



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

ANÁLISIS NO LINEAL DE EDIFICIOS DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE BEAM-TRUSS MODEL

ÁLVARO IGNACIO VARGAS MALEBRÁN

Tesis para optar al grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:
MATÍAS ANDRÉS HUBE GINESTAR

Santiago de Chile, noviembre, 2018
© 2018, Álvaro Ignacio Vargas Malebrán



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

ANÁLISIS NO LINEAL DE EDIFICIOS DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE BEAM-TRUSS MODEL

ÁLVARO IGNACIO VARGAS MALEBRÁN

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

MATÍAS ANDRES HUBE GINESTAR

ROSITA JÜNEMANN URETA

RODRIGO JORDÁN SAINTE-MARIE

PABLO FERNANDO PARRA TORRES

ÁNGEL CHRISTIAN ABUSLEME HOFFMAN

Para completar las exigencias del grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, noviembre, 2018

Dedicado a mi familia y
amigos.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi profesor guía, Matías Hube por toda su ayuda, todo su tiempo, ideas y orientación en el desarrollo de esta tesis. A Lilibeth Ramos y Rodolfo Álvarez por su ayuda y aporte en la comprensión y validación del modelo no lineal utilizado. A Juan Diego Pozo por su gran colaboración en el uso de Opensees, con aportes que disminuyeron los tiempos de análisis y por su buena disposición para resolver mis dudas. Al profesor Rodrigo Jordán, por estar siempre disponibles para discutir temas asociados a mi tesis. A Santiago Tagle, por su disposición para comparar resultados cuando lo requerí. A mis amigos Arturo Cortés, Felipe Guíñez, Sebastián Berwart y Ronny Figueroa, por darme sus ideas y opiniones cuando las necesité. Agradezco también al personal del departamento de estructuras: Jenifer, Luis, Carlos, Priscila, Sra. Soledad y Josefina por su colaboración y apoyo.

Finalmente, agradezco a la Comisión Nacional de Investigación Científica y Tecnológica CONICYT por haber financiado mis estudios de postgrado a través de su programa CONICYT-PFCHA/MagísterNacional/2017-22171493. Adicionalmente, este estudio contó con el apoyo del proyecto Fondecyt #1171062 y del Centro Nacional de Investigación para la Gestión Integrada de Desastres Naturales (CIGIDEN), CONICYT/FONDAP/15110017.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	viii
INDICE DE FIGURAS.....	x
RESUMEN.....	xv
ABSTRACT.....	xvi
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Motivación: Diseño Sísmico Basado en Desempeño.....	1
1.2 Estudios sobre Análisis No Lineal en Hormigón Armado en Chile	4
1.3 Hipótesis y Objetivos	9
1.4 Alcance y organización	10
2 BEAM TRUSS MODEL	12
2.1 Origen y Evolución	12
2.2 Elementos del Modelo.....	14
2.3 Relaciones Constitutivas e Implementación	16
2.3.1 Relación constitutiva para hormigón	16
2.3.2 Relación constitutiva para acero	18
2.3.3 Degradación de resistencia debido a esfuerzos biaxiales	19
2.3.4 Implementación de los autores	21
2.4 Recomendaciones de los Autores.....	23
2.4.1 Determinación del ángulo de inclinación de las diagonales	23
2.4.2 Consideraciones para losas	24
2.5 Aplicación del BTM en esta Tesis	25

2.5.1	Relación constitutiva de acero	25
2.5.2	Modelación de vigas rotuladas	25
2.5.3	Elementos en diagonales.....	25
2.5.4	Factor α del hormigón para elementos sin resistencia a tracción ..	26
2.5.5	Deformación hormigón confinado.....	26
2.5.6	Unidades y versión de software	27
3	VALIDACIÓN DEL BTM.....	28
3.1	Muro rectangular, WSH6.....	28
3.1.1	Discretización y elementos	29
3.1.2	Materiales	32
3.1.3	Diferencia entre modelo 2D y 3D.....	33
3.1.4	Análisis y resultados	33
3.1.5	Efecto del factor α del hormigón	36
3.2	Muro sección T, TW2	38
3.2.1	Discretización y elementos	39
3.2.2	Materiales	42
3.2.3	Análisis y resultados	43
4	EDIFICIOS DE ESTUDIO.....	47
4.1	Definición del Edificio de Estudio con Muros T	47
4.2	Diseño Muro T	54
4.3	Definición del Edificio de Estudio con Muros Rectangulares	60
4.4	Diseño Muro Rectangular	63
5	ANÁLISIS NO LINEAL EDIFICIO CON MUROS T.....	68
5.1	Modelo BTM de Edificio con Muros T	68
5.1.1	Materiales	68
5.1.2	Ángulo de inclinación.....	69
5.1.3	Discretización y elementos	70

5.1.4	Efecto de la losa.....	73
5.1.5	Comparación de rigidez y periodo.....	77
5.2	Aplicación de Peso Propio	79
5.3	Aplicación de Carga Lateral.....	81
5.4	Resultados Análisis No Lineal	83
5.4.1	Corte basal vs Deriva de techo	83
5.4.2	Deformada y modo de falla	86
5.4.3	Carga axial en muros	88
5.4.4	Corte en muros.....	89
5.4.5	Momentos en la losa	92
5.4.6	Comportamiento local de diagonales críticas	93
5.4.7	Comportamiento local de fibras de hormigón confinado y de acero en elementos verticales externos	95
6	ANÁLISIS NO LINEAL EDIFICIO CON MUROS RECTANGULARES..	100
6.1	Modelo BTM de Edificio con Muros Rectangulares	100
6.1.1	Materiales	100
6.1.2	Ángulo de inclinación.....	100
6.1.3	Discretización y elementos	101
6.1.4	Ancho colaborante de la losa.....	102
6.1.5	Comparación de rigidez y periodo.....	103
6.2	Aplicación de Peso Propio	105
6.3	Aplicación de Carga Lateral.....	106
6.4	Resultados Análisis No Lineal	108
6.4.1	Corte basal vs Deriva de techo	108
6.4.2	Deformada y modo de falla	110
6.4.3	Carga axial en muros	112
6.4.4	Corte en muros.....	113
6.4.5	Momentos en la losa	115
6.4.6	Comportamiento local de diagonales críticas	116

6.4.7 Comportamiento local de fibras de hormigón y de acero en elementos verticales externos	118
7 CONCLUSIONES.....	122
BIBLIOGRAFIA	129
A N E X O S	133
Anexo A: CÓDIGOS MODELO WSH6 3D	134

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 3.1: Propiedades de los materiales usados en el BTM, muro WSH6.....	32
Tabla 3.2: Propiedades de los materiales usados en el BTM, muro TW2.	43
Tabla 4.1: Inventario y propiedades de los 36 edificios de la base de datos.....	48
Tabla 4.2: Carga uniforme aplicada en losas.	51
Tabla 4.3: Propiedades dinámicas del edificio de estudio con muros T.	52
Tabla 4.4: Demanda de corte en edificio de estudio con muros T.....	54
Tabla 4.5: Desplazamiento de techo, confinamiento y demanda de deformación en los muros T de hormigón.....	57
Tabla 4.6: Propiedades dinámicas del edificio de estudio con muros rectangulares.	62
Tabla 4.7: Demanda de corte en el edificio con muros rectangulares.	63
Tabla 4.8: Desplazamiento de techo, confinamiento y demanda de deformación en los muros rectangulares de hormigón.....	67
Tabla 5.1: Propiedades de los materiales utilizados en el modelo BTM, edificio con muros T.....	69
Tabla 5.2: Comparación de periodos y rigidez modelos BTM respecto a modelo ETABS, edificio con muros T.	78
Tabla 5.3: Carga lateral aplicada, modelos con muros T.....	81

Tabla 5.4: Porcentaje de corte basal en muros T traccionados y comprimidos para distintos niveles de deriva.....	91
Tabla 6.1: Comparación de periodos y rigidez modelos BTM respecto a modelo ETABS, edificio con muros rectangulares.	104
Tabla 6.2: Carga lateral aplicada, modelos con muros rectangulares.	106
Tabla 6.3: Porcentaje de corte basal en muros rectangulares traccionados y comprimidos para distintos niveles de deriva.....	115

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1: Descripción esquemática del BTM aplicado a un muro de sección T (Lu et al., 2016).	15
Figura 2.2: Relación constitutiva hormigón (Lu & Panagiotou, 2012).....	16
Figura 2.3: Relación constitutiva acero (Lu & Panagiotou, 2012).	19
Figura 2.4: Elemento reticulado <i>Truss2</i> (Lu & Panagiotou, 2014).....	20
Figura 2.5: a) Elemento de 4 nodos <i>N4BiaxialTruss</i> (Lu et al., 2016). b) Factor de reducción de la resistencia debido a deformación normal (Lu et al., 2016).	20
Figura 3.1: Muro WSH6, dimensiones en mm (Dazio, Beyer & Bachmann, 2009). a) Elevación. b) Vista en planta.	29
Figura 3.2: Sección transversal y discretización considerada del muro WSH6, dimensiones en cm.....	30
Figura 3.3: Geometría BTM del muro WSH6, dimensiones en cm.....	31
Figura 3.4: a) Resultados modelo WSH6 2D. b) Resultados modelo WSH6 3D.	34
Figura 3.5: Comportamiento tensión-deformación en muro WSH6. a) Hormigón confinado vertical externo. b) Acero vertical externo.	36
Figura 3.6: Resultados modelo WSH6 2D considerando $\alpha = 0.5$, sin normalizar.	37
Figura 3.7: Muro TW2, dimensiones en pulgadas. (Thomsen & Wallace, 1995). a) Vista 3D. b) Vista en planta.....	38

Figura 3.8: Sección transversal del muro TW2. a) Secciones. b) Discretización en fibras. Dimensiones en pulgadas.	39
Figura 3.9: Ubicación elementos BTM del muro TW2, dimensiones en pulgadas. ..	41
Figura 3.10: Geometría BTM del muro TW2, dimensiones en pulgadas. a) Alma, b) Ala.....	41
Figura 3.11: Resultados modelo TW2.	44
Figura 3.12: Comportamiento tensión-deformación en muro TW2. a) Hormigón confinado vertical externo. b) Acero vertical externo.	46
Figura 4.1: Modelo ETABS de edificio de estudio con muros T. a) Vista en planta. b) Vista 3D.....	50
Figura 4.2: Zoom planta del edificio de estudio con muros T.	51
Figura 4.3: Relación entre el número de pisos y el periodo de edificios de muros de hormigón armado (Modificado de: Jünemann, de la Llera, Hube, Cifuentes & Kausel, 2015).....	53
Figura 4.4: Demanda de corte en la altura en edificio con muros T.	55
Figura 4.5: Deriva de piso medida en CM en edificio con muros T.....	56
Figura 4.6: Diseño muro T de estudio.....	58
Figura 4.7: Curva de interacción del muro T para el sismo en dirección del eje X...	59
Figura 4.8: Modelo ETABS de edificio de estudio con muros rectangulares. a) Vista en planta. b) Vista en 3D.	61
Figura 4.9: Zoom planta del edificio de estudio con muros rectangulares.	61

Figura 4.10: Demanda de corte en la altura en edificio con muros rectangulares.	64
Figura 4.11: Deriva de piso medida en CM en edificio con muros rectangulares.	65
Figura 4.12: Curva de interacción del muro rectangular para el sismo en dirección del eje X.....	66
Figura 4.13: Diseño muro rectangular de estudio.	67
Figura 5.1: Discretización del muro T del edificio de estudio. Unidades en cm.	71
Figura 5.2: Definición de secciones de fibras en muro T del edificio de estudio. Unidades en cm.....	71
Figura 5.3: Ubicación de los elementos verticales del BTM en un muro T. Unidades en cm.....	72
Figura 5.4: Peso propio en modelo sin considerar efectos de losa. a) Deformada amplificada en 2000. b) Corte basal generado.....	74
Figura 5.5: Modelo del edificio con muros T utilizando elementos BTM en la losa.	75
Figura 5.6: Vista en planta del modelo BTM, edificio con muros T. Ubicación nodo maestro y conexión entre muros.....	76
Figura 5.7: Peso propio en modelo MD de muros T. a) Deformada amplificada en 2000. b) Corte basal generado.	80
Figura 5.8: Corte basal vs Deriva de techo en edificio con muros T.....	84
Figura 5.9: Deformada final de edificio con muros T, modelo MA.	87
Figura 5.10: Zoom del alma en deformada final modelo MA, edificio con muros T.	88

Figura 5.11: Distribución de carga axial entre muros T (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada).....	89
Figura 5.12: Distribución de corte basal entre muros T (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada).....	91
Figura 5.13: Momento máximo por piso en edificio con muros T.	93
Figura 5.14: Comportamiento diagonales críticas ubicadas en el alma, edificio con muros T (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada). a) Deformación unitaria. b) Tensión.	94
Figura 5.15: Fibras verticales de hormigón ubicadas en el alma, edificio con muros T (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada). a) Deformación unitaria bordes exteriores. b) Tensión bordes exteriores. c) Deformación unitaria bordes interiores. d) Tensión bordes interiores	96
Figura 5.16: Fibras verticales de acero ubicadas en el alma, edificio con muros T (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada). a) Deformación unitaria bordes exteriores. b) Tensión bordes exteriores. c) Deformación unitaria bordes interiores. d) Tensión bordes interiores	98
Figura 6.1: Discretización de un muro rectangular del segundo edificio de estudio. Unidades en cm.....	101
Figura 6.2: Vista en planta modelo BTM segundo edificio de estudio. Ubicación nodo maestro y conexión entre muros.	103
Figura 6.3: Deformada amplificada en 2000 debido a peso propio en modelo MD de muros rectangulares.	105
Figura 6.4: Corte basal vs Deriva de techo en edificio con muros rectangulares. ...	109

Figura 6.5: Deformada final de edificio con muros rectangulares, modelo MA.	111
Figura 6.6: Zoom deformada final modelo MA, edificio con muros rectangulares.	112
Figura 6.7: Distribución de carga axial entre muros rectangulares (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada).	113
Figura 6.8: Distribución de corte basal entre muros rectangulares (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada).	114
Figura 6.9: Momento máximo por piso en edificio muros rectangulares.	116
Figura 6.10: Comportamiento diagonales críticas, edificio con muros rectangulares (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada). a) Deformación unitaria. b) Tensión.....	117
Figura 6.11: Fibras verticales de hormigón ubicadas en el alma, edificio con muros rectangulares (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada). a) Deformación unitaria bordes exteriores. b) Tensión bordes exteriores. c) Deformación unitaria bordes interiores. d) Tensión bordes interiores	119
Figura 6.12: Fibras verticales de acero ubicadas en el alma, edificio con muros rectangulares (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada). a) Deformación unitaria bordes exteriores. b) Tensión bordes exteriores. c) Deformación unitaria bordes interiores. d) Tensión bordes interiores.	121

RESUMEN

El Diseño Sísmico Basado en Desempeño (DSBD) se hizo presente de forma concreta en el diseño estructural chileno mediante un documento con recomendaciones publicado por ACHISINA en 2017. El DSBD requiere modelos no lineales para evaluar el desempeño sísmico de un edificio. Un nuevo enfoque de modelación no lineal de muros de hormigón armado llamado Beam-Truss Model (BTM) ha sido desarrollado en la última década y ha mostrado un buen ajuste en la simulación de ensayos experimentales. El objetivo principal de este estudio es evaluar la factibilidad del uso del BTM para la aplicación del DSBD. El segundo objetivo es comparar la respuesta sísmica de un edificio estructurado con muros T con la respuesta sísmica de un edificio con muros rectangulares. La hipótesis principal es que el uso del BTM permitirá realizar análisis no lineales de edificios de hormigón armado, con dificultad moderada y tiempo acotado para evaluar desempeño sísmico. El enfoque BTM se validó mediante la simulación de ensayos experimentales de un muro T y un muro rectangular. La evaluación de la factibilidad del BTM se realizó considerando un modelo numérico no lineal tridimensional de ambos edificios de estudio. Estos edificios se diseñaron usando la normativa chilena vigente y se sometieron a análisis estáticos no lineales utilizando el programa computacional *Opensees*. Se concluye que el BTM es un enfoque que tiene dificultades de convergencia, lo que complica su aplicación práctica. Para el modelo 3D del muro WSH6 y el muro TW2 se obtuvo convergencia en solo 17% y 6% de los análisis, respectivamente. De los resultados del análisis estático no lineal se concluye que la distribución del esfuerzo de corte entre los muros, la variación de la carga axial y el modo de falla es diferente para el edificio estructurado con muros T y el estructurado con muros rectangulares.

Palabras Claves: beam truss model, diseño por desempeño, evaluación de factibilidad, muros de hormigón armado, muros T, pushover, análisis no lineal.

ABSTRACT

Performance-Based Seismic Design (PBSD) was present in a concrete way in the Chilean structural design through a document with recommendations published by ACHISINA in 2017. PBSD requires non-linear models to evaluate the seismic performance of a building. A new approach to non-linear modeling of reinforced concrete walls called Beam-Truss Model (BTM) has been developed in the last decade and has shown a good fit in the simulation of experimental tests. The main objective of this study is to evaluate the feasibility of using the BTM for the application of the PBSD. The second objective is to compare the seismic response of a structured building with T walls with the seismic response of a building with rectangular walls. The main hypothesis is that the use of BTM will allow to perform non-linear analysis of reinforced concrete buildings, with moderate difficulty and limited time to evaluate seismic performance. BTM approach was validated by simulating experimental tests of a T wall and a rectangular wall. The feasibility assessment of the BTM was made considering a three-dimensional non-linear numerical model of both study buildings. These buildings were designed using current Chilean regulations and subjected to non-linear static analyses using the computer program *Opensees*. It is concluded that the BTM is an approach that has convergence difficulties, which complicates its practical application. For the 3D model of the WSH6 wall and the TW2 wall, convergence was obtained in only 17% and 6% of the analyses, respectively. From the results of the nonlinear static analysis it is concluded that the distribution of the shear stress between the walls, the variation of the axial load and the failure mode is different for the building structured with T walls and the structured with rectangular walls.

Keywords: beam truss model, performance-based design, feasibility assessment, reinforced concrete wall, T walls, pushover, non-linear analysis.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación: Diseño Sísmico Basado en Desempeño

La norma chilena de diseño sísmico actual, conformada por la norma NCh433 (Instituto Nacional de Normalización [INN], 2009) y los decretos supremos N°60 y N°61 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo [MINVU], 2011), tiene entre sus objetivos limitar los daños no estructurales durante sismos de mediana intensidad y evitar el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa. Sin embargo, no existe una definición clara de qué se entiende por sismo de mediana intensidad o por sismo de intensidad excepcionalmente severa. Adicionalmente, los niveles de daño mencionados (daño estructural limitado y evitar colapso) no son evaluados de forma explícita en ninguna etapa del diseño elástico tradicional que se utiliza en estas normas. Los métodos existentes para hacer esta evaluación requieren de modelos no lineales, que son más complejos y por lo general son poco compatibles con los tiempos y costos exigidos en el ámbito profesional.

El concepto de Diseño Sísmico Basado en Desempeño (DSBD) está basado en la premisa de que el desempeño puede ser predicho y evaluado con confianza cuantificable para tomar decisiones que no solo estén basadas en los costos de construcción (Krawinkler & Miranda, 2004). Existen documentos con recomendaciones para evaluar el desempeño de una estructura utilizando tanto modelos lineales como no lineales. El documento ASCE/SEI 41-17 (2017) está orientado a la evaluación sísmica y al refuerzo de edificios existentes. El documento PEER/TBI (2017) tiene recomendaciones de DSBD y está enfocado a edificios altos, controlados por flexión, con periodos traslacionales significativamente mayores a 1.0 segundos. Por último, el documento LATBSDC (2017) contiene recomendaciones para el análisis sísmico y el diseño de edificios altos ubicados en la región de Los Ángeles mediante DSBD.

Los principales beneficios del DSBD consisten en que entrega información útil para el diseño estructural, posibilitando la identificación de posibles zonas críticas. Esta

información es de gran relevancia para diseñar edificios con características particulares (singularidades, cambios drásticos de geometría, etc.), donde la ubicación de la zona crítica donde se espera comportamiento no lineal no es evidente. Mediante un DSBD es posible estimar la demanda de desplazamientos, la deriva de entre piso y la ductilidad de los elementos diseñados. Estas estimaciones permiten evaluar explícitamente el nivel de desempeño de una estructura a nivel global y a nivel local. Adicionalmente, el DSBD permite estimar el daño en elementos no estructurales, los cuales muchas veces son subestimados en el diseño tradicional por no aportar rigidez o resistencia a una estructura. El daño en estos elementos no se debiese subestimar, debido a que significa gran costo de reparación, interrumpiendo la operación de un edificio y condicionando la percepción del usuario respecto al desempeño de una estructura (Miranda, Mosqueda, Retamales & Pekcan, 2012).

En Chile, la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA) publicó en noviembre de 2017 el primer documento con recomendaciones de DSBD (ACHISINA, 2017). Este documento está basado en LATBSDC (2017). Sin embargo, existe evidencia de que el DSBD ha sido aplicado anteriormente en Chile en el edificio Costanera Center, la Torre Telefónica, el Territoria 3000, entre otros, a través de un procedimiento de demanda-capacidad (Lagos et al., 2012). Actualmente la norma NCh433 (INN, 2009) no permite procedimientos alternativos de diseño, sin embargo, es de esperar que en futuras modificaciones se acepte el uso de procedimientos alternativos como el DSBD, dado el crecimiento que han experimentado este tipo de procedimientos de diseño en el mundo.

En Estados Unidos el DSBD es un procedimiento utilizado con mayor frecuencia, tanto para la rehabilitación de edificios existentes como para el diseño de edificios nuevos. La norma de diseño ASCE 7-14 (2014) limita la altura de edificios de muros de hormigón armado regulares a 73 metros (240 pies). Por lo tanto, los edificios de alturas mayores deben ser estructurados con un sistema mixto de muros y marcos. Esta restricción se puede evitar utilizando un método de diseño que asegure un buen desempeño de la estructura,

por lo tanto, el uso del DSBD permite un ahorro económico en Estados Unidos, puesto que se evita el uso del sistema mixto.

El DSBD requiere el uso de modelos no lineales para estimar la respuesta sísmica de las estructuras. En los últimos años se han propuesto varios modelos para simular el comportamiento de muros de hormigón armado (Vásquez, de la Llera & Hube, 2016; Vulcano, Bertero & Colotti, 1988; Kolozvari, Orakcal & Wallace, 2015; Orackal & Wallace, 2004). Uno de estos modelos es el denominado Beam-Truss Model (BTM) (Lu & Panagiotou, 2012; Lu & Panagiotou, 2014; Lu, Panagiotou & Koutromanos, 2014; Lu, Panagiotou & Koutromanos 2016; Lu & Panagiotou, 2016). El principal atractivo de este enfoque es el hecho de que, según sus autores, requiere un menor costo computacional que otros enfoques de elementos finitos no lineales más tradicionales. Este menor costo podría facilitar la realización de análisis no lineales tanto estáticos como dinámicos más complejos. Otra de las ventajas del enfoque BTM es que considera la interacción no lineal de esfuerzos de corte y de flexocompresión en muros. Esto implica que el enfoque BTM puede ser aplicado a una mayor gama de estructuras, y no solamente a estructuras altas controladas por flexión, como ocurre con otros enfoques de modelación que consideran el esfuerzo de corte desacoplado del momento y con un comportamiento lineal (i.e. Vulcano et al., 1988; Orackal & Wallace, 2004). Otras ventajas del enfoque BTM es que permite incluir el efecto de la degradación de resistencia de compresión del hormigón debido a esfuerzos biaxiales indicado por Vecchio y Collins (1986) y que es un modelo aplicable en tres dimensiones.

En base a lo expuesto, resulta importante evaluar la factibilidad de la implementación del enfoque BTM como una herramienta útil y atractiva para realización de análisis no lineales en edificios de muros de hormigón armado, lo que permitiría posteriormente la aplicación del DSBD. Es relevante evaluar su dificultad de aplicación, tiempo de ejecución y análisis, nivel de complejidad, nivel de convergencia, entre otros factores importantes asociados a la modelación no lineal.

1.2 Estudios sobre Análisis No Lineal en Hormigón Armado en Chile

En esta sección se resumen algunos estudios realizados en Chile para evaluar el comportamiento no lineal de edificios chilenos. Guendelman, Guendelman, Lindenberg, Leyton y Eisenberg (2002) evaluaron la vulnerabilidad sísmica de 582 edificios diseñados con la norma chilena NCh433 en su versión del año 1996 (INN, 1996). Los autores utilizaron una metodología que denominaron “Método Inverso” para analizar las direcciones principales de los edificios (1164 casos). Esta metodología es una variante del procedimiento demanda-capacidad y consiste, a modo de resumen, en encontrar los espectros elásticos que están asociados a un punto de desempeño compatible con un desplazamiento objetivo fijado, según el nivel de desempeño que se quiera evaluar. Luego comparando la ordenada espectral máxima que puede admitir cada edificio para cumplir el nivel de desempeño seleccionado con la correspondiente ordenada del espectro elástico de la norma chilena, obtuvieron un cociente denominado factor de seguridad. La determinación de los puntos de desempeño requiere la obtención de una curva de capacidad, la cual fue obtenida por los autores mediante un análisis estático no lineal (Pushover) con rótulas plásticas concentradas. Guendelman et al. (2002) concluyeron que para estructuras de más de 12 pisos o con periodos superiores a 1.0 segundos, la vulnerabilidad implícita es prácticamente nula, es decir, se obtiene un factor de seguridad mayor a 1.0. Esto se debe, entre otros factores, a la exigencia de un corte basal mínimo y al control de los desplazamientos de entrepisos en la norma chilena.

Lagos et al. (2012) indican que el corto intervalo de años entre grandes terremotos de magnitud 8.5 Mw ha condicionado el diseño sísmico chileno. A pesar de que la norma sísmica indica que su objetivo de diseño es un nivel de seguridad de vida, en la práctica los edificios se han comportado con un nivel de desempeño casi operacional para estos terremotos de gran magnitud. Los autores sostienen que para terremotos frecuentes e incluso ocasionales los edificios chilenos han respondido de forma elástica, con un nivel de desempeño completamente operacional. Lagos et al. (2012) definen el Factor de Reducción Espectral Efectivo R^{**} mediante

$$R^{**} = \frac{\text{Corte Basal Elástico}}{1.4 \text{ Corte Basal de Diseño}} \quad (1.1)$$

donde el corte basal elástico corresponde al corte producido por el espectro elástico de la norma y el corte basal de diseño corresponde al corte obtenido luego de aplicar el factor de reducción R^* de la norma y ajustar a los límites de corte máximo y mínimo establecidos (INN, 2009). El factor 1.4 se incluye para considerar el factor de amplificación de carga del estado último. Los autores señalan que estadísticas aplicadas sobre cerca de 2000 edificios muestran que los valores de R^{**} están bajo 7, con una alta concentración alrededor de 4. Los autores también indican que en la práctica chilena se ha establecido un criterio de revisión del desempeño de un edificio diseñado, el cual indica que:

- Para valores de R^{**} iguales o menores a 3, la verificación del desempeño estructural no es necesaria.
- Para valores de R^{**} entre 3 y 7, es sugerido el uso del procedimiento demanda-capacidad, con una demanda definida por el espectro elástico de aceleración.
- Para valores de R^{**} mayores a 7, es obligación realizar un análisis tiempo-historia no lineal.

Aldunate (2009) en su memoria de título definió 24 edificios teóricos de entre 5 y 40 pisos considerando tres tipologías estructurales: edificios de muros, edificios de marcos y edificios mixtos. Utilizando el Método Inverso (Guendelman, Guendelman, Lindenberg, Leyton & Eisenberg, 2012) obtuvo un factor de seguridad para los edificios teóricos diseñados con la norma chilena respecto al nivel de desempeño para daño controlado de VISION 2000. El autor definió el factor de seguridad como el cociente entre la aceleración espectral máxima que lleva a la estructura a su estado límite de desempeño (ductilidad global de 3 o desplazamiento de techo 1.5% de la altura total) y la aceleración del espectro elástico de la norma chilena. El comportamiento no lineal de las estructuras es abordado por Aldunate (2006) mediante plastificación concentrada. El autor indica las plantas tipo de cada tipología estructural y las dimensiones de los elementos en todos los edificios. Sin embargo, no indica el patrón de cargas considerado en el análisis estático no lineal, los modelos utilizados ni tampoco las relaciones constitutivas de los elementos o materiales

no lineales. El autor concluyó que los factores de seguridad calculados para los edificios de muros aumentan con la altura del edificio, variando entre 1.22 y 4.66. Adicionalmente, estos factores son menores en la tipología de muros en comparación a las tipologías de marcos y de edificios mixtos. El autor indica que los edificios extremadamente rígidos son vulnerables sísmicamente, mientras que los edificios flexibles poseen una baja vulnerabilidad sísmica. Aldunate (2009) obtuvo los factores de seguridad más bajos en edificios con parámetro R^{**} mayor a 3, siendo edificios vulnerables sísmicamente. Para estos edificios el criterio mencionado por Lagos et al. (2012) sugiere un procedimiento de demanda-capacidad.

Droguett (2008) en su memoria de título comparó la vulnerabilidad sísmica entre edificios de marcos y muros con una misma superficie en planta. Utilizó el procedimiento demanda-capacidad en un edificio de muros de 20 pisos con 3 subterráneos, considerando el comportamiento no lineal mediante plastificación concentrada. El edificio se comportó globalmente de manera elástica con ductilidad igual a 1.0 en el punto de desempeño, sin embargo, hubo incursión inelástica en elementos locales de la estructura, los cuales disipan energía. Adicionalmente, el edificio cumplió con los objetivos de desempeño para el nivel de daño controlado definido por VISION 2000. Droguett (2008) indica que el pushover se realiza a ejes por separado, modelándolos con elementos barra y midiendo la capacidad de los elementos con los momentos plásticos obtenidos según la armadura provista. Sin embargo, la autora no indica patrón de cargas considerado en análisis estático no lineal ni tampoco las relaciones constitutivas de elementos no lineales. En base a las imágenes del documento, se podría inferir que el programa computacional utilizado fue ETABS.

Bustos (2016) en su memoria de título utilizó Perform 3D para estudiar el comportamiento sísmico de muros de hormigón armado en un edificio habitacional en Chile. El edificio está ubicado en Iquique y tiene 32 pisos con 3 subterráneos. El modelo no lineal considera rótulas plásticas en extremos de refuerzos de losa y fibras verticales a flexocompresión en los muros de los 3 subterráneos y de los 3 primeros pisos. Se presentan esquemas de las relaciones constitutivas consideradas en el programa Perform 3D, tanto

para hormigón como para acero. Este modelo no considera el acoplamiento entre los esfuerzos de corte y de momento. El autor realizó análisis tiempo-historia no lineal con un registro sísmico chileno amplificado. Algunos tópicos de estudio son el efecto del acople entre muros por efecto de la losa, mediante la comparación de modelos aislados con modelos conectados con elementos de acople representativos de la losa; distribución de desplazamientos y esfuerzos en la altura; deformación en rótulas plásticas de refuerzos de losas y distribución de curvatura en algunos muros de estudio. El autor concluye que el acoplamiento de los muros produce que, en general, la fluencia de un muro ocurra de forma temprana, además de producir reducciones considerables en algunas estimaciones teóricas, como ocurre con el desplazamiento elástico de techo.

Jünemann, de la Llera, Hube, Vásquez y Chacón (2016) estudiaron analíticamente un patrón de daño observado en planos resistentes de edificios de muros de hormigón armado durante el terremoto del 2010 en Chile. Este patrón de daño se produjo debido a degradación de resistencia y rigidez en los muros, resultando en una ductilidad muy limitada. Los autores realizaron dos modelos 2D de elementos finitos inelásticos usando DIANA, con los que estudiaron en detalle dos muros que resultaron severamente dañados, utilizando distintos patrones de carga y distintas relaciones de tensión deformación para el hormigón en compresión, estas últimas se regularizaban usando el principio de conservación de la energía de fractura. Estas relaciones constitutivas fueron validadas con datos experimentales de cuatro muros de hormigón armado disponibles en la literatura, utilizando cuatro diferentes tamaños de discretización. El acero despreciaba la fractura en tracción y el pandeo en compresión.

Jünemann et al. (2016) demostraron que no fue posible representar correctamente la geometría del daño observado con un análisis estático no lineal usando patrones de carga convencionales, que ignoran la interacción axial y lateral, ya que el mecanismo de falla de los muros muestra un fuerte acoplamiento entre las deformaciones verticales y laterales del plano del muro. Los resultados de un modelo inelástico 3D del edificio completo fueron consistentes con los resultados de los modelos 2D, obteniendo una falla frágil de la estructura. Este modelo 3D concentró el comportamiento inelástico en algunos

muros de los primeros pisos y los subterráneos, e incluyó el pandeo de barras. Los autores indican que los modelos predicen un gran incremento de carga axial en los muros, lo que debe ser validado con más estudios experimentales y analíticos.

Finalmente, Ugalde, Parra y Lopez-Garcia (2018) estudiaron la sobre resistencia de edificios de muros de hormigón armado en Chile, puesto que la gran mayoría no sufrió daños durante el terremoto del año 2010, a pesar de que las aceleraciones registradas eran mayores a las aceleraciones de diseño. Para esto generaron un modelo no lineal en Perform 3D de un edificio de 17 pisos y 2 subterráneos, con 42.2 mts de altura. El modelo considera el corte desacoplado de la flexocompresión, regularización de las relaciones constitutivas de los elementos según su longitud, pandeo de barras, losa con comportamiento elástico y efecto P- Δ , interacción suelo-estructura, entre otros. Se realizaron análisis tipo pushover en modelos con distintos niveles de sofisticación, y un análisis tiempo historia no lineal. Ugalde et al. (2018) concluyeron que la estructura tiene un valor de sobre resistencia mayor a 3.4, el cual es muy sensible a la rigidez al corte de los muros y de la interacción suelo-estructura. La respuesta global de la estructura no se ve afectada por el daño hasta una deriva de techo de 0.004. Al considerar las rotaciones de cuerpo rígido, las derivas de entrepiso obtenidas por los autores son menores a los límites de ocupación inmediata, lo que es consistente con el nivel de daño observado.

1.3 Hipótesis y Objetivos

La hipótesis principal de este trabajo es que utilizando el enfoque BTM es posible realizar análisis no lineal de edificios muros de hormigón armado con una dificultad moderada y un tiempo requerido razonable. Estos análisis posteriormente permitirían evaluar el desempeño sísmico de este tipo de estructuras, permitiendo la aplicación del DSBD.

El objetivo principal de esta tesis es evaluar la factibilidad del uso del BTM para la posterior aplicación del DSBD. Esta evaluación se realiza mediante la simulación del comportamiento no lineal de dos edificios de estudio de muros de hormigón armado. Un edificio está estructurado con muros T y el otro con muros rectangulares. Los edificios se diseñaron según la normativa chilena vigente y el comportamiento se evaluó utilizando modelos tridimensionales generados con el enfoque BTM. El objetivo secundario de este estudio es comparar la respuesta sísmica de los edificios de estudio. Los objetivos específicos son los siguientes:

- 1) Revisar, explicar y validar el enfoque BTM.
- 2) Definir y diseñar un edificio de estudio con muros T y otro con muros rectangulares.
- 3) Simular el comportamiento sísmico no lineal de los edificios de estudio mediante un análisis estático no lineal.
- 4) Comparar la respuesta no lineal del edificio estructurado con muros T con la del edificio estructurado con muros rectangulares. Comparar en términos de resistencia máxima, capacidad de deformación, distribución de carga axial y de corte entre los muros, demandas de deformaciones unitarias alcanzadas en elementos críticos, entre otros.
- 5) Evaluar el efecto de la modelación de la losa en la respuesta sísmica de los edificios.
- 6) Entregar recomendaciones e indicaciones respecto al uso del enfoque BTM para la modelación no lineal de muros de hormigón armado.

1.4 Alcance y organización

Este documento está dividido en siete capítulos. El Capítulo 2 contiene una revisión bibliográfica sobre el enfoque BTM. Se resume el origen, la evolución, los elementos que utiliza, las relaciones constitutivas, la implementación del enfoque por parte de los autores, las recomendaciones de los autores y las modificaciones realizadas para la aplicación particular del BTM en esta tesis.

El Capítulo 3 valida el enfoque BTM comparando la respuesta cíclica simulada de un muro rectangular y un muro de sección T con la respuesta experimental registrada. La modelación se realiza en el programa *Opensees* (McKenna, Fenves, Scott & Jerenmic, 2000) y los muros considerados para la validación son el muro rectangular WSH6 de Dazio, Beyer y Bachmann (2009) y el muro TW2 de Thomsen y Wallace (1995), de sección T.

El Capítulo 4 contiene la caracterización y el diseño de los dos edificios de estudio utilizados en esta tesis. El edificio con muros T es representativo de edificios habitacionales chilenos dañados durante el terremoto del año 2010. El edificio con muros rectangulares tiene el mismo periodo y razón de carga axial que el edificio con muros T. Adicionalmente, el capítulo resume el análisis elástico de los edificios realizado con el programa ETABS (Computers and Structures Inc., 2011) y el diseño de los muros.

El Capítulo 5 explica la modelación no lineal del edificio de estudio con muros T, mediante el enfoque BTM en *Opensees*, junto a los resultados del análisis estático no lineal. Se consideran cuatro formas de modelar la losa que conecta los muros de la estructura, lo que implica variación en los resultados. Se explica en detalle las consideraciones de la modelación y del análisis. Se presentan resultados asociados al comportamiento de la estructura, tales como corte basal respecto a la deriva de techo, distribución de carga axial y corte entre los muros, comportamiento local de fibras no lineales, entre otros.

El Capítulo 6 es análogo al anterior, pero considera el edificio de estudio con muros rectangulares. Se comparan las respuestas de este edificio con las del edificio de

muros T a modo de evaluación del efecto de la geometría de los muros en la respuesta no lineal predicha por el enfoque BTM.

Finalmente, en el Capítulo 7 se presentan las conclusiones de este estudio, indicando recomendaciones, factibilidad y consideraciones relevantes para el uso del BTM en el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado. Se presentan conclusiones respecto a la respuesta no lineal del edificio con muros T y con muros rectangulares. Adicionalmente, se concluye sobre el efecto de modelación de la losa en la respuesta sísmica de los edificios. Por último, se incluye una orientación con desafíos a futuro que surgen luego de la aplicación detallada del enfoque BTM en esta tesis.

2 BEAM TRUSS MODEL

Este capítulo contiene una revisión bibliográfica del enfoque Beam Truss Model (BTM), el cual se utilizó para la modelación no lineal de dos edificios de estudio de muros de hormigón armado en esta tesis. Este capítulo resume el origen y la evolución del BTM, los elementos del enfoque y las relaciones constitutivas utilizadas para el hormigón y el acero. Adicionalmente, este capítulo resume recomendaciones propuestas por los autores del enfoque para mejorar los resultados de las simulaciones. Estas recomendaciones buscan capturar distintos modos de falla en el modelo. Finalmente, el capítulo incluye las modificaciones y consideraciones de la aplicación particular del BTM en esta tesis.

2.1 Origen y Evolución

El comportamiento sísmico no lineal de muros de hormigón armado se puede simular utilizando diversos enfoques. Lu y Panagiotou (2014) dividen estos enfoques en seis principales categorías: (1) modelos de elementos viga-columna con sección de fibras; (2) modelos de marco equivalente; (3) modelos de reticulado en dos dimensiones (2D); (4) modelos de reticulado en tres dimensiones (3D); (5) modelos con vigas y reticulados; y (6) modelos de elementos finitos considerando estados de tensiones planas o elementos sólidos. Panagiotou, Restrepo, Schoettler y Kim (2012) definieron un modelo de reticulado no lineal en dos dimensiones (2D) para representar el comportamiento cíclico de muros rectangulares de hormigón armado con un estado de tensiones planas. Este modelo incluye el efecto de degradación de resistencia de compresión del hormigón debido a esfuerzos biaxiales indicado por Vecchio y Collins (1986). El modelo consiste en un reticulado compuesto por elementos uniaxiales no lineales que representan el comportamiento del hormigón y del acero. Adicionalmente, el modelo considera el tamaño de la discretización de los elementos en la definición de la relación constitutiva de estos, a modo de independizar los resultados de la longitud de los elementos. Utilizando este modelo, los autores replicaron razonablemente bien el comportamiento cíclico de tres muros rectangulares de hormigón armado con estado de tensiones planas.

El BTM es un modelo no lineal con elementos tipo viga y elementos tipo reticulado que permite representar el comportamiento de muros de hormigón armado sujetos a cargas cíclicas uniaxiales o multiaxiales. Este modelo surge por la limitación del modelo de reticulado 2D propuesto por Panagiotou et al. (2012) que solo permite modelar muros rectangulares. Lu y Panagiotou (2012, 2014) propusieron una primera versión del BTM. Este modelo tiene la ventaja de requerir moderado esfuerzo computacional en comparación a otros modelos tradicionales de elementos finitos, que consideran elementos tipo placa. El BTM en su versión inicial fue utilizado por Zhang, Restrepo, Conte y Ou (2017) para modelar el edificio Alto Río e identificar el posible origen de su colapso durante el terremoto del Maule de 2010. En este último estudio los autores realizaron un análisis estático no lineal y un análisis tiempo historia no lineal del edificio.

Posteriormente, Lu et al. (2014, 2016) propusieron cinco modificaciones a la versión inicial del BTM a fin de capturar mejor la interacción flexión-corte y los modos de falla de compresión diagonal y de tensión diagonal en muros con razón de aspecto mayor o igual a 1.0. Los autores afirman no tener conocimiento de algún modelo de reticulado en 3D para muros de hormigón armado que haya capturado este último modo de falla. Las modificaciones se relacionan con cambiar la forma de modelación de algunos elementos, definir parámetros de la discretización en base al refuerzo del muro y desprestigiar la resistencia a la tracción de ciertos elementos. Las cinco modificaciones del BTM se describen e incluyen más adelante en este documento. La versión modificada del BTM fue validada por Lu et al. (2014, 2016) comparando los resultados del modelo analítico con resultados experimentales de ocho muros de hormigón armado. Los muros considerados tenían secciones rectangulares, secciones T, secciones C y secciones I, obteniendo una buena concordancia de la respuesta fuerza-desplazamiento en casi todos los casos.

Por último, al mismo tiempo en que se presentaban las modificaciones al BTM en su versión original, Lu et al. (2014, 2016) extendieron el modelo a losas y muros acoplados por vigas y losas. Los autores validaron esta extensión usando resultados experimentales de un espécimen de 5 pisos.

2.2 Elementos del Modelo

La versión actual del BTM (Lu et al., 2014; Lu et al., 2016) considera los siguientes tipos de elementos, los cuales son no lineales:

- (1) Elementos viga Euler-Bernoulli con sección de fibras, denominados vigas. Estos elementos representan el hormigón y la armadura vertical de los bordes de los muros.
- (2) Elementos viga Euler-Bernoulli con sección de fibras rotuladas en el plano del muro, denominados vigas rotuladas. Estos elementos representan la armadura vertical y horizontal distribuida (según su orientación) y el hormigón alrededor de esta.
- (3) Elementos reticulados. Estos elementos representan solo el hormigón en la dirección diagonal de los paneles formados por los anteriores dos elementos, e incluyen el efecto de degradación de resistencia de compresión debido a esfuerzos biaxiales.

La disposición de los elementos del BTM para modelar un muro T se presenta en la Figura 2.1. Los elementos viga se utilizan solo en los elementos verticales externos de cada muro y en la intersección del ala con el alma (líneas gruesas en la figura). Los elementos viga rotulada se utilizan en el resto de los elementos verticales internos y en todos los elementos horizontales del muro (líneas delgadas en la figura). Finalmente, los elementos reticulados se utilizan para los elementos diagonales del modelo. Estos elementos se intersecan en nodos que tienen seis grados de libertad cada uno.

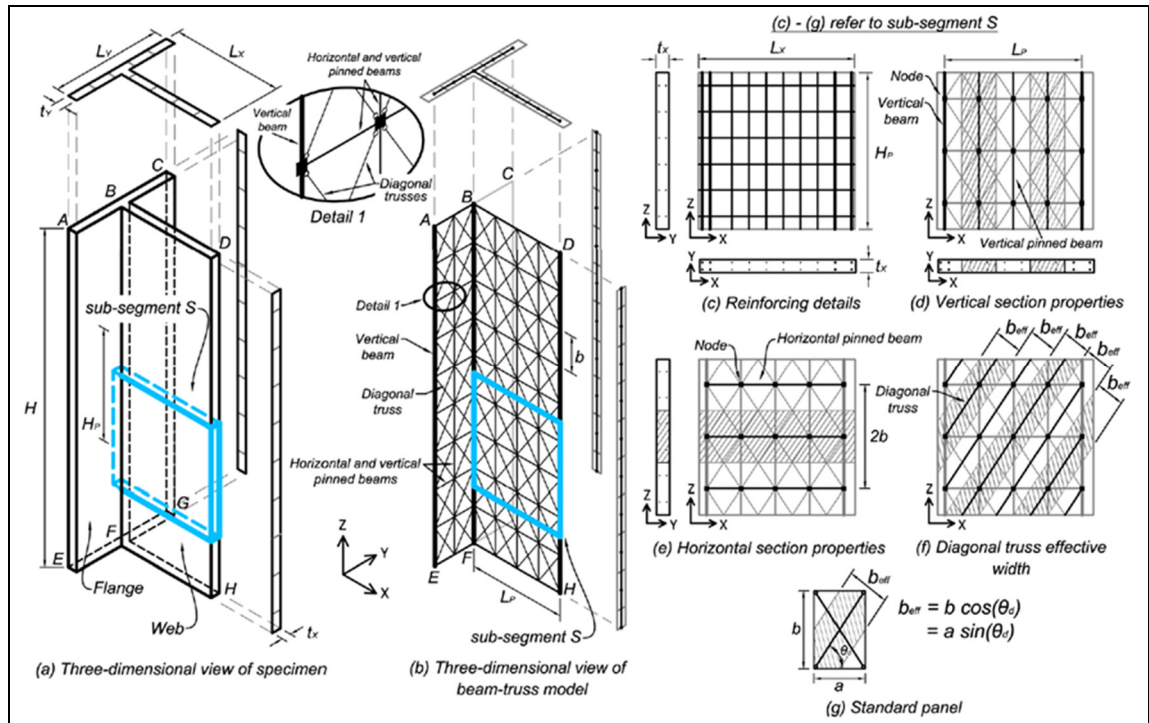


Figura 2.1: Descripción esquemática del BTM aplicado a un muro de sección T (Lu et al., 2016).

El modelo BTM tiene las siguientes consideraciones generales:

- (1) Los elementos horizontales y diagonales no tienen resistencia a tracción.
- (2) Los elementos denominados vigas tienen una rigidez torsional igual a un 1% de la rigidez torsional de su sección bruta, para facilitar convergencia.
- (3) Las relaciones constitutivas de hormigón dependen del tamaño del elemento utilizado, para asegurar objetividad de la discretización.
- (4) El modelo incorpora implícitamente la interacción flexión-corte y los modos de falla de compresión diagonal y de tensión diagonal.
- (5) No se incluye el deslizamiento por adherencia, la deformación por penetración de barras ancladas, el pandeo o fractura de barras ni el efecto de P-delta.

2.3 Relaciones Constitutivas e Implementación

2.3.1 Relación constitutiva para hormigón

La relación constitutiva para el hormigón propuesta por Lu y Panagiotou (2012, 2014), corresponde al material *ConcretewBeta* disponible en *OpenSees*. Esta relación se muestra en la Figura 2.2. La rama en compresión tiene un comportamiento parabólico hasta el punto de resistencia a la compresión f'_c , el cual se produce a una deformación unitaria $\epsilon_o = 0.002$. La rigidez inicial es $E_c = 5000\sqrt{f'_c}$ (MPa). Para hormigón no confinado la resistencia decae linealmente hasta una tensión nula, que se alcanza para una deformación última ϵ_u . Para hormigón confinado, el modelo histerético considera comportamiento cúbico hasta el punto de resistencia confinada f_{cc} , el cual se produce a una deformación unitaria ϵ_{co} . Para deformaciones mayores a ϵ_{co} , la tensión se mantiene constante hasta una deformación unitaria ϵ_{cs} , para finalmente decaer linealmente hasta una tensión nula a una deformación unitaria ϵ_{cu} . Los autores del BTM indican que los parámetros f_{cc} , ϵ_{co} y ϵ_{cs} se calculan según lo propuesto por Mander, Priestley y Park (1988).

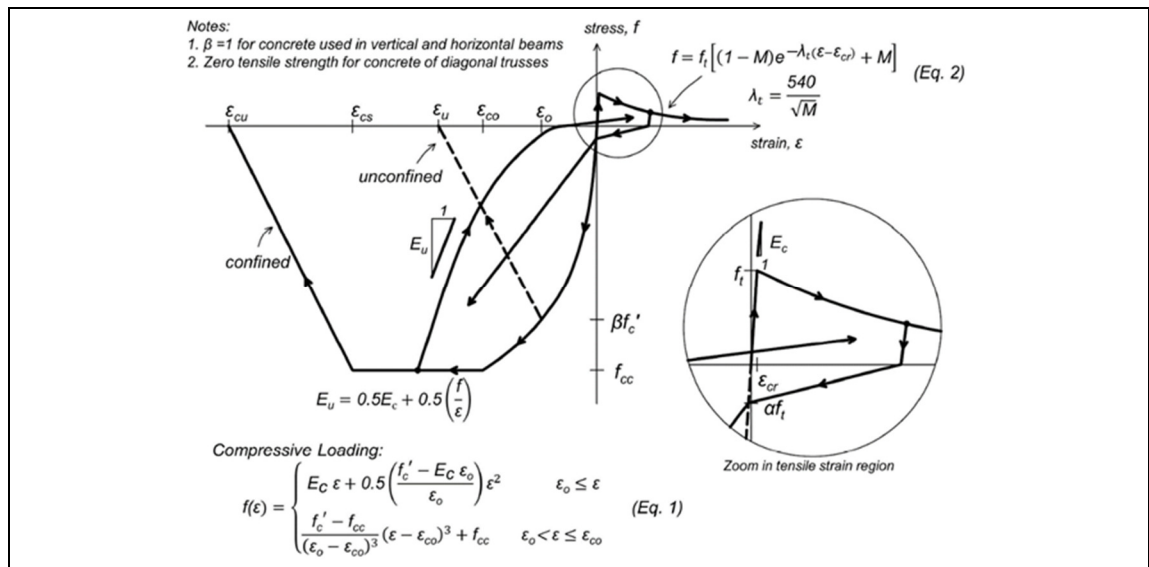


Figura 2.2: Relación constitutiva hormigón (Lu & Panagiotou, 2012).

Para asegurar la objetividad de la discretización, las deformaciones unitarias ε_u y ε_{cu} se ajustan según la longitud ponderada correspondiente a cada punto de integración del elemento. Las expresiones propuestas por Lu y Panagiotou (2014) son:

$$\varepsilon_u = (1 - \Lambda)\varepsilon_o + \left(\frac{L_R}{L}\right)(0.2\% + \Lambda \varepsilon_o) \quad (1.2)$$

$$\varepsilon_{cu} = (1 - \Lambda)\varepsilon_{cs} + \left(\frac{L_R}{L}\right)(0.2\% + \Lambda \varepsilon_{cs}) \quad (1.3)$$

donde L es la longitud ponderada correspondiente al punto de integración del elemento y L_R es un largo de referencia, igual a 600 mm para elementos horizontales y verticales, y 849 mm para elementos diagonales. Finalmente, Λ es un factor que considera el efecto de la descarga en la energía de fractura en compresión del hormigón y se calcula mediante (Lu & Panagiotou, 2014):

$$\Lambda = \begin{cases} \frac{f'_c}{0.5 (E_c \varepsilon_o + f'_c)} & \text{hormigón no confinado} \\ \frac{f_{cc}}{0.5 (E_c \varepsilon_{cs} + f_{cc})} & \text{hormigón confinado} \end{cases} \quad (1.4)$$

Para evitar degradaciones de resistencia demasiado abruptas en elementos de longitud mucho mayor que las longitudes de referencia, Lu y Panagiotou (2014) indican limitaciones asociadas a las deformaciones ε_u y ε_{cu} , dadas por:

$$\begin{aligned} \varepsilon_u &> 0.004 \\ \varepsilon_{cu} &> \varepsilon_{cs} + 0.002 \end{aligned}$$

lo que implica que la regularización de las relaciones constitutivas de los elementos está enfocada principalmente a discretizaciones con elementos cuya longitud ponderada correspondiente a cada punto de integración sea similar a la longitud de referencia (paneles de 60 cm por lado).

Para el comportamiento en tracción del hormigón, el modelo considera un comportamiento lineal con rigidez E_c hasta la resistencia a tracción del hormigón $f_t =$

$0.33\sqrt{f'_c}$ (MPa), a una deformación unitaria ε_{cr} . Luego de esta deformación, la resistencia decrece exponencialmente según el parámetro M (Figura 2.2) dado por

$$M = C_t \frac{\rho_s}{d_b} \quad (1.5)$$

donde C_t es una constante igual a 75 mm, ρ_s es la cuantía de acero en la dirección longitudinal del elemento y d_b es el diámetro de las barras de acero.

Al descargar desde una deformación unitaria de compresión ε y con tensión f , el módulo de rigidez tangente está dado por

$$E_u = 0.5 E_c + 0.5 \left(\frac{f}{\varepsilon} \right) \quad (1.6)$$

Este módulo rige la descarga hasta llegar a una tensión nula, donde posteriormente el modelo es lineal en tracción hacia el punto con la mayor deformación de tracción que haya ocurrido anteriormente. Al descargar desde una deformación de tracción, el módulo de rigidez tangente es E_c hasta llegar a una tensión nula. Posteriormente, el modelo es lineal en compresión hasta el punto con deformación unitaria nula y tensión de compresión equivalente a $0.5f_t$, ($\alpha = 0.5$ en la Figura 2.2). Desde este último punto, el modelo es lineal hacia el punto con la mayor deformación de compresión que haya ocurrido anteriormente. En caso de que la tensión asociada al punto de mayor deformación en compresión sea menor a $0.5f_t$, la descarga en tracción se dirige desde el punto con tensión nula directamente hacia el punto de mayor deformación en compresión, sin pasar por el punto con tensión $0.5f_t$, tal como ocurre con el caso de descarga en compresión.

2.3.2 Relación constitutiva para acero

La relación constitutiva para acero propuesta en la primera versión del BTM (Lu & Panagiotou, 2012; Lu & Panagiotou, 2014) consiste en el modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto (GMP), el que está programado como material *Steel02* en *OpenSees* (Figura 2.3). La rigidez elástica inicial es $E_s = 200$ GPa, mientras la tensión de fluencia f_y

y la razón de endurecimiento post-fluencia B_s se determinan a partir de ensayos de tracción de barras de acero. Este modelo no considera la fractura ni el pandeo de barras.

En la versión actual del BTM (Lu et al., 2014; Lu et al., 2016) la relación constitutiva del acero considera la utilización de tres materiales *Steel02* dispuestos en paralelo, de modo que la relación constitutiva está calibrada en tres puntos específicos, asociados a tensión de fluencia f_y , tensión última f_u y una tensión promedio $f = 0.5 (f_y + f_u)$. Sin embargo, las referencias no detallan cómo se definen estos tres materiales en paralelo.

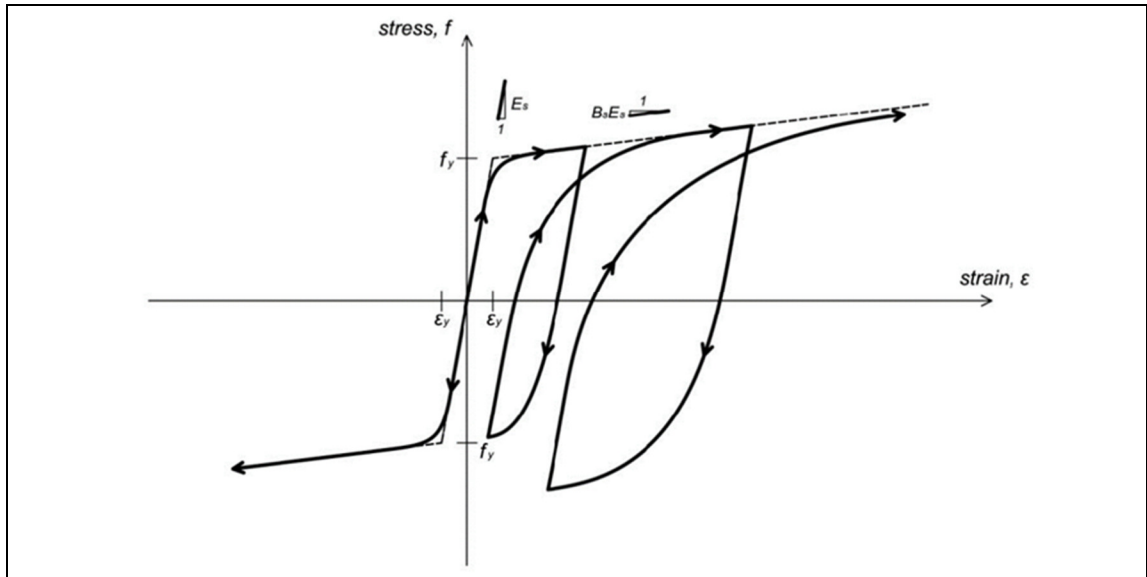


Figura 2.3: Relación constitutiva acero (Lu & Panagiotou, 2012).

2.3.3 Degradación de resistencia debido a esfuerzos biaxiales

El efecto de degradación de resistencia de compresión en el hormigón debido a esfuerzos biaxiales en las diagonales se modela considerando un factor de reducción de la tensión de compresión β . Este factor depende de la deformación normal al elemento diagonal en su punto medio ϵ_n . La deformación normal se calcula en cada paso del análisis mediante el uso de elementos para representar las diagonales del BTM programados en

OpenSees por los autores. La versión inicial del BTM consideraba un elemento reticulado denominado *Truss2* (Figura 2.4), mientras que la versión actual del BTM considera un elemento de cuatro nodos denominado *N4BiaxialTruss* (Figura 2.5a). La diferencia entre estos elementos radica en que el segundo tiene una mayor precisión independiente del ángulo de inclinación de la diagonal, lo que también implica un mayor tiempo de análisis. Sin embargo, utilizar el segundo elemento imposibilita el uso de respuestas gráficas en *OpenSees*.

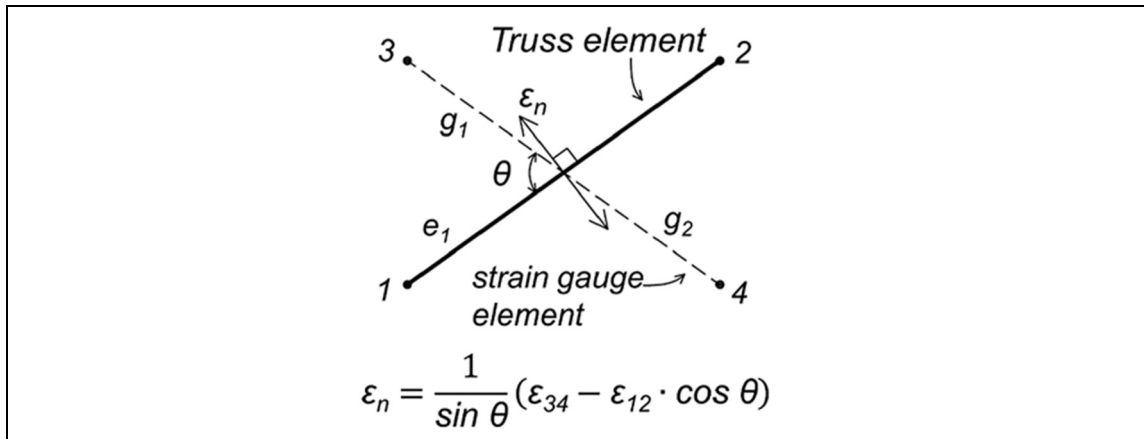


Figura 2.4: Elemento reticulado *Truss2* (Lu & Panagiotou, 2014).

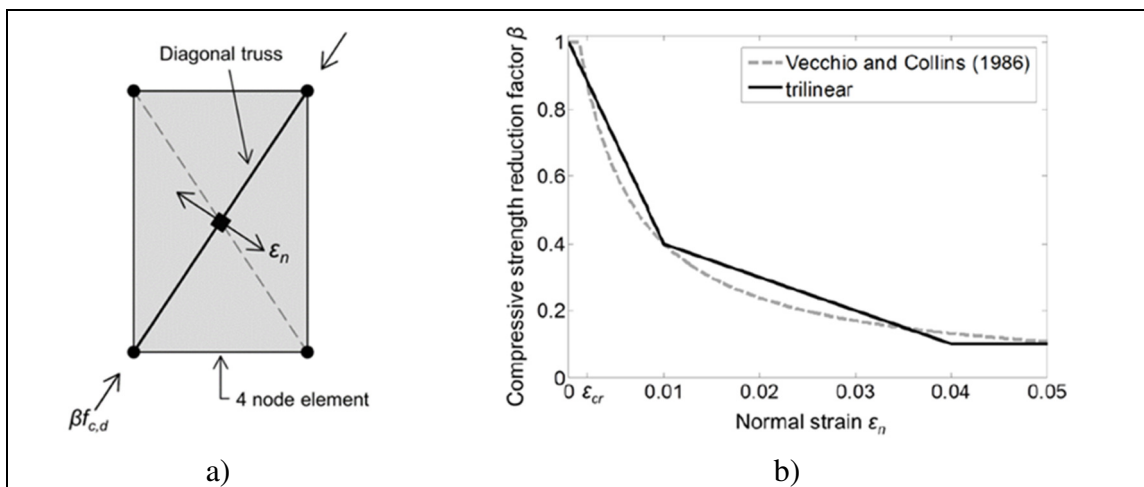


Figura 2.5: a) Elemento de 4 nodos *N4BiaxialTruss* (Lu et al., 2016). b) Factor de reducción de la resistencia debido a deformación normal (Lu et al., 2016).

Es necesario ajustar la deformación normal ε_n para asegurar la objetividad de la discretización según el largo de la diagonal del elemento, L_g . La relación entre β y ε_n propuesta por Lu et al. (2016) es trilineal, y se ajusta a la relación propuesta por Vecchio y Collins (1986). La Figura 2.5b muestra estas dos relaciones para el caso con $L_g = L_R$. Estas relaciones pasan por los siguientes tres puntos, donde el largo de referencia es $L_R = 849$ mm para elementos diagonales

$$(\beta, \varepsilon_n) = (1, 0), \left(0.4, 0.01 \frac{L_R}{L_g}\right), \left(0.1, 0.04 \frac{L_R}{L_g}\right)$$

2.3.4 Implementación de los autores

En esta sección se describe la implementación del BTM en el programa *OpenSees* (MacKenna et al., 2000) por parte de los autores del enfoque. Los elementos viga se modelan utilizando elementos viga-columna no lineales basados en fuerzas, denominados *forceBeamColumn* en *OpenSees*. Para la integración numérica del elemento los autores del BTM utilizan la cuadratura de Gauss-Lobato con dos puntos de integración y utilizan una transformación geométrica lineal. Para la sección transversal de los elementos viga, los autores del BTM utilizan 24 fibras en una malla de 6x4 para representar el hormigón, y una fibra individual para representar cada barra de acero. Los autores no indican explícitamente la definición de los elementos viga rotulados.

Los elementos diagonales se pueden modelar utilizando elementos *Truss2* o elementos *N4BiaxialTruss*. Estos dos elementos no requieren la definición de una sección transversal, y solo requieren definir el área de la diagonal, que se calcula internamente como

$$A_d = t b_{\text{eff}} = t b \cos(\theta_d) = t a \sin(\theta_d) \quad (1.7)$$

donde t es el espesor del muro, θ_d el ángulo de inclinación de la diagonal, y a y b son las dimensiones del panel (ver Figura 2.1).

Para validar el modelo BTM con ensayos experimentales, Lu y Panagiotou (2014) utilizaron desplazamientos controlados con incrementos de 0.5 mm por paso, además de la asignación de masas traslacionales y rotacionales proporcionalmente a todos los nodos. Como algoritmo de solución para el análisis estático, Lu y Panagiotou (2012) utilizaron seis iteraciones de Newton-Raphson seguidas de 1000 iteraciones de Newton con rigidez tangente inicial. Para verificar la convergencia en cada iteración, los autores utilizaron el criterio de incremento de energía con una tolerancia relativa de 10^{-5} .

2.4 Recomendaciones de los Autores

En esta sección se indica una recomendación fundamental de los autores del BTM respecto a la determinación del ángulo de inclinación de las diagonales. Los resultados que se obtienen utilizando BTM son sensibles al ángulo de inclinación considerado, por lo que utilizar este criterio entrega una mayor seguridad respecto a los resultados obtenidos. Además, esta sección contiene las consideraciones necesarias para aplicar el enfoque BTM a losas.

2.4.1 Determinación del ángulo de inclinación de las diagonales

Para muros uniformes en la altura, Lu et al. (2014, 2016) proponen determinar el ángulo de inclinación de los elementos diagonales θ_d en base a la demanda de corte máxima del muro V_{max} y la cuantía de refuerzo transversal, mediante

$$\theta_d = \tan^{-1} \left(\frac{V_{max}}{f_{y,t} \rho_t t_w d} \right) \leq 65^\circ \quad (1.8)$$

donde ρ_t es la cuantía de refuerzo transversal, $f_{y,t}$ es la tensión de fluencia del refuerzo transversal, t_w es el espesor del muro y d es la distancia entre las vigas verticales externas del BTM en la dirección de carga. En forma inicial, V_{max} se puede estimar como el corte asociado a 1.2 veces el momento nominal del muro M_n . Posteriormente se puede calcular V_{max} por medio del modelo BTM ya definido. Sin embargo, la variación de θ_d calculada por los autores durante la validación del BTM fue menor a 2° y por lo tanto con cero o una iteración fue suficiente para satisfacer la ecuación propuesta.

Adicionalmente, Lu et al. (2014, 2016) sugieren que el ángulo θ_d sea mayor o igual a 45° para muros uniformes en la altura con razón de aspecto mayor a 1, excepto para muros sometidos a altas cargas axiales de tracción. En casos en que el ángulo determinado mediante la ecuación propuesta sea mayor al ángulo de la diagonal principal

del muro, es decir, si $\theta_d > \tan^{-1}(H/d)$, donde H es la altura del muro, el ángulo queda controlado por la geometría del muro y queda definido por $\theta_d = \tan^{-1}(H/d)$.

Los autores del BTM también definen el ángulo de inclinación de las diagonales de distinto modo para el caso de muros acoplados por vigas, considerando dos casos según si el efecto de acoplamiento es alto o bajo. En el caso de acoplamiento bajo se utiliza la expresión para el caso de muros uniformes en la altura (Ecuación 1.8). En este documento no se indican más detalles para el caso con acoplamiento alto debido a que el caso de estudio en esta tesis no tiene vigas de acoplamiento.

2.4.2 Consideraciones para losas

Para la simulación de losas, Lu et al. (2014, 2016) proponen utilizar elementos tipo viga rotulados en las dos direcciones del plano de la losa y elementos reticulados en las diagonales. En los elementos de borde y en las intersecciones con muros los autores proponen utilizar elementos tipo viga con rigidez flexural en ambas direcciones. Adicionalmente, para las losas se tiene las siguientes consideraciones:

- (1) Elementos tipo viga rotulada tienen resistencia a tracción.
- (2) No se modela el efecto de trabazón de los agregados, en comparación a otros modelos.
- (3) Se considera la rigidez torsional de las vigas. Para la torsión se considera un comportamiento elástico-plástico perfecto, considerando la rigidez torsional del área bruta hasta la torsión de agrietamiento.

2.5 Aplicación del BTM en esta Tesis

En esta sección se indican y justifican las consideraciones utilizadas en esta tesis para la implementación del BTM, tanto para la validación del enfoque como para el posterior análisis de los edificios de estudio.

2.5.1 Relación constitutiva de acero

Debido a que las referencias no detallan el procedimiento para utilizar tres materiales *Steel02* en paralelo calibrados en tres puntos, en este trabajo se utiliza la relación constitutiva propuesta en la primera versión del BTM. Esta relación consiste en un solo material *Steel02*.

2.5.2 Modelación de vigas rotuladas

Para modelar vigas rotuladas en el plano y con rigidez flexural fuera del plano se realiza una definición y discretización conveniente de las secciones transversales. Estas secciones se discretizan de modo de que los centroides de las fibras estén ubicados en el eje respecto al cual no se desea tener rigidez. En términos prácticos, esto implica discretizar el hormigón en una malla de 1x4 y concentrar el acero en dos fibras. Esta discretización se muestra con claridad en la Figura 3.2 para elementos verticales de un muro rectangular y en la Figura 3.3 para elementos horizontales de un muro rectangular.

2.5.3 Elementos en diagonales

Para la validación del enfoque BTM con ensayos de muros, en el Capítulo 3 se consideran elementos diagonales tipo *N4BiaxialTruss* debido a que la cantidad reducida de nodos y elementos del modelo permite un análisis con un tipo de diagonales más complejas. Para el análisis de los edificios de estudio de los Capítulos 5 y 6 se consideran elementos tipo *Truss2* debido a la mayor cantidad de nodos y elementos de los modelos.

2.5.4 Factor α del hormigón para elementos sin resistencia a tracción

Los elementos diagonales y horizontales del modelo no tienen resistencia a tracción. La relación constitutiva del hormigón propuesta por los autores del BTM, correspondiente al material *ConcretewBeta* de *Opensees* indica que al descargar desde una deformación de tracción la curva pasa por un punto con deformación unitaria nula y tensión αf_t (Figura 2.2). Esto implica que para el hormigón de elementos diagonales y horizontales este último punto tiene tensión y deformación unitaria nulas. En consecuencia, al traccionar y luego comprimir una diagonal, la rigidez de descarga es muy baja y no se tiene resistencia, por lo que no se genera el efecto de cierre de grietas, obteniendo un elevado pinching en la respuesta del elemento. Una respuesta con elevado pinching (obtenida considerando $\alpha = 0.5$ en todos los elementos) se presenta en la sección 3.1.5 para uno de los muros estudiados en esta tesis. Para evitar el excesivo pinching en la modelación de un muro, se asigna un valor de resistencia a tracción muy pequeño a los elementos diagonales y horizontales del modelo, mientras que el factor α se normaliza, de modo que el valor de αf_t coincida con $0.025f'_c$. El valor de $0.025f'_c$ fue determinado de modo que esta tensión sea similar a la tensión del hormigón en los elementos del BTM que sí resisten tracción y que su relación constitutiva efectivamente pasa por un punto con tensión $0.5f_t$.

2.5.5 Deformación hormigón confinado

Los autores del BTM indican que la deformación unitaria denominada ε_{cs} se calcula según el procedimiento propuesto por Mander et al. (1988). Durante el proceso de validación del enfoque BTM descrito en el Capítulo 3 de este documento se aplicó el procedimiento propuesto por Mander et al. (1988), que consiste en encontrar el valor de un límite superior de una integral en una ecuación de equilibrio de energía. Sin embargo, utilizando los valores experimentales del muro WSH6 ensayado por Dazio et al. (2009), la deformación unitaria obtenida que satisfacía el equilibrio de energía era mucho mayor a la deformación unitaria máxima del hormigón confinado (ε_{cu}). En consecuencia, en este

estudio se considera simplemente $\varepsilon_{cs} = 2\varepsilon_{co}$, lo que entregó buenos resultados en la etapa de validación. Adicionalmente, se observó que los resultados globales (al menos del muro WSH6) se veían poco afectados al modificar el factor 2.0 considerado para estimar ε_{cs} .

2.5.6 Unidades y versión de software

Todos los modelos se desarrollaron con unidades de kips – in. La versión del programa utilizada es *Opensees* 2.5.0 de 32 bits debido a que se logró mejor convergencia que con la versión de 64 bits. Por último, se intentó utilizar la versión de *OpenSees* para procesamiento paralelo, denominado *OpenSeesSP*, sin embargo, no fue posible lograr su funcionamiento.

3 VALIDACIÓN DEL BTM

Este capítulo resume la validación del BTM en esta tesis. Para esta validación se consideró el muro rectangular WSH6 de Dazio et al. (2009) y el muro TW2 de sección T de Thomsen y Wallace (1995). Este capítulo explica en detalle la aplicación del BTM a estos dos muros, mostrando la discretización considerada, los materiales, las secciones y las dimensiones de los elementos. Para simular la respuesta experimental de ambos muros se aplicó el mismo patrón de desplazamiento de los ensayos experimentales. Finalmente, el capítulo compara la respuesta analítica obtenida con el modelo BTM con la respuesta experimental y presenta el comportamiento local de los elementos más solicitados en el modelo BTM.

3.1 Muro rectangular, WSH6

El muro rectangular WSH6 fue ensayado por Dazio et al. (2009) aplicando desplazamientos en su plano y, por lo tanto, puede ser analizado con un modelo 2D. En consecuencia, este muro se modeló en 2D y en 3D. El modelo en 3D permite simular el comportamiento del muro fuera de su plano.

La geometría y la armadura del muro WSH6 se presentan en la Figura 3.1. La longitud del muro es de 200 cm, su espesor de 15 cm y la altura de aplicación de la carga es de 452 cm. La armadura flexural consiste en seis barras $\phi 12$ en cada extremo, y la armadura longitudinal distribuida en 22 barras $\phi 12$ espaciadas 12.5 cm, aproximadamente. La cuantía de la malla vertical equivale a $\rho_l = 0.54\%$. La malla transversal corresponde a $2\phi 6@15$, y la cuantía es $\rho_h = 0.25\%$. Por último, la armadura de confinamiento corresponde a estribos $\phi 6$ y $\phi 4.2$ espaciados a 5 cm (ver Figura 3.1).

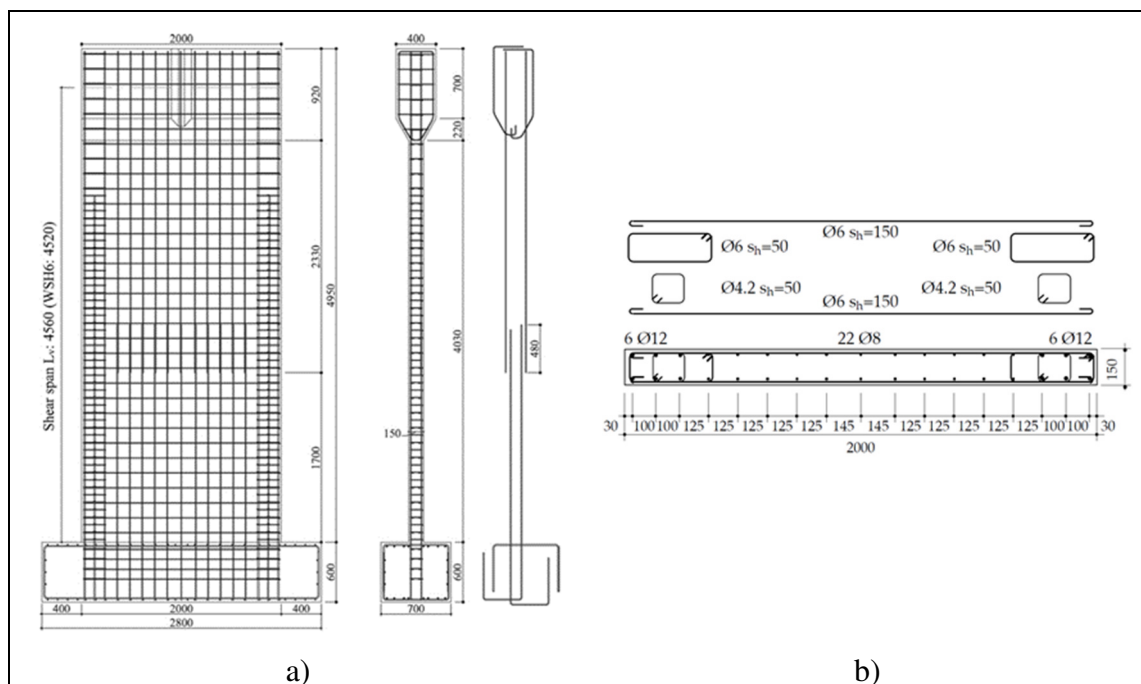


Figura 3.1: Muro WSH6, dimensiones en mm (Dazio, Beyer & Bachmann, 2009). a) Elevación. b) Vista en planta.

3.1.1 Discretización y elementos

Para el modelo BTM del muro WSH6 elaborado en esta tesis se consideraron ocho elementos verticales y un ángulo de inclinación de las diagonales $\theta_d = 58^\circ$, al igual que en el modelo de este muro elaborado por Lu et al. (2014, 2016). La Figura 3.2 muestra la sección transversal y la discretización del muro WSH6. Las secciones verticales del borde contienen las seis barras $\phi 12$. Las secciones verticales internas se distribuyeron uniformemente, tanto en área de hormigón como de acero, tal como se muestra en la Figura 3.2. Con esta discretización las secciones transversales de los elementos verticales exteriores e interiores tienen dimensiones similares.

La sección transversal de los elementos verticales de los extremos del muro se discretizó con una malla de 6x4 fibras de hormigón confinado, y considerando seis fibras para las barras de acero, en sus respectivas posiciones. De este modo, esta sección

transversal tiene rigidez en ambas direcciones. La sección transversal de los elementos verticales internos se discretizó con una malla de 1x4 fibras de hormigón no confinado, y considerando dos fibras de acero concentrado, centradas en el eje de la sección. Esta sección no tiene rigidez flexural en el plano, puesto que el centroide de cada fibra coincide con el eje neutro de la sección bruta. La misma discretización se aplicó para definir la sección transversal de los elementos horizontales, de modo que solo tengan rigidez flexural en la dirección fuera del plano (ver Figura 3.3).

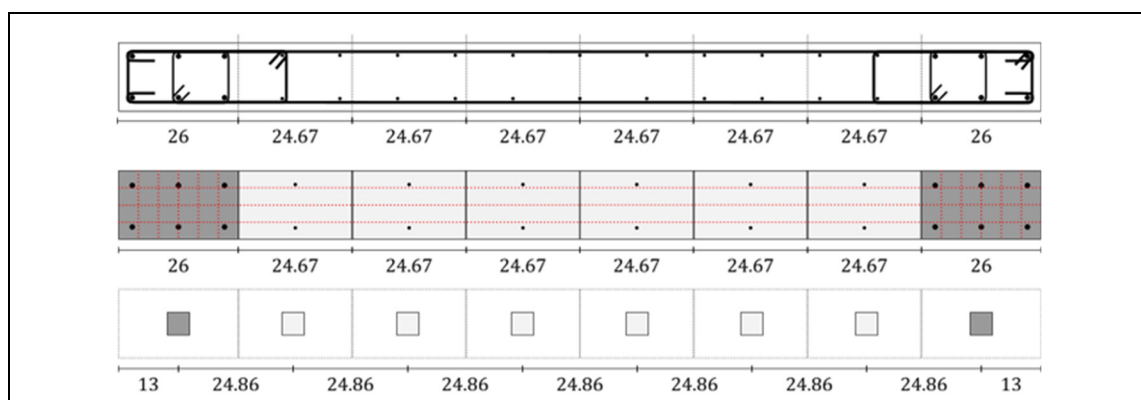


Figura 3.2: Sección transversal y discretización considerada del muro WSH6, dimensiones en cm.

Para la definición de los nodos y elementos del BTM se consideró que los elementos verticales representativos de las secciones externas estuvieran ubicados en el centro de estas secciones. Los elementos representativos de las secciones internas se ubicaron equiespaciados entre ellos, como se presenta en la parte inferior de la Figura 3.2.

La distribución de los elementos utilizados para simular el muro WSH6 se presenta en la Figura 3.3. En rojo se muestran los elementos verticales externos, en verde los elementos verticales internos, en azul los elementos horizontales, en morado los elementos diagonales, en amarillo la viga de transferencia del ensayo y en negro se presentan elementos reticulados encargados de conectar el nodo de control (nodo superior donde se aplica la carga) con el resto del modelo. El modelo del muro WSH6 tiene un total de 97 nodos y 321 elementos.

Los nodos de la base se empotraron, restringiendo todos sus grados de libertad (3 para el caso 2D y 6 para el caso 3D). El resto de los nodos se modelaron libres, a excepción del nodo superior de control. En este nodo se restringió el grado de libertad de giro debido a que conecta dos elementos de reticulados. El nodo de control está ubicado en el centro de gravedad de la sección bruta del muro a la altura que se aplicó la carga lateral durante el ensayo experimental. No se asignó masa a ninguno de los nodos en el modelo, dado que no se realizaron análisis dinámicos.

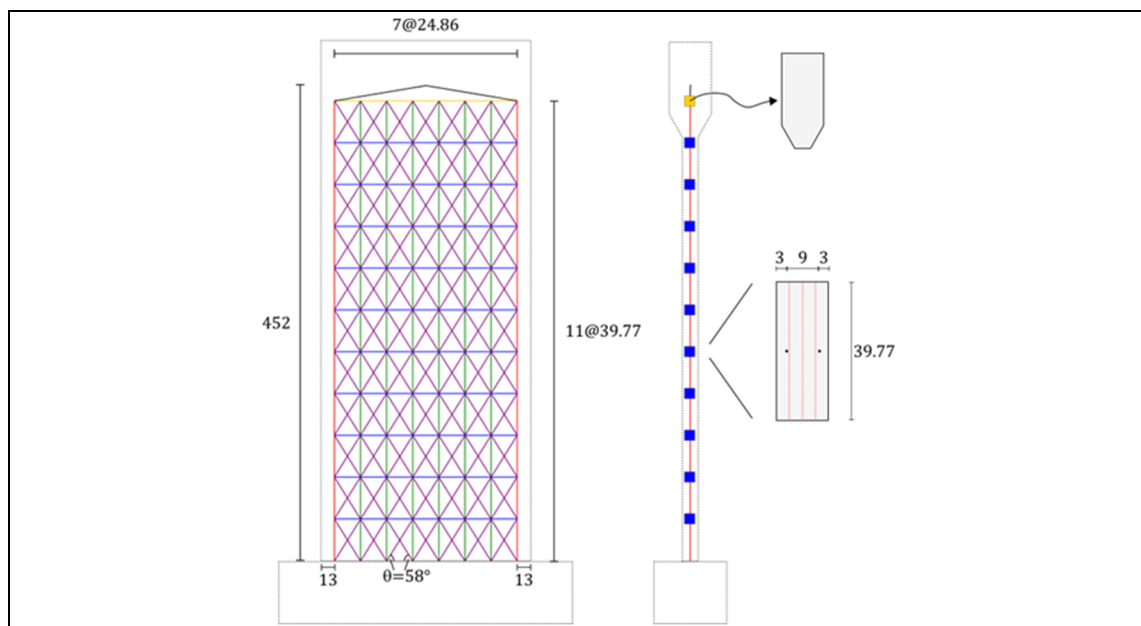


Figura 3.3: Geometría BTM del muro WSH6, dimensiones en cm.

Para simular los elementos verticales y horizontales del modelo se utilizaron elementos tipo *forceBeamColumn* de *Opensees* con dos puntos de integración de Gauss-Lobatto, por lo que el peso de cada punto de integración es $L/2$, la mitad de la longitud del elemento respectivo. Para la convergencia a nivel de estos elementos se contempló un máximo de 100 iteraciones y una tolerancia de 10^{-6} . Para simular los elementos diagonales se utilizaron elementos tipo *N4BiaxialTruss* de *Opensees*. La viga de transferencia (viga amarilla en Figura 3.3) fue modelada de forma elástica con las propiedades geométricas

correspondientes (inercia en el plano de 2873000 cm^4 , inercia fuera del plano de 419300 cm^4 y área de 3405 cm^2). Los elementos reticulados superiores fueron modelados de forma elástica, con igual área que la viga de transferencia, aunque con una mayor rigidez, puesto que su función es transferir los desplazamientos aplicados al nodo de control.

3.1.2 Materiales

Las propiedades de los materiales utilizados para simular el muro WSH6 se presentan en Tabla 3.1. La rigidez del acero (E_s) considerada fue la indicada por los autores del BTM. La tensión de fluencia del acero (f_y) fue registrada por Dazio et al. (2009) y la razón de endurecimiento (B_s) se estimó a partir de los resultados experimentales de las barras registradas por Dazio et al. (2009). La rigidez del hormigón (E_c) y la resistencia característica (f'_c) fueron registradas por Dazio et al. (2009). El valor de ε_{co} utilizado fue el recomendado por los autores del BTM, mientras que los parámetros del hormigón confinado se calcularon según lo indicado en la sección 2.3.1, utilizando lo propuesto por Mander et al. (1988), con la modificación comentada en la sección 2.5.5.

Tabla 3.1: Propiedades de los materiales usados en el BTM, muro WSH6.

Acero	$\phi 12$	$\phi 8$	$\phi 6$	Hormigón	No Confinado	Confinado
E_c [GPa]	200	200	200	E_c [GPa]	36.9	36.9
f_y [MPa]	576.0	583.7	518.9	f'_c [MPa]	45.6	45.6
B_s	0.007	0.009	0.004	ε_{co}	0.0020	0.0020
				f_{cc} [MPa]	-	57.5
				ε_{cc}	-	0.0046

3.1.3 Diferencia entre modelo 2D y 3D

La diferencia entre el modelo 2D y 3D, además de la cantidad de grados de libertad de cada nodo, radica en el hecho de que para la definición del modelo 3D en *Opensees* se requiere especificar la orientación de los ejes locales de las secciones transversales al asignarlas en su respectivo elemento. El resto de las definiciones y consideraciones son exactamente idénticas.

3.1.4 Análisis y resultados

El muro WSH6 fue sometido a una carga axial inicial de 1476 kN, que equivale a una razón de carga axial de 10.8%. Esta carga fue aplicada en el modelo de manera uniforme en los 8 nodos de la viga de transferencia. El desplazamiento lateral fue aplicado en el nodo de control, interpolando linealmente los datos experimentales para disminuir el paso de desplazamiento y obtener convergencia. Los datos experimentales registrados por Dazio et al. (2009) contienen 208 puntos, con un paso de desplazamiento promedio de 0.65 cm y un paso máximo de 1.57 cm. Para lograr la convergencia del modelo 2D fue necesario interpolar los datos al menos hasta 1657 puntos, con un paso de desplazamiento promedio de 0.08 cm y un paso máximo de 0.20 cm. Para el modelo 3D se interpolaron los datos hasta al menos 3313 puntos, con un paso de desplazamiento promedio de 0.04 cm y un paso máximo de 0.10 cm. El menor tiempo de ejecución fue de 19 y 75 segundos para el modelo 2D y 3D, respectivamente.

El análisis realizado en los casos 2D y 3D fue del tipo estático con desplazamiento controlado, usando un test de convergencia de incremento de energía con un máximo de 1000 iteraciones y una tolerancia absoluta de 10^{-5} kips-in. Como algoritmo de solución se utilizó *KrylovNewton* con un incremento del tipo inicial como primera alternativa, un algoritmo de *Newton* con tangente inicial como segunda alternativa y un algoritmo de *NewtonLineSearch* como última opción, puesto que estos tres algoritmos disponibles en *Opensees* lograban convergencia en los pasos del análisis.

Durante los análisis se observó una gran sensibilidad de la convergencia a los parámetros definidos. La convergencia se veía afectada por la tolerancia utilizada, por el nivel de interpolación del patrón de desplazamientos, e incluso por la ubicación del nodo de control de desplazamiento. Por ejemplo, aumentar la interpolación o disminuir la tolerancia no garantizaba una mejor convergencia. Debido a la sensibilidad identificada en la convergencia, fue necesario probar una gran cantidad de combinaciones para obtener resultados. En el modelo 2D se ejecutaron 100 análisis distintos, logrando convergencia en 61 de ellos. En el modelo 3D se ejecutaron los mismos 100 análisis, logrando convergencia en solo 17 de ellos. En estos los análisis la única variación considerada fue la interpolación de los datos experimentales de desplazamiento.

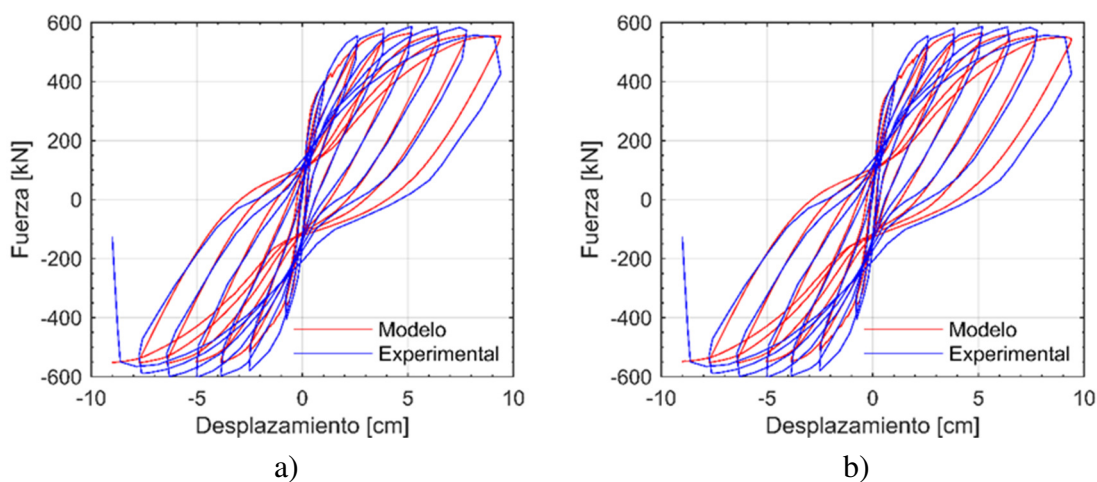


Figura 3.4: a) Resultados modelo WSH6 2D. b) Resultados modelo WSH6 3D.

La comparación entre la respuesta experimental y analítica para ambos modelos se muestra en la Figura 3.4. La figura muestra que las respuestas analíticas obtenidas con los modelos 2D y 3D son iguales, y que ambas se ajustan adecuadamente a la respuesta experimental, principalmente en la zona de desplazamiento positivo. El error en la estimación de la fuerza máxima es de 4% para desplazamiento positivo y de 8% para desplazamiento negativo. Este error es similar al obtenido por los autores del BTM en la simulación de este mismo muro, quienes reportan un 7.6% de subestimación de la fuerza

lateral. Sin embargo, el BTM no logra reproducir la falla del muro, al igual como lo reportan los autores del BTM. Esto se debe a que el muro sufrió pandeo de barras longitudinales en el borde confinado y fractura de estribos, efectos que no son considerados por el modelo. En la respuesta analítica se observan leves diferencias en la resistencia máxima de cada ciclo, siendo mayores en la respuesta experimental. Esto puede ser debido a la discretización utilizada, en la que una pequeña zona de hormigón confinado del muro se modela como no confinado. El área encerrada por la respuesta experimental y la respuesta analítica es similar, observándose un pinching en los últimos ciclos del modelo analítico levemente mayor al experimental.

La Figura 3.5 presenta el comportamiento de tensión-deformación asociado a fibras de elementos verticales externos de ambos bordes del muro, ubicados en la base del muro. Se presenta la relación constitutiva de dos fibras de hormigón confinado (Figura 3.5a) que corresponden a las fibras de hormigón con mayores solicitaciones. Se observa que estas fibras tienen una leve resistencia a tracción, y que al momento del término del ensayo experimental habían alcanzado la zona de degradación de resistencia. El comportamiento de ambas fibras es bastante simétrico.

La Figura 3.5b muestra la relación tensión deformación de las fibras de acero externas en la base del muro, también sometidas a las mayores solicitaciones. Se observa que estas fibras alcanzaron la fluencia, que el comportamiento también es simétrico y que las deformaciones entre ambas fibras son consistentes, tanto al comparar fibras de hormigón y de acero del mismo sector, como al comparar las fibras de acero entre sí. Al término del ensayo se predicen deformaciones unitarias en tracción de hasta 0.019 y de compresión de hasta 0.018.

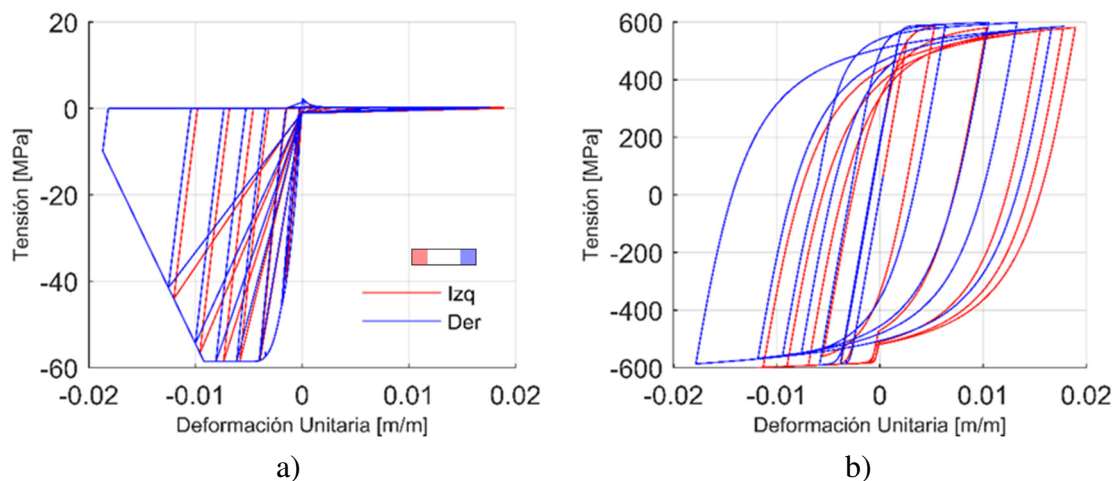


Figura 3.5: Comportamiento tensión-deformación en muro WSH6. a) Hormigón confinado vertical externo. b) Acero vertical externo.

3.1.5 Efecto del factor α del hormigón

Como se mencionó en la sección 2.5.4 de este documento, el parámetro α considerado para los elementos que no tienen resistencia a tracción tiene un efecto importante en la respuesta global de un muro. Lu y Panagiotou (2012, 2014) especifican que utilizan $\alpha = 0.5$, sin embargo, aplicar este valor directamente para todos los elementos conlleva resultados con alto pinching, como se presenta en la Figura 3.6. La fuerza obtenida en el modelo analítico es coherente con la registrada en el ensayo para los puntos de mayor desplazamiento de cada ciclo, sin embargo, en los procesos de descarga la rigidez del modelo analítico es muy baja, por lo que se produce un alto pinching, y un marcado estrangulamiento de la curva de respuesta. Esto conlleva una menor energía disipada analítica en comparación a la experimental. Se concluye que utilizar un valor de α normalizado para los elementos sin resistencia a tracción de $0.025f'_c/f_t$, predice de manera más adecuada la respuesta del muro (ver Figura 3.4).

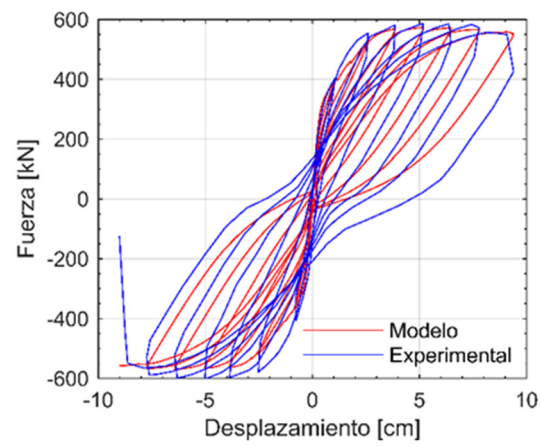


Figura 3.6: Resultados modelo WSH6 2D considerando $\alpha = 0.5$, sin normalizar.

3.2 Muro sección T, TW2

El muro TW2 de sección T fue ensayado por Thomsen y Wallace (1995) aplicando desplazamientos en la dirección del plano del alma. La geometría y la armadura del muro TW2 se presentan en la Figura 3.7. La longitud del alma y del ala es de 121.9 cm (48 in), su espesor de 10.2 cm (4 in) y la altura de aplicación de la carga es de 381 cm (150 in). La carga se aplica mediante una viga de transferencia de acero con sección doble canal. La armadura flexural consiste en ocho barras $\phi 9.5$ (#3) en cada uno de los tres extremos del muro y en la intersección de ala y alma. La armadura longitudinal distribuida consiste en dos barras $\phi 6.4$ (#2) cada 19.1 cm (7.5 in) en el ala y cada 14.0 cm (5.5 in) en el alma. La cuantía de esta armadura longitudinal distribuida equivale a $\rho_{l,w} = 0.45\%$ en el alma y $\rho_{l,f} = 0.33\%$ en el ala. La armadura transversal distribuida es equivalente a la armadura longitudinal distribuida, tanto en el alma como en el ala, respectivamente. Por último, la armadura de confinamiento corresponde a estribos $\phi 4.8$ (3/16 in) espaciados a 10.16 cm (4 in) en los extremos del ala y en la intersección de ala y alma, mientras que en el extremo del alma están espaciados a 3.2 cm (1.25 in) o 3.8 cm (1.5 in) según la ubicación.

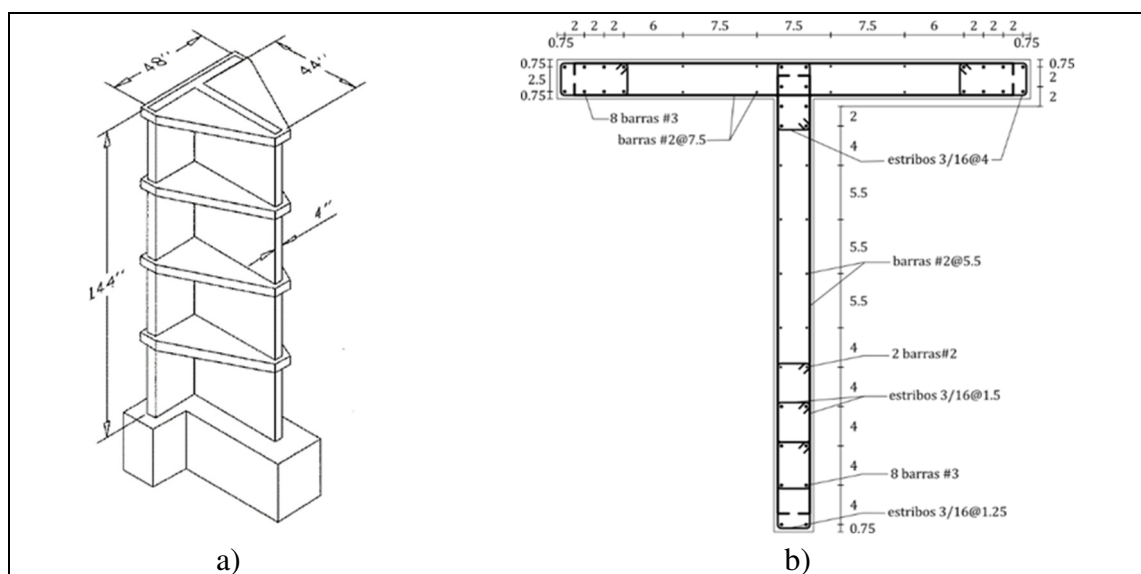


Figura 3.7: Muro TW2, dimensiones en pulgadas. (Thomsen & Wallace, 1995).

a) Vista 3D. b) Vista en planta.

3.2.1 Discretización y elementos

Para el modelo BTM del muro TW2 elaborado en esta tesis se consideró un total de 13 elementos verticales (7 en el alma y 7 en el ala) y un ángulo de inclinación de las diagonales del alma $\theta_d = 59^\circ$, al igual que en el modelo de este muro elaborado por Lu et al. (2014, 2016). La Figura 3.8 muestra la sección transversal y la discretización del muro TW2. Se discretizó el muro de manera de obtener secciones completas que representen la zona de hormigón confinado. La sección vertical de los bordes del ala y la intersección entre ala y alma contienen las ocho barras $\phi 9.5$ (#3). El extremo libre del alma, debido a que el confinamiento es extenso, se representó por dos secciones verticales. La sección más externa del borde libre del alma contiene seis de las ocho barras $\phi 9.5$ (#3), las dos barras restantes fueron asignadas en la segunda sección vertical de hormigón confinado. Los elementos diagonales y horizontales del extremo libre del alma también se modelan considerando hormigón confinado, ya que estos elementos conectan a elementos verticales de hormigón confinado. Las secciones interiores tanto del alma como del ala se distribuyeron uniformemente, tanto en área de acero como en área de hormigón.

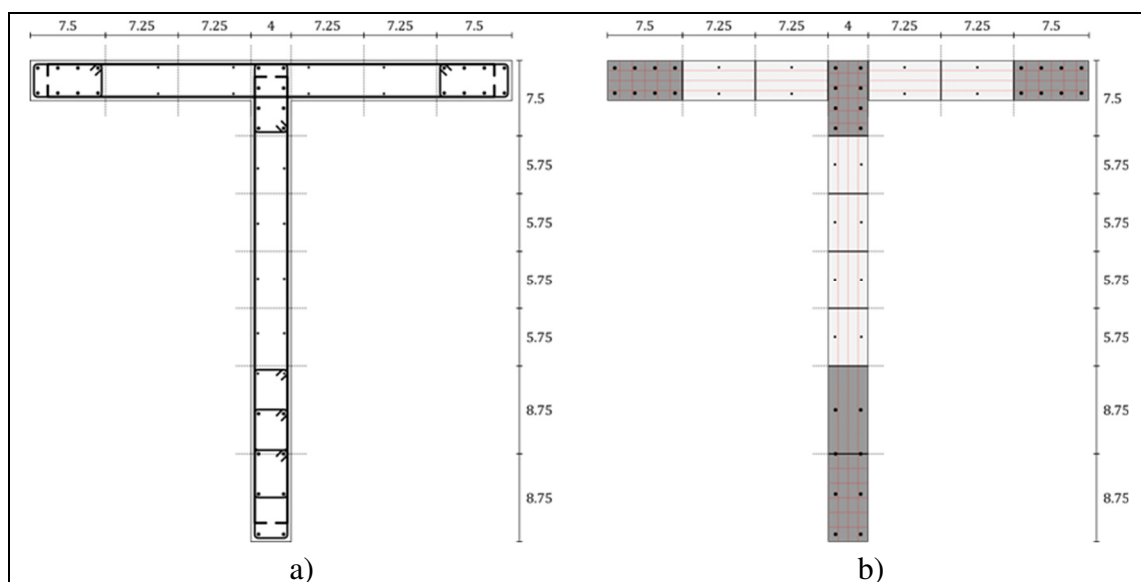


Figura 3.8: Sección transversal del muro TW2. a) Secciones. b) Discretización en fibras. Dimensiones en pulgadas.

Las secciones transversales de los elementos verticales de los extremos de ala y alma se discretizaron con 6x4 fibras de hormigón confinado, y considerando fibras independientes para las barras de acero en sus respectivas posiciones. De este modo, estas secciones transversales tienen rigidez en ambas direcciones. Las secciones transversales de los elementos verticales internos se modelaron con fibras de hormigón no confinado, y una sola de ellas con fibras de hormigón confinado. Estas secciones se discretizaron con una malla de fibras de 1x4 y con dos fibras de acero concentradas en un eje de la sección, de modo que estas secciones solo tienen rigidez flexural fuera de sus planos respectivos (ver Figura 3.8). La misma discretización se aplicó para definir las secciones transversales de los elementos horizontales, distinguiendo entre las que consideraban hormigón confinado (en el borde libre del alma) y el resto de las secciones, que consideraban hormigón no confinado (ver Figura 3.10).

Para la definición de los nodos y elementos del BTM se consideró que los elementos verticales representativos de los tres bordes libres del muro estuvieran ubicados en el centro de sus respectivas secciones transversales, a la vez que el elemento vertical representativo de la intersección de alma y ala estuviera ubicado en el eje del ala. Los elementos verticales representativos de las secciones internas tanto del alma como del ala se ubicaron equiespaciados entre ellos. Esta discretización permitió tener un ángulo de inclinación constante para el alma del modelo, sin embargo, implicó que algunos elementos estuvieran desplazados respecto del centro de la sección transversal que representaban. Esta configuración se presenta en la Figura 3.9.

La distribución de los elementos utilizados para simular el muro TW2 se presenta en la Figura 3.10. En rojo se muestran los elementos verticales con rigidez en ambas direcciones, en verde los elementos verticales solo con rigidez fuera de su plano, en azul los elementos horizontales, en morado los elementos diagonales, en amarillo la viga de transferencia del ensayo y en negro se presentan elementos reticulados encargados de conectar el nodo de control (nodo superior donde se aplica la carga) con el resto del modelo. El modelo del muro TW2 tiene un total de 170 nodos y 590 elementos.

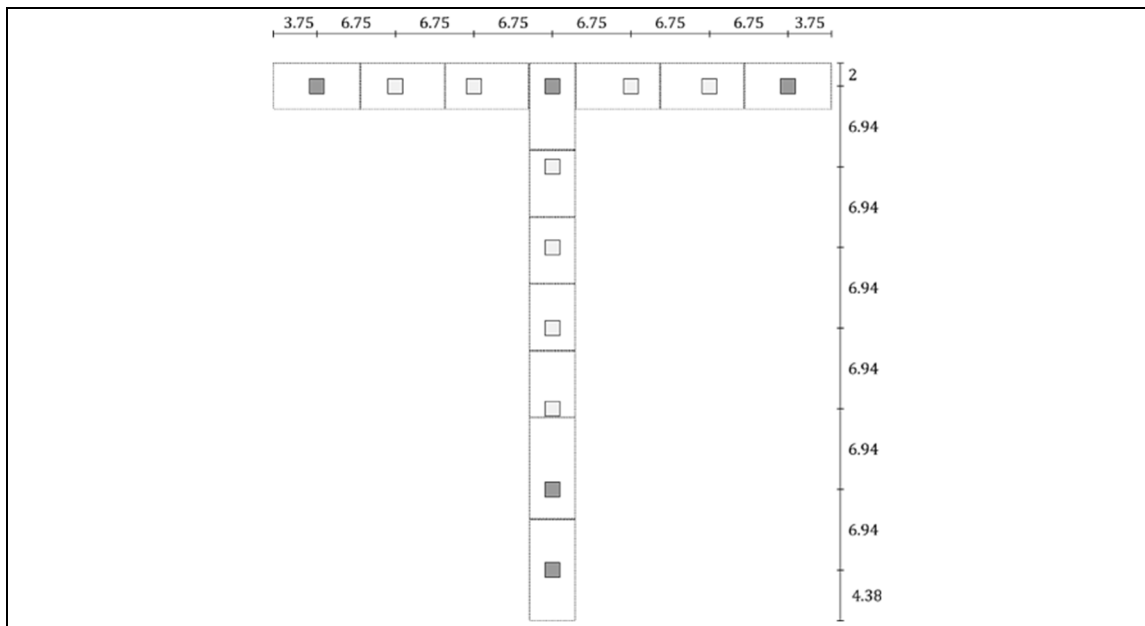


Figura 3.9: Ubicación elementos BTM del muro TW2, dimensiones en pulgadas.

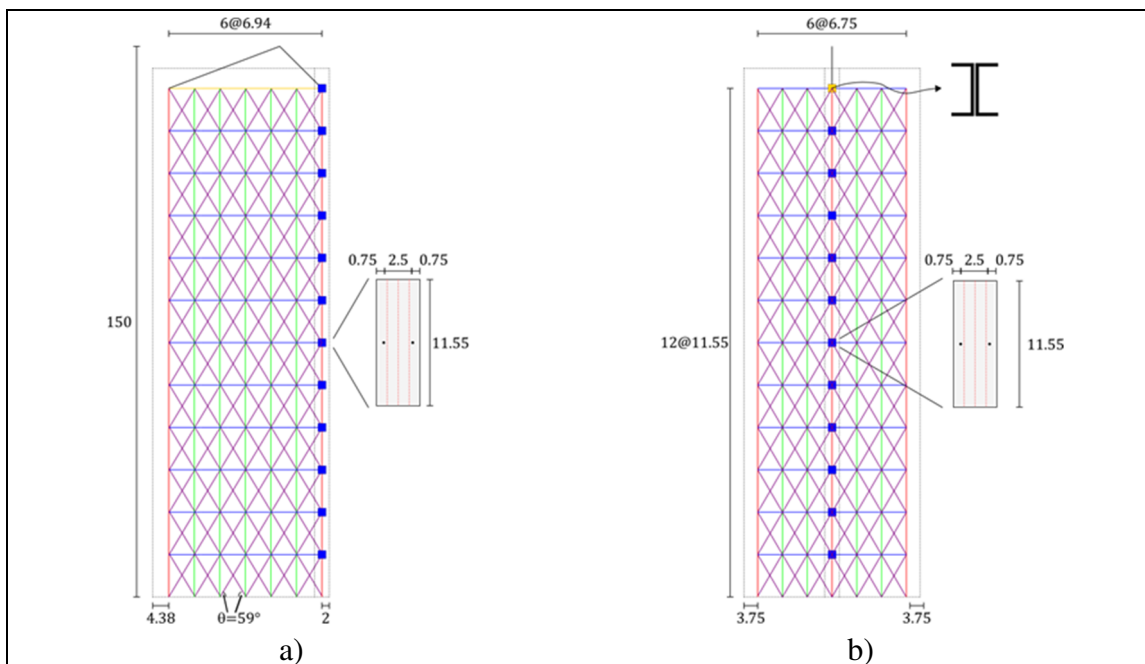


Figura 3.10: Geometría BTM del muro TW2, dimensiones en pulgadas. a) Alma, b) Ala.

Los nodos de la base se empotraron, restringiendo sus seis grados de libertad. El resto de los nodos se modelaron libres, a excepción del nodo superior de control. En este nodo se restringieron los tres grados de libertad de giro debido a que conecta dos elementos de reticulados. El nodo de control está ubicado en el centro de gravedad de la sección bruta del muro a la altura que se aplicó la carga lateral durante el ensayo experimental. No se asignó masa a ninguno de los nodos en el modelo, dado que no se realizaron análisis dinámicos.

Para simular los elementos verticales y horizontales del modelo se utilizaron elementos tipo *forceBeamColumn* de *OpenSees* con dos puntos de integración de Gauss-Lobatto, por lo que el peso de cada punto de integración es $L/2$, la mitad de la longitud del elemento respectivo. Para la convergencia a nivel de estos elementos se contempló un máximo de 100 iteraciones y una tolerancia de 10^{-6} . Para simular los elementos diagonales se utilizaron elementos tipo *N4BiaxialTruss* de *OpenSees*. La viga de transferencia (viga amarilla en Figura 3.10) fue modelada de forma elástica con las propiedades geométricas correspondientes al perfil de acero (inercia en el plano de 109500 cm^4 , inercia fuera del plano de 1260 cm^4 y área de 114 cm^2). Los elementos reticulados superiores fueron modelados de forma elástica, con igual área y rigidez que la viga de transferencia de acero.

3.2.2 Materiales

Las propiedades de los materiales utilizados para simular el muro TW2 se presentan en Tabla 3.2. La rigidez del acero (E_s) es la indicada por los autores del BTM. La tensión de fluencia del acero (f_y) fue registrada por Thomsen y Wallace (1995) y la razón de endurecimiento (B_s) se estimó a partir de los resultados experimentales de las barras registradas por Thomsen y Wallace (1995). La resistencia característica (f'_c) fue registrada por Thomsen y Wallace (1995). La rigidez del hormigón (E_c) y el valor de ε_{co} utilizados fueron los recomendados por los autores del BTM, mientras que los parámetros del hormigón confinado se calcularon según lo indicado en la sección 2.3.1, utilizando lo propuesto por Mander et al. (1988), con la modificación comentada en la sección 2.5.5.

Tabla 3.2: Propiedades de los materiales usados en el BTM, muro TW2.

Acero	$\phi 9.5$	$\phi 6.4$	$\phi 4.8$	Hormigón	No Conf.	Conf. Alma	Conf. Ala
E_s [GPa]	200	200	200	E_c [GPa]	32.2	32.2	32.2
f_y [MPa]	434	448	434	f'_c [MPa]	41.4	41.4	41.4
B_s	0.011	0.009	0.004	ϵ_{co}	0.002	0.002	0.002
				f_{cc} [MPa]	-	57.9	49.6
				ϵ_{cc}	-	0.006	0.004

3.2.3 Análisis y resultados

El muro TW2 fue sometido a una carga axial inicial de 727.4 kN, que equivale a una razón de carga axial de 7.4%. Esta carga fue aplicada en el modelo de manera uniforme en los 13 nodos superiores. El desplazamiento lateral fue aplicado en el nodo de control, interpolando linealmente los datos experimentales para disminuir el paso de desplazamiento y obtener convergencia. Los datos experimentales registrados por Thomsen y Wallace (1995) contienen 563 puntos, con un paso de desplazamiento promedio de 0.52 cm y un paso máximo de 3.01 cm. Para lograr la convergencia del modelo fue necesario interpolar los datos hasta 34845 puntos, con un paso de desplazamiento promedio de 0.01 cm y un paso máximo de 0.05 cm. El menor tiempo de ejecución fue de 19 minutos.

El análisis realizado fue del tipo estático con desplazamiento controlado, usando un test de convergencia de incremento de energía con un máximo de 1000 iteraciones y una tolerancia absoluta de 10^{-5} kips-in. Como algoritmo de solución se utilizó *KrylovNewton* con un incremento del tipo inicial como primera alternativa, un algoritmo de *Newton* con tangente inicial como segunda alternativa y un algoritmo de *NewtonLineSearch* como última opción, puesto que estos tres algoritmos disponibles en *Opensees* lograban convergencia en los análisis.

Durante los análisis se observó una gran sensibilidad de la convergencia a los parámetros definidos. Debido a la sensibilidad identificada en la convergencia se ejecutaron 100 análisis diferentes, con distinto nivel de interpolación del registro experimental de desplazamientos, logrando convergencia en solo 6 de ellos.

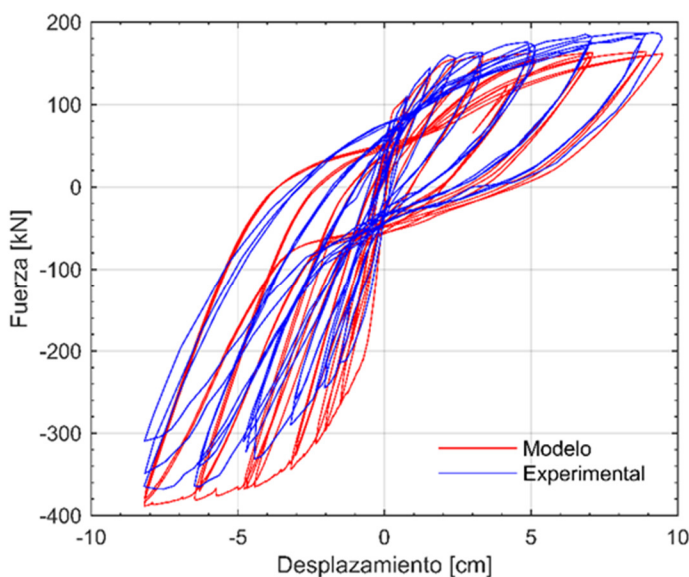


Figura 3.11: Resultados modelo TW2.

La comparación entre la respuesta experimental y analítica se muestra en la Figura 3.11. La figura muestra que la respuesta analítica obtenida se ajusta adecuadamente a la respuesta experimental. En la zona de desplazamiento positivo (ala comprimida) el error en la estimación de la resistencia máxima es de un 9.5%, sin embargo, la descarga es prácticamente idéntica. En la zona de desplazamiento negativo (alma comprimida) el error en la estimación de la resistencia máxima es de un 9.7%. Estos errores son similares a los obtenidos por los autores del BTM en la simulación del mismo muro, quienes reportan un 10% de sobreestimación de las resistencias máximas. Sin embargo, el BTM no logra reproducir la falla del muro, al igual como lo reportan los autores del BTM. Esto se debe a que el muro sufrió inestabilidad del borde libre del alma, efecto que no es considerado por el modelo. En la respuesta analítica se observan leves diferencias en cuanto a la

resistencia máxima de cada ciclo, lo cual puede ser debido a la discretización utilizada, en que los elementos no se encuentran centrados en su respectiva sección transversal. El área encerrada por la respuesta experimental y la respuesta analítica es similar, y se concluye que el modelo predice adecuadamente el pinching experimental.

La Figura 3.12 presenta el comportamiento de tensión-deformación asociado a fibras de elementos verticales externos del alma del muro ubicados en la base del muro. Se presenta la relación constitutiva de dos fibras de hormigón confinado (Figura 3.12a) que corresponden a las fibras de hormigón con mayores solicitaciones. Se observa que, al momento del término del ensayo experimental, la fibra de hormigón confinado del borde izquierdo del muro (borde libre del alma) había alcanzado la zona de degradación de resistencia, mientras que la fibra del borde derecho alcanzó la zona de resistencia máxima constante. Las menores deformaciones unitarias de compresión de esta última fibra eran esperables debido a la presencia del ala. Se observa también una diferencia entre la tensión máxima alcanzada por el hormigón en ambos sectores, la que se explica por la distinta armadura de confinamiento.

La Figura 3.12b muestra la relación tensión deformación de las fibras de acero externas en la base del alma del muro, también sometida a las mayores solicitaciones. Se predice que las fibras alcanzaron la fluencia en tracción, sin embargo, la fibra asociada al lado derecho, donde se intersecan el alma y el ala, presenta menor deformación de tracción máxima en comparación al borde libre del alma. Los valores de la deformación máxima de tracción alcanzada son 0.020 y 0.027, respectivamente. La deformación máxima en tracción del acero en este muro T es mayor a la observada en la simulación del muro rectangular WSH6 en la Figura 3.5, lo cual se debe a la existencia del ala del muro T, donde se concentra una mayor cantidad de acero, provocando un comportamiento asimétrico del muro.

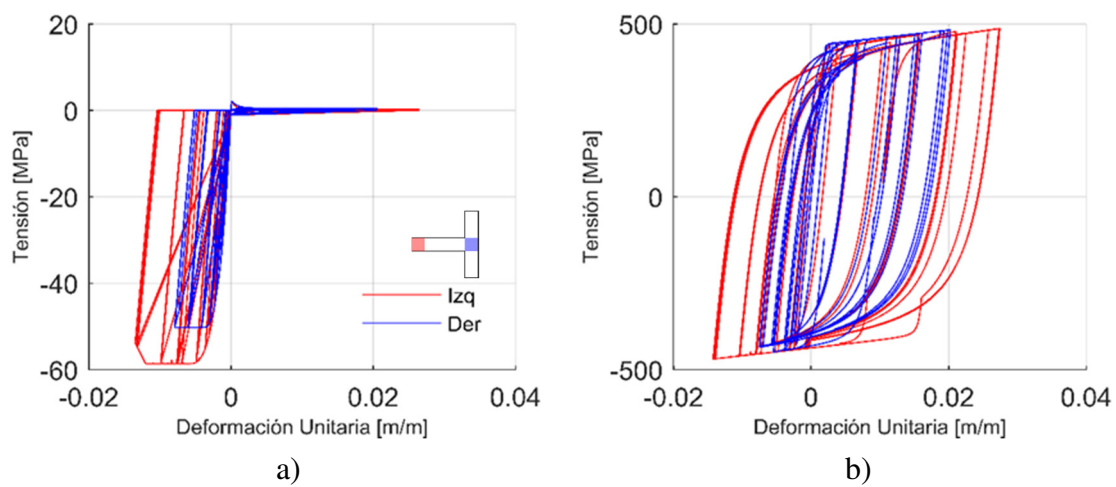


Figura 3.12: Comportamiento tensión-deformación en muro TW2. a) Hormigón confinado vertical externo. b) Acero vertical externo.

4 EDIFICIOS DE ESTUDIO

Este capítulo contiene la definición y justificación de los dos edificios de estudio simplificados que se utilizaron para realizar los análisis no lineales de esta tesis. El primer edificio se determinó considerando las características promedio de edificios habitacionales chilenos que sufrieron daño durante el terremoto del año 2010. El segundo edificio se determinó modificando la geometría en planta del primer edificio, a fin de obtener propiedades similares en términos de periodo en la dirección de análisis y razón de carga axial en los muros, con una geometría de muros diferente. Adicionalmente, en este capítulo se presentan los modelos elaborados en ETABS (Computers and Structures Inc., 2011) para el análisis elástico de los edificios y el posterior diseño de los muros de cada edificio según la normativa chilena vigente.

4.1 Definición del Edificio de Estudio con Muros T

Para definir la geometría del primer edificio de estudio en esta tesis se revisaron los planos estructurales y arquitectónicos de una base de datos de 36 edificios dañados durante el terremoto del Maule del 2010. Esta base de datos fue utilizada por Jünemann, de la Llera, Hube, Cifuentes y Kausel (2015) en un análisis estadístico. La Tabla 4.1 resume la altura total de los edificios (incluyendo subterráneos), la cantidad de pisos, la cantidad de subterráneos, la altura, ancho y largo del piso tipo, el espesor de losa del piso tipo, el ancho de pasillo, la razón de aspecto del piso tipo y la esbeltez del piso tipo. La razón de aspecto del piso tipo corresponde a la razón entre la mayor y la menor de sus dimensiones en planta. La esbeltez del piso tipo corresponde a la razón entre la altura total del edificio y la menor de las dimensiones en planta. En algunos casos, no fue posible determinar todos los parámetros deseados en base a los planos disponibles.

Tabla 4.1: Inventario y propiedades de los 36 edificios de la base de datos.

ID Edif.	Altura Total (m)	N° Pisos	N° Subterra.	Altura Piso Tipo (m)	Ancho Piso Tipo (m)	Largo Piso Tipo (m)	Espesor Losa (cm)	Ancho Pasillo (m)	Razón de Aspecto Piso Tipo	Esbeltez Piso Tipo
1	38.3	10	1	3.40	21.25	38.10	18	2.86	1.79	1.80
2	56.6	21	1	2.47	12.60	36.80	14	1.40	2.92	4.49
3	46.0	17	1	2.50	23.37	27.14	15	1.63	1.16	1.97
4	61.4	20	4	2.52	15.29	67.89	14	1.60	4.44	4.02
5	54.5	19	2	2.50	25.45	27.05	16	1.60	1.06	2.14
6	77.8	26	4	2.48	31.73	40.36	15	1.50	1.27	2.45
7	50.6	18	2	2.48	14.99	72.30	15	1.60	4.82	3.37
8	54.0	21	1	2.50	24.47	39.15	-	1.63	1.60	2.21
9	54.4	19	2	-	20.60	43.97	15	1.60	2.13	2.64
10	27.2	8	2	2.55	23.92	37.97	14	1.75	1.59	1.14
11	57.0	20	2	2.48	20.61	24.89	16	1.90	1.21	2.77
12	28.6	10	1	2.79	22.15	33.00	15	2.00	1.49	1.29
13	31.3	10	1	2.84	22.15	33.00	15	2.00	1.49	1.41
14	44.4	16	2	2.46	18.86	29.40	14	1.44	1.56	2.36
15	36.1	12	2	2.50	20.91	34.84	15	1.55	1.67	1.73
16	48.5	18	1	-	42.27	44.74	15	1.55	1.06	1.15
17	29.6	11	1	2.45	16.75	48.57	14	1.55	2.90	1.77
18	43.8	16	1	2.55	20.25	28.43	-	1.75	1.40	2.16
19	28.5	10	1	-	11.22	23.28	-	1.70	2.07	2.54
20	38.7	14	1	-	29.30	49.27	14	2.00	1.68	1.32
21	45.9	16	2	2.55	21.20	32.45	-	1.60	1.53	2.17
22	47.7	15	2	2.65	15.30	37.50	15	1.80	2.45	3.12
23	48.3	17	1	2.60	17.30	28.60	13	1.70	1.65	2.79
24	31.8	11	1	2.57	13.95	35.60	12	1.60	2.55	2.28
25	35.3	12	1	2.60	19.00	26.10	13	1.60	1.37	1.86
26	32.4	11	1	2.54	12.25	27.90	11	1.65	2.28	2.64
27	50.7	18	1	2.60	17.25	40.85	-	2.08	2.37	2.94
28	53.8	20	1	2.50	22.92	23.80	15	3.23	1.04	2.35
29	29.8	12	0	2.47	14.22	22.94	12	1.46	1.61	2.10
30	68.7	21	2	3.00	27.52	56.02	15	2.50	2.04	2.50
31	48.3	17	1	2.44	19.45	20.05	16	1.98	1.03	2.48
32	43.4	15	2	2.52	11.80	40.34	15	1.40	3.42	3.68
33	55.2	20	1	2.55	17.15	56.50	-	1.60	3.29	3.22
34	43.6	15	2	2.55	24.05	32.12	-	2.44	1.34	1.81
35	24.2	10	0	2.42	14.45	21.80	12	1.55	1.51	1.67
36	24.2	10	0	2.42	14.45	26.25	12	1.55	1.82	0.92
Prom.	44.2	15.4	1.4	2.58	20.01	36.36	14.3	1.79	1.96	2.31
Min.	24.2	8.0	0.0	2.42	11.22	20.05	11.0	1.40	1.03	0.92
Max.	77.8	26.0	4.0	3.40	42.27	72.30	18.0	3.23	4.82	4.49
Desv Est	12.7	4.4	0.9	0.19	6.30	12.41	1.5	0.40	0.91	0.81

En base al promedio de las características de los edificios de la Tabla 4.1 se definieron las dimensiones del primer edificio de estudio. Se consideró una altura de piso de 2.60 metros y 16 pisos, similares al promedio obtenido en la base de datos. No se consideraron subterráneos en este edificio a modo de simplificación para el posterior modelo no lineal. Con la altura total del edificio (41.6 m) y la esbeltez promedio del piso tipo (2.31) se obtuvo un ancho de piso de 18 metros. Finalmente, con la razón de aspecto promedio del piso tipo (1.96) se obtuvo un largo de piso de 36 metros.

Con las dimensiones de planta del primer edificio de estudio determinadas anteriormente, se definió una estructuración simplificada con muros de sección T. La planta considerada se presenta en la Figura 4.1. Las dimensiones del alma y ala de cada muro, medidas en sus respectivos ejes, son de 7.5 metros. Se considera un voladizo de la losa en el borde libre de las almas de los muros de 0.6 metros en cada lado, el cual busca representar los balcones de edificios chilenos. Se considera un ancho de pasillo entre ejes de 1.8 metros, similar a los 1.79 metros obtenidos como promedio de la base de datos de edificios dañados. En la dirección Y (dirección longitudinal) se considera una separación de 1.5 metros entre las alas de los muros, que busca representar los accesos a los departamentos. El voladizo en la dirección Y corresponde a 0.75 metros, de modo que este edificio está formado por cuatro secciones idénticas entre sí, cada una de las cuales contiene dos muros. La Figura 4.2 presenta una de estas secciones, con las dimensiones antes mencionadas.

El espesor de muros considerado es de 30 cm, el cual se mantiene constante en la altura a modo de simplificación para el posterior modelo no lineal. Los edificios de la base de datos fueron diseñados con una versión de la norma chilena anterior al terremoto del año 2010, por lo que el espesor de muros promedio de esta base de datos es de 20 cm, esto implica que en este aspecto el edificio definido difiere de la base de datos. El edificio de estudio tiene una densidad de muros de 2.78% en cada dirección, valor similar al calculado por Jünemann et al. (2015) en los edificios de la base de datos de 2.8% en la dirección larga y 2.9% en la dirección corta. Se infiere entonces que el edificio generado compensa su mayor espesor de muros con la menor cantidad de estos presentes en la planta, en

comparación a los edificios de la base de datos. Se consideró un espesor de losas de 15 cm, valor levemente mayor al promedio obtenido con los edificios de la base de datos de 14.3 cm (Tabla 4.1). Es posible indicar que el edificio se ajusta bien en cuanto a dimensiones y propiedades globales a la base de datos de edificios diseñados previo al terremoto de 2010, mientras que, en el aspecto del espesor de muros, este es más cercano a los edificios diseñados posterior al terremoto de 2010.

Para el cálculo del peso sísmico se consideraron tres usos en las losas del primer edificio de estudio: departamento, pasillo y techo. Las cargas vivas y muertas aplicadas se presentan en la Tabla 4.2. Se consideró hormigón de calidad G25. Considerando la combinación $D+0.25L$ para el cálculo del peso sísmico, se obtuvo un peso de 9.8 kPa (0.98 tonf/m^2), muy cercano al habitual en Chile de 10 kPa (1.00 tonf/m^2) (Lagos et al., 2012). El peso sísmico total de la estructura se presenta en la Tabla 4.3.

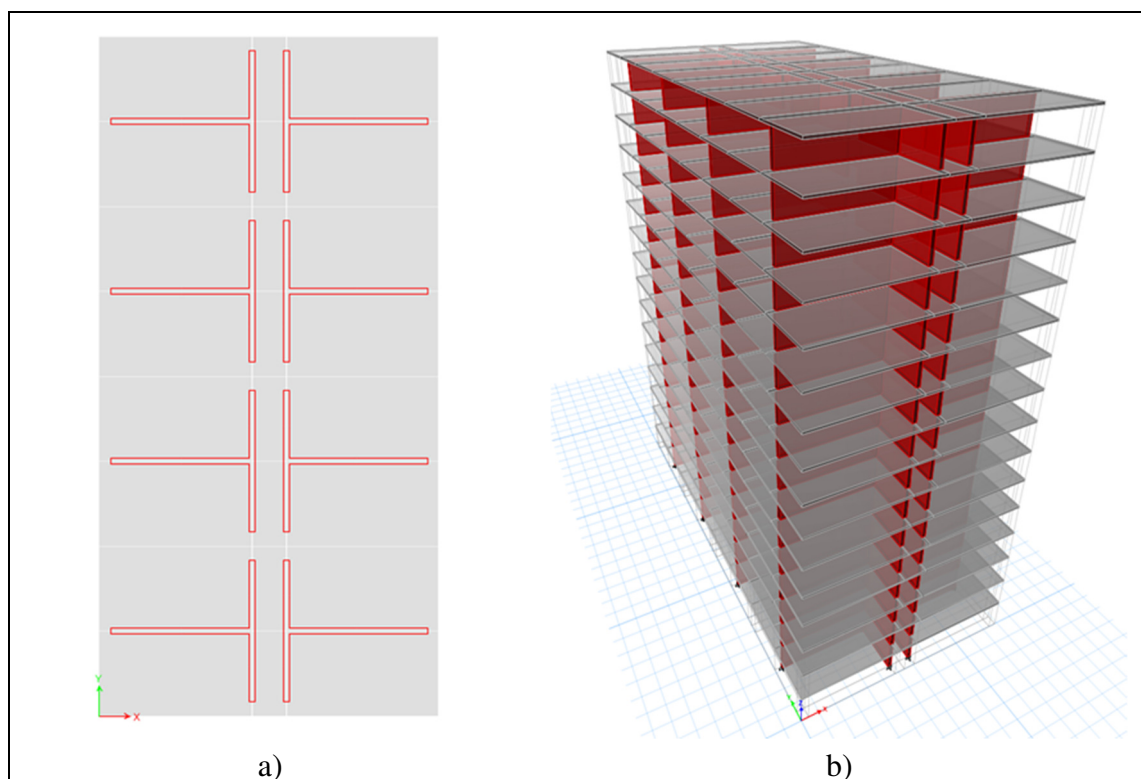


Figura 4.1: Modelo ETABS de edificio de estudio con muros T. a) Vista en planta. b) Vista 3D.

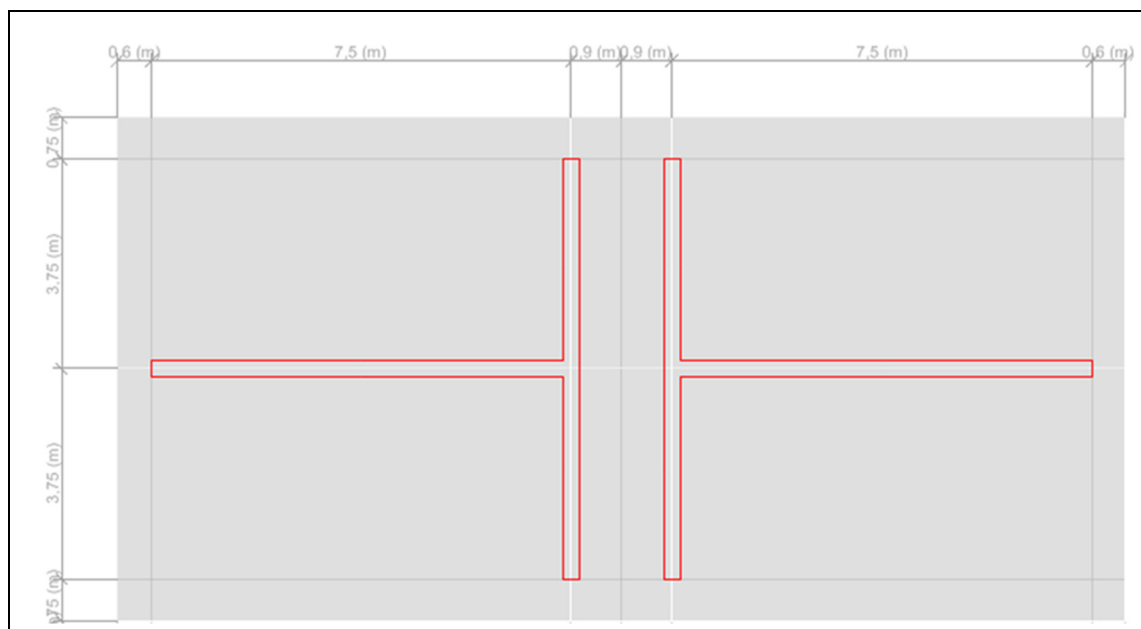


Figura 4.2: Zoom planta del edificio de estudio con muros T.

Tabla 4.2: Carga uniforme aplicada en losas.

	Carga Muerta D (kPa)	Carga Viva L (kPa)
Departamento	2	2
Pasillo	2	4
Techo	1	2

Para realizar el análisis y diseño sísmico del primer edificio de estudio se elaboró un modelo lineal de elementos finitos en el programa ETABS (Computers and Structures Inc., 2011). En este modelo se consideró un diafragma rígido en todos los niveles. Para el análisis sísmico del edificio se consideró una zona sísmica 2 y suelo tipo C, de modo de asegurar que el diseño requiriera elementos especiales de borde y armadura longitudinal mayor a la mínima en los muros. Las características dinámicas del edificio se presentan en la Tabla 4.3, donde se indica el peso sísmico total, los periodos en las tres direcciones

principales y los porcentajes de masa modal de cada uno de ellos. Los periodos obtenidos de la estructura están en concordancia con los periodos de los edificios de la base de datos, en base al número de pisos. La Figura 4.3 muestra la relación entre el periodo y el número total de pisos (N_t) obtenida por Jünemann et al. (2015), en la cual se incluyen los periodos en direcciones perpendiculares calculados para este edificio de estudio. Los valores de N_t/T obtenidos para la dirección longitudinal y transversal del edificio de estudio son de 26.1 (1/seg) y 22.1 (1/seg), respectivamente.

Tabla 4.3: Propiedades dinámicas del edificio de estudio con muros T.

Peso sísmico [kN]	102080
Período en dirección X (T_x) [s]	0.613
Período en dirección Y (T_y) [s]	0.723
Período torsional (T_{rz}) [s]	0.685
Masa modal fundamental en dirección X [%]	66.43
Masa modal fundamental en dirección Y [%]	67.97
Masa modal total en dirección X [%]	100.0
Masa modal total en dirección Y [%]	100.0

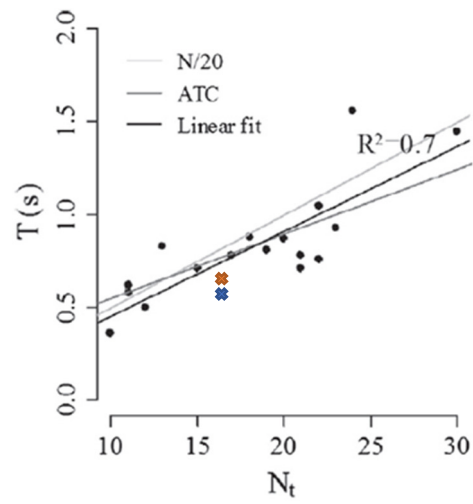


Figura 4.3: Relación entre el número de pisos y el periodo de edificios de muros de hormigón armado (Modificado de: Jünemann, de la Llera, Hube, Cifuentes & Kausel, 2015).

4.2 Diseño Muro T

Para el diseño de los muros del edificio de muros T se utilizó el espectro de diseño de la norma NCh433 (INN, 2009) con las modificaciones establecidas en el DS61 (MINVU, 2011). Se calcularon los cortes basales elásticos y los cortes basales reducidos, considerando la torsión accidental mediante una excentricidad del 5% al aplicar el espectro en ETABS para todos los pisos. Los valores obtenidos asociados a los cortes basales se presentan en la Tabla 4.4, donde se observa que la estructura queda levemente controlada por el corte mínimo en la dirección Y. El factor de resistencia efectivo R^{**} (Ecuación 1.1) definido por Lagos et al. (2012), es de 5.29 para la dirección X y 5.47 para la dirección Y, por lo que para este edificio se sugiere el uso del procedimiento demanda-capacidad para verificar el desempeño sísmico. La Figura 4.4 muestra la distribución de corte en la altura de este edificio producto del sismo reducido actuando en dirección X y en dirección Y. Los mayores valores de corte se generan en la base del edificio, alcanzando un 6.2% del peso sísmico en la dirección X y un 5.3% del peso sísmico en la dirección Y.

Tabla 4.4: Demanda de corte en edificio de estudio con muros T.

Parámetro	X	Y
Corte basal mínimo de diseño (5,25%) [kN]	5360	5360
Corte basal máximo de diseño (11,03%) [kN]	11250	11250
Factor de reducción de respuesta (R^*)	7.40	7.84
Corte basal elástico (E) [kN]	46920	41050
Corte basal reducido (Q) [kN]	6338	5237
Corte basal de diseño (V) [kN]	6338	5360
Factor de reducción efectivo (R_{ef})	7.40	7.66
Factor de reducción (R^{**})	5.29	5.47
Factor de corrección en modelo ($1/R_{ef}$)	0.135	0.131

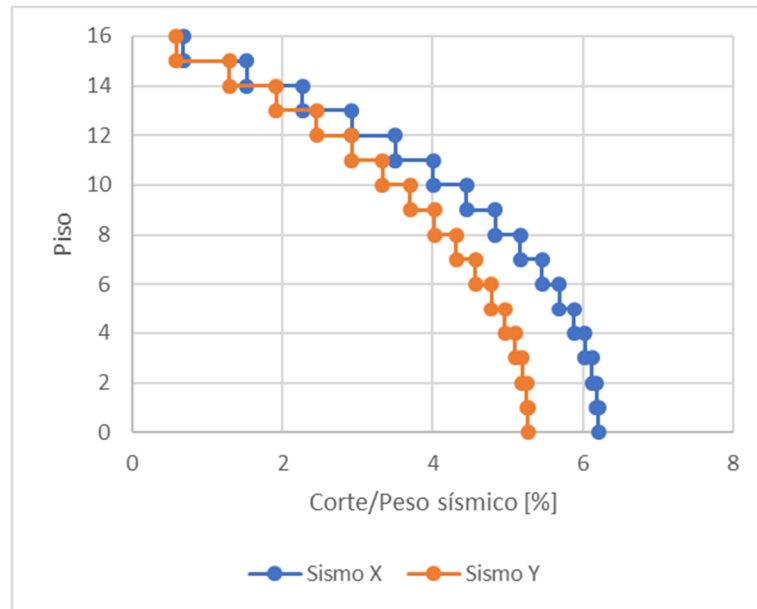


Figura 4.4: Demanda de corte en la altura en edificio con muros T.

Las derivas de entrepiso en la altura, medidas en el centro de masa de cada piso, se presentan en la Figura 4.5, para el sismo reducido actuando en la dirección transversal y en la dirección longitudinal. Se verificó que estas derivas no superaran el valor 0.002 establecido en la norma NCh433 (INN, 2009), además de verificar que la deriva máxima en cualquier punto de cada piso no excediera en más de 0.001 a la deriva del centro de masa del piso respectivo. La máxima deriva en la dirección X corresponde a un 25.8% del límite normativo y se alcanza en los pisos 12 y 13. La máxima deriva en la dirección Y corresponde a un 22.9% del límite normativo y se alcanza en el piso 10.

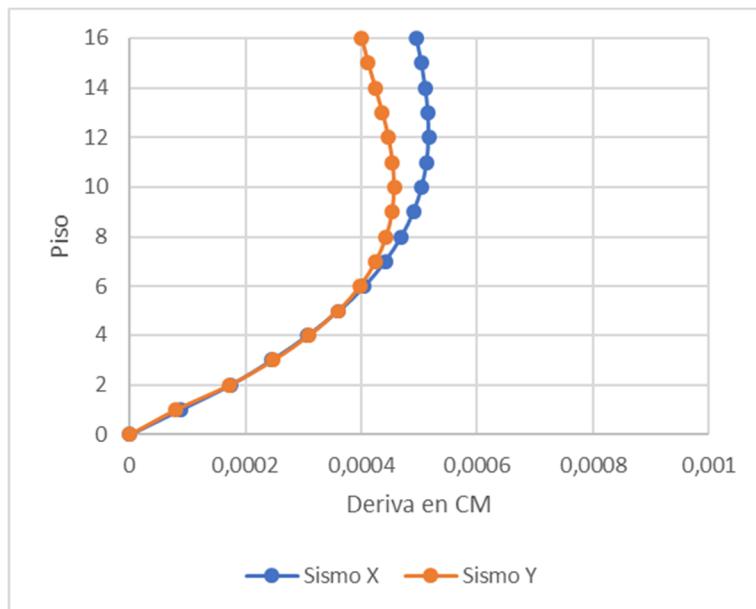


Figura 4.5: Deriva de piso medida en CM en edificio con muros T.

Para la definición de la armadura de los muros se consideraron las combinaciones de cargas establecidas en la norma NCh3171 (INN, 2010). Se combinaron los esfuerzos internos de cada muro y se realizó una curva de interacción de la sección completa de un muro T con armadura mínima, dada por una cuantía de $\rho = 0.25\%$ (ACI, 2014). Se requirió utilizar armadura de borde para satisfacer las condiciones de diseño en la dirección X, mientras que para el sismo en la dirección Y no se requirió armadura de borde.

La longitud que confinar y la deformación unitaria máxima en el hormigón se calcularon según las disposiciones del DS60 (MINVU, 2011). Estas disposiciones requirieron calcular el desplazamiento de techo en cada dirección de análisis (δ_u), para lo cual fue necesario el periodo considerando la estructura agrietada (T_{ag}) y el parámetro C_d . La ubicación del eje neutro asociada la mayor carga axial de las combinaciones de carga se obtuvo de la curva de interacción desarrollada. La carga axial máxima del muro debido a las combinaciones de diseño corresponde a $0.186 f'_c Ag$. La carga axial del muro debido al peso propio y sobrecarga es de $0.108 f'_c Ag$ y $0.026 f'_c Ag$, respectivamente. Los valores de desplazamiento de techo, longitud de confinamiento y deformación unitaria máxima en el hormigón se presentan en la Tabla 4.5, cuando el sismo actúa en dirección X e Y. Se

verifica que la deformación unitaria máxima de compresión en el hormigón es menor al límite de 0.008 del DS60 (MINVU,2011).

Tabla 4.5: Desplazamiento de techo, confinamiento y demanda de deformación en los muros T de hormigón.

Parámetro	X	Y
T_{ag} [seg]	0.92	1.08
C_d^*	1.15	1.25
δ_u [cm]	12.98	15.77
δ_u/H_w	0.0031	0.0038
L_c con M^+ [cm]	0.00	49.5
L_c con M^- [cm]	45.8	49.5
ϵ_c con M^+ [cm]	0.0001	0.0038
ϵ_c con M^- [cm]	0.0037	0.0038

Con los requerimientos de armadura longitudinal y de confinamiento se diseñó la armadura de la sección. A pesar de que no se requirió confinamiento en la intersección del ala y el alma, se consideró refuerzo transversal de confinamiento en esta zona para tener una sección similar a la del muro TW2 analizado en la sección 3.2. La extensión de los elementos especiales de borde se definió de manera de simplificar la discretización del muro para su modelación mediante el BTM. Se confinaron 115 cm en los extremos del ala y en el borde libre del ala, además de 70 cm en la intersección de ala y alma. La Figura 4.6 muestra el detallamiento del muro, donde se utilizaron barras $\phi 18$ en los elementos especiales de borde. La armadura de confinamiento se definió según las disposiciones del DS60 (MINVU, 2011). La razón entre el espaciamiento de los estribos y el diámetro de las barras longitudinales corresponde a $s/d_b = 5.56$, por lo tanto, se espera que el pandeo de barras se produzca con posterioridad a la fluencia de la armadura.

Para el diseño al corte se consideró la resistencia al corte del alma del muro más la resistencia que aporta el acero considerando una cuantía mínima de $\rho = 0.25\%$ (ACI,

2014). Se obtuvo un factor de utilización al corte de 0.56, por lo tanto, no se requirió mayor refuerzo que el mínimo normativo. De este modo la armadura distribuida horizontal y vertical corresponde a una doble malla $\phi 10@20$. La Figura 4.7 muestra la curva de interacción del muro para el sismo actuando en la dirección del eje X con la armadura definida, donde los círculos rojos representan combinaciones de carga en la base del muro más solicitado del primer piso y las cruces representan combinaciones de carga en la parte superior del mismo muro. Los momentos positivos corresponden a la compresión del ala, mientras que los momentos negativos corresponden a la compresión del borde libre del alma. Se verifica así el diseño propuesto.

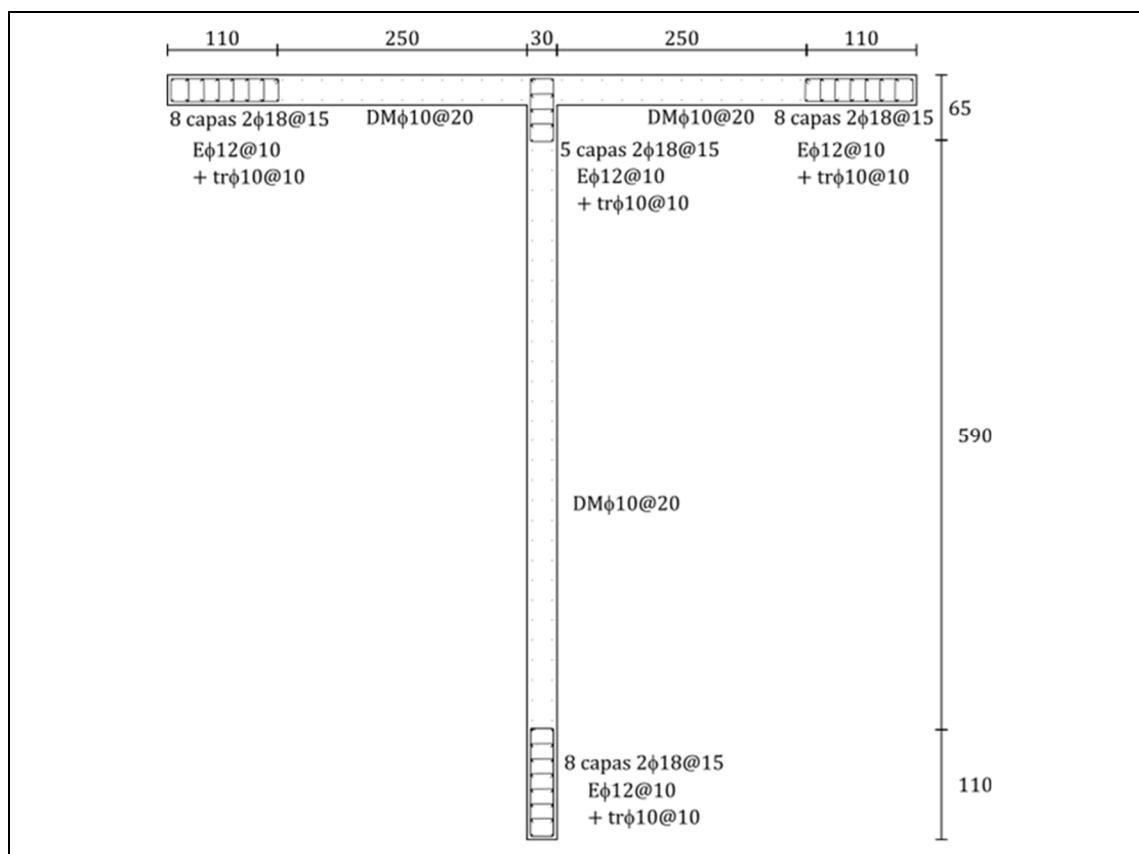


Figura 4.6: Diseño muro T de estudio.

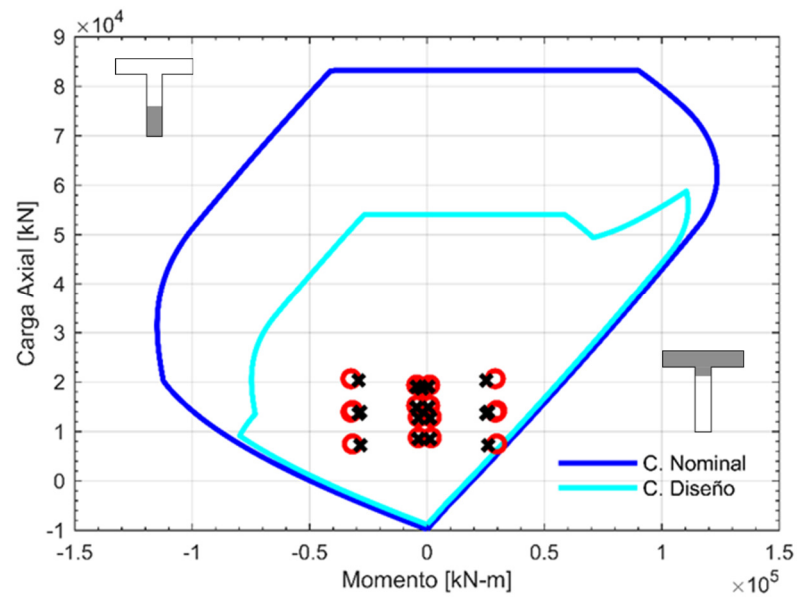


Figura 4.7: Curva de interacción del muro T para el sismo en dirección del eje X.

4.3 Definición del Edificio de Estudio con Muros Rectangulares

Se define un segundo edificio académico, a fin de comparar la respuesta no lineal de este con la del edificio con muros T, sin embargo, la comparación se realiza solo en la dirección X, por lo tanto, no se consideran muros en la dirección Y, algo que en el diseño profesional no es posible de realizar. La geometría del segundo edificio de estudio, con muros rectangulares, se determinó disminuyendo la mayor dimensión de la planta del edificio con muros T (36 metros) de modo que la estructura resultante tuviera el mismo periodo en la dirección de análisis (X) y que la razón de carga axial de diseño de los muros de ambos edificios fuera similar. Las dimensiones en la dirección transversal del edificio con muros rectangulares son iguales a las dimensiones del edificio con muros T (Largo del muro de 7.5 m, ancho de pasillo de 1.8 m y longitud del voladizo de en 0.6 m). La planta definida para el edificio con muros rectangulares se presenta en la Figura 4.8. El espaciamiento entre los muros en la dirección perpendicular resultó de 4.50 metros, mientras que en los bordes del edificio en esta dirección se consideró un voladizo de 2.25 metros. Esto se traduce en una planta cuadrada, de 18 metros en cada dirección. Al igual que para el edificio con muros T, el edificio con muros rectangulares está formado por cuatro secciones idénticas entre sí, cada una de las cuales contiene dos muros. La Figura 4.9 presenta una de estas secciones, con las dimensiones antes mencionadas.

El espesor de muros considerado es de 30 cm, el cual se mantiene constante en la altura y se definió un espesor de losas de 15 cm. El edificio tiene una densidad de muros de 2.78% en la dirección X, al igual que en el edificio con muros T. Para el cálculo del peso sísmico del edificio se consideraron las cargas de losa de la Tabla 4.2. Considerando la combinación $D+0.25L$ para el cálculo del peso sísmico, se obtuvo un peso sísmico de 9.8 kPa, igual al del edificio con muros T. El peso sísmico total de esta segunda estructura se presenta en la Tabla 4.6.

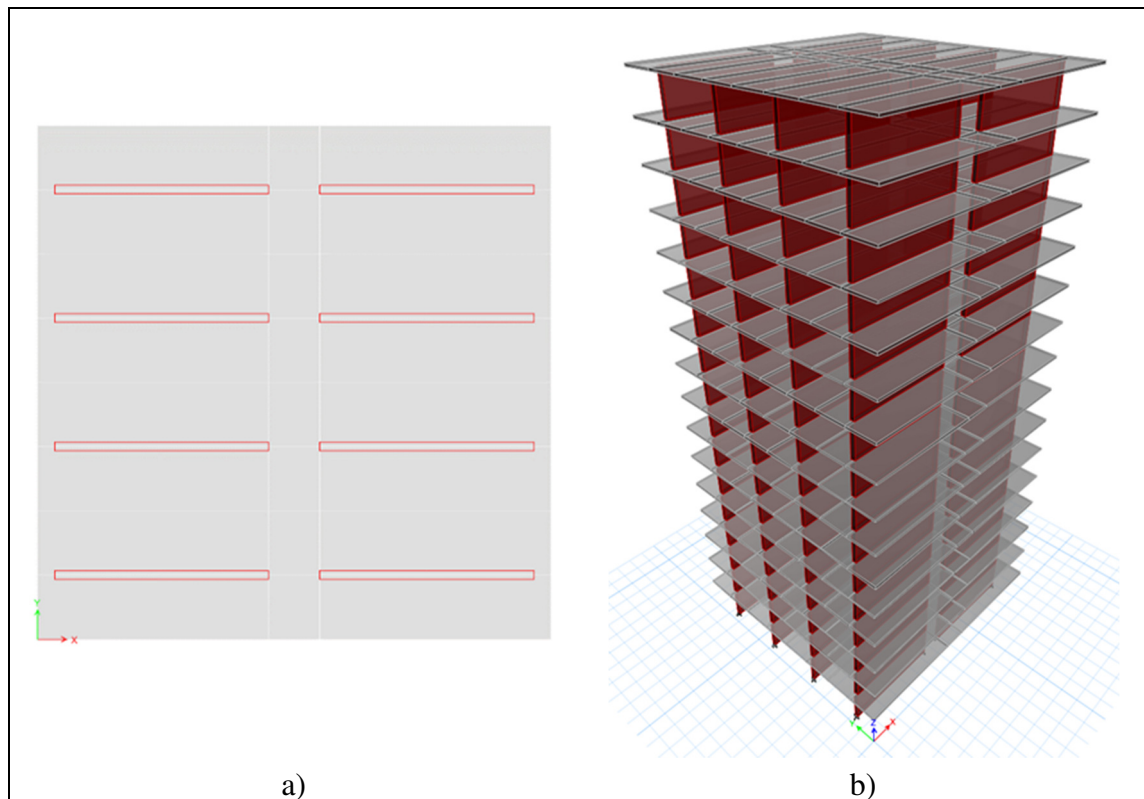


Figura 4.8: Modelo ETABS de edificio de estudio con muros rectangulares. a) Vista en planta. b) Vista en 3D.

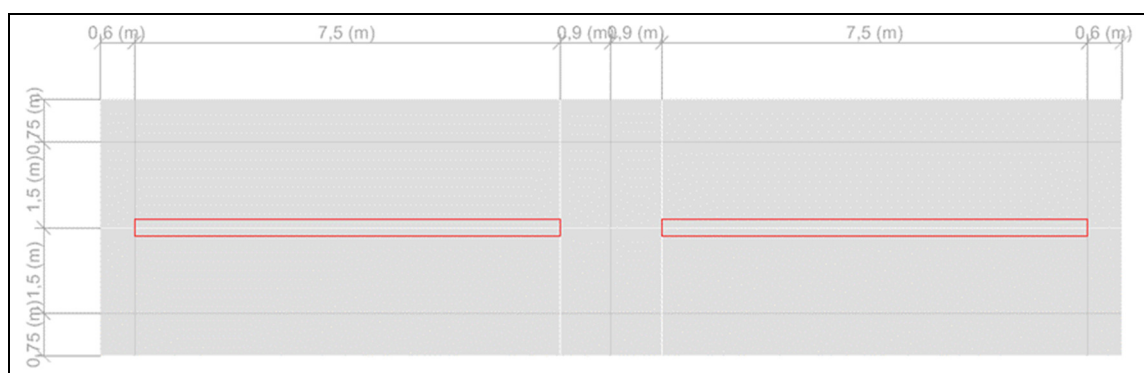


Figura 4.9: Zoom planta del edificio de estudio con muros rectangulares.

Para realizar el análisis y diseño sísmico del segundo edificio de estudio se elaboró un modelo de elementos finitos en el programa ETABS (Computers and Structures Inc.,

2011). Al igual que para el modelo anterior, en este modelo se consideró un diafragma rígido en todos los niveles, zona sísmica 2 y suelo tipo C. Las características dinámicas del edificio asociadas a la dirección de estudio se presentan en la Tabla 4.6, donde se indica el peso sísmico total, el periodo en la dirección X y el porcentaje de masa modal de este modo. El peso sísmico del edificio con muros rectangulares (51039 kN) corresponde a la mitad del peso sísmico del edificio con muros T (102080 kN), porque se redujo el área de la planta, sin embargo, se mantuvo constante la carga vertical en los muros por la eliminación de las alas de los muros. Se observa también que el periodo obtenido es muy similar al del edificio con muros T, presentado en la Tabla 4.3, con una diferencia porcentual menor a 0.5% entre ambos periodos.

Tabla 4.6: Propiedades dinámicas del edificio de estudio con muros rectangulares.

Peso sísmico [kN]	51039
Período en dirección X (T_x) [s]	0.615
Masa modal fundamental en dirección X [%]	65.94
Masa modal total en dirección X [%]	100.0

4.4 Diseño Muro Rectangular

Para el diseño de los muros rectangulares del segundo edificio se utilizaron las mismas consideraciones que para el diseño de los muros del primer edificio. Se calculó el corte basal elástico y el corte basal reducido asociado a la dirección de interés, considerando la torsión accidental del mismo modo que en el caso anterior. Los valores obtenidos asociados a los cortes basales se presentan en la Tabla 4.7, donde se observa que debido a que el corte basal de diseño en la dirección X no queda controlado por los límites de la norma, los factores de reducción son prácticamente iguales a los obtenidos en el primer edificio (Tabla 4.4). La Figura 4.10 muestra la distribución de corte en la altura del edificio con muros rectangulares producto del sismo reducido actuando en dirección X. El mayor valor de corte se genera en la base del edificio, alcanzando un 6.1% del peso sísmico, similar al 6.2% del primer edificio.

Tabla 4.7: Demanda de corte en el edificio con muros rectangulares.

Parámetro	X
Corte basal mínimo de diseño (5,25%) [kN]	2680
Corte basal máximo de diseño (11,03%) [kN]	5630
Factor de reducción de respuesta (R^*)	7.41
Corte basal elástico (E) [kN]	23150
Corte basal reducido (Q) [kN]	3120
Corte basal de diseño (V) [kN]	3120
Factor de reducción efectivo (R_{ef})	7.41
Factor de reducción (R^{**})	5.29
Factor de corrección en modelo ($1/R_{ef}$)	0.135

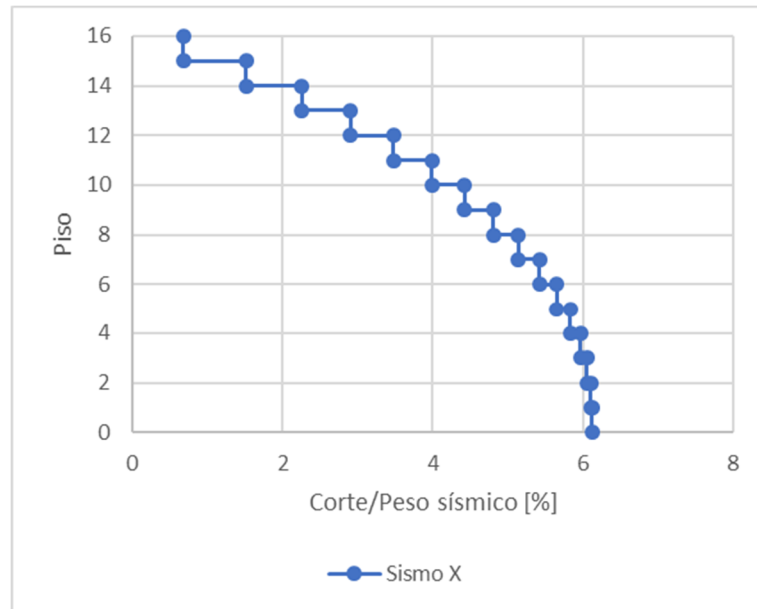


Figura 4.10: Demanda de corte en la altura en edificio con muros rectangulares.

Las derivas de entrepiso en la altura, medidas en el centro de masa de cada piso, se presentan en la Figura 4.11, para el sismo reducido actuando en la dirección X. Se verificó que estas derivas no superaran el valor 0.002 establecido en la norma NCh433 (INN, 2009), además de verificar que la deriva máxima en cualquier punto de cada piso no excediera en más de 0.001 a la deriva del centro de masa del piso respectivo. La máxima deriva corresponde a un 25.1% del límite normativo y se alcanza en los pisos 11 y 12. En este caso se tiene una leve diferencia con el primer edificio respecto a los pisos en que se alcanza la deriva máxima, los cuales son el piso 12 y 13 para el edificio con muros T.

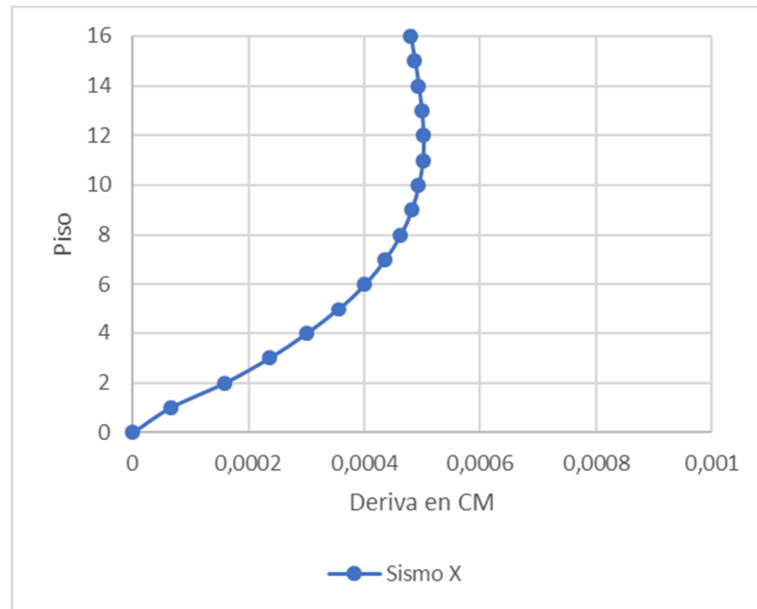


Figura 4.11: Deriva de piso medida en CM en edificio con muros rectangulares.

Para la definición de la armadura de los muros rectangulares se realizó el mismo procedimiento que para los muros T del edificio anterior. La curva de interacción del muro rectangular con armadura mínima, para el sismo en la dirección X se presenta en la Figura 4.12. Los círculos rojos representan combinaciones de carga en la base del muro más solicitado del primer piso y las cruces representan combinaciones de carga en la parte superior del mismo muro. Para el muro rectangular no se requirió utilizar armadura de borde para satisfacer las condiciones de diseño en esta dirección, por lo tanto, se utilizó la armadura mínima.

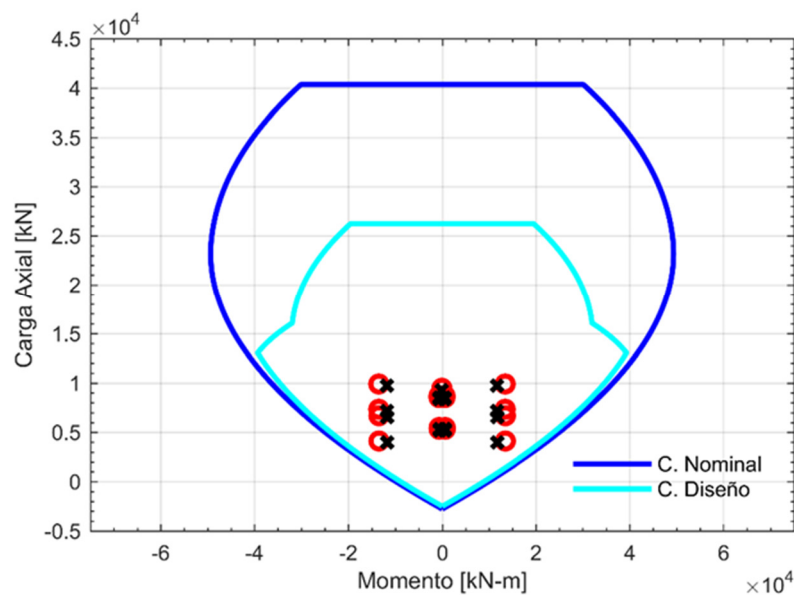


Figura 4.12: Curva de interacción del muro rectangular para el sismo en dirección del eje X.

La longitud que confinar y la deformación unitaria máxima de compresión en el hormigón se calcularon del mismo modo que para el muro T del primer caso de estudio. La carga axial última máxima del muro rectangular debido a las combinaciones de diseño corresponde a $0.176 f'_c A_g$, valor similar al obtenido en un muro T del edificio anterior ($0.186 f'_c A_g$). La carga axial del muro debido al peso propio y sobrecarga es de $0.107 f'_c A_g$ y $0.025 f'_c A_g$, respectivamente. Los valores de desplazamiento de techo, longitud de confinamiento y deformación unitaria máxima en el hormigón se presentan en la Tabla 4.8, cuando el sismo actúa en dirección X.

Tabla 4.8: Desplazamiento de techo, confinamiento y demanda de deformación en los muros rectangulares de hormigón.

Parámetro	X
T_{ag} [seg]	0.92
C_d^*	1.16
δ_u [cm]	13.03
δ_u/H_w	0.0031
c_c con M^+ [cm]	0.00
c_c con M^- [cm]	0.00
ε_c con M^+ [cm]	0.0017
ε_c con M^- [cm]	0.0017

Dado que no existe requerimiento de armadura longitudinal ni de confinamiento en el muro rectangular, no se definieron elementos especiales de borde. Sin embargo, se consideró una zona de 115 cm en los extremos con armadura a un espaciamiento de 15 cm, al igual que en los bordes libres del muro T. La Figura 4.13 muestra el detallamiento del muro, donde se utilizaron barras $\phi 10$ en toda la longitud.

Para el diseño al corte se consideró la resistencia al corte del muro más la resistencia que aporta el acero considerando una cuantía mínima de $\rho = 0.25\%$ (ACI, 2014). Se obtuvo un factor de utilización al corte de 0.43, por lo tanto, no se requirió mayor refuerzo que el mínimo normativo. De este modo la armadura distribuida horizontal y vertical corresponde a una doble malla $\phi 10@20$.

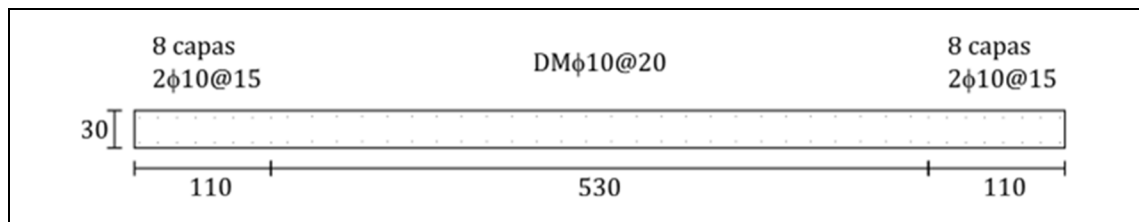


Figura 4.13: Diseño muro rectangular de estudio.

5 ANÁLISIS NO LINEAL EDIFICIO CON MUROS T

Este capítulo contiene la aplicación del BTM al edificio de estudio con muros T. La aplicación consiste en un análisis estático no lineal. Se explica en detalle los materiales considerados, la determinación del ángulo de inclinación de las diagonales del BTM, la discretización utilizada, las secciones y las dimensiones de los elementos. Se discute además la incorporación del efecto de la losa en el modelo, y los efectos que esto conlleva. A fin de validar los modelos BTM generados, se compara la rigidez y el periodo fundamental en la dirección de análisis con los obtenidos mediante el modelo lineal en ETABS. Se indican también consideraciones del análisis estático no lineal, como la asignación y distribución de masas, patrón de cargas utilizado, entre otros. Por último, se presentan los resultados obtenidos del análisis estático no lineal. Entre ellos se incluye la distribución de carga axial y corte entre los muros, el modo de falla y la deformada en ese instante, y el comportamiento local de elementos y fibras relevantes.

5.1 Modelo BTM de Edificio con Muros T

5.1.1 Materiales

Las propiedades de los materiales utilizados para simular los muros del edificio con muros T se presentan en Tabla 5.1. Se consideró acero A630-420H y hormigón G25, con sus respectivos valores de resistencia esperada. Para determinar los valores esperados se consideraron las propiedades nominales de los materiales amplificadas por factores recomendados por los documentos PEER/TBI (2017) y ACHISINA (2017). Estos factores corresponden a 1.30 para hormigón y 1.17 para acero de refuerzo. La rigidez del acero (E_s) es la indicada por los autores del BTM. La razón de endurecimiento del acero (B_s) se estimó de modo que la tensión de rotura esperada se alcanzara en a una deformación unitaria cercana a 8%. La rigidez del hormigón (E_c) y la deformación unitaria ε_{co} utilizadas fueron los recomendados por los autores del BTM, mientras que los parámetros

del hormigón confinado se calcularon según lo indicado en la sección 2.3.1, utilizando lo propuesto por Mander et al. (1988), con la modificación comentada en la sección 2.5.5.

Tabla 5.1: Propiedades de los materiales utilizados en el modelo BTM, edificio con muros T.

Acero	$\phi 18$	$\phi 10$	Hormigón	No Conf.	Conf.
E_s [GPa]	200	200	E_c [GPa]	28.5	28.5
f_y [MPa]	491.4	491.4	f'_c [MPa]	32.5	32.5
B_s	0.03	0.03	ϵ_{co}	0.002	0.002
			f_{cc} [MPa]	-	48.8
			ϵ_{cc}	-	0.007

5.1.2 Ángulo de inclinación

El ángulo de inclinación de las diagonales en el alma de los muros se calculó según las recomendaciones de Lu et al. (2014, 2016), explicadas en la sección 2.4.1 de este documento. Se consideró la tensión de fluencia esperada del acero y la resistencia esperada de compresión del hormigón, tanto para la curva de interacción que determinó el momento nominal M_n como para los términos en la ecuación planteada por los autores del BTM (Ecuación 1.8). El momento nominal del muro se determinó con la curva de interacción del muro, considerando la carga axial producida por el peso sísmico del muro más la losa que sostiene, es decir, el equivalente a una estructura de un piso. Se realizó esta consideración debido a que la carga axial producida por el peso sísmico de toda la estructura está asociada a un momento nominal excesivo. Debido a que los muros T del edificio no son simétricos en la dirección de análisis, se utilizó el valor promedio entre los momentos nominales asociados en cada uno de los dos sentidos. Debido a las dimensiones del muro, este tiene un alto momento nominal ($M_n = 43160$ kN-m) que conlleva un ángulo de 82.2° , por lo que fue necesario utilizar el límite de 65° según la restricción indicada por

Lu et al. (2014, 2016). No se realizaron iteraciones para el cálculo del ángulo, debido a que este estaba controlado por la restricción de 65° .

5.1.3 Discretización y elementos

La discretización de la sección transversal de cada muro T se realizó de modo que el hormigón confinado de las alas y del alma fuera representado por una sola sección. Del mismo modo, se buscó que el ángulo de inclinación de las diagonales fuera cercano a 65° . Adicionalmente, se buscó que la altura de los nodos coincidiera con la altura de los pisos del edificio y que los elementos verticales externos estuvieran centrados en las secciones que representan.

Para el modelo BTM de la sección transversal del muro T se consideró un total de 13 elementos verticales (7 en el alma y 7 en el ala) y un ángulo de inclinación de las diagonales del alma de $\theta_d = 66^\circ$. La discretización consideró un elemento horizontal por cada piso. La Figura 5.1 muestra la discretización de la sección transversal del muro T y la Figura 5.2 muestra la discretización en fibras empleada en el BTM. La sección vertical que representa cada uno de los tres bordes libres del muro contiene 16 barras de acero $\phi 18$, es decir, contiene toda la armadura de borde. Para este muro, el confinamiento del borde libre del alma no se consideró tan largo como para requerir dos elementos verticales que lo representen, como se utilizó en el muro TW2 en la sección 3.2.1 de este documento. La sección vertical de la intersección del ala y alma del muro contiene 10 barras de acero $\phi 18$. Las secciones interiores tanto del alma como del ala se distribuyeron uniformemente, tanto en área de acero como en área de hormigón.

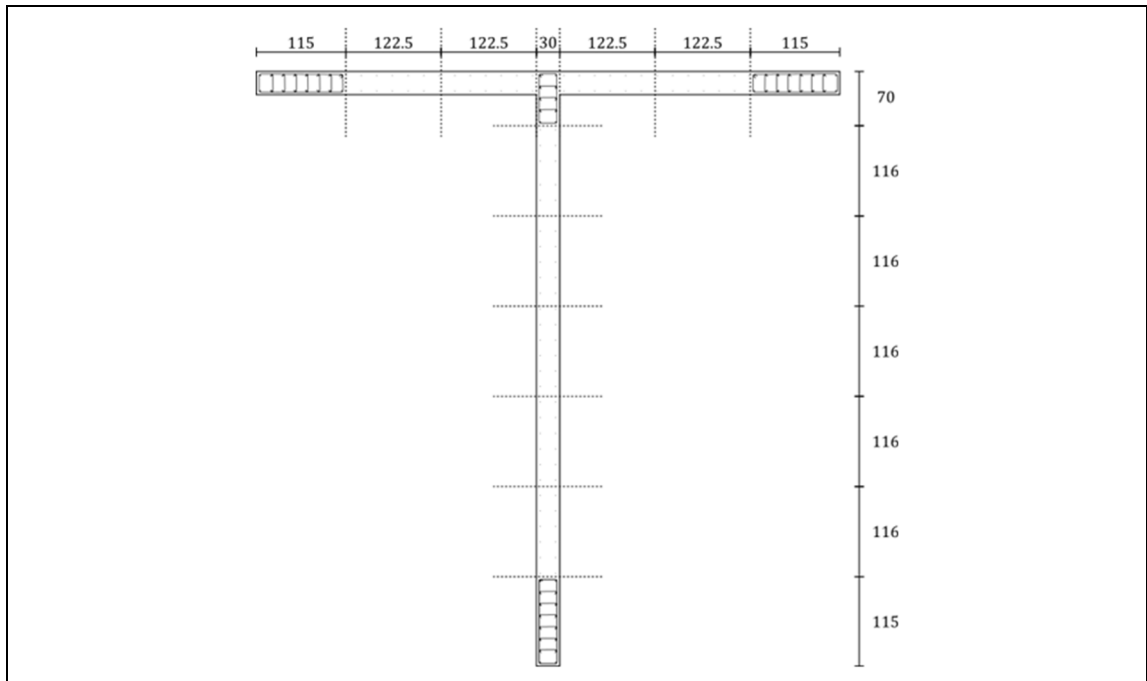


Figura 5.1: Discretización del muro T del edificio de estudio. Unidades en cm.

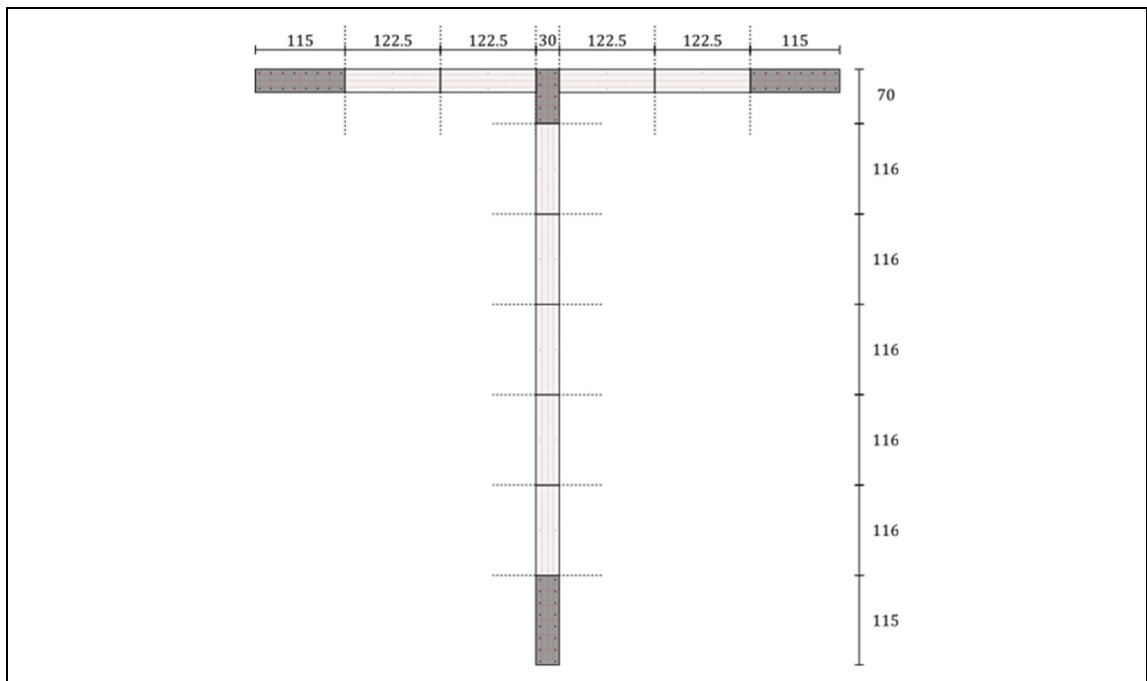


Figura 5.2: Definición de secciones de fibras en muro T del edificio de estudio.
Unidades en cm.

Para la definición de los nodos y elementos del BTM, se ubicaron los elementos verticales representativos de los tres bordes libres del muro en el centro de sus respectivas secciones transversales. El elemento representativo de la intersección de alma y ala se ubicó en el eje del ala, equivalente a la modelación del muro TW2 en la sección 3.2.1 de este documento. Los elementos representativos de las secciones internas tanto del alma como del ala se encuentran equiespaciados entre ellos. Esta discretización permite tener un ángulo de inclinación constante en el alma del modelo, sin embargo, implicó que algunos elementos estuvieran desplazados respecto del centro de la sección transversal que representan, específicamente en el ala del muro. La configuración mencionada se presenta en la Figura 5.3. El modelo de dos muros T tiene 26 nodos por piso, y el número total de nodos y elementos del modelo del edificio es 442 y 1568, respectivamente.

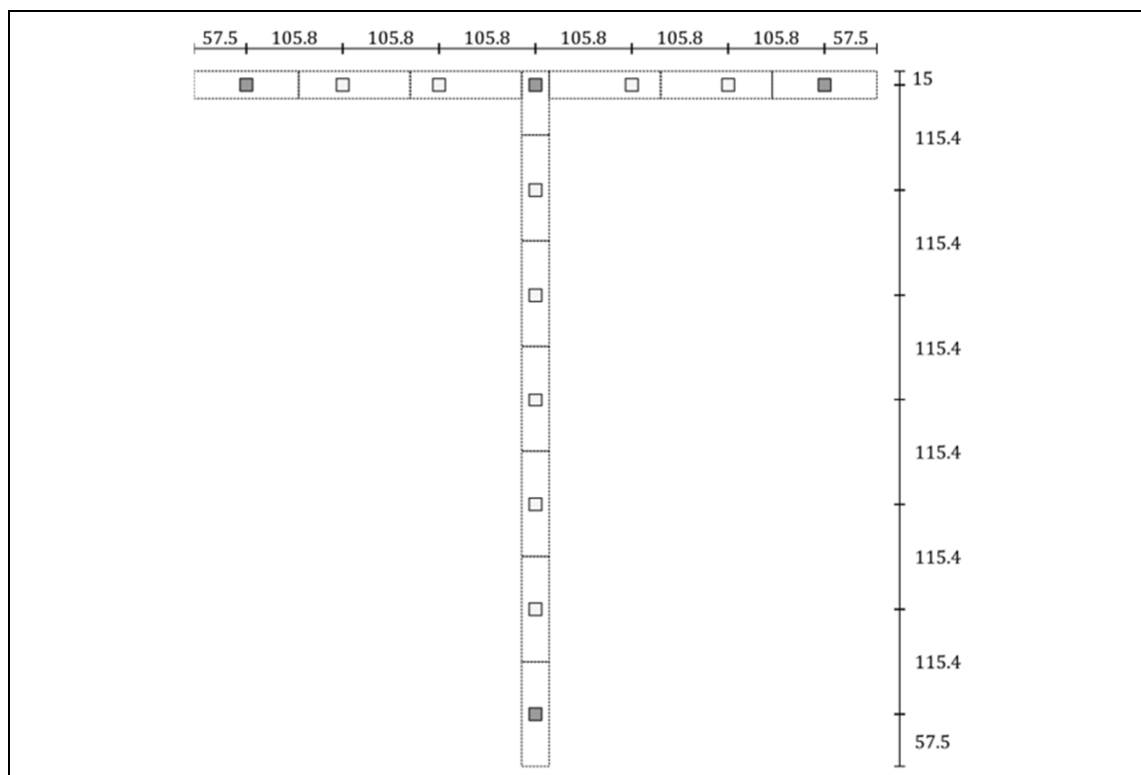


Figura 5.3: Ubicación de los elementos verticales del BTM en un muro T.

Unidades en cm.

Los nodos de la base de los muros T se empotraron, restringiendo sus seis grados de libertad. Para resto de los nodos se consideraron las restricciones que se explican en la sección 5.1.4 de este documento.

Para simular los elementos verticales y horizontales del modelo se utilizaron elementos tipo *forceBeamColumn* de *Opensees* con dos puntos de integración de Gauss-Lobatto. El peso de cada punto de integración es $L/2$, la mitad de la longitud del elemento respectivo. Para la convergencia a nivel de estos elementos se contempló un máximo de 100 iteraciones y una tolerancia de 10^{-6} . Para simular los elementos diagonales se utilizaron elementos tipo *Truss2* de *Opensees*, a diferencia de los elementos *N4BiaxialTruss* utilizados en la modelación del muro TW2, tal como se indicó en la sección 2.5.3 de este documento.

5.1.4 Efecto de la losa

Para modelar un edificio de muros es necesario incorporar el efecto de la losa, a diferencia de la simulación de ensayos experimentales. Inicialmente se generó un modelo que no consideraba completamente el efecto de la losa y que conectaba ambos muros mediante elementos elásticos horizontales entre los nodos del ala de ambos muros. De este modo, se incluye el efecto solo de la losa ubicada entre ambas alas de los muros T. Sin embargo, debido a que los elementos horizontales y diagonales del BTM no tienen resistencia a tracción, al aplicar el peso propio de la estructura de manera distribuida en todos los nodos, la deformada evidenciaba una expansión lateral tanto en el alma como en el ala de los muros. Dado que los nodos de la base están restringidos, esta expansión de los muros generó un esfuerzo de corte considerable en la dirección longitudinal de cada muro, pero un esfuerzo de corte total nulo.

La Figura 5.4a muestra la estructura deformada luego de la aplicación del peso propio en el modelo que no considera el efecto de la losa, con un factor de amplificación de 2000. Los giros de los nodos no son incluidos en la deformada. La Figura 5.4b presenta la relación entre el corte basal de cada muro (V_b), normalizado por el peso sísmico del

edificio (P_S), y la deriva de techo del edificio. Se observa que la deformada no tiene la forma que se espera en un edificio con losas. Adicionalmente, el corte basal inducido en cada muro de 2.8% del peso sísmico del edificio es inesperadamente alto. En efecto, el corte basal generado en cada muro mediante un modelo lineal en el programa ETABS alcanza un 0.09% del peso sísmico del edificio.

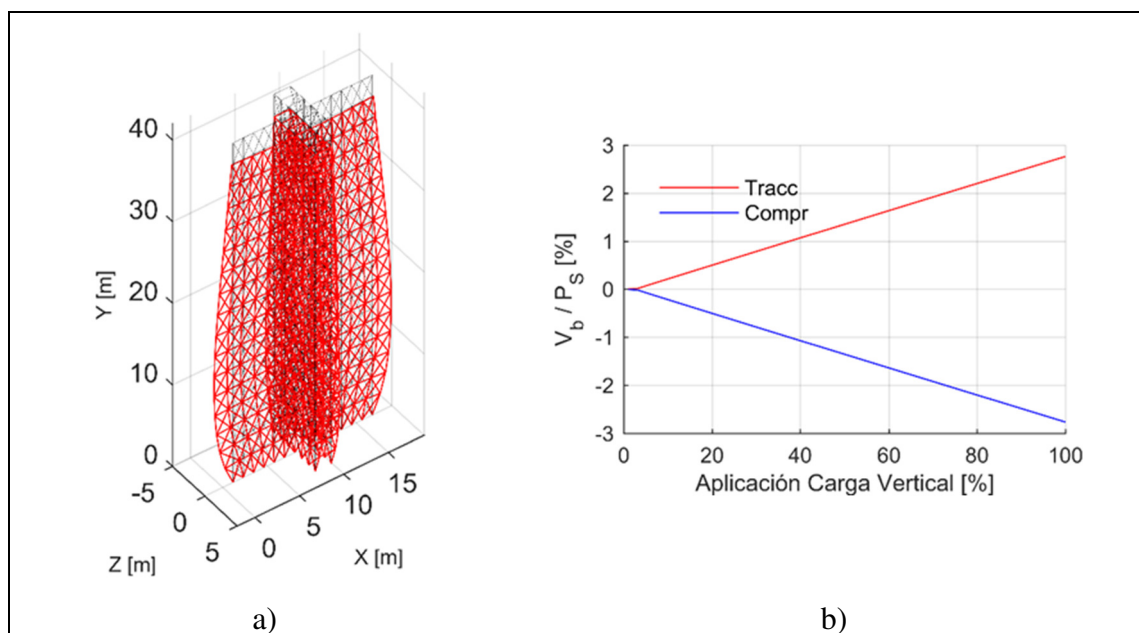


Figura 5.4: Peso propio en modelo sin considerar efectos de losa. a) Deformada amplificada en 2000. b) Corte basal generado.

Como segunda alternativa las losas se modelaron utilizando lo propuesto por los autores del BTM explicado en la sección 2.4.2 de este documento. Esto consiste principalmente en utilizar elementos viga rotulados con resistencia a tracción en el interior de la losa, elementos viga en los bordes de la losa y elementos diagonales sin resistencia a tracción. Se programó una rutina que generaba los nodos y elementos necesarios para modelar la losa mediante BTM, sin embargo, esta alternativa de modelación implicaba un aumento de 442 nodos a 1594 nodos (aumento de 3.6 veces) y de 1568 elementos a 6480 elementos (aumento de 4.1 veces). Este significativo aumento de tamaño del modelo

requiere el uso de la versión de *Opensees* que permite utilizar procesamiento paralelo. Sin embargo, como se indicó en la sección 2.5.6 de este documento, no fue posible lograr el funcionamiento de esta versión del programa. La Figura 5.5 presenta el modelo generado utilizando elementos del BTM en la losa, el cual no fue analizado debido a su mayor complejidad.

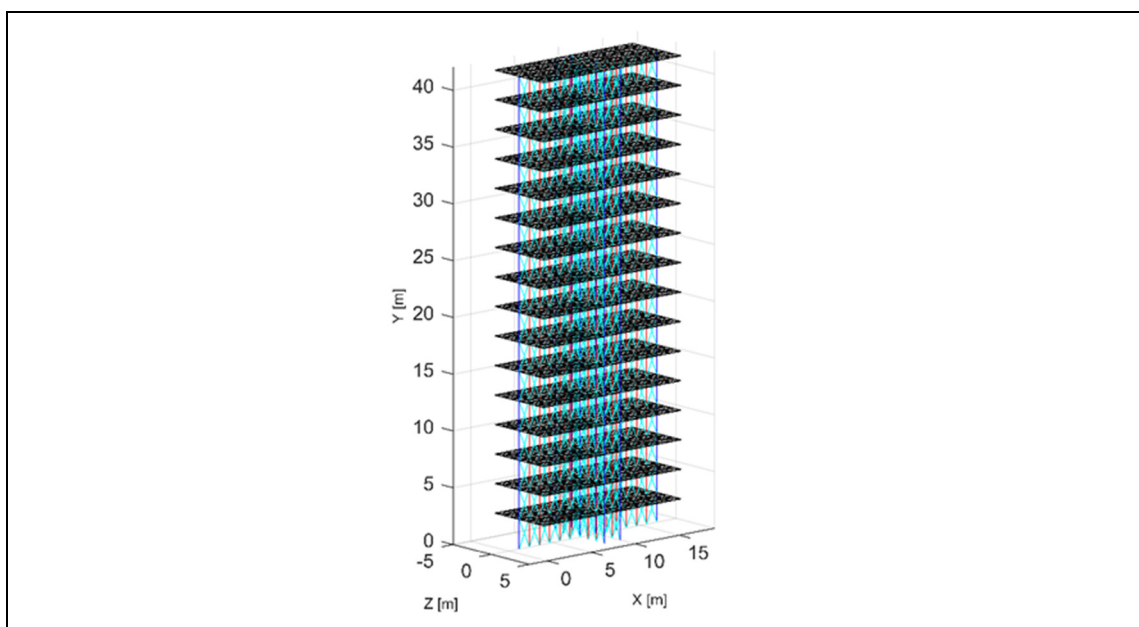


Figura 5.5: Modelo del edificio con muros T utilizando elementos BTM en la losa.

Debido a la complejidad de simular la losa mediante elementos tipo BTM, se resolvió considerar el efecto de la losa mediante la incorporación de un diafragma rígido en cada piso, que restringe la deformación en el plano de la losa. Una desventaja de esta consideración es que, cuando la discretización considera solo un elemento vertical por cada piso el diafragma rígido no permite incorporar el comportamiento de los elementos horizontales del BTM. El diafragma rígido por piso se generó creando un nodo maestro por piso, ubicado en el punto medio del pasillo que separa ambas alas de los muros. La ubicación del nodo maestro de cada piso se muestra con una cruz en una vista en planta

del edificio, en la Figura 5.6. Este nodo maestro está ligado a todos los demás nodos del piso respectivo mediante una restricción cinemática del tipo diafragma. Los grados de libertad del nodo maestro son tres, dos desplazamientos perpendiculares y un giro de torsión. En este nodo se concentra toda la masa del piso, asignada en los tres grados de libertad asociados a desplazamientos. No se asigna inercia rotacional debido a que se analiza la dirección X de la sección modelada.

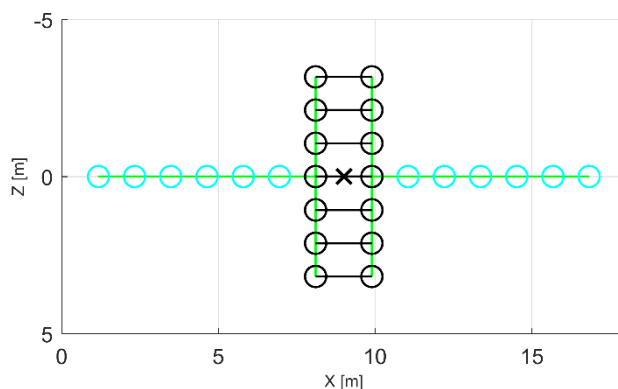


Figura 5.6: Vista en planta del modelo BTM, edificio con muros T. Ubicación nodo maestro y conexión entre muros.

La losa de conexión entre los dos muros T del edificio se modeló de cuatro maneras diferentes, de manera adicional al diafragma rígido antes mencionado. En tres de ellas se unieron los nodos de las alas de ambos muros mediante elementos horizontales, como se presenta en la Figura 5.6. Los elementos utilizados para simular la losa en cada uno de los cuatro modelos son:

- (a) Elementos elásticos con inercia reducida. Considera las propiedades brutas de la sección de la losa. Para el comportamiento a flexión se considera la rigidez flexural agrietada de $0.25 E_c I_g$, recomendada por PEER/TBI (2017) y ACHISINA (2017).

- (b) Elementos con rótulas plásticas en los extremos. Considera la armadura de la losa. No se requiere modificar la resistencia flexural, debido a que estos elementos se modelan con fibras (ACHISINA, 2017). Las relaciones constitutivas utilizadas corresponden a las del BTM.
- (c) Elementos con rótulas plásticas con acero reducido en los extremos. Elementos con rótulas plásticas en los extremos equivalentes a los del modelo b, pero utilizando una cantidad de acero reducida en 4 veces, para reducir el momento máximo alcanzado por la losa.
- (d) Sin elementos horizontales. En este modelo la interacción entre los muros se debe a la restricción de desplazamiento que genera el diafragma rígido. No existe transmisión de esfuerzos de corte a través de la losa.

Para simular la losa se consideró una armadura superior e inferior de $A_s = 0.0018 bd$, que equivale a la armadura mínima flexural requerida por el ACI 318 (2014). El modelo con rótulas plásticas con acero reducido se generó luego de observar en los resultados del modelo con rótulas plásticas un momento mayor que la resistencia nominal esperada del elemento de la losa. Esto se explica en detalle en la sección 5.4.5.

5.1.5 Comparación de rigidez y periodo

A modo de verificación del modelo BTM, se comparó el periodo y la rigidez con las de un modelo lineal realizado en ETABS. El modelo ETABS corresponde al mismo eje resistente modelado en Opensees, considerando un diafragma rígido por cada piso. Si se consideran las propiedades esperadas del hormigón, al igual que en el modelo BTM, el periodo en la dirección X del modelo ETABS se reduce de 0.613 seg a 0.556 seg. Los periodos obtenidos con los cuatro modelos BTM y el porcentaje de diferencia respecto al periodo del modelo ETABS se presentan en la Tabla 5.2. Existe una diferencia porcentual promedio del orden de un 10% entre los periodos de los modelos, siendo más rígidos los cuatro modelos BTM. Un motivo para que los modelos BTM tengan esta mayor rigidez es que consideran el aporte de las barras de acero. El hormigón confinado no produce

aumento en la rigidez inicial en los modelos BTM, debido a la relación constitutiva utilizada.

El método aplicado para comparar la rigidez de los modelos BTM con la del modelo ETABS consistió en aplicar una fuerza de 1 kN en dirección X en el nodo de intersección del ala y alma del muro izquierdo a nivel de techo y comparar el desplazamiento generado en ese mismo nodo. En el modelo ETABS con propiedades esperadas se obtuvo un desplazamiento de techo de 0.011 mm. Los desplazamientos obtenidos en los cuatro modelos BTM generados y el porcentaje de diferencia respecto al desplazamiento del modelo ETABS se presentan en la Tabla 5.2. En este caso, la diferencia porcentual de 24% en promedio es mayor que la obtenida para los periodos. Sin embargo, los desplazamientos obtenidos tienen magnitudes que son comparables a las del modelo ETABS, por lo que es posible concluir que la rigidez de los modelos BTM comparable a la del modelo ETABS. Adicionalmente, la Tabla 5.2 muestra consistencia entre el desplazamiento y el periodo de los modelos BTM, porque el modelo más rígido (menor periodo) tiene menor desplazamiento.

Tabla 5.2: Comparación de periodos y rigidez modelos BTM respecto a modelo ETABS, edificio con muros T.

Modelo	Notación	Periodo		Desplazamiento	
		T_x [seg]	Diferencia [%]	u_x [mm]	Diferencia [%]
ETABS	ME	0.556	-	0.0110	-
Conexión Elástica	MA	0.502	9.6	0.0084	23.9
Rótula Plástica	MB	0.478	14.1	0.0074	32.3
Rótula Plástica Acero Reducido	MC	0.508	8.6	0.0086	21.9
Solo Diafragma Rígido	MD	0.516	7.2	0.0089	19.0

5.2 Aplicación de Peso Propio

El peso propio de la estructura se aplicó de forma distribuida y uniforme en todos los nodos del modelo, a fin de evitar deformaciones concentradas. El peso sísmico de cada uno de los primeros 15 pisos es de 1606 kN, mientras que el peso sísmico del techo es 1430 kN, debido a las cargas vivas y muertas de techo consideradas (Tabla 4.2). El peso sísmico total del modelo es $P_s = 25520$ kN, y es la cuarta parte del peso sísmico presentado en la Tabla 4.3, debido a que el modelo considera solo una de las cuatro secciones del edificio de estudio. La carga axial de cada uno de los muros T, luego de la aplicación del peso propio, corresponde a $0.088 f'_c A_g$.

La Figura 5.7a muestra la estructura deformada luego de la aplicación del peso propio para el modelo MD, amplificando los desplazamientos en 2000. Los giros de los nodos no son incluidos en la deformada. En este caso, la deformada del edificio tiene la forma esperada. La Figura 5.7b presenta la relación entre el corte basal de cada muro (V_b), normalizado por el peso sísmico (P_s), y la deriva de techo del edificio. El esfuerzo de corte que alcanza cada uno de los muros es de 0.02% del peso sísmico, valor del mismo orden de magnitud que el registrado en el modelo ETABS, a diferencia de lo que se observó en el modelo que no considera el efecto de la losa.

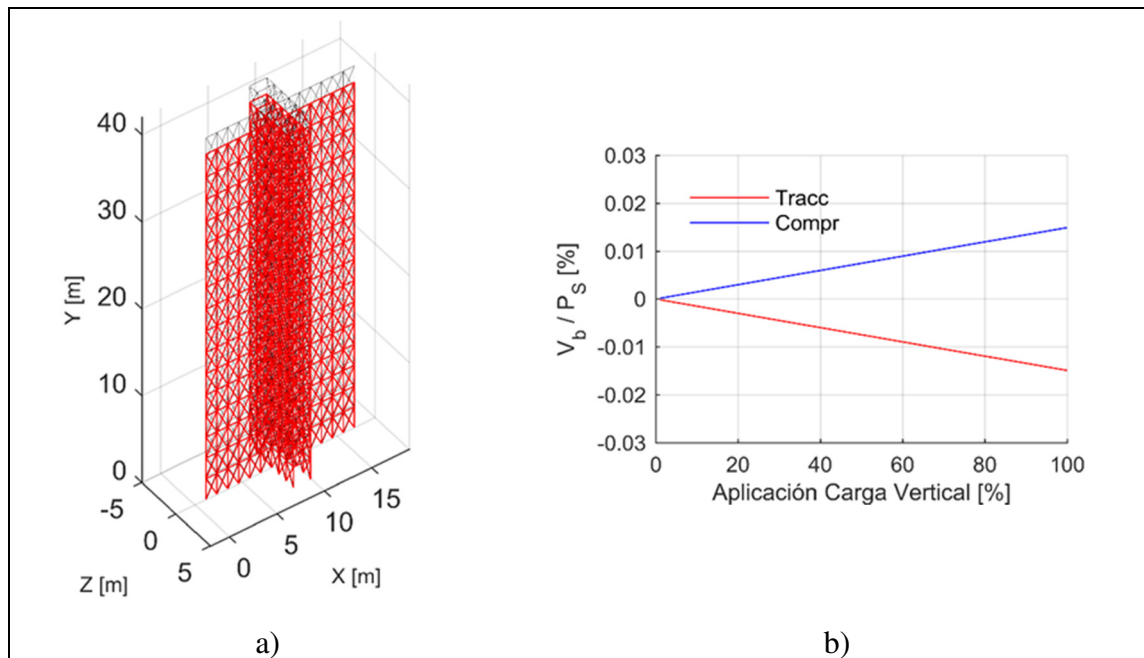


Figura 5.7: Peso propio en modelo MD de muros T. a) Deformada amplificada en 2000. b) Corte basal generado.

5.3 Aplicación de Carga Lateral

La carga lateral del edificio fue aplicada en el centro de gravedad de cada piso, es decir, en el nodo maestro que define cada diafragma rígido. La carga lateral se aplicó según el modo fundamental de la estructura, obtenido del modelo ETABS. Las fuerzas aplicadas en cada piso, normalizadas respecto al último piso, se indican en la Tabla 5.3. El mayor aumento en el patrón de carga lateral se da entre los pisos 12 y 13, lo que coincide con los pisos de mayor deriva del centro de masas, según la Figura 4.5.

Tabla 5.3: Carga lateral aplicada, modelos con muros T.

Piso	Fuerza [kN]	Piso	Fuerza [kN]
1	0.013	9	0.456
2	0.040	10	0.533
3	0.077	11	0.611
4	0.124	12	0.690
5	0.179	13	0.769
6	0.241	14	0.847
7	0.309	15	0.924
8	0.381	16	1.000

El análisis estático no lineal se realizó controlando el desplazamiento del nodo maestro del techo. *Opensees* calcula el factor por el cual se amplifica el patrón de cargas para alcanzar el desplazamiento de techo objetivo, en cada paso de aplicación de carga. Se consideró un test de convergencia de incremento de energía con un máximo de 1000 iteraciones. Se utilizó el algoritmo de *KrylovNewton* con un incremento del tipo inicial como primera alternativa de solución, un algoritmo de *Newton* con tangente inicial como segunda alternativa y un algoritmo de *NewtonLineSearch* como última opción, al igual que en la validación de los muros WSH6 y TW2. Como el edificio tiene diafragmas rígidos, fue necesario utilizar un *ConstrainHandler* de *Opensees* del tipo *Transformation*

en lugar del tipo *Plain* utilizado comúnmente, debido a que este último no es compatible con las restricciones del tipo diafragma. El método de solución consistió en definir un paso de desplazamiento y una tolerancia absoluta para el test de convergencia, en caso de no encontrar solución factible se cambiaba el algoritmo al siguiente en la lista de los tres utilizados. En caso de no lograr convergencia con ninguno de los tres algoritmos en un incremento de desplazamiento, se reduce el incremento de desplazamiento a la mitad y se prueban nuevamente los tres algoritmos. La reducción del incremento de desplazamiento a la mitad se utiliza hasta que el paso de desplazamiento fuera menor a 0.000025 cm. En caso de no lograr convergencia con este incremento, finaliza el análisis y se asume que no es factible continuar aplicando carga lateral debido a que alguno de los elementos alcanzó su límite de resistencia o debido a dificultades de convergencia.

Las tolerancias absolutas consideradas para los análisis fueron tres: 10^{-4} kips-in, $5 \cdot 10^{-5}$ kips-in y 10^{-5} kips-in. Los pasos de desplazamientos iniciales utilizados fueron seis: 0.5 cm, 0.1 cm, 0.05 cm, 0.01 cm, 0.005 cm y 0.001 cm. De este modo, para cada modelo se realizaron 18 análisis diferentes, para luego seleccionar aquellos que alcanzaron el mayor desplazamiento de techo. Se observó que, utilizando el algoritmo mencionado, el desplazamiento máximo alcanzado en varios casos era muy similar, y la diferencia radicaba solo en la cantidad de puntos de las curvas obtenidas. Para los modelos con conexión elástica (modelo MA) y solo con diafragma rígido (modelo MD) se obtuvo el mismo desplazamiento máximo en al menos 11 de los 18 análisis. Para los modelos con rótulas plásticas (modelos MB y MC), el mayor desplazamiento máximo se logró en una menor cantidad de análisis, específicamente en 6 de 18 análisis. El tiempo de ejecución de estos 18 análisis fue variable según el elemento utilizado para modelar la conexión entre los muros, variando desde 11 horas hasta 52 horas para el set completo de 18 análisis.

5.4 Resultados Análisis No Lineal

Los principales resultados de los cuatro modelos del edificio con muros T se presentan en esta sección. Se presentan las curvas de corte basal vs deriva de techo, deformada, modo de falla, distribución de corte y de carga axial entre los muros, momentos en los elementos de conexión entre los muros, comportamiento local de las diagonales y de las fibras de los elementos verticales más solicitados. El criterio de falla adoptado para los análisis fue que la diagonal más comprimida alcanzara su deformación unitaria última y agotara su resistencia, o que no se lograra la convergencia posteriormente a que los elementos de la losa alcancen su resistencia máxima a flexión. En todo el capítulo los resultados se presentan con cuatro curvas de distintos colores, una curva azul para el modelo con conexión elástica de inercia reducida (modelo MA), una curva negra para el modelo con rótulas plásticas en los extremos (modelo MB), una curva roja para el modelo con rótulas plásticas con acero reducido (modelo MC) y una curva naranja para el modelo solo con diafragma rígido (modelo MD). Para los resultados asociados a muros, elementos o fibras, los valores asociados al muro traccionado se grafican con línea continua, y los asociados al muro comprimido se grafican con línea segmentada, respetando los colores asociados a cada modelo.

5.4.1 Corte basal vs Deriva de techo

La Figura 5.8 muestra la relación entre el corte basal (V_b) normalizado por el peso sísmico (P_s) y el desplazamiento de techo normalizado por la altura total del edificio, para los cuatro modelos. Se destaca con una línea punteada verde el corte basal de diseño de la dirección de análisis, que corresponde a un 6.2% del peso sísmico del edificio. El modelo con conexión elástica (modelo MA) alcanza el mayor corte basal, equivalente a un 27.9% del peso sísmico. Luego lo siguen el modelo MB, el modelo MD y finalmente el modelo MC, con un 20.4%, 20.2% y 17.4% del peso sísmico, respectivamente. Estos porcentajes de corte basal corresponde a entre 2.8 y 4.5 veces el corte basal de diseño del edificio en la dirección de análisis.

Respecto a la deriva de techo última, el modelo que alcanza la mayor deriva (1.25%) corresponde al modelo solo con diafragma rígido (modelo MD). Luego lo siguen el modelo MA, el modelo MC y finalmente el modelo MB, con un 0.84%, 0.42% y 0.27% de deriva máxima, respectivamente. La respuesta de todos los modelos es muy similar hasta un corte basal del 10% del peso sísmico, asociado a una deriva de techo de 0.05% aproximadamente. Posteriormente, se observan similitudes de comportamiento entre el modelo con conexión elástica (modelo MA) y el modelo con rótulas plásticas (modelo MB), y también se comportan de manera similar entre si el modelo solo con diafragma rígido (modelo MD) y el modelo con rótulas plásticas con acero reducido (modelo MC).

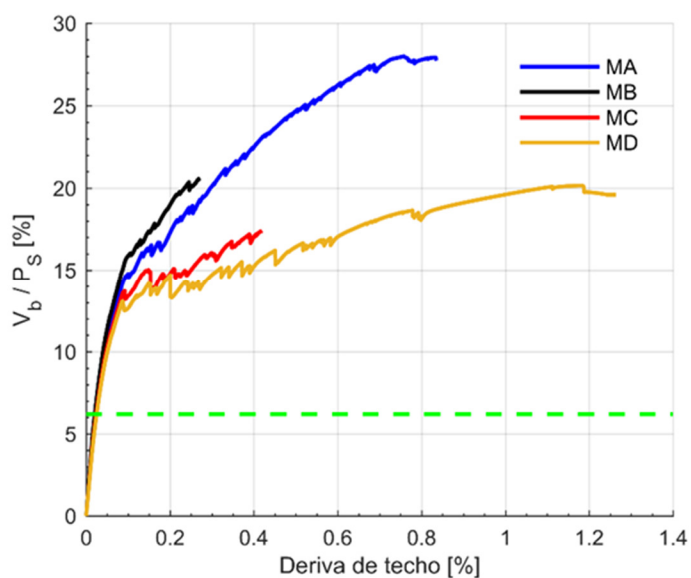


Figura 5.8: Corte basal vs Deriva de techo en edificio con muros T.

La deriva última de un edificio de muros de hormigón armado no es un valor directo de calcular en base a su geometría. Sin embargo, es posible tomar como referencia el valor de desplazamiento de techo establecido en el decreto supremo N°61 (MINVU, 2011), el cual fue calibrado posteriormente al terremoto del Maule. Para el edificio con muros T, este desplazamiento de techo es 12.98 cm en la dirección X (Tabla 4.5), equivalente a una deriva de 0.31%. La Figura 5.8 muestra que los valores de deriva

obtenidos analíticamente son mayores a la deriva última de la norma, excepto para el modelo con rótulas plásticas (modelo MB), el cual alcanzó un valor levemente menor (deriva de 0.27%).

Jünemann et al. (2016) realizaron un análisis estático no lineal en el programa DIANA de dos planos resistentes de un edificio de muros de hormigón armado ubicado en Santiago, el cual tiene 18 pisos y 2 subterráneos. La geometría del muro del plano resistente U es similar a la de un muro T, salvo por una discontinuidad en la altura que presenta al nivel basal. El espesor del muro es de 25 cm, la longitud del alma es de 5.75 mts en los subterráneos y 6.95 mts en los pisos superiores. El muro no tiene refuerzo de confinamiento. El desplazamiento de techo alcanzado en un modelo que considera variación de la carga axial de los muros es del orden de 20 cm, lo que representa una deriva de techo de aproximadamente 0.38%. Este valor obtenido por Jünemann et al. (2016) se asemeja mucho al obtenido en el modelo con rótulas plásticas con acero reducido (modelo MC) de este estudio (0.42%).

Por otro lado, Ugalde et al. (2018) realizaron un análisis estático no lineal considerando 8 modelos 3D con distintos niveles de sofisticación desarrollados en Perform 3D. Los modelos representan un edificio de muros de hormigón armado ubicado en Santiago de 17 pisos y 2 subterráneos. No se indica detalladamente la geometría de los muros, salvo que estos no tienen refuerzo de confinamiento, y que sus espesores varían entre 15 cm y 20 cm. El corte basal máximo alcanzado por los modelos no lineales de Ugalde et al. (2018) varía entre 20% y 28% del peso sísmico de la estructura, similar al observado en la Figura 5.8. Respecto a la deriva última de techo Ugalde et al. (2018) obtuvieron valores entre 0.8% y 2.0%, según la sofisticación del modelo, siendo en general mayor a las derivas obtenidas en esta tesis (Figura 5.8). Ugalde et al. (2018) identifican la deriva asociada al corte basal máximo de los 8 modelos 3D, la cual es aproximadamente de 0.55%. Este valor solo es alcanzado en dos de los cuatro modelos BTM desarrollados en esta tesis.

5.4.2 Deformada y modo de falla

La Figura 5.9 presenta la deformación en el modelo con conexión elástica (modelo MA) al momento de la falla (deriva de 0.84%), amplificada en 10. La deformada fue generada solo con los desplazamientos de cada nodo, es decir, no incluye los giros en los nodos. La estructura evidencia una leve torsión en planta, la cual se presume que se debe a motivos de convergencia numérica. El desplazamiento máximo fuera del plano del alma es menor a un 1% del desplazamiento máximo en la dirección de análisis. Si se restringe la torsión de los diafragmas de piso, el modelo no es capaz de lograr una convergencia adecuada.

El modo de falla del modelo con conexión elástica (modelo MA) y del modelo solo con diafragma rígido (modelo MD) corresponde a la falla por compresión de la diagonal más solicitada, la cual alcanza su deformación última. En los modelos con rótulas plásticas (modelos MB y MC), el término de la convergencia se debe a los elementos de conexión entre los muros, los cuales alcanzan su momento máximo en los pisos superiores, y no permiten la transmisión de mayores esfuerzos entre los muros. Por lo tanto, estos dos modelos no indican un modo de falla como tal y en cambio presentan dificultades de convergencia. Esto se refleja en las secciones 5.4.5 y 5.4.6.

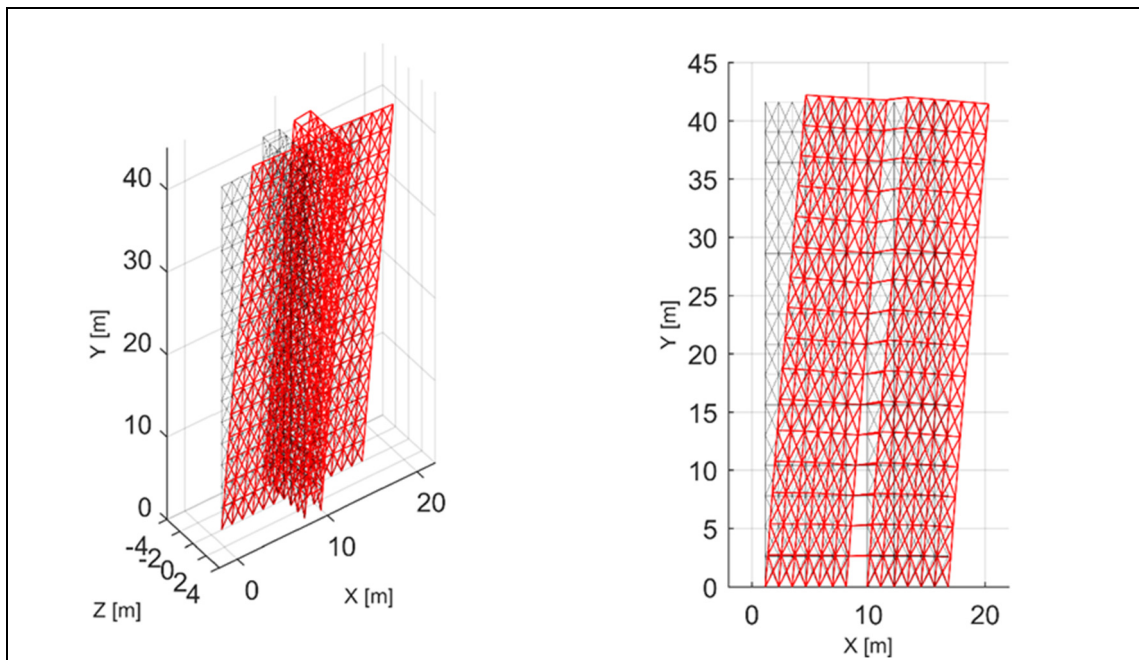


Figura 5.9: Deformada final de edificio con muros T, modelo MA.

La Figura 5.10 muestra un zoom de la Figura 5.9 en la zona asociada al alma de los muros en los tres primeros pisos. En esta figura se destacan en azul las diagonales más solicitadas, mientras que en celeste se presentan elementos verticales de interés, en ambos extremos de las almas. El comportamiento de estos elementos se estudia con mayor detalle en las secciones 5.4.6 y 5.4.7. Se observa que el elemento vertical izquierdo del muro traccionado (muro izquierdo) se encuentra claramente traccionado, mientras el elemento vertical derecho de este muro se encuentra levemente traccionado. Para el muro en compresión (muro derecho), se observa con mayor claridad que el elemento vertical izquierdo se encuentra traccionado, mientras el elemento vertical derecho se encuentra comprimido.

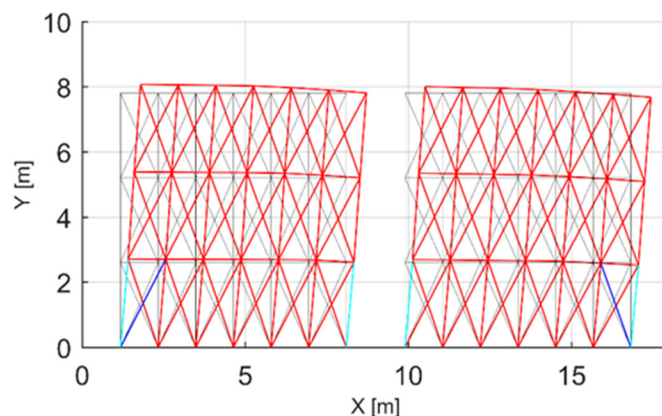


Figura 5.10: Zoom del alma en deformada final modelo MA, edificio con muros T.

5.4.3 Carga axial en muros

La Figura 5.11 muestra el comportamiento de la carga axial de ambos muros T en cada uno de los cuatro modelos. En línea continua se presenta el muro traccionado y en línea discontinua el muro comprimido. Se observa que el modelo con conexión elástica (modelo MA) es el que presenta mayor variación total de carga axial, alcanzando una variación de $0.084 f'_c A_g$, valor similar a la carga axial debido a fuerzas gravitacionales ($0.088 f'_c A_g$). Al momento de la falla, en este modelo se predice una carga axial cercana a cero en el muro traccionado ($0.004 f'_c A_g$). El modelo solo con diafragma rígido (modelo MD) no presenta variación de carga axial debido a que el diafragma no transmite esfuerzos de corte en la losa. El modelo con rótulas plásticas (modelo MB) presenta la mayor variación de carga axial respecto a la deriva de techo, lo que también se observó en el caso del corte basal, en la sección 5.4.1. Por el contrario, el modelo con rótulas plásticas con acero reducido (modelo MC) es el que presenta la menor variación de carga axial respecto a la deriva de techo, alcanzando una variación total de $0.015 f'_c A_g$. Al igual que en la sección anterior, se observan comportamientos similares entre el modelo MD y el MC, y a su vez entre el MA y el MB.

Jünemann et al. (2016) también analizó la variación de carga axial en un edificio de hormigón armado sometido a un análisis estático no lineal. En su estudio estimaron una variación de carga axial máxima de $0.32 f'_c A_g$, que es 3.8 veces la variación de carga axial máxima obtenida en este estudio. Sin embargo, la carga axial inicial del muro estudiado por Jünemann et al. (2016) ($0.15 f'_c A_g$.) es mayor a la carga axial inicial de este estudio ($0.088 f'_c A_g$). La mayor carga axial inicial en el estudio de Jünemann et al. (2016) se debe al menor espesor de los muros (20 cm) y la consideración de subterráneos en el modelo, lo que implica un mayor tamaño de losas en los primeros pisos, con estacionamientos y jardines, además de la reducción de la sección del muro, comentada en la sección 5.4.1.

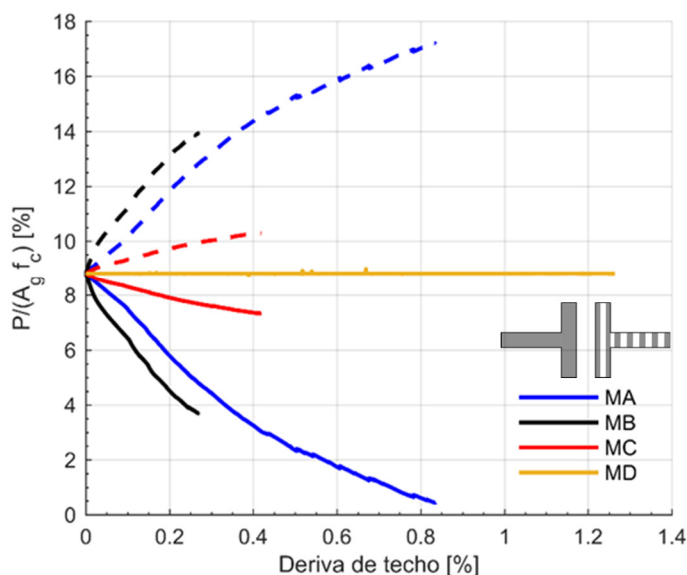


Figura 5.11: Distribución de carga axial entre muros T (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada).

5.4.4 Corte en muros

La Figura 5.12 presenta la distribución de corte basal entre ambos muros T de la sección de estudio, en cada uno de los cuatro modelos. Se observa que los cuatro modelos predicen que el muro comprimido resiste significativamente más corte que el muro

traccionado. La razón promedio (considerando el total de datos) entre el corte basal del muro comprimido y el muro traccionado de los modelos MA, MB, MC y MD es 5.0, 6.1, 4.0 y 3.6, respectivamente. La Tabla 5.4 presenta el porcentaje del corte basal total que resiste cada muro en cada uno de los modelos, para tres valores de deriva. Estos resultados indican que, independientemente del modelo, al menos un 75% del corte basal es resistido por el muro comprimido. En el caso del muro traccionado, los cuatro modelos tienen un comportamiento similar hasta una deriva de 0.09%, asociado a un corte basal del 3.4% del peso sísmico. Posteriormente, los modelos presentan variaciones entre ellos, con diferencias menores a un 1.0% del peso sísmico hasta una deriva de 0.5%. Tanto el modelo con conexión elástica (modelo MA) como el modelo solo con diafragma rígido (modelo MD) predicen un aumento del corte basal en el muro traccionado antes de alcanzarse la falla de la sección.

Para el caso del muro comprimido se observa una mayor variación del esfuerzo de corte estimado por cada uno de los modelos. El comportamiento de este muro comprimido es similar en los cuatro modelos hasta una deriva aproximada de 0.04%, asociada a un corte basal del 5.9% del peso sísmico. Posteriormente, los modelos predicen diferentes valores del esfuerzo de corte del muro comprimida y la diferencia máxima es del 9.0% del peso sísmico.

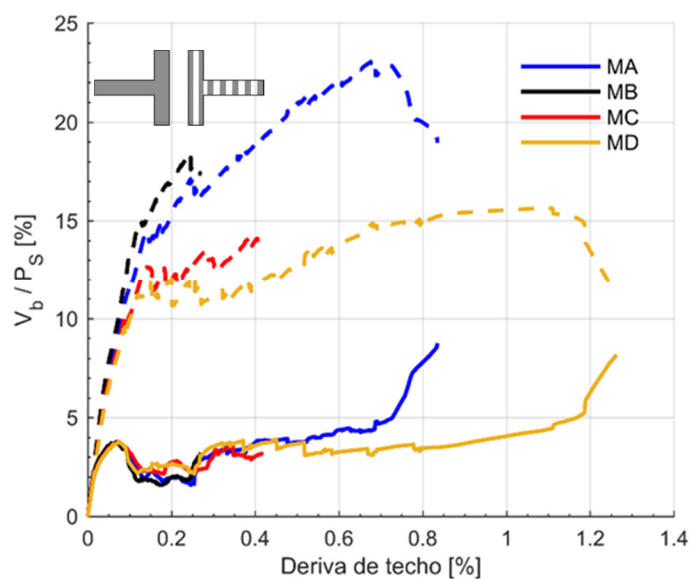


Figura 5.12: Distribución de corte basal entre muros T (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada).

Tabla 5.4: Porcentaje de corte basal en muros T traccionados y comprimidos para distintos niveles de deriva.

Deriva [%]	Modelo MA		Modelo MB		Modelo MC		Modelo MD	
	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.
0.1	21.5	78.5	15.9	84.1	24.1	75.9	21.3	78.7
0.2	11.3	88.7	10.5	89.5	18.5	81.5	18.2	81.8
0.4	16.7	83.3	-	-	17.9	82.1	23.6	76.4

5.4.5 Momentos en la losa

La Figura 5.13 presenta el momento máximo registrado en los elementos de conexión de los muros, en cada uno de los pisos, en el momento de la falla o término de convergencia. Los elementos horizontales utilizados para simular la losa tienen un ancho de 105.83 cm, que corresponde a la separación de los elementos verticales del ala del muro, como se observa en la Figura 5.3. La resistencia flexural de estos elementos, obtenida con propiedades esperadas de los materiales, es 19.0 kN-m.

El modelo con conexión elástica (modelo MA) alcanza un momento máximo de 187.5 kN-m en el octavo piso, valor que es 10 veces mayor a la resistencia esperada. Debido al elevado valor del momento, es que se consideró un segundo modelo en esta tesis con rótulas plásticas concentradas en los extremos (modelo MB). Este modelo alcanza un momento máximo de 83.6 kN-m, en el séptimo piso, y registra momentos del mismo orden en todos los pisos superiores. Este momento es 4.4 veces mayor a la resistencia esperada, por lo que se realizó un tercer modelo, en el cual se aseguró que los elementos de las losas alcanzaran un momento máximo cercano a la resistencia esperada, al instante del término de la convergencia. El modelo con rótulas plásticas con acero reducido (modelo MC) alcanza un momento máximo de 20.8 kN-m, el cual se produce desde el séptimo piso hasta el último piso. En el modelo solo con diafragma rígido (modelo MD) no se generan estos momentos, debido a que no se consideran elementos de conexión entre los muros. En la Figura 5.13 se identifica que los modelos con rótulas plásticas alcanzan la resistencia flexural máxima de los elementos de conexión en cerca de la mitad de los pisos de la estructura. Esta condición dificulta la convergencia e impide encontrar soluciones factibles para una mayor deriva de techo en estos modelos, y no se logra evidenciar la falla en alguna fibra de hormigón.

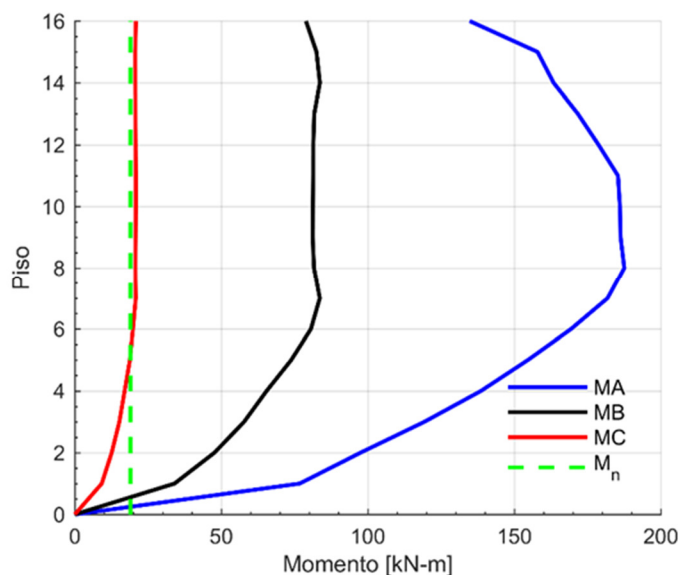


Figura 5.13: Momento máximo por piso en edificio con muros T.

5.4.6 Comportamiento local de diagonales críticas

La Figura 5.14 muestra la relación entre la deformación unitaria y la tensión respecto a la deriva de techo de las dos diagonales más solicitadas de los muros simulados. Estas diagonales se identifican con color azul en la Figura 5.10. En línea continua se muestra la diagonal más traccionada, perteneciente al muro traccionado. En línea discontinua se muestra la diagonal más comprimida, perteneciente al muro comprimido. Se observa que la deformación unitaria en estas diagonales es similar en los cuatro modelos, en el intervalo de deriva de techo en que coinciden. Para el modelo con rótulas plásticas (modelo MB), la diagonal traccionada alcanza una deformación unitaria de 0.0012 a una deriva de techo de 0.27%, mientras que la diagonal comprimida alcanza una deformación unitaria de 0.0008, a la misma deriva. Por su parte, el modelo con rótulas plásticas con acero reducido (modelo MC) alcanza una deformación unitaria de tracción y de compresión de 0.0017 y 0.0009, respectivamente, a una deriva de techo de 0.42%.

Para valores de deriva de techo mayor a 0.42% solo dos de los modelos registran respuesta, el modelo con conexión elástica (modelo MA) y el modelo solo con diafragma

rígido (modelo MD). En estos dos modelos, la diagonal comprimida alcanza su deformación unitaria última (0.004), sin embargo, esto sucede para distintos valores de deriva de techo. En los modelos MA y MD se produce un cambio en la tendencia de la deformación unitaria luego de alcanzar una deformación unitaria de compresión de 0.002, debido a que luego de esta deformación comienza la degradación de resistencia del hormigón no confinado. Se observa también que las tensiones máximas de compresión alcanzadas en los dos modelos con diagonal en falla no son iguales, y son menores a la resistencia esperada de 32.5 MPa. Esto se debe al efecto de degradación de resistencia de las diagonales incluido en el modelo, en el cual, dependiendo de la deformación unitaria normal al elemento, se reduce la resistencia a compresión.

Las diagonales no tienen resistencia a tracción en ninguno de los modelos, sin embargo, tanto en el modelo con conexión elástica (modelo MA) como en el modelo solo con diafragma rígido (modelo MD), las diagonales alcanzan una alta deformación unitaria. El modelo MA alcanza una deformación unitaria de tracción de 0.0066, mientras la diagonal traccionada del modelo MD alcanza un valor cercano al doble de la deformación unitaria de la diagonal comprimida, de 0.0078.

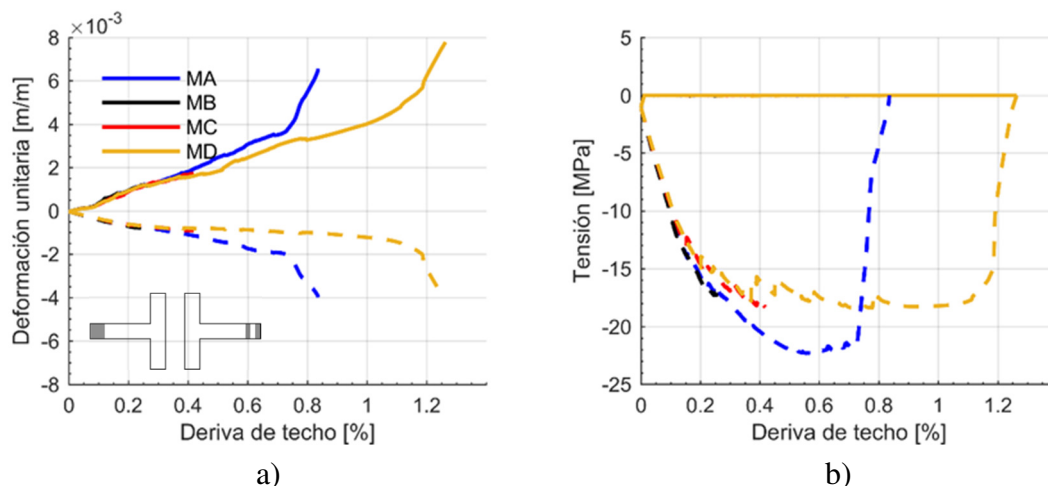


Figura 5.14: Comportamiento diagonales críticas ubicadas en el alma, edificio con muros T (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada). a) Deformación unitaria. b) Tensión.

5.4.7 Comportamiento local de fibras de hormigón confinado y de acero en elementos verticales externos

La Figura 5.15 presenta la relación entre la deformación unitaria y la tensión respecto a la deriva de techo de las fibras de hormigón confinado vertical ubicadas en el centro de la sección transversal de los elementos más solicitados de los muros simulados. Estos elementos verticales se presentan en color celeste en la Figura 5.10 y están ubicados en ambos bordes de cada alma. En línea continua se muestran las fibras asociadas al muro traccionado y en línea discontinua las fibras asociadas al muro comprimido. Los resultados se presentan de a pares, ambos bordes externos del alma y ambos bordes internos, estos últimos conectados entre sí por los elementos representativos de la losa. Se observa que el comportamiento de la deformación unitaria de las fibras ubicadas en los bordes externos es similar al de las diagonales críticas, presentado en la Figura 5.14. En estos elementos las fibras sí tienen resistencia a tracción, sin embargo, las fibras externas de todos los modelos alcanzan una deformación unitaria de tracción que supera la deformación última de tracción del hormigón (aproximadamente 0.0009), para derivas de techo mayores a 0.2%, por lo que en el punto final de cada modelo ya no existe tensión en el hormigón.

Para el comportamiento a compresión de las fibras externas (muro derecho), el modelo con rótulas plásticas (modelo MB) alcanza una deformación unitaria de 0.0011, mientras el modelo con rótulas plásticas con acero reducido (modelo MC) alcanza 0.0014. Por otra parte, tanto el modelo con conexión elástica (modelo MA) como el modelo solo con diafragma rígido (modelo MD) superan la deformación unitaria de 0.004, deformación con la cual se alcanza la falla del hormigón no confinado. Sin embargo, estas fibras no alcanzan la deformación unitaria asociada a la resistencia máxima confinada ($\varepsilon_{cc} = 0.007$). La deformación unitaria máxima de los modelos MA y MD es mayor a la deformación unitaria asociada a la pérdida de recubrimiento ($2 \varepsilon_o = 0.004$), por lo tanto, estos modelos sugieren una pérdida de recubrimiento exterior, seguida de una falla en compresión diagonal, en el extremo derecho del muro comprimido. La deformación unitaria de compresión alcanzada en las fibras verticales es menor a la mayor deformación

unitaria permitida para hormigón confinado, de 0.008 según el DS60 (MINVU, 2011). Los elementos verticales no incluyen el efecto de degradación de resistencia, razón por la cual se observa que, para iguales deformaciones unitarias, los modelos presentan la misma tensión.

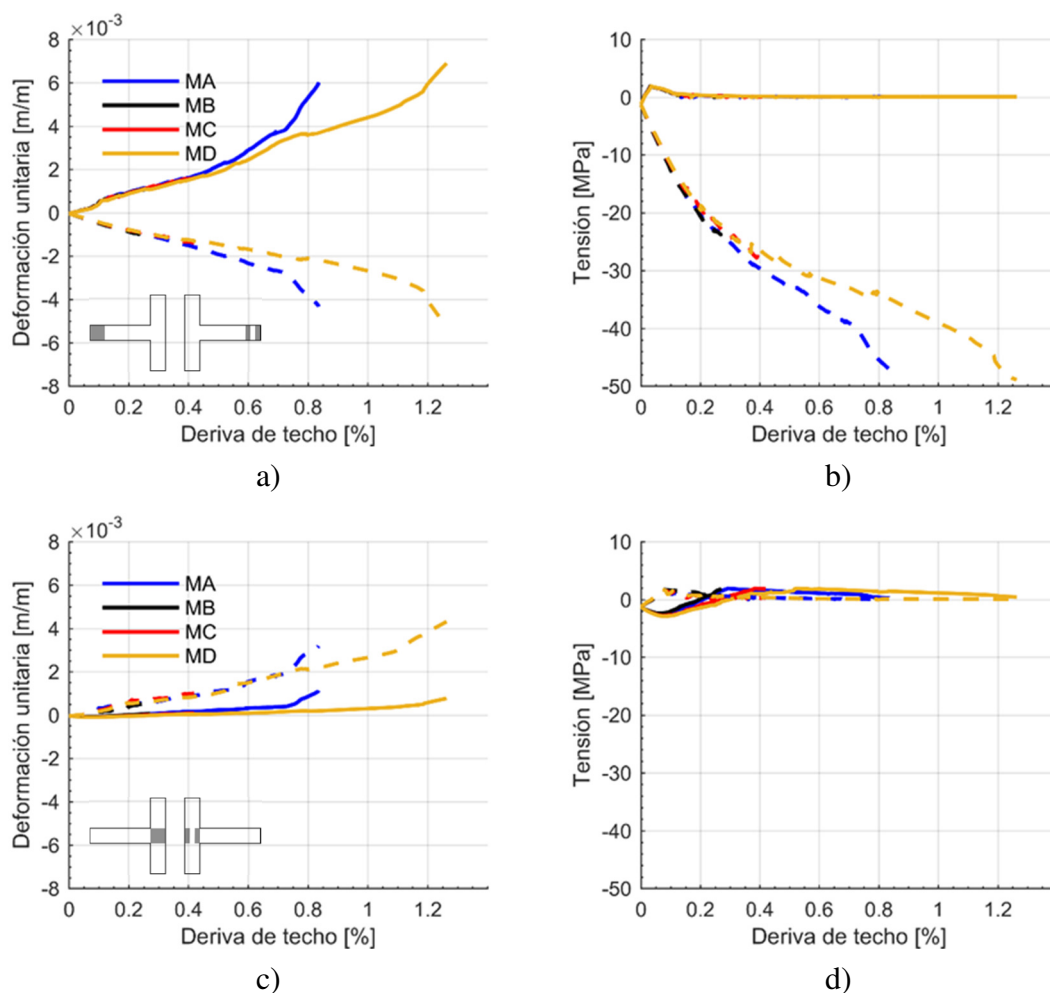


Figura 5.15: Fibras verticales de hormigón ubicadas en el alma, edificio con muros T (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada). a) Deformación unitaria bordes exteriores. b) Tensión bordes exteriores. c) Deformación unitaria bordes interiores. d) Tensión bordes interiores

Respecto a las fibras ubicadas en los bordes interiores (en la unión del ala con el alma de los muros), se observa que en ambos muros el comportamiento es mayoritariamente de tracción, con deformaciones unitarias de menor magnitud que en las fibras ubicadas en los bordes externos. La forma del aumento de deformación unitaria estimada en la fibra del borde interior perteneciente al muro comprimido (muro derecho) es similar a la observada en la fibra del borde externo del muro traccionado (muro izquierdo). En ambas fibras todos los modelos alcanzan una deformación unitaria asociada a tensión nula de tracción, con la diferencia de que en el borde interior del muro comprimido las deformaciones unitarias son aproximadamente un 55% de las deformaciones unitarias de tracción alcanzadas en el borde externo del muro traccionado. Para la fibra del borde interior del muro traccionado el comportamiento es diferente, comenzando con un aumento de compresión hasta una deriva de techo de 0.08%, para posteriormente traccionarse hasta alcanzar su resistencia a tracción a una deriva entre 0.27% y 0.53% según el modelo considerado. Para derivas mayores, la deformación unitaria en tracción aumenta y la tensión de tracción disminuye. Sin embargo, no se alcanza a predecir una tensión de tracción nula, puesto que la deformación unitaria máxima que se alcanza no supera 0.0012.

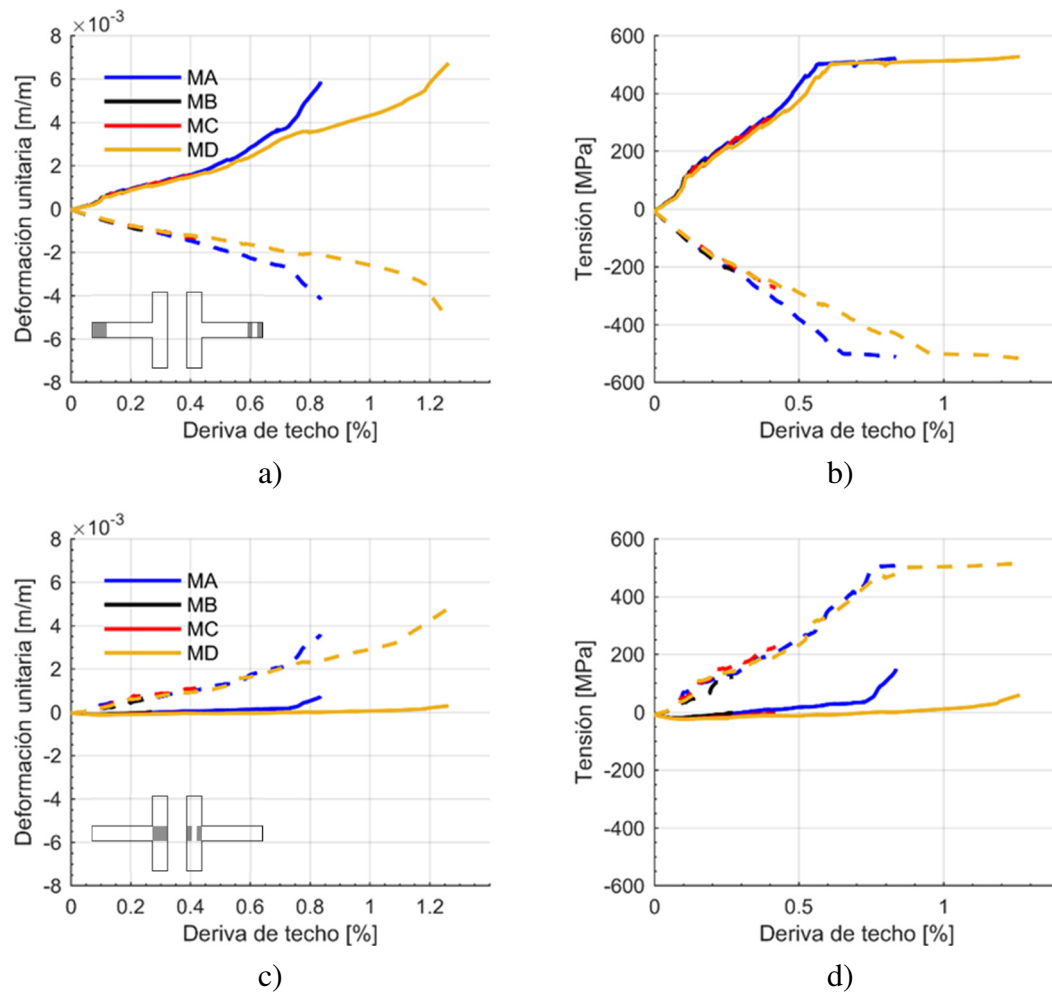


Figura 5.16: Fibras verticales de acero ubicadas en el alma, edificio con muros T (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada). a) Deformación unitaria bordes exteriores. b) Tensión bordes exteriores. c) Deformación unitaria bordes interiores. d) Tensión bordes interiores

La Figura 5.16 muestra la relación entre la deformación unitaria y la tensión respecto a la deriva de techo de las fibras de acero vertical ubicadas en el centro de la sección transversal de los elementos más solicitados de los muros simulados. Estas fibras se encuentran en los mismos elementos verticales que las fibras de hormigón confinado descritas anteriormente. En línea continua se muestran las fibras asociadas al muro traccionado y en línea discontinua las fibras asociadas al muro comprimido. Los

resultados se presentan de a pares, ambos bordes externos del alma y ambos bordes internos. Se observa que la deformación es igual a la observada en las fibras de hormigón, presentada en la Figura 5.15, lo cual debía cumplirse por ser fibras de un mismo elemento, ubicadas muy próximas entre sí. En el modelo con conexión elástica (modelo MA) y en el modelo solo con diafragma rígido (modelo MD) las fibras de acero ubicadas en los bordes externos entran en fluencia, tanto en tracción como en compresión, a una deriva de techo mayor a 0.5%, ocurriendo primero la fluencia en tracción. La deformación unitaria máxima alcanzada por estos modelos es del orden de 0.006 en tracción y 0.004 en compresión. Dada la razón s/d_b de las barras y la deformación unitaria alcanzada, no se espera pandeo de las barras comprimidas. Por otro lado, en los modelos con rótulas plásticas (modelos MB y MC) el acero ubicado en esta misma zona se comporta linealmente, puesto que la falla o pérdida de la convergencia se produce en los elementos de conexión entre los muros, a una menor deriva de techo.

Respecto a las fibras ubicadas en los bordes interiores, se observa que las fibras pertenecientes al muro comprimido (muro derecho) se traccionan, alcanzando la fluencia en los dos modelos con mayor deriva de techo (modelos MA y MD), al igual que ocurre con la fibra ubicada en el borde exterior del mismo muro, aunque para una deriva de techo levemente mayor. Por otro lado, la fibra perteneciente al muro en tracción (muro izquierdo) se comporta de manera elástica, alcanzando una tensión máxima de 140 MPa en el modelo con conexión elástica entre los muros (modelo MA). Esta baja tensión es producto de la poca deformación unitaria de esta fibra, lo cual se verifica en la Figura 5.10, donde la deformada en el momento de la falla evidencia que el nodo superior de este elemento vertical no tuvo una deformación considerable, prácticamente manteniendo su altura constante.

6 ANÁLISIS NO LINEAL EDIFICIO CON MUROS RECTANGULARES

Este capítulo contiene la aplicación del BTM al edificio de estudio con muros rectangulares. El análisis estático no lineal de este edificio es equivalente al del edificio con muros T, por lo tanto, en este capítulo solo se explican las definiciones que cambian respecto al caso anterior. Se indican los materiales considerados, la determinación del ángulo de inclinación de las diagonales del BTM, la discretización utilizada, las secciones y las dimensiones de los elementos.

6.1 Modelo BTM de Edificio con Muros Rectangulares

6.1.1 Materiales

Las propiedades de los materiales utilizados para simular los muros del edificio con muros rectangulares corresponden a las mismas utilizadas en el edificio de muros T (Tabla 5.1). En este caso solo se utilizan barras de 10 mm de diámetro, y no se considera hormigón confinado, debido a que los muros rectangulares no requieren elementos especiales de borde. En consecuencia, todo el hormigón del modelo tiene las propiedades de hormigón no confinado.

6.1.2 Ángulo de inclinación

El ángulo de inclinación de las diagonales de los muros rectangulares se calculó utilizando las mismas consideraciones detalladas en la sección 5.1.2. Para este edificio las dimensiones y la armadura de los muros son menores, y el ángulo del modelo BTM, obtenido con el momento nominal $M_n = 12860$ kN-m, es de 67.6° (Ecuación 1.8). Por lo tanto, fue necesario utilizar el límite de 65° según la restricción indicada por Lu et al. (2014, 2016). Para los muros rectangulares no se realizaron iteraciones para el estimar el ángulo de las diagonales, al igual que en el caso de los muros T.

6.1.3 Discretización y elementos

La discretización de la sección transversal de cada muro rectangular se realizó de modo que la sección de los bordes tuviera el mismo largo que la sección del borde libre del alma del muro T (115 cm). Se buscó que el ángulo de inclinación de las diagonales fuera cercano a 65° , que la altura de los nodos coincidiera con la altura de los pisos del edificio y que los elementos verticales externos estuvieran centrados en las secciones que representan.

Para el modelo BTM de la sección transversal del muro rectangular se consideraron 7 elementos verticales y un ángulo de inclinación de las diagonales de $\theta_d = 67^\circ$, valor similar al del muro T (66°). La discretización consideró un elemento horizontal por cada piso, del mismo modo que en el edificio con muros T. La imagen superior de la Figura 6.1 muestra la discretización de la sección transversal del muro rectangular y la imagen central presenta la discretización en fibras empleada en el BTM. La sección vertical que representa los bordes del muro contiene 16 barras de acero $\phi 10$. Las secciones interiores se distribuyeron uniformemente, tanto en área de acero como en área de hormigón.

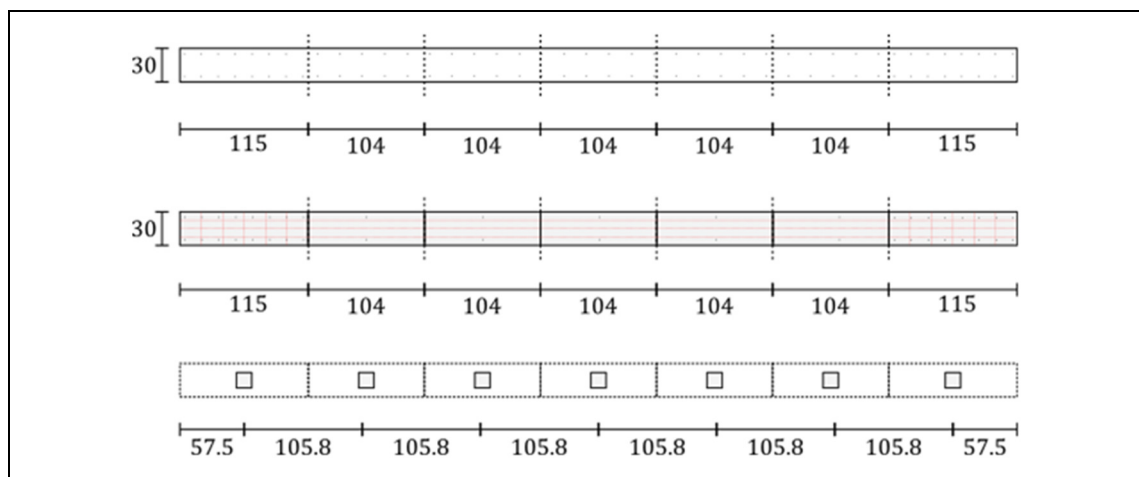


Figura 6.1: Discretización de un muro rectangular del segundo edificio de estudio. Unidades en cm.

Para la definición de los nodos y elementos del BTM, se ubicaron los elementos verticales representativos de los bordes del muro en el centro de sus respectivas secciones transversales. Esto difiere del modelo del muro T, debido a que la distancia entre los elementos de borde interiores de los muros rectangulares es mayor que la de los muros T. Los elementos representativos de las secciones internas se encuentran equiespaciados entre sí. La configuración mencionada se presenta en la imagen inferior de la Figura 6.1. El modelo de dos muros rectangulares tiene 14 nodos por piso, y en número total de nodos y elementos del modelo del edificio es 238 y 816, respectivamente. Estas cantidades son aproximadamente la mitad de las del modelo BTM del edificio con muros T.

Los nodos de la base de los muros rectangulares se empotraron, restringiendo sus seis grados de libertad. Para el resto de los nodos se consideraron las restricciones asociadas a un diafragma rígido por piso, explicadas en la sección 5.1.4 de este documento. Para simular los elementos verticales, horizontales y diagonales del modelo se utilizaron las mismas consideraciones que en los muros T.

6.1.4 Ancho colaborante de la losa

Al igual que en el modelo de muros T, se considera el efecto de la losa mediante un diafragma rígido en cada piso. El diafragma rígido por piso se generó del mismo modo que en el edificio con muros T y la ubicación del nodo maestro de cada piso se muestra con una cruz en una vista en planta del segundo edificio, en la Figura 6.2. Este nodo maestro tiene las mismas características explicadas en el capítulo anterior, en lo que respecta a restricciones cinemáticas y asignación de masa.

La losa de conexión entre los dos muros rectangulares se modeló de las mismas cuatro maneras que en el edificio de muros T. La diferencia en este caso radica en la definición de un ancho efectivo de la losa y que se utiliza un único elemento para representar la losa de conexión entre los dos muros rectangulares. En este estudio se utilizó un ancho efectivo de la losa de 90 cm, equivalente a la mitad del ancho de pasillo, según recomendación de Moehle (2015).

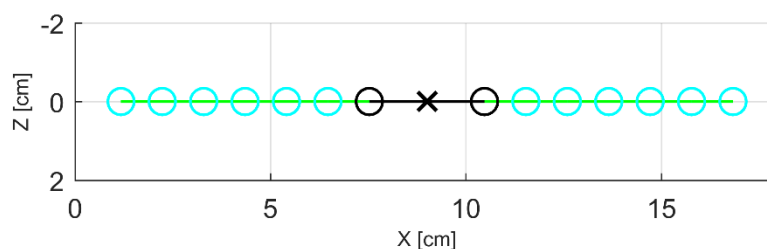


Figura 6.2: Vista en planta modelo BTM segundo edificio de estudio.

Ubicación nodo maestro y conexión entre muros.

6.1.5 Comparación de rigidez y periodo

A modo de verificación del modelo BTM, se comparó el periodo y la rigidez con las de un modelo lineal realizado en ETABS. El modelo ETABS corresponde al mismo eje resistente modelando en Opensees, considerando un diafragma rígido por cada piso. Si se consideran las propiedades esperadas del hormigón, al igual que en el modelo BTM, el periodo en la dirección X del modelo ETABS se reduce de 0.615 seg a 0.557 seg. Los periodos obtenidos en los cuatro modelos BTM y el porcentaje de diferencia respecto al periodo del modelo ETABS se presentan en la Tabla 6.1. Para este edificio la diferencia porcentual promedio de los periodos (1.3%) es significativamente menor a la diferencia del modelo con muros T (10%).

Respecto a la rigidez, al aplicar una fuerza de 1 kN en dirección X, del mismo modo que en el edificio con muros T, el modelo ETABS con muros rectangulares y propiedades esperadas tiene un desplazamiento de 0.022 mm. Los desplazamientos obtenidos en los cuatro modelos BTM y el porcentaje de diferencia respecto al desplazamiento del modelo ETABS se presentan en la Tabla 6.1. Para el caso de la rigidez, la diferencia porcentual de 1.9% en promedio es mayor que la obtenida para los periodos. Sin embargo, esta diferencia es considerablemente menor a la obtenida para el edificio con muros T (24%). Adicionalmente, la Tabla 6.1 muestra consistencia entre el desplazamiento y el periodo de los modelos BTM, porque el modelo más rígido (menor periodo) es el que tiene menor desplazamiento.

Tabla 6.1: Comparación de periodos y rigidez modelos BTM respecto a modelo ETABS, edificio con muros rectangulares.

Modelo	Notación	Periodo		Desplazamiento	
		T_x [seg]	Diferencia [%]	u_x [mm]	Diferencia [%]
ETABS	ME	0.557	-	0.0220	-
Conexión Elástica	MA	0.562	0.9	0.0220	0.0
Rótula Plástica	MB	0.549	1.4	0.0209	4.9
Rótula Plástica Acero Reducido	MC	0.564	1.2	0.0222	0.8
Solo Diafragma Rígido	MD	0.566	1.6	0.0224	1.7

6.2 Aplicación de Peso Propio

El peso propio de la estructura se aplicó de forma distribuida en todos los nodos del modelo, a fin de evitar deformaciones concentradas. El peso sísmico de cada uno de los primeros 15 pisos es de 803 kN, mientras que el peso sísmico del techo es 715 kN. El peso sísmico total del modelo es $P_s = 12760$ kN, y es la cuarta parte del peso sísmico presentado en la Tabla 4.6, debido a que el modelo considera solo una de las cuatro secciones del edificio. La carga axial de cada uno de los muros rectangulares, luego de la aplicación del peso propio, corresponde a un $0.087 f'_c A_g$. Este valor es muy similar al obtenido en el edificio de muros T ($0.088 f'_c A_g$).

La Figura 6.3 muestra la estructura deformada luego de la aplicación del peso propio para el modelo MD, amplificando los desplazamientos en 2000. Para el modelo BTM del edificio con muros rectangulares, el corte basal generado en los muros debido a la aplicación del peso propio es nulo, siendo menor que el registrado en el modelo ETABS, de 0.02% del peso sísmico.

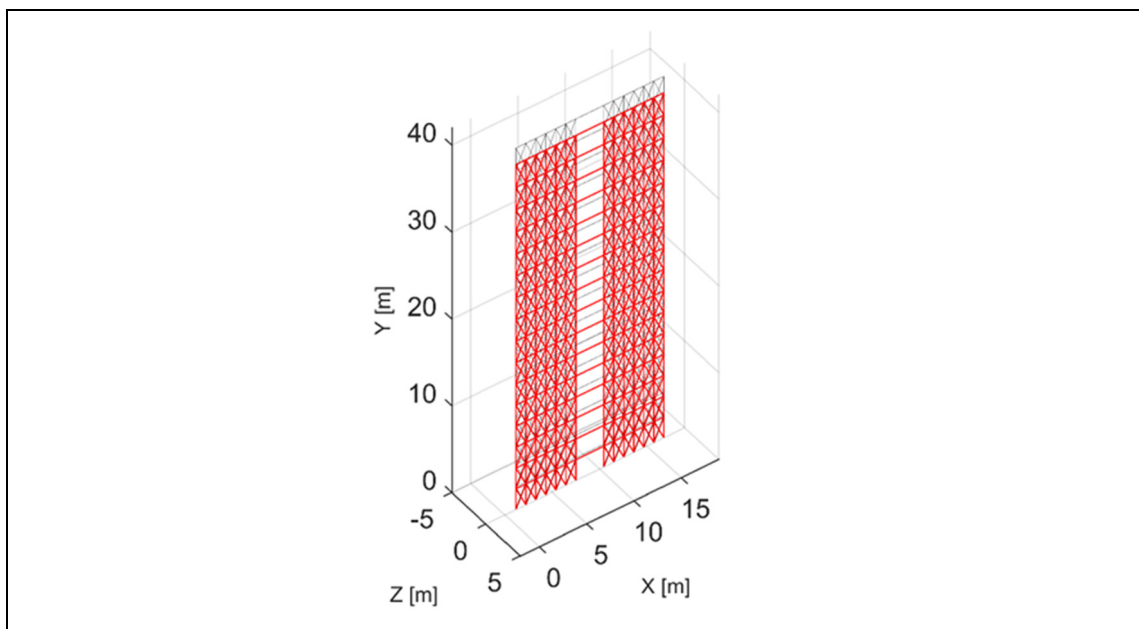


Figura 6.3: Deformada amplificada en 2000 debido a peso propio en modelo MD de muros rectangulares.

6.3 Aplicación de Carga Lateral

La carga lateral del edificio fue aplicada en el centro de gravedad de cada piso, es decir, en el nodo maestro. La carga lateral se aplicó según el modo fundamental de la estructura en la dirección X, obtenido del modelo ETABS. Las fuerzas aplicadas en cada piso, normalizadas respecto al último piso, se indican en la Tabla 6.2. Se observa que el patrón de fuerzas es similar al del edificio con muros T, siendo las fuerzas idénticas desde el piso 11 hacia arriba.

Tabla 6.2: Carga lateral aplicada, modelos con muros rectangulares.

Piso	Fuerza [kN]	Piso	Fuerza [kN]
1	0.011	9	0.454
2	0.035	10	0.532
3	0.072	11	0.611
4	0.119	12	0.690
5	0.174	13	0.769
6	0.237	14	0.847
7	0.306	15	0.924
8	0.378	16	1.000

El método de análisis estático no lineal realizado al edificio con muros rectangulares es el mismo que el del edificio con muros T. Para cada modelo se realizaron 18 análisis diferentes, y se seleccionaron aquellos que alcanzaron el mayor desplazamiento de techo. Se observó que el desplazamiento máximo alcanzado en varios análisis era muy similar. Para los modelos con conexión elástica (modelo MA) y solo con diafragma rígido (modelo MD) se obtuvo el mismo desplazamiento máximo en al menos 14 de los 18 análisis. Para los modelos con rótulas plásticas (modelos MB y MC), el mayor desplazamiento máximo se logró en al menos 12 de 18 análisis, el doble de casos que en el edificio de muros T. El tiempo de ejecución de los 18 análisis fue variable según el

elemento utilizado para modelar la conexión entre los muros rectangulares, desde 3 horas hasta 10 horas para el set completo de 18 análisis, que corresponde a entre un 20% y 30% del tiempo empleado en los modelos BTM del edificio de muros T.

6.4 Resultados Análisis No Lineal

Los principales resultados de cada uno de los cuatro modelos del edificio con muros rectangulares se presentan en esta sección. Se presentan los mismos parámetros estudiados en el edificio con muros T, a fin de compararlos. Estos parámetros son las curvas de corte basal vs deriva de techo, deformada, modo de falla, distribución de corte y de carga axial entre los muros, momentos en los elementos de conexión entre los muros, comportamiento local de las diagonales y de las fibras de los elementos verticales más solicitados. El criterio de falla adoptado para los análisis fue que el elemento vertical más comprimido alcanzara su deformación unitaria última y agotara su resistencia, o que no se lograra la convergencia posteriormente a que los elementos de la losa alcancen su resistencia máxima a flexión. Los resultados se presentan con cuatro curvas, utilizando los mismos colores que en los modelos del edificio con muros T. Para los resultados asociados a muros, elementos o fibras, los valores asociados al muro traccionado se grafican con línea continua, y los asociados al muro comprimido se grafican con línea segmentada, respetando los colores asociados a cada modelo.

6.4.1 Corte basal vs Deriva de techo

La Figura 6.4 muestra la relación entre el corte basal (V_b) normalizado por el peso sísmico (P_s) y el desplazamiento de techo normalizado por la altura total del edificio. Se destaca con una línea punteada verde el corte basal de diseño de la dirección de análisis, que corresponde a un 6.1% del peso sísmico del edificio. El modelo con conexión elástica (modelo MA) alcanza un corte basal al momento de la falla equivalente a un 17.6% del peso sísmico, un 10.3% menos que el alcanzado por este modelo para el edificio con muros T. Luego lo siguen el modelo MC, el modelo MB y finalmente el modelo MD, con un 15.3%, 15.1% y 14.7% del peso sísmico, respectivamente. Estos porcentajes de corte basal corresponde a entre 2.4 y 2.9 veces el corte basal de diseño del edificio en la dirección de análisis. La variación de los cortes basales máximos que predice cada uno de los cuatro modelos es mucho menor en comparación al edificio con muros T.

Respecto a la deriva de techo última, el modelo que alcanza la mayor deriva (1.21%) corresponde al modelo solo con diafragma rígido (modelo MD), valor muy similar al 1.25% alcanzado en el modelo con muros T. Luego lo siguen el modelo MA, el modelo MC y finalmente el modelo MB, con un 1.17%, 0.68% y un 0.36%, respectivamente. Este resultado tiene el mismo orden que en el caso de muros T (MD-MA-MC-MB), sin embargo, los valores de derivas alcanzadas en el edificio con muros rectangulares son mayores en los tres modelos que incluyen elemento de conexión entre los muros (modelos MA, MB y MC). La respuesta de los cuatro modelos es muy similar hasta un corte basal del 10% del peso sísmico, asociado a una deriva de techo de 0.05% aproximadamente, lo que también se observó en edificio con muros T (Figura 5.8). Posteriormente, se observan similitudes de comportamiento entre los cuatro modelos, debido a que la conexión entre los muros con un solo elemento por piso es menos relevante que la conexión entre los muros del edificio con muros T, que consta de siete elementos de conexión por piso.

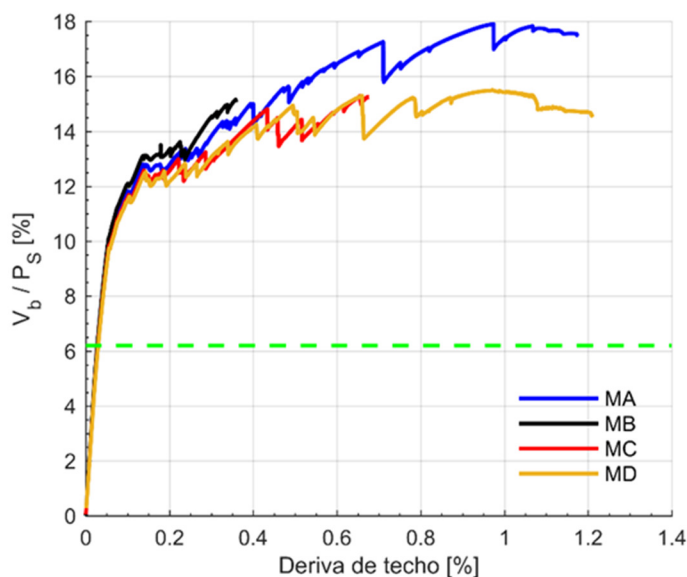


Figura 6.4: Corte basal vs Deriva de techo en edificio con muros rectangulares.

La deriva de techo asociada al desplazamiento de techo normativo utilizado para verificar el confinamiento de los muros según el decreto supremo N°61 (MINVU, 2011) es de 0.31%, al igual que en edificio de muros T. Esta igualdad del desplazamiento de techo normativo se debe a que ambos edificios tienen el mismo periodo y la misma altura. La Figura 6.4 muestra que los valores de deriva obtenidos analíticamente son mayores a la deriva última de la norma en los cuatro modelos, siendo el más cercano nuevamente el modelo con rótulas plásticas (modelo MB).

6.4.2 Deformada y modo de falla

La Figura 6.5 presenta la deformación en el modelo con conexión elástica (modelo MA) al momento de la falla (deriva de 1.17%), ampliada en 10. La deformada fue generada solo con los desplazamientos de cada nodo, es decir, no incluye los giros en los nodos. Esta estructura también sufre un leve efecto de torsión en planta, como en los modelos BTM del edificio con muros T. Este efecto de torsión se presume que se debe a motivos de convergencia numérica. Sin embargo, el desplazamiento máximo fuera del plano del alma es menor a un 2% del desplazamiento máximo en la dirección de análisis.

El modo de falla del modelo con conexión elástica (modelo MA) y del modelo solo con diafragma rígido (modelo MD) corresponde a la falla por compresión de la fibra de hormigón vertical más solicitada, el cual alcanza su deformación última. En los modelos con rótulas plásticas (modelos MB y MC), el término de la convergencia se debe a los elementos de conexión entre los muros, los cuales alcanzan su momento máximo en los pisos intermedios y superiores de la estructura, y no permiten la transmisión de mayores esfuerzos entre los muros. Por lo tanto, estos dos modelos no indican un modo de falla como tal y en cambio presentan dificultades de convergencia, al igual que lo observado en el edificio con muros T. Esto se refleja en las secciones 6.4.5 y 6.4.7. La diferencia fundamental del comportamiento del edificio con muros rectangulares, respecto al edificio con muros T, se debe a que los muros del edificio con muros rectangulares no están confinados. Por lo tanto, los elementos verticales de borde de estos muros son los

elementos que controlan el comportamiento de los dos modelos que si evidencian un estado de falla (modelos MA y MD).

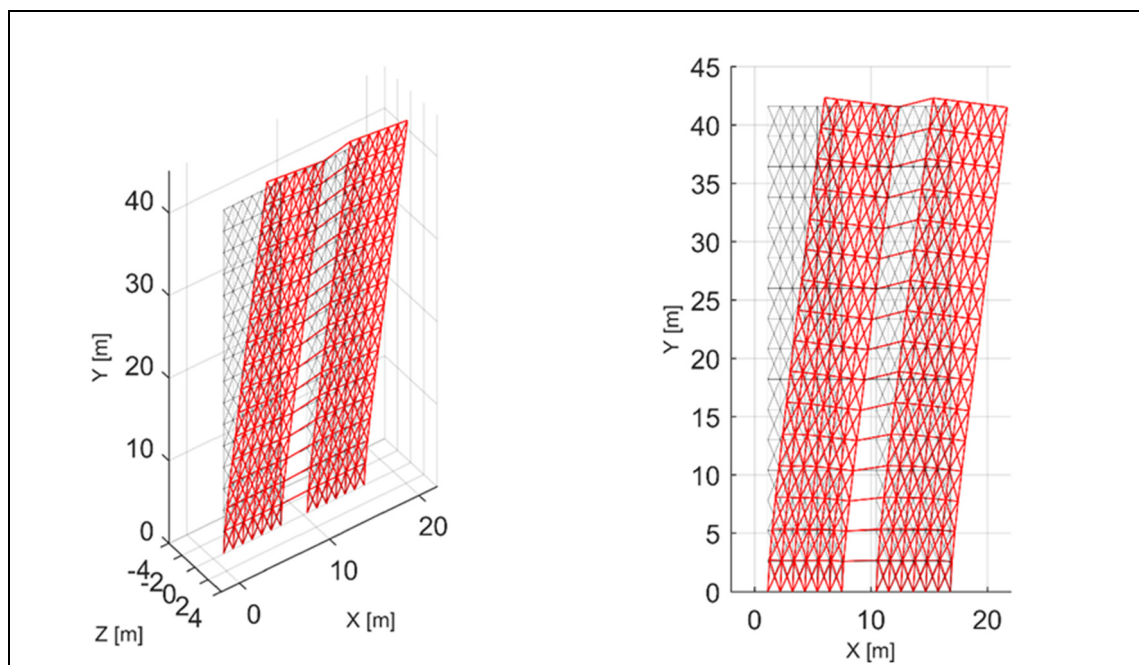


Figura 6.5: Deformada final de edificio con muros rectangulares, modelo MA.

La Figura 6.6 muestra un zoom de la Figura 5.9 en los tres primeros pisos. En esta figura se destacan en azul las diagonales más solicitadas, mientras que en celeste se presentan los elementos verticales más solicitados, en ambos extremos de los muros. El comportamiento de estos elementos se estudia con mayor detalle en las secciones 6.4.6 y 6.4.7. Se observa que el elemento vertical izquierdo del muro traccionado (muro izquierdo) se encuentra claramente traccionado, mientras el elemento vertical derecho de este muro se encuentra comprimido. Esta observación difiere a lo identificado en el modelo con muros T, donde ambos elementos verticales del muro izquierdo se traccionan. Para el muro en compresión (muro derecho) se observa que el elemento vertical izquierdo se encuentra traccionado, mientras el elemento vertical derecho de este muro se encuentra comprimido, tal como ocurrió con el muro comprimido del edificio de muros T.

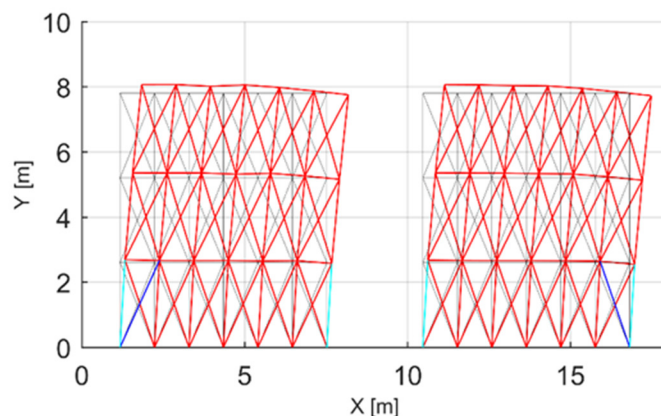


Figura 6.6: Zoom deformada final modelo MA, edificio con muros rectangulares.

6.4.3 Carga axial en muros

La Figura 6.7 muestra el comportamiento de la carga axial de ambos muros rectangulares en cada uno de los cuatro modelos. En línea continua se presenta el muro traccionado y en línea discontinua el muro comprimido. Se observa que el modelo con conexión elástica (modelo MA) es el que presenta mayor variación total de carga axial, alcanzando una variación de $0.018 f'_c A_g$. Esta variación corresponde a solo 21% de la variación de carga axial máxima observada en el caso de muros T. El modelo solo con diafragma rígido (modelo MD) no presenta variación de carga axial, al igual que en edificio con muros T. El modelo con rótulas plásticas (modelo MB) presenta la mayor variación de carga axial respecto a la deriva de techo, lo que también se observó en el caso del corte basal, y que es consistente con lo observado en el edificio con muros T. Por el contrario, el modelo con rótulas plásticas con acero reducido (modelo MC) es el que presenta la menor variación de carga axial respecto a la deriva de techo, alcanzando una variación total de $0.002 f'_c A_g$, valor que corresponde a un 13.3% de la variación observada en el mismo modelo estructurado con muros T. Como se esperaba, la variación de carga

axial en el edificio con muros rectangulares es claramente menor a la del edificio con muros T, debido a la conexión de los muros con un solo elemento.

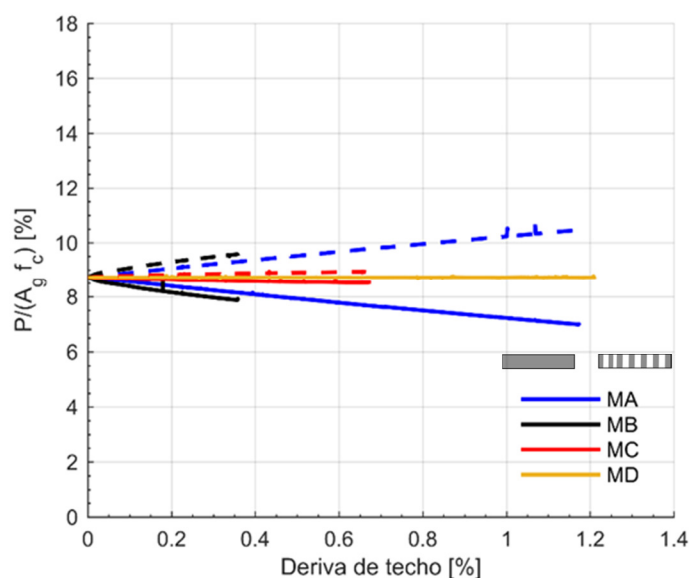


Figura 6.7: Distribución de carga axial entre muros rectangulares (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada).

6.4.4 Corte en muros

La Figura 6.8 presenta la distribución de corte basal entre ambos muros rectangulares de la sección modelada, para cada uno de los cuatro modelos. Se observa que los cuatro modelos predicen que el muro comprimido resiste levemente más corte basal que el muro traccionado. La razón promedio (considerando el total de datos) entre el corte basal del muro comprimido y el muro traccionado de los modelos MA, MB, MC y MD es 1.19, 1.11, 1.06 y 1.03, respectivamente. Estas razones muestran una clara diferencia de comportamiento respecto al edificio con muros T, debido principalmente al comportamiento asimétrico de los muros T. La Tabla 6.3 presenta el porcentaje del corte basal total que resiste cada muro en cada uno de los modelos, para cuatro valores de deriva. Se observa que el corte basal se distribuye de manera muy uniforme entre ambos muros

del edificio, independientemente del modelo considerado. Para el caso del muro traccionado, los cuatro modelos muestran un comportamiento similar hasta una deriva de 0.09%, asociado a un corte basal del 5.7% del peso sísmico. Este comportamiento similar también se observó en el modelo de muros T, sin embargo, en ese modelo el valor del corte basal de los muros traccionados era menor. Para derivas mayores, los modelos presentan variaciones entre sí del esfuerzo de corte estimado en el muro traccionado, con diferencias menores a un 1.0% del peso sísmico.

Para el caso del muro comprimido se observa una mayor variación en el esfuerzo de corte predicho por cada uno de los cuatro modelos. El comportamiento de este muro es similar en los cuatro modelos hasta una deriva aproximada de 0.09%, asociado a un corte basal de 5.7% del peso sísmico, valor que coincide con el obtenido en los modelos de muros T. Posteriormente, los modelos predicen esfuerzos de corte diferentes para el muro comprimido. La diferencia máxima del esfuerzo de corte en el muro comprimido es de 3.0% del peso sísmico, un tercio de la diferencia observada en el mismo muro del edificio con muros T.

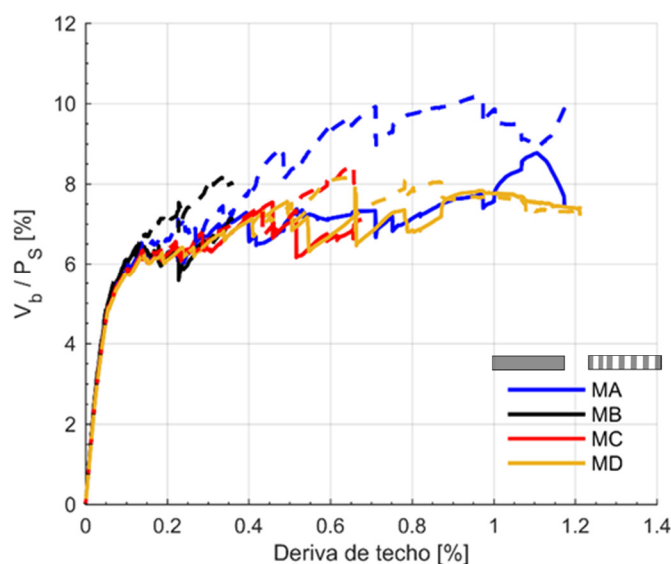


Figura 6.8: Distribución de corte basal entre muros rectangulares (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada).

Tabla 6.3: Porcentaje de corte basal en muros rectangulares traccionados y comprimidos para distintos niveles de deriva.

Drift [%]	Modelo MA		Modelo MB		Modelo MC		Modelo MD	
	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.	Trac.	Comp.
0.1	49.3	50.7	49.5	50.5	49.7	50.3	50.0	50.0
0.2	48.2	51.8	46.9	53.1	49.6	50.4	50.0	50.0
0.4	47.9	52.1	-	-	49.7	50.3	50.0	50.0
0.6	43.4	56.6	-	-	44.9	55.1	45.5	54.6

6.4.5 Momentos en la losa

La Figura 6.9 presenta el momento registrado en los elementos de conexión de los muros, en cada uno de los pisos, en el momento de la falla o término de convergencia. La resistencia flexural de estos elementos, obtenida con propiedades esperadas de los materiales, es 16.2 kN-m.

El modelo con conexión elástica (modelo MA) alcanza un momento máximo de 143.2 kN-m desde el noveno piso al último, valor que es 9 veces mayor a la resistencia esperada, al igual que ocurrió en el caso de muros T. El modelo MB con rótulas plásticas concentradas en los extremos alcanza un momento máximo de 64.2 kN-m, en el décimo piso, y registra momentos similares entre el sexto y el último piso. Este momento es 4 veces mayor a la resistencia esperada, similar al caso de muros T. El modelo MC con rótulas plásticas con acero reducido alcanza un momento máximo de 15.6 kN-m, el cual se produce desde el sexto piso hasta el onceavo piso. Finalmente, en el modelo solo con diafragma rígido (modelo MD) no se generan momentos debido a que no se consideran elementos de conexión entre los muros. En la Figura 6.9 se identifica que los modelos con rótulas plásticas alcanzan la resistencia flexural máxima de los elementos de conexión en varios pisos de la estructura, condición que dificulta la convergencia e impide encontrar

soluciones factibles para una mayor deriva de techo en estos modelos , por lo que no se logra evidenciar la falla en alguna fibra de hormigón.

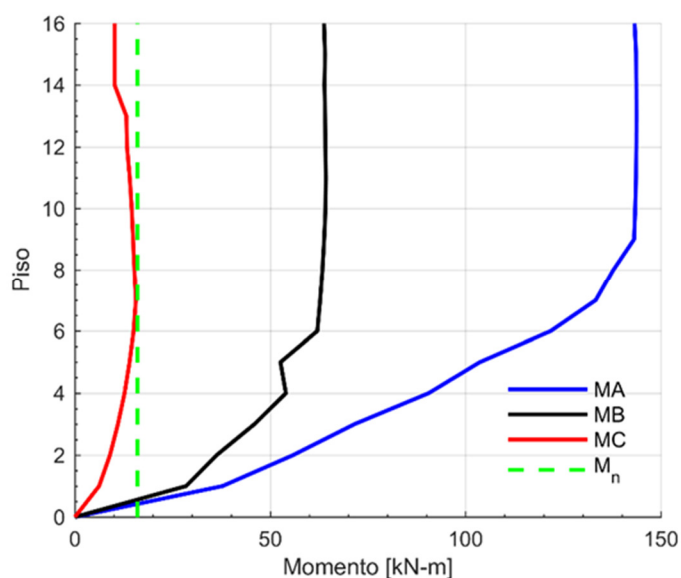


Figura 6.9: Momento máximo por piso en edificio muros rectangulares.

6.4.6 Comportamiento local de diagonales críticas

La Figura 6.10 muestra la relación entre la deformación unitaria y la tensión respecto a la deriva de techo de las dos diagonales más solicitadas de los muros simulados. Estas diagonales se identifican en color azul en la Figura 6.6. En línea continua se muestra la diagonal más traccionada, perteneciente al muro traccionado. En línea discontinua se muestra la diagonal más comprimida, perteneciente al muro comprimido. Se observa que la deformación unitaria y la tensión en estas diagonales es muy similar en los cuatro modelos. En el modelo con rótulas plásticas (modelo MB), la diagonal traccionada alcanza una deformación unitaria de 0.0010 a una deriva de techo de 0.36%, mientras que la diagonal comprimida alcanza una deformación unitaria de 0.0003, a la misma deriva. Por su parte, el modelo con rótulas plásticas con acero reducido (modelo MC) alcanza una deformación unitaria de tracción y de compresión de 0.0024 y 0.0002, respectivamente, a

una deriva de techo de 0.68%. Estos resultados indican que las deformaciones unitarias de las diagonales de los muros rectangulares son menores que las de los muros T.

Para valores de deriva de techo mayores a 0.68%, solo dos de los modelos registran respuesta, el modelo con conexión elástica (modelo MA) y el modelo solo con diafragma rígido (modelo MD). Entre estos dos modelos, la diagonal traccionada tiene leves diferencias de deformación unitaria, mientras la diagonal comprimida registra el mismo comportamiento. A diferencia del caso con muros T, la diagonal comprimida no alcanza el valor de la deformación unitaria última (0.004) e incluso se encuentra a menos de la mitad de su capacidad a compresión pura, de 32.5 MPa. Para este edificio, el efecto de degradación de resistencia de compresión de las diagonales incluido en el enfoque BTM tiene la misma magnitud en todos los modelos, puesto que las curvas de tensión también presentan el mismo comportamiento. La diagonal traccionada no tiene resistencia en ninguno de los modelos, sin embargo, en el modelo con conexión elástica (modelo MA) y en el modelo solo con diafragma rígido (modelo MD) esta alcanza una deformación unitaria de tracción de 0.004, la mitad de la observada en el edificio con muros T.

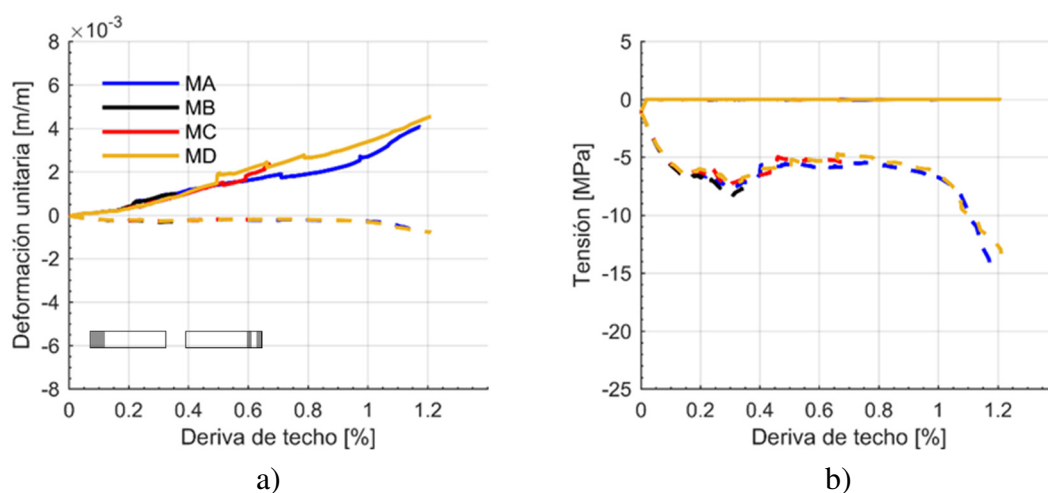


Figura 6.10: Comportamiento diagonales críticas, edificio con muros rectangulares (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada). a) Deformación unitaria. b) Tensión.

6.4.7 Comportamiento local de fibras de hormigón y de acero en elementos verticales externos

La Figura 6.11 presenta la relación entre la deformación unitaria y la tensión respecto a la deriva de techo de las fibras de hormigón no confinado vertical ubicadas en el centro de la sección transversal de los elementos más solicitados de los muros simulados. Estos elementos verticales se presentan en color celeste en la Figura 6.6 y están ubicados en ambos bordes de cada muro. En línea continua se muestran las fibras asociadas al muro traccionado y en línea discontinua las fibras asociadas al muro comprimido. Los resultados se presentan de a pares, ambos bordes externos de los muros y ambos bordes internos. Estos últimos bordes de muros están conectados entre sí por el único elemento representativo de la losa. A diferencia del edificio con muros T, el comportamiento de las fibras verticales comprimidas ubicadas en el borde externo del muro comprimido (muro derecho) no es similar al de las diagonales. Las fibras verticales comprimidas alcanzan mayores deformaciones unitarias que las observadas en los elementos diagonales del mismo muro (muro derecho). Para las fibras traccionadas ubicadas en el borde externo del muro traccionado (muro izquierdo) se observa una diferencia de comportamiento entre las fibras verticales y las diagonales que no se obtuvo en el muro T. La diferencia se observa en los cuatro modelos y es que la deformación unitaria de las fibras verticales de hormigón muestra un aumento drástico en la deformación unitaria posterior al agotamiento de la resistencia en tracción, para una deriva aproximada de 0.2%.

Para el comportamiento a compresión de las fibras externas (muro derecho), el modelo con rótulas plásticas (modelo MB) alcanza una deformación unitaria de 0.0007, mientras el modelo con rótulas plásticas con acero reducido (modelo MC) alcanza 0.0011. Ambas deformaciones son menores a las obtenidas en el edificio de muros T, y están asociadas a mayores derivas de techo. Por otra parte, tanto el modelo con conexión elástica (modelo MA) como el modelo solo con diafragma rígido (modelo MD) alcanzan la deformación unitaria de 0.004, agotando la resistencia de estas fibras y generando la falla del modelo. Si bien posterior a este punto el modelo elástico puede continuar aumentando

su deriva de techo sin perder la convergencia, hasta cerca de 3%, se consideró como criterio de falla este límite.

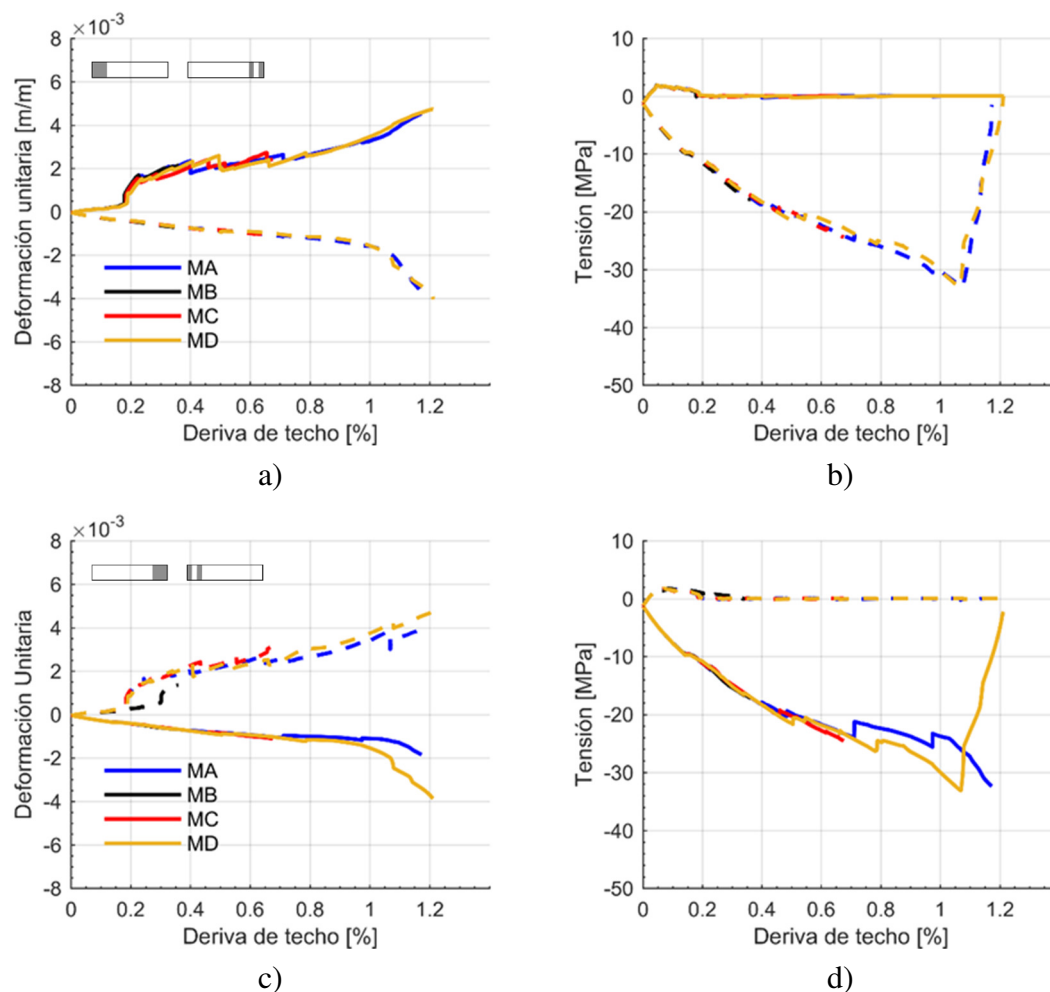


Figura 6.11: Fibras verticales de hormigón ubicadas en el alma, edificio con muros rectangulares (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada). a) Deformación unitaria bordes exteriores. b) Tensión bordes exteriores. c) Deformación unitaria bordes interiores. d) Tensión bordes interiores

Respecto a las fibras ubicadas en los bordes interiores (conectados entre sí por el elemento representativo de la losa), se observan diferencias claras con respecto al caso con muros T, donde el comportamiento era mayoritariamente de tracción. Para los muros

del edificio con muros rectangulares, la fibra interna del muro traccionado (muro izquierdo) se comprime, y la fibra interna del muro comprimido (muro derecho) se tracciona. Para la fibra en tracción, la Figura 6.11c muestra una leve diferencia en la deformación unitaria en el modelo con rótulas plásticas (modelo MB), la cual se aleja de la deformación unitaria de los otros tres modelos. Para la fibra en compresión las Figuras 6.11c y d muestran que los dos modelos con mayor deformación unitaria, modelo MA y MD, esta fibra se encuentra cercana a la falla, lo que refleja un comportamiento prácticamente simétrico de los muros.

La Figura 6.12 muestra la relación entre la deformación unitaria y la tensión respecto a la deriva de techo de las fibras de acero vertical ubicadas en el centro de la sección transversal de los elementos más solicitados de los muros simulados. Estas fibras se encuentran en los mismos elementos verticales que las fibras de hormigón descritas anteriormente. En línea continua se muestran las fibras asociadas al muro traccionado y en línea discontinua las fibras asociadas al muro comprimido. Los resultados se presentan de a pares, ambos bordes externos del muro y ambos bordes internos. Se observa que en el modelo con conexión elástica (modelo MA), en el modelo con rótulas plásticas con acero reducido (modelo MC) y en el modelo solo con diafragma rígido (modelo MD) las fibras de acero traccionadas ubicadas en los bordes externos entran en fluencia a una deriva de techo de 0.5% aproximadamente, misma deriva que en el caso de muros T. La deformación unitaria máxima alcanzada por estos modelos es del orden de 0.005 en tracción y 0.004 en compresión, similar a las obtenidas en el muro T. El diseño de estos muros no considera armadura de confinamiento, por lo tanto, se podría esperar pandeo de las barras comprimidas para la deformación de compresión alcanzada. Para el caso de la fibra de acero en el borde externo que se encuentra comprimida (muro derecho), solo entra en fluencia en el modelo MA y en el modelo MD, a una deriva de techo aproximada de 1.1% para ambos modelos, que es cerca del doble de la deriva observada en el caso de muros T en el modelo MA (0.6%) y levemente mayor a la del modelo MD (0.9%).

Respecto a las fibras ubicadas en los bordes interiores, se observa que las fibras pertenecientes al muro comprimido (muro derecho) alcanzan la fluencia en tracción en los

tres modelos con mayor deriva de techo, al igual que ocurre para las fibras traccionadas ubicadas en el borde exterior. La fluencia ocurre a una deriva similar entre estas fibras (externas e internas), reflejando la simetría del comportamiento. A diferencia del muro T, la fibra asociada al muro en tracción se comprime, alcanzando la fluencia en el modelo solo con diafragma rígido (modelo MD), lo que indica una leve asimetría en el momento de la falla de este modelo, con una deriva de techo mayor a 1% (Figura 5.16b).

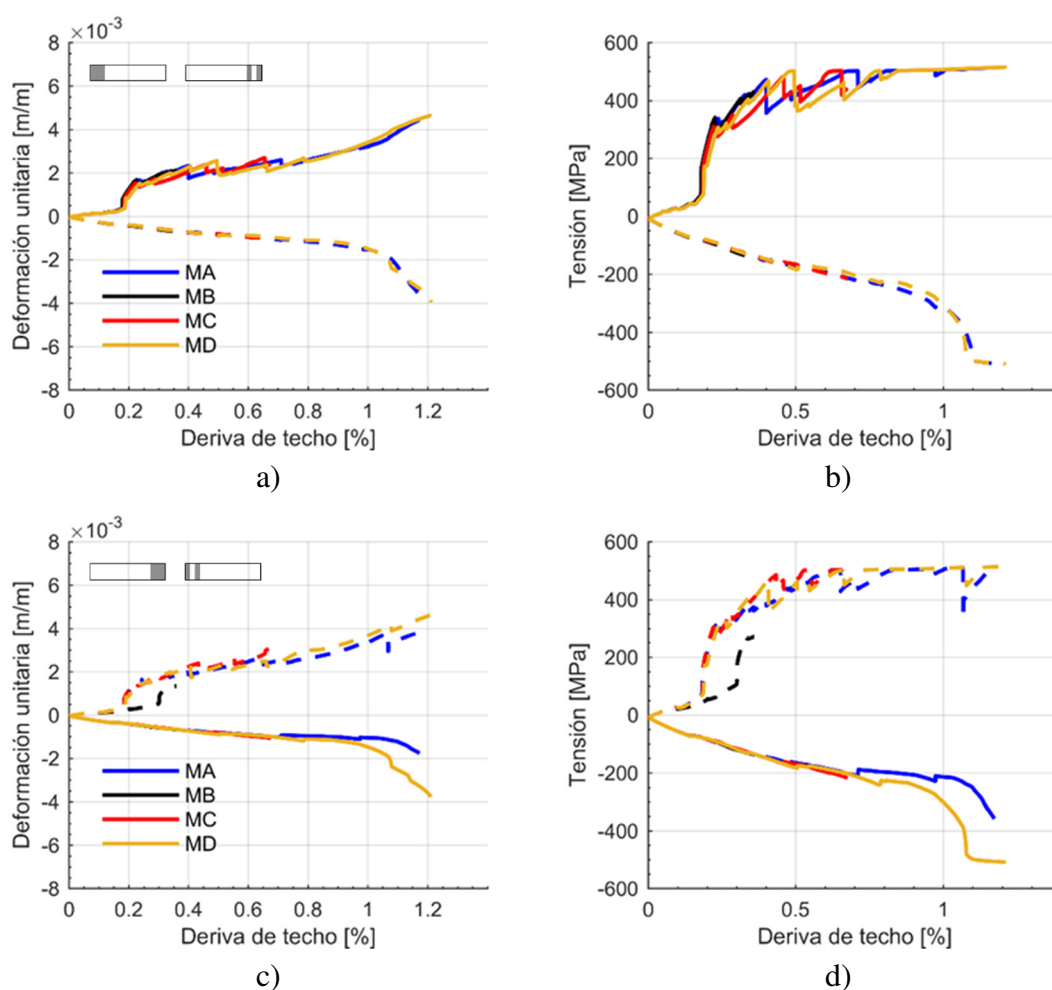


Figura 6.12: Fibras verticales de acero ubicadas en el alma, edificio con muros rectangulares (muro traccionado en línea continua, muro comprimido en línea segmentada). a) Deformación unitaria bordes exteriores. b) Tensión bordes exteriores. c) Deformación unitaria bordes interiores. d) Tensión bordes interiores.

7 CONCLUSIONES

Este estudio evalúa la factibilidad del uso del enfoque de modelación no lineal Beam-Truss Model como una herramienta que permita la aplicación del Diseño Sísmico Basado en el Desempeño en edificios de muros de hormigón armado. El enfoque BTM se valida mediante la simulación de dos ensayos experimentales, obteniendo adecuados ajustes en la estimación de la fuerza máxima, con errores menores a 10%. Adicionalmente, el estudio compara la respuesta sísmica de dos edificios de estudio, uno de ellos con estructuración en base a muros T y el otro en base a muros rectangulares. El edificio con muros T se definió considerando las principales propiedades de 36 edificios de una base de datos de edificios habitacionales dañados durante el terremoto del año 2010. El edificio con muros rectangulares se definió con el mismo periodo en dirección X y con la misma razón de carga axial que el edificio con muros T. Las conclusiones de este estudio pueden agruparse en dos aspectos relevantes. El primero está asociado a los aspectos positivos, aspectos negativos y dificultades observadas del uso del enfoque BTM para realizar análisis no lineales de muros o estructuras de hormigón armado, junto con las principales recomendaciones y aprendizajes adquiridos. El segundo aspecto son las diferencias de comportamiento que se predicen para los dos edificios de estudio.

La revisión de la literatura del enfoque BTM permitió identificar varios aspectos positivos del enfoque. Dentro de estos está la inclusión implícita de la interacción del esfuerzo de corte y de flexión, lo que permite simular muros controlados por flexo-compresión y muros en que el esfuerzo de corte tiene relevancia considerable. Otro aspecto positivo del enfoque es que permite simular la degradación de resistencia a compresión del hormigón debido a deformaciones de tracción en el sentido perpendicular en los elementos diagonales del modelo. Adicionalmente, el enfoque considera una regularización de las relaciones constitutivas del hormigón en base al principio de conservación de la energía de fractura, para independizar los resultados de la discretización considerada. Finalmente, el enfoque permite simular los modos de falla de compresión diagonal, de tensión diagonal y de aplastamiento del hormigón, tanto confinado como no confinado. Un aspecto negativo del enfoque BTM es la no inclusión

de importantes modos de falla asociados al acero, como son el pandeo y la fractura de barras.

El enfoque BTM utilizado en esta tesis no corresponde a la versión más actual, debido a que se utilizó la relación constitutiva del acero definida en la primera versión del BTM. Esta modificación afecta tanto a la validación del enfoque como a la aplicación en los edificios de estudios. Una segunda modificación importante fue la incorporación de un diafragma rígido para representar el efecto axial de la losa en los edificios de estudio en lugar de los elementos propuestos por los autores. Estas modificaciones podrían haber afectado la convergencia y estabilidad del enfoque, además de afectar en parte la particularidad del modelo respecto a la inclusión de la interacción entre flexión y corte.

De la etapa de la validación del enfoque BTM se concluye que este fue capaz de replicar adecuadamente el comportamiento global de un muro T y un muro rectangular. El modelo se ajustó mejor al ensayo para el caso del muro rectangular, donde el error en la estimación de la fuerza lateral máxima fue de 8%. El error en la estimación de la fuerza máxima para el muro T fue de 10%. Adicionalmente, los modelos analíticos fueron capaces de simular adecuadamente el pinching y la respuesta cíclica de los muros. El comportamiento local de los muros no fue comparado debido a que no se contaba con los datos experimentales. Sin embargo, los modelos fueron capaces de predecir un comportamiento local (curvas tensión-deformación) similar al esperado según la geometría de los muros, indicando un comportamiento simétrico entre los bordes del muro rectangular y un comportamiento asimétrico entre los bordes del alma del muro T.

Un aspecto positivo del enfoque BTM es que es aplicable en muros tanto en modelos 2D como 3D. Para el caso de un muro rectangular, las diferencias en la definición de un modelo 2D o 3D son mínimas. Sin embargo, se identificó que existe un impacto relevante para lograr convergencia en el caso del muro rectangular modelado en 3D. La diferencia de convergencia entre los modelos está reflejada en la disminución de un 61% de éxito de convergencia de los análisis realizados en el modelo 2D a un 17% de éxito de convergencia en el modelo 3D, valor 3.6 veces menor. Respecto al tiempo de análisis de los modelos del muro rectangular, este aumentó 3.9 veces, desde 19 segundos para el

modelo 2D a 75 segundos para el modelo 3D. El enfoque es recomendable para estudiar muros rectangulares con modelos 2D, debido a los tiempos de ejecución, niveles de convergencia y a la posibilidad de simplificar el modelo, trabajando con elementos que solo trabajan axialmente (*Truss*) en reemplazo de las vigas rotuladas en el plano (*ForceBeamColumn*). Esta última simplificación en modelos 2D permite trabajar con modelos de mayor cantidad de elementos sin aumentar significativamente los tiempos de análisis.

Respecto a los aspectos negativos del enfoque BTM, se identificó una gran sensibilidad para lograr convergencia en la etapa de validación del enfoque. En esta etapa la metodología de resolución empleada consistió en aplicar los desplazamientos experimentales de cada muro (los cuales tienen un paso variable) con distinto nivel de interpolación. Se identificó que, al aumentar la interpolación de los desplazamientos para calcular la respuesta, o al disminuir la tolerancia en el algoritmo de solución, no se garantizaba mejor convergencia del modelo. Debido a las dificultades de convergencia identificadas, se ejecutaron 100 análisis en cada modelo de validación. El porcentaje de análisis con éxito de convergencia fue de 6% para el caso del muro T, de 17% para el muro rectangular en 3D y de 61% para el muro rectangular en 2D. Los porcentajes de convergencia para los modelos 3D se considera que son muy bajos para un modelo no lineal. En los análisis de los edificios la metodología de solución fue levemente diferente porque se realizaron análisis modificando el paso de desplazamiento de techo y también la tolerancia. Con esta metodología se logró una mayor tasa de convergencia que para los muros experimentales, alcanzando un 61% y un 78% de análisis con igual desplazamiento de techo máximo en los modelos con conexión elástica (modelo MA) o solo con diafragma rígida (modelo MD) para el edificio con muros T y el edificio con muros rectangulares, respectivamente. Para los modelos con rótulas plásticas (modelos MB y MC) no fue posible alcanzar la falla de alguna fibra de hormigón, y no fue posible lograr convergencia luego de que los elementos representativos de la losa alcanzaran su capacidad a flexión. En estos últimos modelos se observaron dificultades de convergencia en un número considerable de los 18 análisis realizados, siendo 12 casos en el edificio con muros T y 6

casos en el edificio con muros rectangulares. En base a estos resultados es posible afirmar que el enfoque BTM funcionó mejor en el edificio con muros rectangulares que con muros T.

Una dificultad importante del enfoque BTM es que sus elementos están programados en *Opensees*, el cual no tiene una interfaz gráfica amigable con el usuario. Adicionalmente, el uso del modelo BTM implica un alto nivel de pre-procesamiento para generar los modelos y de post-procesamiento para analizar los resultados. Lo anterior, sumado a la cantidad de elementos que se deben generar, la cual aumenta considerablemente mientras mayor sea la discretización, tiene como consecuencia una gran cantidad de información que se debe administrar.

Considerando los aspectos positivos y negativos del enfoque BTM se puede concluir que el enfoque BTM tiene dificultades de convergencia, lo que complica su aplicación. Por lo tanto, para utilizar este enfoque y posteriormente realizar un DSBD se deben tener en cuenta algunas consideraciones. En estructuras grandes o con geometrías complejas, debido al alto grado de pre-procesamiento requerido, es imprescindible programar rutinas que permitan importar la geometría de la estructura desde otro programa de interfaz más amigable donde esté previamente modelada (ETABS, por ejemplo), y realizar la discretización de manera automática. Tener conocimientos avanzados de *Opensees* puede significar una gran simplificación en los análisis, puesto que para modelos grandes es altamente recomendable el uso de procesamiento paralelo para tener menor tiempo de análisis, tal como fue utilizado en la simulación del edificio Alto Río (Zhang, Restrepo, Conte & Ou, 2017). Teniendo en cuenta estas dos consideraciones y mejorando la convergencia del modelo, sí sería factible la realización de DSBD mediante el uso del BTM, ya que entrega la información necesaria para evaluar el comportamiento global y local de una estructura, siendo el tiempo de análisis muy dependiente de la implementación con procesamiento paralelo.

Respecto a la respuesta sísmica del edificio con muros T y el edificio con muros rectangulares se obtienen las siguientes conclusiones. En los modelos con rótulas plásticas (modelos MB y MC) de ambos edificios no fue posible alcanzar la falla del hormigón

debido a que no se logró una convergencia adecuada. En consecuencia, las conclusiones se obtienen de los modelos con conexión elástica (modelos MA) y solo con diafragma rígido (modelos MD). La primera conclusión es que el edificio con muros T alcanza un mayor corte basal que el edificio de muros rectangulares. Para el edificio con muros T se obtiene un corte basal de 27.9% del peso sísmico para el modelo MA y 20.2% para el modelo MD, mientras que para el edificio con muros rectangulares se obtiene un corte basal de 17.6% y 14.7% del peso sísmico para los modelos MA y MD, respectivamente. Los factores de sobrerresistencia promedio calculados respecto al corte de basal de diseño son de 3.7 y 2.8 para el edificio con muros T y el edificio con muros rectangulares, respectivamente. La diferencia del corte basal estimado con los modelos MA y MD es mayor en el edificio con muros T que en el edificio con muros rectangulares. El edificio con muros T tiene mayor cantidad de elementos de conexión entre los muros, lo que aumenta el efecto cómo se modela la losa.

Los resultados de esta tesis predicen una mayor capacidad de deformación para el edificio con muros rectangulares que para el edificio con muros T, exceptuando el caso de los modelos solo con diafragma rígido (modelos MD). El edificio con muros T tiene menor capacidad de deformación a pesar de que los muros de este edificio tienen elementos especiales de borde. Para el edificio con muros rectangulares las derivas últimas que predicen los modelos MA y MD son 1.17% y 1.21%, respectivamente, mientras que para el edificio con muros T las derivas últimas son 0.84% y 1.25%, para los modelos respectivos.

Una diferencia importante que se observó en la respuesta de los edificios es la distribución del corte basal entre los dos muros de los edificios. Los resultados predicen que el muro comprimido resiste cerca del 75% del corte basal en el caso de los muros T, mientras que para el caso de los muros rectangulares la distribución del esfuerzo de corte es más uniforme. Para el edificio con muros rectangulares, cada muro resiste aproximadamente el 50% del corte basal. Esta distribución del esfuerzo de corte fue independiente del modo en que se modelaron los elementos de conexión entre los muros, y se explica por la asimetría de la sección transversal de los muros T. Respecto a la

variación de la carga axial en los muros, en el edificio con muros T se estimó un aumento de carga axial de $0.084 f'_c A_g$ para el modelo MA, mientras que para los muros rectangulares se estimó un aumento de carga axial de solo $0.018 f'_c A_g$. Esto permite concluir que la rigidez flexural de la losa es especialmente relevante en edificios con muros T. Finalmente, y como se esperaba, para los modelos solo con diafragma rígido (modelos MD), la variación de la carga axial de los muros fue nula.

Respecto a la falla de los edificios, el enfoque BTM predice una falla de compresión diagonal del alma del muro para el edificio con muros T y una falla por compresión del elemento vertical de borde para el edificio con muros rectangulares. Estas fallas se producen a derivas de 0.84% y de 1.17% en el modelo MA de los edificios con muros T y con muros rectangulares, respectivamente. Este distinto modo de falla pudo haberse generado debido a la diferencia en el confinamiento de los elementos de borde. El muro T requería confinamiento especial de borde por condiciones de diseño y, por lo tanto, la falla se generó en el elemento diagonal más solicitado, de menor resistencia a compresión. La sollicitación de este elemento diagonal se vio aumentada debido al alto corte que se transmite a este muro, siendo una falla combinada de corte y flexión. Para el muro rectangular se predice una falla en flexo-compresión del elemento vertical, que no estaba confinado. Sin embargo, llama la atención el alto esfuerzo a flexión alcanzado en los extremos de los elementos de conexión entre los muros al momento de la falla las fibras de hormigón en los modelos con elementos elásticos (modelo MA), siendo 9 o 10 veces la resistencia flexural esperada de estos elementos. El modelo MC es el modelo en que el esfuerzo a flexión alcanzado en los extremos de los elementos de conexión entre los muros es más cercano al valor esperado, por lo tanto, es el modelo en que se espera un comportamiento más cercano a la realidad. Sin embargo, este modelo tuvo problemas de convergencia para valores bajos deriva de techo.

Respecto a las deformaciones unitarias del acero, en el edificio con muros T considerando conexión entre muros con elementos elásticos (modelo MA), la deformación unitaria de tracción al momento de la falla es de 0.006. La deformación unitaria de compresión en este mismo instante es de 0.004, alcanzando fluencia tanto de tracción

como de compresión. Debido a la razón $s/d_b = 5.56$ de las barras longitudinales de borde y a la deformación unitaria alcanzada, no se espera pandeo de las barras comprimidas de este edificio. Para el modelo MA del edificio con muros rectangulares la deformación unitaria tanto de tracción como de compresión al momento de la falla es de 0.004, alcanzando ambas fibras la fluencia. Este resultado refleja el comportamiento simétrico de este edificio, a diferencia del edificio con muros T. En el edificio con muros rectangulares sí se podría esperar pandeo de las barras comprimidas para la deformación de compresión alcanzada debido a la ausencia de estribos de confinamiento en los bordes de los muros. Sin embargo, para que se produzca el pandeo de las barras primero se debe producir la pérdida de recubrimiento de hormigón en ese sector. Para un mismo nivel de deriva de techo, las deformaciones unitarias de los elementos verticales de hormigón son en general mayores en el muro T que en el muro rectangular. En base a esta comparación, se concluye que el comportamiento del edificio de muros rectangulares es más seguro, a pesar de que este último no tiene elementos especiales de borde. El comportamiento más inseguro del edificio con muros T se debe al comportamiento asimétrico de los muros T y la distribución de corte basal, lo que genera mayores solicitaciones en la diagonal más crítica del edificio de muros T.

Finalmente, entre los posibles desafíos futuros asociados al uso del BTM se encuentra la mejora de la convergencia de los modelos, especialmente para los modelos 3D y para los casos en que la losa se modela con comportamiento no lineal. Otro camino alternativo al anterior es la modelación de la losa con elementos del BTM en lugar de considerar un diafragma rígido. Otro desafío futuro es el uso de *Opensees* paralelo, para evaluar la reducción del tiempo de análisis y la variación de los resultados al aumentar la discretización de los muros. Adicionalmente, el enfoque BTM se podría mejorar incorporando tanto el pandeo como la fractura de las barras de acero. Por último, un desafío mayor, que depende de los resultados de la implementación del procesamiento paralelo, es la evaluación del desempeño sísmico de una estructura mediante la ejecución de un análisis dinámico no lineal.

BIBLIOGRAFIA

Aldunate, J. (2009). Vulnerabilidad Sísmica de Edificios Chilenos de Hormigón Armado. *Memoria de Ingeniero Civil. Santiago. Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.*

American Concrete Institute (ACI). (2014). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318SUS-14) y Comentario a Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318RSUS-14).*

American Society of Civil Engineers (ASCE). (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings.*

Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA). (2017). *Diseño sísmico basado en desempeño: un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios.*

Bustos, J. (2016). Modelación tridimensional y estudio numérico del comportamiento sísmico de muros de hormigón armado, en un edificio habitacional en Chile. *Memoria de Ingeniero Civil. Santiago. Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.*

Computers and Structures, Inc. (2011). ETABS v16.2.0. Berkeley, California, USA.

Dazio A., Beyer K. & Bachmann H. (2009). Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls. *Engineering Structures*, 31(7), 1556–1571.

Droguett, A. (2008). Análisis comparativo de vulnerabilidad y costo entre edificios de marcos y muros con una misma superficie en planta. *Memoria de Ingeniero Civil. Santiago. Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.*

Guendelman, T., Guendelman, M., Lindenberg, J., Leyton, F. & Eisenberg, A. (2002). Desempeño Sísmico Implícito de Edificios Diseñados con la Norma Sísmica Chilena. *Anales de las VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA 2002)*, 81.

Instituto Nacional de Normalización (INN) (2009). *Diseño sísmico de edificios (NCh433 Of.1996 Mod2009).* Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización (INN) (2010). *Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga (NCh3171).* Santiago, Chile.

Jünemann, R., de la Llera, J. C., Hube, M. A., Cifuentes, L. A., & Kausel, E. (2015). A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake. *Engineering Structures*, 82, 168-185.

Jünemann, R., de la Llera, J. C., Hube, M. A., Vásquez, J. A., & Chacón, M. F. (2016). Study of the damage of reinforced concrete shear walls during the 2010 Chile earthquake. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(10), 1621-1641.

Krawinkler, H., & Miranda, E. (2004). Performance-based earthquake engineering. *Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering*, 9, 1-9.

Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2015). Shear-Flexure Interaction Modeling for Reinforced Concrete Structural Walls and Columns under Reversed Cyclic Loading. *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, PEER Report*, (2015/12).

Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., ... & Yanez, F. (2012). Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings*, 1(3), 181-194.

Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council (LATBSDC). (2017). *An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles region*.

Lu, Y., & Panagiotou, M. (2012). Three-dimensional nonlinear cyclic beam-truss model for non-planar reinforced concrete walls. *Rep. UCB/SEMM-2012/01*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Lu, Y., & Panagiotou, M. (2014). Three-dimensional cyclic beam-truss model for nonplanar reinforced concrete walls. *Journal of Structural Engineering*, 140(3), 04013071.

Lu, Y., & Panagiotou, M. (2016). Three-dimensional beam-truss model for reinforced concrete walls and slabs—part 2: modeling approach and validation for slabs and coupled walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(11), 1707-1724.

Lu, Y., Panagiotou, M., & Koutromanos, I. (2014). Three-dimensional beam-truss model for reinforced concrete walls and slabs subjected to cyclic static or dynamic loading. *Report PEER 2014/18*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Lu, Y., Panagiotou, M., & Koutromanos, I. (2016). Three-dimensional beam-truss model for reinforced concrete walls and slabs—part 1: modeling approach, validation, and

parametric study for individual reinforced concrete walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(9), 1495-1513.

McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H. & Jeremic B. (2000). Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). [software]. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA. <http://opensees.berkeley.edu>.

Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) (2011). *Requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado (Decreto Supremo 60)*. Diario oficial No.40133. Santiago, Chile.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) (2011). *Diseño sísmico de edificios (Decreto Supremo 61)*. Diario oficial No.40133. Santiago, Chile.

Miranda, E., Mosqueda, G., Retamales, R., & Pekcan, G. (2012). Performance of nonstructural components during the 27 February 2010 Chile earthquake. *Earthquake Spectra*, 28(S1), S453-S471.

Moehle, J. P. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. New York: McGraw-Hill Education.

Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2004). Nonlinear modeling and analysis of slender reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, (5), 688-698.

Panagiotou, M., Restrepo, J. I., Schoettler, M., & Kim, G. (2012). Nonlinear cyclic truss model for reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, 109(2), 205-214.

Tall Buildings Initiative (TBI). (2017). *Guidelines for performance-based seismic design for tall buildings*.

Thomsen, J. H., & Wallace, J. W. (1995). *Displacement based design of reinforced concrete structural walls: an experimental investigation of walls with rectangular and t-shaped cross-sections: a dissertation* (Doctoral dissertation, Clarkson University).

Ugalde, D., Parra, P.F. & Lopez-Garcia, D. (2018). Overstrength of 3D fully modeled RC shear wall buildings. *Proceedings of the 11th National Conference of Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, Los Angeles, CA.

Vásquez, J. A., de la Llera, J. C., & Hube, M. A. (2016). A regularized fiber element model for reinforced concrete shear walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(13), 2063-2083.

Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1986). The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *Journal Proceedings* 83(2), 219-231.

Vulcano, A., Bertero, V. V., & Colotti, V. (1988, August). Analytical modeling of RC structural walls. In *Proceedings, 9th world conference on earthquake engineering* (Vol. 6, pp. 41-46)

Zhang, P., Restrepo, J. I., Conte, J. P., & Ou, J. (2017). Nonlinear finite element modeling and response analysis of the collapsed Alto Rio building in the 2010 Chile Maule earthquake. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*.

ANEXOS

ANEXO A: CÓDIGOS MODELO WSH6 3D

Archivo principal

```
#####
#                                     Comandos iniciales                                     #
#####

wipe;                                     #Elimina todos los elementos creados
model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6;         #Definir modelo 3 dimensiones, 6 GDL por nodo
set Graf 0;                             #1 para graficar en Opensees
set Mostrar 0;                           #1 para mostrar iteraciones y valor del error en análisis

set in 1.;                               #Unidades
set kip 1.;
set sec 1.;
set kN [expr 0.2248089431*$kip];
set ksi [expr $kip/pow($in,2)];
set psi [expr $ksi/1000.];
set cm [expr $in/2.54];
set cm2 [expr $cm*$cm];
set cm4 [expr $cm2*$cm2];
set MPa [expr 145.*$psi];
set GPa [expr 1000.*$MPa];

#####
#                                     Geometría del modelo                                     #
#####

source Nodos3D_US.tcl;                 #Archivo con coordenadas de nodos en IN
puts "Nodos Cargados";                 #Coordenada Y se considera vertical

#####
#                                     Restricciones                                     #
#####

source Restricciones3D_US.tcl;         #Archivo con restricciones de la base
puts "Restricciones Cargadas"

#####
#                                     Definición de materiales                                     #
#####

source Materiales_US_Mod.tcl;         #Archivo con definición de materiales
puts "Materiales Cargados"

#####
#                                     Secciones                                     #
#####
```

```

source Secciones_US.tcl;                                #Archivo con definición de secciones
puts "Secciones Cargadas"

#####
#                                Elementos                                #
#####

#Elementos verticales exteriores
set iPts 2;                                #Puntos de integración en elementos
set etol 1.e-6;                            #Tolerancia en elementos
set maxIters 100;                          #Iteraciones máximas en elementos
set LinealVert 1;                          #Transformación para elementos verticales
set LinealHorz 2;                          #Transformación para elementos horizontales
geomTransf Linear $LinealVert 0 0 1;        #Dirección de eje Z secciones verticales
geomTransf Linear $LinealHorz 0 0 1;        #Dirección de eje Z secciones horizont.

source VertExt_US.tcl;                                #Archivo con elem verticales externos
puts "VertExt Cargados"

#Elementos verticales interiores
source VertInt_US.tcl;                                #Archivo con elem verticales internos
puts "VertInt Cargados"

#Elementos horizontales
source Horiz_US.tcl;                                #Archivo con elem horizontales
puts "Horiz Cargados"

#Elementos diagonales
source DiagD_US_2.tcl;                                #Archivo con elem diagonal a la derech
puts "DiagD Cargados";                                #Considera N4BiaxialTruss

source DiagI_US_2.tcl;                                #Archivo con elem diagonal a la izquier
puts "DiagI Cargados";                                #Considera N4BiaxialTruss

puts "Elementos Cargados"

#####
#                                Nodo de Control y Viga Transferencia        #
#####

node 500 [expr 87.0*$cm] [expr 452.0*$cm] 0.0;        #Nodo de control
fix 500 0 0 1 1 1 1;                                #Restricción de giros y desplazamiento fuera del plano

set Avs [expr 3405.0*$cm2];                        #Propiedades viga transferencia
set Ivz [expr 2873377.9*$cm4];
set G [expr 0.38*$Ec];
set J [expr 0.2485*92*pow(37,3)*$cm4];        #Se asume un H=92 cm y b=37 cm, valores promedio
set Ivy [expr 419338.54*$cm4];

#Elementos viga de transferencia
element elasticBeamColumn 501 89 90 $Avs $Ec $G $J $Ivy $Ivz $LinealHorz

```

```

element elasticBeamColumn 502 90 91 $Avs $Ec $G $J $Ivy $Ivz $LinealHorz
element elasticBeamColumn 503 91 92 $Avs $Ec $G $J $Ivy $Ivz $LinealHorz
element elasticBeamColumn 504 92 93 $Avs $Ec $G $J $Ivy $Ivz $LinealHorz
element elasticBeamColumn 505 93 94 $Avs $Ec $G $J $Ivy $Ivz $LinealHorz
element elasticBeamColumn 506 94 95 $Avs $Ec $G $J $Ivy $Ivz $LinealHorz
element elasticBeamColumn 507 95 96 $Avs $Ec $G $J $Ivy $Ivz $LinealHorz

```

```
#Reticulados de conexión a nodo de control
```

```
element truss 601 89 500 $Avs $Elastico
```

```
element truss 602 500 96 $Avs $Elastico
```

```
#Comandos para graficar deformada
```

```

if {$Graf == 1} {
recorder display "Deformada" 10 10 750 750 -wipe
prp 1 1 1
vup 0 1 0
vpn 0 0 1
display 1 5 20
}

```

```

#####
#                               Carga Gravitacional                               #
#####

```

```
set IDctrlNode 500;
```

```
set IDctrlDOF 1;
```

```
set carga [expr -1476.*$kN];
```

```
#Carga Axial
```

```
#Aplicada uniforme en 8 nodos
```

```

pattern Plain 1 Linear -factor 1 {
  load 89 0.0 [expr $carga/8.] 0.0 0.0 0.0 0.0;
  load 90 0.0 [expr $carga/8.] 0.0 0.0 0.0 0.0;
  load 91 0.0 [expr $carga/8.] 0.0 0.0 0.0 0.0;
  load 92 0.0 [expr $carga/8.] 0.0 0.0 0.0 0.0;
  load 93 0.0 [expr $carga/8.] 0.0 0.0 0.0 0.0;
  load 94 0.0 [expr $carga/8.] 0.0 0.0 0.0 0.0;
  load 95 0.0 [expr $carga/8.] 0.0 0.0 0.0 0.0;
  load 96 0.0 [expr $carga/8.] 0.0 0.0 0.0 0.0;
}

```

```
# Aplicación de carga de gravedad
```

```
set Tol 1.0e-6;
```

```
constraints Transformation
```

```
numberer Plain
```

```
system UmfPack
```

```
set NstepGravity 10;
```

```
set DGravity [expr 1./$NstepGravity];
```

```
integrator LoadControl $DGravity;
```

```

for {set i 0} {$i < $NstepGravity} {incr i 1} {
  test NormDispIncr $Tol 20 0;
}

```

```

algorithm Newton;
analysis Static;
set ok [analyze 1];
if { $ok != 0 } {
    remove recorders;
    puts "ERROR al aplicar carga gravitacional"
    return -1
}
};
puts "Carga Gravitacional Aplicada"

```

```
loadConst -time 0.0
```

```

# Carga cíclica
set load 1.0;
pattern Plain 2 Linear -factor 1 {
    load $IDctrlNode $load 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
}

```

```

#####
#                               Recorders                               #
#####

```

```

recorder Node -file "NodeSup_FreeDisp.out" -load -nodes $IDctrlNode -dof $IDctrlDOF disp
recorder Element -file "SS_DiagonalIZQN1.out" -ele 236 247 258 269 280 291 302 -material stressStrain
recorder Element -file "SS_DiagonalDERN1.out" -ele 159 170 181 192 203 214 225 -material stressStrain
recorder Element -file "B_DiagonalIZQN1.out" -ele 236 247 258 269 280 291 302 -material beta
recorder Element -file "B_DiagonalDERN1.out" -ele 159 170 181 192 203 214 225 -material beta

```

#Se registra tensión y deformación en elementos verticales externos en la base del muro (1 y 12), en fibras de acero y de hormigón

```

recorder Element -file Acero13_StressStrain.out -ele 1 12 section 1 fiber [expr -10.0*$cm] [expr -4.5*$cm] $AceroD12 stressStrain
recorder Element -file Acero12_StressStrain.out -ele 1 12 section 1 fiber 0.0 [expr -4.5*$cm] $AceroD12 stressStrain
recorder Element -file Acero11_StressStrain.out -ele 1 12 section 1 fiber [expr 10.0*$cm] [expr -4.5*$cm] $AceroD12 stressStrain

```

```

recorder Element -file Horm26_StressStrain.out -ele 1 12 section 1 fiber -5./$Ny1*$dY1 -1./$Nz1*$dZ1 $HormVertExt stressStrain
recorder Element -file Horm24_StressStrain.out -ele 1 12 section 1 fiber -1./$Ny1*$dY1 -1./$Nz1*$dZ1 $HormVertExt stressStrain
recorder Element -file Horm23_StressStrain.out -ele 1 12 section 1 fiber 1./$Ny1*$dY1 -1./$Nz1*$dZ1 $HormVertExt stressStrain
recorder Element -file Horm21_StressStrain.out -ele 1 12 section 1 fiber 5./$Ny1*$dY1 -1./$Nz1*$dZ1 $HormVertExt stressStrain

```

```

#####
#                               Carga Lateral                               #
#####

```

```

set Var [open "Variables.txt" r];           #Archivo con nombre de patrón a aplicar y tolerancia
set Nombre [gets $Var];                   #Se guarda nombre del archivo con patrón interpolado
set file [open $Nombre r];                #Se abre archivo con patrón interpolado
set Tol [expr [gets $Var]];               #Se guarda tolerancia para el test de convergencia

set testTypeStatic EnergyIncr;
set maxNumIterStatic 1000;

source AnalisisRecord2.tcl;             #Archivo con algoritmos que realiza el análisis

remove recorders;

set endT [clock seconds]
puts "Tiempo de ejecucion: [expr ($endT-$startT)/60.] minutos."
puts "Tolerancia utilizada: [expr $Tol]"
puts "Patron de carga: $Nombre"

```

Nodos3D_US.tcl (Extracto)

```

node 1 [expr 0.0000*$cm] [expr 0.0000*$cm] 0.0
node 2 [expr 24.8571*$cm] [expr 0.0000*$cm] 0.0
node 3 [expr 49.7143*$cm] [expr 0.0000*$cm] 0.0
node 4 [expr 74.5714*$cm] [expr 0.0000*$cm] 0.0
node 5 [expr 99.4286*$cm] [expr 0.0000*$cm] 0.0
node 6 [expr 124.2857*$cm] [expr 0.0000*$cm] 0.0
node 7 [expr 149.1429*$cm] [expr 0.0000*$cm] 0.0
node 8 [expr 174.0000*$cm] [expr 0.0000*$cm] 0.0
....
node 89 [expr 0.0000*$cm] [expr 437.4857*$cm] 0.0
node 90 [expr 24.8571*$cm] [expr 437.4857*$cm] 0.0
node 91 [expr 49.7143*$cm] [expr 437.4857*$cm] 0.0
node 92 [expr 74.5714*$cm] [expr 437.4857*$cm] 0.0
node 93 [expr 99.4286*$cm] [expr 437.4857*$cm] 0.0
node 94 [expr 124.2857*$cm] [expr 437.4857*$cm] 0.0
node 95 [expr 149.1429*$cm] [expr 437.4857*$cm] 0.0
node 96 [expr 174.0000*$cm] [expr 437.4857*$cm] 0.0

```

Restricciones3D_US.tcl

```

fix 1 1 1 1 1 1
fix 2 1 1 1 1 1
fix 3 1 1 1 1 1
fix 4 1 1 1 1 1
fix 5 1 1 1 1 1
fix 6 1 1 1 1 1
fix 7 1 1 1 1 1
fix 8 1 1 1 1 1

```

Materiales US Mod.tcl

```

set AceroD12 1;
set AceroD8 2;
set AceroD6 3;
set HormVertInt 4;
set HormVertExt 5;
set HormHoriz 6;
set HormDiag 7;
set Elastico 8;

# Steel02, para el AceroD12
set fyD12 [expr 576.0*$MPa];
set Es [expr 200.0*$GPa];
set bD12 0.007; #Aprox según ensayo de barras

set R0 20.;
set cR1 0.925;
set cR2 0.15;
set a1 0.;
set a2 1.;
set a3 0.;
set a4 1.;

uniaxialMaterial Steel02 $AceroD12 $fyD12 $Es $bD12 $R0 $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a3 $a4

# Steel02, para el AceroD8
set fyD8 [expr 583.7*$MPa];
set bD8 0.009; #Aprox según ensayo de barras

uniaxialMaterial Steel02 $AceroD8 $fyD8 $Es $bD8 $R0 $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a3 $a4

# Steel02, para el AceroD6
set fyD6 [expr 518.9*$MPa];
set bD6 0.004; #Aprox según ensayo de barras

uniaxialMaterial Steel02 $AceroD6 $fyD6 $Es $bD6 $R0 $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a3 $a4

# ConcreteWBeta no confinado, para el HormDiagonal, no resiste tracción
set fpc [expr -45.6*$MPa]; #Ensayo experimental
set eco [expr -0.002]; #L&P 2014 y 2016
set Ec [expr 36.9*$GPa]; #Ensayo experimental
set fpcu [expr -0.001]; #L&P 2014 y 2016

set A_nc [expr $fpc/(0.5*($Ec*$eco+$fpc))]; #L&P 2014
set LR [expr 60.0*sqrt(2.0)*$cm]; #Largo de referencia
set LDiag [expr 46.90*$cm]; #Largo STRAIN GAGE
set ecu [expr min([expr ((1.-$A_nc)*$eco)+($LR/$LDiag) * (-0.002 + $A_nc*$eco)],-0.004)]; #L&P 2014

set fcint [expr ($fpc+$fpcu)/2.0]; #Punto medio
set ecint [expr ($eco+$ecu)/2.0]; #Punto medio

```



```

set ft    [expr 0.001];          #Se desprecia
set ftint [expr 0.001];          #Igual al anterior, evitar pendiente negativa

set etint [expr 0.0006];
set ftres [expr 0.001];          #Igual al anterior, evitar pendiente negativa
set etres [expr 0.0008];

set bint  [expr 0.4];            #L&P 2016
set ebint [expr 0.01*(LR/LDiag)]; #L&P 2016
set bres  [expr 0.1];            #L&P 2016
set ebres [expr 0.04*(LR/LDiag)]; #L&P 2016

set alpha [expr 0.025*abs($fpc)/$ft];

uniaxialMaterial ConcretewBeta $HormDiag $fpc $eco $fcint $ecint $fpcu $ecu $ft $ftint $etint $ftres $etres -E $Ec -
alpha $alpha -beta $bint $ebint $bres $ebres

# ConcretewBeta no confinado, para el HormHoriz, no resiste tracción
set LR    [expr 60.0*$cm];        #Largo de referencia
set LHor  [expr 24.86*$cm/2.];    #Largo elemento horizontal
set ecu   [expr min([expr ((1.-$A_nc)*$eco)+(LR/LHor) * (-0.002 + $A_nc*$eco)],-0.004)];

set ecint [expr ($eco+$ecu)/2.0]; #Punto medio

set ft    [expr 0.001];          #Se desprecia
set alpha [expr 0.025*abs($fpc)/$ft];
set M     [expr 75.*0.0025/6.];  #Controla parámetro M, pues tiene AceroD6

uniaxialMaterial ConcretewBeta $HormHoriz $fpc $eco $fcint $ecint $fpcu $ecu $ft $ftint $etint $ftres $etres -E $Ec -
alpha $alpha -M $M;

# ConcretewBeta no confinado, para el HormVertInt, si resiste tracción
set LR    [expr 60.0*$cm];        #Largo de referencia
set LVert [expr 39.77*$cm/2.0];    #Largo elemento vertical
set ecu   [expr min([expr ((1.-$A_nc)*$eco)+(LR/LVert) * (-0.002 + $A_nc*$eco)],-0.004)];

set ecint [expr ($eco+$ecu)/2.0]; #Punto medio

set ft    [expr 0.33*sqrt(abs($fpc/$MPa))*$MPa]; #L&P 2014

set alpha [expr 0.5];
set M     [expr 75.*0.0054/8.];    #Controla parámetro M, pues tiene AceroD8

uniaxialMaterial ConcretewBeta $HormVertInt $fpc $eco $fcint $ecint $fpcu $ecu $ft $ftint $etint $ftres $etres -E $Ec -
alpha $alpha -M $M;

# ConcretewBeta CONFINADO, para el HormVertExt, si resiste tracción
set K     1.26;

```

```

set fpcc [expr $K*$fpc];          #Mander
set ecc [expr $eco*(1. + 5.*( $K - 1.))];      #Mander

set fcint [expr 1.00001*$fpcc];      #L&P 2014
set ecint [expr 2.0*$ecc ];          #Fijado por mi, debería ser el valor obtenido en la integral de Mander

set fcres [expr -0.001];

set A_co [expr $fpcc/(0.5*($Ec*$ecint+$fpcc))];      #L&P 2014
set LR [expr 60.0*$cm];              #Largo de referencia
set LVert [expr 39.77*$cm/2.];        # Hay 2 puntos de integración de Gauss Lobato
set ecres [expr min([expr ((1.-$A_co)*$ecint)+($LR/$LVert) * (-0.002 + $A_co*$ecint)],$ecint-0.002)];

set ft [expr 0.33*sqrt(abs($fpc/$MPa))*$MPa];      #L&P 2014

set alpha [expr 0.5];
set M [expr 75.*0.0174/12.];          # Controla parámetro M, pues tiene AceroD12

uniaxialMaterial ConcretewBeta $HormVertExt $fpc $eco $fcint $ecint $fcres $ecres $ft $ftint $etint $ftres $etres -
alpha $alpha -M $M -E $Ec -conf $fpcc $ecc

#Material Elástico para diagonales transmisión de carga
uniaxialMaterial Elastic $Elastico [expr 3*$Ec];

```

Secciones_US.tcl

```

set SecHztI 1
set SecVertInt 2
set SecVertExt 3

set G [expr 0.38*$Ec];

#ELEMENTOS VERTICALES EXTERNOS DE 15 CM X 26 CM

set Hsec [expr 26.0*$cm];      #Altura sección
set Bsec [expr 15.0*$cm];      #Ancho sección
set dY1 [expr $Hsec/2.0];      #Mitad de cada dimensión, pues el origen de la sección estará al centro
set dZ1 [expr $Bsec/2.0];
set Ny1 6;                     #Número de fibras en la dirección local Y
set Nz1 4;                     #Número de fibras en la dirección local Z
set JVertExt [expr 0.01*0.2114*max($Hsec,$Bsec)*pow(min($Hsec,$Bsec),3)];

section fiberSec $SecVertExt -GJ [expr $G*$JVertExt] {

    #Hormigón
    #patch rect $matTag $numSubdivY $numSubdivZ $yI $zI $yJ $zJ
    patch rect $HormVertExt $Ny1 $Nz1 -$dY1 -$dZ1 $dY1 $dZ1

```

```

#Acero
#fiber $yLoc $zLoc $A $matTag
fiber [expr -10.0*$cm] [expr -4.5*$cm] [expr 1.131*$cm2] $AceroD12; #As
fiber [expr -10.0*$cm] [expr 4.5*$cm] [expr 1.131*$cm2] $AceroD12; #As
fiber 0.0 [expr -4.5*$cm] [expr 1.131*$cm2] $AceroD12; #As
fiber 0.0 [expr 4.5*$cm] [expr 1.131*$cm2] $AceroD12; #As
fiber [expr 10.0*$cm] [expr -4.5*$cm] [expr 1.131*$cm2] $AceroD12; #As
fiber [expr 10.0*$cm] [expr 4.5*$cm] [expr 1.131*$cm2] $AceroD12; #As
};

#puts "SecVertExt Cargada"

#ELEMENTOS VERTICALES INTERIORES DE 15 CM X 24.66 CM

set Hsec [expr 24.66*$cm]; #Altura sección
set Bsec [expr 15.0*$cm]; #Ancho sección
set dY2 [expr $Hsec/2.0]; #Mitad de cada dimensión, pues el origen de la sección estará al centro
set dZ2 [expr $Bsec/2.0];
set Ny2 1; #Número de fibras en la dirección local Y
set Nz2 4; #Número de fibras en la dirección local Z
set JVertInt [expr 0.01*0.2055*max($Hsec,$Bsec)*pow(min($Hsec,$Bsec),3)];

section fiberSec $SecVertInt -GJ [expr $G*$JVertInt] {

#Hormigón
#patch rect $matTag $numSubdivY $numSubdivZ $yI $zI $yJ $zJ
patch rect $HormVertInt $Ny2 $Nz2 -$dY2 -$dZ2 $dY2 $dZ2

#Acero
#fiber $yLoc $zLoc $A $matTag
fiber 0.0001 [expr -4.5*$cm] [expr 1.843/4.*$cm2] $AceroD8; # As
fiber 0.0001 [expr 4.5*$cm] [expr 1.843/4.*$cm2] $AceroD8; # As
fiber -0.0001 [expr -4.5*$cm] [expr 1.843/4.*$cm2] $AceroD8; # As
fiber -0.0001 [expr 4.5*$cm] [expr 1.843/4.*$cm2] $AceroD8; # As
};

#puts "SecVertInt Cargada"

#ELEMENTOS HORIZONTALES DE 15 CM X 39.77 CM

set Hsec [expr 39.77*$cm]; #Altura sección
set Bsec [expr 15.0*$cm]; #Ancho sección
set dY3 [expr $Hsec/2.0]; #Mitad de cada dimensión, pues el origen de la sección estará al centro
set dZ3 [expr $Bsec/2.0];
set Ny3 1; #Número de fibras en la dirección local Y
set Nz3 4; #Número de fibras en la dirección local Z
set JHorz [expr 0.01*0.2532*max($Hsec,$Bsec)*pow(min($Hsec,$Bsec),3)];

section fiberSec $SecHztl -GJ [expr $G*$JHorz] {

```

```

#Hormigón
#patch rect $matTag $numSubdivY $numSubdivZ $yI $zI $yJ $zJ
patch rect $HormHoriz $Ny3 $Nz3 -$dY3 -$dZ3 $dY3 $dZ3

#Acero
#fiber $yLoc $zLoc $A $matTag
fiber 0.0001 [expr -4.5*$cm] [expr 1.499/4.*$cm2] $AceroD6; # As
fiber 0.0001 [expr 4.5*$cm] [expr 1.499/4.*$cm2] $AceroD6; # As
fiber -0.0001 [expr -4.5*$cm] [expr 1.499/4.*$cm2] $AceroD6; # As
fiber -0.0001 [expr 4.5*$cm] [expr 1.499/4.*$cm2] $AceroD6; # As
};

#puts "SecHztI Cargada"

#ELEMENTOS DIAGONALES DE 15 CM X 21.08 CM

set AHormDiag [expr 316.18*$cm2]; # Ac

#puts "AHormDiag Cargada"

```

VertExt US.tcl (Extracto)

```

element forceBeamColumn 1 1 9 $iPts $SecVertExt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 2 9 17 $iPts $SecVertExt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 3 17 25 $iPts $SecVertExt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 4 25 33 $iPts $SecVertExt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
...
element forceBeamColumn 19 64 72 $iPts $SecVertExt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 20 72 80 $iPts $SecVertExt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 21 80 88 $iPts $SecVertExt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 22 88 96 $iPts $SecVertExt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol

```

VertInt US.tcl (Extracto)

```

element forceBeamColumn 23 2 10 $iPts $SecVertInt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 34 3 11 $iPts $SecVertInt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 45 4 12 $iPts $SecVertInt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 56 5 13 $iPts $SecVertInt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
...
element forceBeamColumn 55 84 92 $iPts $SecVertInt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 66 85 93 $iPts $SecVertInt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 77 86 94 $iPts $SecVertInt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 88 87 95 $iPts $SecVertInt $LinealVert -integration Lobatto -iter $maxIters $etol

```

Horiz_US.tcl (Extracto)

```

element forceBeamColumn 89 9 10 $iPts $SecHztL $LinealHorz -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 99 10 11 $iPts $SecHztL $LinealHorz -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 109 11 12 $iPts $SecHztL $LinealHorz -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 119 12 13 $iPts $SecHztL $LinealHorz -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
...
element forceBeamColumn 128 84 85 $iPts $SecHztL $LinealHorz -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 138 85 86 $iPts $SecHztL $LinealHorz -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 148 86 87 $iPts $SecHztL $LinealHorz -integration Lobatto -iter $maxIters $etol
element forceBeamColumn 158 87 88 $iPts $SecHztL $LinealHorz -integration Lobatto -iter $maxIters $etol

```

DiagD_US_2.tcl (Extracto)

```

element N4BiAxialTruss 159 1 10 2 9 $AHormDiag $HormDiag
element N4BiAxialTruss 170 2 11 3 10 $AHormDiag $HormDiag
element N4BiAxialTruss 181 3 12 4 11 $AHormDiag $HormDiag
element N4BiAxialTruss 192 4 13 5 12 $AHormDiag $HormDiag
...
element N4BiAxialTruss 202 84 93 85 92 $AHormDiag $HormDiag
element N4BiAxialTruss 213 85 94 86 93 $AHormDiag $HormDiag
element N4BiAxialTruss 224 86 95 87 94 $AHormDiag $HormDiag
element N4BiAxialTruss 235 87 96 88 95 $AHormDiag $HormDiag

```

DiagI_US_2.tcl (Extracto)

```

element N4BiAxialTruss 236 2 9 1 10 $AHormDiag $HormDiag
element N4BiAxialTruss 247 3 10 2 11 $AHormDiag $HormDiag
element N4BiAxialTruss 258 4 11 3 12 $AHormDiag $HormDiag
element N4BiAxialTruss 269 5 12 4 13 $AHormDiag $HormDiag
...
element N4BiAxialTruss 279 85 92 84 93 $AHormDiag $HormDiag
element N4BiAxialTruss 290 86 93 85 94 $AHormDiag $HormDiag
element N4BiAxialTruss 301 87 94 86 95 $AHormDiag $HormDiag
element N4BiAxialTruss 312 88 95 87 96 $AHormDiag $HormDiag

```

AnalisisRecord2.tcl

```

# parameters of loading displacement
set d1 0.;
set Nstep 1;
set startT [clock seconds]
set load_step 1;
set cont 0;                #registrar en cuantos pasos del análisis tuvo que cambiar de algoritmo
set cont2 0;               #registra el número de cambios de algoritmo de cada paso en que hubo cambio
set cont3 0;               #registra el total de cambios de algoritmo
set cambios {};            #vector para guardar cont2

```

```

set pasos { };                                #vector para guardar el paso de carga en que hubo cambio

constraints Plain;
numberer RCM;
system BandGeneral;
test $testTypeStatic $Tol $maxNumIterStatic $Mostrar;

# loop for displacement control
while {[gets $file temp] > 0} {
    foreach d2 $temp {
        set DLoad [expr {( $d2 - $d1)/$Nstep}];

        #integrator DisplacementControl $node $dof $incr
        integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $DLoad
        algorithm KrylovNewton -maxDim 10 -increment initial
        analysis Static
        set ok [analyze $Nstep]

        if {$ok != 0} {
            # if analysis fails, we try some other stuff
            set cont [expr $cont+1]
            if {$ok != 0} {
                set cont2 [expr $cont2+1]
                puts "Probando con Newton .."
                algorithm Newton -initial;
                set ok [analyze 1 ]
                algorithm KrylovNewton -maxDim 10 -increment initial
            }
            if {$ok != 0} {
                set cont2 [expr $cont2+1]
                puts "Probando con Newton Line Search .."
                algorithm NewtonLineSearch -maxIter $maxNumIterStatic
                set ok [analyze 1 ]
                algorithm KrylovNewton -maxDim 10 -increment initial
            }
            set cont3 [expr $cont3+$cont2]
            lappend cambios [expr $cont2]
            lappend pasos [expr $load_step]
            set cont2 0
            if {$ok != 0} {
                puts ""
                puts "ERROR, no fue posible lograr la convergencia con ningun metodo. Load Step: [expr $load_step]"
                puts "Se cambio el algoritmo en [expr $cont] pasos de los [expr $load_step] analizados"
                puts "Los cambios de algoritmo en cada paso fueron: $cambios"
                puts "Los pasos asociados a estos cambios de fueron: $pasos"

                set inco [open "fallidos.txt" a];                #Archivo que guarda datos de análisis fallido
                puts $inco "Tolerancia: $Tol"
                puts $inco "Patron: $Nombre"
                puts $inco "Falla en: $load_step"
                puts $inco ""
            }
        }
    }
}

```

```

        close $inco

        return -1
    }; # end if
}; # end if

puts "Load Step: [expr $load_step]"
set load_step [expr $load_step+1]

set d1 $d2;
}
}

if {$ok != 0 } {
    puts "ANALISIS NO TERMINADO"
} else {
    puts ""
    puts "Analisis terminado CORRECTAMENTE!"
    puts "Se cambio el algoritmo en [expr $cont] pasos de un total de [expr $load_step]"
    puts "Los cambios de algoritmo en cada paso fueron: $cambios"
    puts "Los pasos asociados a estos cambios de fueron: $pasos"

    set corr [open "correctos.txt" a];          #Archivo que guarda datos de análisis correcto
    puts $corr "Tolerancia: $Tol"
    puts $corr "Patron: $Nombre"
    set endT [clock seconds]
    puts $corr "Tiempo: [expr ($endT-$startT)/60.] minutos"
    puts $corr ""
    close $corr
}

```