susceptible a deformaciones importantes bajo cargas laterales.

4.3. Resultados modelo de un piso

En primera instancia se evalúa el modelo completo y bidimensional de solo un piso de altura con el objetivo de verificar si el modelo 2D tiene una aproximación al periodo 3D. Tal como se mencionó previamente, el modelo que corresponde a una sección del modelo completo se analiza solo en una dirección flexible, asignándole masa solo en ese eje y por lo tanto obteniendo solo periodos con participación modal en Y. A continuación se presentan los resultados del análisis modal.

Tabla 4.4: Comparación periodos modelo completo y bidimensional de 1 piso

Modo	Modelo Completo			Modelo Bidimensional		
	T	Mx	My	T	Mx	My
1	0,011	6,37	37,77	0,0112		63,7
2	0,0109	52,96	10,13			
3	0,099	3,83	15,26			

Como se observa en la tabla el periodo en la dirección flexible aumentó en un 2%, lo cual coincide con la predicción de comportamiento debido a la menor densidad de muros del modelo bidimensional que resisten las cargas en el eje.

4.4. Resultados modelo de siete pisos

Se realizaron los análisis modales y pushover para un modelo de 7 pisos, cada uno con una altura de 2,5 metros, manteniendo la misma planta presentada al inicio del capítulo. Esto se efectuó dado que el edificio en estudio presenta un comportamiento flexible, y se busca evaluar si, en un modelo de esas características, es posible que el modelo bidimensional capture el comportamiento dinámico y los modos de falla a través de las deformaciones unitarias.

En primer lugar es importante verificar que las cargas sobre la estructura estén correctamente aplicadas, por lo que se compara el peso aplicado con la reacción en la base de los modelos luego del análisis estático gravitacional.

Tabla 4.5: Comparación entre peso aplicado y reacción basal

Modelo	Peso Aplicado	Reacción basal	Error
3D	6419,5	6487,4	1,1
2D	2621,1	2701,6	3,1

Como se observa, los modelos están cargados correctamente, por lo que se procede a efectuar los análisis modal espectral pushover.

Tabla 4.6: Comparación periodos modelo completo y bidimensional de 7 pisos

Modelo Completo			Modelo Bidimensional		
T	Mx	My	T	Mx	My
0,116	12.,99	48,24	0,121		66,98
0,107	50,51	15,20			
0,076	4,74	4,32			

Dado que la configuración de la planta no cambió, la dirección flexible de análisis continúa siendo Y. Al asignar masa solo en ese eje, se obtuvo un periodo para el modelo bidimensional que difiere en un 4% con respecto al periodo del primer modo del edificio completo.

Las curvas de capacidad para el análisis no lineal estático del modelo de 7 pisos 3D y 2D se exponen en la figura 4.6, estas presentan divergencias en la vertical, lo cual puede tener origen en problemas de convergencia del modelo numérico combinado con la pérdida de rigidez de los elementos estructurales. Además, para este caso se compararon los nodos compartidos entre el modelo bidimensional y el modelo tridimensional.

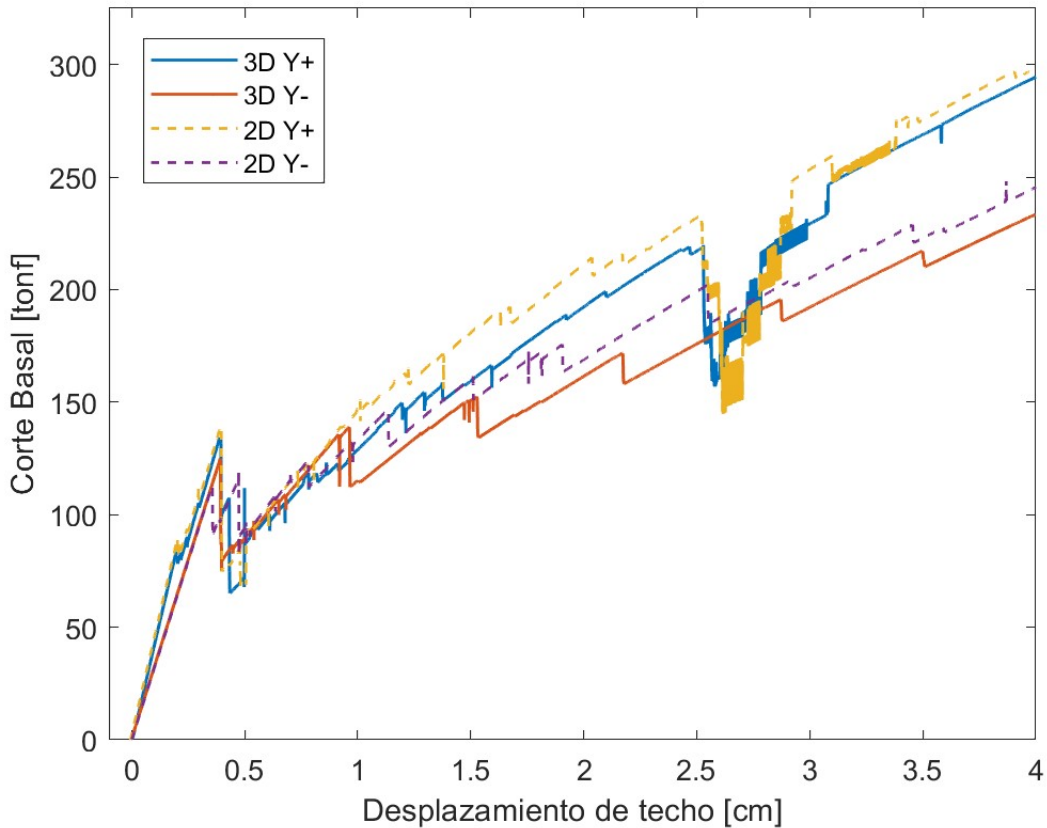


Figura 4.6: Curva de capacidad del modelo tridimensional y bidimensional de 7 pisos - Análisis no lineal en ambos sentidos.

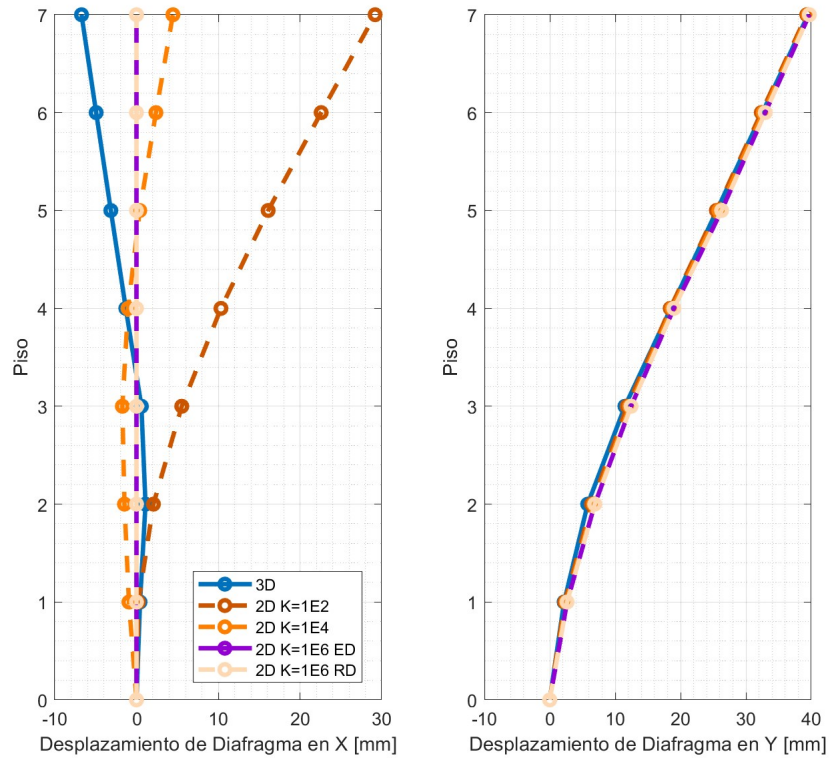


Figura 4.7: Desplazamiento del centroide del diafragma para cada nivel en dirección X e Y - Modelos 3D y 2D con resortes de distintas rigideces. Pushover Y+.

Se exponen los gráficos de desplazamientos de los diafragmas de cada piso en la figura 4.7, en donde se consideran distintas rigideces de resortes que impiden el desplazamiento fuera del plano en el modelo bidimensional. Además, se expone el desplazamiento del modelo tridimensional, en donde se observa que para un desplazamiento de techo de 4 cm en la dirección Y, el desplazamiento en el eje X es 14 veces menor en el nivel de techo de la estructura.

Posteriormente se extraen las deformaciones unitarias del muro de interés ubicado en el primer piso. En donde también se efectúa el mismo ejercicio anterior de aumentar la rigidez en los modelos 2D y comparar con el modelo 3D, en donde se observa en la figura 4.8 que para el caso en el que la estructura se encuentra totalmente vertical los desplazamiento del modelo bidimensional es comparable al del modelo completo. Es importante mencionar que el presente trabajo no tiene como objetivo realizar la calibración de la rigidez exacta que deben tener los resortes para que su desplazamiento en X sea lo más próximo a 0. Sin embargo, si desea mostrar que al aplicar una alta rigidez lateral al modelo que representa una parte del modelo 3D, este se comportará como un modelo bidimensional.

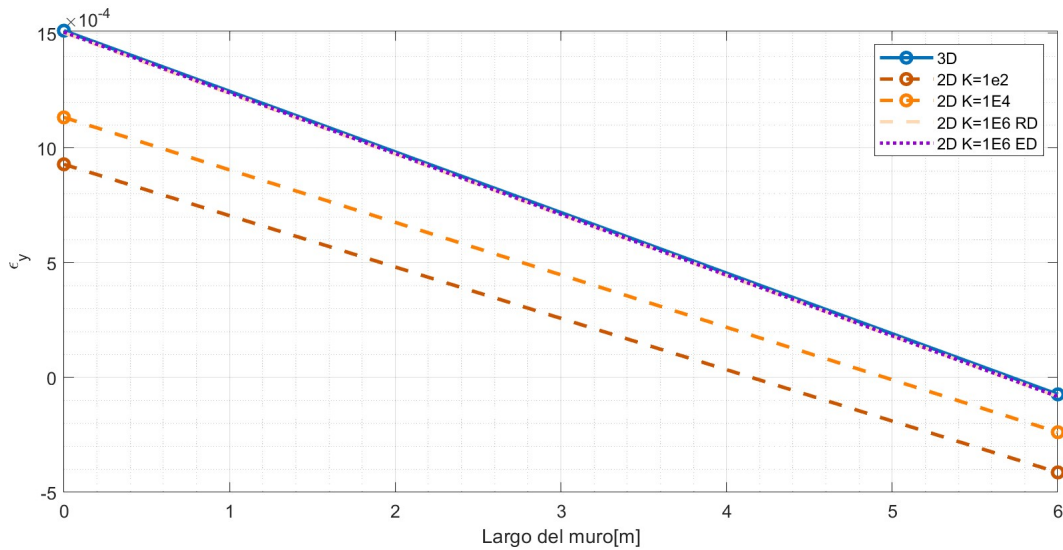


Figura 4.8: Perfil de deformaciones unitarias del muro de interés para Pushover Y+ $\Delta = 4cm$.

Otro aspecto relevante era poder comparar los resultados a emplear el comando equalDOF o RigidDiaphragm, ambos para el modelo 2D restringido por resortes. Como se observa en los gráficos anteriores utilizando ambos comandos se obtienen los mismo resultados, por lo que todos los modelos 2D a analizar a continuación se realizarán utilizando la combinación de resortes más el uso de RigidDiaphragm para cada piso.

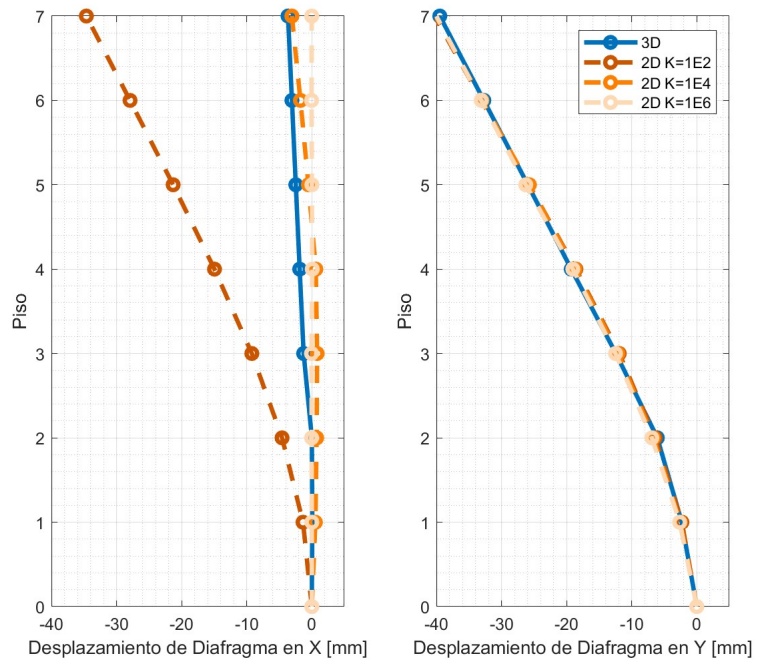


Figura 4.9: Desplazamiento del centroide del diafragma para cada nivel en dirección X e Y - Modelos 3D y 2D con resortes de distintas rigideces. Pushover Y-.

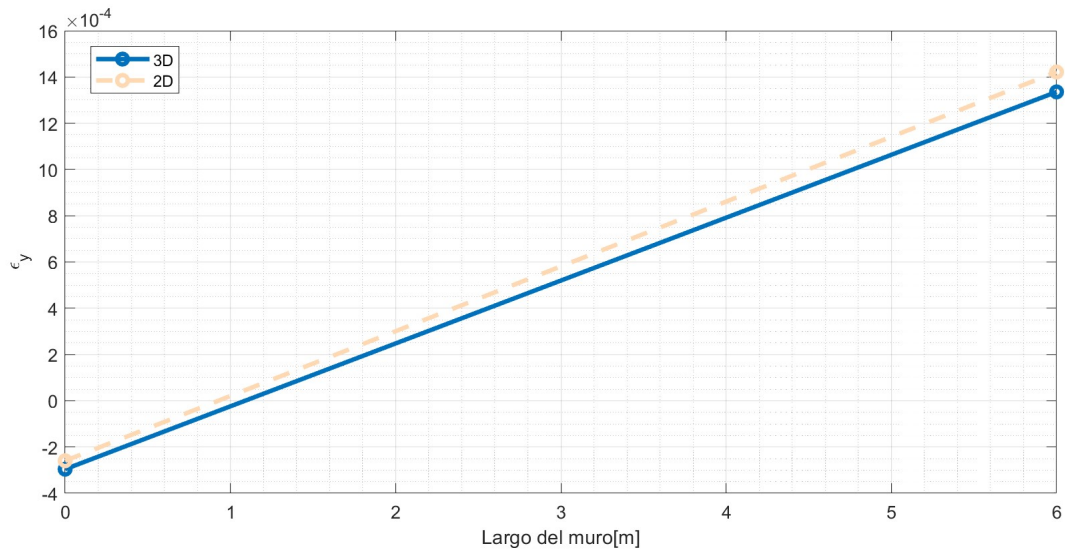


Figura 4.10: Perfil de deformaciones unitarias del muro de interés para Pushover Y- $\Delta = 4cm$.

Se exponen los gráficos (4.9 y 4.10) de desplazamiento por piso y perfil de deformación del muro de interés, pero para el pushover en la dirección Y-. En donde se observa el mismo comportamiento al aplicar la rigidez en los resortes. Además, para el perfil de deformaciones el caso 2D, es el obtenido con la mayor rigidez aplicada.

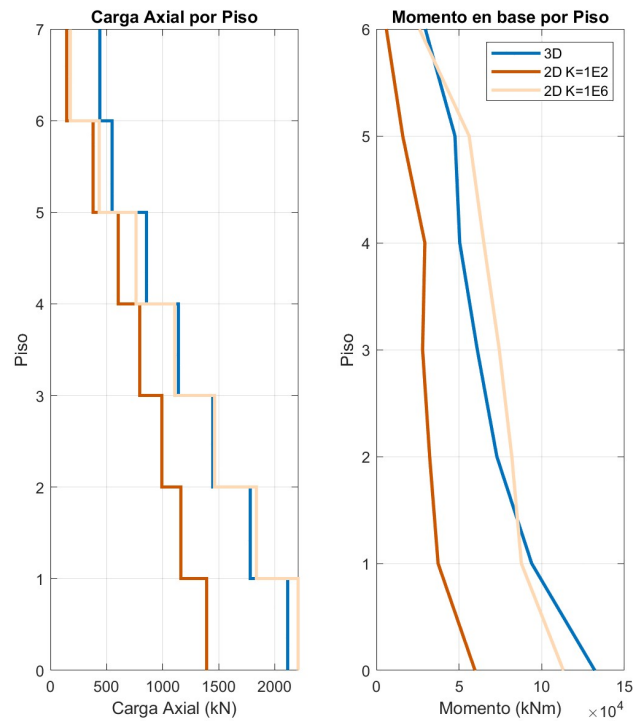


Figura 4.11: Distribución de esfuerzo axial y momento en altura en muro de interés - Pushover Y+.

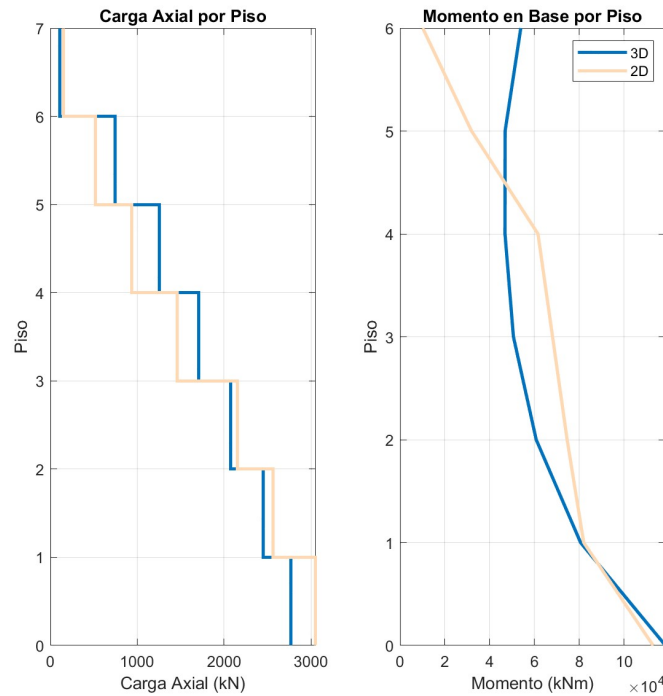


Figura 4.12: Distribución de esfuerzo axial y momento en altura en muro de interés - Pushover Y-.

Para los resultados del análisis no lineal en ambas direcciones se observa una buena aproximación del modelo 2D al modelo 3D. Por lo que se efectúa un análisis de esfuerzos en cada nivel, que se expone en las figuras, se observa que para el primer nivel, donde se ubica el muro de interés, tanto los esfuerzos axiales como los momentos son similares para el caso 3D y el modelo 2D sin desplazamiento lateral. Mientras que, cuando al modelo que corresponde a una sección de la estructura completa se le aplica una baja rigidez los esfuerzos y deformaciones difieren ampliamente del modelo 3D.

El último análisis que se debe realizar para los modelos de 7 pisos es el de distorsión por corte en altura, con el objetivo de verificar si los modelos bidimensionales logran replicar el comportamiento del modelo 3D. Para ello, se extraen las deformaciones por corte del muro en los distintos pisos y se calcula la distorsión como:

$$\theta = \frac{\delta}{H} \quad (4.1)$$

Donde δ es la deformación unitaria por corte de cada elemento y H es la altura del elemento, que en este caso es la altura entrepisos. A continuación, se presentan los resultados de la comparación de las distorsiones del mismo muro para los modelos tridimensional, bidimensional sin resortes y bidimensional con resortes, obtenidas del análisis pushover en ambos sentidos.

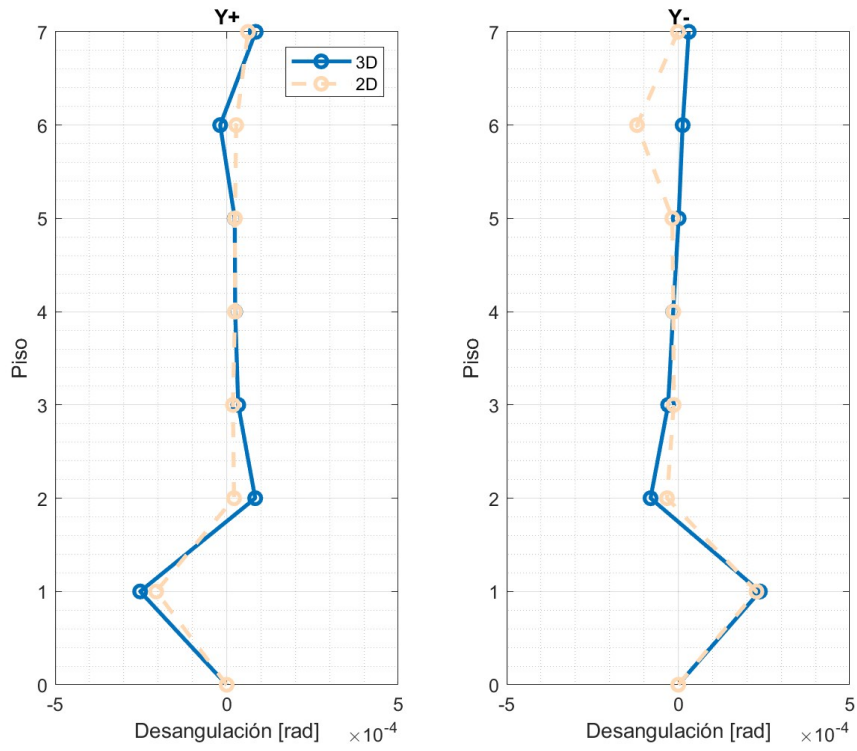


Figura 4.13: Distorsión angular por piso del muro de interés para los modelos 3D y 2D.

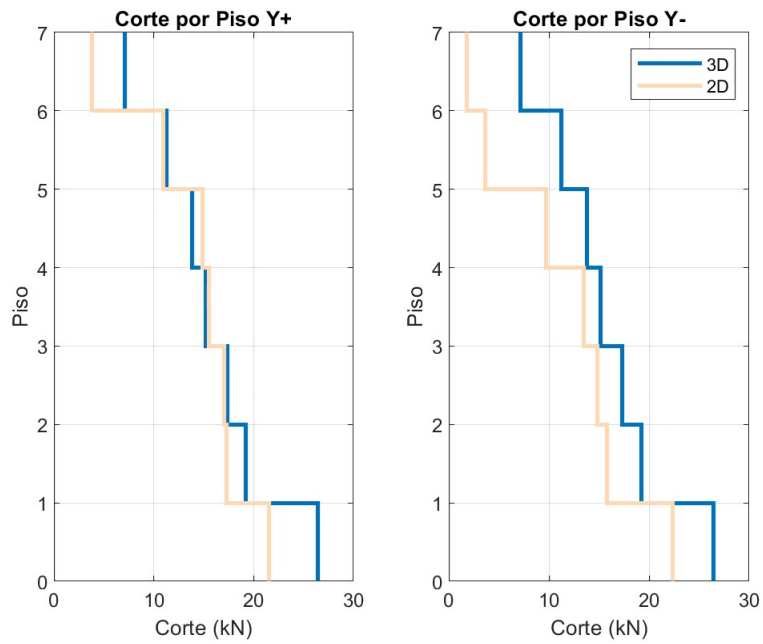


Figura 4.14: Distribución de esfuerzo de corte en altura en muro de interés.

En ambos casos (Pushover Y+ e Y-) se observa una diferencia pequeña en el primer nivel, luego una aproximación en los niveles intermedios y finalmente una diferencia notoria en el nivel superior entre el modelo 2D y 3D.

Es por lo anterior que para el caso del esfuerzo a corte también se efectúa el análisis por nivel 4.14, en donde también es posible apreciar la correlación de similitud desangulación por nivel con la del esfuerzo de corte, en especial en los pisos intermedios.

A lo largo de este capítulo, se examinaron modelos bidimensionales y tridimensionales de un modelo simplificado compuesto solo de muros. Se evidenció que los modelos 2D lograron capturar de manera bastante precisa el comportamiento del modelo completo.

Sin embargo, para lograr este efecto, se tuvo que estudiar el uso de resortes de distintas rigideces, ya que una sección del edificio sin estas restricciones experimenta una notoria torsión. Además, que por definición un modelo bidimensional se analiza solo en una dirección limitando el aporte de la dirección perpendicular.

Capítulo 5

Análisis tridimensional y bidimensional del edificio de estudio

5.1. Introducción

Este capítulo presenta los resultados del análisis modal espectral y el análisis no lineal estático para los modelos tridimensional y bidimensional del edificio Antígona. El objetivo es verificar si la metodología aplicada en los modelos simplificados permite capturar los parámetros dinámicos y replicar de forma aproximada las deformaciones unitarias en los muros de interés para ambos modelos.

5.2. Elaboración del modelo bidimensional

Al igual que en el capítulo anterior, la construcción del modelo bidimensional busca igualar las densidades de los muros y la distribución de masa por área del modelo completo. Para lograrlo, primero se calculan estos parámetros en el modelo completo, cuyos resultados se presentan en el anexo A. Como se observa en la tabla A.1, la densidad de muros con respecto al eje X es menor a la densidad de muros con respecto al eje Y para la totalidad de los pisos, esto indica que el eje flexible de modelo es el eje vertical. Lo cual coincide con el hecho de que los muros que presentaron daño durante el terremoto de 2010 estaban dispuestos en esta dirección.

Posteriormente, se debe seleccionar una franja de la estructura en la dirección flexible que contenga muros de interés para el análisis. En este caso, se eligió la sección mostrada en la figura 5.2, la cual cumple con los requisitos anteriormente mencionados. Además, en este capítulo solo se analizarán los muros marcados con el ovalo, que se denominarán como M-EJE14 (Muro del eje 14), M-EJE16 (Muro del eje 16), mostrados en la figura 5.3 , y M-EJE17 (Muro del eje 17).

Luego de seleccionado el modelo bidimensional, se debe efectuar el mismo cálculo de densidad de muros y masa distribuida por área que para el modelo completo, aunque en este caso solo se determina el parámetro de densidad en el eje flexible, cuyos resultados se presentan en el anexo B. Como se observa en la tabla B.1 existen diferencias considerables para los subterráneos, mientras que desde el piso 1 hasta el 18 la variación va desde el 0,25 % al 15,1 %, con un promedio de 1,7 %.

Cabe señalar que la modelación, en este caso de mayor complejidad, se efectúa siguiendo los pasos especificados en la recopilación de antecedentes. En la figura 5.1 se muestra la modelación de uno de los ejes en ETABS, se observa que está compuesto por diversos elementos finitos, cada uno con su respectivo material y geometría, por lo que todos estos datos de cada elemento son extraídos para poder efectuar la formulación en OpenSees.

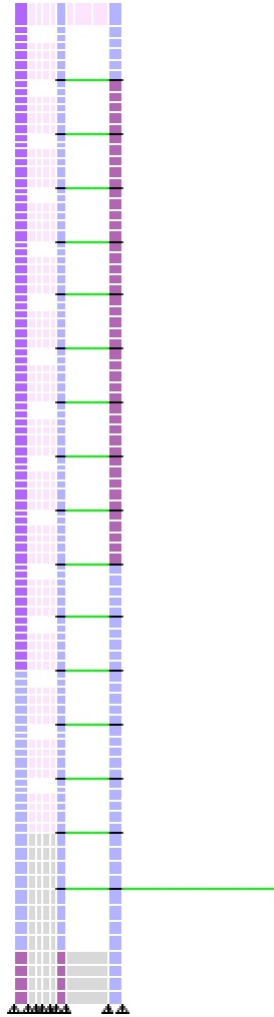


Figura 5.1: Modelación de Eje en ETABS (Programa de origen de datos).

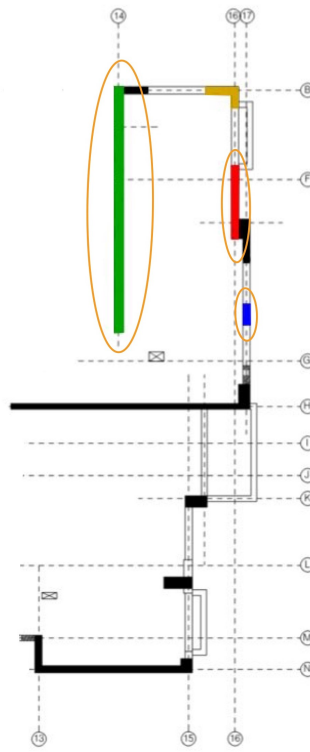
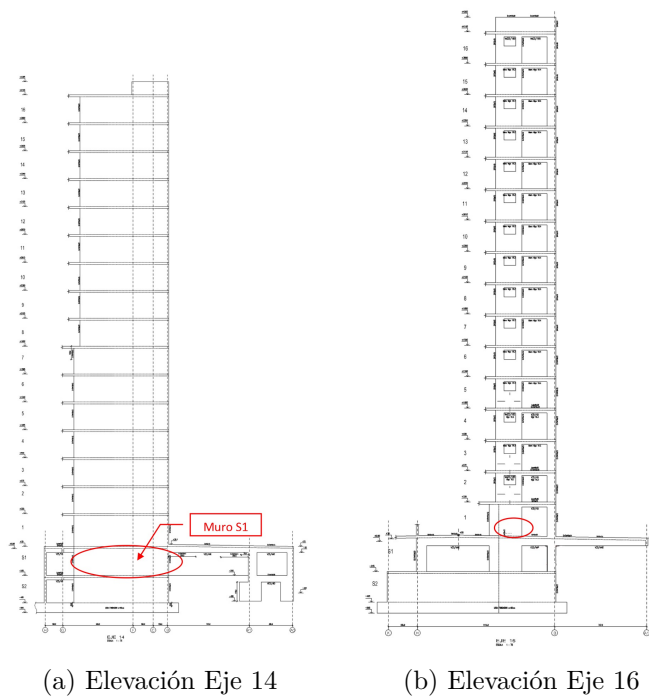


Figura 5.2: Franja del edificio seleccionada como posible modelo bidimensional.



(a) Elevación Eje 14

(b) Elevación Eje 16

Figura 5.3: Ejes de muros a analizar para caso de estudio.

Por otro lado, también se verifica la masa distribuida en el área de planta por piso para cada uno de los modelos. En la tabla C.1 se evidencia que al igual que para la densidad de muros, en los niveles subterráneos las diferencias entre los modelos son sustanciales, mientras que entre el primer y último piso estas variaciones fluctúan entre el 4,1 % y 18,7 %, con un promedio total de 2,5 %.

Las grandes diferencias de los valores de los parámetros de interés que se observan en los subterráneos, se deben al cambio en la planta del edificio que se expuso en la figura 3.9, en donde justamente la planta se expande en el sentido donde se ubica la franja de edificio seleccionada para el análisis, generando una concentración de masas en el sector.

A continuación se efectuará el análisis modal espectral, el cual, al igual que para los modelos simples, se realiza asignando masa solo en la dirección de análisis (Y). Cabe señalar, que en caso de que los periodos resultantes difieran ampliamente, se debe volver a seleccionar una franja del edificio, calcular los parámetros de interés para ver su proximidad con los del modelo completo y realizar el análisis modal, por lo que este procedimiento se considera iterativo.

5.3. Resultados Análisis modal espectral

Se realiza el análisis modal espectral para el modelo completo, en donde, tal como lo indicaba la diferencia de densidad de muros en cada dirección, el primer modo de la estructura es en la dirección flexible. Dado que al modelo bidimensional solo se le asigna masa en este eje, solo proporcionará periodos en Y.

Tabla 5.1: Comparación periodos modelo completo y bidimensional Edificio Antígona

Modelo Completo			Modelo Bidimensional		
T	Mx	My	T	Mx	My
0,786	1,64	53,26	0,795		62,49
0,639	2,65	18,79			
0,389	59,93	1,23 e-4			

Tal como se observa en la tabla anterior, el periodo principal del modelo bidimensional difiere solo en un 1 % del periodo de la dirección Y del modelo completo. Esto, a pesar de las notables diferencias en la densidad de muros y masa distribuida por área de los niveles subterráneos. Para explicar este fenómeno, se grafican los desplazamientos de cada piso en la dirección Y al realizar un análisis pushover en el modelo 2D para dos desplazamientos de techo distintos.

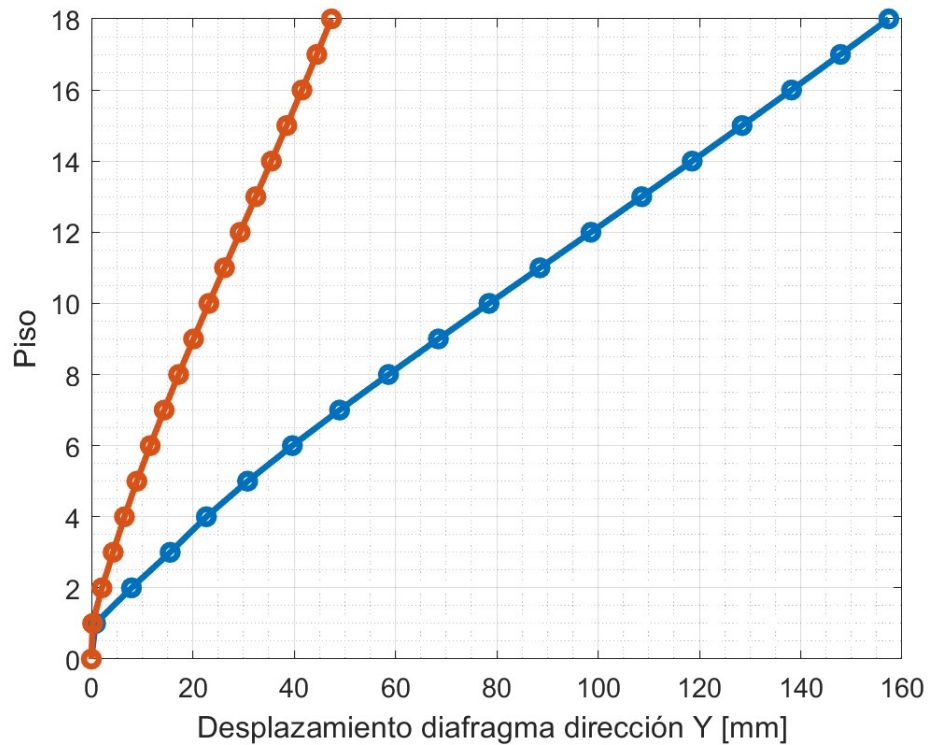


Figura 5.4: Desplazamientos del centroide del diafragma para cada nivel en dirección Y

La figura 5.4 grafica cómo para los primeros dos niveles (correspondientes al subterráneo 2 y subterráneo 1), los desplazamientos no superan los 5 mm, tanto para un desplazamiento de techo de 5 [cm] como para uno tres veces mayor. Se infiere que en estos pisos el edificio simula una condición de empotramiento, lo que genera que los valores de densidad de muros y masa distribuida por área adquieren mayor relevancia a partir del primer nivel hasta el techo.

5.4. Resultados Análisis no lineal estático

Al comprobar que las diferencias entre los períodos en la misma dirección para la estructura completa y su sección no son significativas, se procede a realizar el análisis no lineal estático en ambos sentidos (Y+ y Y-) para dos desplazamientos de techo distintos: 5 [cm] y 16 [cm]. Tal como se expuso en el capítulo anterior, se presentarán las curvas de capacidad de cada estructura, los perfiles de desplazamiento y las deformaciones unitarias de los muros de interés, además de comparar el tiempo de ejecución de cada modelo.

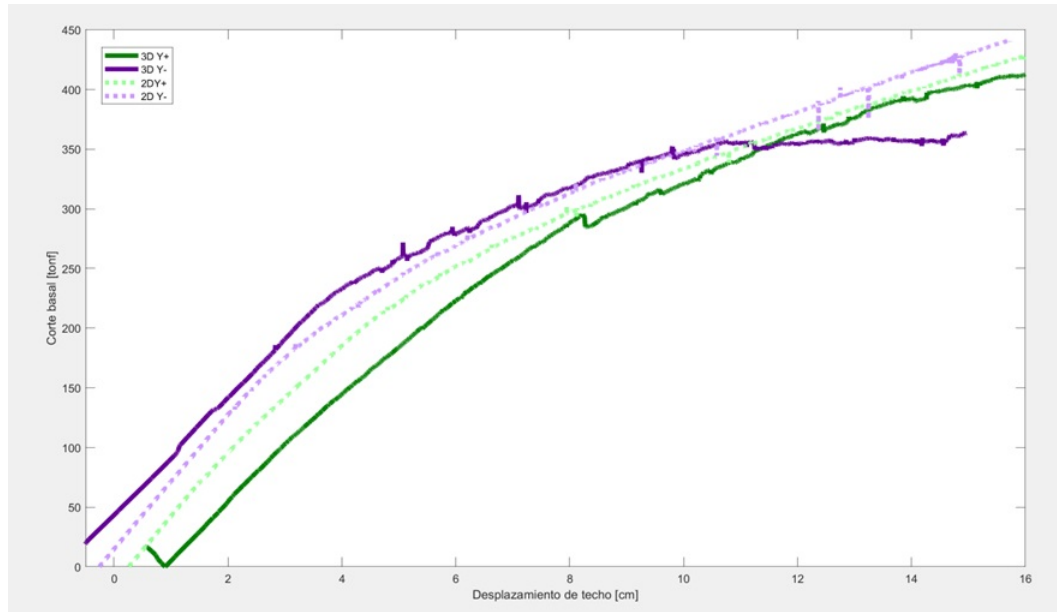


Figura 5.5: Curva de capacidad modelo completo y bidimensional del Edificio Antígona

Se determina la curva de capacidad en función del desplazamiento máximo analizado, el cual no fue seleccionado arbitrariamente. Este desplazamiento corresponde al máximo alcanzado en el análisis pushover del modelo bidimensional antes de que se presenten problemas de convergencia al utilizar la misma tolerancia que en el análisis tridimensional. Por lo tanto, el modelo bidimensional presenta una limitante al intentar evaluar desplazamientos de techo más elevados.

De la curva se observa que, al comparar el corte en los nodos compartidos por ambos modelos, los modelos bidimensionales se ajustan de distinta manera según la dirección del pushover. En el caso de la curva Y+, el modelo bidimensional no es representativa del comportamiento previo a la fluencia, mientras que cuando se alcanza la capacidad última, tiene una diferencia menor. Para el caso Y- ocurre lo contrario, la curva 2D se ajusta previo a la fluencia y posteriormente el error va aumentando hasta divergir de la curva 3D.

Otro aspecto importante a mencionar es el tiempo requerido para obtener todos los resultados presentados en la curva de capacidad, así como los que se presentarán en el capítulo. Como se observa en la tabla 5.2, los modelos bidimensionales tienen un tiempo de ejecución hasta trece veces menor que los modelos que representan la estructura completa.

Tabla 5.2: Tiempo de Ejecución de análisis Pushover para cada modelo

	Modelo 2D $\Delta_t = 50mm$	Modelo 2D $\Delta_t = 160mm$	Modelo 3D $\Delta_t = 50mm$	Modelo 3D $\Delta_t = 160mm$
Tiempo Ejecución [hh:mm:ss]	00:49:024	03:17:042	13:32:045	24:59:014

La duración del proceso no solo depende de la cantidad de elementos modelados, sino también de otros factores, como el desplazamiento máximo del análisis no lineal, la discretización de los pasos en los que se incrementa el desplazamiento, y la cantidad de datos que se deseen

extraer del modelo. En el caso del modelo completo, para construir la curva de capacidad, es necesario extraer información de una mayor cantidad de nodos base, lo que incrementa el tiempo total.

Además, el programa OpenSees tiene un límite de 512 grabadores de datos por ejecución. Si se requiere extraer más información de la que permite este límite, el tiempo de ejecución debe multiplicarse por la cantidad de análisis adicionales necesarios para completar la tarea.

Continuando con la comparación entre los resultados de los modelos bidimensional y tridimensional del edificio Antígona, se presentan los desplazamientos de los centroides del diafragma en cada nivel. Esto tiene como objetivo ilustrar cómo se deforma el edificio ante la aplicación de una carga lateral externa, tanto para el modelo 3D, modelo 3D reducido, que corresponde solo a la sección del modelo completo y el modelo 2D que es el modelo reducido pero restringido en la dirección perpendicular al análisis.

En esta ocasión, al igual que en los casos simples, se aplicarán resortes en los modelos bidimensionales en la dirección X para evitar desplazamientos alrededor de ese eje y se utilizará una rigidez de $1 \cdot 10^8$ [N/mm] para cada resorte. A continuación se presenta la ubicación de los resortes en planta 5.6 y su efecto en el desplazamiento de la estructura en las figuras 5.7 y 5.8.

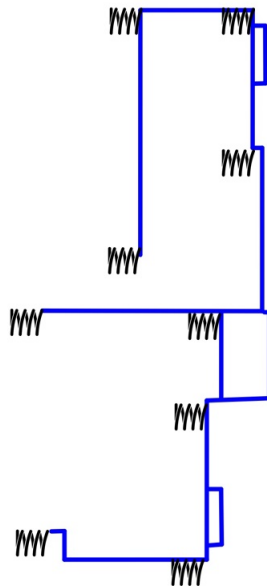


Figura 5.6: Distribución de resortes en edificio Antígona

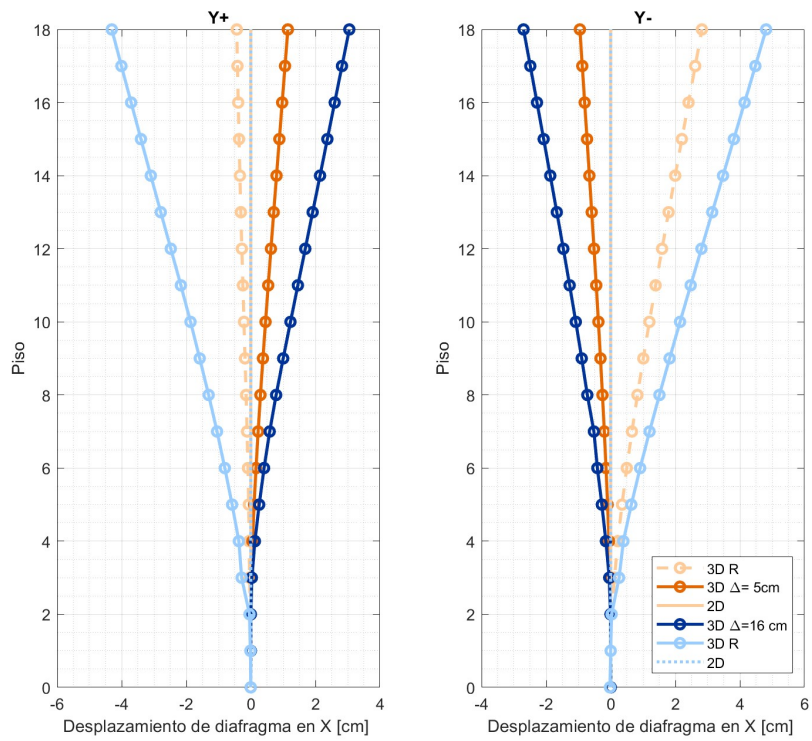


Figura 5.7: Desplazamiento de centroide de diafragma de cada nivel- Dirección X

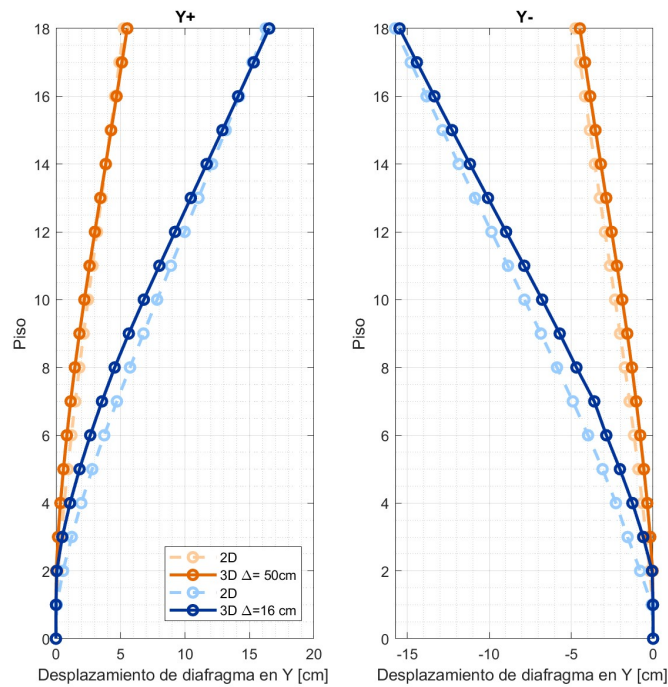


Figura 5.8: Desplazamiento de centroide de diafragma de cada nivel- Dirección Y

En el gráfico anterior, se observa un desplazamiento cercano a cero en la dirección X para los modelos a los que se les aplicaron resortes. Este comportamiento es similar al del modelo tridimensional en los niveles inferiores; sin embargo, no resulta representativo para los niveles superiores. Es importante mencionar que los resortes aumentan la rigidez de la estructura, pero su límite es el desplazamiento cero. Con esta solución, la estructura bidimensional no podrá, en ningún caso, moverse en la dirección opuesta del eje X para representar la deformación del modelo completo.

A continuación se presentan los perfiles de deformación de los muros de interés dañados por flexo-compresión (M-EJE14 y M-EJE16), ubicados en el primer subterráneo y primer piso. Se realizará una comparación entre los tres casos analizados hasta este punto: el modelo completo, el modelo bidimensional y el modelo bidimensional con resortes.

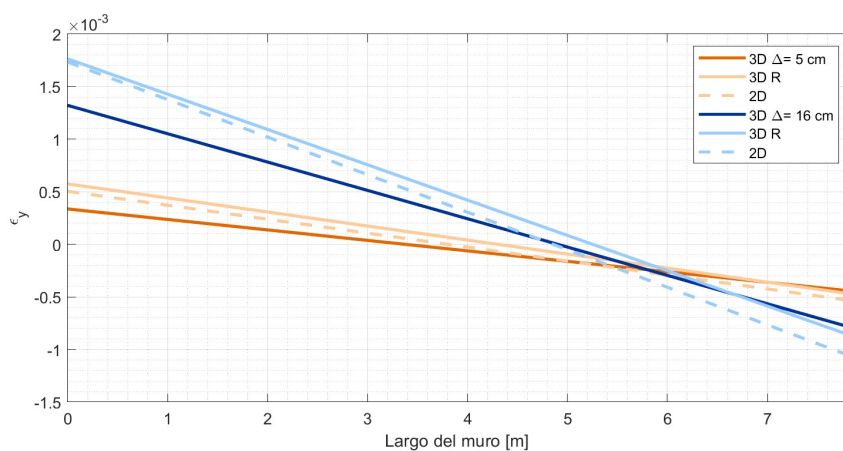


Figura 5.9: Perfil de deformaciones unitarias M-EJE14 Pushover Y+

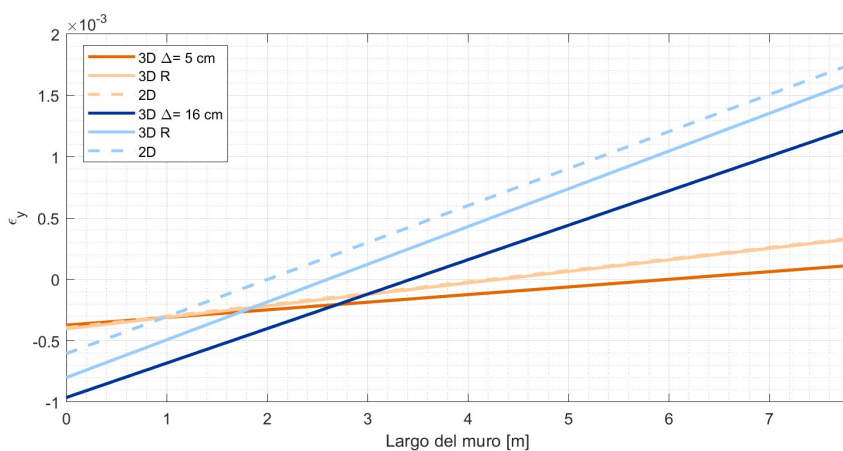


Figura 5.10: Perfil de deformaciones unitarias M-EJE14 Pushover Y-

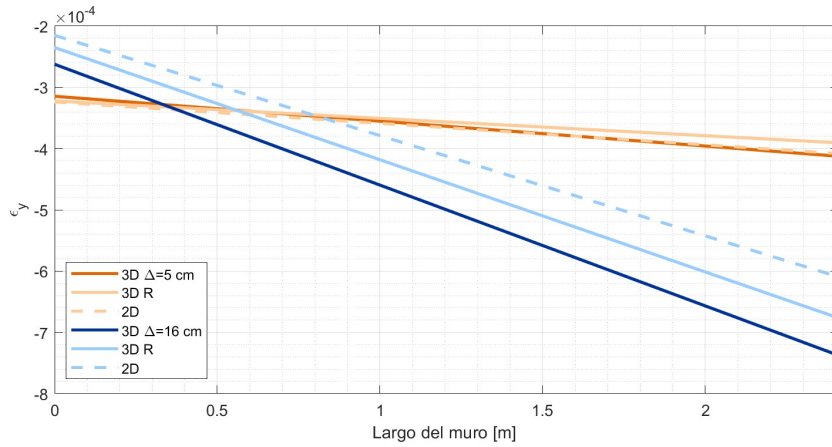


Figura 5.11: Perfil de deformaciones unitarias M-EJE16 Pushover Y+.

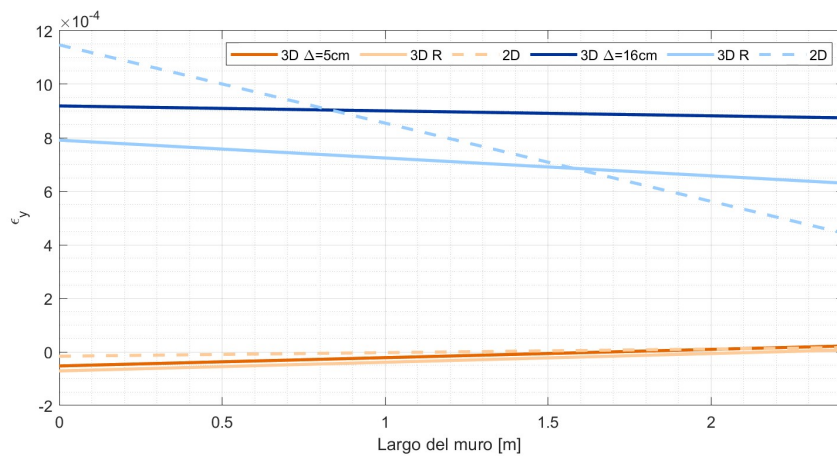


Figura 5.12: Perfil de deformaciones unitarias M-EJE16 Pushover Y-.

Como se aprecia en los gráficos anteriores, las deformaciones unitarias tanto de tracción como de compresión en el M-EJE14 aumentan aproximadamente al doble cuando el desplazamiento de techo pasa de 5 cm a 16 cm. En este caso el modelo bidimensional sin modificaciones presenta deformaciones unitarias más próximas a las del modelo 3D que el modelo bidimensional con resortes, caso contrario a lo ocurrido en el análisis de los modelos simples. Esto tal como se estudió previamente, se debe a una distribución de esfuerzos internos diferente para cada modelo.

Para el M-EJE16 se observa el mismo comportamiento con respecto a los modelos bidimensionales sin y con resortes, en donde estos últimos para el modelo con desplazamiento de techo de 16 cm no representan un perfil de deformaciones similar al del modelo completo. En cambio los modelos 2D, a pesar de no alcanzar los mismo valores de deformaciones unitarias, tiene un perfil de deformaciones comparable.

Uno de los objetivos de este trabajo era determinar los modos de falla de los elementos estructurales. Sin embargo, como se observa en los perfiles, las deformaciones unitarias no alcanzan el valor máximo del 0.003 para el hormigón simple (ya que como se observó en los antecedentes del edificio, el hormigón de borde no estaba correctamente confinado) el cual se

establece como límite antes de fallar en compresión.

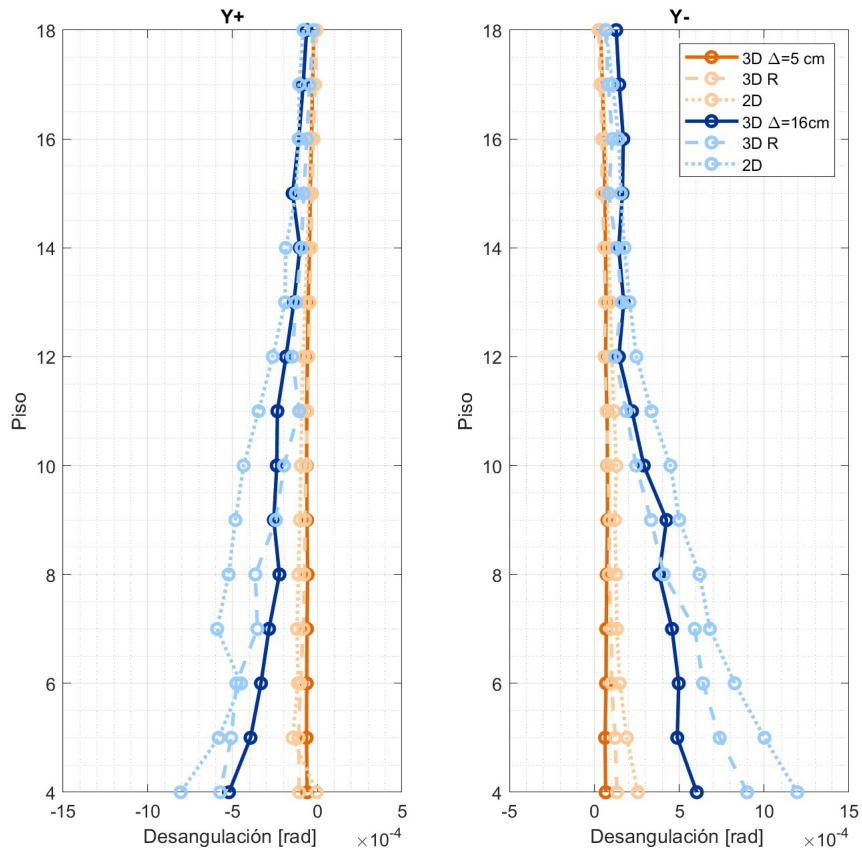


Figura 5.13: Distorsión angular de M-EJE17

Por otro lado, también se analiza la distorsión angular del M-EJE17, el cual sufrió agrietamiento por corte en los machones de los pisos inferiores durante el terremoto. Como se observa en la figura 5.13, los modelos bidimensionales tienden a sobrestimar la desangulación del muro analizado, lo que podría llevar a diseños excesivamente conservadores si se utilizara esta técnica de evaluación para el diseño estructural. Sin embargo, es importante señalar que, en este caso, se observa una mayor distorsión en los primeros pisos, lo cual coincide con el tipo de falla experimentada.

Para el estudio del edificio Antígona se comprobó que los modelos bidimensionales, a pesar de poseer un periodo similar al edificio completo en el eje a estudiar, no son capaces de representar fielmente el comportamiento tridimensional. Sin embargo, si podrían ser utilizados para proporcionar estimaciones del comportamiento de los muros, en especial en los primeros niveles en donde las deformaciones de los diafragmas para cada modelo no difieren notablemente y donde además es más común el daño por flexo-compresión debido a la concentración de cargas.

Capítulo 6

Análisis de resultados

El primer eje de trabajo fue establecer cómo se construyen y analizan los modelos bidimensionales, para esto se realizó una revisión bibliográfica en donde se encontraron casos de fracaso y éxito de modelos bidimensionales que capturaban periodos y modos de falla de un edificio completo, estos proporcionaron recomendaciones importantes que se aplicaron en este estudio como es analizar los modelos bidimensionales solo en el eje flexible del edificio, aplicando masa y ejecutando análisis Pushover solo en esta dirección.

Sin embargo, todavía no se disponía de una metodología que garantizara que los modelos bidimensionales replicaran con exactitud el período de la estructura completa desde el inicio de su construcción. Por ello, se propuso utilizar la densidad de muros y la masa distribuida por área como criterios de comparación entre los modelos tridimensionales y bidimensionales. Es decir, al seleccionar una sección del edificio completo, se deben calcular estos valores para cada nivel y compararlos con los del nivel completo. Si los resultados son similares, se mantiene la relación entre rigidez y masa, lo que influye directamente en el período estructural.

Para verificar si el supuesto era correcto y el procedimiento aplicable al edificio de estudio, se elaboraron modelos básicos de una estructura de muros, se seleccionó una franja de esta, se compararon los valores de los parámetros recomendados entre ambos modelos y se efectuó el análisis modal espectral. Tanto para el modelo simple de un piso como el de siete pisos, al mantener la planta en elevación, se obtuvieron diferencias del 12 % para la densidad de muros en la dirección de interés y 0,9 % para la masa distribuida por área. Esto se tradujo en una disimilitud del 2 % en los periodos de la dirección flexible para el modelo de 1 piso y del 4 % para el modelo de 7 pisos.

Dado que la comparación de los parámetros proporcionó resultados sin diferencias significativas del análisis modal del modelo 2D y 3D de la estructura simple, se empleó el mismo procedimiento en el edificio Antígona. Se seleccionó una franja de la estructura en donde se concentró el daño post terremoto, al comparar los valores de los indicadores de interés entre esta sección y la del edificio completo para cada nivel se observaron diferencias sustanciales en los pisos subterráneos. La densidad de muros entre ambas configuraciones varió en un 38 % para el subterráneo 1, mientras que la masa distribuida por área en un 133,9 % para el mismo piso, por otro lado en los niveles superiores la máxima variación del parámetro de densidad de muros fue de 15,1 % y de un 18,7 % con un promedio un 1,7 % y la masa distribuida por área en promedio un 2,5 % .

Se ejecutó el análisis modal espectral del modelo bidimensional, obteniendo una variación en el periodo del eje flexible con respecto al del modelo completo de un 1 %. Para explicar el porqué a pesar de las discrepancias en los parámetros la diferencia de periodos es mínima, se esquematizó el desplazamiento de cada nivel de la estructura al aplicarle una carga lateral, en donde se pudo apreciar que los niveles subterráneos simulan un comportamiento empotrado al experimentar bajo descentramiento con respecto a su posición vertical.

De la discusión de los resultados, se destaca que en todos los casos analizados, la metodología propuesta proporcionó resultados comparables entre los modelos 2D y 3D en la determinación de los periodos estructurales en la dirección de interés. Por lo tanto, se recomienda su aplicación al elaborar modelos bidimensionales. Aunque, para validar completamente su efectividad, sería necesario aplicar el procedimiento a una mayor variedad de tipologías estructurales.

Una sugerencia adicional para emplear los parámetros de densidad de muros y masa distribuida por área que se infiere de los resultados, es enfocar el análisis de la similitud de indicadores en los niveles superiores a los subterráneos, ya que estos tiene una mayor influencia en la deformación y en el periodo.

El segundo eje de trabajo fue, una vez construidos los modelos bidimensionales con un periodo similar en la dirección de estudio, verificar que estos representaran el mismo comportamiento estructural al ser sometidos a un análisis no lineal estático que el modelo tridimensional. Para esto se estudió en ambos modelos el desplazamiento en los ejes principales, el perfil de deformaciones unitarias y la desangulación por corte en ciertos muros de interés.

En primer lugar, se realizó el análisis en los modelos simples, en donde para el caso del modelo de 7 pisos, más flexible y que al aplicar la carga lateral incursiona en el rango no lineal de comportamiento. Los resultados del modelo bidimensional, tanto para el análisis pushover en el sentido Y+ como Y-, se aproximan en promedio un 12,8 % en compresión y del 3,4 % en tracción para el muro de interés ubicado en el nivel inferior, tal como se presenta en la siguiente figura.

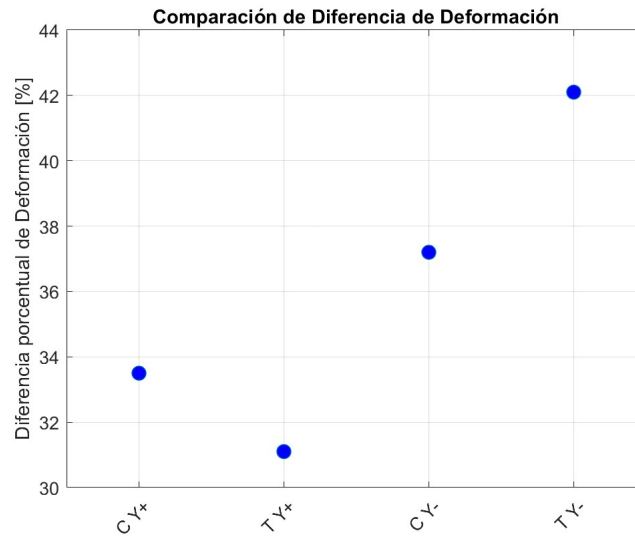


Figura 6.1: Diferencias de deformaciones en el muro de interés del modelo de 7 pisos

Por otro lado, el estudio de las deformaciones por corte en altura evidencian una buena aproximación de las distorsiones angulares entre el modelo 2D y el 3D tanto para el pushover en Y+ e Y-. Lo cual se podría correlacionar con que en estos niveles los desplazamientos de los centroides en la dirección X e Y son cercanas en estos modelos. No obstante en los pisos superiores donde el modelo con resortes permanece sin moverse en torno al eje x y el modelo tridimensional tiene una leve torsión, la superposición de los perfiles de desangulación se desvía en los últimos niveles asimismo con el perfil de corte.

Se aplicaron los mismos estudios para el modelo bidimensional, tridimensional y tridimensional reducido del edificio Antígona, estos fueron sometidos análisis pushover para diferentes desplazamientos de techo finales. Para ambos casos, Pushover Y+ e Y- para desplazamiento de techo de 5 cm y de 16 cm, se aprecia que los modelos 3D y 3D reducido se torsionan en direcciones opuestas, mientras el modelo 2D, tal como requiere su configuración, no se desplaza en la dirección X. Por otro lado, para la dirección Y, no se observan notables diferencias, aunque entre el segundo y catorceavo piso existe una leve distorsión para el caso de 16 cm de desplazamiento de techo.

Al realizar la comparación de los perfiles de deformación de los muros de interés se evidenció que los modelos 2D con uso de resortes, no proporcionaron una convergencia del comportamiento bidimensional a tridimensional, al contrario, el modelo 3D reducido sin ninguna modificación ya proporcionaba valores de deformación más cercanos a los del modelo 3D. Esto se explica tanto por la distinta distribución de esfuerzos de cada modelo, como también por que el modelo con resortes no tiene el mismo comportamiento global que los otros modelos, mientras el 2D con resortes solo se desplaza en Y, los modelos 3D reducido y 3D presentan torsiones en planta. A continuación se presentan los porcentajes de diferencia de los muros analizados, tanto entre 2D y 3D como 3D y 3D reducido.

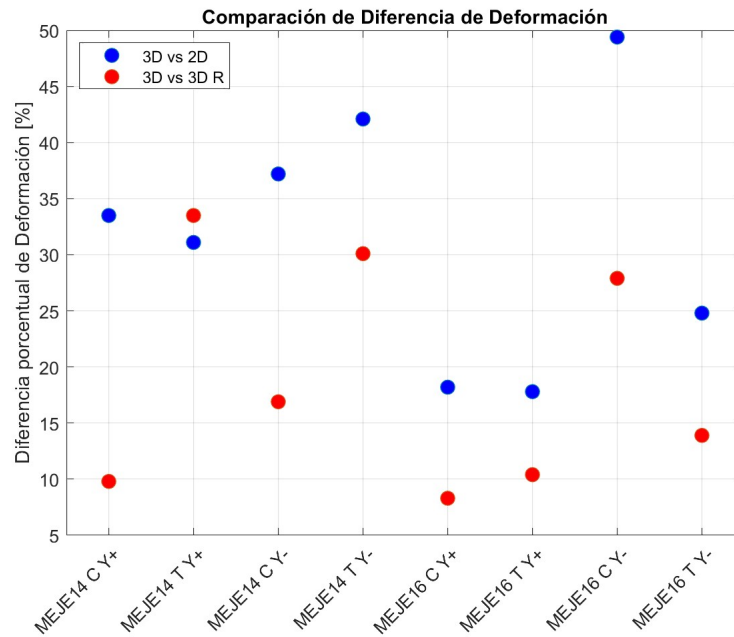


Figura 6.2: Diferencias de deformaciones en muros de interés de Edificio Antígona

Del estudio se concluye que los modelos bidimensionales, en general, no logran capturar adecuadamente el comportamiento global de la estructura completa. Esto se debe a que la modelación en 2D representa una estructura distinta, como si se tratara de un edificio más pequeño. Aunque la masa y la rigidez sean proporcionales al modelo tridimensional, la distribución de los esfuerzos ocurre de manera diferente, lo que afecta su capacidad para replicar el comportamiento real de la estructura completa, a esto se le agrega que si el modelo completo tiene un comportamiento torsional, más complicado es capturar su comportamiento.

Finalmente, se destacan los tiempos de ejecución de los análisis no lineales estáticos en los modelos bidimensionales, que son hasta 13 veces más rápidos que los del modelo completo. Además, en un solo análisis de los modelos 2D, es posible obtener más información de la estructura (como desplazamientos de nodos, esfuerzos y deformaciones unitarias) debido a la menor cantidad de elementos estructurales. En contraste, para extraer la misma información del modelo tridimensional, es necesario repetir el análisis no lineal varias veces, lo que puede extender el tiempo de ejecución a varios días.

Capítulo 7

Conclusiones

El objetivo principal de este trabajo es evaluar si los modelos bidimensionales pueden reproducir adecuadamente el comportamiento dinámico y las deformaciones unitarias de los elementos estructurales observados en un modelo tridimensional que representa la totalidad de la estructura. Esta verificación es relevante dado que los modelos tridimensionales incurren en tiempos de ejecución elevados en análisis no lineales, necesarios para un diseño sísmico basado en la capacidad, por lo que los modelos 2D representan una alternativa eficiente y precisa.

Para esta evaluación, se utilizaron como casos de estudio un modelo simplificado y el modelo del edificio Antígona, ubicado en Viña del Mar, el cual sufrió daños estructurales significativos durante el terremoto de 2010. Ambos modelos estructurales se desarrollaron en el software OpenSees, utilizando el elemento macroscópico de muros E-SFI-MVLEM 3D, y se sometieron a análisis modal espectral y análisis estático no lineal para simular la respuesta ante cargas laterales inducidas por sismos.

Los resultados indicaron que, si bien mantener constante la densidad de muros y la distribución de masa por área en planta entre los modelos 2D y 3D permitió aproximar el comportamiento dinámico de ambas configuraciones, logrando períodos similares con diferencias entre un 1 % y un 4 %, los modelos bidimensionales presentaron limitaciones significativas en la replicación precisa de esfuerzos y deformaciones, especialmente bajo condiciones torsionales.

En el modelo simple, donde el comportamiento fue predominantemente traslacional, el modelo 2D mostró una mejor aproximación de deformaciones, con errores promedios del 12,8 % en compresión y del 3,4 % en tracción para el muro de interés ubicado en el nivel inferior, donde las concentraciones de esfuerzos son mayores. En este nivel, las diferencias en la fuerza axial y el momento entre el modelo 3D y el 2D promediaron un 7 % y un 8 %, respectivamente.

Para el caso del edificio Antígona, cuyo comportamiento es predominantemente torsional, las deformaciones unitarias en los muros de interés mostraron una divergencia considerable en el modelo 2D respecto al 3D, con errores promedio del 29 % en tracción y 35 % en compresión.

Los análisis realizados en este trabajo presentan una metodología práctica para la elaboración de modelos bidimensionales que pueden emplearse en análisis estructurales preliminares,

destacando la significativa reducción en el tiempo de análisis y en la cantidad de datos generados en comparación con el modelo completo. En particular, el modelo 2D, al ser sometido a un desplazamiento de techo de 16 cm, requirió un tiempo de ejecución aproximadamente ocho veces menor que el modelo 3D y permitió una extracción de datos más eficiente para una misma ejecución, debido a la menor cantidad de elementos estructurales modelados.

Para estudios futuros, se recomienda realizar análisis similares en una estructura con bajos efectos torsionales y alta traslacionalidad, es decir, con una distribución simétrica de masa y rigidez lateral que permita que el centro de masa coincida con el centro de rigidez en cada nivel. Esto permitirá verificar de forma más realista si los modelos bidimensionales logran una aproximación adecuada en términos de deformaciones y esfuerzos.

Bibliografía

- [1] Salazar, S., “Modelo simplificado del edificio antigua calibrado de vibraciones ambientales”, 2020.
- [2] Tuna, Z. y Wallace, J. W., “Collapse assessment of the alto rio building in the 2010 chile earthquake. earthquake spectra”, 2015.
- [3] Plaza, R., “Modelación no lineal, bidimensional y tridimensional de un edificio de hormigón armado”, 2017.
- [4] Gonzales, H., “Comportamiento sísmico de edificios con muros delgados de hormigón. aplicación a zonas de alta sismicidad de Perú”, p. 168, 2010.
- [5] López, C., Rojas, F., y Massone, L., “Membrane fiber element for reinforced concrete walls - the benefits of macro and micro modeling approaches”, *Engineering Structures*, vol. 254, 2022.
- [6] Vulcano, A., Bertero, V., y Colotti, V., “Analytical modeling of rc structural walls. proceedings, 9th world conference on earthquake engineering”, 1988.
- [7] Kolozvari, K. y and L. Massone, C. L., “Efficient three-dimensional shear-flexure interaction model for reinforced concrete walls”, 2023.
- [8] Aburto, R., “Análisis no lineal de edificio dañado durante el terremoto de 2010”, 2024.
- [9] Federal Emergency Management Agency, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)*. Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [10] Leiva, G., Bravo, M., Matus, F., y Riquelme, J., “Informe técnico edificio antigua: Estudio de diagnóstico estructural - análisis causas del daño.”, 2010.

Anexos

Anexo A. Densidad de muros por nivel de Edificio Antígona

Tabla A.1: Densidad de muros por nivel de Edificio Antígona

Nivel	ρ_x	ρ_y
Subterráneo 2	0,0471	0,0467
Subterráneo 1	0,0206	0,0265
Piso 1	0,0284	0,0279
Piso 2	0,0360	0,0373
Piso 3	0,0286	0,0318
Piso 4	0,0286	0,0318
Piso 5	0,0314	0,0349
Piso 6	0,0325	0,0359
Piso 7	0,0332	0,0382
Piso 8	0,0332	0,0382
Piso 9	0,0317	0,0364
Piso 10	0,0332	0,0382
Piso 11	0,0332	0,0382
Piso 12	0,0317	0,0364
Piso 13	0,0317	0,0364
Piso 14	0,0317	0,0364
Piso 15	0,0326	0,0375
Piso 16	0,0304	0,0350
Piso 17	0,0122	0,0238

Anexo B. Densidad de muros por nivel de sección del Edificio Antígona y porcentaje de diferencia con respecto al modelo completo

Tabla B.1: Densidad de muros por nivel para sección de Edificio Antígona y su diferencia con respecto a la estructura completa

Nivel	ρ_x	% dif
Subterráneo 2	0,0546	15,92 %
Subterráneo 1	0,0284	38,03 %
Piso 1	0,0259	-9,02 %
Piso 2	0,0329	-8,43 %
Piso 3	0,0326	13,89 %
Piso 4	0,0330	15,10 %
Piso 5	0,0330	5,07 %
Piso 6	0,0328	0,79 %
Piso 7	0,0329	-1,05 %
Piso 8	0,0329	-1,05 %
Piso 9	0,0329	3,78 %
Piso 10	0,0329	-1,05 %
Piso 11	0,0329	-1,05 %
Piso 12	0,0329	3,78 %
Piso 13	0,0329	3,78 %
Piso 14	0,0329	3,78 %
Piso 15	0,0325	-0,25 %
Piso 16	0,0282	-7,21 %

Anexo C. Masa distribuida por área por cada nivel para modelo completo y seccionado del edificio Antígona

Tabla C.1: Masa distribuida por área por cada nivel para modelo completo y seccionado del edificio Antígona

Nivel	Masa distribuida por área [ton/m ²] 3D	Masa distribuida por área [ton/m ²] 2D	%dif
Subterráneo 2	1,28	1,61	26,0 %
Subterráneo 1	1,02	2,24	133,9 %
Piso 1	0,98	1,15	16,7 %
Piso 2	1,35	1,12	-16,9 %
Piso 3	1,07	1,11	4,1 %
Piso 4	1,07	1,12	4,4 %
Piso 5	1,17	1,12	-4,6 %
Piso 6	1,20	1,09	-9,1 %
Piso 7	1,22	1,07	-12,2 %
Piso 8	1,20	1,06	-12,1 %
Piso 9	1,15	1,06	-7,8 %
Piso 10	1,20	1,06	-12,1 %
Piso 11	1,20	1,06	-12,1 %
Piso 12	1,15	1,06	-7,9 %
Piso 13	1,15	1,06	-7,9 %
Piso 14	1,15	1,06	-7,9 %
Piso 15	1,18	1,05	-11,0 %
Piso 16	1,10	0,89	-18,7 %