



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

ESTUDIO NUMÉRICO DE LA RESPUESTA DE SISTEMAS DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO ACOPLADOS Y DISEÑO EXPERIMENTAL PARA SU VALIDACIÓN

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN
CIENCIAS DE LA INGENIERÍA, MENCIÓN INGENIERÍA SÍSMICA

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

HERNÁN DARÍO ANDRÉS SANTOS GUZMÁN

PROFESOR GUÍA:
FABIÁN ROJAS BARRALES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ
KRISTIYAN IMRE KOLOZVARI

SANTIAGO DE CHILE
2018

RESUMEN DE TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER
EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA, MENCIÓN INGENIERÍA SÍSMICA
POR: HERNÁN DARÍO ANDRÉS SANTOS GUZMÁN
FECHA: 07 de Octubre de 2018.
PROFESOR GUÍA: FABIÁN ROJAS BARRALES

ESTUDIO NUMÉRICO DE LA RESPUESTA DE SISTEMAS DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO ACOPLADOS Y DISEÑO EXPERIMENTAL PARA SU VALIDACIÓN

Para estudiar el desempeño de muros de hormigón armado, en general, hasta ahora el enfoque se ha puesto en estudiar el comportamiento de un muro de forma aislada. El objetivo principal del presente trabajo es estudiar el desempeño de muros acoplados mediante losa, para obtener información sobre la importancia de esta y comparar los resultados con muros aislados respectivos, lo cual dará resultados más reales de lo que ocurre en un edificio. Para la elección de los muros a investigar, se realizó un estudio sobre los muros típicos de la práctica constructiva chilena y con el objetivo de hacer este estudio lo más cercano a la realidad, se seleccionaron tres ejes estructurales. Para simular el comportamiento de los ejes estructurales, se realizó un análisis tipo Pushover de carácter monotónico a cada eje. Con la idea de hacer este análisis lo más cercano a la realidad posible, se realizó un estudio complementario, con el objetivo de obtener un patrón de carga para el análisis Pushover que proviniera de información de edificios ya construidos en Chile. Es así como de este estudio se concluye, que para edificios que tengan sobre 15 pisos, un patrón de carga triangular invertido no es tan real, ya que comienzan a tener influencia los modos superiores de vibrar.

Con los patrones obtenidos previamente se realizan los estudios los cuales permiten concluir que la losa es un elemento de acople importante, muchas veces despreciada, con la cual se llega a niveles de acople de 25%. Esto genera cambios en el comportamiento de los muros, desempeñándose de manera diferente a si estuviesen aislados. Además el acoplamiento influye de manera significativa en el largo de la rótula plástica del muro a compresión en el eje.

Para finalizar el estudio, se diseña un experimento a realizar en laboratorio, para corroborar resultados. Se realiza el escalamiento y la construcción de cuatro probetas a estudiar.

DEDICATORIA

A Mis Padres, Meme y Nino.

*“Caminante, no hay camino,
se hace camino al andar.
y al volver la vista atrás
se ve la senda que nunca
se ha de volver a pisar”.*

Antonio Machado

AGRADECIMIENTOS

Mi formación como profesional ha sido un largo proceso en el cual muchas personas han estado a mi lado, ayudándome, brindando su apoyo, personas que no puedo resumir en una página, pero cada uno sabe de mi agradecimiento hacia ellos. Me gustaría partir por destacar gracias a quienes principalmente he llegado a donde estoy, mis padres Eduardo y Carolina, junto a mi abuela Meme, los cuales formaban, como ella llamaban, un matrimonio de a tres, el cual nos permitió llegar a mis hermanos y a mi donde estamos. Junto a ellos también agradecer a Nino, quien ha sido mi verdadero abuelo en esta vida, y sobre todo quien me abrió los ojos de que el mundo es un lugar para vivirlo y recorrerlo. Esto claramente sin dejar de lado a mis abuelos Hernán, Darío y Berta, quienes estoy seguro que me ayudan desde donde estén. Agradecer también a mis hermanos, Edú y Mane, quienes siempre me han apoyado y me han dado ánimo cuando más lo he necesitado. Desarrollarme teniéndolos como referentes siempre ha sido un placer y además estoy seguro que lo exitoso de cada uno de ellos me ha hecho apuntar permanentemente a lo más alto. Siempre han estado ahí para mí y son parte muy importante de todo lo que soy como persona.

También me gustaría mencionar con quienes hemos crecido juntos desde chicos, los compañeros que siempre han estado ahí, desde el colegio como Jaime, Pancha, Cayu y algunos con los que si bien he ido perdiendo el contacto como el Tito y el Negro, fueron un apoyo constante a lo largo de mi carrera.

Junto a ellos agradecer a mis amigos que he conocido estos años en la Universidad, algunos desde mechones como Marco, Carlos, Freddy, Alfonso, Pato, Alex, Cami y Edo, en los cuales siempre he encontrado apoyo y si bien con algunos el contacto va y viene, sé que siempre estarán ahí para lo que sea. Se agradecen las cervezas, las palabras de apoyo de siempre. También quisiera destacar a aquellos que fui conociendo a lo largo de mi camino en la Universidad, sobre todo con quienes compartí más en la última parte: Ary, Otu y Jorge, además de Nico, Pancho Tapia y Sir Cono, con los cuales fue siempre un agrado compartir el estudio y la vida. Agradecer su apoyo, las largas conversaciones arregla-vidas, las charlas psicológicas con Ary, en fin, todos los momentos. Conocí muchas personas buenas durante mi estadía en la Universidad, a los cuales les agradeceré siempre, pero no alcanzo a incluirlos a todos.

También quisiera darle mis agradecimientos a quienes me ayudaron en esta última parte, especialmente a Kelly, quien me ha brindado todo su apoyo y fuerza en esta etapa final, entendiéndome siempre y animándome. Además a Willy, Ale y Javi, quienes me ayudaron en la etapa constructiva que tantos problemas me trajo en este trabajo y en ese aspecto también a Don Pedro y a Víctor, los cuales siempre me ayudaron a solucionar los problemas que tanto causó la parte experimental. Gracias a todos.

Finalmente, quisiera agradecer a la gente de IEC, quienes han sido un permanente apoyo en este trabajo.

Tabla de Contenido

CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN	1
MOTIVACIÓN	1
1.1 . OBJETIVOS	3
1.1.1 OBJETIVO PRINCIPAL.....	3
1.1.2 OBJETIVOS SECUNDARIOS	3
1.2 METODOLOGÍA.....	4
1.2.1 Etapa 1.....	4
1.2.2 Etapa 2.....	4
1.2.3 Etapa 3.....	4
1.2.4 Etapa 4.....	4
1.2.5 Etapa 5.....	5
1.2.6 Etapa 6.....	5
1.2.7 Etapa 7.....	5
1.2.8 Etapa 8.....	5
1.3 ESTRUCTURA DE INFORME.....	6
1.3.1 Capítulo 1: Introducción.....	6
1.3.2 Capítulo 2: Marco Teórico y Revisión bibliográfica	6
1.3.3 Capítulo 3 : Bases para el modelamiento.	6
1.3.4 Capítulo 4: Tipologías de Construcción en Chile.	6
1.3.5 Capítulo 5: Estudio de la distribución de corte en altura en edificios construidos en Chile.	7
1.3.6 Capítulo 6: Estudio Paramétrico de Muros acoplados.....	7
1.3.7 Capítulo 7: Escalamiento y Construcción de muros escogidos.....	7
1.3.8 Capítulo 8: Estudio Analítico de Probetas.	7
1.3.9 Capítulo 9: Conclusiones	7
CAPÍTULO 2 : MARCO TEÓRICO Y REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	8
2.1 INTRODUCCIÓN.....	8
2.2 MUROS ACOPLADOS.....	8
2.2.1 Comportamiento de muros acoplados ante excitación sísmica.....	9
2.2.2 Grado de Acoplamiento.	11
2.2.3 Armadura de muros acoplados.....	13
2.3 ESTUDIOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE MUROS ACOPLADOS Y LA IMPORTANCIA DEL GRADO DE ACOPLAMIENTO.	17
2.3.1 Aristizabal-Ochoa [3]	17
2.3.2 Harries [33].....	17
2.3.3 Mohr [42].....	19

2.3.4 Chandra et. al. [12]	20
2.4 FORMAS DE MODELACIÓN	21
2.4.1 Modelación macroscópica y microscópica.....	22
2.4.2 Ejemplo de modelación y distribución de plasticidad.	23
2.5 RÓTULAS PLÁSTICAS.....	24
2.6 TIPOS DE ENSAYOS.....	29
CAPÍTULO 3 : BASES PARA EL MODELAMIENTO	32
3.1 ESTRUCTURA DE LA INTERFACE	32
3.2 MATERIALES UTILIZADOS	34
3.3 HORMIGÓN.....	35
3.3.1 Degradación por tracción en la dirección transversal.	37
3.3.2 Degradación debido a carga cíclica	38
3.4 ACERO	38
3.5 MODELACIÓN DE FIBRAS.....	41
3.5.1 Elemento ZeroLength.....	41
3.5.2 Modelo de Fibras SFI-MVLEM.....	42
3.6 VALIDACIÓN DE FUNCIONABILIDAD DEL MODELO DE FIBRAS EN INTERFACE SAFE TOOLBOX.	48
CAPÍTULO 4 : TIPOLOGÍAS DE CONSTRUCCIÓN EN CHILE	53
4.1 INTRODUCCIÓN.....	53
4.2 CONTEXTO SÍSMICO.....	54
4.3 ESTRUCTURACIÓN EN CHILE.....	56
4.4 CARACTERIZACIÓN DE MUROS DE HORMIGÓN	58
4.4.1 Estay [27]	58
4.5 OBSERVACIONES DEBIDO AL SISMO DE 2010	61
4.6 PERFIL BIO-SÍSMICO.....	62
4.6.1 Índice de Rigidez $HoTn$	62
4.6.2 Índice de Desempeño δuHo	63
4.6.3 Índice densidad	64
4.6.4 Índice densidad de muro por unidad de área y unidad de peso dnp	65
4.7 ELECCIÓN DE MUROS.....	66
CAPÍTULO 5 : ESTUDIO DE LA DISTRIBUCIÓN DE CORTE EN ALTURA EN EDIFICIOS CONSTRUIDOS EN CHILE.	72
5.1 INTRODUCCIÓN.....	72
5.2 METODOLOGÍA.....	72

5.3 BASE DE DATOS.....	76
5.3.1 Edificios de 10 Pisos	78
5.3.2 Edificios de 15 Pisos	80
5.3.3 Edificios de 20 Pisos	81
5.3.4 Edificios de 25 Pisos	83
5.3.5 Edificios de 30 Pisos	85
5.4 RESULTADOS Y COMENTARIOS.....	87
5.4.1 Edificios de 10 Pisos	87
5.4.2 Edificios de 15 Pisos	90
5.4.3 Edificios de 20 Pisos	93
5.4.4 Edificios de 25 Pisos	95
5.4.5 Edificios de 30 Pisos	98
5.5 COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	102
CAPÍTULO 6 : ESTUDIO PARAMÉTRICO DE MUROS ACOPLADOS.....	105
6.1 GRADO DE ACOPLAMIENTO	110
6.2 DESEMPEÑO DE MUROS ACOPLADOS VERSUS AISLADOS.....	115
6.3 LONGITUD DE RÓTULA PLÁSTICA	123
6.4 COMPARACIÓN ENTRE DIFERENTES NIVELES DE ESTUDIO.....	128
6.5 COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE MURO DE 20 PISOS CON CASOS CON DIFERENTES PARÁMETROS.....	133
6.5.1 Variaciones en losa de acople.....	133
6.5.2 Eje estructural con muros del mismo largo	135
6.5.3 Análisis con patrones de carga diferentes	138
6.5.4 Muro Largo con mayor carga axial.....	139
CAPÍTULO 7 : ESCALAMIENTO Y CONSTRUCCIÓN DE MUROS ESCOGIDOS.	141
7.1 INTRODUCCIÓN.....	141
7.2 ESCALAMIENTO.....	141
7.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PROBETAS	146
7.3.1 Refuerzo longitudinal.....	147
7.3.2 Refuerzo transversal	148
7.3.3 Viga.....	149
7.3.4 Refuerzo pedestal	150
7.4 ELEMENTOS ADICIONALES AL ENSAYO	153
7.4.1 Fuerza axial y estructura de soporte de pesos.....	153
7.4.2 Estructura de soporte lateral	154
7.4.3 Moldajes	156

7.5 HORMIGONADO.....	158
CAPÍTULO 8 : ESTUDIO ANALÍTICO DE PROBETAS	160
8.1 PROBETA N°1	162
8.2 PROBETA N°2	165
8.3 PROBETAS N°3 Y N°4	167
8.4 COMPARACIÓN LARGO DE RÓTULAS PLÁSTICAS ENTRE PROBETAS.....	168
CAPÍTULO 9 : CONCLUSIONES	171
CAPÍTULO 10 : TRABAJO FUTURO	174
BIBLIOGRAFÍA.....	175

Índice de Tablas

TABLA 2-1: VALORES EMPÍRICOS PARA GRADO DE ACOPLAMIENTO DADOS POR CHAALLAL ET. AL. [14].	13
TABLA 2-2: CORTE BASAL EDIFICIO DE 10 PISOS.	21
TABLA 3-1: TABLA RESUMEN ESTUDIO DE FUNCIONABILIDAD SFI-MVLEM.	51
TABLA 4-1: FACTOR DE CONFINAMIENTO POR MURO PARA CADA EJE ESTRUCTURAL.....	68
TABLA 5-1: VALORES DE DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y PORCENTAJE DE VARIACIÓN, ENTRE PERFIL OBTENIDO Y MUESTRAS DE BASE DE DATOS (PERFIL NORMALIZADO CON RESPECTO A PISO SUPERIOR). DIRECCIÓN "X", 10 PISOS.	88
TABLA 5-2: VALORES DE DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y PORCENTAJE DE VARIACIÓN, ENTRE PERFIL OBTENIDO Y MUESTRAS DE BASE DE DATOS (PERFIL NORMALIZADO CON RESPECTO A PISO SUPERIOR). DIRECCIÓN "Y", 10 PISOS.	89
TABLA 5-3: VARIACIÓN ENTRE CURVA OBTENIDA DE LA PARAMETRIZACIÓN CON RESPECTO A CURVA DE PROMEDIOS. DIRECCIÓN "X", 10 PISOS.....	90
TABLA 5-4: VARIACIÓN ENTRE CURVA OBTENIDA DE LA PARAMETRIZACIÓN CON RESPECTO A CURVA DE PROMEDIOS. DIRECCIÓN "Y", 10 PISOS.....	90
TABLA 5-5: VALORES DE DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y PORCENTAJE DE VARIACIÓN, ENTRE PERFIL OBTENIDO Y MUESTRAS DE BASE DE DATOS (PERFIL NORMALIZADO CON RESPECTO A PISO SUPERIOR). DIRECCIÓN "X", 15 PISOS.	91
TABLA 5-6: VALORES DE DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y PORCENTAJE DE VARIACIÓN, ENTRE PERFIL OBTENIDO Y MUESTRAS DE BASE DE DATOS (PERFIL NORMALIZADO CON RESPECTO A PISO SUPERIOR). DIRECCIÓN "Y", 15 PISOS.	92
TABLA 5-7: VARIACIÓN ENTRE CURVA OBTENIDA DE LA PARAMETRIZACIÓN CON RESPECTO A CURVA DE PROMEDIOS. DIRECCIÓN "X", 15 PISOS.....	92
TABLA 5-8: VARIACIÓN ENTRE CURVA OBTENIDA DE LA PARAMETRIZACIÓN CON RESPECTO A CURVA DE PROMEDIOS. DIRECCIÓN "Y", 15 PISOS.....	93
TABLA 5-9: VALORES DE DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y PORCENTAJE DE VARIACIÓN, ENTRE PERFIL OBTENIDO Y MUESTRAS DE BASE DE DATOS (PERFIL NORMALIZADO CON RESPECTO A PISO SUPERIOR). DIRECCIÓN "X", 20 PISOS.	94
TABLA 5-10: VALORES DE DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y PORCENTAJE DE VARIACIÓN, ENTRE PERFIL OBTENIDO Y MUESTRAS DE BASE DE DATOS (PERFIL NORMALIZADO CON RESPECTO A PISO SUPERIOR). DIRECCIÓN "Y", 20 PISOS.	94
TABLA 5-11: VARIACIÓN ENTRE CURVA OBTENIDA DE LA PARAMETRIZACIÓN CON RESPECTO A CURVA DE PROMEDIOS. DIRECCIÓN "X", 20 PISOS.....	95
TABLA 5-12: VARIACIÓN ENTRE CURVA OBTENIDA DE LA PARAMETRIZACIÓN CON RESPECTO A CURVA DE PROMEDIOS. DIRECCIÓN "Y", 20 PISOS.....	95
TABLA 5-13: VALORES DE DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y PORCENTAJE DE VARIACIÓN, ENTRE PERFIL OBTENIDO Y MUESTRAS DE BASE DE DATOS (PERFIL NORMALIZADO CON RESPECTO A PISO SUPERIOR). DIRECCIÓN "X", 25 PISOS.	96
TABLA 5-14: VALORES DE DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y PORCENTAJE DE VARIACIÓN, ENTRE PERFIL OBTENIDO Y MUESTRAS DE BASE DE DATOS (PERFIL NORMALIZADO CON RESPECTO A PISO SUPERIOR). DIRECCIÓN "Y", 25 PISOS.	97
TABLA 5-15: VARIACIÓN ENTRE CURVA OBTENIDA DE LA PARAMETRIZACIÓN CON RESPECTO A CURVA DE PROMEDIOS. DIRECCIÓN "X", 25 PISOS.....	98

TABLA 5-16: VARIACIÓN ENTRE CURVA OBTENIDA DE LA PARAMETRIZACIÓN CON RESPECTO A CURVA DE PROMEDIOS. DIRECCIÓN "Y", 25 PISOS.....	98
TABLA 5-17: VALORES DE DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y PORCENTAJE DE VARIACIÓN, ENTRE PERFIL OBTENIDO Y MUESTRAS DE BASE DE DATOS (PERFIL NORMALIZADO CON RESPECTO A PISO SUPERIOR). DIRECCIÓN "X", 30 PISOS.	99
TABLA 5-18: VALORES DE DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y PORCENTAJE DE VARIACIÓN, ENTRE PERFIL OBTENIDO Y MUESTRAS DE BASE DE DATOS (PERFIL NORMALIZADO CON RESPECTO A PISO SUPERIOR). DIRECCIÓN "Y", 30 PISOS.	100
TABLA 5-19: VARIACIÓN ENTRE CURVA OBTENIDA DE LA PARAMETRIZACIÓN CON RESPECTO A CURVA DE PROMEDIOS. DIRECCIÓN "X", 30 PISOS.....	101
TABLA 5-20: VARIACIÓN ENTRE CURVA OBTENIDA DE LA PARAMETRIZACIÓN CON RESPECTO A CURVA DE PROMEDIOS. DIRECCIÓN "Y", 30 PISOS.....	101
TABLA 6-1: CONJUNTO DE ANÁLISIS REALIZADOS.	108
TABLA 6-2: PROPIEDADES DE EJES ESTRUCTURALES	108
TABLA 6-3: VARIACIONES EN ANÁLISIS PARA MUROS DE 20 PISOS.	109
TABLA 7-1: FACTORES DE ESCALAMIENTO, LEY DE CAUCHY MÁS FROUDE (CARVALHO [15]).	143
TABLA 7-2: GRADO DE ACOPLAMIENTO SEGÚN CHAALLAL ET. AL. [14]	145
TABLA 7-3: ARMADURA DE BORDE Y SU RESPECTIVA CUANTÍA PARA CADA PROBETA, POR MURO. DIÁMETRO DE BARRAS EN MILÍMETROS. CUANTÍA CALCULADA CONSIDERANDO ELEMENTO DE BORDE COMO EL 20% DE LA LONGITUD DEL MURO.	148
TABLA 7-4: ARMADURA TRANSVERSAL Y SU RESPECTIVA CUANTÍA PARA CADA PROBETA, POR MURO Y ZONA. DIÁMETRO DE BARRAS EN MILÍMETROS Y SEPARACIONES EN CENTÍMETROS. CUANTÍA CALCULA TOMANDO EN CONSIDERACIÓN LA SECCIÓN COMPLETA DEL MURO	149
TABLA 7-5: ARMADURA LONGITUDINAL, TRANSVERSAL Y SU RESPECTIVA CUANTÍA PARA LAS VIGAS DE CADA PROBETA. DIÁMETRO DE BARRAS EN MILÍMETROS Y SEPARACIONES EN CENTÍMETROS. CUANTÍA CALCULA TOMANDO EN CONSIDERACIÓN LA SECCIÓN COMPLETA DE LA VIGA.	150
TABLA 7-6: FUERZA AXIAL PROBETAS.....	153

Índice de Imágenes

FIGURA 2-1: SISTEMAS ESTRUCTURALES. ARISTIZABAL-OCHOA [3]	9
FIGURA 2-2: ESFUERZOS MURO AISLADO. HUNG AND LU [23].....	10
FIGURA 2-3: TRASPASO DE ESFUERZOS MUROS ACOPLADOS. HUNG AND LU [23].	10
FIGURA 2-4: FORMAS DE ARMAR VIGAS DE ACOUPLE, GALANO AND VIGNOLI [29].	15
FIGURA 2-5: RESPUESTA DE MUROS ACOPLADOS HARRIS [33].	18
FIGURA 2-6: VARIACIÓN DEL GRADO DE ACOPLAMIENTO EN UN ANÁLISIS PUSHOVER DE UN SISTEMA DE MUROS ACOPLADOS. HARRIS [33].	18
FIGURA 2-7 : ARMADURA DE REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS DE ACOUPLE. (A) ACI 318H-CH047. (B) ACI 318-05.	20
FIGURA 2-8: EJEMPLOS DE MODELOS MACROSCÓPICOS CON PLASTICIDAD. DEIERLEIN ET. AL. [26].....	24
FIGURA 2-9 : RÓTULAS PLÁSTICAS EN VIGA. (A) UNI-DIRECCIONALES. (B) REVERSIBLES. DOUGLAS ET. AL. [25]	25
FIGURA 2-10: CURVA CÍCLICA VS MONOTÓNICA. DEIERLEIN ET. AL. [26]).	31
FIGURA 3-1: LIBRERÍA DE MODELO SAFE-TOOLBOX. ROJAS[66].	33
FIGURA 3-2: LIBRERÍA DE ANÁLISIS SAFE-TOOLBOX. ROJAS [66].	33
FIGURA 3-3 : DESCRIPCIÓN DE ELEMENTO TIPO MEMBRANA UTILIZADO. (A) SECCIÓN POR CAPAS. (B) GRADOS DE LIBERTADO NODALES. ROJAS [67].	34
FIGURA 3-4: CURVA ESFUERZO DEFORMACIÓN A COMPRESIÓN HORMIGÓN DE THORENFELDT. PEÑA [62].....	35
FIGURA 3-5: MODELO A TRACCIÓN DE HORMIGÓN DE BELARBI AND HSU. PEÑA [62].....	35
FIGURA 3-6: MODELO DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DEL HORMIGÓN. PEÑA [62].	37
FIGURA 3-7: DEGRADACIÓN DE CAPACIDAD DEBIDA DEL HORMIGÓN MEDIANTE FACTORES DE REDUCCIÓN. PEÑA [62].	37
FIGURA 3-8 : MODELO DEL ACERO DE MENEGOTTO AND PINTO. OPENSEES [49]:	40
FIGURA 3-9 : DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES EN ACERO Y HORMIGÓN DEBIDO A SU INTERACCION AL IR AGRIETANDOSE. PEÑA [62].	40
FIGURA 3-10: MODELO CONSTITUTIVO DE HORMIGÓN DESARROLLADO POR CHANG AND MANDER. KOLOZVARI [38]	42
FIGURA 3-11: ENVOLVENTES DE COMPRESIÓN Y TRACCIÓN. KOLOZVARI [38]	42
FIGURA 3-12. COMPORTAMIENTO ETAPA SIN FISURACIÓN. (A) CAMPO DE DEFORMACIONES, (B) DEFORMACIONES PRINCIPALES DEL ELEMENTO, (C) DEFORMACIONES PRINCIPALES EN EL CONCRETO, (D) ESFUERZOS EN EL CONCRETO. KOLOZVARI [38].	44
FIGURA 3-13: COMPORTAMIENTO ETAPA PRIMERA GRIETA. (A) CAMPO DE DEFORMACIONES, (B) DEFORMACIONES EN EL PUNTAL (GRIETA) DE HORMIGÓN, (C) ESFUERZOS EN EL PUNTAL (GRIETA) DE HORMIGÓN, (D) ESFUERZOS EN EL CONCRETO. KOLOZVARI [38].	44
FIGURA 3-14: COMPORTAMIENTO ETAPA SEGUNDA GRIETA. (A) CAMPO DE DEFORMACIONES, (B) DEFORMACIONES EN LOS PUNTALES (GRIETAS) DE HORMIGÓN, (C) ESFUERZOS EN LOS PUNTALES (GRIETAS) DE HORMIGÓN, (D) ESFUERZOS EN EL CONCRETO. KOLOZVARI [38].	45
FIGURA 3-15: (A) MODELO MVLEM. (B) DISTRIBUCIÓN DE CURVATURA. KOLOZVARI [38].	46
FIGURA 3-16: (A) CASO BASE DE ELEMENTO MVLEM. (B) ELEMENTO MVLEM CON MACRO-FIBRAS COMPUESTAS DE DOS RESORTES. MASSONE ET AL. [44]	47
FIGURA 3-17: (A) MVLEM, (B) PANEL DE HORMIGÓN ARMADO A UTILIZAR, (C) SFI-MVLEM.	47

FIGURA 3-18: COMPARACIÓN DE CURVAS DE HORMIGÓN ARMADO USADAS EN MODELACIÓN DE FIBRAS Y DE ELEMENTOS FINITOS.	49
FIGURA 3-19: COMPARACIÓN COLUMNA SHANMUGAN EF VS FIBRAS.....	49
FIGURA 3-20: CURVA DE CAPACIDAD SFI-MVLEM. SE MUESTRA LA DIFERENCIA ENTRE LA FUERZA EXTERNA Y EL CORTE BASAL (DENOMINADO REACCIÓN NODAL).	49
FIGURA 3-21: CASOS PARA EL ESTUDIO DE LA CONVERGENCIA SFI-MVLEM (REFERENCIALES).....	50
FIGURA 3-22: COMPARACIÓN CURVA DE CAPACIDAD PARA CASOS EN ESTUDIO.....	51
FIGURA 3-23: COMPARACIÓN SEGÚN NÚMERO DE ITERACIONES.	51
FIGURA 4-1: PLANTA TÍPICA DE EDIFICIOS PRE SISMO 1985 (EDIFICIO FESTIVAL EN VIÑA DEL MAR 1978, MASSONE ET. AL[47].	56
FIGURA 4-2: PLANTA TÍPICA DE EDIFICIO DE OFICINAS, LAGOS ET. AL. [40].....	58
FIGURA 4-3: HISTOGRAMA DE CUANTÍA VERTICAL EN ALMA DE MUROS, ESTAY [27].	60
FIGURA 4-4: HISTOGRAMA DE CUANTÍA HORIZONTAL EN ALMA DE MUROS, ESTAY [27].	60
FIGURA 4-5: HISTOGRAMA DE NIVEL DE SOLICITACIÓN AXIAL EN LOS MUROS, ESTAY [27].	61
FIGURA 4-6: ÍNDICE H/T, ESTUDIO CON 2622 EDIFICIOS CHILENOS, GUENDELMAN [30].	63
FIGURA 4-7: VARIACIÓN EN EL TIEMPO DE ÍNDICE H/T CALDERÓN [10].	63
FIGURA 4-8: ÍNDICE DESEMPEÑO, GUENDELMAN [30].	64
FIGURA 4-9: DENSIDAD DE MUROS EN PRIMER PISO. CALDERÓN [10].	64
FIGURA 4-10: DENSIDAD DE MUROS EN PISO TIPO. CALDERÓN [10].	64
FIGURA 4-11: VARIACIÓN DE DNP EN EL TIEMPO. CALDERÓN [10].	65
FIGURA 4-12: PLANTA PISO TIPO EDIFICIO DE MENOR ALTURA.....	67
FIGURA 4-13: PLANTA PISO TIPO, EDIFICIO DE MAYOR ALTURA.	67
FIGURA 4-14: ELEVACIÓN EJE ESTRUCTURAL 16 PISOS. ALTURA ENTRE PISO DE 2.62 [M]. EN LOS PRIMEROS 5 PISOS EXISTEN ESTRIBOS Y TRABAS DE CONFINAMIENTO JUNTO A MALLA	69
FIGURA 4-15: ELEVACIÓN EJE ESTRUCTURAL 20 PISOS. ALTURA ENTRE PISO DE 2.62 [M]. EN LOS PRIMEROS 5 PISOS EXISTEN ESTRIBOS Y TRABAS DE CONFINAMIENTO JUNTO A MALLA	69
FIGURA 4-16: ELEVACIÓN EJE ESTRUCTURAL 25 PISOS. ALTURA ENTRE PISO DE 2.62 [M]. EN LOS PRIMEROS 5 PISOS EXISTEN ESTRIBOS Y TRABAS DE CONFINAMIENTO JUNTO A MALLA	69
FIGURA 4-17: CUANTÍAS FINALES EJE ESTRUCTURAL 16 PISOS.	70
FIGURA 4-18: CUANTÍAS FINALES EJE ESTRUCTURAL 20 PISOS.	70
FIGURA 4-19: CUANTÍAS FINALES EJE ESTRUCTURAL 25 PISOS.	71
FIGURA 5-1: DIRECCIONES X E Y DE EDIFICIO CONSIDERADAS EN ESTUDIO.....	75
FIGURA 5-2: RESUMEN DE METODOLOGÍA UTILIZA EN ESTUDIO DE PERFILES DE CORTE.	76
FIGURA 5-3: ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LAS REGIONES IV, V, VI, VII, VIII, IX, X Y REGIÓN METROPOLITANA. NCH 433 [21].....	77
FIGURA 5-4: DISTRIBUCIÓN DE ZONA SÍSMICA Y TIPO DE SUELO PARA EDIFICIOS DE 10 PISOS. GRÁFICO CENTRAL MUESTRA TIPOLOGÍA PREVIA A LAS MODIFICACIONES POSTERIORES A 2010, MIENTRAS AL GRÁFICO DE LA DERECHA, MUESTRA LA TIPOLOGÍA POSTERIOR A LAS MODIFICACIONES.....	78
FIGURA 5-5: DISTRIBUCIÓN DE PISOS Y PERÍODOS DIRECCIÓN LX.....	79

FIGURA 5-6: DISTRIBUCIÓN DE PISOS Y PERÍODOS DIRECCIÓN LY.....	79
FIGURA 5-7: HISTOGRAMA LARGO LADO LX Y LY 10 PISOS.	79
FIGURA 5-8: HISTOGRAMA ALTURA PISO Y PESO POR ÁREA EN PISO TIPO. 10 PISOS.	79
FIGURA 5-9: DISTRIBUCIÓN DE ZONA SÍSMICA Y TIPO DE SUELO PARA EDIFICIOS DE 15 PISOS. GRÁFICO CENTRAL MUESTRA TIPOLOGÍA PREVIA A LAS MODIFICACIONES POSTERIORES A 2010, MIENTRAS AL GRÁFICO DE LA DERECHA, MUESTRA LA TIPOLOGÍA POSTERIOR A LAS MODIFICACIONES.....	80
FIGURA 5-10: DISTRIBUCIÓN DE PISOS Y PERÍODOS DIRECCIÓN LX.....	81
FIGURA 5-11: DISTRIBUCIÓN DE PISOS Y PERÍODOS DIRECCIÓN LY.....	81
FIGURA 5-12: HISTOGRAMA LARGO LADO LX Y LY 15 PISOS.	81
FIGURA 5-13: HISTOGRAMA ALTURA PISO Y PESO POR ÁREA EN PISO TIPO. 15 PISOS	81
FIGURA 5-14: DISTRIBUCIÓN DE ZONA SÍSMICA Y TIPO DE SUELO PARA EDIFICIOS DE 20 PISOS. GRÁFICO CENTRAL MUESTRA TIPOLOGÍA PREVIA A LAS MODIFICACIONES POSTERIORES A 2010, MIENTRAS AL GRÁFICO DE LA DERECHA, MUESTRA LA TIPOLOGÍA POSTERIOR A LAS MODIFICACIONES.....	82
FIGURA 5-15: DISTRIBUCIÓN DE PISOS Y PERÍODOS DIRECCIÓN LX.....	82
FIGURA 5-16: DISTRIBUCIÓN DE PISOS Y PERÍODOS DIRECCIÓN LY.....	82
FIGURA 5-17: HISTOGRAMA LARGO LADO LX Y LY 20 PISOS.	83
FIGURA 5-18: HISTOGRAMA ALTURA PISO Y PESO POR ÁREA PISO TIPO 20 PISOS.....	83
FIGURA 5-19: DISTRIBUCIÓN DE ZONA SÍSMICA Y TIPO DE SUELO PARA EDIFICIOS DE 25 PISOS. GRÁFICO CENTRAL MUESTRA TIPOLOGÍA PREVIA A LAS MODIFICACIONES POSTERIORES A 2010, MIENTRAS AL GRÁFICO DE LA DERECHA, MUESTRA LA TIPOLOGÍA POSTERIOR A LAS MODIFICACIONES.....	84
FIGURA 5-20: DISTRIBUCIÓN DE PISOS Y PERÍODOS DIRECCIÓN LX.....	84
FIGURA 5-21: DISTRIBUCIÓN DE PISOS Y PERÍODOS DIRECCIÓN LY.....	84
FIGURA 5-22: HISTOGRAMA LARGO LADO LX Y LY 25 PISOS.	85
FIGURA 5-23: HISTOGRAMA ALTURA PISO Y PESO POR ÁREA PISO TIPO 25 PISOS.....	85
FIGURA 5-24: DISTRIBUCIÓN DE ZONA SÍSMICA Y TIPO DE SUELO PARA EDIFICIOS DE 30 PISOS. GRÁFICO CENTRAL MUESTRA TIPOLOGÍA PREVIA A LAS MODIFICACIONES POSTERIORES A 2010, MIENTRAS EL GRÁFICO DE LA DERECHA, MUESTRA LA TIPOLOGÍA POSTERIOR A LAS MODIFICACIONES.....	85
FIGURA 5-25: DISTRIBUCIÓN DE PISOS Y PERÍODOS DIRECCIÓN LX.....	86
FIGURA 5-26: DISTRIBUCIÓN DE PISOS Y PERÍODOS DIRECCIÓN LY.....	86
FIGURA 5-27: HISTOGRAMA LARGO LADO LX Y LY 30 PISOS.	86
FIGURA 5-28: HISTOGRAMA ALTURA PISO Y PESO EN PISO TIPO 30 PISOS.	86
FIGURA 5-29: PERFILES NORMALIZADOS MÁS PERFIL INTERPOLADO JUNTO CON DESVIACIÓN ESTÁNDAR, DIRECCIÓN LX.....	88
FIGURA 5-30: PERFILES NORMALIZADOS MÁS PERFIL INTERPOLADO JUNTO CON DESVIACIÓN ESTÁNDAR, DIRECCIÓN LY.....	88
FIGURA 5-31: PERFILES NORMALIZADOS MÁS PERFIL INTERPOLADO JUNTO CON DESVIACIÓN ESTÁNDAR, DIRECCIÓN LX.....	91
FIGURA 5-32: PERFILES NORMALIZADOS MÁS PERFIL INTERPOLADO JUNTO CON DESVIACIÓN ESTÁNDAR, DIRECCIÓN LY.....	91
FIGURA 5-33: PERFILES NORMALIZADOS MÁS PERFIL INTERPOLADO JUNTO CON DESVIACIÓN ESTÁNDAR, DIRECCIÓN LX.....	93

FIGURA 5-34: PERFILES NORMALIZADOS MÁS PERFIL INTERPOLADO JUNTO CON DESVIACIÓN ESTÁNDAR, DIRECCIÓN LY.....	93
FIGURA 5-35: PERFILES NORMALIZADOS MÁS PERFIL INTERPOLADO JUNTO CON DESVIACIÓN ESTÁNDAR, DIRECCIÓN LX.....	96
FIGURA 5-36: PERFILES NORMALIZADOS MÁS PERFIL INTERPOLADO JUNTO CON DESVIACIÓN ESTÁNDAR, DIRECCIÓN LY.....	96
FIGURA 5-37: PERFILES NORMALIZADOS MÁS PERFIL INTERPOLADO JUNTO CON DESVIACIÓN ESTÁNDAR, DIRECCIÓN LX.....	99
FIGURA 5-38: PERFILES NORMALIZADOS MÁS PERFIL INTERPOLADO JUNTO CON DESVIACIÓN ESTÁNDAR, DIRECCIÓN LY.....	99
FIGURA 5-39: COMPARACIÓN DE CURVAS PARA DIRECCIÓN LX.....	102
FIGURA 5-40: COMPARACIÓN DE CURVAS PARA DIRECCIÓN LY.....	102
FIGURA 5-41: PERFIL DE CORTE POR PISO POR NIVEL Y NUEVOS PERFILES APROXIMADOS. CASOS 10-15 PISOS Y 20-30 PISOS.	103
FIGURA 6-1: MODELO DE MALLADO TIPO EJE ESTRUCTURAL MÁS DETALLE DE MODELAMIENTO DE VIGA.....	107
FIGURA 6-2: GRADO DE ACOPLAMIENTO Y CORTE BASAL V/S DERIVA POR MURO. CASO ACOPLADO Y AISLADO, I-D.....	110
FIGURA 6-3: GRADO DE ACOPLAMIENTO Y CORTE BASAL V/S DERIVA POR MURO. CASO ACOPLADO Y AISLADO, D-I.....	110
FIGURA 6-4: GRADO DE ACOPLAMIENTO Y MOMENTO BASAL V/S DERIVA POR MURO, CASO ACOPLADO Y AISLADO, I-D.	111
FIGURA 6-5: GRADO DE ACOPLAMIENTO Y MOMENTO BASAL V/S DERIVA POR MURO, CASO ACOPLADO Y AISLADO, D-I.	111
FIGURA 6-6: GRADO DE ACOPLAMIENTO, SUMATORIA DE FUERZA DE CORTE EN LOSAS V/S DERIVA Y FUERZA AXIAL EN MUROS. CASO I-D.	112
FIGURA 6-7: GRADO DE ACOPLAMIENTO, SUMATORIA DE FUERZA DE CORTE EN LOSAS V/S DERIVA Y FUERZA AXIAL EN MUROS. CASO D-I.	112
FIGURA 6-8: SECUENCIA DE FLUENCIA DE VIGAS EN MODELO. CASO I-D.....	115
FIGURA 6-9: SECUENCIA DE FLUENCIA DE VIGAS EN MODELO. CASO D-I.....	115
FIGURA 6-10: SUMATORIA DE FUERZA DE CORTE EN LOSAS V/S DERIVA Y PUNTO A PARTIR DEL CUAL TOMAN UN CORTE CONSTANTE. CASO I-D.	115
FIGURA 6-11: SUMATORIA DE FUERZA DE CORTE EN LOSAS V/S DERIVA Y PUNTO A PARTIR DEL CUAL TOMAN UN CORTE CONSTANTE. CASO D-I.	115
FIGURA 6-12: MOMENTO VS CURVATURA POR MURO. CASOS ACOPLADOS Y AISLADO. I-D.....	118
FIGURA 6-13: MOMENTO VS CURVATURA POR MURO. CASOS ACOPLADOS Y AISLADO. D-I.....	118
FIGURA 6-14: (A) ESQUEMA DE CURVATURA. (B) EJEMPLO DE PERFIL DE DEFORMACIONES UNITARIAS VERTICALES, PARA EJE DE 20 PISOS, DERIVA 1%.....	119
FIGURA 6-15: MOMENTO VS CURVATURA POR MURO. MOMENTO SE MUESTRA NORMALIZADO POR EL MOMENTO EN FLUENCIA. CASOS ACOPLADOS Y AISLADO. I-D.....	120
FIGURA 6-16: MOMENTO VS CURVATURA POR MURO. MOMENTO SE MUESTRA NORMALIZADO POR EL MOMENTO EN FLUENCIA. CASOS ACOPLADOS Y AISLADO. D-I.....	120
FIGURA 6-17: CURVA DE CURVATURA VS DERIVA PARA MUROS ACOPLADOS Y AISLADOS, NORMALIZADA POR CURVATURA DE FLUENCIA. CASO I-D.....	121
FIGURA 6-18: CURVA DE CURVATURA VS DERIVA PARA MUROS ACOPLADOS Y AISLADOS, NORMALIZADA POR CURVATURA DE FLUENCIA. CASO D-I.....	121

FIGURA 6-19: COMPARACIÓN DE DEFORMACIÓN MÁXIMA DEL ACERO EN MUROS PERTENECIENTES AL EJE ESTRUCTURAL Y AISLADOS, PARA DERIVA DE 1.8%. LÍNEA EN VALOR 2.1 INDICA EL INICIO DE FLUENCIA DEL ACERO. EN EL PISO 5° ESTA LA DIVISIÓN ENTRE ZONA CONFINADA. (A) IZQUIERDA A DERECHA I-D. (B) DERECHA A IZQUIERDA D-I.	122
FIGURA 6-20: PROCEDIMIENTO PARA CÁLCULO DE ROTULA PLÁSTICA l_p *	124
FIGURA 6-21: LARGO DE ROTULA PLÁSTICA MURO CORTO AISLADO. LARGO DADO POR EL ANÁLISIS V/S EXPRESIONES DE LA LITERATURA.	125
FIGURA 6-22: LARGO DE ROTULA PLÁSTICA MURO LARGO AISLADO. LARGO DADO POR EL ANÁLISIS V/S EXPRESIONES DE LA LITERATURA.	125
FIGURA 6-23: LARGO DE RÓTULA PLÁSTICA MURO CORTO ACOPLADO EN EJE ESTRUCTURAL. LARGO DADO POR EL ANÁLISIS V/S EXPRESIONES DE LA LITERATURA. I-D	126
FIGURA 6-24: LARGO DE RÓTULA PLÁSTICA MURO LARGO ACOPLADO EN EJE ESTRUCTURAL. LARGO DADO POR EL ANÁLISIS V/S EXPRESIONES DE LA LITERATURA. I-D	126
FIGURA 6-25: LARGO DE RÓTULA PLÁSTICA MURO CORTO ACOPLADO EN EJE ESTRUCTURAL. LARGO DADO POR EL ANÁLISIS V/S EXPRESIONES DE LA LITERATURA. D-I	127
FIGURA 6-26: LARGO DE RÓTULA PLÁSTICA MURO LARGO ACOPLADO EN EJE ESTRUCTURAL. LARGO DADO POR EL ANÁLISIS V/S EXPRESIONES DE LA LITERATURA. D-I	127
FIGURA 6-27: COMPARACIÓN DEL LARGO DE RÓTULA PLÁSTICA EN EL MURO CORTO, PARA LOS CASOS EN COMPRESIÓN, EN “TRACCIÓN” Y AISLADO.....	127
FIGURA 6-28: COMPARACIÓN DEL LARGO DE RÓTULA PLÁSTICA EN EL MURO LARGO, PARA LOS CASOS EN COMPRESIÓN, EN “TRACCIÓN” Y AISLADO.....	127
FIGURA 6-29: COMPARACIÓN DEL GRADO DE ACOPLAMIENTO V/S DERIVA PARA LOS EJES ESTRUCTURALES DE DISTINTAS ALTURAS. EN LA IMAGEN SUPERIOR SE MUESTRA EL CASO DE IZQUIERDA A DERECHA (I-D), MIENTRAS QUE EN EL INFERIOR, EN SENTIDO CONTRARIO (D-I).	128
FIGURA 6-30: DERIVA EN LA CUAL COMIENZA LA FLUENCIA DEL ACERO EN EL MURO CORTO PARA CADA EJE ESTRUCTURAL. EN EL CASO I-D, MURO ESTA “TRACCIONADO”, MIENTRAS QUE EN CASO D-I, AUMENTA SU COMPRESIÓN.	129
FIGURA 6-31: DERIVA EN LA CUAL COMIENZA LA FLUENCIA DEL ACERO EN EL MURO LARGO PARA CADA EJE ESTRUCTURAL. EN EL CASO I-D, MURO ESTA EN COMPRESIÓN, MIENTRAS QUE EN CASO D-I, AUMENTA ESTA DISMINUYE.	129
FIGURA 6-32: LARGO DE RÓTULA PLÁSTICA PARA MURO CORTO EN CADA EJE ESTRUCTURAL. DERIVA 1.8%	130
FIGURA 6-33: LARGO DE RÓTULA PLÁSTICA PARA MURO LARGO EN CADA EJE ESTRUCTURAL. DERIVA 1.8%	130
FIGURA 6-34: DIFERENCIA PORCENTUAL ENTRE EL LARGO DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN MURO CORTO PERTENECIENTE A EJE ESTRUCTURAL EN RELACIÓN A MURO AISLADO. EN LOS CASOS I-D, EL MURO ESTÁ EN “TRACCIÓN” Y EN LOS CASOS D-I, ESTÁ EN “COMPRESIÓN”. ..	131
FIGURA 6-35: DIFERENCIA PORCENTUAL ENTRE EL LARGO DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN MURO LARGO PERTENECIENTE A EJE ESTRUCTURAL EN RELACIÓN A MURO AISLADO. EN LOS CASOS I-D, EL MURO ESTÁ EN “COMPRESIÓN” Y EN LOS CASOS D-I, ESTÁ EN “TRACCIÓN”. ..	131
FIGURA 6-36: COMPARACIÓN LARGO RÓTULA PLÁSTICA MODELO V/S ECUACIONES LITERATURA PARA TODOS LOS CASOS. L_p/L_w REPRESENTA LA RELACIÓN ENTRE EL LARGO DE LA RÓTULA Y EL LARGO DEL MURO RESPECTIVO. CASOS MURO EN COMPRESIÓN, TRACCIÓN Y AISLADO.	132
FIGURA 6-37: COMPARACIÓN LARGO RÓTULA PLÁSTICA MODELO V/S ECUACIONES LITERATURA PARA TODOS LOS CASOS. L_p/L_w REPRESENTA LA RELACIÓN ENTRE EL LARGO DE LA RÓTULA Y EL LARGO DEL MURO RESPECTIVO. CASOS SEGÚN DERIVA TOTAL.	132

FIGURA 6-38: DIFERENCIA PORCENTUAL ENTRE EL CORTE BASAL EN MURO CORTO PERTENECIENTE A EJE ESTRUCTURAL EN RELACIÓN A MURO AISLADO. EN LOS CASOS I-D, EL MURO ESTÁ EN “TRACCIÓN” Y EN LOS CASOS D-I, ESTÁ EN “COMPRESIÓN”	133
FIGURA 6-39: DIFERENCIA PORCENTUAL ENTRE EL CORTE BASAL EN MURO LARGO PERTENECIENTE A EJE ESTRUCTURAL EN RELACIÓN A MURO AISLADO. EN LOS CASOS I-D, EL MURO ESTÁ EN “COMPRESIÓN” Y EN LOS CASOS D-I, ESTÁ EN “TRACCIÓN”	133
FIGURA 6-40 : COMPARACIÓN ENTRE EJES CON VARIACIONES EN LA LOSA DE ACOPLE. PARA LA SECCIÓN DOBLE, CUANTÍA IGUAL SE REFIERE A LA MISMA CUANTÍA QUE EN EL EJE CASO ESTUDIO, MIENTRAS QUE CUANDO DISMINUYE, ES QUE SE DIVIDE POR DOS. EL PUNTO REPRESENTA HASTA DONDE ES VÁLIDO EL ANÁLISIS CORRESPONDIENTE	134
FIGURA 6-41: GRADO DE ACOPLAMIENTO V/S DERIVA. CASOS IZQUIERDA-DERECHA (I-D), DERECHA-IZQUIERDA (D-I) Y EL CASO CON AMBOS MUROS DEL MISMO LARGO.....	135
FIGURA 6-42: GRADO DE ACOPLAMIENTO Y CORTE BASAL V/S DERIVA POR MURO. CASO MUROS ACOPLADOS DE IGUAL LONGITUD.....	136
FIGURA 6-43: SUMATORIA DE CORTE EN LOSAS PARA CASO CON MUROS DE IGUAL LONGITUD.....	136
FIGURA 6-44 : RESULTADOS MURO LARGO A TRACCIÓN, PARA LOS SIGUIENTES CASOS: (1) CASO BASE (ACOPLADO MUROS DISTINTO LARGO), (2) CASO MUROS DE IGUAL LARGO ACOPLADOS, (3) CASO BASE PERO CON MUROS SOLO CONECTADOS, (4) CASO AISLADO. EN (A) SE MUESTRA EL MOMENTO BASAL NORMALIZADO EN RELACIÓN A LA CURVATURA, MIENTRAS QUE EN (B) LA LONGITUD DE LA RÓTULA PLÁSTICA V/S DERIVA. CASO D-I, ES CUANDO ESTÁ EN TRACCIÓN.....	137
FIGURA 6-45: RESULTADOS MURO LARGO A COMPRESIÓN, PARA LOS SIGUIENTES CASOS: (1) CASO BASE (ACOPLADO MUROS DISTINTO LARGO), (2) CASO MUROS DE IGUAL LARGO ACOPLADOS, (3) CASO BASE PERO CON MUROS SOLO CONECTADOS, (4) CASO AISLADO. EN (A) SE MUESTRA EL MOMENTO BASAL NORMALIZADO EN RELACIÓN A LA CURVATURA, MIENTRAS QUE EN (B) LA LONGITUD DE LA RÓTULA PLÁSTICA V/S DERIVA.....	138
FIGURA 6-46: COMPARACIÓN DE RESPUESTA PERFIL DE 20 PISOS VS PERFIL DE 16 PISOS.....	139
FIGURA 6-47: CURVA MOMENTO-CURVATURA NORMALIZADAS POR EL MOMENTO DE FLUENCIA. MURO AISLADO CON MAYOR COMPRESIÓN TIENE FUERZA AXIAL EQUIVALENTE A LA DEL MURO ACOPLADO CON UNA DERIVA DE 1% Y MURO CON PERFIL DE CARGA DISTINTO PRESENTA UN PERFIL EQUIVALENTE AL CORTE POR PISO TOMADO POR EL MURO LARGO EN CASO BASE I-D.	140
FIGURA 6-48: LONGITUD DE RÓTULA PLÁSTICA V/S DERIVA.	140
FIGURA 7-1: MEDIDAS DE LABORATORIO. JIMÉNEZ [35].	142
FIGURA 7-2: PROBETAS PARA ENSAYO.....	145
FIGURA 7-3: DETALLE DE VIGA TÍPICA. ESPESOR SEGÚN PROBETA (LOS VALORES MOSTRADOS SON DE N°1).	149
FIGURA 7-4: ELEVACIONES PROBETAS N°1 Y N°2	151
FIGURA 7-5: ELEVACIONES PROBETAS N°3 Y N°4	152
FIGURA 7-6: VISTA EN PLANTA Y ELEVACIÓN DE ESTRUCTURA DE SOPORTE DE PESOS.....	154
FIGURA 7-7: ESTRUCTURA DE SOPORTE DE PESOS	154
FIGURA 7-8: VISTA EN PLANTA, ESTRUCTURA DE APOYO DE MUROS.....	155
FIGURA 7-9: ESTRUCTURA DE RESTRICCIÓN DE PANDEO.	156
FIGURA 7-10: MOLDAJE PROBETA N°1.....	157
FIGURA 7-11: ARMADURA Y MOLDAJE FUNDACIÓN	158
FIGURA 7-12: ESTRIBOS	158

FIGURA 7-13: ARMADURA VIGA	158
FIGURA 7-14: PROBETA N°3 PRE-HORMIGONADO.....	159
FIGURA 7-15: PROBETA N°3 HORMIGONADA	159
FIGURA 8-1: MODELO DE PROBETA N°2, CON DETALLE DE MALLADO DE VIGAS.	161
FIGURA 8-2: COMPARACIÓN DE FUERZA EXTERNA VS DERIVA ENTRE LOS RESULTADOS NUMÉRICOS CON LOS EXPERIMENTALES, PROBETA N°1.	162
FIGURA 8-3: COMPARACIÓN DE FUERZA BASAL VS FUERZA TOTAL PARA CADA MURO, PROBETA N°1.....	163
FIGURA 8-4: FUERZA AXIAL POR MUROS, PROBETA N°1.....	164
FIGURA 8-5: MOMENTO POR MURO Y EL DEBIDO A ACOPLA EN RELACIÓN AL TOTAL, PROBETA N°1.....	164
FIGURA 8-6: COMPARACIÓN LARGO RÓTULA PLÁSTICA MURO IZQUIERDO VS ECUACIONES TEÓRICAS, PROBETA N°1.....	164
FIGURA 8-7: COMPARACIÓN LARGO RÓTULA PLÁSTICA MURO DERECHO VS ECUACIONES TEÓRICAS, PROBETA N°1.....	164
FIGURA 8-8: COMPARACIÓN CON RESULTADOS DE EXPERIMENTO, PROBETA N°2.	165
FIGURA 8-9: COMPARACIÓN DE FUERZA BASAL VS FUERZA TOTAL PARA CADA MURO, PROBETA N°2.....	166
FIGURA 8-10: FUERZA AXIAL POR MUROS, PROBETA N°2.....	166
FIGURA 8-11: MOMENTO POR MURO Y EL DEBIDO A ACOPLA EN RELACIÓN AL TOTAL, PROBETA N°2.....	166
FIGURA 8-12: COMPARACIÓN LARGO RÓTULA PLÁSTICA MURO IZQUIERDO VS ECUACIONES TEÓRICAS, PROBETA N°2.....	167
FIGURA 8-13: COMPARACIÓN LARGO RÓTULA PLÁSTICA MURO DERECHO VS ECUACIONES TEÓRICAS, PROBETA N°2.....	167
FIGURA 8-14: COMPARACIÓN DEL LARGO DE LA RÓTULAS PLÁSTICAS ENTRE PROBETAS N°1 Y N°2, CON DESPLAZAMIENTO EN LA MISMA DIRECCIÓN (MURO LARGO EN COMPRESIÓN). EN ROJO SE MUESTRA EL MURO LARGO, MIENTRAS QUE EN AZUL, EL CORTO.	169
FIGURA 8-15: COMPARACIÓN DEL LARGO DE LA RÓTULAS PLÁSTICAS ENTRE PROBETAS N°1 Y N°3, CON DESPLAZAMIENTO EN LA MISMA DIRECCIÓN (MURO LARGO EN COMPRESIÓN). EN ROJO SE MUESTRA EL MURO LARGO, MIENTRAS QUE EN AZUL, EL CORTO.	169
FIGURA 8-16: COMPARACIÓN DEL LARGO DE LA RÓTULAS PLÁSTICAS ENTRE PROBETAS N°1 Y N°4, CON DESPLAZAMIENTO EN LA MISMA DIRECCIÓN (MURO LARGO EN COMPRESIÓN). EN ROJO SE MUESTRA EL MURO LARGO, MIENTRAS QUE EN AZUL, EL CORTO.	170
FIGURA 8-17 : COMPARACIÓN DEL LARGO DE LA RÓTULAS PLÁSTICAS ENTRE PROBETAS N°3 Y N°4, CON DESPLAZAMIENTO EN LA MISMA DIRECCIÓN (MURO LARGO EN COMPRESIÓN).	170

Capítulo 1 : Introducción

Motivación

Los recientes eventos sísmicos en el país confirman el carácter de Chile como un país altamente sísmico. Debido a esto, el diseño y la construcción de edificios y obras de ingeniería aumenta su exigencia día a día. En el pasado, el objetivo principal era diseñar estructuras que pudieran soportar un terremoto sin colapsar, es decir, el daño en las estructuras habitacionales era permitido. Esto aseguraba la vida de las personas, pero no la funcionalidad posterior al sismo de la estructura. Observando los últimos terremotos (Maule 2010, Iquique 2014 y Punitaqui 2015) se ha podido constatar que ese objetivo se cumplió en la mayoría de las estructuras. Por esta razón, ha tomado fuerza la idea de que evitar el colapso ya no es suficiente como objetivo, si no que se toma como nivel base de diseño. Con esto, el diseño ha ido elevando sus requerimientos, tomando como objetivo principal, la continuidad de operación (la cual, no está presente explícitamente en la norma de estructuras habitacionales Nch 433 of 96 mod 2009 [21], pero si en la Nch 2369 of 2003 [22] de estructuras industriales). Para lograr esto existen varios parámetros que cobran importancia en el diseño, como por ejemplo, la disipación de energía y limitar el desplazamiento máximo de la estructura, con el fin de evitar que los elementos estructurales y no estructurales, sufran daños excesivos. Para este fin, se necesita comprender de mejor manera el comportamiento real de las estructuras.

Por la forma de arquitectura de los edificios en Chile, comúnmente no se utilizan muros aislados, si no muros que tienen configuraciones más complicadas, como T, L, H (vista en planta) o sistemas estructurales de muros acoplados mediante vigas. La losa al trabajar, también acopla muros que en teoría podrían funcionar como aislados. En general, la mayoría de los estudios que se realizan actualmente se basan en muros aislados, es por ello, que la motivación principal de esta investigación, es el estudio del comportamiento de muros acoplados típicos de la práctica constructiva Chilena, representando de una mejor manera la realidad del desempeño de un edificio. Las vigas y losas de acople en general funcionan como fusibles estructurales que disipan energía, por lo cual, es de gran importancia caracterizar eficazmente su comportamiento, para realizar un diseño acorde a la realidad.

Por otro lado, debido a que el análisis de desempeño en el rango no lineal requiere de gran capacidad computacional, comúnmente se utilizan en el diseño de edificios, los terremotos reales como una herramienta de estudio de las estructuras, construyendo espectros de diseño que permiten trabajar

en el rango elástico del material, solo tomando en consideración la incursión inelástica con los coeficientes de reducción (R) que dependen del tipo de estructura y del material. Sin embargo, debido a esta incertidumbre, se hace necesario desarrollar metodologías más eficientes de análisis no lineal, que puedan ser aplicables por la industria.

Existen varias metodologías de modelamiento y análisis para estudiar estructuras en su rango no lineal, pero muchas de ellas requieren, como se dijo anteriormente, de grandes recursos computacionales, lo cual puede ser factible para la investigación, pero no para empresas de diseño, las cuales tienen tiempos limitados para realizar sus diseños. Debido a esto, que otra de las motivaciones de este estudio, es probar un tipo de modelamiento de muros de hormigón armado, el “modelamiento en base a fibras” con macro elementos, que busca desarrollar un procedimiento que mejore el uso de recursos computacionales, pero manteniendo su efectividad.

1.1. Objetivos

1.1.1 OBJETIVO PRINCIPAL

- Estudio teórico del comportamiento de muros acoplados por losa típicos de la práctica constructiva chilena, utilizando modelación de fibras y de elementos finitos y desarrollo de probetas para estudio experimental de validación.

1.1.2 OBJETIVOS SECUNDARIOS

- Implementar dos elementos en la plataforma SAFE Toolbox, el primero que represente el comportamiento de una rotula plástica y el segundo, un elemento en base a fibras para el análisis no lineal de muros de hormigón armado.
- Realizar un análisis de funcionalidad del elemento en base a fibras programado en la plataforma SAFE Toolbox, para concluir sobre la factibilidad de su uso.
- Estudio de las formas de estructuración y construcción en Chile y selección de tres ejes estructurales de diferentes alturas que incluyan dos muros de pasillo con diferentes largos, acoplados por la losa.
- Formar una base de datos con información sobre la distribución del corte en altura en edificios reales construidos en Chile, para obtener curvas promedio de corte según cantidad de pisos y utilizarlas como patrón de cargas en análisis tipo Pushover.
- Realizar la modelación y análisis tipo Pushover de los ejes estructurales escogidos, mediante elementos finitos, para estudiar los efectos del acoplamiento en el desempeño del eje estructural.
- Estudio de la formación de rotulas plásticas en muros acoplados
- Estudio del comportamiento de los muros con diferente largo acoplados.
- Escalamiento de los ejes estructurales para el diseño de las probetas de hormigón.
- Construcción de probetas.
- Modelación mediante elementos finitos y análisis de las probetas, utilizando la interface SAFE-Toolbox.

1.2 Metodología

1.2.1 Etapa 1

Para iniciar este estudio se realiza una revisión bibliografía sobre el comportamiento de muros acoplados. Se estudian investigaciones teóricas y experimentales en las cuales este tipo de eje estructural es sometido a cargas monotónicas, cíclicas y dinámicas. Además, se lleva a cabo la revisión en la literatura sobre el modelamiento de muros de hormigón armado utilizando micro y macro-elementos.

1.2.2 Etapa 2

La segunda parte del presente trabajo consiste en la implementación en la interface de análisis estructural SAFE-Toolbox del método de fibras y su validación.

Para realizar este tipo de modelación, se programan las siguientes clases en la plataforma SAFE-Toolbox:

- Material ConcreteCM (material hormigón de una dimensión)
- Material Fixed Strut Angle Model (material de dos dimensiones, que reúne el comportamiento del hormigón y del acero)
- Elemento SFI-MVLEM

Además se programa el elemento ZeroLengthElement para modelar rotulas plásticas en extremos de viga.

Para la programación de estos, se utiliza como base, las clases ya programadas en la plataforma OpenSees [49].

1.2.3 Etapa 3

Una vez hecha la programación del método de fibras, se realiza un estudio sobre los muros y sistemas estructurales típicos de la práctica chilena, mostrando características comunes que definen el diseño estructural en Chile.

1.2.4 Etapa 4

Se realiza la selección de tres sistemas estructurales que contengan dos muros acoplados de diferentes alturas que serán analizados en el presente estudio. Se buscan sistemas que sean típicos de la práctica constructiva Chilena, según lo definido en la etapa anterior.

1.2.5 Etapa 5

Se realiza una base datos de edificios construidos en Chile de diferentes pisos para obtener una representación analítica del perfil de corte según el piso en estos, con la idea de obtener un perfil promedio para un nivel determinado de pisos. Este perfil promedio se utilizará como patrón de carga para los análisis Pushover.

1.2.6 Etapa 6

Posterior a eso, se genera la modelación de los ejes estructurales escogidos, mediante elementos finitos en la interface SAFE-Toolbox. Se realiza el análisis Pushover monotónico no adaptativo para el estudio del acoplamiento, comparando con los resultados de muros aislados también programados y analizados en la interface.

1.2.7 Etapa 7

La séptima parte consiste en la realización de probetas para el estudio experimental del comportamiento de muros acoplados. Para hacer esto, se desarrolla el escalamiento de los sistemas estructurales escogidos anteriormente, con el propósito de construir probetas que representen el comportamiento real de estos. Se realizan cuatro probetas, dos manteniendo la idea de los ejes estructurales y otras dos realizando una reconfiguración de estos.

1.2.8 Etapa 8

Esta etapa consiste en la modelación de las probetas construidas, mediante elementos finitos. Se realiza el análisis de los resultados para establecer los valores a utilizar en la comparación con los resultados experimentales.

1.3 Estructura de Informe

1.3.1 Capítulo 1: Introducción

En este capítulo se presenta de forma general la investigación, se expone la motivación y los objetivos a seguir. Además se realiza una descripción de la metodología que se utilizará para llevar a cabo este trabajo.

1.3.2 Capítulo 2: Marco Teórico y Revisión bibliográfica

Se expone la revisión bibliográfica realizada como marco de la investigación, en la cual se revisará la literatura sobre los siguientes temas:

Formas de modelación: En esta parte se detalla sobre los distintos tipos de modelación que existen (Ej. modelación con micro y macro elementos) y sus características, ventajas y desventajas. Además se incluye la modelación de rotulas plásticas.

Muros Acoplados: Se muestra el estado del arte de la investigación sobre el desempeño de muros acoplados.

Tipos de ensayos: Se describe brevemente sobre los distintos tipos de ensayo que se realizan en las investigaciones, (Pushover monotónico, cíclico y ensayo dinámico), sus características y diferencias.

1.3.3 Capítulo 3 : Bases para el modelamiento.

En este capítulo se expone sobre la plataforma SAFE-Toolbox, mostrando parte de la teoría bajo la que se sustentan los materiales utilizados, ya programados. Además, se detalla de forma breve el fundamento teórico utilizado para la implementación, tanto de la rótula plástica, como del método de fibras en el programa. Finalmente se incluye una comparación de los modelos a utilizar.

1.3.4 Capítulo 4: Tipologías de Construcción en Chile.

Se realiza una exposición resumida de muros típicos de la práctica constructiva chilena, mostrando sus principales propiedades, tales como espesor y cuantías. Además, se revisan ejes resistentes que presenten muros acoplados, ya sea por vigas o refuerzos de losa.

De los muros mostrados en este capítulo se eligen dos ejes estructurales de alturas diferentes para estudiar el efecto del acoplamiento en estos.

1.3.5 Capítulo 5: Estudio de la distribución de corte en altura en edificios construidos en Chile.

Se expone la recopilación de datos de análisis sísmicos de edificios construidos en Chile y la obtención de las curvas características de la distribución de corte en altura para edificios con diferentes cantidades de pisos, basándose en la metodología propuesta por Shakeri [69], con el objetivo de utilizarlas en los análisis numéricos de los muros escogidos anteriormente.

1.3.6 Capítulo 6: Estudio Paramétrico de Muros acoplados

Se realiza la modelación y el análisis de los ejes estructurales escogidos, mediante elementos finitos. Se exponen las diferentes hipótesis usadas y se analizan los resultados obtenidos del Pushover monotónico, comparando estos con la respuesta de los muros aislados.

1.3.7 Capítulo 7: Escalamiento y Construcción de muros escogidos.

En este capítulo, se muestra el proceso de diseño y construcción de cuatro sistemas estructurales en base a los muros escogidos, se detallará el escalamiento, determinando geometría y cuantías de estos, los cuales serán modelados en la interface SAFE Toolbox.

1.3.8 Capítulo 8: Estudio Analítico de Probetas.

En este capítulo, se muestra la modelación de los cuatro sistemas estructurales, mediante elementos finitos. Se exponen las diferentes hipótesis usadas y se analizan los resultados obtenidos del estudio cíclico, comparando las respuestas de los diferentes ejes estructurales.

1.3.9 Capítulo 9: Conclusiones

Se exponen las conclusiones principales del trabajo.

Capítulo 2 : Marco Teórico y Revisión bibliográfica

2.1 Introducción

En el presente capítulo se expone una síntesis de diversos estudios y el estado del arte de los sistemas estructurales con muros acoplados. Se detalla sobre el comportamiento de estos y además de los principales parámetros a tomar en cuenta durante el análisis y/o estudio de muros acoplados.

En la segunda parte se muestra un estudio sobre las diversas formas de modelación estructural, tanto macroscópica como microscópica, adicionalmente se expone sobre la teoría detrás del uso de rotulas plásticas.

Finalmente, se explican brevemente diversos tipos de ensayos experimentales y sus principales ventajas y desventajas a la hora de representar la realidad.

2.2 Muros Acoplados

Tal como se expondrá detalladamente en el capítulo tres, en la práctica constructiva chilena se utilizan sistemas estructurales de muros de hormigón armado acoplados mediante losa como principal elemento para resistir las fuerzas laterales producidas por los terremotos. Este tipo de sistema tiene la virtud de aportar gran resistencia, pero además presenta una elevada rigidez, lo cual es de vital importancia para evitar deformaciones excesivas y con esto, por ejemplo, prevenir daños no estructurales producidos por grandes deformaciones.

Según Aristizabal-Ochoa [3], como se muestra en (Figura 2-1), estos sistemas estructurales se pueden dividir de la siguiente manera:

- 1) Muros aislados (pueden presentar aberturas pequeñas).
- 2) Muros acoplados mediante vigas (las cuales trabajan sísmicamente).
- 3) Muros que se conectan mediante vigas, pero estas no actúan como de acople, (solo transfieren carga estáticamente).
- 4) Sistema de varios muros conectados en distintas direcciones (como por ejemplo, muros con sección transversal en forma de H).

La diferenciación entre (1) y (2) va a depender del tamaño de las aberturas.

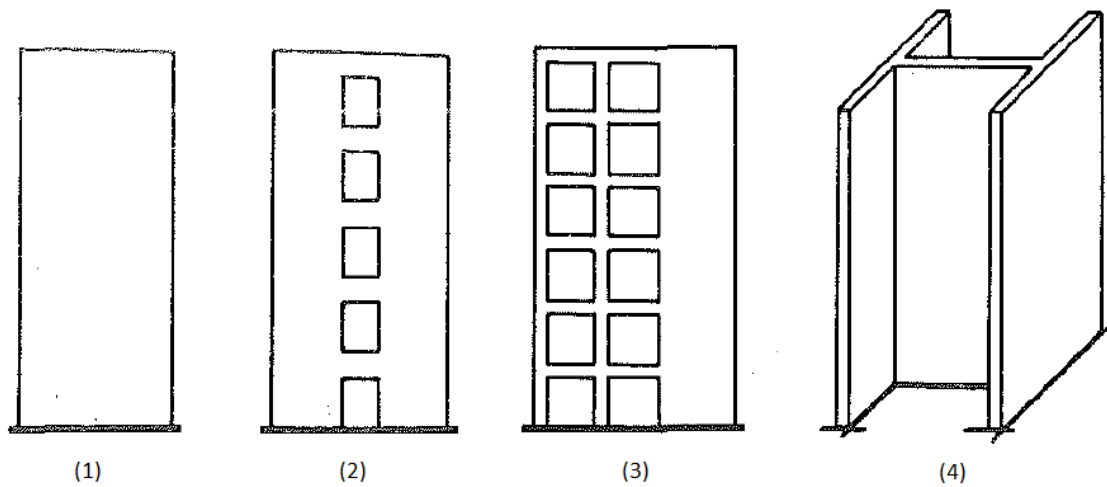


Figura 2-1: Sistemas estructurales. Aristizabal-Ochoa [3]

Durante los últimos años se han realizado importantes avances en el estudio de sistemas estructurales de muros, pero en la mayoría de los casos, estos son de muros aislados, lo cual si bien ayuda en el entendimiento de la respuesta estructural, no representa de manera real el desempeño completo de un edificio, ya que no toma en cuenta la interacción del muro con los elementos estructurales a los que conecta. Debido a esto, es que se han ido generando nuevos enfoques de investigación, por ejemplo, con la inclusión de losa en ensayos experimentales, como lo realizado por Muñoz [48], con el fin de representar el aumento de rigidez a nivel de los pisos y poder ver su influencia, ya que el muro tendría un grado de apoyo en diversos niveles y no sería solamente un muro en voladizo.

Por otro lado, también se han realizado investigaciones sobre la respuesta de muros acoplados por vigas, ver Figura 2-1 (2). Estudiar este tipo de sistema estructural, tiene como ventaja representar de mejor manera la realidad, ya que toma en cuenta la interacción de un muro inmerso en un sistema estructural real.

2.2.1 Comportamiento de muros acoplados ante excitación sísmica

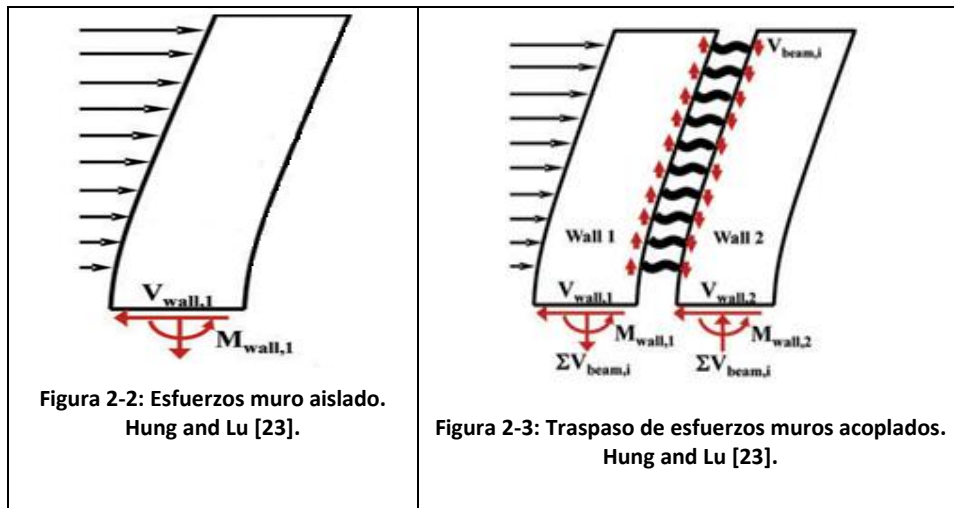
Al enfrentar una sollicitación lateral (como por ejemplo la sollicitación sísmica) un muro aislado esbelto transmite estos esfuerzos de flexión a la base del muro (en este análisis no se toma en cuenta el corte, solo la flexión ya que se espera una falla dúctil). La resistencia máxima en muros aislados esbeltos, solo dependerá de la capacidad a la flexión de su sección basal.

Mientras que en un sistema acoplado, la sollicitación es de igual forma transmitida como esfuerzo de flexión en los muros, pero además el acople dado por las vigas, que se materializa en forma de corte que se genera en estas, se transmite a los muros como fuerza axial (compresión en uno y tracción en otro), el cual genera un momento en la base (Ver Figura 2-2 y Figura 2-3). Con esto, el momento se puede estimar según la expresión (2-1).

$$M_t = M_{muro\ 1} + M_{muro\ 2} + N * L \quad (2-1)$$

Con $M_{muro\ i}$, el momento soportado por el muro "i", N la fuerza axial que se genera en la base de uno de los dos muro debido al acoplamiento (equivalente a la suma de la fuerza de corte de cada viga), fuerza de igual magnitud, pero sentido contrario en cada muro y L es el brazo que se forma entre los centros de gravedad de las fuerzas que actúan en cada muro

Por esto, al acoplar dos muros aislados, el comportamiento del sistema mejora (en relación a tener los dos aislados). Debido al momento inverso generado por el acoplamiento, la resistencia de cada muro aumenta (en relación a la que tendría un muro aislado).



Por definición, la idea de su uso, se basa en que los muros acoplados deben presentar gran ductilidad y capacidad de disipación, mayor que la generada en un muro aislado, ya que por un lado ocurre la disipación por fluencia debido a la flexión en los muros, pero además se diseñan de modo tal que se genere fluencia en los extremos de las vigas acople por medio de rotulas plásticas y esta diferencia es lo que le da la ventaja. Pero a su vez, como requisito, deben mantener la gran rigidez que caracteriza a los muros aislados, para el control de deformaciones.

El desempeño buscado en los muros acoplados es que primero fluyan las vigas de acople y luego se formen las rotulas plásticas en la base de los muros (Paulay and Priestley [61]).

A raíz de lo anterior, cobra importancia saber las diferencias y similitudes del comportamiento de muros acoplados frente a muros aislados.

2.2.2 Grado de Acoplamiento.

Chandran et. al. [12] realizaron comparaciones entre ambos tipos de muros, variando la esbeltez de la viga en muros acoplados. A partir de esto, pudieron observar que un muro acoplado puede actuar de manera similar a un muro aislado, esta semejanza o diferencia depende de la esbeltez de la viga de acople, lo cual es muy importante, ya que se traduce en que no se necesite un muro completo largo, sino que solo un buen acoplamiento.

Debido a esto, se define el grado de acoplamiento como el parámetro más importante en un sistema estructural de muros acoplados, el cual ha sido objeto de estudio de varios investigadores.

Harries [33] define el grado de acoplamiento como una forma de estimar la relación entre la rigidez de la viga de acople con la rigidez de los muros. La fórmula actualmente aceptada y utilizada para estimar el grado de acoplamiento se basa en la proporción de resistencia al volcamiento producto del acoplamiento, lo cual se traduce en la ecuación (2-2).

$$\text{Grado de Acoplamiento} = \frac{N * L}{M_{muro1} + M_{muro2} + N * L} \quad (2-2)$$

Un gran acoplamiento, si bien trae mayor resistencia, va contra el concepto fundamental en que se basa el uso de muros acoplados, que es el tener un elemento con mayor capacidad de disipación que un muro aislado, esto ya que funciona menos como un marco y más como muro aislado. Por otro lado, tener un acoplamiento muy bajo, puede hacer que los muros funcionen de forma más parecida a dos muros aislados, con menor resistencia global, que como un sistema estructural unido.

Stafford-Smith and Coull [68] desarrollaron la relación (2-3) para el grado de acoplamiento, basándose en dos muros acoplados, cuyas vigas de acople son modeladas mediante la formulación de medios continuos. Para llegar a esta formulación se utilizan propiedades lineal-elásticas, con secciones no fisuradas y tomando la hipótesis de que secciones planas permanecen planas luego de soportar momento.

$$GdA = \frac{200}{(k\alpha H)^2} \left(1 + \frac{\sinh(k\alpha H) - k\alpha H}{\cosh(k\alpha H)} \sinh(k\alpha H) - \cosh(k\alpha H) + \frac{(k\alpha H)^2}{2} \right) \quad (2-3)$$

Donde

$$k\alpha H = \sqrt{\left(1 + \frac{A_w I_w}{A_1 A_2 L^2} \right) \frac{12 N E_b I_b L^2}{l^3 h E_w I_w} H^2} \quad (2-4)$$

- 1) A_w = Suma de las areas de cada muro
- 2) E_b, E_w = Módulo de elasticidad de las vigas de acople y de los muros
- 3) H = Altura de muro
- 4) h = Altura de piso
- 5) I_b, I_w = Inercia de las vigas de acople y sumatoria de inercia de los muros
- 6) l = Luz de viga de acople
- 7) L = Distancia entre centros de gravedad de los muros
- 8) N = Número de vigas de acople en cada nivel

El parámetro $k\alpha H$ de la expresión (2-4), representa una medida de la rigidez relativa de cuando los muros se comportan como dos muros aislados independientes, a como cuando se toma un solo muro. Cuando este valor es cero, es como si fuesen dos muros aislados no conectados.

Chaallal et. al. [14], para determinar el grado de acoplamiento del sistema estructural, propuso la relación empírica dada por la ecuación (2-5) y sus coeficientes mostrados en Tabla 2-1, la cual toma valores entre 0 y 1. Esta relación se obtiene mediante regresión estadística entre el grado de acoplamiento y las propiedades geométricas de los muros tomando en consideración más de 500 configuraciones de muros acoplados a los cuales se les realiza un análisis estático-elástico. Para obtener el grado de acoplamiento se utiliza la ecuación (2-2). El gran aporte de esta relación es que al basarse solo en la geometría del sistema, permite una estimación rápida y de forma sencilla del grado de acoplamiento de un sistema estructural acoplado.

$$GdA = k * \frac{d^a}{L_w^b l^c} \quad (2-5)$$

Donde d representa la altura de la viga, L_w la longitud del muro y l el largo de la viga. Esta ecuación asume una inercia efectiva del 60% de la inercia bruta de cada elemento.

Pisos	k	a	b	c
6	2.976	0.706	0.615	0.698
10	2.342	0.512	0.462	0.509
15	1.697	0.352	0.345	0.279
20	1.463	0.265	0.281	0.19
30	1.295	0.193	0.223	0.106
40	1.190	0.145	0.188	0.059

Tabla 2-1: Valores empíricos para grado de acoplamiento dados por Chaallal et. al. [14].

El grado de acoplamiento también es usado como un elemento importante a la hora de diseñar los sistemas acoplados, debido a que con un simple cálculo se puede estimar el comportamiento del eje estructural y si es que es realmente necesario considerar la fuerza de compresión adicional en el muro a compresión y la fuerza de tracción para calcular el refuerzo en el muro a tracción o no (Harries [33]). Hung and Lu [23], sugieren valores de acoplamiento de entre 30% a 45% para muros bajos, mientras que para muros altos, grados de acoplamiento entre 45% y 60%. Bajo esos valores, las fuerzas producto del acoplamiento no tienen tanta relevancia.

2.2.3 Armadura de muros acoplados

Tal como se mencionó previamente, el desempeño esperado en sistemas de muros acoplados, es que primero se fisuren los extremos de las vigas y luego la base de los muros. En Chile, este tipo de vigas o losas de acople se diseñan bajo la normativa ACI 318-08 [1], debiéndose producir fisuración y disipación de energía, actuando como un fusible estructural. Sin embargo, luego del terremoto Mw. 8.8 del Maule 2010 en Chile, se observó que al fisurarse estas vigas o losas de acople, se produjeron importantes problemas no estructurales, como por ejemplo, las puertas no podían abrirse, con lo cual, si bien la estructura principal no colapsa y protege la vida de las personas, trae significativos problemas ya que, en casos críticos, puede obstruir las vías de escape y en casos más generales, simplemente produce inconvenientes en la habitabilidad de la estructura, lo cual, para el objetivo de diseño que se busca actualmente es inconcebible.

Como se puede inferir, el gran problema en el diseño del sistema estructural que contemple muros acoplados, es la viga de acople. Para resistir el corte que se produce en esta, Mohr [42], catalogó la forma de armar la viga de acople según distintas investigaciones en tres categorías: Convencional, Diagonal y Doble diagonal. En la Figura 2-4 se puede observar cada forma de armadura utilizada. La convencional (a), solo utiliza grupos de barras horizontales para resistir la flexión y estribos verticales para el corte y además producir confinamiento. En la forma diagonal (b1 y b2), se utilizan barras inclinadas para que

también resistan el corte, por lo cual quedan como la armadura principal para corte y flexión. En esta forma de armar además, existen dos opciones, utilizar estribos para la sección completa (b1) o utilizar estribos en cada grupo de barras (b2). A modo de referencia para comparar ambos tipos de armadura, Kwan and Zhao [36] realizaron estudios experimentales para observar solo el comportamiento de las vigas de acople, haciendo pruebas monotónicas y cíclicas. Llegaron a la conclusión que las vigas con refuerzo diagonal presentan mayor capacidad de disipación que las con refuerzo tradicional, pero la ductilidad de desplazamiento es similar en ambos casos. La forma con doble diagonal, la cual si bien se utiliza en investigaciones, no se presenta en códigos de diseño, se basa en la idea es aumentar la resistencia sísmica y prevenir la falla frágil.

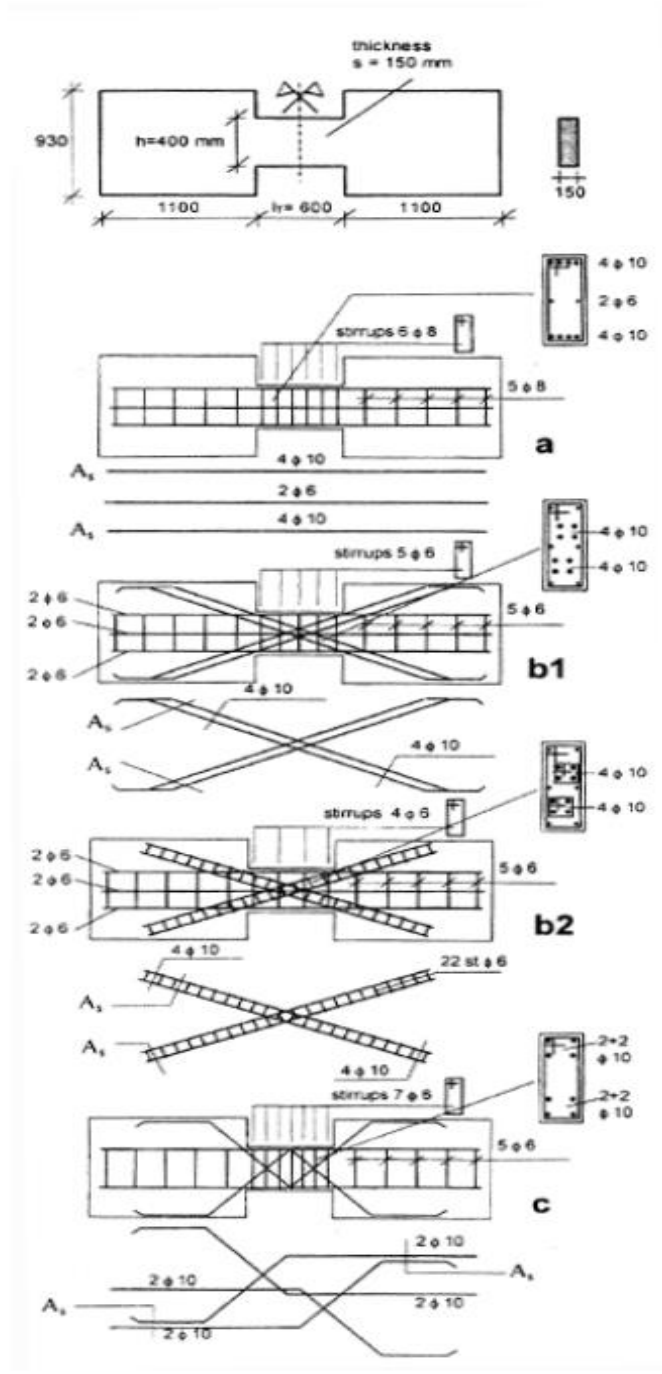


Figura 2-4: Formas de armar vigas de acople, Galano and Vignoli [29].

Según el código utilizado actualmente para el diseño estructural de hormigón en Chile, ACI 318-08 [1], se aceptan dos formas de armar las vigas de acople, estas son mediante refuerzo tradicional como también diagonal. Según lo descrito en la sección 21.9.7.1 de la ACI 318-08 [1], las vigas de acople con $L/H > 4$, deben cumplir con los requisitos de marco especial y se pueden reforzar de la manera

convencional (ilustración 'a' en Figura 2-4). La resistencia a flexión de las columnas (muros) debe satisfacer la ecuación (2-6).

$$\sum M_{nc} = 1.2 \sum M_{nb} \quad (2-6)$$

$\sum M_{nc}$ es la suma de momentos nominales a flexión de las columnas (o muros) que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo, mientras que $\sum M_{nb}$ es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara de este. La idea tras esto, es el concepto de viga débil-columna fuerte, en la cual fallan primero las vigas, antes de las columnas (o muros).

Además, el criterio de marco especial impone un espaciamiento máximo entre estribos de confinamiento.

Por otro lado, si la viga de acople presenta $L/H < 2$ y un corte que excede $0.33\lambda\sqrt{f'_c A_{cw}}$, esta se debe reforzar con dos grupos de barras que se intersecten diagonalmente, colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz (forma diagonal de armadura, detallada anteriormente). Cada grupo de barras debe consistir en un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas. Además se aceptan dos formas de confinamiento, las mostradas en las ilustraciones b1 y b2 de la Figura 2-4. En el caso b1, donde se confina la sección completa, el espaciamiento entre estribos se limita al mínimo entre 150 mm y 6 diámetros de la barra diagonal. El corte soportado por estas vigas no debe ser superior a $0.83\lambda\sqrt{f'_c A_{cw}}$, ya que hasta ese nivel, se puede asegurar una adecuada ductilidad.

Las vigas que quedan entre medio de los rangos, se deben reforzar tomando en cuenta las disposiciones por marco especial. Pero también se permite reforzarlas con dos grupos de barras que se intersecten diagonalmente, en este caso, las barras diagonales deben proporcionar toda la resistencia al corte y al momento necesarios en el elemento.

Todo esto es asumiendo vigas como elemento de acople, pero no se dan recomendación para cuando la losa es un elemento de acople. En general esta se arma para resistir fuerzas estáticas y se le agregan refuerzos dados por la práctica constructiva, donde se espera que sirva de acople.

2.3 Estudios sobre el comportamiento de muros acoplados y la importancia del grado de acoplamiento.

2.3.1 Aristizabal-Ochoa [3]

En esta investigación se indica que los modos de falla prematuros y frágiles en una estructura, deben ser evitados, ya que si no, la estructura no llegará a su capacidad de fluencia y además al ser frágiles, son no deseados. En general, estos modos de falla en un edificio se deben a pobre configuración estructural, como por ejemplo, un edificio con muchas discontinuidades y traspasos de cargas y a falta de detallamiento y/o anclaje del refuerzo (por ejemplo, se puede producir pandeo en las barras de refuerzo longitudinal).

El fenómeno de elevación del muro a tracción (en un sistema acoplado) ocurre de forma más frecuente en los muros con sobre acoplamiento (para el autor, este desempeño se da cuando la componente $N \times L$ de la ecuación (2-2) contribuye en más del 50% del momento basal total en sistemas estructurales esbeltos), ya que ahí el sistema estructural presenta un comportamiento similar a un muro completo aislado, más que a dos muros acoplados.

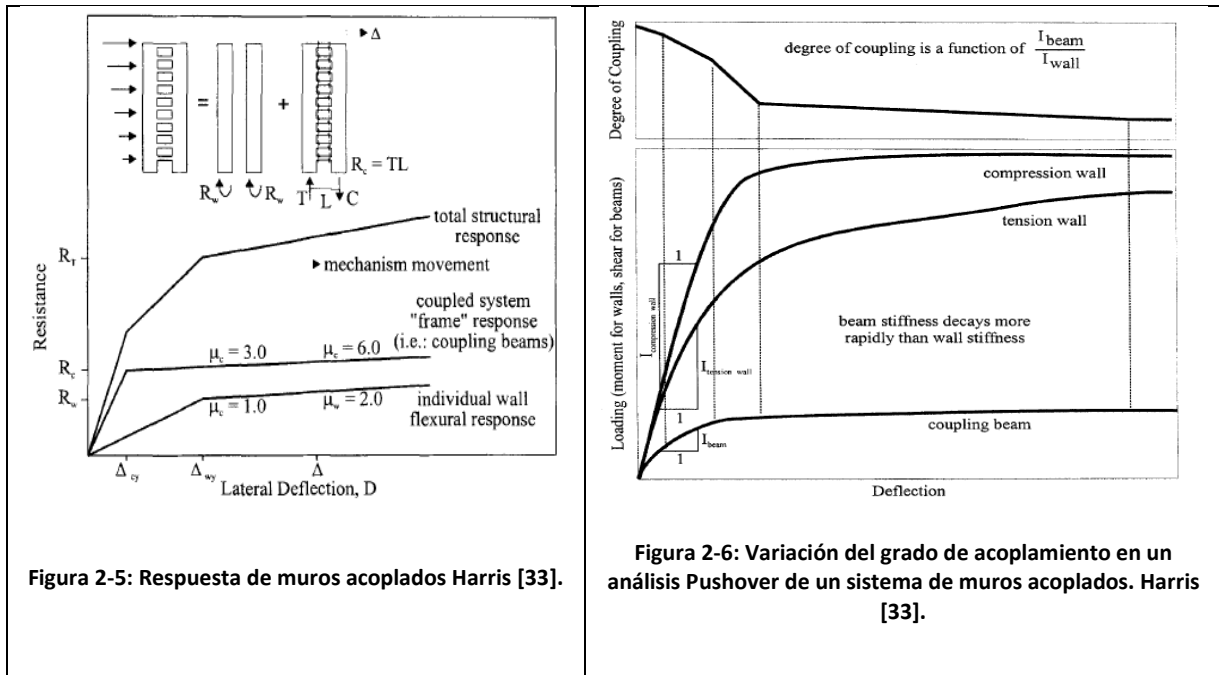
Como resumen para el diseño estructural, comenta que las vigas se ven afectadas de mayor forma con las fuerzas reversibles generadas por los modos superiores y detalla que deben ser las que entreguen el amortiguamiento histerético, mientras que los muros deben entregar la rigidez y la resistencia al sistema estructural. Un parámetro que cobra gran importancia es el anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas y el detallamiento de las barras de refuerzo a flexión, tal como se indicó anteriormente.

2.3.2 Harries [33]

El objetivo principal de este estudio, fue analizar el desempeño específico de la viga de acople y no el comportamiento general de la estructura. Para esto se contrastaron treinta resultados de análisis no lineal de muros acoplados y se comparó la distribución de esfuerzos y demanda de deformación de estos, con la ductilidad de 29 vigas de acoples ensayadas previamente.

En los tipos de análisis que se realizan actualmente, la ductilidad global de la estructura se toma en cuenta mediante la reducción de las cargas laterales, pero la demanda de ductilidad local en alguna zona determinada de la estructura puede ser bastante mayor que la ductilidad global. En específico, la demanda de ductilidad en las vigas de acople será mayor que la de los muros (en vigas normales, debido

a la mayor rigidez de los muros, es al revés, Aktan et. al. [4]). En la Figura 2-5, la cual muestra la respuesta (idealizada) de una estructura de muros acoplados mediante la suma de sus partes individuales (vigas y muros), se puede observar que cuando la viga llega a tener una alta demanda de ductilidad ($\mu = 6$ en el ejemplo), la del muro aun es baja ($\mu = 2$, en el ejemplo), por lo que la demanda del sistema completo con la que se realiza el diseño es bastante menor que la de la viga, debido a ello, esta fallará antes de lo provisto y el sistema completo no podrá desarrollar la resistencia esperada. Esto muestra la importancia de un análisis detallado del elemento de acople



Adicionalmente, en la investigación se mostró que para el refuerzo convencional, la ductilidad en vigas es proporcional a la relación entre su largo y su altura, vigas más largas tienen mayor capacidad de generar rótulas plásticas dúctiles debido a que el corte es menor. Según Paulay and Bull [57], la transmisión de grandes esfuerzos de corte en regiones donde se espera la formación de una rotula plástica puede resultar en el rápido deterioro de la sección y una eventual falla de corte. Por otro lado, vigas con armadura diagonal presentan niveles de ductilidad de mayores, pero a diferencia del caso anterior, no existe una relación directa entre su ductilidad y su esbeltez.

Detalla además que el grado de acoplamiento inelástico será menor que el teórico calculado con las expresiones de la sección anterior, debido a diversos factores, como por ejemplo, reducción de la sección por fisuración o la redistribución de esfuerzos. Esto se puede observar en la Figura 2-6, resultado obtenido a partir de un análisis Pushover de un sistema estructural de muros acoplados idealizado. Se

muestra cómo va cayendo el grado de acoplamiento, calculado mediante la expresión (2-2), a medida que la estructura se va fisurando. Al principio muestra un gran acople, con las secciones brutas, pero luego de la rápida fisuración de las vigas de acople, se muestra un descenso rápido en el acoplamiento, que luego se atenúa y decae lentamente, esto sucede porque el muro a compresión fluye y comienza a tener un momento basal constante, mientras que el muro a tracción, empieza a tomar momento basal lentamente hasta la fluencia.

Propone, debido a que mientras el grado de acoplamiento crece, la demanda de ductilidad en las vigas de acople también se incrementa (vigas más rígidas traen como consecuencia mayor demanda de ductilidad), que el grado de acoplamiento no exceda el 50% para sistemas con reforzamiento de acero convencional, y de 55% para refuerzo diagonal. Estos límites son dados tomando en cuenta el sistema estructural acoplado solamente y no contempla su interacción con el resto de los elementos de un edificio.

Demuestra que en general la demanda de ductilidad de las vigas acopladas sobrepasa la ductilidad dada por diseño y que un grado alto de acoplamiento es mejor en muros esbeltos y flexibles

2.3.3 Mohr [42]

En esta investigación se desarrolla el diseño de un sistema de muros acoplados de diez pisos. Este se realiza analizando, mediante un modelo de elementos finitos en el software VecTor2, múltiples configuraciones de la armadura para la viga de acople tomando como objetivo de diseño que se desarrollen rotulas plásticas en la base de los muros y en los extremos de las vigas.

El análisis realizado en Vector2 permite demostrar que las disposiciones recomendadas por el código de diseño ACI no permiten el desarrollo del comportamiento buscado para el sistema de muros acoplados. Las vigas son muy resistentes en comparación con los muros, lo que genera fluencia en el refuerzo de muros y fallas por compresión, antes de la fluencia en vigas. Por lo cual, para cumplir el objetivo de diseño, se debe reducir en gran medida la resistencia a corte y flexión de la viga.

Se contrasta además la forma de confinar las barras tipo ACI 318-05 con la forma propuesta de confinamiento ACI 318H-CH047, las distintas configuraciones se pueden observar en la Figura 2-7. Se concluye que la forma propuesta de confinamiento produce un comportamiento igual y a veces mejor que el dado por ACI 318-05, ya que puede aumentar la resistencia a corte y soportaría una deriva mayor.

Como se estableció en la sección 2.2.3, ambas formas de armadura están contempladas en la versión del código ACI 318 del año 2008[1].

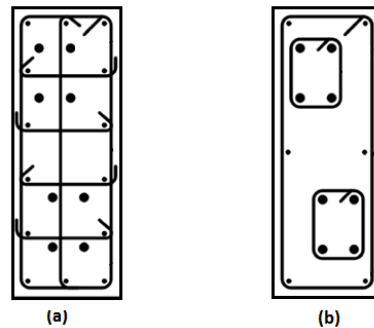


Figura 2-7 : Armadura de Refuerzo Transversal en vigas de acople. (a) ACI 318H-CH047. (b) ACI 318-05.

2.3.4 Chandra et. al. [12]

En su investigación contrastan el comportamiento de un edificio de altura variable (10, 20 y 40 pisos) de muros aislados con el mismo edificio, pero los muros con aberturas, lo que se traduce en sistemas acoplados. Los muros aislados tienen un largo de 4.5 [mts], mientras que el sistema de muro acoplados consiste en dos muros de 1.35 [mts] y viga de acople con largo de 1.8 [mts], lo que equivale a un eje estructural de 4.5 [mts]. Para el estudio varía el alto de la viga de acople. Esta investigación la realiza a través del software de análisis estructural ETABS. Los modelos utilizados fueron los siguientes:

- 1) Modelo I: Sistema acoplado, viga de 300 mm de alto, esbeltez (L/h) de 6.
- 2) Modelo II: Sistema acoplado, viga de 450 mm de alto, esbeltez de 4.
- 3) Modelo III: Sistema acoplado, viga de 720 mm de alto, esbeltez de 2.5.
- 4) Modelo IV: Sistema acoplado, viga de 1800 mm de alto, esbeltez de 1.
- 5) Modelo V: Sistema sin viga de acople, con muro aislado de 4.5 [mts].

En la Tabla 2-2 se puede observar como el corte basal en los casos con muros acoplados aumenta acercándose al valor del sistema con muros aislados. Se observa que el Modelo III, ya es bastante parecido con una diferencia de solo el 6.2 % y el Modelo IV tiene una de 3.3 %.

Modelo	Corte Basal (KN)
Modelo I	2853.19
Modelo II	3138.93
Modelo III	3330.14
Modelo IV	3432.63
Modelo V	3549.55

Tabla 2-2: Corte basal edificio de 10 pisos.

Con este y otros resultados generados de la investigación se concluye que el sistema con muros aislados, para un análisis espectral, se mueve menos que el con muros acoplados (lo cual es esperable, debido al mayor tamaño del muro aislado), siendo más estable, por lo cual si se compara entre ambos, para evitar deformaciones es mejor utilizar el muro aislado completo (en medida de lo posible según arquitectura), pero por otro lado cuando la esbeltez (L/h) de la viga se acerca a uno, con lo cual el grado de acoplamiento es alto, se tuvo respuestas similares, con lo cual un buen acoplamiento, es una solución factible para lograr resultados similares. Como resultado adicional, se ve que el máximo corte de las vigas de acople se da en el segundo piso, para todas las alturas estudiadas.

Por otro lado, Hung and Lu [23] clasifican las vigas de acople según su esbeltez. En vigas muy esbeltas ($L/H > 6$) se espera falla por flexión, mientras que en vigas poco esbeltas ($L/H < 2.5$) es más probable que se desarrolle una falla por corte (falla frágil), por lo cual buscar un comportamiento similar a un muro aislado no debiera ser un objetivo, ya que una de las características fundamentales de los muros acoplados es la disipación de energía mediante la fluencia de las vigas.

2.4 Formas de Modelación

Como se puede observar en la revisión bibliográfica, el elemento más importante en este tipo de sistema estructural es la viga de acople, por lo cual una modelación óptima es un aspecto de gran relevancia.

Uno de los grandes desafíos a los que históricamente se ha enfrentado la ingeniería es encontrar la mejor forma de representar la naturaleza. En específico, en la ingeniería civil estructural, esto toma importancia al intentar representar la estructura y su comportamiento. La forma en cómo se modela la estructura, es uno de los detalles más relevantes. Para esto hay que tomar en cuenta dos aspectos fundamentales, primero, como es la estructura que se quiere modelar, su forma y el material y segundo, la importancia de cada componente de la estructura y el comportamiento que se quiere modelar, además de la precisión buscada, en esto, toma gran relevancia el criterio del ingeniero. Por ejemplo, se puede realizar un modelo en el cual se trabaje con un material que sea lineal y luego de cierta deformación se

comporte de forma no lineal, pero si en la práctica no se espera que incurra en el rango no lineal, realizar un modelo tan sofisticado no tiene sentido. Es por esto que el criterio del ingeniero en la modelación es tan importante.

En la actualidad, el uso del hormigón armado para las estructuras habitacionales está ampliamente distribuido, debido a su buen comportamiento ante excitaciones sísmicas, además de su facilidad de manejo en obra. Existen diversas metodologías para la modelación y el análisis de este. En oficinas de cálculo estructural se utilizan maneras simplificadas, que vienen de estudios empíricos y teóricos, las cuales han entregado buenos resultados, pero el comportamiento del hormigón armado, depende de una gran cantidad de factores, como son: la interacción de la flexión y el corte, además de la fuerza axial, del comportamiento de las barras de refuerzo (por ejemplo, el efecto de dovela, el pandeo), o también el confinamiento que se produce. Muchos de estos factores no son considerados por las formas de modelación utilizadas en las empresas, siendo solamente estudiados en la academia, ya que se necesitan análisis que conllevan gran cantidad de tiempo y recursos computacionales. Es por esto que uno de los mayores objetivos en el último tiempo es generar formas de modelación que sean más simples y eficientes, pero que contemplen cada factor importante del comportamiento del hormigón. Para esto se han desarrollado dos grandes áreas de modelación, la modelación macroscópica, y microscópica.

2.4.1 Modelación macroscópica y microscópica.

La modelación macroscópica tiene como objetivo predecir el comportamiento global de la estructura (en este caso específico, de un muro de hormigón armado), para lo cual se utilizan diferentes hipótesis y simplificaciones. Estos modelos son más eficientes, pero al usar hipótesis específicas de lo que se requiere modelar, terminan siendo desarrollados exclusivamente para un tipo de elemento estructural, con características particulares. Por ejemplo, las hipótesis detrás de un modelo macroscópico de un muro alto son diferentes a las usadas para un muro chato.

Una forma de realizar esta modelación es utilizando resortes uni-axiales, a los cuales se les asigna un curva de comportamiento específica (la cual incluye las hipótesis utilizadas). Para la realización de las simplificaciones, en general, se requieren resultados experimentales con los cuales se hace la calibración del modelo. El gran problema de esto es la validez que tiene esta forma de modelar para otros casos, fuera de los con los que se validaron los factores.

Los modelos microscópicos, por otro lado, tienen un mayor sustento teórico, basándose en las propiedades de los materiales. Este tipo de modelos en general se utilizan con elementos finitos, como por ejemplo Rojas et. al. [67]. El muro se divide en elementos, los cuales tienen una curva específica de esfuerzo deformación y con estos, mediante formas de integración, se obtienen las propiedades de la estructura.

En contraste con los modelos macroscópicos, los microscópicos permiten obtener la respuesta local de una forma más detallada, además de que al tener una base más teórica que empírica, se pueden utilizar para un rango variado de problemas.

El gran problema de los modelos microscópicos es el costo computacional en el que se debe incurrir, además de que el trabajo con las leyes constitutivas en su parte no lineal puede acarrear bastantes problemas de convergencia.

2.4.2 Ejemplo de modelación y distribución de plasticidad.

Si bien dentro de la modelación microscópica, la formulación mediante elementos finitos es la más usual, en la macroscópica existe una gran variedad de modelos, por ejemplo, variando la forma de distribuir la plasticidad. Al ir cargando un elemento de un sistema estructural, la forma en que se distribuyen las cargas a través de este, depende de la forma de aplicación de la carga y de la rigidez del elemento. Es por esto que no todo el elemento recibe la misma carga en el mismo instante. Como consecuencia, habrá zonas donde un elemento alcance su capacidad antes que en otras. Este es el gran concepto detrás del desarrollo de rótulas plásticas, en el cual se trata de identificar estas zonas, en donde se espera incursión inelástica, y modelar su no linealidad, lo cual es un gran beneficio, en comparación con modelar de forma que todo el elemento pueda incurrir en comportamiento inelástico.

En la Figura 2-8 se pueden observar distintas formas de distribuir la plasticidad en modelos macroscópicos explicados por Deierlein et. al. [26]. La ilustración (a) muestra una modelación con rótula plástica en un punto definido, mientras que la (b) una con una rótula representada por un resorte no lineal, el cual presenta propiedades histeréticas. Ambos son ejemplos de modelos con plasticidad concentrada, los cuales generan una mayor simplicidad a la hora del análisis ya que fuera de las rótulas, los elementos tienen comportamiento lineal. La ilustración (c) muestra un modelo con rótula plástica de largo definido, este modelo, a diferencia de los anteriores, permite modelar la propagación de la fluencia en el elemento, ya que esta no solo se dará en un punto específico, sino en una zona. Existen modelos en que el largo es

fijo, mientras que en otros el largo de la rótula es variable ya que a medida que se siga cargando el elemento, esta crecerá y se ira expandiendo por el mismo. La ilustración (d) muestra un modelo de fibras, en este se distribuye la plasticidad mediante integraciones a lo largo de todo el elemento. La idea tras esta formulación, es tomar secciones transversales al elemento, las cuales se dividen en secciones que presentan materiales uni-axiales no lineales, denominadas fibras. Los parámetros de estas fibras se integran obteniendo los esfuerzos. Luego estos esfuerzos se integran numéricamente usando funciones de interpolación, a lo largo del elemento, obtenido el comportamiento de este.

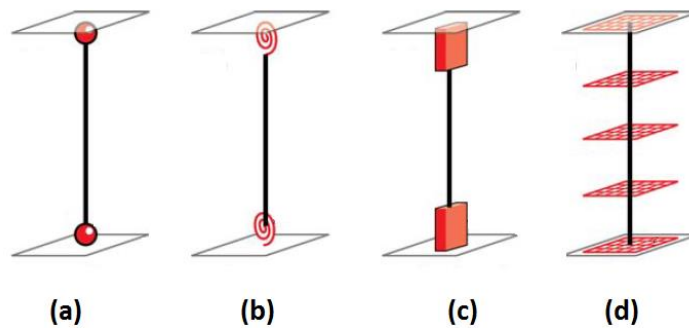


Figura 2-8: Ejemplos de modelos macroscópicos con plasticidad. Deierlein et. al. [26].

2.5 Rótulas plásticas

Uno de los conceptos más relevantes en el último tiempo es el análisis por capacidad y a raíz de este ha ganado importancia la configuración de columna fuerte-viga débil. En esta se privilegia la fluencia en los extremos de la viga, a favor de que la columna se mantenga en su rango elástico, con la idea de evitar un posible fallo de la estructura, que si fuera en las columnas, sería mucho más catastrófico, ya que podría poner en peligro la estabilidad completa de la estructura. Para este tipo de análisis, una de las estrategias es identificar zonas donde se espere comportamiento plástico, lo cual ahorra recursos computacionales, y además puede producir resultados más estables. Como se detalló en la sección anterior, el uso de elementos especiales para representar rótulas plásticas está muy desarrollado en la modelación macroscópica.

Si bien el uso de estos elementos ayuda a optimizar el análisis, los resultados conseguidos al utilizarlos son muy susceptibles a su correcta modelación, esto quiere decir que si se toman parámetros no completamente adecuados, el análisis no producirá resultados aceptables. Este es uno de los problemas de su uso, en comparación con el modelamiento de elementos finitos no lineales, los cuales son mucho más robustos en este sentido.

Según Douglas et. al. [25] son dos los tipos de rotulas que se pueden desarrollar en una viga sometida a cargas sísmicas. Que se dé uno u otro tipo depende de si tiene mayor incidencia el efecto sísmico o el gravitacional.

La mayoría de los estudios se ha realizado para vigas y se ha extendido su uso a muros, por lo cual se presenta primero los estudios de viga y luego en específico para muros.

Para los casos en que domina el sismo, las rótulas plásticas que se desarrollan se denominan reversibles y se generan en los extremos de la viga, lugar donde ocurren las rotaciones inelásticas positivas y negativas. En cambio, en los casos donde domina la fuerza gravitacional, las rótulas son unidireccionales y se forman en los extremos y en el centro de la viga (ya que las rotaciones inelásticas negativas ocurren en una zona diferente a las positivas). En la Figura 2-9 se muestran los diferentes tipos de rótulas.

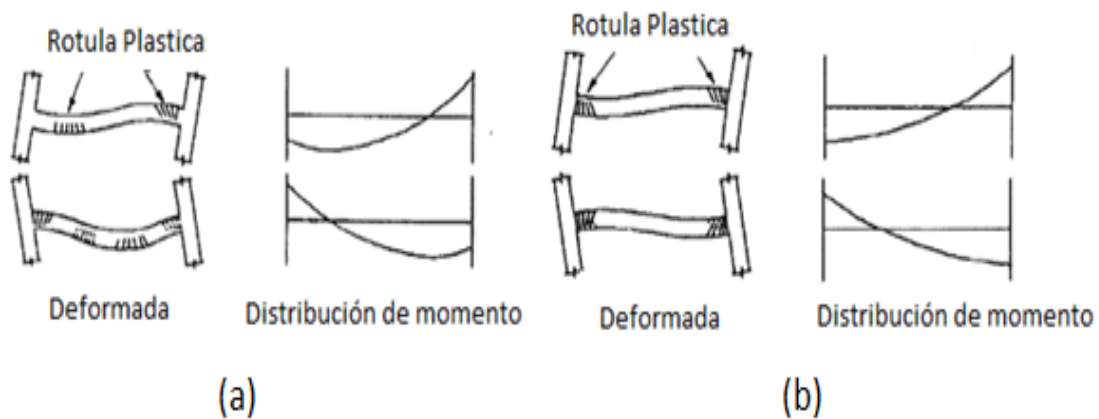


Figura 2-9 : Rótulas plásticas en viga. (a) Uni-direccionales. (b) Reversibles. Douglas et. al. [25]

Cuando la rótula se produce por fuerzas gravitacionales, no produce una reducción de rigidez significativa, mientras que en las reversibles, esto si ocurre, lo cual puede afectar de gran medida a la estructura. Debido a esto, es que las rotulas reversibles son las más interesantes de estudiar (además, se diseña tal que no se produzcan las uni-direccionales).

La deformación de una rotula plástica en una viga dependerá de tres componentes, la rotación flexural, la deformación por corte y la elongación axial.

Aun no existe una formula teórica para el largo de la rótula plástica. Pero se han realizado una gran cantidad de investigaciones experimentales con las cuales se ha llegado a ecuaciones empíricas. Para

definir la zona de rótula plástica, según Chan [13], se utiliza el largo de la zona donde se espera que el refuerzo longitudinal fluya (l_p^*). Propuso, para un elemento sujeto a corte constante, la expresión (2-7), con M_y el momento al cual se inicia la fluencia del refuerzo, M_{max} el máximo momento en la sección y z la distancia entre donde el momento es máximo a cero.

$$l_p^* = z \left(1 - \frac{M_y}{M_{max}} \right) \quad (2-7)$$

Por simplicidad, para describir el largo de la rótula plástica se ocupa el largo equivalente l_p , largo en el cual se asume que la máxima curvatura inelástica se distribuye de manera homogénea para la posterior integración de las secciones del elemento (Park and Paulay [55]). En casos en que las curvaturas inelásticas varíen linealmente en la altura, se puede definir $l_p = l_p^*/2$.

Park and Paulay [55] investigaron que el largo de la rótula bajo carga monotónica es influenciada por la resistencia a la compresión del hormigón, la deformación última, la esbeltez y el ancho de la sección, además de las propiedades del acero. A continuación se exhibe un breve resumen con diferentes expresiones empíricas de l_p y las propiedades que la afectan. Se utiliza d como la altura útil y z el gradiente de momento (distancia de momento máximo a momento cero), tal como en la ecuación (2-7).

Baker [6] propuso, para el concreto no confinado, la expresión (2-8) en la cual los factores k_1, k_2 y k_3 dependen del tipo de acero utilizado, la relación entre la compresión axial y la resistencia a compresión en un caso de flexo-compresión y de la resistencia del concreto respectivamente. Posteriormente, desarrolló la expresión (2-9), la cual sirve para concreto confinado.

$$l_p = k_1 k_2 k_3 \left(\frac{z}{d} \right)^{1/4} d \quad (2-8)$$

$$l_p = 0.8 k_1 k_3 \left(\frac{z}{d} \right) c \quad (2-9)$$

Además indica que el largo para una columna debe estar en el rango entre $0.5 h$ y h . Con h la dimensión perpendicular al eje de rotación.

Baker and Amarakone [7], demostraron que en vigas y columnas, al aumentar la carga axial o disminuir la resistencia a compresión del hormigón, el largo de la rótula aumenta.

Corley [24], gracias al estudio de vigas simplemente apoyadas, ideó la ecuación (2-10). Para esta, considero el confinamiento y el gradiente de momento del refuerzo.

$$l_p = 0.5d + 0.2\sqrt{d}\left(\frac{z}{d}\right) \quad (2-10)$$

Mattock [41] simplificó la ecuación dada por Corley [24] con la ecuación (2-11), utilizable al igual que antes, solo para vigas.

$$l_p = 0.5d + 0.05z \quad (2-11)$$

Panagiotakos and Fardis [65] tomaron en cuenta 875 ensayos en vigas, columnas y muros bajo carga cíclica para proponer la expresión (2-12). Esta expresión la sugieren para vigas y columnas ya que la base de datos solo contemplaba 61 ensayos de muros y la mayoría chatos. Además dan como recomendación aumentar este valor en un 50%, en caso de ensayo monotónico.

$$l_p = 0.12z + 0.014d_b f_y \quad (2-12)$$

La ecuación (2-13), con h la altura de la viga, es una simplificación ampliamente usada y aceptada como una primera aproximación al largo de la rótula plástica

$$l_p = 0.5h \quad (2-13)$$

Según lo investigado por Kumar and Agarwal [37] las predicciones analíticas de las rotulas plásticas en vigas son solo adecuadas cuando se tiene una evaluación experimental de las propiedades del material. La capacidad de deformación varía con el tipo de acero y su cuantía. Además concluyeron que los resultados obtenidos mediante un análisis Pushover monotónico son aproximadamente 2 a 3 veces mayores que los obtenidos de las pruebas cíclicas, resultado que se condice con lo recomendado por Panagiotakos and Fardis [65].

Paulay and Uzumeri [59] propusieron la expresión general (2-14) para muros de concreto, asumiendo que $d = l_w$ y $z = h_w$. Con l_w, h_w , el largo y alto del muro respectivamente. Paulay and

Priestley[60] establecen $\alpha = 0.25$ y $\beta = 0.044$, para una estimación conservadora del largo de la rótula plástica en muros.

$$l_p = \alpha 0.5l_w + \beta h_w \quad (2-14)$$

Bohl and Adebar [8], debido a que el largo de la rótula plástica se ve afectado además por la carga axial, por lo cual los resultados en vigas no se pueden extrapolar de forma sencilla, investigaron la distribución de curvatura en muros altos mediante elementos finitos. Estudiaron muros aislados y acoplados. Para muros aislados llegaron a la expresión (2-15), la cual representa un límite inferior para el largo de la rótula y además a este valor le asignaron un límite superior. Cabe notar la importancia de la fuerza axial en la reducción del largo de la rótula, haciendo que se reduzca cerca de 50% tomando una fuerza de $0.35f'_c A_g$, versus sin fuerza axial. Esta fórmula se obtuvo para niveles de derivas de 2%.

$$l_p = (0.2l_w + 0.05h_w)\left(1 - 1.5\frac{P}{f'_c A_g}\right) \leq 0.8l_w \quad (2-15)$$

Massone and Alfaro [45], extendieron el estudio anterior, tomando en consideración la variación de la rótula plástica respecto al desplazamiento de techo, ya que todos los estudios mostrados, se realizan para una deriva fija, dando solo un valor para el largo de la rótula plástica. Los investigadores llegan a la conclusión de que el largo aumenta a mayor desplazamiento plástico. Para esto, proponen la expresión (2-16), con $\Delta_p = \frac{\delta_u - \delta_y}{h_w}$, siendo δ_u el desplazamiento total de techo y δ_y el desplazamiento en el cual comienza la fluencia. Para este caso, $z = h_w$, ya que se utiliza para comparar con los resultados de la expresión (2-15), la cual se calibró con un carga puntual en la parte superior del muro.

$$l_p = (0.2l_w + 0.05h_w)\left(1 - 1.5\frac{P}{f'_c A_g}\right)(5.1\Delta_p^{0.3}) \quad (2-16)$$

2.6 Tipos de ensayos

Los análisis tanto analíticos como experimentales de elementos estructurales, se pueden clasificar en tres grupos principales:

- 1) Análisis tiempo historia
- 2) Análisis Pushover monotónico
- 3) Análisis Pushover cíclico

El análisis tiempo historia, se basa en que la estructura a estudiar se vea sometida a una excitación sísmica real. Para el análisis computacional, el modelo estructural puede tener propiedades lineales o no lineales. Utilizar esta última característica, genera que este tipo de análisis sea el más acertado para predecir el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico, pero el gran problema de esto, es la gran demanda de recursos computacionales, sobre todo, utilizando una modelación microscópica.

En los ensayos experimentales también se puede realizar, mediante mesas vibratorias diseñadas para simular eventos sísmicos. Pero esto trae limitaciones, ya que dependiendo del tamaño y capacidad de soporte de la mesa, es el ensayo que se puede realizar, por lo cual, en general se utilizan probetas escaladas y varias aproximaciones. A su vez se debe escalar el sismo.

Por otro lado, el análisis Pushover monotónico es uno de los más usados para estimar la respuesta sísmica global de una estructura. Este consiste básicamente en ejercer un patrón de carga lateral sobre la estructura, el cual se va amplificando para llegar a desplazamientos objetivo (en este caso, el desplazamiento tiene un solo sentido), lo que permite obtener la curva de capacidad de la estructura y además estimar los esfuerzos a los que será sometida a cierto nivel de deformación.

La característica más importante de este tipo de análisis, es el patrón de carga a utilizar, el cual puede arrojar resultados que subestimen o sobreestimen la capacidad de la estructura. Uno de los patrones básicos utilizados, es el triangular invertido para carga sísmica. Este se asemeja más al primer modo de una estructura, por lo cual, es conveniente usar en casos en que se estime que el comportamiento de la estructura estará dominado por el primer modo.

Si se utilizan patrones similares al primer modo, en estructuras en las cuales los modos superiores tendrán influencia, como en edificios sobre los 15 pisos (ver Capítulo 5), se perderá información, y lo obtenido mediante el análisis puede no ser concluyente. Otro punto importante es que utilizando un

patrón fijo, no se considera el cambio de las propiedades cuando la estructura comienza a fluir. Es por esto que se han desarrollado diversas metodologías para este tipo de análisis.

Uno de los enfoques que se han investigado, es generar un patrón o patrones de cargas multimodal, en el cual se presenten combinados los efectos de los diversos modos. Este enfoque, se divide a su vez en dos casos. Primero, el de generar solo un patrón de cargas combinado y segundo, realizar N patrones que representen los N primeros modos y generar el análisis por separado, una vez se obtiene cada respuesta, se combinan los resultados.

Chopra and Goel [16] propusieron el denominado “Modal Pushover Analysis”, este método utiliza una distribución de fuerza lateral invariante para cada modo, y los resultados de cada análisis (cada modo por separado), se combinan posteriormente con una regla de combinación modal (por ejemplo SRSS o CQC). Posteriormente Chopra et. al.[17], expandieron este método, implementando que para la contribución de los modos superiores, la estructura permanezca elástica.

A su vez, este tipo de análisis no toma en cuenta el cambio de las propiedades modales al ir fisurándose la estructura, por esto se han desarrollado los modelos denominados adaptativos. La base de ellos es la actualización de la fuerza que se aplica en los pisos respecto a los cambios en las propiedades modales de la estructura, con lo cual se logra una representación más real del comportamiento de la estructura, un ejemplo de este es el desarrollado por Kalkan and Kunnath [39], el cual se basa en la distribución de la fuerza de inercia para cada modo, en cada paso. La respuesta global de la estructura, la obtienen con la combinación modal mediante el método SRSS, al final del análisis de todos los modos.

Uno de los grandes problemas de este tipo de análisis, es que al usar las combinaciones cuadráticas de los resultados modales, se pierde el signo de las fuerzas en cada piso, por lo que las reversiones de signo en cada piso no se toman en cuenta y el patrón de carga siempre será positivo.

El otro enfoque, como se explicó anteriormente, es el de realizar solo un patrón de carga, como el desarrollado por Poursha M. and Amini MA. [64], en el cual ya se presenta combinado el efecto de los diversos modos de la estructura, en vez de combinar la respuesta de estos, con lo cual se soluciona el tema de la pérdida del signo al combinar. Para este enfoque, también se ha desarrollado su forma adaptativa.

Según Antoniou and Pinho [5], tomando en cuenta los modelos desarrollados hasta la fecha, utilizar análisis adaptativos se traduce en una ventaja muy reducida, comparado con los no adaptativos,

presentando limitaciones para la correcta predicción de la respuesta dinámica de estructuras de hormigón armado.

En ensayos experimentales, por simplicidad de montaje y realización del experimento, en general se utiliza un desplazamiento en un solo punto de la estructura (a dos tercios de la altura del muro, con la idea de representar el patrón de carga triángulo invertida), en vez de un patrón de carga.

Por otro lado, en el Pushover cíclico, la teoría es la misma explicada anteriormente, pero varía el sentido del movimiento, generando ciclos de desplazamiento pasando por cero. Se establecen derivas objetivos y se realizan los ciclos tomándolos como máximos, con la idea de que en cada ciclo o se repita la deriva máxima anterior o este aumente.

Estos dos tipos de ensayo tratan de simular la realidad de una forma aproximada, pero que es más fácil de llevar a cabo que el análisis dinámico.

Los análisis Pushover monotónicos y cíclicos son los más utilizados en la investigación, ya que, aunque representen de manera parcial la realidad, se ha visto que sus resultados son aproximaciones bastante buenas. Pero estos se deben analizar siempre tomando en cuenta las características del análisis o del ensayo.

La gran diferencia entre estos dos tipos de análisis, es que el cíclico, por su metodología, representa de mejor forma la degradación cíclica que puede ocurrir en un análisis tiempo historia y en la realidad, no así el Pushover monotónico, en el cual, al no presentar degradación cíclica, entrega una ductilidad mayor a la real. (Ver Figura 2-10)

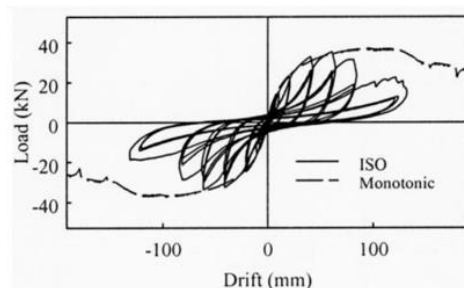


Figura 2-10: Curva Cíclica vs Monotónica. Deierlein et. al. [26]).

Capítulo 3 : Bases para el modelamiento

Para la realización de los estudios analíticos, en la presente investigación, se utiliza la interface para análisis estructural SAFE Toolbox creada por Rojas [66], implementada en el software de análisis numérico Matlab. Se utiliza debido a su propiedad de haber sido programada en base a objetos, presentando con esto la capacidad de ser expandible y además manejable por el usuario. Permite trabajar con distintos tipos de materiales y alternativas al momento de realizar el análisis, como lo es, utilizar diferentes algoritmos de solución numérica. Esta interface tiene la capacidad de realizar análisis no lineal de estructuras.

3.1 Estructura de la interface

Esta interface presenta cuatro categorías principales:

- 1) Model
- 2) Analysis
- 3) Recorder
- 4) Graphics

La categoría Model incluye todos las clases de objetos que permiten la modelación estructural, como lo son, por ejemplo, nodos, materiales, secciones, elementos (Ver Figura 3-1). Con ellos se pueden crear los elementos y conexiones, sus compatibilidades y condiciones de borde.

La creación de un modelo se inicia con la asignación de los nodos, luego con esta geometría, se crean los elementos. Para la generación de estos se debe asignar el material del cual estarán hechos y el perfil, concepto que involucra la disposición espacial de cada material en el elemento (por ejemplo, en el hormigón armado, del acero y el hormigón). Luego se tiene que crear la sección, con la cual, según el perfil y la ley constitutiva de esfuerzo deformación de cada material, se obtiene una ley constitutiva para el elemento. Finalmente esta sección es la que se le agrega al elemento. A su vez, se deben asignar las restricciones al modelo.

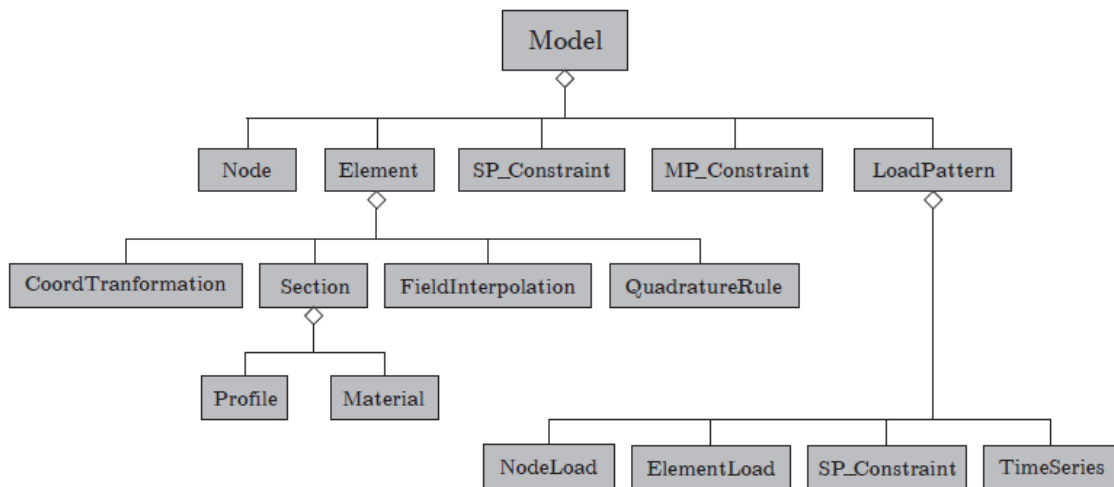


Figura 3-1: Librería de Modelo SAFE-Toolbox. Rojas[66].

La categoría Analysis incorpora todas las funciones y clases necesarias para realizar análisis estáticos y dinámicos. En ella se incluyen funciones que permiten entre otras cosas, realizar los enlaces entre elementos e ir actualizando el estado de los elementos del modelo a partir de los resultados dados por el análisis. En la Figura 3-2 se detallan las diferentes clases que presenta esta categoría. Cada clase en la que se divide análisis tiene subcategorías, las cuales dan opciones sobre propiedades a utilizar para el análisis, como la clase SolutionAlgorithm, la cual da la opción de trabajar con algoritmos de solución distintos, como por ejemplo, un algoritmo lineal o el algoritmo Newton-Raphson y sus diferentes versiones.

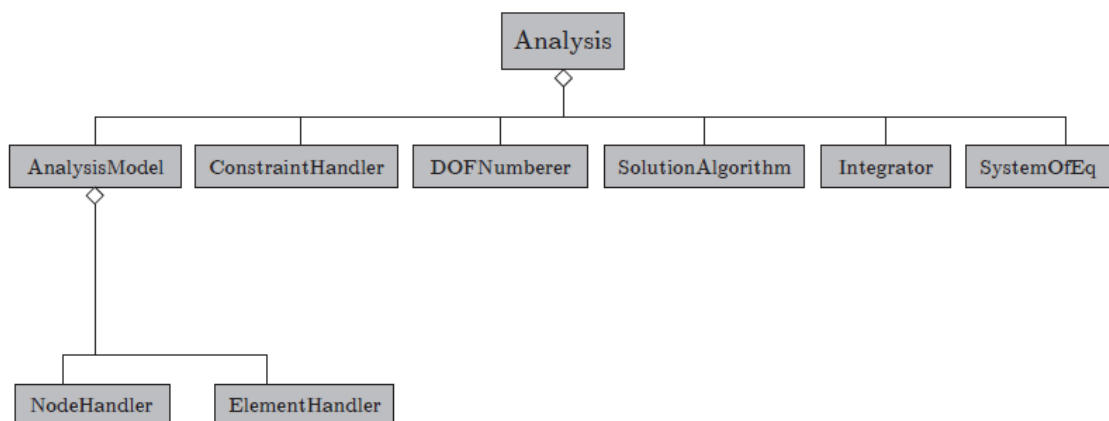


Figura 3-2: Librería de Análisis SAFE-Toolbox. Rojas [66].

La categoría Recorder, contiene las funciones que permiten guardar en la memoria del computador los resultados dados por el análisis, para objetos definidos en el modelo, como lo son, por ejemplo, los elementos y nodos.

La categoría Graphics incorpora las funciones que permiten relacionar los diferentes elementos del modelo con las propiedades graficas de la interface. Estas permiten mostrar de una manera visual el modelo y los resultados dados por el análisis.

Para ver en detalle las propiedades de esta interface, consultar Rojas [66].

3.2 Materiales utilizados

Para la modelación en base a elementos finitos, se utiliza el elemento cuadrilátero no lineal tipo membrana que presenta una sección por capas, desarrollado por Rojas [66]. Este tiene cuatro nodos con tres grados de libertad en cada uno, dos de desplazamiento y uno de giro. Además contiene nueve puntos de curvatura, y cada punto, al igual que en los nodos, tiene tres grados de libertad (ver Figura 3-3)

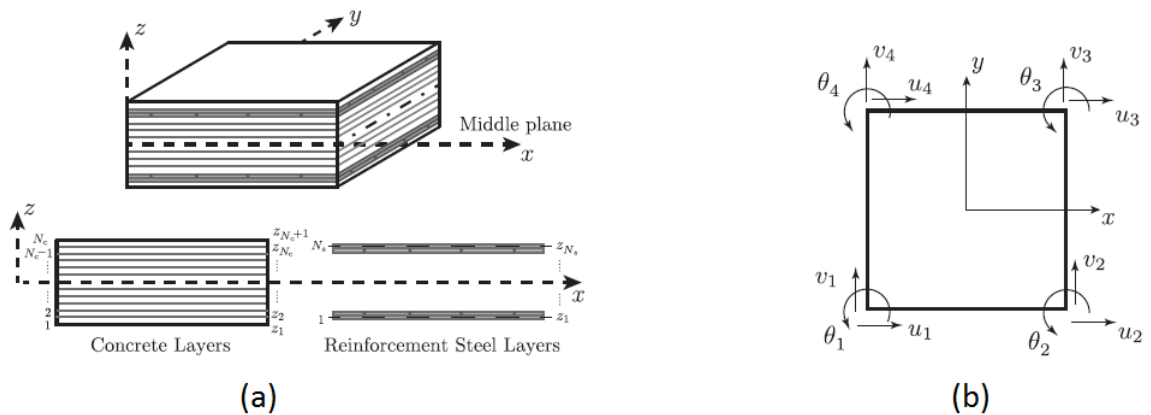


Figura 3-3 : Descripción de elemento tipo membrana utilizado. (a) Sección por capas. (b) Grados de libertad nodales. Rojas [67].

Para la modelación de los materiales se utilizan los modelos definidos en la interface para el hormigón y el acero embebido.

3.3 Hormigón

El modelo de hormigón utilizado en la interface se basa en el trabajo realizado por Massone [43] al implementar el material Concrete06 en Opensees (McKenna et. al. [49]).

Para definir el comportamiento a compresión del material, toma como referencia la ley constitutiva definida por Thorenfeldt [72], ecuación (3-1).

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = f'_c \frac{n \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^{nk}} \quad (3-1)$$

Con f'_c la resistencia a compresión del hormigón, ε_c la deformación unitaria a evaluar del hormigón, ε_{c0} la deformación unitaria crítica a compresión en el hormigón (donde se llega a f'_c). n y k son parámetros definidos para el ajuste de la curva, calculados a partir de las ecuaciones (3-2) y (3-3) calibradas experimentalmente por Collins and Porasz [18].

$$n = 0.8 + \frac{f'_c (Mpa)}{17} \quad (3-2)$$

$$k = \begin{cases} 1 & \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0} \\ 0.67 + \frac{f'_c (Mpa)}{62} & \varepsilon_c > \varepsilon_{c0} \end{cases} \quad (3-3)$$

Estas generan una ley constitutiva representada en la Figura 3-4.

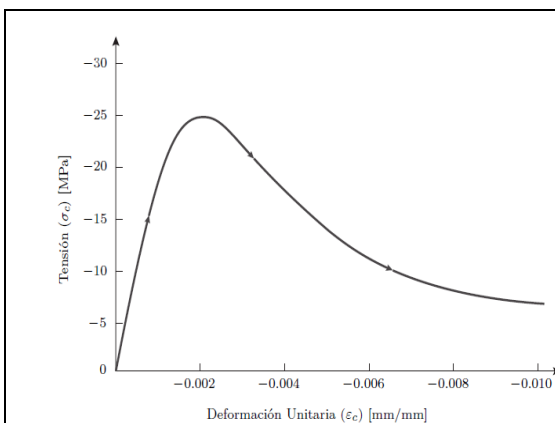


Figura 3-4: Curva esfuerzo deformación a compresión hormigón de Thorenfeldt. Peña [62]

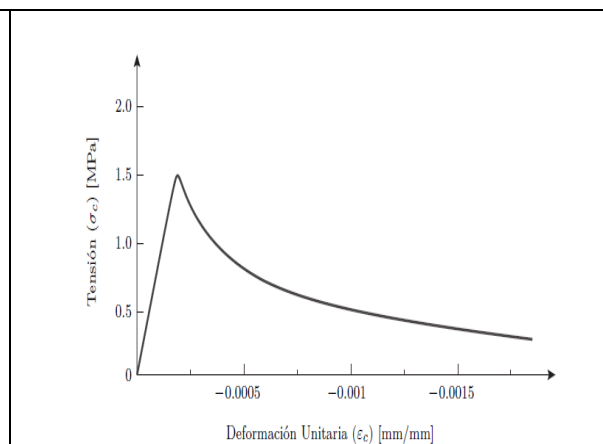


Figura 3-5: Modelo a tracción de hormigón de Belarbi and Hsu. Peña [62]

Para el comportamiento a tracción, el modelo se basa en las relaciones de tensión deformación (3-4) obtenidas por Belarbi and Hsu [9], ecuación (3-4).

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} \left(\frac{f_{cr}}{\varepsilon_{cr}}\right) \cdot \varepsilon_c & 0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cr} \\ f_{cr} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_c}\right)^b & \varepsilon_c > \varepsilon_{cr} \end{cases} \quad (3-4)$$

Donde b representa el coeficiente de decaimiento, el cual depende del confinamiento. Los valores utilizados son 0.4 para hormigón confinado según Belarbi y Hsu [9] y 0.6 para hormigón no confinado, Rojas [66]. f_{cr} representa la tensión de rotura a tracción del hormigón y ε_{cr} la deformación unitaria en ese punto. Estos valores son calculados mediante las expresiones (3-5) y (3-6), obtenidas experimentalmente.

$$f_{cr} = 0.31\sqrt{f'_c(Mpa)} \quad (3-5)$$

$$\varepsilon_{cr} = 0.00008 \quad (3-6)$$

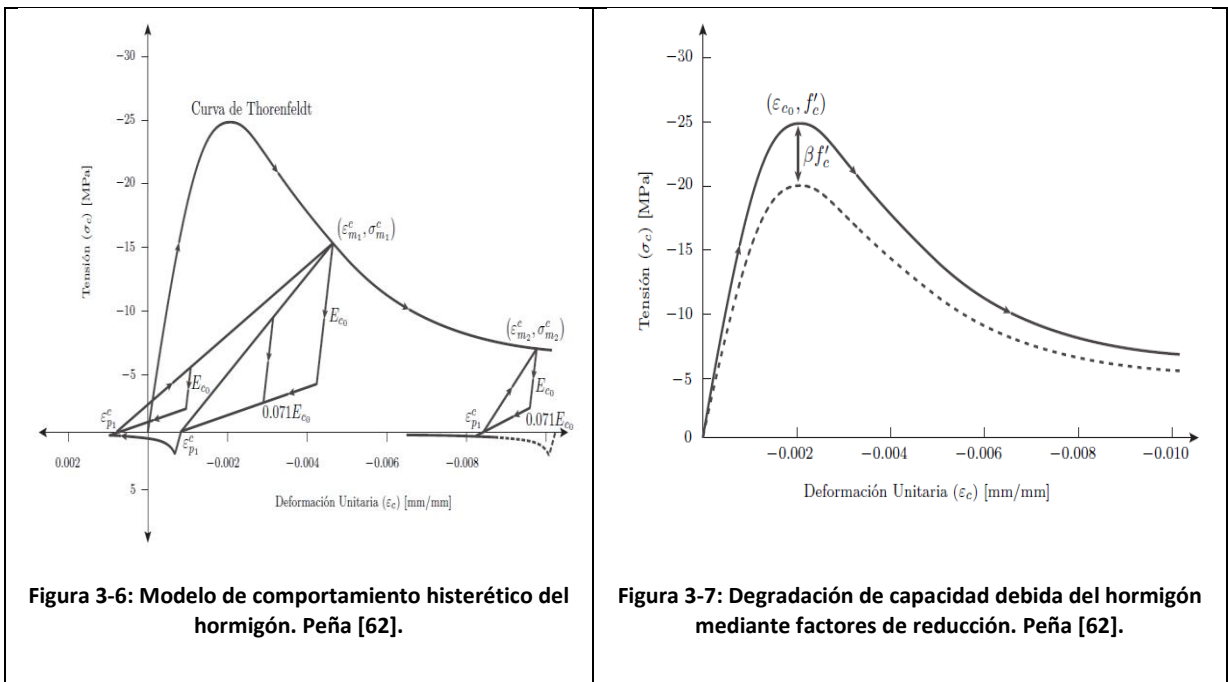
La ley constitutiva a tracción se puede apreciar en la Figura 3-5

El comportamiento histerético al interior de las envolventes mostradas previamente, se define por zonas de carga y descarga lineales conectadas mediante el modulo elástico E_0 y de la pendiente para la zona de descarga, la cual queda representada por $0.071 E_0$. La definición de esta zona depende de la deformación plástica remanente a compresión y tracción, dadas por las expresiones (3-7) y (3-8).

$$\varepsilon_p^c = \varepsilon_m^c \left(1 - e^{-\left(\frac{\varepsilon_m^c}{\varepsilon_{c0}}\right)\alpha_c} \right) \quad (3-7)$$

$$\varepsilon_p^t = \varepsilon_m^t \left(1 - e^{-\left(\frac{\varepsilon_m^t}{\varepsilon_{c0}}\right)\alpha_t} \right) \quad (3-8)$$

Con ε_m^c y ε_m^t las máximas deformaciones alcanzadas en cada ciclo de compresion y traccion, respectivamente. α_c y α_t se relacionan con la cantidad de deformación plástica en el hormigón, quedando definidas como $\alpha_c = 0.32$ y $\alpha_t = 0.08$ por Rojas [66]. Ver Figura 3-6



Este modelo además considera degradación del material debido a la tracción en la dirección perpendicular y daño por carga cíclica.

3.3.1 Degradación por tracción en la dirección transversal.

La resistencia del hormigón en una dirección se ve reducida por tracciones en la dirección perpendicular. Este efecto se agrega al modelo ya desarrollado tomando en consideración la expresión (3-9) dada por Belarbi and Hsu [9].

$$\beta_s = \frac{k}{\sqrt{1 + k_\theta \varepsilon_t}} \quad (3-9)$$

Donde k_θ es un factor definido como 250 para carga secuencial y 400 para carga proporcional, k es definido como 0.9 por Belarbi and Hsu [9], mientras que Rojas [66] lo define como 1, ya que de esa manera entrega soluciones más estables, sin pérdida de precisión. ε_t corresponde a la deformación unitaria a tracción, perpendicular a la dirección evaluada.

3.3.2 Degradación debido a carga cíclica

El hormigón sufre una disminución de su resistencia máxima a compresión f'_c debido a los ciclos de carga y descarga. Esta es incorporada al modelo tomando en cuenta la expresión desarrollada por Palermo and Vecchio [56].

$$\beta_s = \frac{1}{1 + \alpha_1 \left(\frac{\varepsilon_{rec}}{\varepsilon_{c_0}} \right)^{\alpha_2}} \quad (3-10)$$

ε_{rec} representa la diferencia entra la máxima deformación unitaria a tracción y la a compresión durante los ciclos de carga y descarga. α_1 y α_2 controlan la magnitud y la forma en que se aplica el daño. Ambos coeficientes, reducen la capacidad máxima a compresión del hormigón (ver Figura 3-7).

3.4 Acero

Para la modelación del acero se utiliza el modelo cíclico desarrollado por Menegotto and Pinto [50] y extendido por Filippou [28], el cual incluye los efectos del endurecimiento. En este se modela el comportamiento del acero mediante las expresiones (3-11),(3-12) y (3-13). En la Figura 3-8 se puede apreciar gráficamente el modelo.

$$\sigma^* = b \cdot \varepsilon + \frac{(1 - b)\varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^{*R})^{1/R}} \quad (3-11)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (3-12)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (3-13)$$

Donde $(\varepsilon_r, \sigma_r)$ corresponden a la deformación y la tensión unitaria en las zonas inversas de la curva. $(\varepsilon_0, \sigma_0)$ quedan definidos por la intersección de las asíntotas. El parámetro b define el endurecimiento y tiene relación con la pendiente luego de la fluencia. R representa el efecto de Bauschinger, definido por la ecuación (3-14), el cual determina la forma de la curva de transición.

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi} \quad (3-14)$$

R es el parámetro que representa la curvatura cíclica y es igual a R_0 durante el primer ciclo de carga, mientras que a_1 y a_2 son parámetros asociados a la degradación entre ciclos. Filippou [28], calibró

experimentalmente estos parámetros llegando a valores de $R_0 = 20$, $a_1 = 16.2$ y $a_2 = 15$. El parámetro ξ define la variación absoluta de la deformación unitaria (expresión (3-15))

$$\xi = \left| \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_0}{\varepsilon_y} \right| \quad (3-15)$$

Donde ε_m representa el valor límite de la deformación unitaria antes del cambio de dirección en el ciclo de carga o descarga y ε_y es el valor de la deformación unitaria de fluencia del acero.

Además se agrega a este modelo el efecto de fluencia aparente desarrollado por Belarbi and Hsu [9]. En esta se toma en consideración la reducción de la tensión de fluencia y del coeficiente de endurecimiento (b), debido al hecho de que las barras estén embebidas en el hormigón. Este comportamiento se agrega al modelo tomando en cuenta las expresiones (3-16),(3-17) y (3-18)

$$f_n = (0.93 - 2B)f_y \quad (3-16)$$

$$b_n = 0.02 + 0.25B \quad (3-17)$$

$$B = \frac{1}{\rho_t} \left(\frac{f_{cr}}{f_y} \right)^{1.5} \quad (3-18)$$

Con f_n y b_n representando la tensión de fluencia y el endurecimiento promedio del acero embebido en el hormigón y ρ_t la cuantía longitudinal de acero.

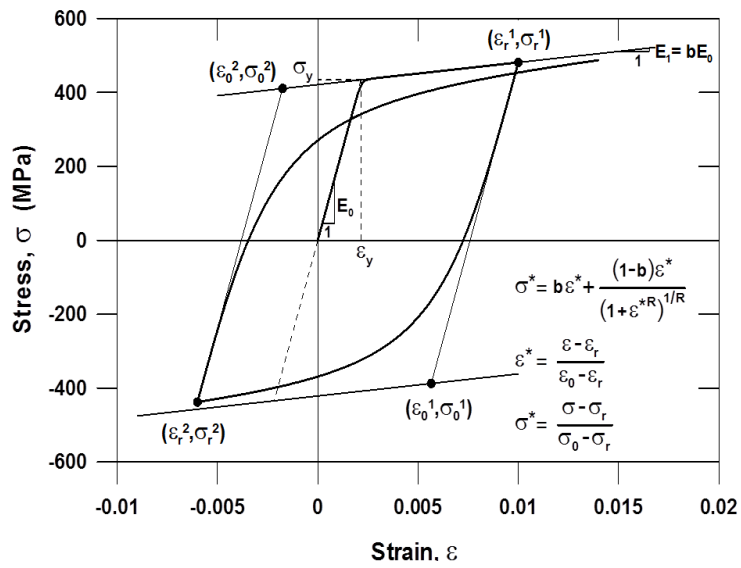


Figura 3-8 : Modelo del acero de Menegotto and Pinto. Opensees [49]:

Debido a que en la formulación del acero y del hormigón toman en cuenta las leyes de Belarbi and Hsu [9], se representa la interacción que se da entre ellos al momento del agrietamiento de la sección. En ese momento, el acero pasa a tomar toda la carga de tracción. En la Figura 3-9 se pueden observar las distribuciones de tensiones en los materiales, al trabajar de manera conjunta.

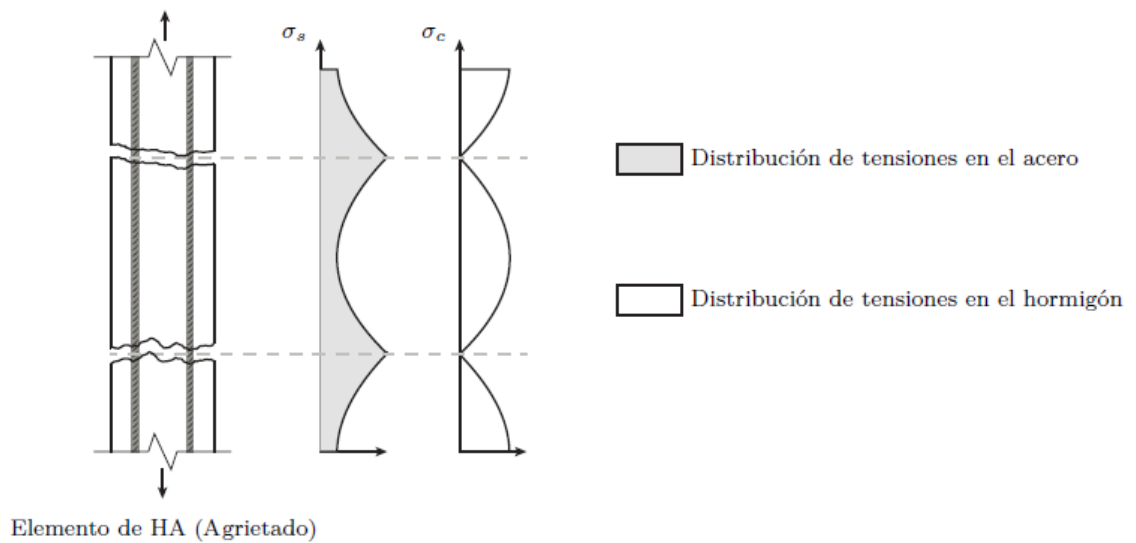


Figura 3-9 : Distribución de tensiones en acero y hormigón debido a su interacción al ir agrietandose. Peña [62].

3.5 Modelación de fibras

Para realizar el estudio con modelos de fibras, se aprovecha la capacidad de extensión que presenta la interface y se realiza la programación de diferentes elementos y materiales, tomando en consideración el desarrollo del elemento SFI-MVLEM realizado por Kolozvari [38]. Se programan los siguientes objetos, tomando como base la programación ya realizada en el software de análisis estructural Opensees (McKenna et. al. [49]):

1. Rótula Plástica
 - a. Elemento Zerolength Element
2. Modelo de Fibras SFI-MVLEM
 - a. Material 1D Concrete CM
 - b. Material 2D FSAM
 - c. Elemento SFI-MVLEM

En el Anexo A, se encuentra un breve manual para la utilización de cada material y elemento programado. A continuación se explicará de manera sintetizada la teoría detrás de cada material y elemento programado.

3.5.1 Elemento ZeroLength

La idea de este tipo de elemento, es poder conectar dos nodos generando entre ambos un elemento que tenga propiedades especiales. En este caso específico, el elemento programado permite incluir leyes constitutivas de esfuerzo deformación, diferentes para cada dirección del elemento (x,y,z, giro en x, giro en y, giro en z). Este tipo de elementos se usa, por ejemplo, para la modelación de aisladores y rótulas plásticas.

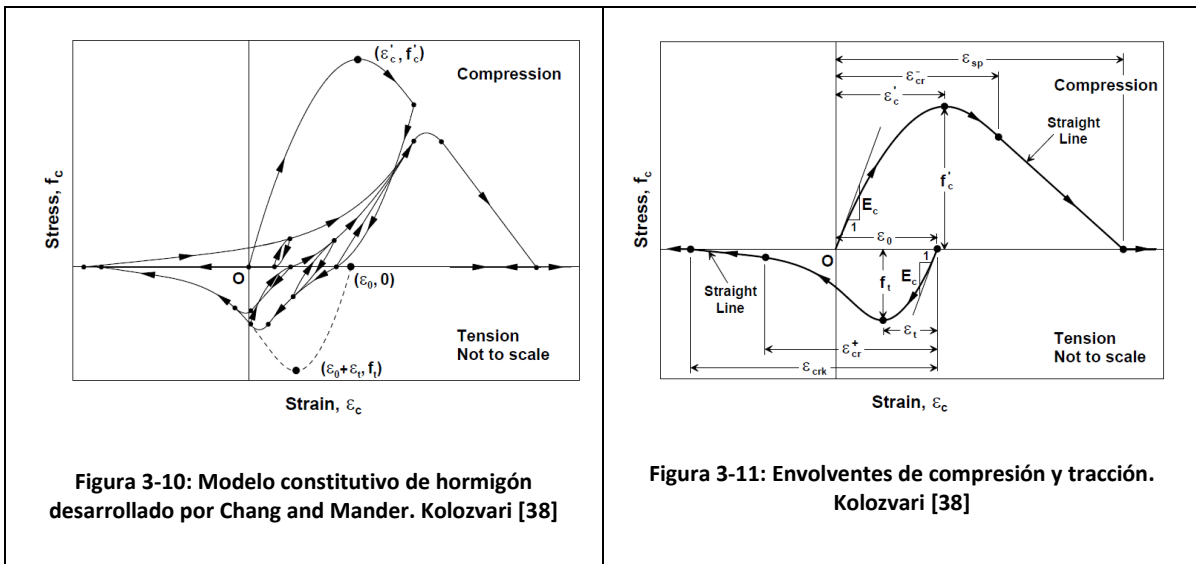
En el presente estudio, se utiliza para la representación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas, al ocupar el modelamiento de fibras. Se incluirá una ley constitutiva bilineal para el giro (momento versus giro) y para el resto de las direcciones, se crea una restricción tal que ambos nodos presenten igual deformación.

Este elemento se agrega a la subcategoría Element de la interface.

3.5.2 Modelo de Fibras SFI-MVLEM

3.5.2.1 Concrete CM

El material 1D ConcreteCM, corresponde a un modelo constitutivo del concreto dado por Chang and Mander [11], este es un modelo generalizado y adimensional, que presenta varios parámetros con los cuales se permite calibrar la curva de respuesta, sirviendo tanto para hormigón confinado como no confinado. Este modelo permite representar el cierre gradual de grietas y la progresiva pérdida de rigidez debido a los ciclos de carga y descarga para valores de deformación altos, entre otras cosas. En la Figura 3-10 se puede observar este modelo.



La parte inicial de la envolvente de la curva de compresión queda definida por la tangente inicial E_c , por la deformación en el peak en compresión ϵ_c y el esfuerzo es esta f_c' . El resto de la curva queda definida por el parámetro r_c determinado por Tsai's [71], el que establece la forma de la envolvente y el parámetro e_{cr}^- , con el cual se define la deformación (normalizada con respecto a ϵ_c) a partir de la cual, la envolvente sigue una línea recta. Estos dos parámetros son definidos empíricamente. Ver Figura 3-11

La envolvente de la curva de tracción sigue el mismo procedimiento. Está definida por la tangente inicial E_c , la tensión de fisura del hormigón f_t y su deformación ϵ_t . La segunda parte de la curva queda definida por el parámetro r_t de Tsai's [71], y del parámetro e_{cr}^+ (similares a los de compresión). Ver Figura 3-11

El material posee la característica que se puede variar el cierre de grietas, con lo cual influye en el nivel de pinching que se da bajo desplazamiento lateral, lo que genera una respuesta más cercana a la realidad.

Esta modelación es bastante completa al compararla con otras, como por ejemplo Concrete07 implementada en Opensees (McKenna et. al. [49]), en el cual se utilizan mayores aproximaciones y reglas simples de histéresis. Tiene como aspecto desfavorable, que al ser más detallado, requiere un mayor tiempo de análisis.

3.5.2.2 Fixed Strut Angle Model (FSAM)

Este material, desarrollado por Ulugtekin [73], busca modelar un comportamiento tipo panel del hormigón armado, para esto incluye el concreto anteriormente explicado y las propiedades del acero de Menegotto and Pinto [50]. Presenta perfecta interacción entre ambos materiales al asumir que las deformaciones en cada uno sean iguales.

Una de las características de este material es que asume que las direcciones principales del hormigón coinciden con las direcciones de las grietas, con esto no existe corte en las grietas ni tampoco efecto de dovela. Kolozvari [38] agregó una metodología que simula el corte en las grietas desarrollado por Orakcal et al. [52] y otra que toma en cuenta el efecto de dovela.

El comportamiento de este material, se divide en tres etapas:

- 1) Sin fisuración
- 2) Luego de la formación de la primera grieta
- 3) Luego de la formación de la segunda grieta

En la etapa uno, se obtienen las direcciones de las deformaciones principales del material, las cual se asume que coincidan con las de los esfuerzos principales. Una vez obtenidas las direcciones principales, se utiliza la ley constitutiva de esfuerzo deformación del hormigón uniaxial (actuando en las direcciones principales), con lo cual se obtienen los esfuerzos principales. Luego de obtenidos estos valores, se rotan nuevamente a las direcciones locales (x-y). Ver Figura 3-12

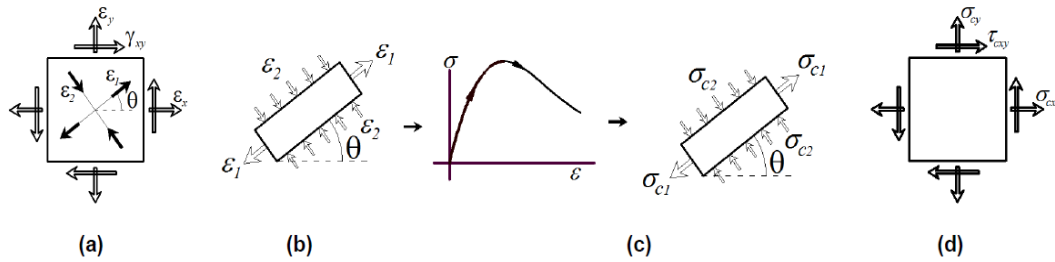


Figura 3-12. Comportamiento etapa sin fisuración. (a) Campo de deformaciones, (b) Deformaciones principales del elemento, (c) Deformaciones principales en el concreto, (d) esfuerzos en el concreto. Kolozvari [38].

Una vez que el esfuerzo a tracción sea mayor que la deformación de fisuración del hormigón, se fija la dirección principal en la cual esta ocurre, estableciéndose como la primera grieta. Si bien las direcciones principales de deformación seguirán rotando, las direcciones principales de esfuerzos quedan fijas como la dirección de la grieta y su dirección perpendicular. Con esto se asume que no existe corte en la grieta. Para el cálculo de los esfuerzos, se rota el campo de deformaciones de modo tal que quede paralelo al campo de esfuerzos. Gracias al desarrollo explicado anteriormente, se agrega a este modelo una ley constitutiva que trabaja con la deformación de corte generada paralela a la grieta, con lo cual se adiciona esta fuerza de corte. Ver Figura 3-13

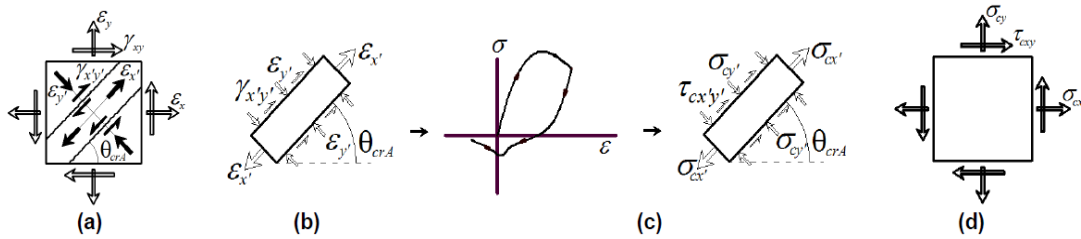


Figura 3-13: Comportamiento etapa primera grieta. (a) Campo de deformaciones, (b) Deformaciones en el puntal (grieta) de hormigón, (c) Esfuerzos en el puntal (grieta) de hormigón, (d) esfuerzos en el concreto. Kolozvari [38].

Una vez que la deformación en la primera grieta exceda la deformación de fisuración cíclica, la cual depende de la deformación de fisuración monotónica y la deformación plástica que se genera luego de un esfuerzo de compresión, se desarrolla la segunda grieta. Como se asume que no existe corte en las grietas, la segunda grieta se fija perpendicular a la primera. Aquí se mantiene el mismo mecanismo desarrollado en la etapa 2 para obtener los esfuerzos. Ambas grietas funcionan como dos puntales, intercambiando la compresión y la tracción. Ver Figura 3-14

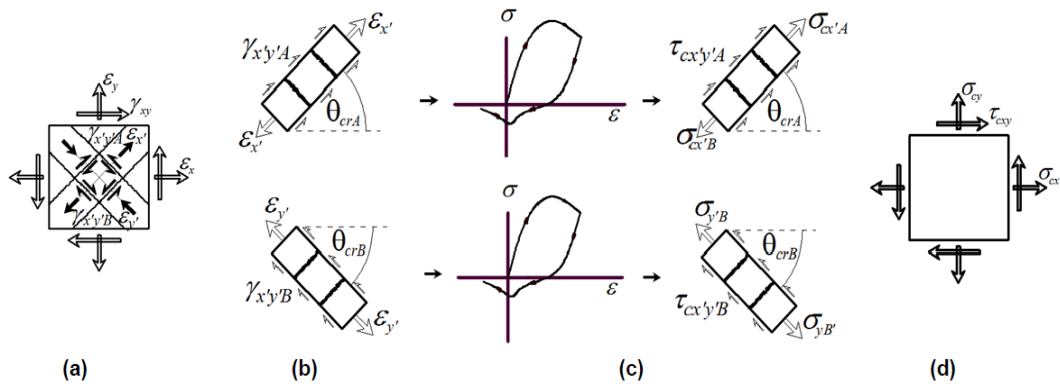


Figura 3-14: Comportamiento etapa segunda grieta. (a) Campo de deformaciones, (b) Deformaciones en los puntales (grietas) de hormigón, (c) Esfuerzos en los puntales (grietas) de hormigón, (d) esfuerzos en el concreto. Kolozvari [38].

En todas las etapas, el esfuerzo del acero se calcula con el campo de deformaciones sin rotar (en x e y) ya que son paralelas a la dirección de las barras de acero (refuerzo vertical y horizontal). Luego los esfuerzos de ambos materiales se agregan (en las mismas direcciones), tomando en cuenta las cuantías de acero, para obtener los esfuerzos del panel.

3.5.2.3 SFI-MVLEM: Shear Flexural Interaction Multiple Vertical Line Element Model

Este elemento representa una extensión del elemento MVLEM (Múltiple Vertical Line Element Model) desarrollado por Vulcano [74] y extendido por Orakcal et al. [53]. El MVLEM presenta resortes uniaxiales conectados a vigas rígidas en su parte superior e inferior. Cada uno de estos tiene una ley constitutiva de esfuerzo deformación cíclica. A su vez, en el centro el elemento presenta un resorte horizontal para obtener la respuesta de corte. Con esto, el corte y la flexión se toman como fenómenos separados. Las rotaciones relativas entre la tapa superior y la inferior están concentradas en el centro de rotación definido como ch mientras que la curvatura en lo alto del elemento se mantiene constante. En la Figura 3-15 se puede observar este concepto, además del elemento.

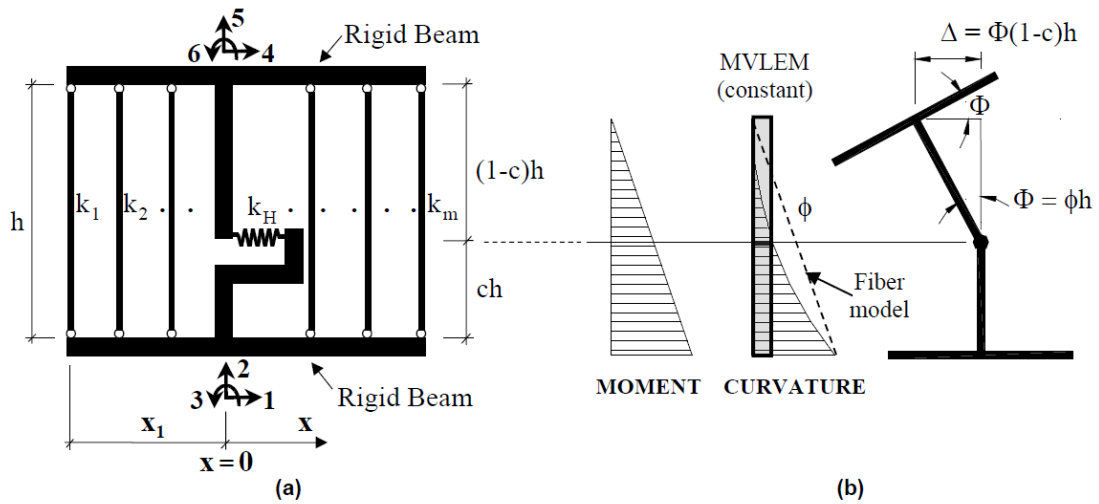


Figura 3-15: (a) Modelo MVLEM. (b) Distribución de curvatura. Kolozvari [38].

Este modelo se desarrolló para muros de hormigón armado esbeltos, cuya respuesta sea dominada por la flexión, es por esto que solo se agrega el resorte horizontal desacoplado para obtener el comportamiento debido al corte.

A raíz de esto, surge la necesidad de expandir este elemento para muros chatos, donde el corte, si es relevante, ya que como explica Oyen [51], en varios casos se subestima de manera considerable la respuesta al no tomar esto en cuenta.

Para esto, Massone et al. [44], proponen una nueva extensión del modelo MVLEM, en la cual agrega el comportamiento de panel del hormigón armado en las fibras del elemento. Para esto, incorporan un resorte que trabaja para corte en cada macro-fibra del elemento, con lo cual cada una pasa a tener un comportamiento de panel de hormigón armado. En la Figura 3-17 se puede observar el elemento.

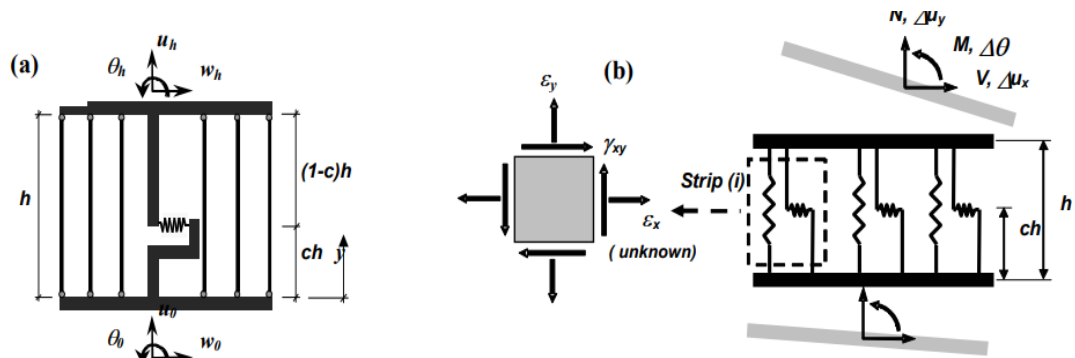


Figura 3-16: (a) Caso base de elemento MVLEM. (b) Elemento MVLEM con macro-fibras compuestas de dos resortes. Massone et al. [44]

Kolozvari [38], extiende este elemento, reemplazado cada macro-fibra (la cual contiene resorte axial y de corte), por paneles de hormigón armado (desechando además el uso del resorte horizontal) que presentan comportamiento de membrana. Estos paneles contienen el modelo de material Fixed Strut Angle Model (FSAM) explicado anteriormente. Con esto, se agrega la interacción entre el corte y la flexión al elemento. En la Figura 3-17 se observa la expansión del elemento.

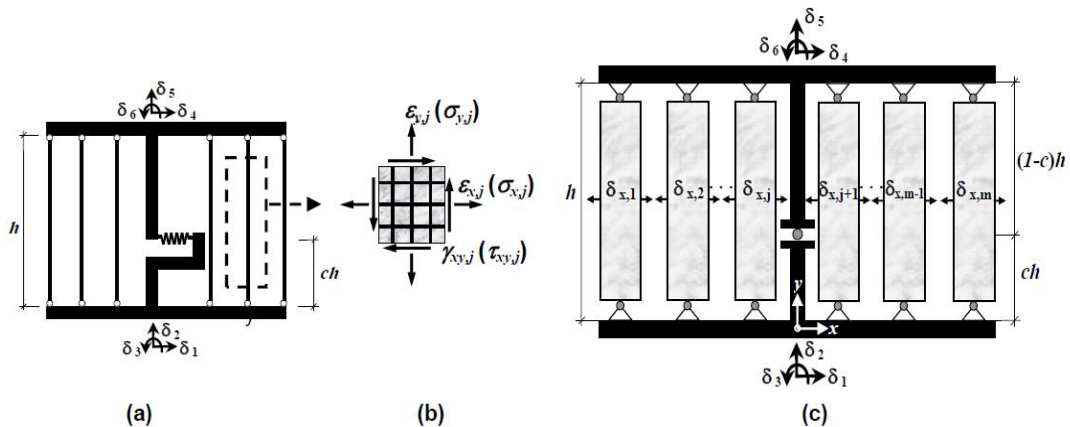


Figura 3-17: (a) MVLEM, (b) Panel de Hormigón armado a utilizar, (c) SFI-MVLEM.

Este modelo presenta tres grandes hipótesis:

- 1) Secciones planas permanecen planas
- 2) La deformación por corte se distribuye de forma homogénea en la sección del muro.
- 3) La resultante de los esfuerzos horizontales σ_x tomando el acero y el hormigón es cero.

En general, este modelo mantiene la mayoría de las hipótesis del elemento original, como lo son las hipótesis 1) y 2) señaladas anteriormente, además se mantiene que la altura del centro de rotación sea

ch. Para c Vulcano et al. [74] recomienda un valor de 0.4, basándose en comparaciones entre modelos y resultados empíricos.

La hipótesis 3) es necesaria para que se satisfaga el equilibrio en la dirección horizontal de los paneles de hormigón armado, con lo cual la deformación horizontal ε_x se puede obtener. Esta hipótesis es consistente al no admitir carga horizontal en lo alto del elemento. Massone et al (2006) demostró que las hipótesis usadas en ambos elementos son razonables en muros con una relación de aspecto mayor a 1.

El desarrollo matemático del elemento se puede observar en Kolozvari [38].

3.6 Validación de funcionalidad del modelo de fibras en interface SAFE Toolbox.

Para el análisis de la funcionalidad del elemento de fibras implementado en la interface SAFE Toolbox, se utiliza el modelo desarrollado por Kolozvari [38] en OpenSees (McKenna et. al. [49]), para el estudio de la columna circular Shanmugan. Primero se compara el resultado de esta versus un modelo mediante elementos finitos (explicado anteriormente), cuyo uso está validado en la plataforma. Para esta comparación, se toma como simplificación que la columna circular sea representada como cuadrada, con la idea de hacer un modelo de elementos finitos simple.

El resultado de la comparación de fuerza externa se puede observar en la Figura 3-19. La diferencia entre ambas es cercana al 6%. Se debe tomar en consideración que el modelo de elementos finitos es un modelo sencillo, en el cual se usó la ley constitutiva de Thorenfeldt [72] para el hormigón, a diferencia del modelo de fibras en el cual se utiliza el modelo constitutivo propuesto por Chang and Mander [11]. En la Figura 3-18, se puede observar el detalle de las curvas constitutivas de cada ejemplo. En esta se aprecia que el modelo de Chang and Mander [11] tiene una rigidez mayor para los parámetros utilizados, lo cual puede explicar que la diferencia entre ambos modelos solo se debe a la distinta rigidez entre ellos, ya que el desempeño a lo largo del análisis presenta una tendencia similar. Debido a esto, se puede establecer que el elemento SFI-MVLEM, logra reproducir de manera adecuada el comportamiento del hormigón armado.

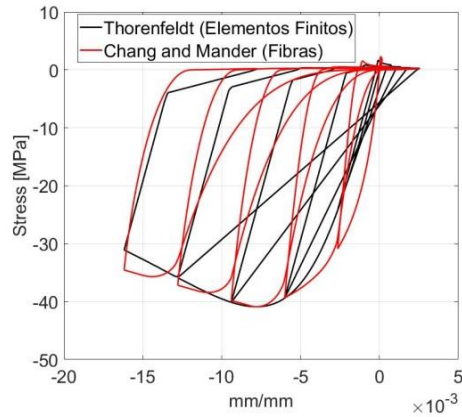


Figura 3-18: Comparación de curvas de Hormigón armado usadas en modelación de fibras y de elementos finitos.

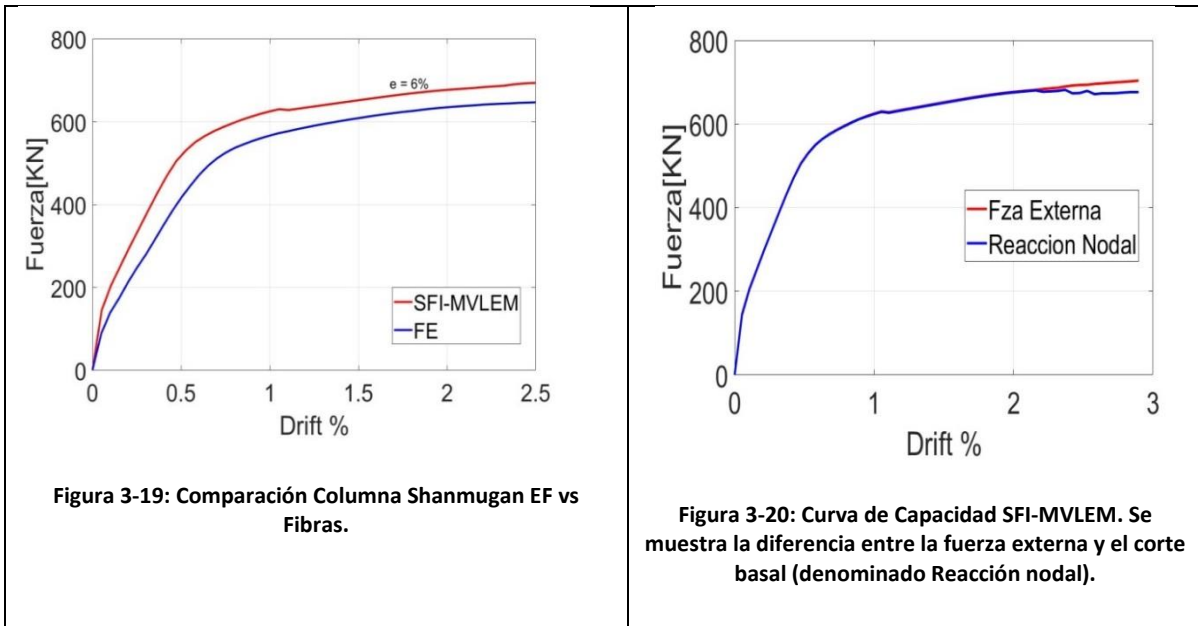


Figura 3-19: Comparación Columna Shanmugan EF vs Fibras.

Figura 3-20: Curva de Capacidad SFI-MVLEM. Se muestra la diferencia entre la fuerza externa y el corte basal (denominado Reacción nodal).

Al realizar este análisis, si bien se logra establecer adecuadamente el desempeño del elemento, se observan problemas con la convergencia del modelo, sin embargo, tomando una cantidad de iteraciones alta (10.000 iteraciones), se logra convergencia, ver Figura 3-20, en la cual se observan pequeñas diferencias entre la fuerza externa del modelo y el corte basal hacia el final del análisis (las cuales debiesen iguales), pero a su vez, el aumentar este número de iteraciones, trae como consecuencia el aumento de tiempo de análisis. El análisis mediante elementos de fibras tuvo un tiempo de 1hr 36 min, no llegando a la deriva objetivo de 3%, mientras que el de elementos finitos tuvo una duración de 10 min 15 seg, llegando a la deriva objetivo. Tomando esto en consideración, se decide realizar además un análisis sobre la convergencia del modelo de fibras y su tiempo de análisis en la interface Safe-Toolbox.

Para este estudio se realizan análisis Pushover monotónicos comparando la carga externa proporcionada al sistema para producir el movimiento con respecto al corte basal. Se estudia la convergencia, cantidad de iteraciones y tiempo requerido por el modelo, tomando como base la columna circular Shanmugan y realizando además reconfiguraciones de esta. Los casos a estudiar son los siguientes (Ver Figura 3-21):

- 1) Caso a: Modelo Original, 4 elementos, 5 paneles por elemento.
- 2) Caso b: 4 elementos, 9 paneles por elemento.
- 3) Caso c: 8 elementos (misma altura), 5 paneles por elemento.

Para cada caso, se realizan análisis con una deriva objetivo de 3%. Se toma como tolerancia un valor de 10^{-4} , que es el valor con el cual se trabajó en la comparación anterior (la cual, en la parte final, presento divergencia entre la carga externa y la reacción basal) y viene del modelo de SFI-MVLEM en Opensees. Se realizan tres análisis en cada caso, con un máximo de 1.000, 3.000 y 6.000 iteraciones. En las Figura 3-22 y Figura 3-23, se muestran los resultados del estudio para cada caso y por cantidad de iteraciones respectivamente, mientras en la Tabla 3-1 se puede apreciar un resumen de los resultados.

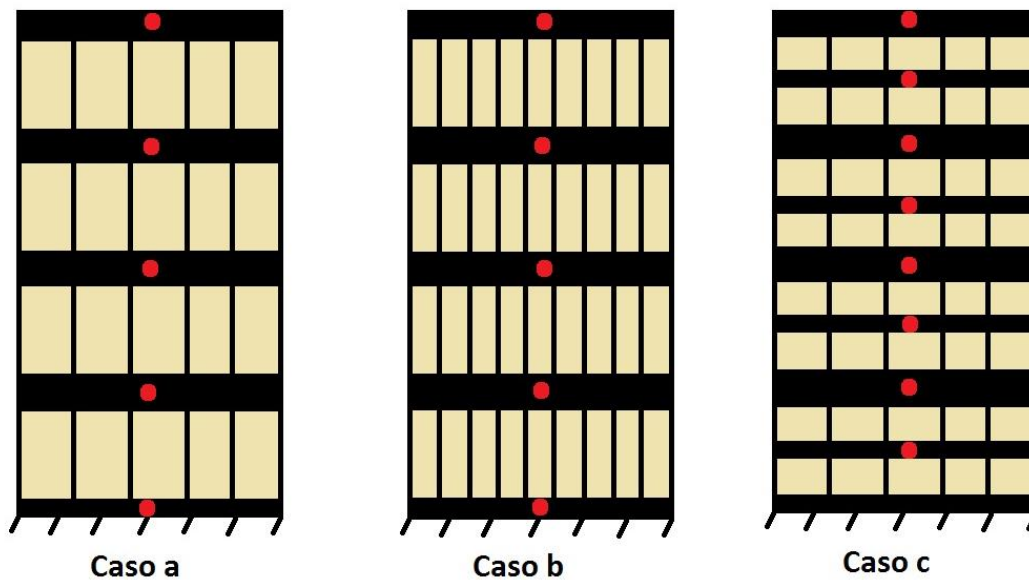


Figura 3-21: Casos para el estudio de la convergencia SFI-MVLEM (Referenciales).

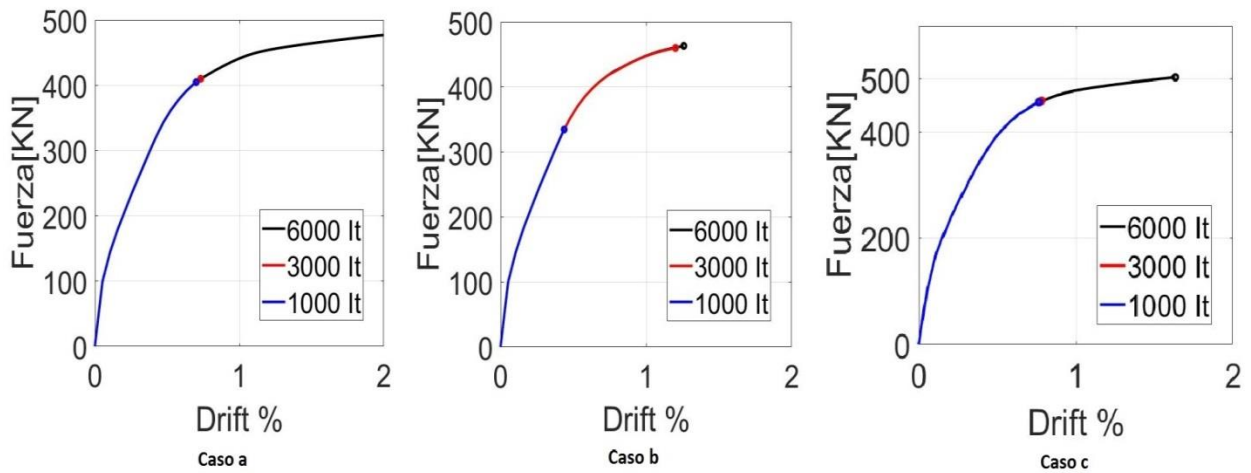


Figura 3-22: Comparación curva de capacidad para casos en estudio.

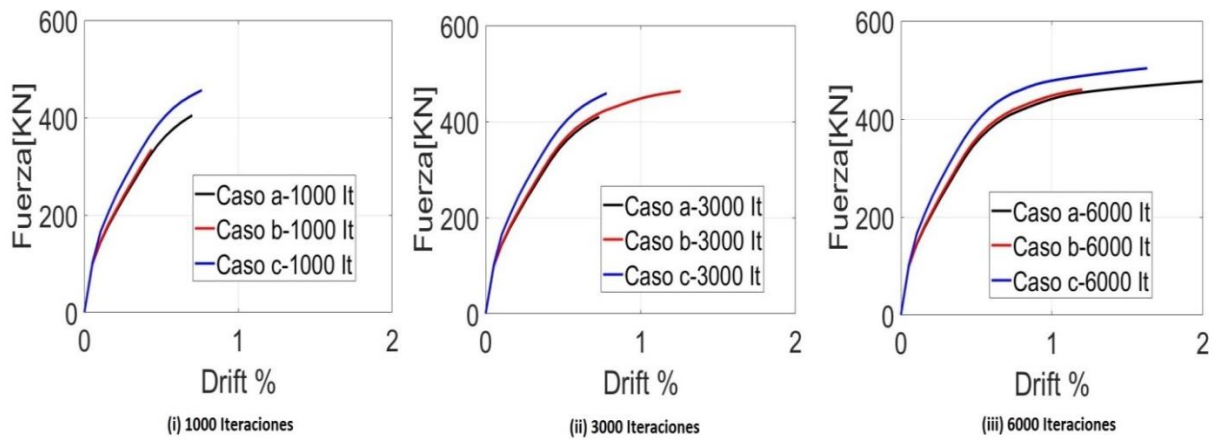


Figura 3-23: Comparación según número de iteraciones.

Caso	Cantidad De iteraciones Máximas	Time [hr m s]	Deriva máximo [%]
a	1.000	0 hr 4 m 10 s	0.701
	3.000	0 hr 11 m 30 s	0.733
	6.000	1 hr 24 m 8 s	2.001
b	1.000	0 hr 10 m 30 s	0.437
	3.000	0 hr 54 m 15 s	1.204
	6.000	1 hr 45 m 15 s	1.259
c	1.000	0 hr 6 m 54 s	0.764
	3.000	0 hr 19 m 30 s	0.782
	6.000	1hr 29 m 10 s	1.632

Tabla 3-1: Tabla resumen estudio de funcionalidad SFI-MVLEM.

El caso “a” es el que a mayor deriva llega logrando convergencia, pero utilizando una gran cantidad de iteraciones, demorándose sobre una hora, mientras que al agregar más variables al problema, esto es, mayor cantidad de paneles por elemento o elementos en la altura, la deriva final al que la converge es menor, tomando más tiempo. Es importante notar que una mayor cantidad de paneles influye más en el tiempo y la convergencia, que un mayor número de elementos.

De los análisis previos se puede observar que el modelo reproduce de buena manera el comportamiento de elementos de hormigón armado, pero en su versión en el programa Safe-Toolbox, tiene problemas con el tiempo y la convergencia en el análisis. Esta diferencia con respecto a Opensees, puede deberse debido al lenguaje de programación que se utiliza, (Opensees está basado en C++), lo cual afecta de gran manera el tiempo que requiere cada iteración y además que en Opensees, existe una mayor variedad de formas para lograr la convergencia. Mientras que en Safe-Toolbox, el algoritmo típico es dividir el paso y luego aumentar la tolerancia, si es que no se ha llegado a convergencia, en Opensees se dispone de una mayor variedad de algoritmos de solución y además se puede trabajar con una cantidad de iteraciones mayor, por lo explicado anteriormente.

Otra de las posibles soluciones en las cuales se puede trabajar para la implementación en Safe-Toolbox, es la forma de búsqueda de convergencia del modelo. Actualmente, para la convergencia se busca que todo el modelo cumpla con la tolerancia pedida, y tomando en cuenta el error de cada elemento, la propagación de errores debido a la cantidad de elementos será grande, por lo cual una solución a investigar, es realizar la iteración de convergencia para cada elemento, en vez de para todo el modelo en su conjunto.

Dado que para el modelo simple, el análisis de elementos finitos requiere menos tiempo, tomando en consideración lo expuesto anteriormente y teniendo presente que los modelos a trabajar requerirán un número elevado de elementos y paneles por elemento, es que se continuará solo con la modelación en base a elementos finitos.

Capítulo 4 : Tipologías de Construcción en Chile

Como se expuso anteriormente, el objetivo principal de esta investigación es estudiar muros acoplados típicos de la práctica constructiva chilena, por lo cual es necesario realizar un compendio sobre la estructuración en Chile y las distintas características de los muros. Estos datos se tomarán en cuenta para la elección de los muros a estudiar y además para ser usados en la construcción de una base de datos con la cual se estudiarán los perfiles de corte para edificios de diferentes alturas (Capítulo 5).

4.1 Introducción

En la última década, el territorio chileno se ha visto expuesto a diversos eventos sísmicos de considerable magnitud (Mw 8.8 Constitución 27 de Febrero de 2010, Mw 8.2 Iquique 1 de Abril de 2014, Mw. 8.3 Illapel 16 de Septiembre de 2015). El desempeño de las estructuras habitacionales durante estos eventos, fue muy bien calificado. Por ejemplo, debido al sismo de 2010, solo 4 edificios (de entre 4 a 18 pisos) colapsaron, mientras que ninguno con más de 20 de pisos lo hizo. 40 edificios fueron dañados severamente y tuvieron que ser reparados, todo esto representa menos del 1% de las edificaciones habitacionales en la zona afectada por el terremoto (Lagos et. al [40]). Ninguna estructura colapsó durante los dos terremotos siguientes.

Debido a lo expuesto anteriormente, el proceso constructivo en Chile (en especial la parte de diseño estructural), se ha puesto como referencia a nivel mundial, lo que se ha traducido en investigaciones para responder preguntas sobre ¿qué es lo bueno que se realiza en Chile?, ¿Por qué las estructuras se comportan de buena manera durante los mega-terremotos?

En general, los estudios en todo el mundo y en la mayoría de las ciencias se enfocan en ver por qué fallan las cosas. En específico para la ingeniería civil, uno de los objetivos es investigar los mecanismos de fallas que pueden presentar las estructuras, pero muchas veces tampoco se sabe por qué no los desarrollan y esta es una pregunta muy interesante, pero a su vez es un concepto cuya dificultad de estudiar puede ser mayor en algunos casos.

La ingeniería civil es una materia en constante desarrollo y son los eventos sísmicos, los que ponen a prueba todas las mejoras desarrolladas gracias a las investigaciones. Se pueden hacer estudios en

laboratorios, en computadores, además se tienen prácticas constructivas, que si bien algunas carecen de fundamento propiamente tal, las empresas de diseño las siguen utilizando por que han cumplido antes, pero finalmente, todos presentan aproximaciones, que se ponen a prueba durante los terremotos.

Chile ha tomado gran relevancia en el último tiempo para el estudio sísmico de estructuras, ya que debido a su alta sismicidad, se presenta como un laboratorio natural de estructuras, laboratorio en el cual se han llevado a prueba las últimas investigaciones y además ha puesto de manifiesto que las prácticas constructivas en Chile son buenas. Por esto se han desarrollado investigaciones cuyo objetivo es generar, en base al buen desempeño, un perfil de estructuras chilenas, con el fin de poder comparar las nuevas estructuras con las ya construidas y “ensayadas realmente” (con los eventos sísmicos).

El objetivo del presente capítulo es mostrar una radiografía de la práctica constructiva chilena. Se realiza tomando como base la investigación hecha por Estay [27] sobre muros de hormigón armado y mostrando datos de edificios construidos luego del terremoto de 2010. Esto permite mostrar algunas variaciones ocurridas en el diseño estructural con el evento sísmico. Además se complementará mostrando resultados dados en el perfil bio-sísmico de edificios chilenos, investigación iniciada por Guendelman et. al. [31] y que ha estado en constante evolución, ya que, utilizando los mismos procedimientos e indicadores, se han ido sumando a la base de datos los edificios nuevos como en las investigaciones posteriores realizadas por Guendelman y Lindenber [30] y Lagos et al [40].

Todo esto se expondrá de forma acotada, indicando las propiedades más importantes a la hora de diseñar una estructura, con la idea de seleccionar muros para el estudio, que sean representativos de la práctica constructiva chilena.

4.2 Contexto Sísmico

La mayor parte del territorio chileno se ubica en el límite entre la placa de Nazca y la Sudamericana, el cual es un límite convergente y tiene como peculiaridad que la placa de Nazca se introduce en la Sudamericana a una velocidad de convergencia promedio de 8 cm/año, Pardo-Casas and Molnar [58], lo cual la establece como una de las placas con mayor velocidad del planeta. Es por ello, que el país presenta una gran actividad sísmica, sobre todo desde su extremo norte hasta la península de Taitao, con respecto al resto del mundo. Si bien a lo largo y ancho, por lo expuesto anteriormente, todo el territorio tiene gran potencial sísmico, este está dividido en zonas según su distancia al límite entre placas, ya que se toma como

sismo de ocurrencia más severo, el generado por la convergencia de placas. Esta división deja un poco de lado el riesgo de sismos intraplaca como el registrado en Chillan 1939.

Debido a los terremotos que han ocurrido en Chile durante la historia, se han ido generando y modificando normas constructivas, en general, haciéndolas más severas. Actualmente, para el diseño sismo-resistente, se dividen las estructuras según el uso que se les dará, cada una con su respectiva norma de diseño, en habitacionales y de oficina (Nch. 433 of 96 mod 2009[20]), industriales (Nch 2369 of 2003 [22]) y con aislación (Nch. 2745 of 2013). La mayoría de las estructuras industriales se construyen utilizando perfiles de acero como elemento principal, mientras que en las habitacionales se utilizan muros de hormigón armado, razón por la cual, son las estructuras de interés para el presente estudio. El diseño específico de elementos de hormigón armado se realiza, desde mediados de la década de 1990, utilizando el código ACI 318 creado en Estados Unidos. En la actualidad, se ocupa la versión del 2008 (ACI318-08[1]), pero a la fecha existe hasta la versión 2014.

El diseño estructural de edificios habitacionales y de oficina en Chile se basa en el uso de sistemas mixtos de muros y marcos sísmicos, con los primeros tomando la mayoría del efecto sísmico en la estructura. Según la norma, se pueden dividir los marcos, según si toman más del 25% del corte en el edificio o menos. Si fuese más, deben cumplir criterios especiales, ya que pueden incurrir en condiciones plásticas.

El uso de muros como principal elemento estructural, ha hecho que las estructuras en Chile sean bastante rígidas, lo cual ha sido una ayuda al momento de limitar desplazamientos y con esto, daños durante un sismo.

La configuración estructural depende en gran medida de la arquitectura. Al ser edificios habitacionales, donde se requieren, por ejemplo, espacios para circular, existen grandes cortes en los muros, dándose casos en que se utilizan muros de menor longitud y se unen mediante vigas u otros casos en los cuales los muros no se empotran. Esta es la razón por la cual es de interés estudiar el comportamiento de muros acoplados.

La norma de diseño de edificios habitacionales y de oficina, en forma simple, contempla el uso de una fuerza lateral estática equivalente o un análisis modal espectral lineal, con coeficientes de reducción sísmica que permiten estimar e incorporar la ductilidad de la estructura y del material al análisis. Esta norma se ha ido modificando a lo largo de los años, luego de los eventos sísmicos ocurridos en el país. A

continuación del terremoto de 2010, se realizó el decreto ley N°61 [19], el cual complementa a la norma e incorpora las modificaciones creadas según el desempeño de las estructuras durante el sismo de 2010.

Debido a que los coeficientes de reducción en general se obtienen de forma empírica, sumado al uso de análisis lineal, esto lleva a preguntarse la validez de este. Un estudio más exacto involucraría análisis no lineal, caracterizando de forma apropiada el material. Como las estructuras en Chile sistemáticamente han cumplido, el cambio hacia un análisis más detallado se está dando de manera muy gradual.

4.3 Estructuración en Chile

El sismo ocurrido el 3 de marzo de 1985 Ms 7.8 con epicentro en el mar, entre las ciudades de Valparaíso y Algarrobo, es importante debido a que fue uno de los primeros que puso a prueba a estructuras “modernas”, las cuales estaban diseñadas con varios conceptos que se utilizan hoy en día, tanto de análisis computacional, como de diseño. Edificios iconos anterior a esa fecha, son las torres San Borja, complejo de edificios ubicado en Santiago centro, que presentan 20 pisos.

La investigación realizada por Massone et. al. [47], muestra diferencias constructivas entre antes y después de 1985. En la Figura 4-1 se puede observar la estructuración de una planta típica de edificios pre sismo 1985. En esta época la densidad de muros en un piso (área de muros versus área total en planta) era de 3% en promedio en cada dirección de análisis. El espesor de muro típico en los primeros 4 pisos era de entre 20 a 30 [cm].

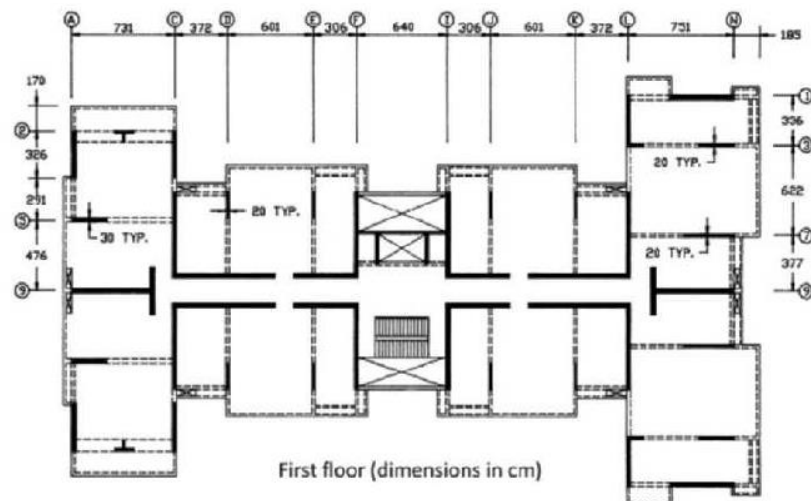


Figura 4-1: Planta típica de edificios pre sismo 1985 (Edificio Festival en Viña del Mar 1978, Massone et. al[47]).

Debido al buen desempeño de las estructuras durante el sismo de 1985 es que se redujeron algunos requerimientos normativos y se comenzó a construir edificios de mayor tamaño.

Un requerimiento clave que redujo su importancia, fue el uso de estribos de confinamiento en las cabezas de muro. Wood [75], muestra que antes de 1985 los muros no cumplían con el requisito de confinamiento de la normativa ACI-318 que aseguraba la ductilidad y aun así, no tuvieron grandes daños. Se basó en que fueron lo suficientemente rígidos para limitar los desplazamientos y el daño ocasionado por el terremoto, por lo cual sugirió que los requerimientos de confinamiento podían ser relajados, si se cuenta con suficiente área de muros. Debido a que el confinar implica un costo económico superior, en la industria se comenzó a utilizar menos.

Este estudio, junto con la práctica constructiva de no utilizar confinamiento, perdió validez luego del terremoto del Maule 2010, ya que por ejemplo, no se tomó en cuenta efectos tales como que las construcciones aumentaron su altura considerablemente o el tipo de terremoto, ya que al ser el de 1985 un sismo de campo cercano (para Santiago), afectó a edificios bajos.

Edificios habitacionales posteriores a 1985, presentan una estructuración en planta que no cambia mucho con respecto a la forma anterior a 1985. Esta configuración típica en edificios habitacionales chilenos, es la denominada “espina de pescado”. Presenta pocos muros grandes en la dirección horizontal (de pasillo) y varios muros pequeños en la dirección perpendicular, estos muros además sirven como separación de departamentos. Por su geometría, contempla la conexión de muros en diferentes direcciones, lo cual se traduce en muros tipo T, H o L. Éstos, junto a los muros acoplados por la losa, se desempeñan de una manera diferente a muros aislados.

Los subterráneos se utilizan como estacionamiento y en general se agrandan con respecto a la torre debido a la arquitectura (presentan el 30 a 40% del área de la construcción total). El gran problema que se genera en los estacionamientos, son los arranques de muros, debidos a la necesidad de agrandar espacios para estacionamientos.

Los edificios mantuvieron muros delgados (de espesores 15 - 20 [cm]), mientras que crecieron en altura (sobre 25 pisos comenzó a ser un edificio promedio). Además, como en el sismo de 1985 se observó daño en dinteles (Massone et. al. [47]), sumado a requerimientos constructivos, se comenzó a construir estas partes con material no estructural, reduciendo el acoplamiento y la disipación de energía de las nuevas estructuras.

Por otro lado, la configuración de edificios de oficina (Figura 4-2) presenta un núcleo de muros de hormigón armado que rodean las escaleras y la caja de ascensores mientras que en el perímetro presentan marcos que ayudan a la resistencia de la fuerza lateral (se diseñan como marco especial). Los muros en este tipo de edificación en general son más cortos y más anchos que los de estructuras habitacionales (35 [cm] en promedio).

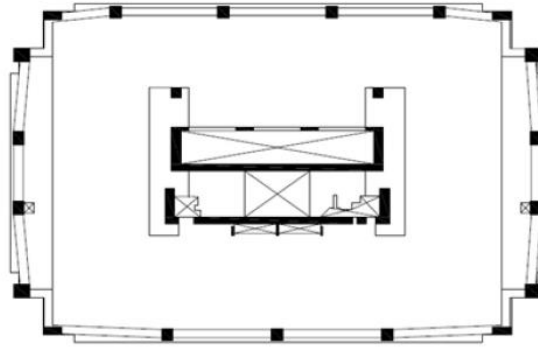


Figura 4-2: Planta Típica de Edificio de Oficinas, Lagos et. al. [40]

4.4 Caracterización de muros de hormigón

4.4.1 Estay [27]

En este estudio se investigaron diversos parámetros típicos de muros aislados de sección regular. Como base de datos, se utilizaron cinco edificios construidos entre 1996 y 1999 y cuarenta y seis, edificados entre 2000 y 2006. Debido a la gran variedad de geometrías en muros, el objetivo del estudio fueron los rectangulares con espesor y altura fijos. Se estudiaron parámetros como niveles de sollicitación (momento y fuerza axial), geométricos y materiales.

En Chile, como se explicó anteriormente, se utilizan en general dos tipologías estructurales diferentes:

- 1) Solo muros
- 2) Marcos con muros en la caja de escalera (alrededor del 20% al 2008).

En general la primera configuración se utiliza para edificios habitacionales, mientras que la segunda se ocupa para las estructuras de oficina, ya que permiten espacios más amplios, lo cual se traduce en una mayor comodidad a la hora de realizar la disposición de las oficinas

La geometría típica de un muro chileno puede ser de forma regular o irregular en planta, tienen espesor y altura fijos y sus cabezas pueden variar, teniendo mayor espesor que el muro en sí, pero no era habitual que las oficinas de cálculo estructural utilizarán confinamiento de cabeza de muro. Hasta el 2008 solo el 31% de los muros tenía especificado elementos especiales de borde.

En Chile, hasta la fecha de investigación, los muros más utilizados presentaban espesores de 15, 20 y 25 [cm], siendo el de 20 [cm] el más utilizado y alturas de piso entre 255 [cm] y 285 [cm].

4.4.1.1 Materiales

En los muros chilenos se utiliza hormigón y barras de acero como refuerzo, cuyas propiedades deben cumplir con especificaciones normadas (Nch. 430 of 2008 y Nch. 204 of 2006, respectivamente). Las más importantes son la resistencia a la compresión en una probeta cubica (f'_c) en el hormigón y la resistencia en fluencia del acero (f_y).

Se utiliza acero de calidad A630-420H (420 Mpa fluencia y 630 Mpa rotura). El hormigón más usado en edificios de más de 15 pisos (en su primer piso) es el H30 con 73 % de utilización, en esa época no se utilizaba de manera usual hormigones más resistentes.

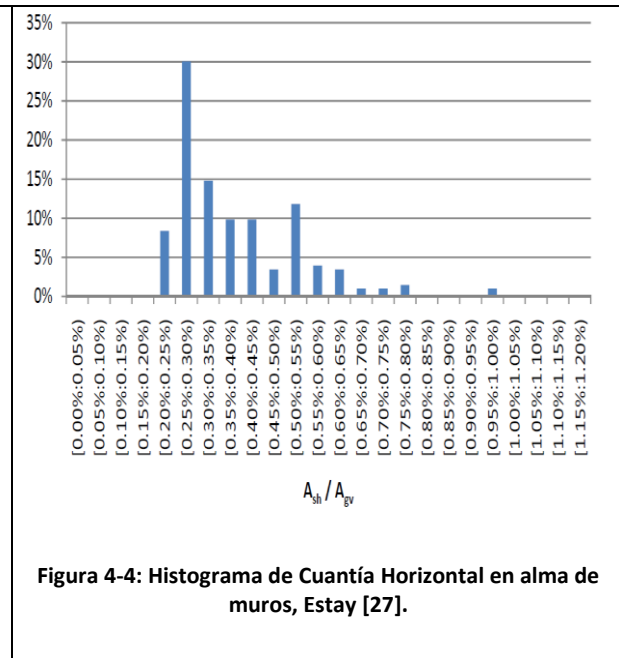
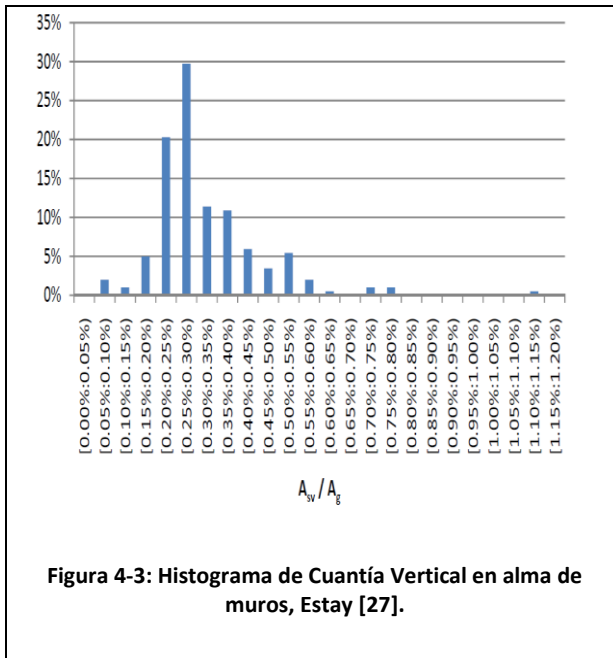
4.4.1.2 Armaduras

Los muros están armados con barras de acero como refuerzo principal en los bordes (con objeto de resistir la flexión generada por fuerzas sísmicas laterales) y malla horizontal para resistir el corte en el muro y restringir el tamaño de las fisuras inclinadas, además sirve para ayudar a confinar. También se utiliza malla vertical, principalmente para evitar fisuras por retracción de fraguado y como ayuda a la flexión. Según norma, se deben usar un mínimo de dos capas cuando el corte último excede $1/6 A_{gv}\sqrt{f'_c}$, pero en la práctica, siempre se utiliza doble malla (además, ayuda en el efecto fuera del plano).

Existe una segunda posibilidad para armar a flexión, y es utilizando barras de diámetro mayor como malla vertical, en vez de solo concentrar armadura en los bordes. En la mayoría de los casos se utiliza la opción descrita en el párrafo superior, ya que es más eficiente en el uso de acero.

En general, la mayoría de los muros están armados tomando en consideración la disposición de armadura mínima a corte dada por la ACI (0.25 % del espesor * 100 cm). Es por esto, sumado a que el muro típico es de 20 cm y que la malla más utilizada sea $\phi 8@20$ (lo que equivale al 0.25%, ver Figura 4-4).

Por otro lado, en algunos casos no se cumple que la cuantía de la malla vertical sea sobre el 0.25% como se puede observar en la Figura 4-3 , solo sobrepasándola cuando se le agrega la cuantía del borde en el cálculo, con lo que la cuantía vertical total, queda entre 0.25% a 1%. Tener en consideración que cuantías bajo el 0.2% están fuera de norma.



Las cuantías de refuerzo longitudinal de borde típicas están entre 3% y 8%, calculadas según lo dispuesto en la ACI 318, valores mayores a 8% pueden generar problemas de hormigonado. La cuantía mínima tomando barras con fluencia de 420 Mpa, es de 0.67%.

El refuerzo transversal en elementos de borde se utiliza para confinar en lugares donde se espera fluencia y fisuración. Además de estos, tal como se dijo anteriormente, se utiliza la malla horizontal, doblándola y también se agregan trabas.

4.4.1.3 Solicitaciones

Previo a 2008, en algunos muros se presentan solicitaciones que llegan a valores de hasta 80% de la capacidad axial de la sección (Figura 4-5) y del 30% de la capacidad del momento.

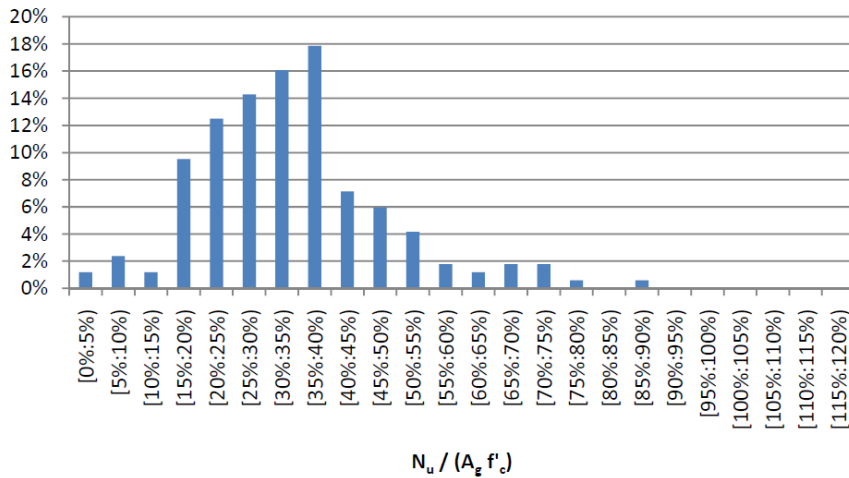


Figura 4-5: Histograma de Nivel de Solicitación Axial en los Muros, Estay [27].

4.4.1.4 Losas

Las estructuras habitacionales presentan losas de espesor típico entre 14 a 18 [cm], largos de 5 a 8 metros y están apoyadas (o empotradas, depende el criterio) en los muros de corte y las vigas invertidas. En estructuras de oficinas, en general se tienen losas con luces más largas (8 a 10 metros), por lo cual se utilizan elementos postensados y tienen espesores de entre 17 a 20 [cm] (Lagos et al [40]).

4.5 Observaciones debido al sismo de 2010

Posterior al terremoto de 2010, en Chile se produjeron varios cambios en la forma de analizar y diseñar, los cuales se traducen en el decreto ley N°60 y N°61. En general la parte macro cumplió y es debido a ello que no se observaron grandes daños, pero quedó demostrada la importancia de un buen detallamiento estructural. La principal lección que dejó el sismo fue la relevancia de confinar los elementos de borde de muro, procedimiento que estaba un poco en desuso, como se explicó anteriormente. Junto con esto, se limitó la carga axial máxima en muros, estableciendo un 35% de $A_g f'_c$ (bastante menor a lo utilizado anteriormente, como se observa en Figura 4-5).

Para el detallamiento de los elementos de borde, se utiliza un diseño por desplazamiento, según lo establecido en la norma ACI 318 [1], pero con algunas pequeñas variaciones. La deformación del hormigón debido a compresión es limitada a 0.008 y además se restringe el espaciamiento entre estribos en zonas donde se espera fluencia, para evitar el pandeo de barras, aún en lugares donde la compresión no es tan importante (Massone [46]).

También se pudo observar algunos modos de falla de muros que no siguieron lo típicamente esperado o estructuras que funcionaron de diferente forma, por ejemplo, escaleras actuando como puntales o losas fallando sísmicamente en zonas donde no se modeló ese comportamiento.

En la parte anterior se detalla la estructuración típica en Chile y las modificaciones que se han llevado a cabo, mientras que en la sección siguiente, se muestra una forma de caracterizar las edificaciones, propiedades con las cuales se caracterizará la muestra de datos para la realización del perfil de corte en el capítulo siguiente.

4.6 Perfil Bio-sísmico

Una de las formas que se ha desarrollado para clasificar estructuras habitacionales, es el denominado perfil Bio-sísmico (Guendelman et. al. [31]), el cual parte de la base explicada anteriormente, en que todos los edificios chilenos tienen “un mismo perfil”, con lo cual se generan índices característicos y utilizando estos, se puede clasificar un edificio y estimar su comportamiento (en base al buen comportamiento de los estudiados) de forma rápida. Estos se clasifican en tres categorías:

- 1) Rigidez
- 2) Acoplamiento
- 3) Redundancia estructural y demanda de ductilidad

A continuación se presentarán algunos de los índices más importantes y los valores característicos entregados en el estudio realizado por Guendelman y Lindenber [30] con 2622 edificios construidos en Chile.

4.6.1 Índice de Rigidez H_o/T_n

Este índice se define como la división entre la altura del edificio sobre el nivel basal (H_o) y el periodo fundamental de la estructura (T_n , primer periodo traslacional). Permite clasificar los edificios en el rango entre flexibles o rígidos. Con un índice menor a 40 m/seg, se considera un edificio flexible, mientras que si es mayor a 70 m/seg, es un edificio bastante rígido. En la Figura 4-6 se puede observar como la mayoría de los edificios chilenos se encuentran entre 40 y 70 m/seg, rango denominado de rigidez normal.

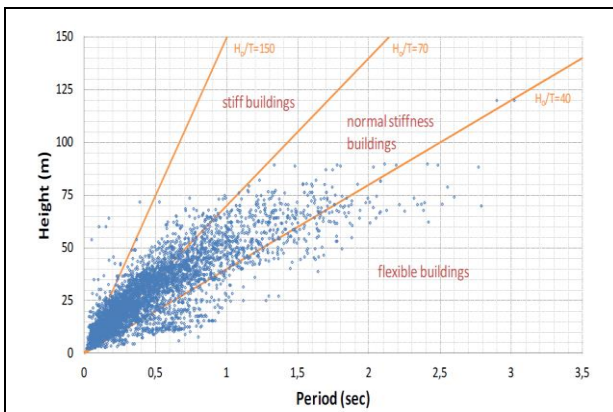


Figura 4-6: Índice H/T, estudio con 2622 edificios Chilenos, Guendelman [30].

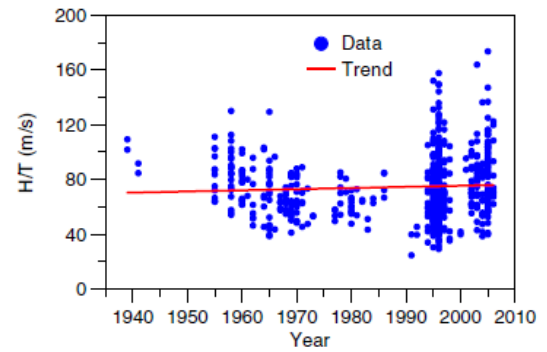


Figura 4-7: Variación en el tiempo de índice H/T Calderón [10].

En Calderón [10] se puede observar la variación en el tiempo de este índice (Figura 4-7), se aprecia que el valor promedio de H/T no ha variado mucho desde 1959, manteniéndose en 70 m/s. Pero se nota una dispersión mayor de este índice en los últimos años, lo cual indica que se realizan edificios muy rígidos (por ejemplo, los edificios típicos entre 7 a 10 pisos, debido a regulaciones urbanas) y otros bastante flexibles (si no hay regulación urbana restrictiva en el sector, los edificios actuales en general son bastante altos, sobre 25 pisos).

4.6.2 Índice de Desempeño δ_u/H_o

Es la división entre el máximo desplazamiento lateral de techo δ_u (el cual según norma Nch 433, se calcula como 1.3 veces el desplazamiento dado por el espectro elástico) dividido la altura del edificio sobre el nivel basal (H_o). En la Figura 4-8, se muestra graficado versus el índice de rigidez. El 88% de los edificios estudiados, presenta derivas menores a 0.005, con lo cual están en el rango operacional post sismo, mientras que el 54% presenta completa operación. Como se ha expuesto a lo largo del capítulo, los edificios en Chile se caracterizan por su elevada rigidez y buen comportamiento, lo cual concuerda con este índice.

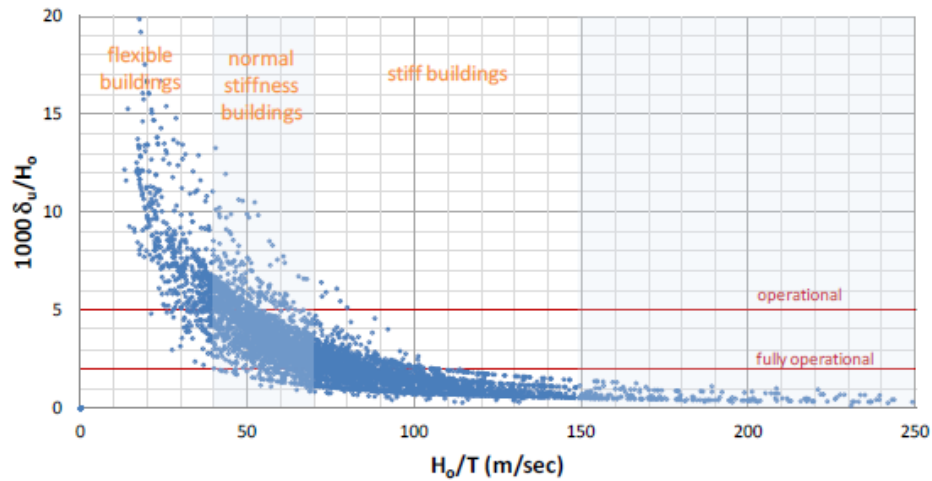
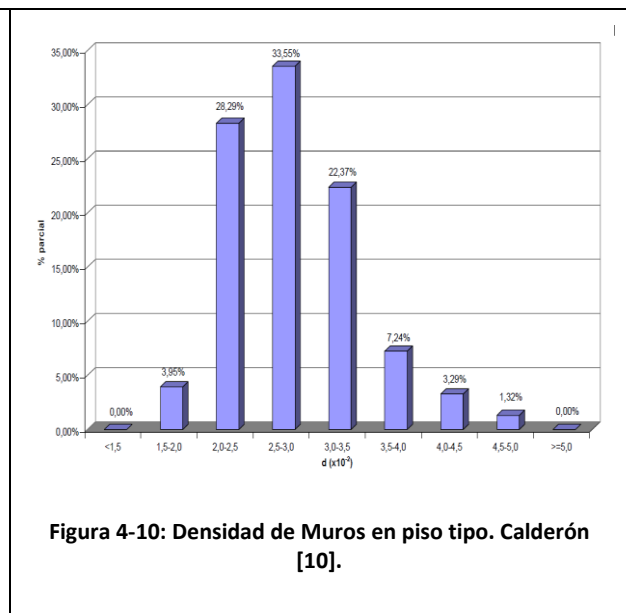
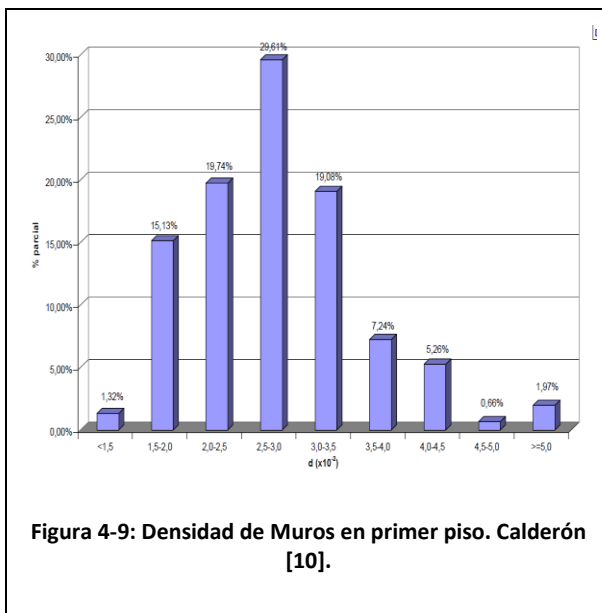


Figura 4-8: Índice desempeño, Guendelman [30].

4.6.3 Índice densidad

Este índice se define como el área de muros en una dirección, dividido el área en planta del piso considerado. Tomando como referencia lo mostrado en las Figura 4-9 y Figura 4-10, dadas por el estudio de Calderón [10], se puede apreciar la disminución de muros en el primer piso, esto es una práctica generalizada debido al problema arquitectónico de dar espacios libres en ese piso, lo cual genera muros banderas. Los muros aumentan su espesor en este piso, lo que se traduce en un cambio más leve de esta comparación, con lo que no se refleja de manera exacta la creación de muros banderas.



4.6.4 Índice densidad de muro por unidad de área y unidad de peso d_{np}

Si bien la proporción entre el área de muro vs área de piso se ha mantenido constante según Calderón [10], los edificios han ido aumentando de altura, lo cual trae como consecuencia un aumento en la fuerza de compresión. Para tomar este factor en consideración, se creó este índice, que se define como el área en planta de muros en el primer piso, en cada dirección principal, dividida por el peso total de las plantas de pisos superiores.

El inverso de este índice tiene un valor de $tonf/m^2$ y se relaciona con las fuerzas de corte sísmicas y la compresión en los muros. Valores de d_{np} sobre $0.001 m^2/tonf$ en cada dirección, producen un comportamiento sísmico adecuado (si están bien detallados).

Como se observa en la Figura 4-11, antes de 1985 este tenía un valor promedio de $0.003 m^2/tonf$, mientras que en los últimos años se ha ido reduciendo, descendiendo a un valor promedio de $0.002 m^2/tonf$. Estos valores indican que los muros tienen un esfuerzo de compresión promedio de entre 0.1 y $0.3 Ag f'_c$ ($0.001-0.003 m^2/tonf$, para hormigón con f'_c de 25 Mpa), lo cual significa que grandes compresiones ocurren, por lo que puede ser cada vez más necesario confinar.

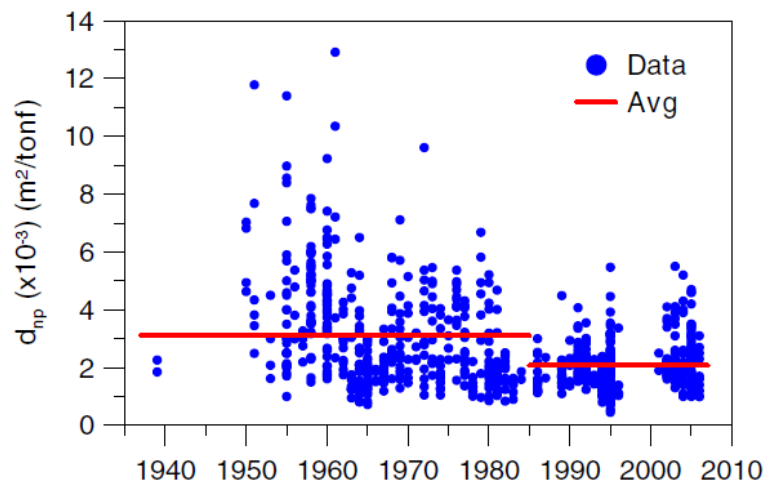


Figura 4-11: Variación de d_{np} en el tiempo. Calderón [10].

4.7 Elección de Muros

En el presente trabajo se estudiarán ejes estructurales que presenten dos muros de hormigón armado acoplados mediante losa de pasillo. Para ello, se revisa una base de planos de diecisiete edificios construidos entre 2010 y 2015 en Chile. Se buscan ejes estructurales de edificios que tengan 15 y 25 pisos. Además se creará un eje de 20 pisos, al cual se le asignarán propiedades similares a la de los dos escogidos.

Los muros escogidos solo se tomarán como referencia, ya que estos se modifican levemente, con el objetivo de hacerlos más homogéneos para su estudio, tomando en cuenta las propiedades descritas a lo largo del capítulo. Entre otros detalles, se establecerá que no cambien de sección, ni variaciones de las propiedades de sus materiales en la altura, solo variando la cuantía de acero y el confinamiento. Esto se realiza para que sea un estudio más completo, debido que el tomar un edificio real, la zona sísmica donde se ubica y el tipo de suelo influyen directamente en sus características.

A su vez, en la segunda parte de esta investigación, para la generación del ensayo experimental, se realizará un escalamiento de los mismos, por lo cual, al modificar estos muros, también se tienen en cuenta las limitaciones del ensayo, las cuales se describen en el 0.

Para la búsqueda de los ejes estructurales, se utilizan los siguientes parámetros principales:

- 1) Que pertenezcan a edificios habitacionales
- 2) En general que estos edificios sean regulares, según lo presentado anteriormente, presentando plantas típicas de un edificio Chileno y características geométricas típicas. Los parámetros dados por análisis no se podrán comparar ya que no se tiene información de ellos.
- 3) Sean muros paralelos al pasillo.

Este último parámetro tiene relación a que se buscan muros de gran longitud y que presenten acoplamiento mediante la losa.

En la Figura 4-12 y Figura 4-13 se muestran las plantas de los pisos tipo de ambos edificios escogidos, se puede observar que cumplen con el criterio de ser plantas regulares, con muros en su interior y que presentan vigas en su fachada. Destacados se encuentran los dos ejes estructurales escogidos para el análisis.

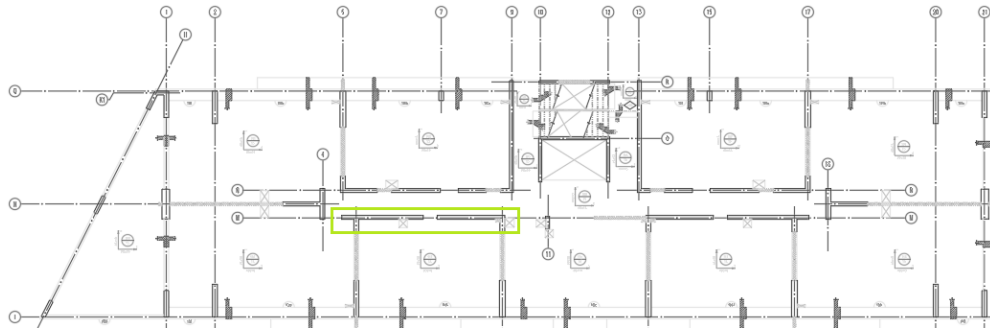


Figura 4-12: Planta piso tipo edificio de menor altura.

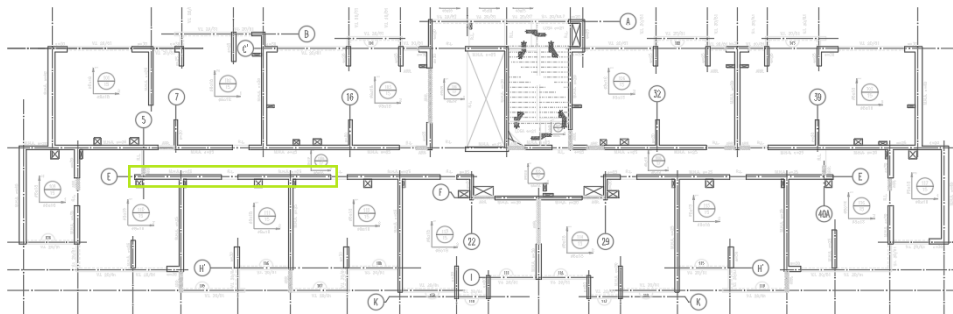


Figura 4-13: Planta piso tipo, edificio de mayor altura.

El edificio menor tiene 13 pisos más un subterráneo, con una altura de piso tipo de 2.5 [m]. Los muros escogidos presentan espesor de 20 [cm], confinamiento en la cabeza de los muros entre el primer subterráneo y el tercer piso y tienen mallas con armadura mínima ($\phi 8 @ 20$) en todo su alto. Tiene una cuantía de borde en el primer piso cercana al 2%. Dado esto, es un edificio que cumple las características geométricas típicas de un edificio chileno. Además presenta losa de 15 [cm]. Los muros tienen un largo de 4.26 [m] y 3.28 [m] y una separación de 90 [cm], lo que equivale a la abertura de puerta.

Por otro lado, el edificio mayor presenta 3 subterráneos y 22 pisos, los muros escogidos son de 25 [cm] de espesor hasta el cielo del primer piso y luego bajan a 20 [cm], a partir de ese piso además, se reduce la armadura de las mallas a armadura mínima. Este edificio presenta una altura de piso tipo de 2.51 [m]. Ambos muros presentan confinamiento mínimo desde su parte inferior hasta el cielo del piso primero. Al igual que el edificio anterior, presenta losa de 15 [cm]. Los muros presentan un largo de 5.13 [m] y 4.84 [m], también con una separación de 90 [cm].

Con estos ejes seleccionados, se configuran los ejes estructurales de 16, 20 y 25 pisos a estudiar, cuyas elevaciones y detalles se puede observar en las Figura 4-14, Figura 4-15 y Figura 4-16, respectivamente. Para cada muro se establecieron 3 divisiones a lo alto. La primera división es entre el

piso 1° y el 5°, la segunda entre el 6° y el 10° y la tercera, el resto de los pisos. Para las armaduras de borde y mallas incorporadas se toman como referencia los muros escogidos previamente, pero posteriormente se les realiza una modificación, tomando en cuenta las características típicas de edificios expuesta anteriormente. Debido a los muros de referencia, se utiliza una losa con espesor de 15 [cm] y una armadura longitudinal de $8\phi 12$ (superior e inferior) con estribos dobles $\phi 8@10$, armadura típica de refuerzo de losa utilizada por empresas de cálculo. Para la modelación de esta, se ocupa el criterio de un ancho colaborante de seis espesores, valor también usado en la industria. En los primeros cinco pisos de cada muro se utilizan elementos especiales de borde.

Para la geometría de cada muro, se tomó en cuenta los límites del posterior escalamiento, generando un eje estructural con un muro de 3.5 metros y otro de 4.55 metros, con una altura de piso de 2.62 [m]. Esta, si bien es una altura de piso un poco mayor a lo típico, se toma con la idea de tener el factor de escala menor posible según las limitaciones dadas por el ensayo (Ver 0). Estos muros, según lo estudiado anteriormente, clasifican como muros que pueden estar presentes en edificios típicos de la práctica constructiva Chilena.

El factor de confinamiento para cada muro de cada eje estructural se calcula tomando en consideración lo propuesto por Saatcioglu and Razvi [70]. Este factor influye en la resistencia a compresión del hormigón y la deformación a la cual alcanza esta. En la Tabla 4-1, se muestra el factor para cada muro por eje estructural.

Eje Estructural	Factor de Confinamiento	
	Muro Corto	Muro Largo
16 Pisos	1.18	1.21
20 Pisos	1.21	1.24
25 Pisos	1.24	1.27

Tabla 4-1: Factor de confinamiento por muro para cada eje estructural.

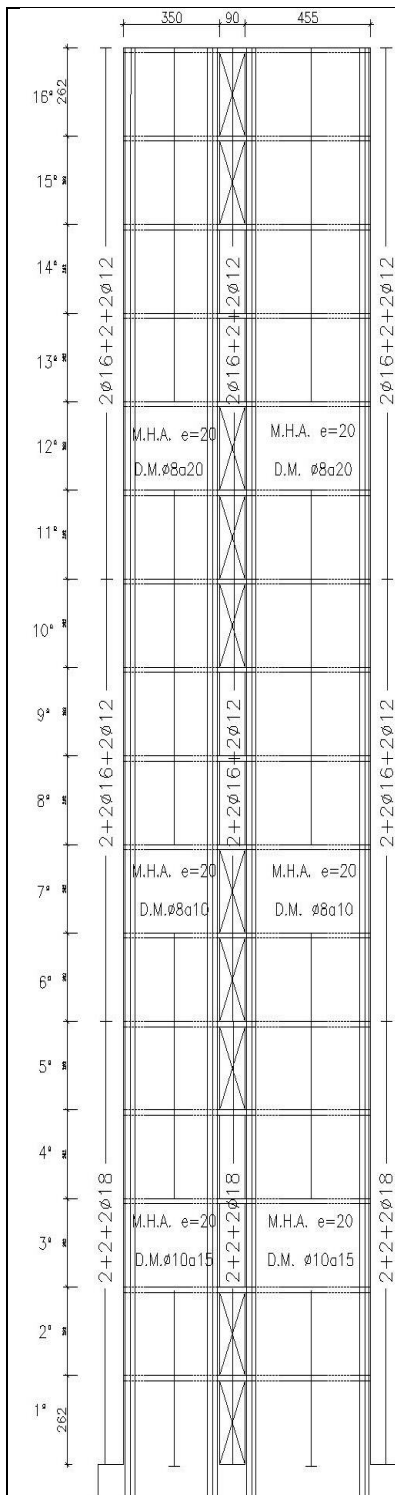


Figura 4-14: Elevación Eje Estructural 16 Pisos. Altura entre piso de 2.62 [m]. En los primeros 5 pisos existen estribos y trabas de confinamiento junto a malla

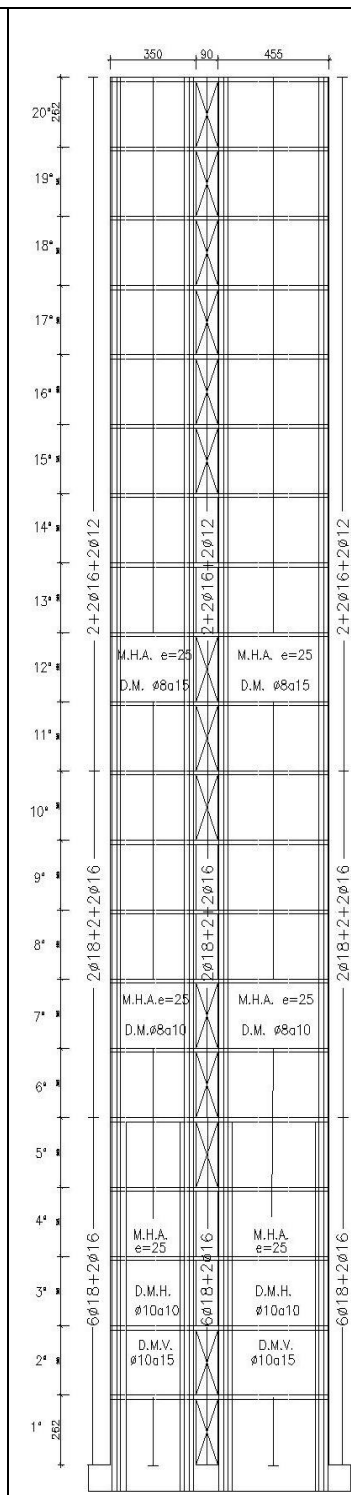


Figura 4-15: Elevación Eje Estructural 20 Pisos. Altura entre piso de 2.62 [m]. En los primeros 5 pisos existen estribos y trabas de confinamiento junto a malla

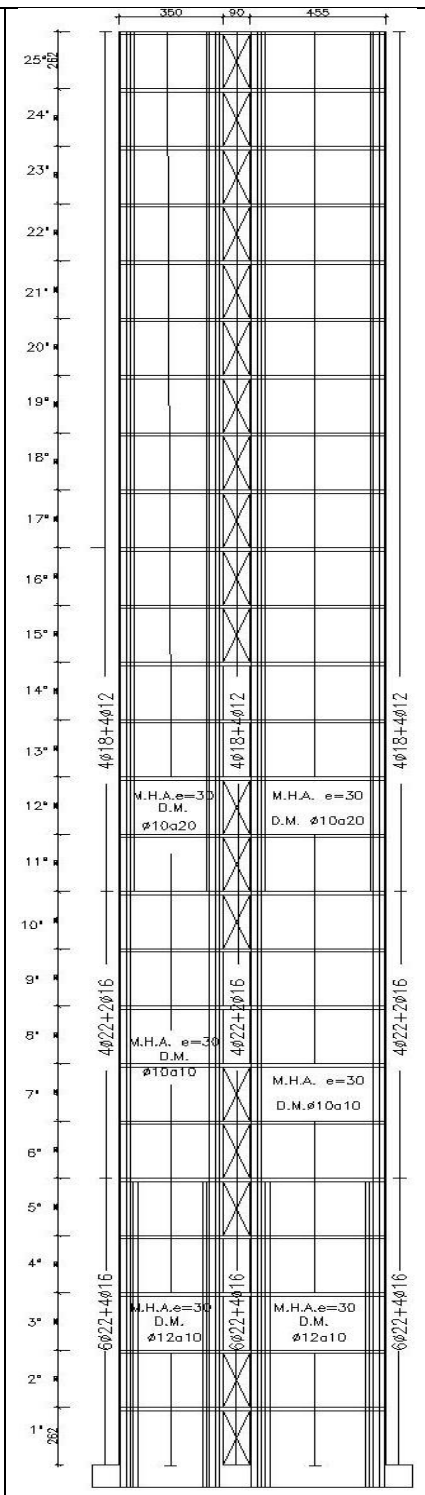
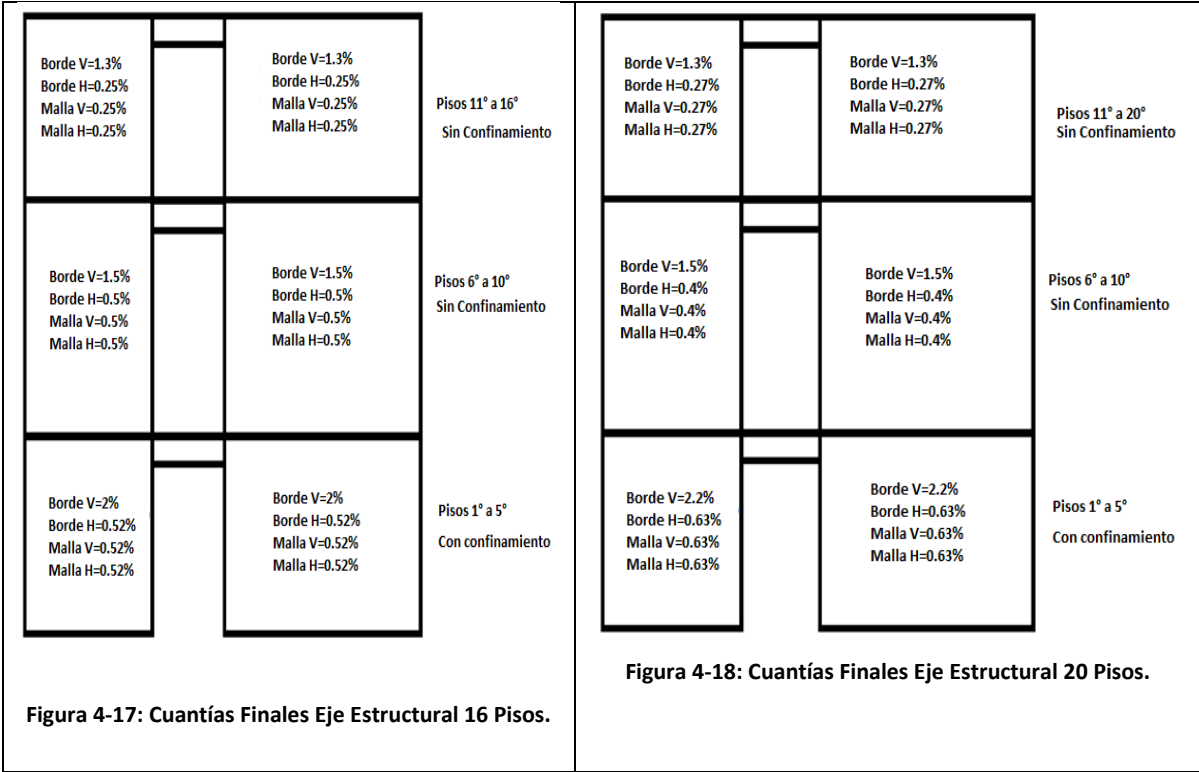


Figura 4-16: Elevación Eje Estructural 25 Pisos. Altura entre piso de 2.62 [m]. En los primeros 5 pisos existen estribos y trabas de confinamiento junto a malla

Como se detalló anteriormente, las armaduras de cada eje estructural, principalmente las de borde, se modifican levemente tomando en cuenta las cuantías típicas de edificios chilenos, expuesta anteriormente en el capítulo, para que los ejes estructurales sean lo más representativo posibles. En las Figura 4-17, Figura 4-18 y Figura 4-19, se muestran las variaciones de cuantía en la altura de manera resumida para cada eje estructural (se muestran solo las cuantías, debido a que con este parámetro se trabajará en el análisis numérico). La variación con lo mostrado anteriormente es leve, tomando en consideración un elemento de borde del 10% de la longitud del muro. Por simplicidad, se utiliza la misma cuantía para ambos muros. Además se mantiene que en los primeros cinco pisos se utilicen elementos especiales de borde, mientras que en los pisos superiores no. Esto se realiza además, para estudiar el efecto que se pueda producir en la interface entre el sector con y el sin confinamiento.



<p>Borde V= 1.35% Borde H= 0.28% Malla V= 0.28% Malla H= 0.28%</p>		<p>Borde V= 1.35% Borde H= 0.28% Malla V= 0.28% Malla H= 0.28%</p>	<p>Pisos 11° a 25° Sin Confinamiento</p>
<p>Borde V= 2% Borde H= 0.45% Malla V= 0.45% Malla H= 0.45%</p>		<p>Borde V= 2% Borde H= 0.45% Malla V= 0.45% Malla H= 0.45%</p>	<p>Pisos 6° a 10° Sin Confinamiento</p>
<p>Borde V= 3% Borde H= 0.75% Malla V= 0.75% Malla H= 0.75%</p>		<p>Borde V= 3% Borde H= 0.75% Malla V= 0.75% Malla H= 0.75%</p>	<p>Pisos 1° a 5° Con confinamiento</p>

Figura 4-19: Cuantías Finales Eje Estructural 25 Pisos.

Capítulo 5 : Estudio de la distribución de corte en altura en edificios construidos en Chile.

5.1 Introducción

Tal como se explicó en la sección 2.6, una forma usual de afrontar un análisis tipo Pushover es trabajar con un patrón de carga triangular, en el cual la carga va aumentando proporcionalmente con la altura. La idea tras esto es simular la forma de movimiento típico del primer modo de un edificio tipo habitacional. El realizar esta forma de análisis, no tomando en cuenta el resto de los modos de vibrar, puede no ser representativa, dependiendo de las características de la estructura. Por esto, en el presente capítulo se realiza un estudio sobre la distribución del esfuerzo de corte en la altura de un edificio, tomando como base la información de edificios reales construidos en Chile durante el periodo de 1996-2016, proporcionada por Guendelman et. al [32]. Con este perfil de distribución de corte se genera un patrón de carga, en el cual ya se presenta la influencia de todos los modos combinados y con el signo adecuado, por piso, con la idea de utilizarlo para el posterior análisis Pushover de los muros escogidos en el capítulo anterior. Se realiza un análisis no adaptativo, debido a que como se comentó en el Capítulo 4, los edificios en Chile se caracterizan por ser bastante rígidos y no presentar gran degradación, por lo cual se estima que al realizar un análisis no adaptativo, sumado a que el signo al combinar se trabaja de manera correcta, la pérdida de información no es relevante.

5.2 Metodología

Para este estudio, se dividieron las estructuras según su número de pisos, estableciendo cinco rangos de número de pisos: edificios de diez, quince, veinte, veinticinco y treinta pisos, respectivamente. Para cada nivel se toma una holgura de dos pisos, esto quiere decir, que un edificio de doce pisos entra en la categoría de diez pisos.

Para los cuatro primeros niveles se trabajó con treinta datos de edificios cada uno, mientras que para el nivel de treinta pisos, solo se trabajó con diez datos. Como información extra a la investigación, se adicionan tres edificios de mayor tamaño, estos son:

- 1) Edificio Costanera Center Torre 2: 62 pisos.
- 2) Torre Titanium: 52 Pisos.
- 3) Edificio Hotel Santiago Marriott: 40 pisos.

Es importante destacar que el Edificio Costanera Center Torre 2 es el más alto construido en Chile a la fecha. Los resultados de estos se pueden observar en el Anexo F.

Para cada edificio, se cuenta con los resultados del análisis modal espectral. De la información sísmica de cada uno se extraen los siguientes parámetros:

- 1) La altura entre pisos
- 2) Dimensiones en planta
- 3) Zona sísmica
- 4) Tipo de suelo
- 5) Periodos de la estructura
- 6) Peso sísmico
- 7) Corte acumulado por piso (combinado modalmente).

Esta última información es con la cual se trabaja para obtener el perfil de corte en altura, tomando en consideración la metodología utilizada por Shakeri et. al [69], pero adaptándola para trabajar con la información disponible, con lo cual se tienen dos grandes diferencias, primero, al solo tener la información sísmica del edificio en su estado no fisurado, el análisis es no adaptativo, pero como se detalló anteriormente, debido a la gran rigidez de los edificios chilenos, esto no se considera como un problema y segundo, el método de combinación modal utilizado es CQC, a diferencia de lo realizado en el estudio de referencia en la cual se utiliza SRSS, esto debido a que por ley, en Chile se utiliza el método CQC como forma de combinación modal.

De acuerdo a esto, para obtener el perfil de corte en altura, primero se realiza el análisis modal espectral del edificio, con esto, se obtiene la información por modo de la estructura, la cual es combinada mediante el método CQC. Con la información del corte en cada piso por modo, se realiza esta

combinación, obteniendo el corte combinado por piso, con lo cual el problema del cambio de signo es solucionado, al trabajar con la combinación. La base de datos generada, entrega la sumatoria del corte en cada piso, es decir, el corte en el piso, más el corte de los pisos superiores. A partir de esta información, se realiza el proceso inverso, y a cada piso se le resta la sumatoria del corte del piso superior, obteniendo el corte por piso combinado mediante CQC. El utilizar el método CQC sobre el SRSS, ayuda a tomar en cuenta de mejor manera la diferencia de signos entre modos. Luego de obtener esta información, se realiza la normalización de los valores, por el corte que toma el piso superior, por lo cual, este siempre tendrá un valor de 1. Cabe destacar, que para esta investigación se tomaron en consideración los pisos que influyen de manera considerable en el corte de la estructura, esto quiere decir, por ejemplo, que un piso pequeño, como por ejemplo una sala de máquinas, no se toma en cuenta.

Como cada nivel de estudio, debido a la holgura tomada, presenta edificios con diferente cantidad de pisos, a la curva de corte en altura de cada edificio, ya normalizada en relación al corte del piso superior, se le realiza un remuestreo tomando como base cien puntos y realizando una interpolación polinomial del corte, con la idea de homogeneizar los resultados. Para realizar esto, por ejemplo, se toma el resultado entre un rango de pisos, luego se parametriza la curva dada por la unión de los valores de corte en cada uno, tomando como variable independiente los pisos y luego se evalúa esta curva con más puntos, con la idea de llegar a tener una distribución homogénea de 100 puntos en la altura del edificio. Con este procedimiento, se obtiene la curva de todos los edificios, con valores para 100 puntos, con lo cual, se pueden comparar, independiente, de si por ejemplo, tenga 14 ó 16 pisos.

Realizado esto, se procede a generar una sola curva promedio de todos los resultados por nivel, esto quiere decir, se promedia punto a punto cada edificio del nivel de estudio respectivo y luego se parametriza, mediante una regresión polinomial, generando la ecuación de la distribución de corte en altura para cada nivel en estudio.

Se analizaron dos casos por cada edificio, sismo en la dirección X y en la dirección Y. La dirección X se establece como la más larga del edificio (L_x), la dirección del pasillo en un edificio típico, mientras que la Y representa la angosta (L_y), la dirección perpendicular al pasillo. En la Figura 5-1 se puede apreciar esta nomenclatura. Debido a la estructuración en cada dirección es esperable que el edificio sea más rígido en su dirección X y más flexible en Y.

Un resumen de la metodología explicada anteriormente se puede observar en la Figura 5-2

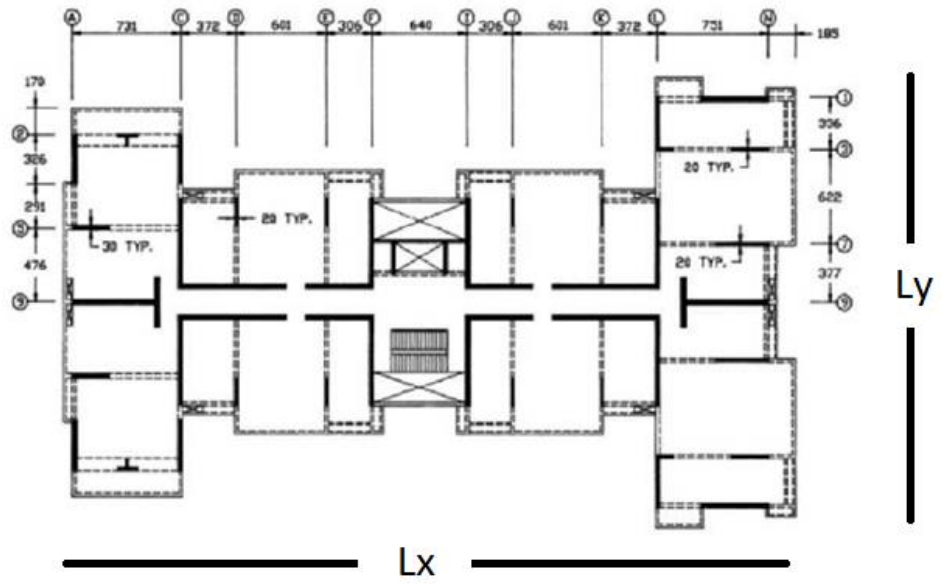


Figura 5-1: Direcciones X e Y de edificio consideradas en estudio.

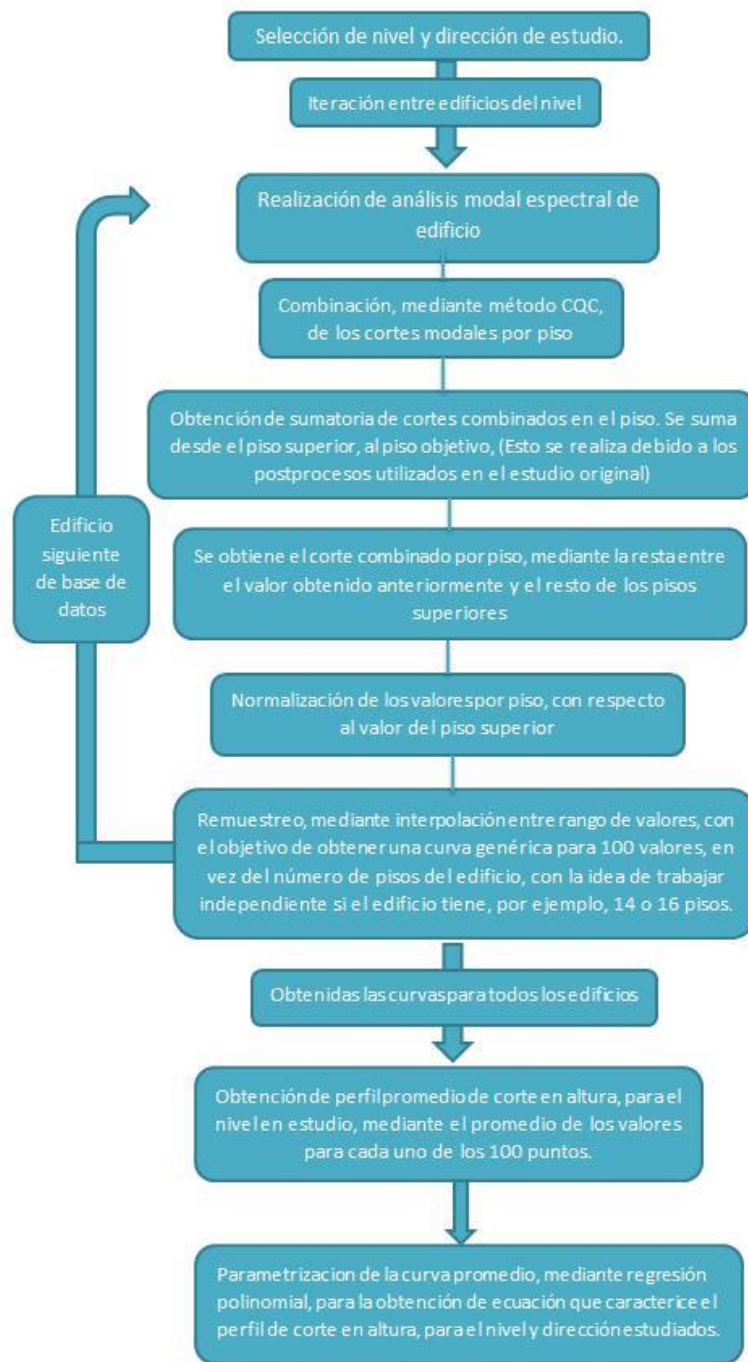


Figura 5-2: Resumen de metodología utilizada en estudio de perfiles de corte.

5.3 Base de datos

A continuación se incluirán histogramas de propiedades características de la base de datos utilizada para cada nivel de estudio, con el objetivo de mostrar que la base de datos se enmarca en los resultados típicos de edificios expuestos en el Capítulo 4. La distribución del parámetro “H/T” permite tener una estimación de la flexibilidad de los edificios utilizados. Además se mostrarán los tipos de suelo

y la zona sísmica de los edificios utilizados para la base de datos, estos se establecen en la Nch 433 [21]. Como se toman en consideración edificios construidos previa y posteriormente a 2010, se incluyen dos tablas para el tipo de suelo, ya que esta fue una de las modificaciones realizadas debido al terremoto del Maule 2010. Previamente los suelos se categorizaban en escala de I a IV, siendo I el mejor suelo. Actualmente se categorizan entre suelos A y F, siendo A, el mejor tipo de suelo y F un suelo que necesita estudios especiales. Para tener un orden de comparación, el tipo II anteriormente utilizado, se asemeja los tipos B y C actualmente, aunque con algunas modificaciones en la categorización.

Respecto a la zona sísmica, en la Figura 5-3, se puede observar un ejemplo de la zonificación sísmica de diversas regiones en Chile, para tener en cuenta.

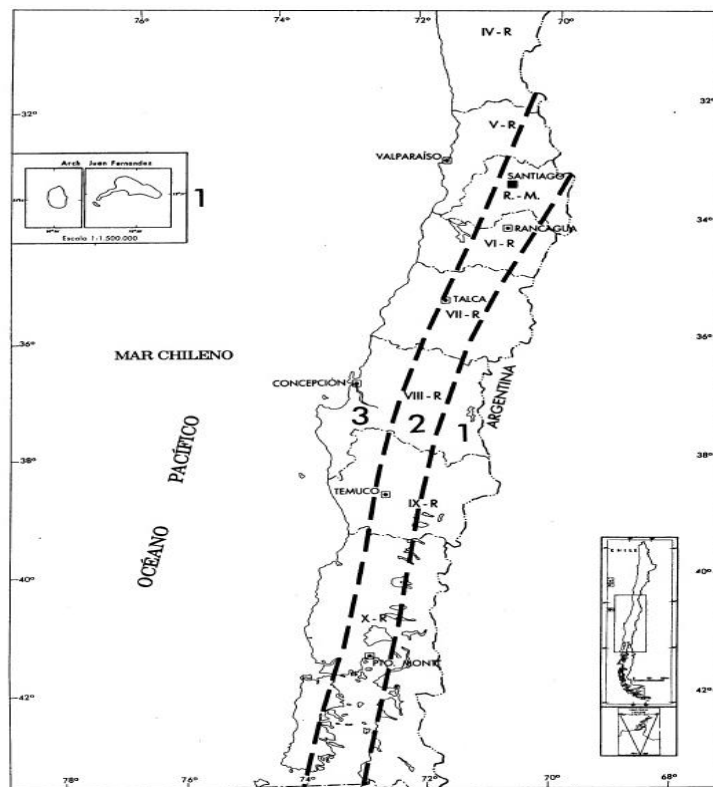


Figura 5-3: Zonificación sísmica de las regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X y Región Metropolitana. Nch 433 [21].

5.3.1 Edificios de 10 Pisos

Mediante la Figura 5-4, se puede observar que la gran mayoría de los edificios estudiados están contruidos en la zona sísmica 2, en el centro de Chile, mientras que gran parte de los edificios contruidos previo al 2010, tiene suelo tipo II, pero en los contruidos posteriormente, se aprecia una mayor distribución en los tipos de suelo.

En las Figura 5-5 y Figura 5-6, se puede apreciar claramente que la dirección “X” de los edificios de 10 pisos es más rígida que la dirección “Y”, lo cual como se comentó anteriormente, es esperable debido a la cantidad de muros. La mayoría de los edificios en su dirección “X” tienen un parámetro H/T entre 60 y 70 [seg/m], mientras que en la dirección “Y” es cercano a 50 [seg/m], por lo cual se ubican entre los rangos normales de este parámetro. A su vez se puede observar mayor variabilidad tendiendo a una rigidez alta en “X”, con algunos datos llegando a valores de 110 [seg/m]. Se muestra además que la base de datos para este nivel, contiene una distribución de rigidez representativa para el estudio.

Mediante las Figura 5-7 y Figura 5-8, se observa que la base de datos tomadas para 10 pisos, presenta características tipo como son una altura de piso tipo entre 2.5 y 2.6 metros y un peso de 1 [tonf/m²]. Respecto al largo de las direcciones, no se puede concluir algo estadísticamente representativo, ya que la dispersión es bastante grande.

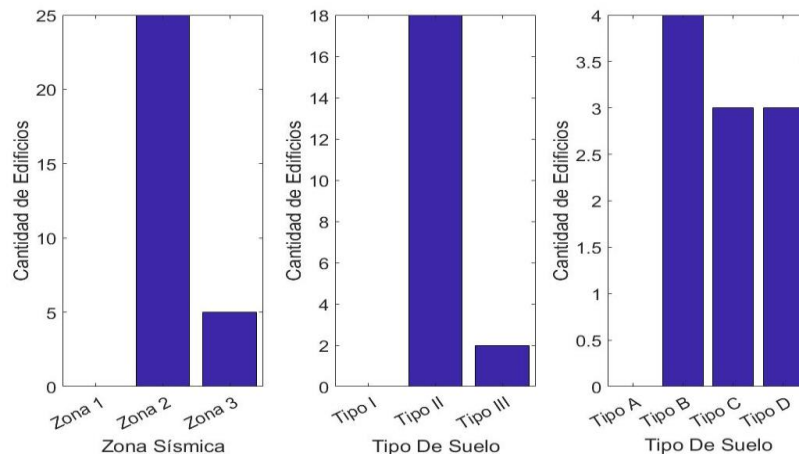


Figura 5-4: Distribución de zona sísmica y tipo de suelo para edificios de 10 pisos. Gráfico Central muestra tipología previa a las modificaciones posteriores a 2010, mientras al gráfico de la derecha, muestra la tipología posterior a las modificaciones.

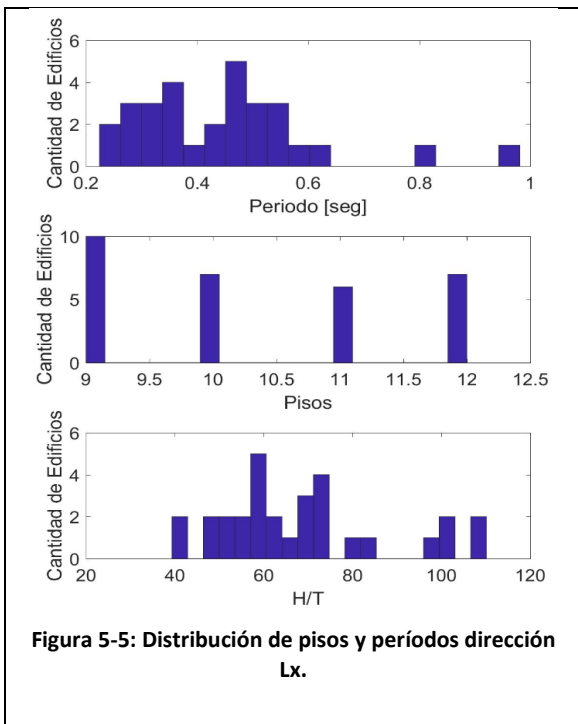


Figura 5-5: Distribución de pisos y períodos dirección Lx.

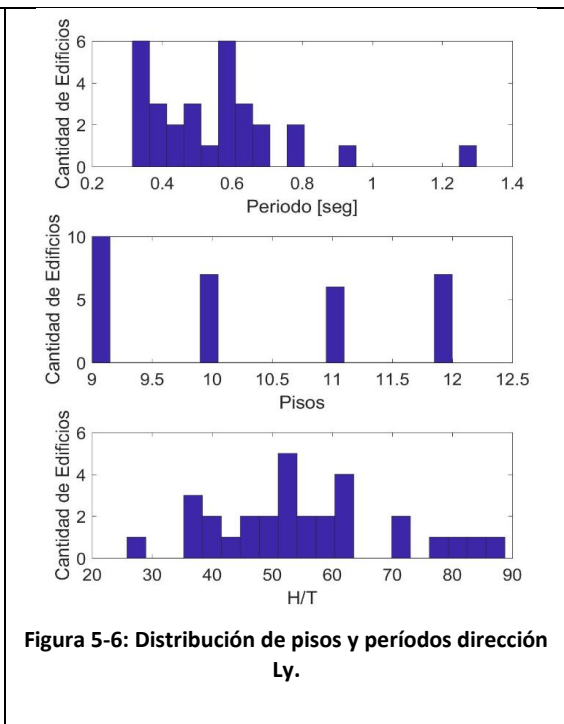


Figura 5-6: Distribución de pisos y períodos dirección Ly.

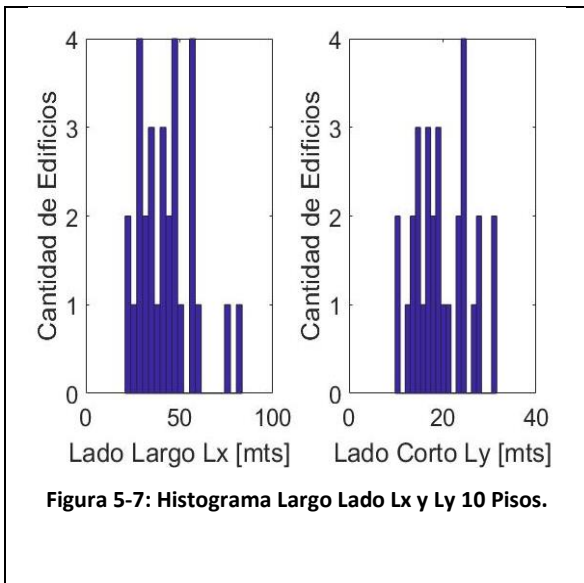


Figura 5-7: Histograma Largo Lado Lx y Ly 10 Pisos.

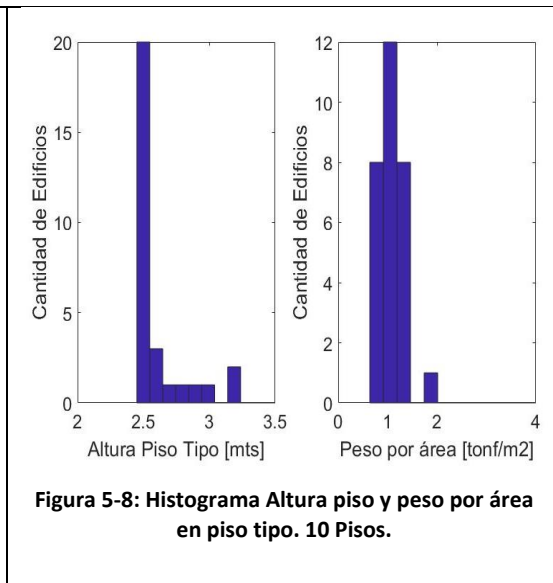


Figura 5-8: Histograma Altura piso y peso por área en piso tipo. 10 Pisos.

5.3.2 Edificios de 15 Pisos

Gracias a la Figura 5-9, se puede apreciar que la base de datos es similar a la de 10 pisos, en la cual predominan los edificios en la zona sísmica dos, y con tipo de suelo II, B y C. En los niveles mayores, ocurre la misma tendencia, por lo cual, no se detallará sobre este tema mayormente y solo se realizará un comentario general al final de la sección.

En la Figura 5-10 se puede apreciar que si bien en la dirección X los periodos aumentan con respecto a 10 pisos, este crecimiento no es directamente proporcional a la altura, ya que el parámetro H/T , sube y la mayoría de los edificios quedan en el rango de 70-80 [seg/m]. Esto puede deberse a que si bien, con el aumento de la altura el edificio se flexibiliza, la cantidad muros necesarios para la resistencia sísmica, aumenta en mayor relación. En la Figura 5-11 se observa lo esperable, que en la dirección Y el edificio aumente su flexibilidad, ya que la mayoría se ubica en el rango de entre 50 y 60 [seg/mts]. Se mantiene que la dirección “Y” es más flexible que la “X” y ambos en rangos aceptables.

Al igual que en el caso anterior, se muestra que la base de datos para este nivel contiene una distribución de rigidez representativa para el estudio.

Mediante la Figura 5-13, se observa que los datos se mantienen en parámetros normales, con alturas de piso entre 2.4 y 2.6 [m], además de cerca de 1 [tonf/m²]. La relación entre los largos L_x y L_y se mantiene con respecto al nivel anterior, siendo que no aumentan a pesar de crecer en altura los edificios.

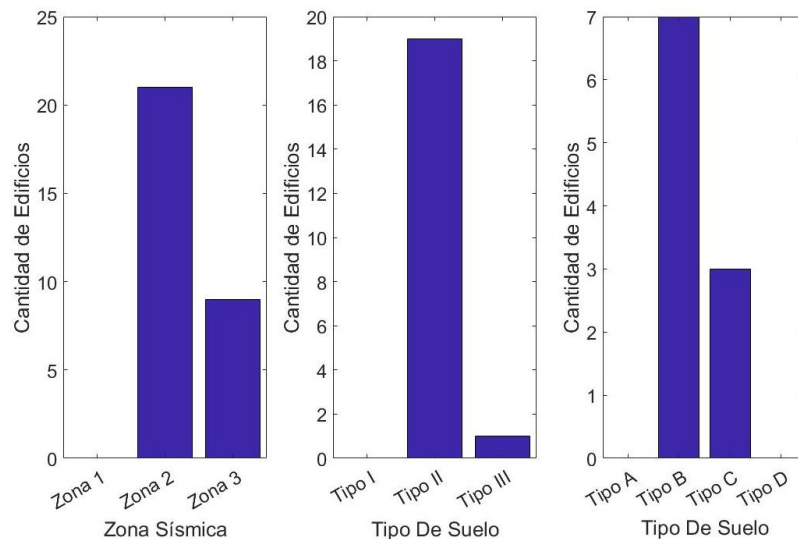
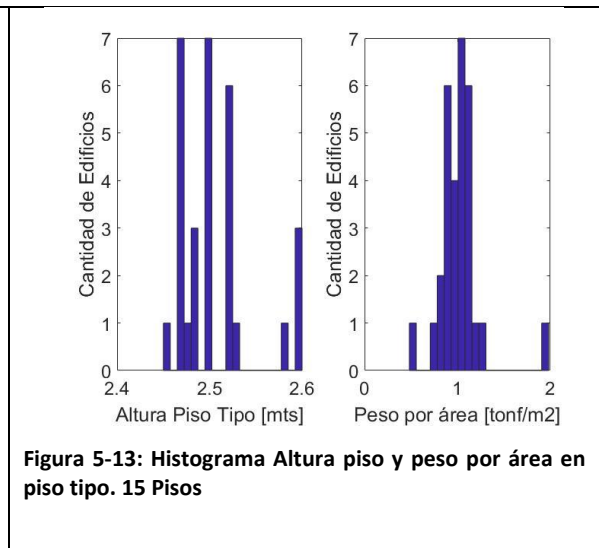
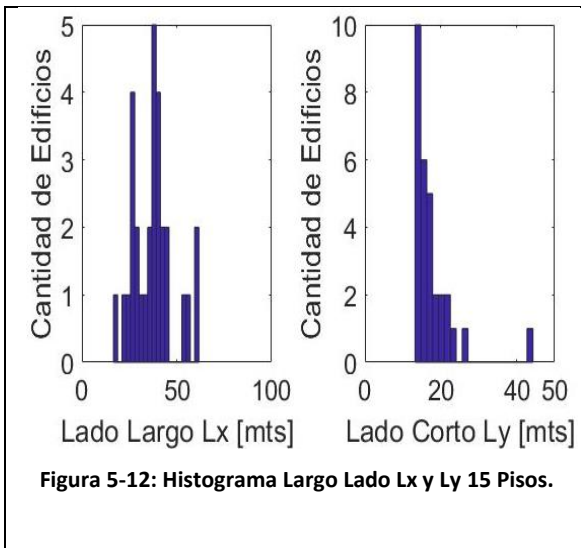
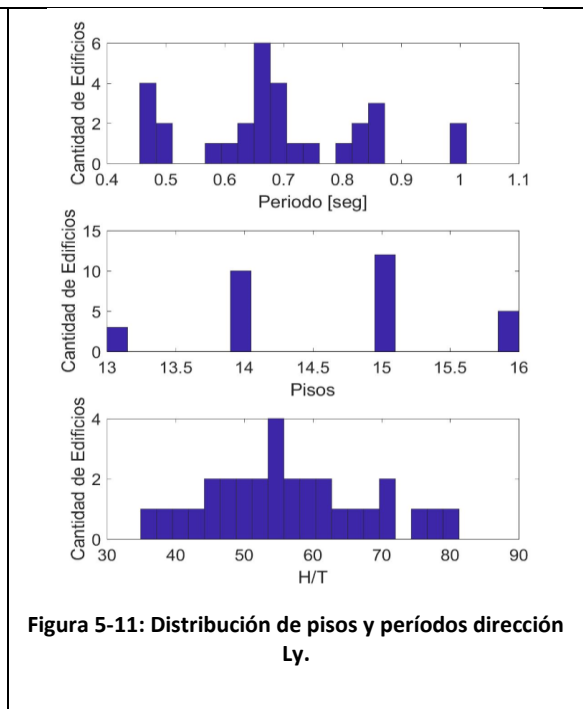
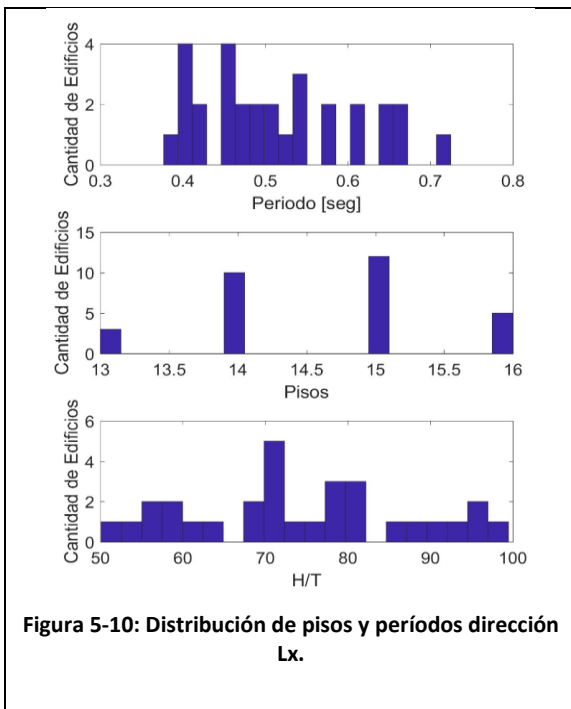


Figura 5-9: Distribución de zona sísmica y tipo de suelo para edificios de 15 pisos. Gráfico Central muestra tipología previa a las modificaciones posteriores a 2010, mientras al gráfico de la derecha, muestra la tipología posterior a las modificaciones.



5.3.3 Edificios de 20 Pisos

En la Figura 5-15 se aprecia que el parámetro H/T, si bien se mantiene estable respecto a los niveles anteriores con la mayoría estando entre 60 y 80[seg/m], el promedio baja, de lo cual se concluye que los edificios son más flexibles, hecho esperable al aumentar su altura. Para la dirección Y, en la Figura 5-16 se

puede notar que esta parámetro baja ubicándose entre 45 y 55 [seg/m], con respecto a los niveles menores.

En la Figura 5-17 se puede observar que en edificios más altos se mantiene tanto la altura del piso tipo cercana a 2.5-2.6 [m], como el peso por metro cuadrado cerca de 1 [tonf/m²]. Por otro lado, se puede observar en la Figura 5-18, que las dimensiones de los edificios no cambian en relación a niveles menores.

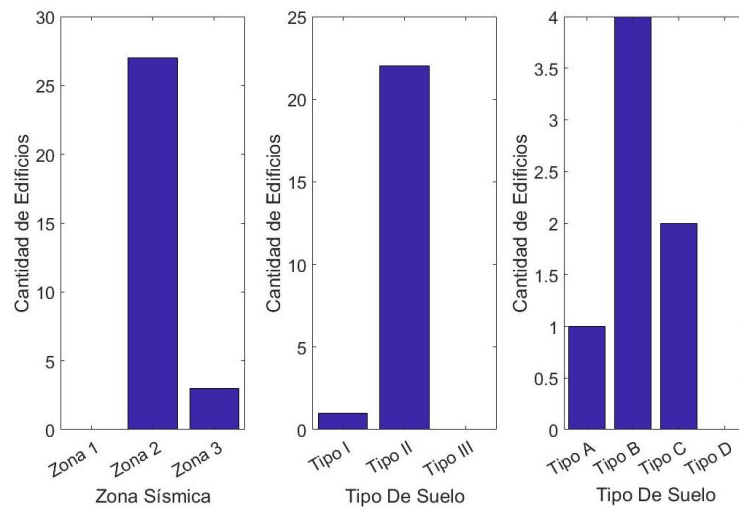
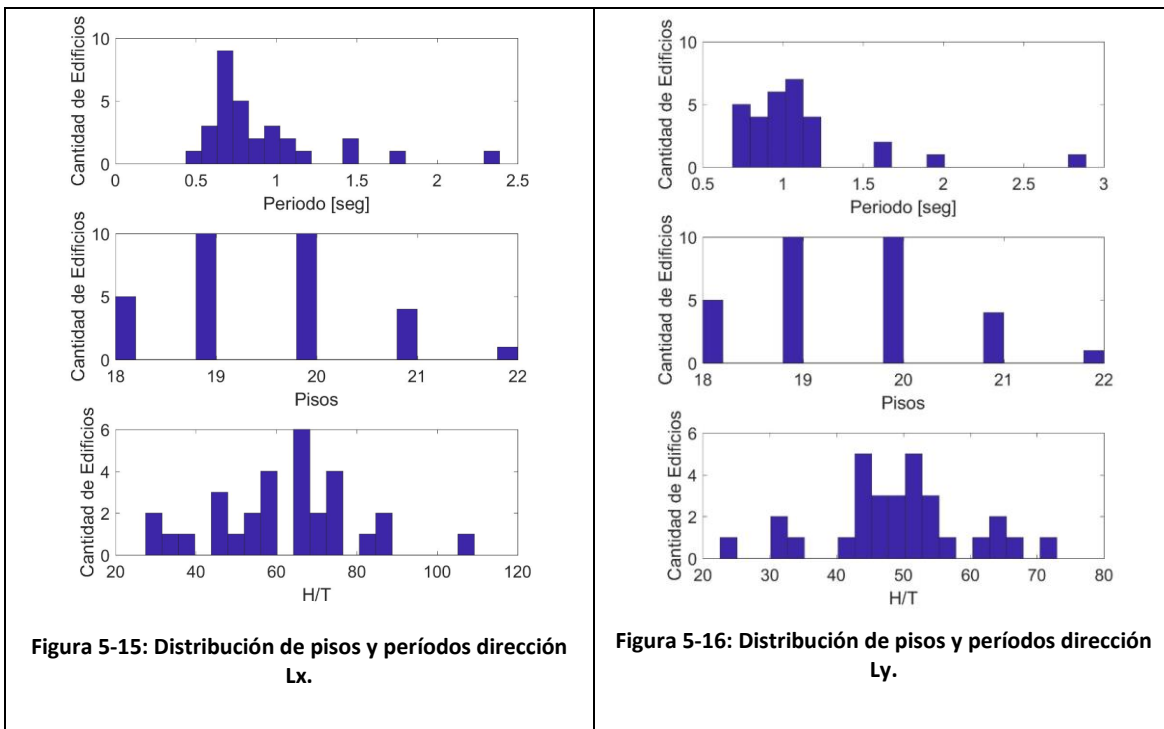
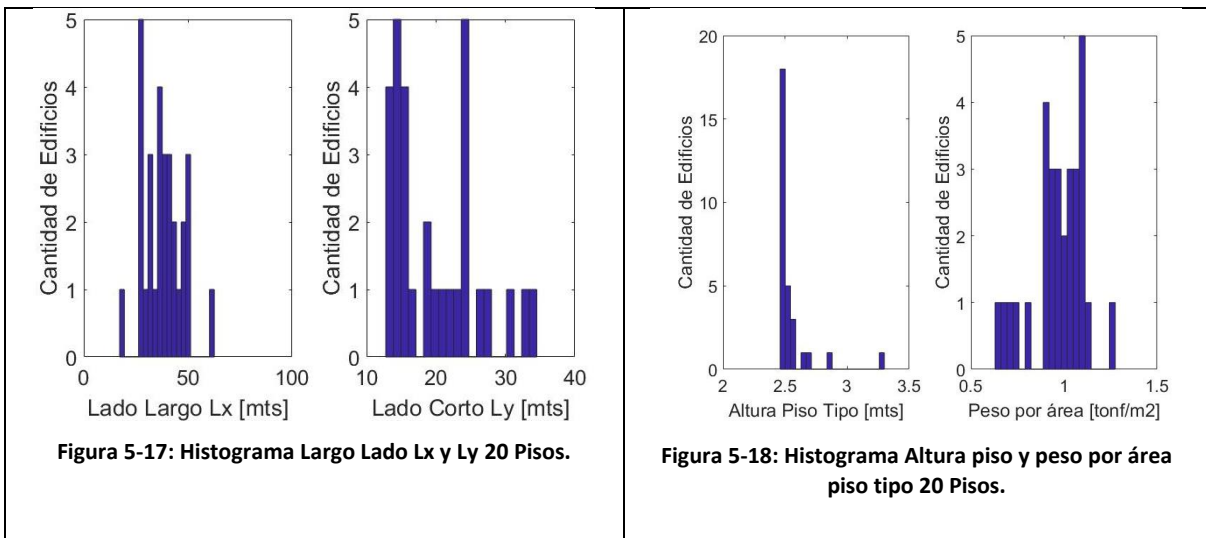


Figura 5-14: Distribución de zona sísmica y tipo de suelo para edificios de 20 pisos. Gráfico Central muestra tipología previa a las modificaciones posteriores a 2010, mientras al gráfico de la derecha, muestra la tipología posterior a las modificaciones.





5.3.4 Edificios de 25 Pisos

En la Figura 5-20 se observa que si bien hay varios edificios en los cuales su dirección “X” se mantiene en el rango de 60 y 80[seg/m], existe un número importante en el rango 40- 50 [seg/m], lo cual implica edificios muy cercanos al límite de estructuras de rigidez normal y pasando a edificios flexibles. En la Figura 5-21 se observa una distribución bastante homogénea, con la mayoría de edificios entre 35 a 50[seg/m], siendo muy flexibles.

Mediante la Figura 5-23, se puede observar la misma tendencia que en edificios de 20 pisos, en los cuales el peso por piso se mantiene con relación a los niveles inferiores al igual que la altura de piso tipo. Los largos en cada dirección también se mantienen bastante homogéneos, independiente de la altura y van desde los 20 a los 60 metros en la dirección larga del edificio, lo cual no era esperable, pero puede deberse a que en la mayoría de los casos la construcción está limitada a los espacios que las empresas pueden obtener para construir y limitaciones normativas por comuna.

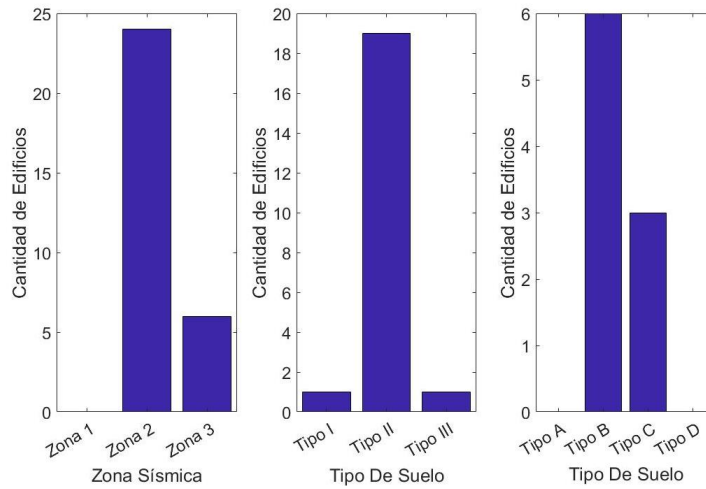


Figura 5-19: Distribución de zona sísmica y tipo de suelo para edificios de 25 pisos. Gráfico Central muestra tipología previa a las modificaciones posteriores a 2010, mientras al gráfico de la derecha, muestra la tipología posterior a las modificaciones.

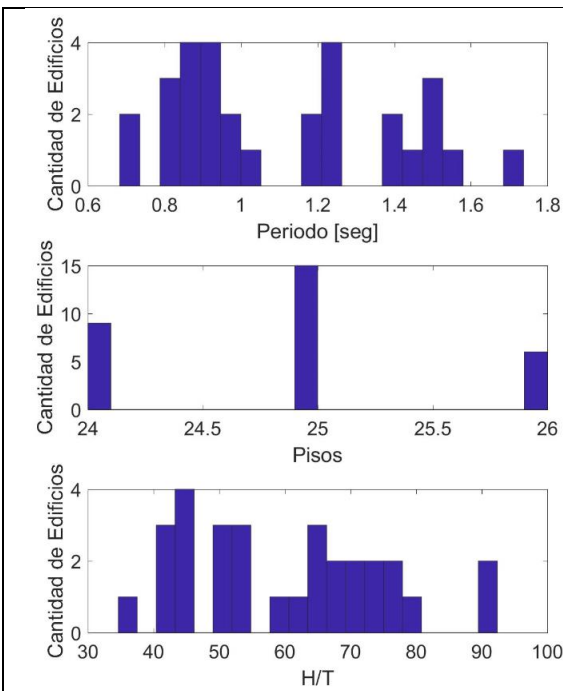


Figura 5-20: Distribución de pisos y períodos dirección Lx.

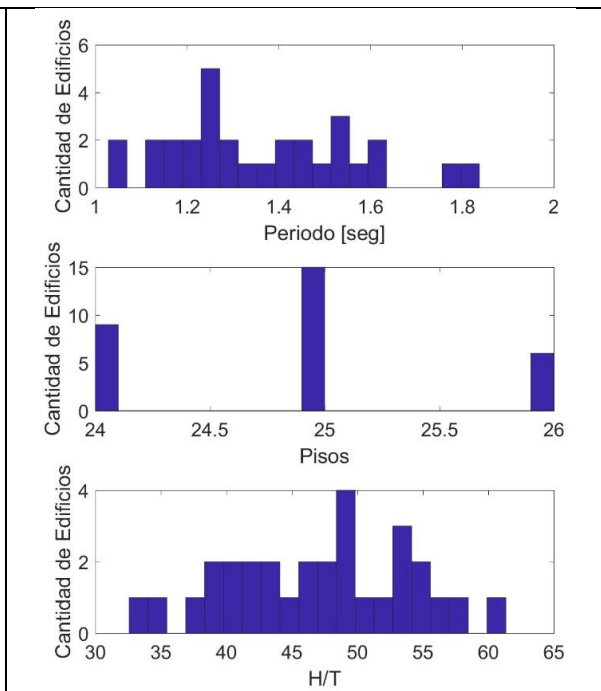
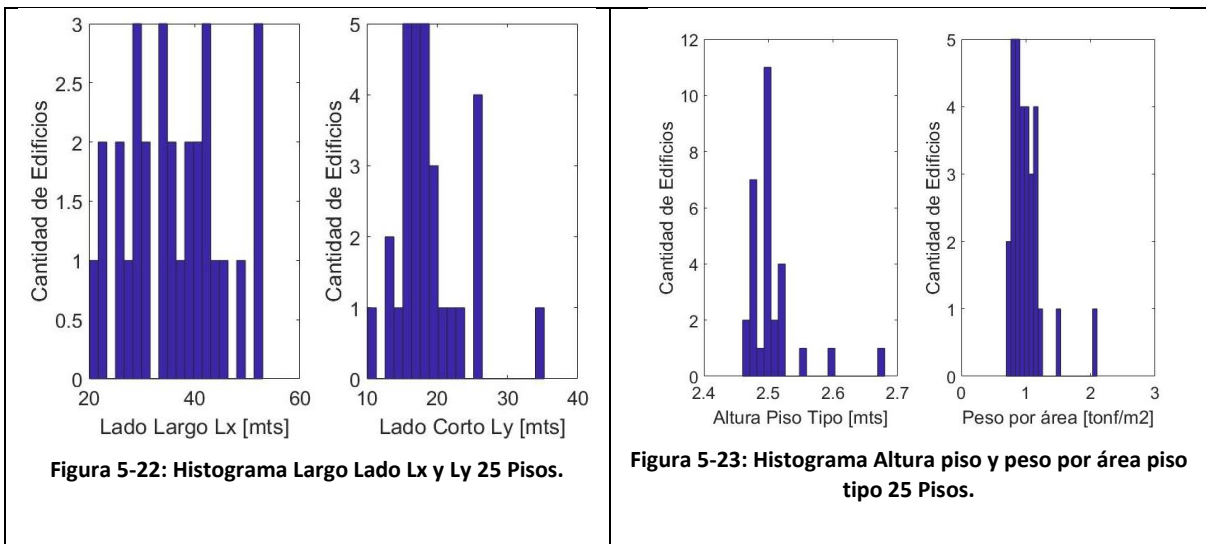


Figura 5-21: Distribución de pisos y períodos dirección Ly.



5.3.5 Edificios de 30 Pisos

Como se explicó anteriormente, para este nivel, solo se utilizaron datos de 10 edificios. En la Figura 5-25 y Figura 5-26 se observa una gran variabilidad de resultados, con rango entre 35 a 70 [seg/m] en “X” y entre 35 y 55 [seg/m] en “Y”, rangos bastante flexibles.

En la Figura 5-27 y Figura 5-28, se puede observar que los rangos se mantiene en valores estables en relación a los obtenidos en los niveles inferiores, existiendo un pequeño cambio en los largos de ambas direcciones, en los cuales el promedio aumenta.

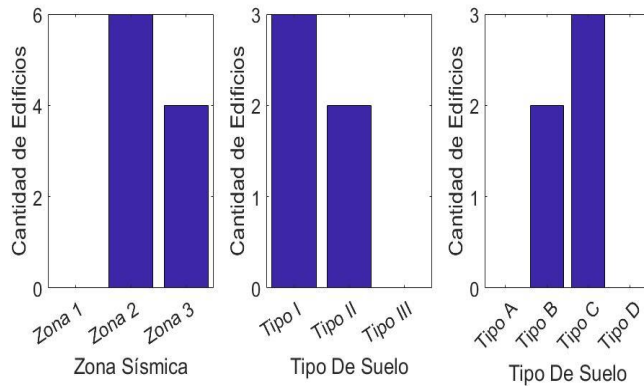


Figura 5-24: Distribución de zona sísmica y tipo de suelo para edificios de 30 pisos. Gráfico Central muestra tipología previa a las modificaciones posteriores a 2010, mientras el gráfico de la derecha, muestra la tipología posterior a las modificaciones.

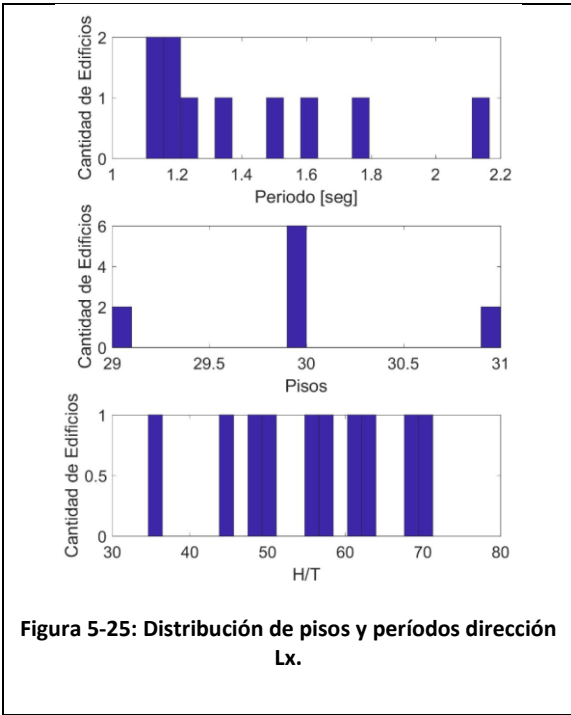


Figura 5-25: Distribución de pisos y períodos dirección Lx.

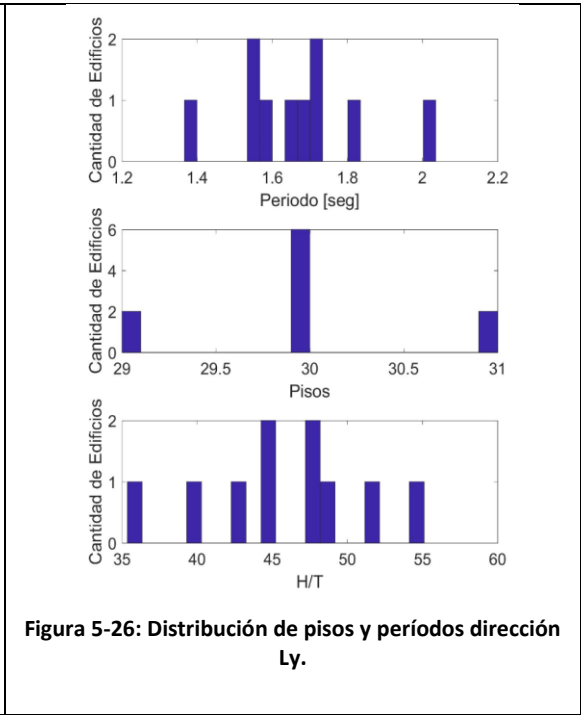


Figura 5-26: Distribución de pisos y períodos dirección Ly.

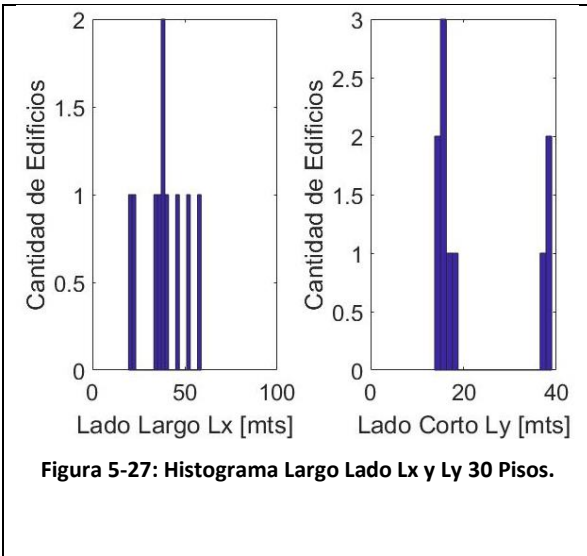


Figura 5-27: Histograma Largo Lado Lx y Ly 30 Pisos.

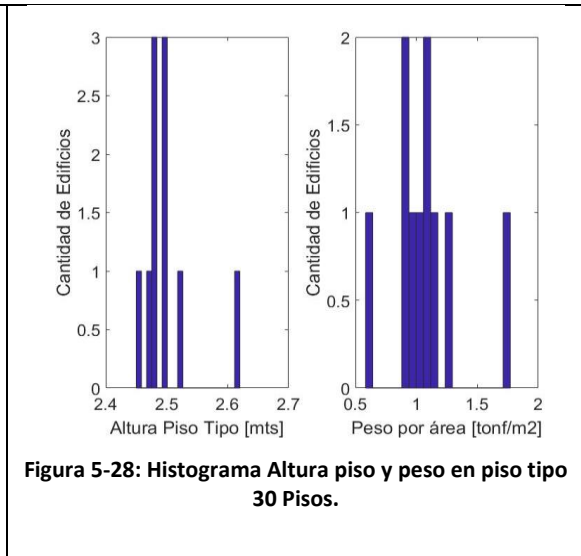


Figura 5-28: Histograma Altura piso y peso en piso tipo 30 Pisos.

Como comentario general, se puede apreciar mediante los gráficos de zonificación sísmica y tipo de suelo para cada nivel, que predominan los edificios en la zona sísmica 2, para este estudio y además el tipo de suelo II y el B y C, según la fecha de edificación. Se puede observar un detalle significativo, que

escapa el alcance de este estudio, pero es importante destacar. La gran mayoría de los edificios construidos previo al 2010, están construidos en zona II, mientras que los posteriores presentan una mayor diversidad, como se dijo anteriormente, entre B, C y hasta D. Esto muestra un hecho fundamental y respalda la reclasificación de suelos, debido a que antes, la mayoría de las edificaciones presentaba un mismo tipo de suelo (tipo II), por lo cual, este tipo de suelo abarcaba un gran rango de suelos, lo cual le disminuía precisión al diseño.

5.4 Resultados y comentarios

A continuación se mostrarán los principales resultados del estudio. En este se mostrará la curva de cada dato ya traspasada a una base de 100 puntos, la curva obtenida mediante la interpolación polinomial de la curva promedio de los datos y la desviación estándar respecto a estos datos. La interpolación polinomial se realiza a través del software Matlab y se realiza con polinomios de grado cuatro para una mayor precisión. A su vez, se exponen tablas con los valores de la curva en ciertas alturas (de dos en dos pisos, para las alturas mayores), su respectiva desviación estándar y el porcentaje que esta representa, versus el valor del piso. Se muestran en base a los pisos, en vez de los 100 puntos, para tener una mejor comprensión del comportamiento en el edificio real.

Además se incorpora la ecuación característica obtenida mediante la interpolación para cada dirección y una tabla resumen, al igual que la anterior, con los valores en ciertos pisos y su diferencia con la curva promedio, con el fin de apreciar que tan certera es la interpolación.

Al igual que antes, los resultados se exponen para cada nivel por separado.

5.4.1 Edificios de 10 Pisos

En las Figura 5-29 y Figura 5-30, se muestra el perfil de corte normalizado y homogeneizado para cada dato y además la curva promedio, junto a su distribución estándar, para cada dirección de estudio. Se puede apreciar que el corte en ambas direcciones se distribuye de manera similar, tomando la forma triangular invertida, lo cual se asemeja al primer modo de vibrar.

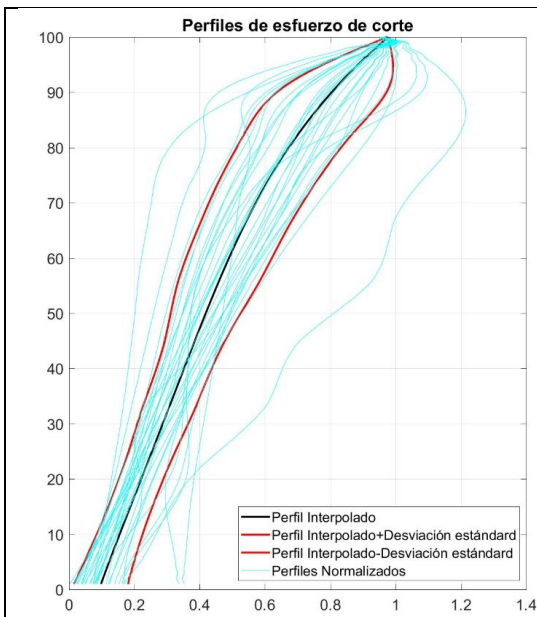


Figura 5-29: Perfiles normalizados más perfil interpolado junto con desviación estándar, dirección Lx.

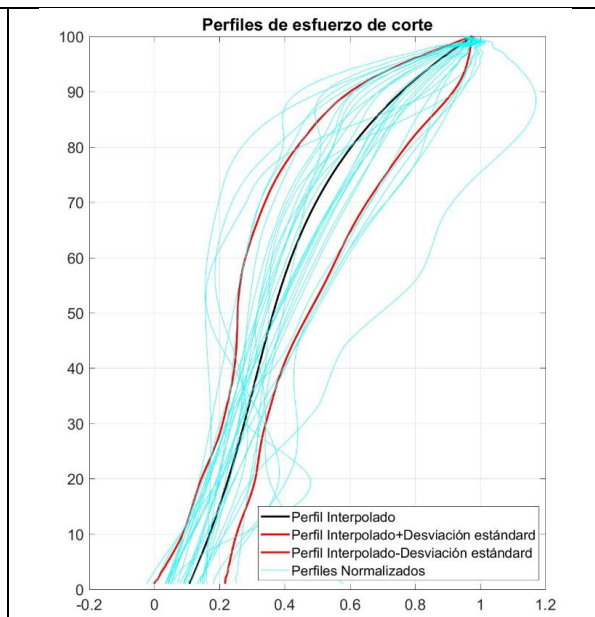


Figura 5-30: Perfiles normalizados más perfil interpolado junto con desviación estándar, dirección Ly.

En la Tabla 5-1, se puede observar la desviación estándar para cada piso, para la dirección “X”, dando como valor promedio un 25% a 30% del valor del perfil obtenido mediante la interpolación. Si bien cada curva de cada edificio está normalizada con respecto al piso superior, esta normalización se realiza previo al “remuestreo”, en el cual se amplía a 100 puntos la muestra, es por esto, sumado a la interpolación realizada, que el valor en el piso superior no es 1. En la base es donde ocurre una dispersión mayor. Mientras que en la Tabla 5-2, se puede observar que ocurre el mismo comportamiento para la dirección “Y”, pero con una variación un poco mayor, llegando a un promedio cercano al 30%.

Piso/"X"	Perfil Interpolado	Desviación Estándar	Diferencia [%]
P10	0.977	0.004	0%
P9	0.804	0.168	21%
P8	0.673	0.160	24%
P7	0.572	0.144	25%
P6	0.490	0.131	27%
P5	0.419	0.107	26%
P4	0.352	0.085	24%
P3	0.287	0.078	27%
P2	0.221	0.068	31%
P1	0.155	0.070	45%

Tabla 5-1: Valores de desviación estándar y porcentaje de variación, entre perfil obtenido y muestras de base de datos (perfil normalizado con respecto a piso superior). Dirección “X”, 10 Pisos.

Piso/"Y"	Perfil Interpolado	Desviación Estándar	Diferencia [%]
P10	0.976	0.004	0%
P9	0.759	0.158	21%
P8	0.604	0.166	28%
P7	0.496	0.157	32%
P6	0.420	0.141	33%
P5	0.365	0.109	30%
P4	0.319	0.074	23%
P3	0.276	0.066	24%
P2	0.227	0.083	37%
P1	0.170	0.083	49%

Tabla 5-2: Valores de desviación estándar y porcentaje de variación, entre perfil obtenido y muestras de base de datos (perfil normalizado con respecto a piso superior). Dirección "Y", 10 Pisos.

Las ecuaciones (5-1) y (5-2) presentan las expresiones obtenidas mediante interpolación, para la distribución de corte en la altura, en edificios de 10 pisos, en la dirección "X" y en la dirección "Y" respectivamente, mientras que las Tabla 5-3 y Tabla 5-4, muestran la diferencia de esta curva, evaluada en cada piso, con respecto al perfil que se obtiene del promedio de las 30 muestras. Se puede observar una diferencia mínima, por lo cual la interpolación polinomial de grado 4, se concluye como válida en ambas direcciones.

$$Corte(h) = 9.23 * 10^{-9}h^4 - 1.02 * 10^{-6}h^3 + 3.82 * 10^{-5}h^2 + 0.006h + 0.0919 \quad (5-1)$$

$$0 \leq h \leq 100 \quad \text{Dirección "X"}$$

$$Corte(h) = 8.01 * 10^{-9}h^4 - 6 * 10^{-8}h^3 - 6.18 * 10^{-5}h^2 + 0.0075h + 0.1 \quad (5-2)$$

$$0 \leq h \leq 100 \quad \text{Dirección "Y"}$$

Piso/"X"	Perfil Interpolado	Perfil Promedio	Diferencia [%]
P10	0.977	0.959	2%
P9	0.804	0.794	1%
P8	0.673	0.676	0%
P7	0.572	0.575	-1%
P6	0.490	0.493	-1%
P5	0.419	0.417	0%
P4	0.352	0.349	1%
P3	0.287	0.285	1%
P2	0.221	0.225	-2%
P1	0.155	0.156	-1%

Tabla 5-3: Variación entre curva obtenida de la parametrización con respecto a curva de promedios. Dirección "X", 10 pisos.

Piso/"Y"	Perfil Interpolado	Perfil Promedio	Diferencia [%]
P10	0.976	0.959	2%
P9	0.759	0.747	2%
P8	0.604	0.607	0%
P7	0.496	0.500	-1%
P6	0.420	0.424	-1%
P5	0.365	0.363	1%
P4	0.319	0.315	1%
P3	0.276	0.273	1%
P2	0.227	0.233	-3%
P1	0.170	0.168	1%

Tabla 5-4: Variación entre curva obtenida de la parametrización con respecto a curva de promedios. Dirección "Y", 10 pisos.

5.4.2 Edificios de 15 Pisos

En las Figura 5-31 y Figura 5-32, se puede apreciar que la distribución de corte en ambas direcciones ya no sigue un mismo patrón. Mientras que en la dirección "X" (más rígida), presenta una similar a lo observado para 10 pisos, la dirección "Y", presenta una curvatura a media altura del edificio, esto tiene relación con la influencia de modos superiores de vibrar.

Mediante las tablas Tabla 5-5 y Tabla 5-6, se observa un comportamiento similar al obtenido en el nivel de estudio previo, con una desviación estándar relativa al valor del piso entre 20% y 30%, mientras que aumenta en cuando los valores son muy pequeños, lo cual es esperable.

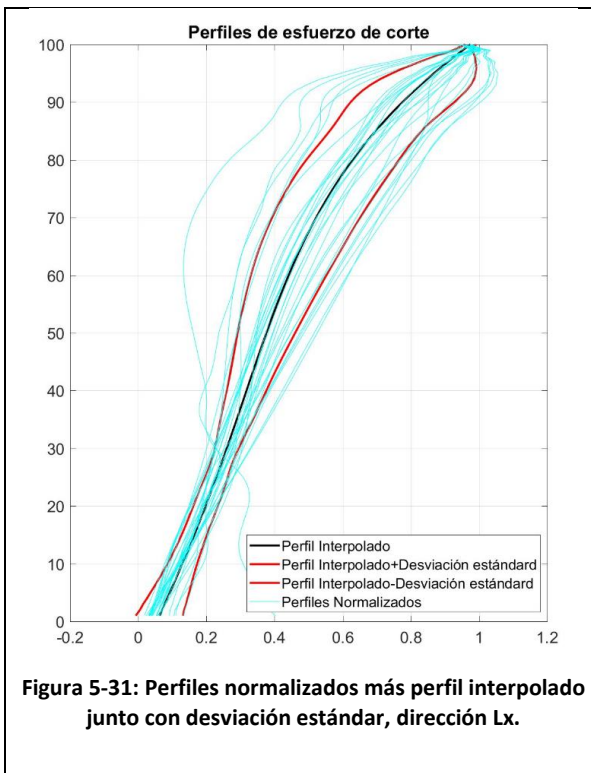


Figura 5-31: Perfiles normalizados más perfil interpolado junto con desviación estándar, dirección Lx.

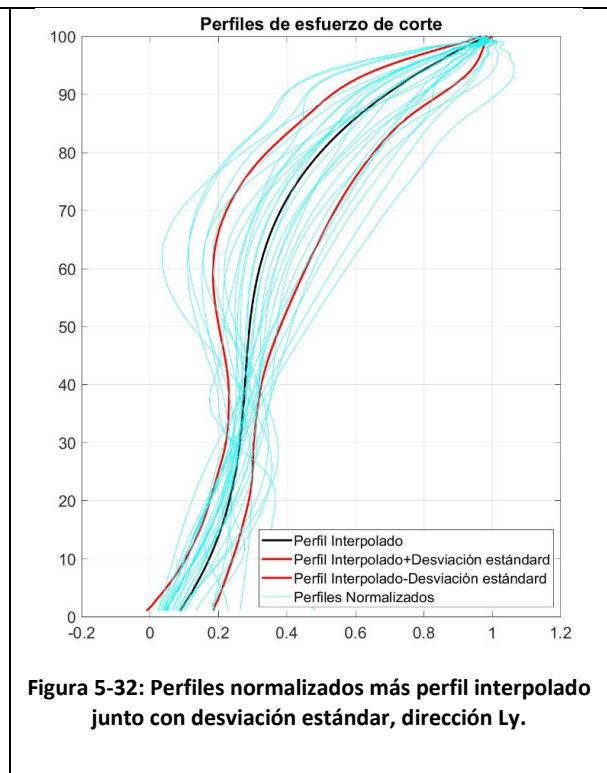


Figura 5-32: Perfiles normalizados más perfil interpolado junto con desviación estándar, dirección Ly.

Piso/"X"	Perfil Interpolado	Desviación Estándar	Desviación [%]
P15	0.975	0.016	2%
P13	0.726	0.140	19%
P11	0.551	0.133	24%
P9	0.434	0.108	25%
P7	0.346	0.070	20%
P5	0.266	0.037	14%
P3	0.178	0.036	20%
P1	0.078	0.063	82%

Tabla 5-5: Valores de desviación estándar y porcentaje de variación, entre perfil obtenido y muestras de base de datos (perfil normalizado con respecto a piso superior). Dirección "X", 15 Pisos.

Piso/"Y"	Perfil Interpolado	Desviación Estándar	Desviación [%]
P15	0.984	0.016	2%
P13	0.624	0.152	24%
P11	0.411	0.160	39%
P9	0.316	0.132	42%
P7	0.284	0.066	23%
P5	0.265	0.040	15%
P3	0.218	0.059	27%
P1	0.110	0.090	82%

Tabla 5-6: Valores de desviación estándar y porcentaje de variación, entre perfil obtenido y muestras de base de datos (perfil normalizado con respecto a piso superior). Dirección "Y", 15 Pisos.

Las ecuaciones (5-3) y (5-4) presentan las expresiones, para la distribución de corte en la altura, en edificios de 15 pisos, en la dirección "X" y en la dirección "Y" respectivamente. En las tablas Tabla 5-7 y Tabla 5-8, se puede observar la casi nula diferencia entre el perfil promedio y el interpolado, por lo cual, esta interpolación se toma como válida.

$$Corte(h) = 8.68 * 10^{-9}h^4 - 4.77 * 10^{-7}h^3 - 2.49 * 10^{-5}h^2 + 0.0078h + 0.0544$$

(5-3)

$$0 \leq h \leq 100 \quad \text{Dirección "X"}$$

$$Corte(h) = 8.18 * 10^{-9}h^4 + 1.26 * 10^{-6}h^3 - 2.37 * 10^{-4}h^2 + 0.012h + 0.0758$$

(5-4)

$$0 \leq h \leq 100 \quad \text{Dirección "Y"}$$

Piso/"X"	Perfil Interpolado	Perfil Promedio	Diferencia [%]
P15	0.975	0.962	1%
P13	0.572	0.575	-1%
P11	0.463	0.462	0%
P9	0.382	0.380	0%
P7	0.312	0.312	0%
P5	0.242	0.245	-1%
P3	0.164	0.163	1%
P1	0.078	0.078	-1%

Tabla 5-7: Variación entre curva obtenida de la parametrización con respecto a curva de promedios. Dirección "X", 15 pisos.

Piso/"Y"	Perfil Interpolado	Perfil Promedio	Diferencia [%]
P15	0.984	0.962	2%
P13	0.432	0.436	-1%
P11	0.334	0.327	2%
P9	0.293	0.290	1%
P7	0.276	0.283	-2%
P5	0.256	0.261	-2%
P3	0.207	0.199	4%
P1	0.110	0.117	-6%

Tabla 5-8: Variación entre curva obtenida de la parametrización con respecto a curva de promedios. Dirección "Y", 15 pisos.

5.4.3 Edificios de 20 Pisos

En las Figura 5-33 y Figura 5-34, se puede observar, al ser más flexible "X", que la distribución de corte en ambas direcciones vuelve a seguir un patrón similar, pero en la dirección "Y" sigue siendo más flexible el edificios. En las Tabla 5-9 y Tabla 5-10, se puede observar que en los lugares donde ocurre la doble curvatura, es decir, donde los modos superiores toman relevancia, haciendo que el corte sea menor en esos pisos, el error es mucho mayor, debido a lo mismo que pasaba anteriormente en la base, cuando el valor del corte es muy pequeño. Además se observa que al ser este un nivel de transición (entre edificio rígido y flexible), existe una mayor variabilidad en los datos de los edificios.

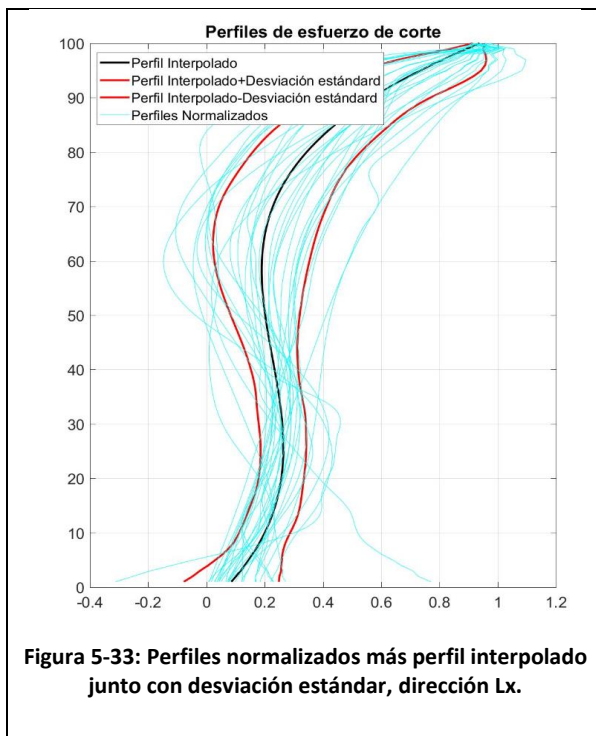


Figura 5-33: Perfiles normalizados más perfil interpolado junto con desviación estándar, dirección Lx.

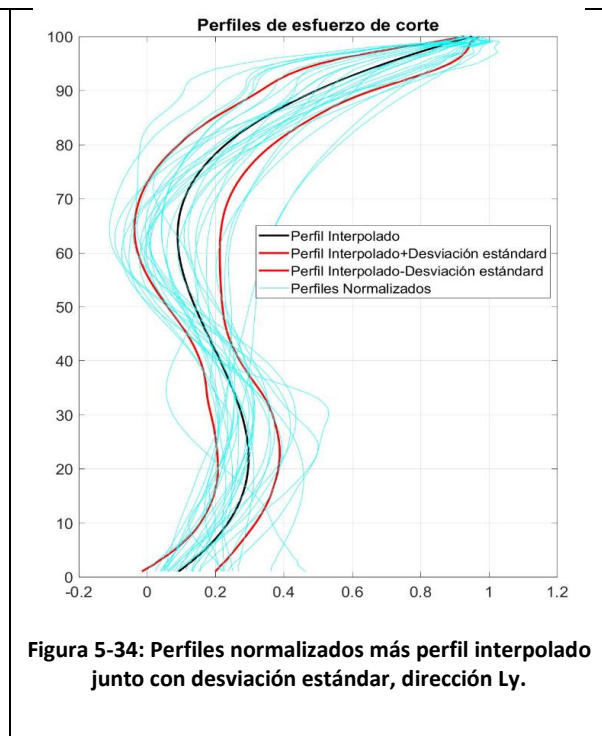


Figura 5-34: Perfiles normalizados más perfil interpolado junto con desviación estándar, dirección Ly.

Piso/"X"	Perfil Interpolado	Desviación Estándar	Desviación [%]
P20	0.937	0.022	2%
P18	0.488	0.188	38%
P16	0.299	0.182	61%
P14	0.210	0.181	86%
P12	0.190	0.151	80%
P10	0.210	0.104	49%
P8	0.244	0.078	32%
P6	0.264	0.079	30%
P4	0.246	0.081	33%
P2	0.169	0.095	56%
P1	0.102	0.149	147%

Tabla 5-9: Valores de desviación estándar y porcentaje de variación, entre perfil obtenido y muestras de base de datos (perfil normalizado con respecto a piso superior). Dirección "X", 20 Pisos.

Piso/"Y"	Perfil Interpolado	Desviación Estándar	Desviación [%]
P20	0.951	0.022	2%
P18	0.398	0.146	37%
P16	0.180	0.135	75%
P14	0.095	0.129	135%
P12	0.102	0.111	109%
P10	0.161	0.066	41%
P8	0.235	0.066	28%
P6	0.289	0.092	32%
P4	0.288	0.085	29%
P2	0.199	0.083	42%
P1	0.113	0.101	89%

Tabla 5-10: Valores de desviación estándar y porcentaje de variación, entre perfil obtenido y muestras de base de datos (perfil normalizado con respecto a piso superior). Dirección "Y", 20 Pisos.

Las ecuaciones (5-5) y (5-6) presentan las expresiones, para la distribución de corte en la altura, en edificios de 20 pisos, en la dirección "X" y en la dirección "Y" respectivamente. Nuevamente se aprecia (ver Tabla 5-11 y Tabla 5-12) pequeñas diferencias entre la curva parametrizada y la curva promedio, por lo cual se asumen válidas estas ecuaciones.

$$Corte(h) = 6.83 * 10^{-9}h^4 + 3.16 * 10^{-6}h^3 - 4.73 * 10^{-4}h^2 + 0.0176h + 0.0682$$

(5-5)

$$0 \leq h \leq 100$$

Dirección "X"

$$Corte(h) = 7.36 * 10^{-9}h^4 + 4.72 * 10^{-6}h^3 - 6.89 * 10^{-4}h^2 + 0.0231h + 0.0697$$

(5-6)

$$0 \leq h \leq 100$$

Dirección "Y"

Piso/"X"	Perfil Interpolado	Perfil Promedio	Diferencia [%]	Diferencia
P20	0.937	0.940	0%	-0.002
P18	0.488	0.499	-2%	-0.011
P16	0.299	0.310	-4%	-0.011
P14	0.210	0.205	2%	0.005
P12	0.190	0.177	7%	0.013
P10	0.210	0.209	1%	0.001
P8	0.244	0.254	-4%	-0.010
P6	0.264	0.271	-3%	-0.008
P4	0.246	0.237	4%	0.010
P2	0.169	0.163	4%	0.007
P1	0.102	0.116	-14%	-0.014

Tabla 5-11: Variación entre curva obtenida de la parametrización con respecto a curva de promedios. Dirección "X", 20 pisos.

Piso/"Y"	Perfil Interpolado	Perfil Promedio	Diferencia [%]	Diferencia
P20	0.951	0.939	1%	0.011
P18	0.398	0.418	-5%	-0.020
P16	0.180	0.196	-9%	-0.016
P14	0.095	0.083	13%	0.012
P12	0.102	0.077	24%	0.025
P10	0.161	0.164	-2%	-0.003
P8	0.235	0.258	-10%	-0.023
P6	0.289	0.300	-4%	-0.011
P4	0.288	0.268	7%	0.020
P2	0.199	0.189	5%	0.010
P1	0.113	0.143	-26%	-0.030

Tabla 5-12: Variación entre curva obtenida de la parametrización con respecto a curva de promedios. Dirección "Y", 20 pisos.

5.4.4 Edificios de 25 Pisos

En las Figura 5-35 y Figura 5-36, se observa la tendencia descrita anteriormente, con un edificio en el cual, los modos superiores de vibrar cobran importancia. Es de esperar, como sucedió en los niveles

anteriores, que la curva obtenida en los valores cercanos a cero, presenten gran dispersión, lo cual se observa en las Tabla 5-13 y Tabla 5-14, en los pisos 15 a 17.

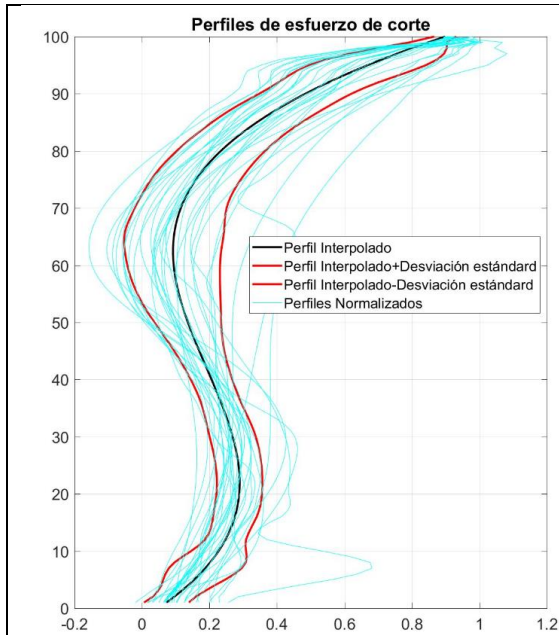


Figura 5-35: Perfiles normalizados más perfil interpolado junto con desviación estándar, dirección Lx.

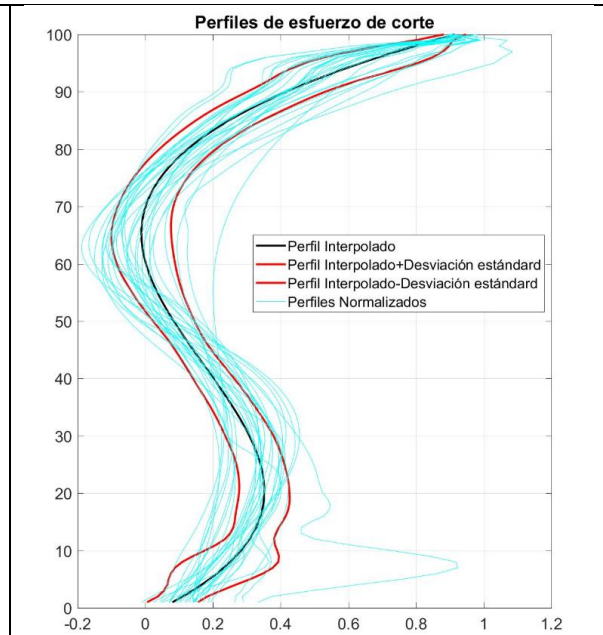


Figura 5-36: Perfiles normalizados más perfil interpolado junto con desviación estándar, dirección Ly.

Piso/"X"	Perfil Interpolado	Desviación Estándar	Desviación [%]
P25	0.899	0.032	4%
P23	0.484	0.137	28%
P21	0.272	0.131	48%
P19	0.149	0.133	89%
P17	0.097	0.147	151%
P15	0.098	0.133	135%
P13	0.136	0.099	73%
P11	0.192	0.065	34%
P9	0.247	0.062	25%
P7	0.284	0.068	24%
P5	0.283	0.068	24%
P3	0.227	0.082	36%
P1	0.095	0.064	67%

Tabla 5-13: Valores de desviación estándar y porcentaje de variación, entre perfil obtenido y muestras de base de datos (perfil normalizado con respecto a piso superior). Dirección "X", 25 Pisos.

Piso/"Y"	Perfil Interpolado	Desviación Estándar	Desviación [%]
P25	0.915	0.032	4%
P23	0.416	0.115	28%
P21	0.169	0.088	52%
P19	0.033	0.080	241%
P17	-0.011	0.087	-773%
P15	0.013	0.082	618%
P13	0.084	0.061	73%
P11	0.178	0.058	32%
P9	0.270	0.067	25%
P7	0.335	0.071	21%
P5	0.349	0.077	22%
P3	0.283	0.107	38%
P1	0.111	0.073	66%

Tabla 5-14: Valores de desviación estándar y porcentaje de variación, entre perfil obtenido y muestras de base de datos (perfil normalizado con respecto a piso superior). Dirección "Y", 25 Pisos.

Las ecuaciones (5-7) y (5-8) presentan las expresiones, para la distribución de corte en la altura, en edificios de 25 pisos, en la dirección X y en la dirección Y respectivamente. Nuevamente se aprecia una pequeña diferencia entre los valores de la curva obtenida mediante interpolación y los valores promedio, pero estos, debido al tipo de curva, son un poco mayores a los obtenidos anteriormente (cercaos al 10%, ver Tabla 5-15 y Tabla 5-16). Hay casos en los cuales, los valores son muy cercanos a 0, y las diferencias son valores sobre el 100%, esto ocurre debido a la cercanía al cero, pero tomando una curva entre valores de 0 a 1, en valores, estas diferencias son despreciables.

$$Corte(h) = -2.33 * 10^{-9}h^4 + 6.35 * 10^{-6}h^3 - 7.76 * 10^{-4}h^2 + 0.025h + 0.0484 \quad (5-7)$$

$$0 \leq h \leq 100 \quad \text{Dirección "X"}$$

$$Corte(h) = -7.77 * 10^{-9}h^4 + 9.33 * 10^{-6}h^3 - 0.0011h^2 + 0.0336h + 0.0478 \quad (5-8)$$

$$0 \leq h \leq 100 \quad \text{Dirección "Y"}$$

Piso/"X"	Perfil Interpolado	Perfil Promedio	Diferencia [%]	Diferencia
P25	0.899	0.918	-2%	-0.020
P23	0.484	0.490	-1%	-0.006
P21	0.272	0.295	-8%	-0.023
P19	0.149	0.157	-5%	-0.008
P17	0.097	0.086	11%	0.011
P15	0.098	0.077	21%	0.021
P13	0.136	0.129	5%	0.007
P11	0.192	0.205	-7%	-0.013
P9	0.247	0.267	-8%	-0.020
P7	0.284	0.290	-2%	-0.006
P5	0.283	0.270	5%	0.013
P3	0.227	0.216	5%	0.012
P1	0.095	0.109	-14%	-0.013

Tabla 5-15: Variación entre curva obtenida de la parametrización con respecto a curva de promedios. Dirección "X", 25 pisos.

Piso/"Y"	Perfil Interpolado	Perfil Promedio	Diferencia [%]	Diferencia
P25	0.915	0.918	0%	-0.003
P23	0.416	0.432	-4%	-0.016
P21	0.169	0.203	-21%	-0.035
P19	0.033	0.044	-34%	-0.011
P17	-0.011	-0.038	-234%	0.026
P15	0.013	-0.029	320%	0.043
P13	0.084	0.076	10%	0.008
P11	0.178	0.211	-19%	-0.033
P9	0.270	0.307	-14%	-0.037
P7	0.335	0.340	-2%	-0.005
P5	0.349	0.320	8%	0.029
P3	0.283	0.263	7%	0.020
P1	0.111	0.140	-26%	-0.029

Tabla 5-16: Variación entre curva obtenida de la parametrización con respecto a curva de promedios. Dirección "Y", 25 pisos.

5.4.5 Edificios de 30 Pisos

En las Figura 5-37 y Figura 5-38 se puede observar un cambio en la forma de la distribución del corte en la altura, con respecto a los niveles anteriores, mostrándose que el corte es grande en los pisos superiores e inferiores y pequeño en el centro del edificio. En las Tabla 5-17 y Tabla 5-18, se observa una gran diferencia, en los valores cercanos a cero, lo cual no tiene tanta importancia, debido a lo explicado anteriormente.

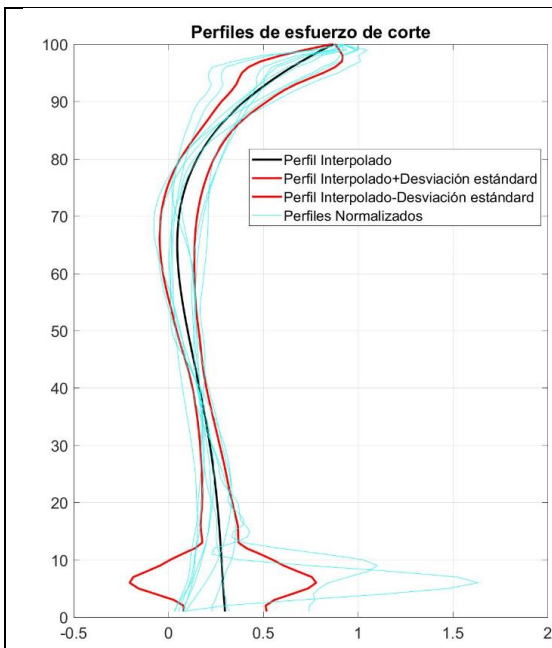


Figura 5-37: Perfiles normalizados más perfil interpolado junto con desviación estándar, dirección Lx.

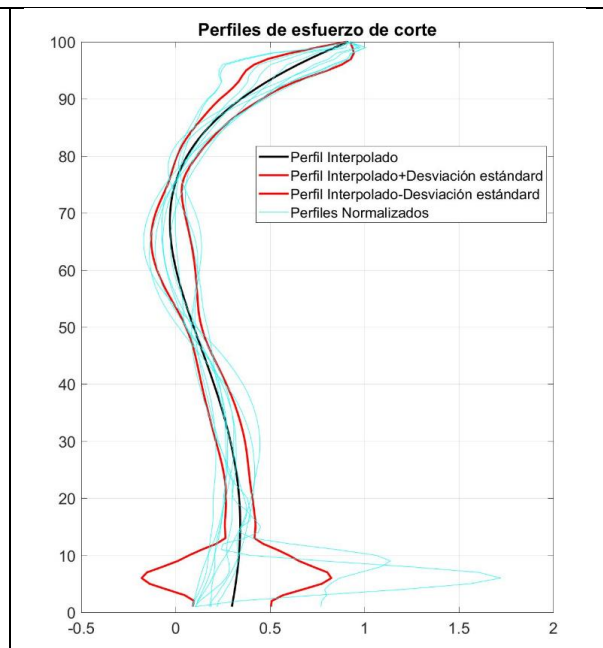


Figura 5-38: Perfiles normalizados más perfil interpolado junto con desviación estándar, dirección Ly.

Piso/"X"	Perfil Interpolado	Desviación Estándar	Desviación [%]
P30	0.870	0.009	1%
P28	0.188	0.085	46%
P26	0.099	0.094	95%
P24	0.056	0.096	171%
P22	0.047	0.090	193%
P20	0.061	0.078	127%
P18	0.090	0.062	69%
P16	0.126	0.047	37%
P14	0.164	0.037	23%
P12	0.199	0.043	22%
P10	0.228	0.057	25%
P8	0.251	0.072	29%
P6	0.268	0.098	37%
P4	0.280	0.270	97%
P2	0.292	0.356	122%
P1	0.298	0.220	74%

Tabla 5-17: Valores de desviación estándar y porcentaje de variación, entre perfil obtenido y muestras de base de datos (perfil normalizado con respecto a piso superior). Dirección "X", 30 Pisos.

Piso/"Y"	Perfil Interpolado	Desviación Estándar	Desviación [%]
P30	0.915	0.009	1%
P28	0.100	0.063	63%
P26	0.006	0.037	615%
P24	-0.029	0.077	-264%
P22	-0.020	0.107	-528%
P20	0.018	0.092	503%
P18	0.075	0.050	67%
P16	0.139	0.043	31%
P14	0.203	0.066	32%
P12	0.259	0.078	30%
P10	0.303	0.074	24%
P8	0.331	0.067	20%
P6	0.342	0.081	24%
P4	0.335	0.264	79%
P2	0.314	0.359	115%
P1	0.298	0.207	69%

Tabla 5-18: Valores de desviación estándar y porcentaje de variación, entre perfil obtenido y muestras de base de datos (perfil normalizado con respecto a piso superior). Dirección "Y", 30 Pisos.

Las ecuaciones (5-9) y (5-10) presentan las expresiones, para la distribución de corte en la altura, en edificios de 30 pisos, en la dirección "X" y en la dirección "Y" respectivamente.

$$Corte(h) = 4.93 * 10^{-8}h^4 - 5.21 * 10^{-6}h^3 + 1.13 * 10^{-4}h^2 - 0.0028h + 0.301 \quad (5-9)$$

$$0 \leq h \leq 100 \quad \text{Dirección "X"}$$

$$Corte(x) = 5.55 * 10^{-8}h^4 - 4.32 * 10^{-6}h^3 - 1.19 * 10^{-4}h^2 + 0.0059h + 0.2921 \quad (5-10)$$

$$0 \leq h \leq 100 \quad \text{Dirección "Y"}$$

Piso/"X"	Perfil Interpolado	Perfil Promedio	Diferencia [%]	Diferencia
P30	0.870	0.913	-5%	-0.044
P28	0.188	0.181	3%	0.006
P26	0.099	0.097	2%	0.002
P24	0.056	0.065	-17%	-0.009
P22	0.047	0.064	-37%	-0.017
P20	0.061	0.073	-19%	-0.012
P18	0.090	0.088	2%	0.002
P16	0.126	0.118	6%	0.008
P14	0.164	0.156	5%	0.008
P12	0.199	0.192	3%	0.007
P10	0.228	0.224	2%	0.004
P8	0.251	0.245	2%	0.006
P6	0.268	0.262	2%	0.005
P4	0.280	0.301	-7%	-0.021
P2	0.292	0.306	-5%	-0.015
P1	0.298	0.173	42%	0.125

Tabla 5-19: Variación entre curva obtenida de la parametrización con respecto a curva de promedios. Dirección "X", 30 pisos.

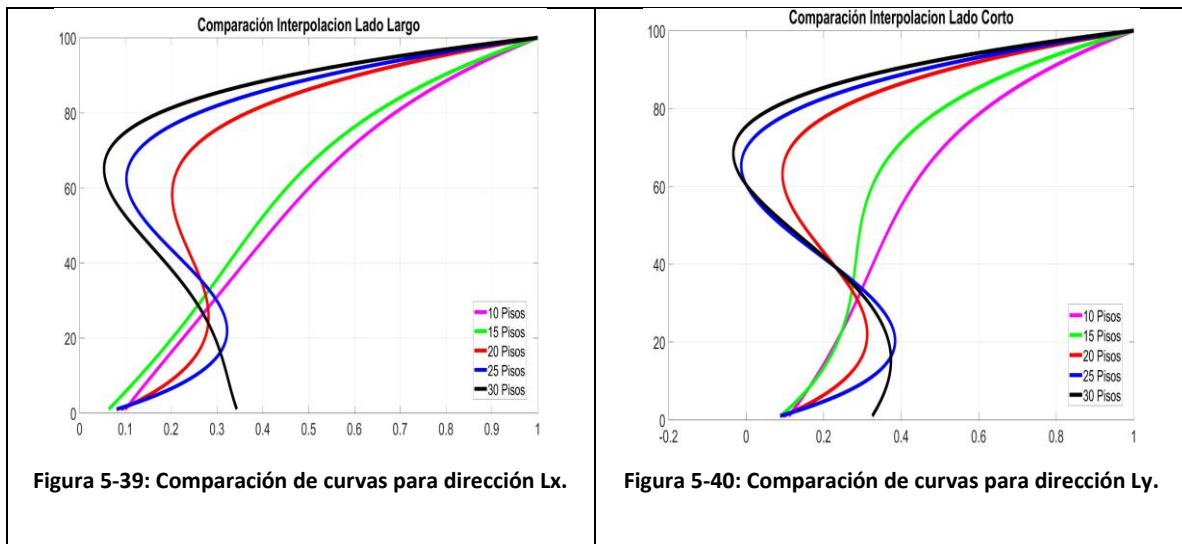
Piso/"Y"	Perfil Interpolado	Perfil Promedio	Diferencia [%]	Diferencia
P30	0.915	0.913	0%	0.002
P28	0.100	0.102	-2%	-0.002
P26	0.006	0.009	-57%	-0.003
P24	-0.029	-0.023	22%	-0.007
P22	-0.020	-0.023	-13%	0.003
P20	0.018	0.003	86%	0.016
P18	0.075	0.059	21%	0.016
P16	0.139	0.146	-5%	-0.007
P14	0.203	0.225	-11%	-0.022
P12	0.259	0.277	-7%	-0.017
P10	0.303	0.304	0%	-0.001
P8	0.331	0.311	6%	0.020
P6	0.342	0.314	8%	0.027
P4	0.335	0.342	-2%	-0.007
P2	0.314	0.343	-9%	-0.029
P1	0.298	0.196	34%	0.102

Tabla 5-20: Variación entre curva obtenida de la parametrización con respecto a curva de promedios. Dirección "Y", 30 pisos.

5.5 Comparación y Análisis de Resultados

De la comparación del parámetro H/T en las direcciones Lx y Ly, tal como se comentó para cada nivel de estudio, se puede observar claramente una mayor flexibilidad en la dirección Ly, ya que en todos los niveles, este parámetro llega a rangos menores, lo cual era esperable debido a la configuración típica escogida. A raíz de esta mayor flexibilidad, en los edificios de 15 pisos se produce una diferencia de curvatura en la distribución de corte entre ambas direcciones, ya que en “X” es muy parecida a la curva obtenida para 10 pisos, mientras que en “Y”, se asemeja más a edificios de 20 pisos, con los modos superiores tomando importancia. No se incluye en el alcance de este trabajo generar una relación entre la esbeltez del edificio y su distribución de corte, pero esta medida de la rigidez (parámetro H/T) sirve en parte para poder observar la tendencia que sigue el perfil según la esbeltez.

En las Figura 5-39 y Figura 5-40 se puede observar la comparación entre las curvas obtenidas para cada nivel de estudio y para cada dirección.



Se aprecia que el punto de inflexión en el cual los modos superiores comienzan a tomar importancia en la distribución del corte, es a partir de los 15 pisos. Por lo cual se concluye que para estudios de edificios menores de 15 pisos, tomar una distribución de corte triangular invertida es una buena aproximación, pero no válida para edificios de mayor altura, teniendo que tomar en cuenta los modos superiores. Además se puede apreciar, que mientras más alto el edificio, los pisos centrales van contribuyendo menos al corte.

Debido a esta marcada tendencia de dos comportamientos diferentes, es que además se realiza un resumen de las ecuaciones dadas, para poder utilizar de una forma más simple los patrones de carga generados, no implicando gran pérdida de precisión, por lo mostrado anteriormente. Para esto se separan y promedian los resultados en dos grupos, edificios entre 10 a 15 pisos y entre 20 a 30 pisos. Si bien se observan diferencias entre la dirección corta del edificio (“Ly”) y la dirección larga (“Lx”), estas no son tan significativas, por lo cual, para el perfil simplificado, se promedia el valor de estas. En la Figura 5-41, se pueden apreciar los perfiles nuevos, contrastados con los perfiles de corte promedio (“Lx” con “Ly”), para cada nivel de estudio. A continuación además se incluyen las ecuaciones características de cada curva:

Caso 10 a 15 Pisos

$$Corte(h) = -0.0002 * h^2 + 0.0111h + 0.0682 \quad (5-11)$$

$$0 \leq h \leq 100$$

Caso 20-25-30 Pisos

$$Corte(h) = -0.0008 * h^2 + 0.0242h + 0.1187 \quad (5-12)$$

$$0 \leq h \leq 100$$

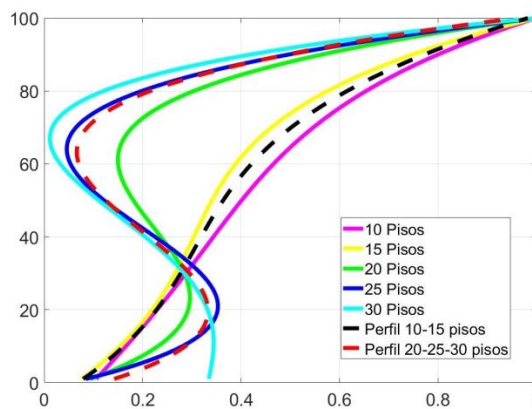


Figura 5-41: Perfil de corte por piso por nivel y nuevos perfiles aproximados. Casos 10-15 pisos y 20-30 pisos.

Cabe destacar que los intervalos de pisos de cada ecuación son a modo representativo, pero si se tiene una estimación de la rigidez del edificio (el parámetro H/T), se puede seleccionar la curva a utilizar, tomando en consideración, por ejemplo, si el edificio es muy flexible (H/T pequeño), el perfil de corte en

el edificio será más cercano a lo mostrado por el intervalo 20 a 30 pisos, aunque esté presente solo, por ejemplo, 14 pisos.

De este modo, es importante mencionar para el estudio completo, que si bien la distribución del parámetro “H/T” muestra una gran variabilidad de rigidez en los edificios utilizados en la base de datos, no se puede descartar que existan, por ejemplo, edificios de 10 pisos extremadamente flexibles, los cuales pueden presentar un perfil de corte similar a edificios de más de 20 pisos, pero claramente, estos serían datos aislados en un estudio que contemple mayor cantidad de datos. Debido a que esta investigación toma en consideración edificios reales construidos, es que se asume que la cantidad de datos (treinta por nivel) utilizados es una muestra factible. Además se debe tomar en cuenta, que en la mayoría de los casos, la desviación estándar es pequeña y solo en los casos donde el valor del corte se acerca a cero es donde crece, lo cual no tiene gran importancia en el resultado final del perfil de corte.

Otro aspecto que se puede apreciar en la presente investigación es que en general la altura de piso típico en los edificios de la muestra ronda los 2.5 metros de altura y el peso por área 1 [tonf/m²], lo cual concuerda con lo expuesto en el Capítulo 4, lo que remarca el carácter representativo de la muestra tomada.

Para los análisis posteriores se toman en consideración los perfiles más precisos generados en el presente estudio, es decir, los para cada nivel en consideración.

Capítulo 6 : Estudio Paramétrico de Muros acoplados

En el presente capítulo, se realiza la modelación mediante elementos finitos, de los tres ejes estructurales descritos en el Capítulo 4. Adicionalmente, en el análisis paramétrico, se estudia cada muro de forma aislada, con la idea de poder comparar y entender de mejor forma el comportamiento dado por el acoplamiento mediante la losa.

Tomando en consideración lo observado en los patrones de carga obtenidos en el Capítulo 5, para la altura de los muros que se estudian (mayores a quince pisos), la realización de un análisis con desplazamiento controlado en un punto o con un patrón de carga triangular invertido es poco representativo, por lo cual, si bien ese patrón es una aproximación bastante utilizada, para cada nivel de estudio (16 - 20 - 25 pisos) se utiliza el patrón de carga obtenido en el Capítulo 5, el cual incorpora los efectos de los modos superiores de vibrar. Se ocupa la dirección "X" de cada patrón de carga, debido a que el objetivo es estudiar el acoplamiento dado por la losa de pasillo (los ejes estructurales representan muros de pasillo, paralelos a este).

Todos los análisis realizados corresponden a análisis tipo Pushover monotónicos con desplazamiento controlado, no adaptativos, debido a que al utilizar los patrones de carga anteriormente descritos, se toman en cuenta los modos superiores de vibrar. Se analizan dos casos, primero un movimiento con sentido de izquierda a derecha del eje estructural, con lo cual el desplazamiento ocurre en dirección del muro corto hacia el muro largo (a partir de ahora, este sentido de desplazamiento se designara como I-D) y también se realiza el análisis en el sentido inverso (el cual se designara como D-I), con la idea de observar de forma independiente el comportamiento de cada muro, al ser traccionado y/o comprimido debido al acople, facilitando, además, su comparación con el comportamiento del muro aislado, para cada caso.

El desplazamiento, tomando en consideración el patrón de carga, se impone en todos los nodos cuya altura sea la de un nivel que corresponda a un piso del muro, excepto en los de borde, para evitar singularidades. Tampoco se impone desplazamiento en los nodos de las vigas, dejando que su movimiento sea solo producto de su interacción con los muros, para evitar posibles problemas en el análisis, por singularidades geométricas.

Para establecer la carga axial estática para cada muro en estudio (ya sea perteneciente al eje estructural o de manera aislada), con la idea de representar la carga que tendría en un edificio real, se toma en consideración lo expuesto en la sección 4.4.1.3, estableciendo un estado de carga axial estática de $0.10 Agf'_c$ para los muros de 16 pisos, $0.125 Agf'_c$, para los de 20 pisos y $0.15 Agf'_c$, para los de 25 pisos. Si bien, en la sección citada se muestran valores de fuerza axial mayores, en estos se tiene el efecto combinado de la acción sísmica más la estática y además se debe tener presente que, tal como se explicó en el Capítulo 4, la fuerza axial total (efecto sísmico más estático), luego de 2010, se limitó a solo $0.35 Agf'_c$, por lo cual este nivel de carga estática, se toma como representativo de un edificio chileno.

Para tomar en cuenta esta carga axial estática, antes de hacer el análisis tipo Pushover, se realiza un análisis fuerza controlada, en el cual se divide la carga en 10 pasos y se carga cada nodo con una fuerza vertical, tal que la carga en la base cumpla con la carga estática antes mencionada y el muro quede cargado estáticamente.

Para la modelación mediante elementos finitos de los muros se utiliza un criterio de mallado, tal que la relación entre el ancho y el alto de cada elemento de borde no supere una relación 1:2. Para los elementos centrales, se utilizó el mismo criterio, pero se reduce la exigencia, ya que deben cumplir con los elementos de borde por continuidad geométrica y por otro lado, elementos finitos de tamaño muy pequeño pueden producir problemas computacionales, por lo cual se dividió en cuatro elementos finitos por altura de piso.

Como se dijo anteriormente, el desplazamiento se impone en los niveles que representen un piso del muro, en los cuales existe losa. En la Figura 6-1, se puede observar la discretización del eje estructural de 16 pisos más el detalle de la sección A, que muestra en específico el mallado en la losa. La modelación de esta, para la cual también se utilizan elementos finitos, se realiza con dos elementos finitos en la altura de la losa, mientras que como criterio para la cantidad de elementos a lo largo de la losa, se busca que la relación entre el largo y alto sea lo más cercana a uno. Para el ancho de la losa (como área de influencia de esta), tal como se comentó en la sección 4.7, se utiliza el valor de seis espesores de losa, valor típico utilizado en la industria.

El modelamiento de los ejes de 20 y 25 pisos, sigue la misma metodología. Para el mallado de los muros aislados, se utiliza el mismo criterio anteriormente descrito, solo que no se tiene la restricción geométrica dada por los elementos de la losa.

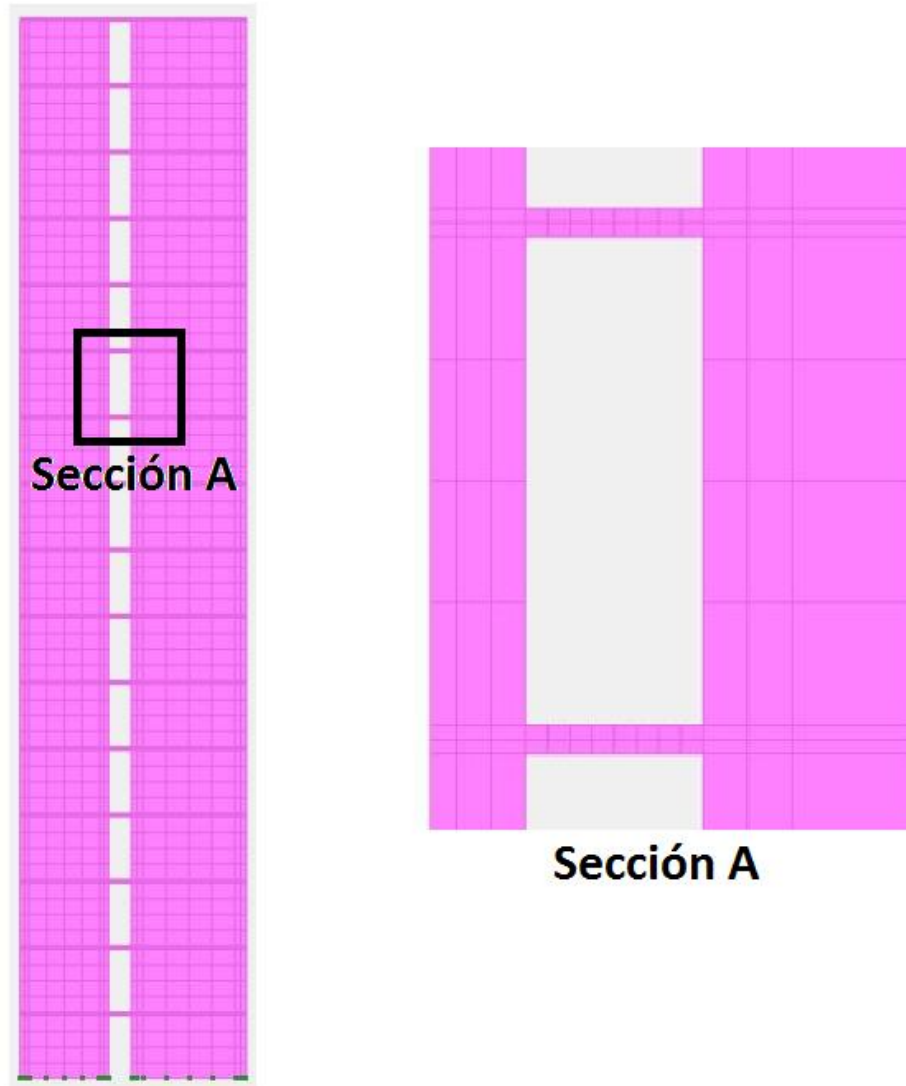


Figura 6-1: Modelo de mallado tipo Eje estructural más detalle de modelamiento de viga.

Como se explicó anteriormente, se realizan análisis paramétricos para los muros de alturas de 16, 20 y 25 pisos (acoplados y aislados). En la Tabla 6-1, se puede observar el conjunto de análisis realizado. Como es esperable, para los muros aislados solo se realiza el análisis en una dirección, debido a que, al igual que los muros acoplados, son muros simétricos (tienen las mismas propiedades a la izquierda y a la derecha del muro). En la Tabla 6-2, se indica un resumen de las principales propiedades utilizadas para los muros de cada nivel en estudio.

Niveles De estudio	Análisis Sistema estructural	Pushover Monotónico de Izquierda a derecha (Denominado I-D)	Pushover Monotónico de Derecha a Izquierda (Denominado D-I)	Análisis Adicionales
16 Pisos	Eje Estructural	X	X	-
	Muros Aislados	X	-	-
20 Pisos	Eje Estructural	X	X	Ver Tabla 6-3
	Muros Aislados	X	-	Ver Tabla 6-3
25 Pisos	Eje Estructural	X	X	-
	Muros Aislados	X	-	-

Tabla 6-1: Conjunto de análisis realizados.

Parámetros de estudio	16 Pisos	20 Pisos	25 Pisos
Carga Axial Estática	$0.10 Agf'_c$	$0.125 Agf'_c$	$0.15 Agf'_c$
f'_c [Mpa]	30	35	35
Cuantía de armadura vertical de borde	2%	2.2%	3%
Espesor losa [cm]	15	15	15
Cuantía de armadura longitudinal en losa	1.3 %	1.3 %	1.3 %
Espesor de muro [cm]	20	25	30

Tabla 6-2: Propiedades de ejes estructurales

El nivel de 20 pisos será utilizado como el nivel base de estudio, con el cual, como se expone en la Tabla 6-1, se realizan análisis adicionales, variando una propiedad y manteniendo el resto igual, para cada análisis adicional. Los análisis y la variación de la propiedad se pueden observar en la Tabla 6-3. Se realizan con el objetivo de ver como diversos parámetros influyen en el grado de acoplamiento y en el comportamiento de cada muro. Estos análisis solo se realizan en la dirección de izquierda a derecha.

Variación	Comentario
Largo de Muro	Se realiza un eje estructural con muros del mismo largo (4.55 [mts])
Losa con mayor armadura	Se utiliza una cuantía de armadura longitudinal en losa de 1.8 %. (armadura de 6φ16)
Ancho equivalente de Losa	Se dobla el ancho equivalente de la losa (pasa de 6 a 12 espesores), manteniendo la armadura (disminuye la cuantía)
Patrón de Carga	Se utiliza un patrón de carga para edificios de 16 pisos (en vez de 20 pisos).
Carga axial en muro aislado	Para el muro aislado de 4.55 [m], se reemplaza la carga axial de $0.125 Agf'_c$ por la obtenida en el muro respectivo durante el análisis del eje estructural, cuando este alcanza una deriva de 1%. (Deriva representativa que pueden alcanzar edificios chilenos debido a su gran rigidez).

Tabla 6-3: Variaciones en análisis para muros de 20 pisos.

A continuación se expondrán los resultados obtenidos en el análisis del eje estructural de 20 pisos (muros aislados más eje estructural acoplado), además de los resultados de los análisis con variaciones. En el Anexo C, se pueden observar los resultados para los ejes de 16 y 25 pisos. Estos no se incluyen en la presente sección, debido a que la tendencia es similar, pero se muestran gráficos en los cuales se muestran la comparación entre los comportamientos de los tres niveles

A los resultados expuestos, debido a la gran cantidad de datos obtenidos mediante el análisis, se les realiza un proceso de filtrado mediante el cálculo de la media móvil, con la cual se analizan conjuntos de promedios de datos, con el fin de evitar singularidades en los resultados, no representativas de la realidad, lo cual puede suceder, por ejemplo, por pequeños errores de convergencia. Los resultados originales en general no varían mucho, pero cuando esto si ocurre, se especifica en el gráfico correspondiente y el real se presenta (sin filtrar), en el Anexo C.

En las secciones siguientes, al hablar de muro “traccionado”, se estará haciendo referencia al muro desde el cual se inicia el movimiento y es sometido a esfuerzos de tracción, es decir, en el caso del movimiento de izquierda a derecha (caso I-D), se refiere al muro izquierdo (muro corto), mientras que al hablar de muro “comprimido” es al revés, es decir, en el ejemplo anterior, el muro comprimido sería el de la derecha (muro largo), el cual es sometido a esfuerzos de compresión. Si bien ambos muros, en la práctica, están en compresión en los análisis, debido a la carga estática, en un muro esta fuerza se reduce (el “traccionado”), mientras que en el otro aumenta (“comprimido”), por efecto del acoplamiento.

6.1 Grado de Acoplamiento

En las Figura 6-2 y Figura 6-3, se puede apreciar como varia el grado de acoplamiento al ir aumentando la deriva para cada caso, I-D y D-I, respectivamente y el corte basal que toma cada muro, además del corte que se genera en la base cuando son estudiados de manera aislada. En las figuras se observa un comportamiento similar del grado de acoplamiento en ambos casos, lo cual es esperable, debido a que este depende en gran medida de la losa de acople y su desempeño y en parte de la redistribución de fuerzas que se da entre los muros (en esta parte toma importancia la dirección del movimiento). Para medir este grado de acoplamiento, se utiliza la ecuación (2-2), en la cual se toma en cuenta el momento producto de la fuerza axial generada por el acoplamiento. Cabe destacar que se consigue un comportamiento muy similar a lo indicado teóricamente por Harries [33] en su estudio.

El instante en que el acero en los muros fluye se define cuando la fibra más “traccionada” de la sección sobrepasa una deformación unitaria de 0.0021, mientras que se establece que el hormigón alcanza su capacidad máxima a compresión, cuando la fibra más comprimida de la sección alcanza una deformación unitaria de 0.003.

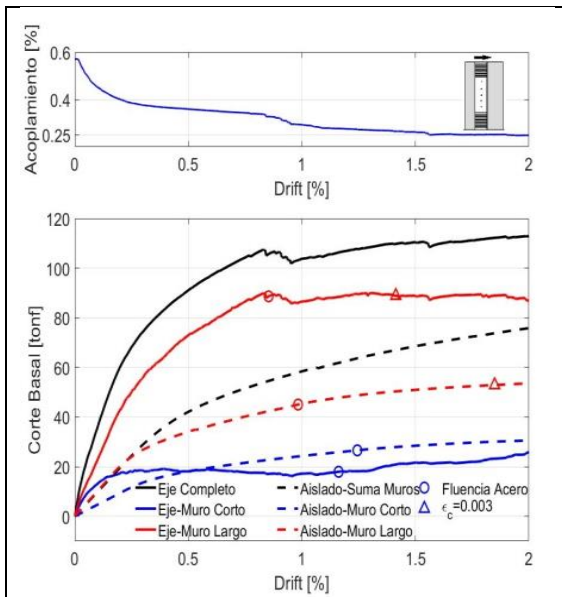


Figura 6-2: Grado de Acoplamiento y Corte Basal v/s Deriva por muro. Caso acoplado y aislado, I-D.

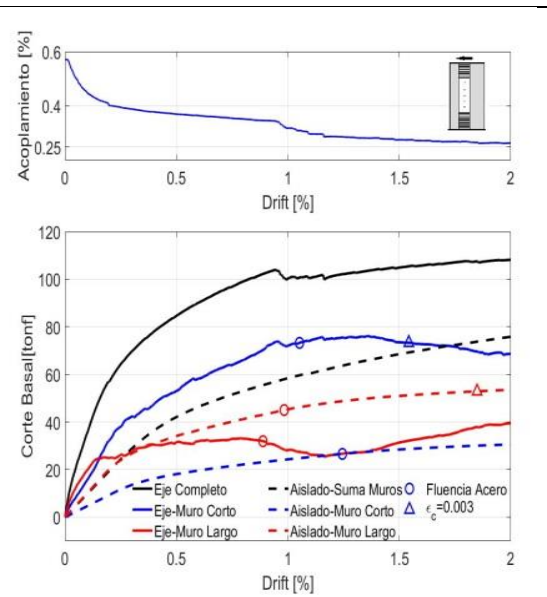
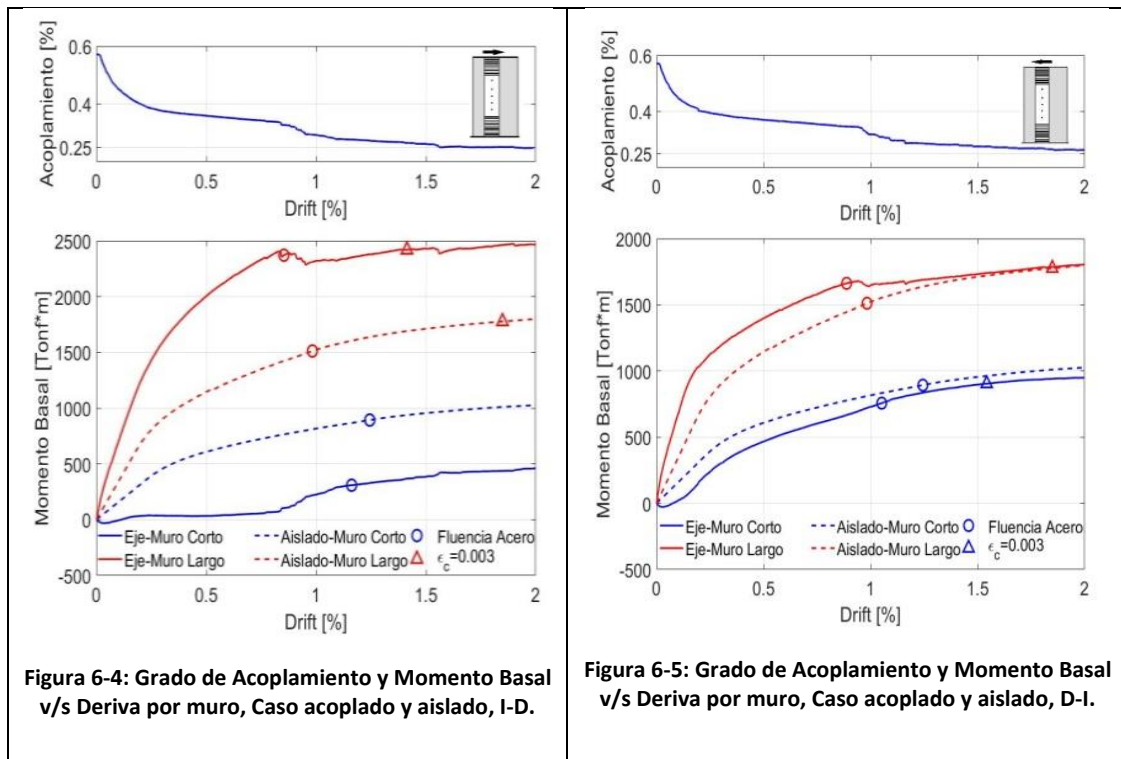
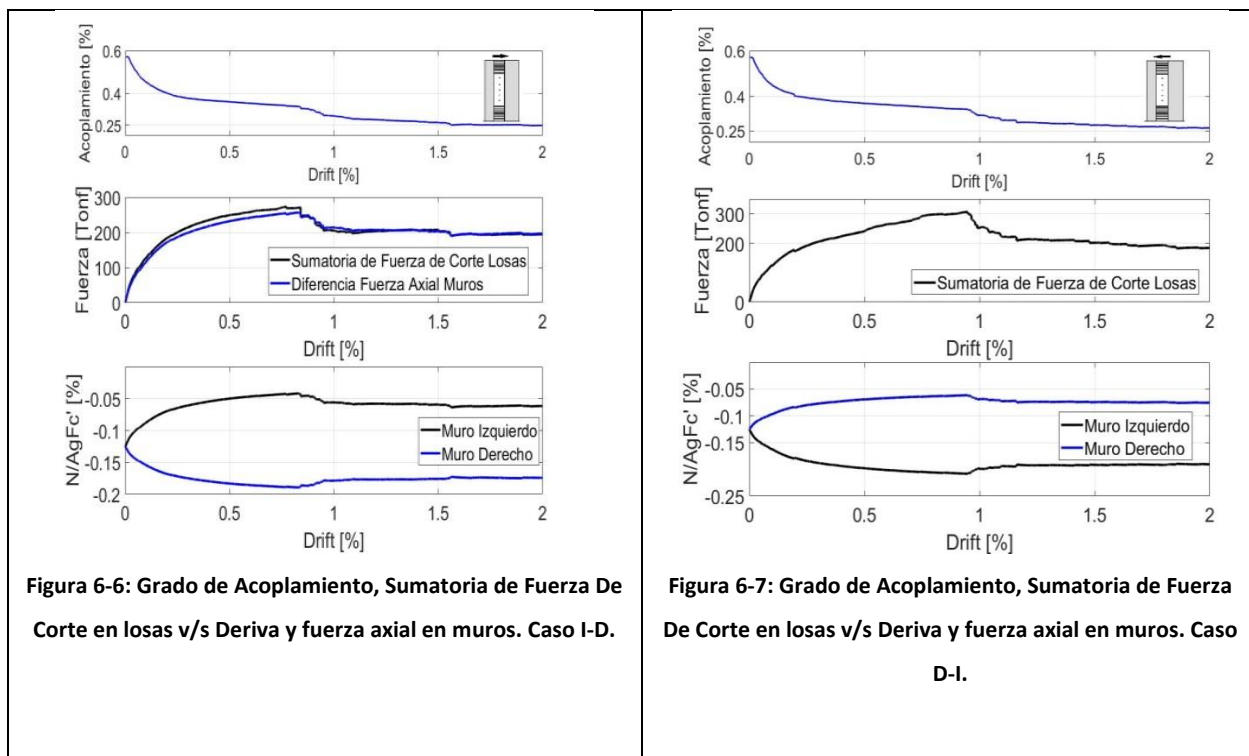


Figura 6-3: Grado de Acoplamiento y Corte Basal v/s Deriva por muro. Caso acoplado y aislado, D-I.

En las Figura 6-4 y Figura 6-5, se muestra el grado de acoplamiento y además el momento basal que toma cada muro y el que toma en su análisis de forma aislada. En estos gráficos, no se muestra el momento debido al acoplamiento, solo el que se ejerce en la base de cada muro por separado, tampoco se muestra el momento total del eje estructural, debido a que solo interesa el desempeño de los muros por separado.



En las Figura 6-6 y Figura 6-7, se expone el grado de acoplamiento y además como varía la fuerza axial en la base de cada muro durante el análisis. En la Figura 6-6, se agrega en el gráfico central, la comparación entre la sumatoria de la fuerza de corte en cada losa, con la diferencia entre las fuerzas axiales de cada muro, las cuales, por equilibrio, deberían ser similares. Esto se realiza con el objetivo de comprobar el modelo, lo cual se logra observar y por este motivo, ya no se incorpora en la Figura 6-7, debido a que lo importante es cómo cambia la fuerza axial en el muro. Para obtener el corte que se traspasa por las losas se utilizan los elementos centrales de cada losa, debido que al analizar las secciones próximas al muro (donde se genera la rótula), se presentan problemas debido a singularidades, los cuales no arrojan buenos resultados. Es por esto que se establece como un criterio para estudiar la losa, que cuando ya traspasan una fuerza de corte constante por el centro, es porque el sistema de losas está completamente fluyendo.



Al comienzo del análisis, cuando las secciones no están agrietadas, se tiene el acoplamiento máximo, el cual se ve que toma un valor bastante mayor a lo esperable, cercano al 60%. Esto se debe a la sección transversal de la losa considerada y la armadura de refuerzo que presenta. Luego de esto, se genera un rápido decaimiento a un rango de entre 35 a 40%. Este decaimiento se da en gran parte al rápido agrietamiento de la sección de las losas y al comienzo de su fluencia, en contraste con los muros, en los cuales el agrietamiento ocurre después, debido a la gran diferencia de rigidez entre ambos elementos. Este decaimiento es similar en ambos sentidos, lo cual es esperable, debido a que depende de la sección de la losa y su relación de rigidez con los muros.

Posterior a ese decaimiento, ocurre un descenso de manera diferenciada en ambos casos. Para el caso de izquierda a derecha (I-D), Figura 6-2, el segundo decaimiento ocurre con una deriva cercana a 0.8%, mientras que para el caso de derecha a izquierda (D-I), Figura 6-3, sucede en una deriva de casi un 1%. Este segundo decaimiento tiene relación con los losas ya fluyendo completamente y con la redistribución de esfuerzos que ocurre en los muros. En ambos casos suceden distintos comportamientos.

Para el caso I-D, como se puede observar en la Figura 6-2, la deriva a la cual ocurre el segundo decaimiento, coincide con la fluencia del muro largo (el cual en este caso está en compresión), instante en

que, como se aprecia en la Figura 6-4, comienza una redistribución de momentos, desde el muro “comprimido”, hacia el muro “traccionado” (muro corto, en el cual se disminuye la compresión), el cual empieza a tomar mayor momento basal, mientras que el momento tomado por el muro “comprimido”, luego de fluir, se mantiene constante. Además cercano a este punto, se produce la transferencia de corte máxima por las losas y luego desciende, hasta mantenerse constante en un valor cercano a las 200 [tonf].

Al ir tomando mayor momento el muro corto, manteniéndose constante el momento basal tomado por el muro largo y todas las losas en fluencia, el momento generado por el acoplamiento va disminuyendo en relación al momento basal de los muros, por lo cual, el grado de acoplamiento desciende, llegando a un punto en el cual el muro a “tracción” también fluye, disminuyendo su aumento de momento en cada paso, lo cual hace que la curva del grado de acoplamiento se estabilice, llegando finalmente, cuando ambos muros y las vigas fluyen, a un acoplamiento cercano al 25 %.

En el segundo caso, de derecha a izquierda (D-I), sucede un comportamiento similar, pero con diferentes implicancias. A diferencia del caso anterior, como se puede ver en la Figura 6-3, la segunda caída en el grado de acoplamiento ocurre luego de la fluencia del muro corto, en este caso, este muro es el “comprimido”, por lo cual su deriva de fluencia disminuye en relación al muro aislado, el momento luego de este punto, aumenta de manera más gradual. Este punto además coincide con la baja en la fuerza de corte traspasada por las losas. El muro largo, “traccionado” en este caso, fluye poco después y tiene momento basal cada vez menor, al igual que en el sentido contrario, adicionalmente, el corte traspasado por las losas se mantiene constante, lo que explica el continuo decaimiento, de manera gradual, del acoplamiento. Con ambos muros fluyendo, más las losas, el grado de acoplamiento converge a un valor cercano al 25%, similar al caso en el sentido contrario, lo cual es esperable. La diferencia entre los casos, debido al acoplamiento, ocurre en el desempeño de ambos muros, lo cual se verá en la sección 6.2.

Para estudiar el comportamiento de las losas de acople, como se dijo anteriormente, se utiliza la sección central, con lo cual no se puede hablar de fluencia en los extremos de la losa, pero el saber a partir de qué momento la losa toma carga constante ayuda a estudiar el comportamiento de estas. Para el caso I-D, tomando en consideración la Figura 6-8, se puede observar que la losa más esforzada es la del piso 5°, esto tiene relación con el cambio de propiedades que se produce en ese nivel, reduciendo cuantías de borde y sacando el confinamiento. Luego se aprecia que las losas que ya presentan un corte constante están entre los pisos 4° a 8° y posteriormente en pisos superiores, las últimas losas en llegar a su corte

máximo son la superior y la inferior. En la Figura 6-10, se puede observar de todas formas, que la mayoría de las losas llega a un corte constante en una deriva similar.

En el sentido contrario, caso D-I, ocurre al revés, llegando a un corte constante las losas superiores primero y luego las de los primeros pisos, aunque se mantiene que las últimas en llegar al corte máximo son las losas superior e inferior. Este último hecho refleja que el corte se traspasa más por las losa de arriba y de abajo, ya que luego de llegar al máximo, las losas presentan un descenso en su capacidad (comportamiento similar a la sumatoria mostrada en la Figura 6-7), por lo cual, al ser las últimas en llegar al máximo, estas siguen aportando en el acople a mayor desplazamiento. Al igual que en el caso I-D, se puede observar en la Figura 6-11, que las losas llegan a un corte constante en derivas similares.

La diferencia entre el patrón que siguen las losas para cada caso, puede tener explicación en la forma en que trabajan los muros, ya que para el caso I-D, como se ve en las Figura 6-2 y Figura 6-4, el muro corto solo trabaja a corte previo a la fluencia, tomando un corte basal casi nulo, lo cual provoca una deformación diferente a lo que se obtiene en el caso D-I, en el cual, ambos muros trabajan a flexión y a corte. Además se debe tomar en consideración el patrón de carga utilizado, el cual presenta grandes desplazamientos en los pisos superiores, pero a su vez, tiene desplazamientos significativos en los pisos intermedios, debido a la doble curvatura del patrón. Por otro lado, como se observa que las losas llegan a corte constante a derivas similares, estos resultados deben tomarse solo como referencia.

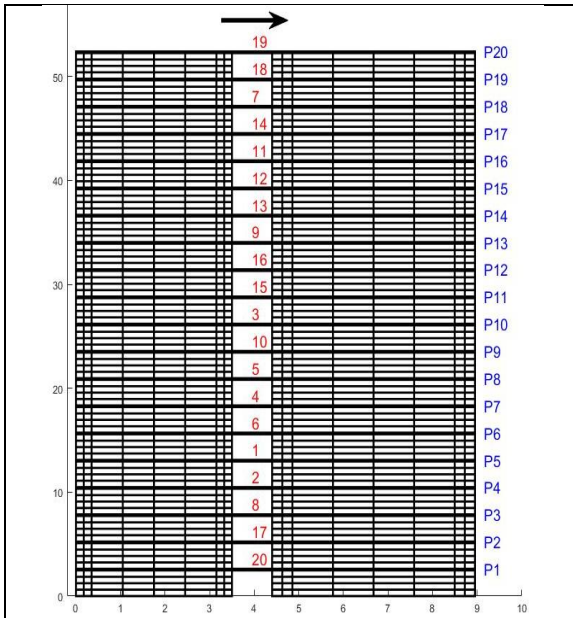


Figura 6-8: Secuencia de fluencia de vigas en modelo. Caso I-D.

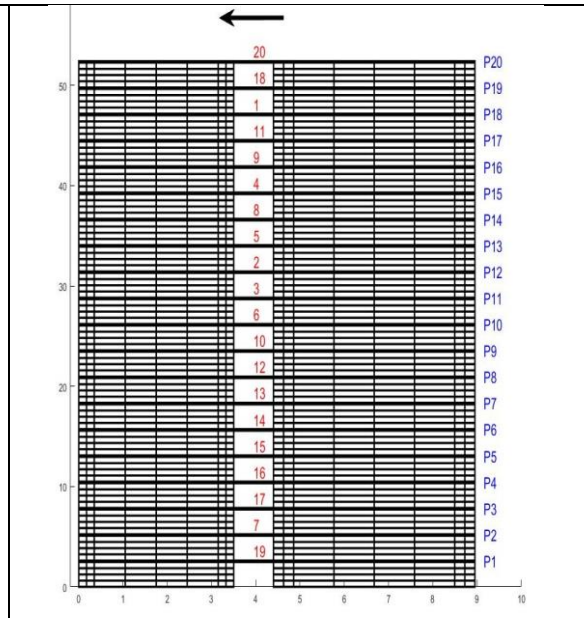


Figura 6-9: Secuencia de fluencia de vigas en modelo. Caso D-I.

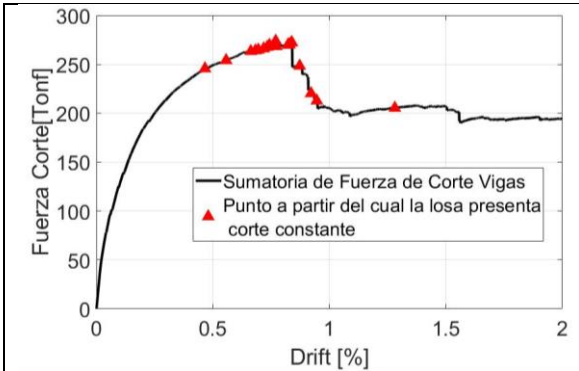


Figura 6-10: Sumatoria de Fuerza de Corte en losas v/s Deriva y punto a partir del cual toman un corte constante. Caso I-D.

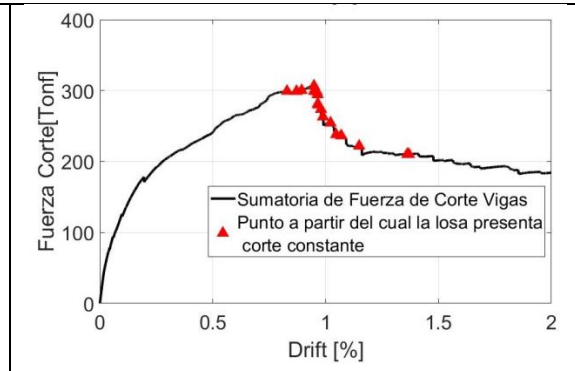


Figura 6-11: Sumatoria de Fuerza de Corte en losas v/s Deriva y punto a partir del cual toman un corte constante. Caso D-I.

6.2 Desempeño de muros acoplados versus aislados.

Uno de los objetivos por lo cual se trabajó con análisis monotónicos, es para poder apreciar de mejor forma la influencia del acople y de las características del muro al que esta acoplado cada muro, sin tener que tomar en cuenta la degradación por el efecto cíclico. Tal como se realizó con el grado de acoplamiento, se debe analizar cada caso, I-D y D-I, por separados.

Para el caso en el que el desplazamiento ocurre de izquierda a derecha (I-D), se puede observar en las Figura 6-2 y Figura 6-4, la variación en las fuerzas basales de cada muro, respecto a los que tendrían si el muro estuviese aislado.

Del muro largo, se puede apreciar que la fluencia del acero ocurre a un desplazamiento de techo un poco menor, con respecto al muro aislado (diferencia cercana a 0.2% de deriva), mientras que por otro lado, se produce un cambio significativo en el momento que alcanza la máxima resistencia a compresión, disminuyendo cerca de un 0.5% de deriva, este cambio significativo se puede explicar que al estar el muro sometido a mayores esfuerzos de compresión, debido al acoplamiento, el valor de 0.003 de deformación se alcanza más rápido. Por otro lado, como se observa de la Figura 6-15, en donde se muestra el momento normalizado por el momento de fluencia, con respecto a la curvatura, el muro tiene un comportamiento muy similar a si estuviese aislado, previo a la fluencia, y el que alcance un poco antes la fluencia, se debe al momento mayor que soporta.

Como es de esperar, en el muro corto (en el cual se reduce el nivel de compresión), sucede lo contrario, la fluencia del acero ocurre a un desplazamiento menor, ya que al disminuir la compresión, la deformación de fluencia del acero se alcanza de manera más rápida, aunque esta diferencia es menor, cercana al 0.1%. En ambos casos, para una deriva de 2%, el muro corto no llega a la compresión máxima del hormigón.

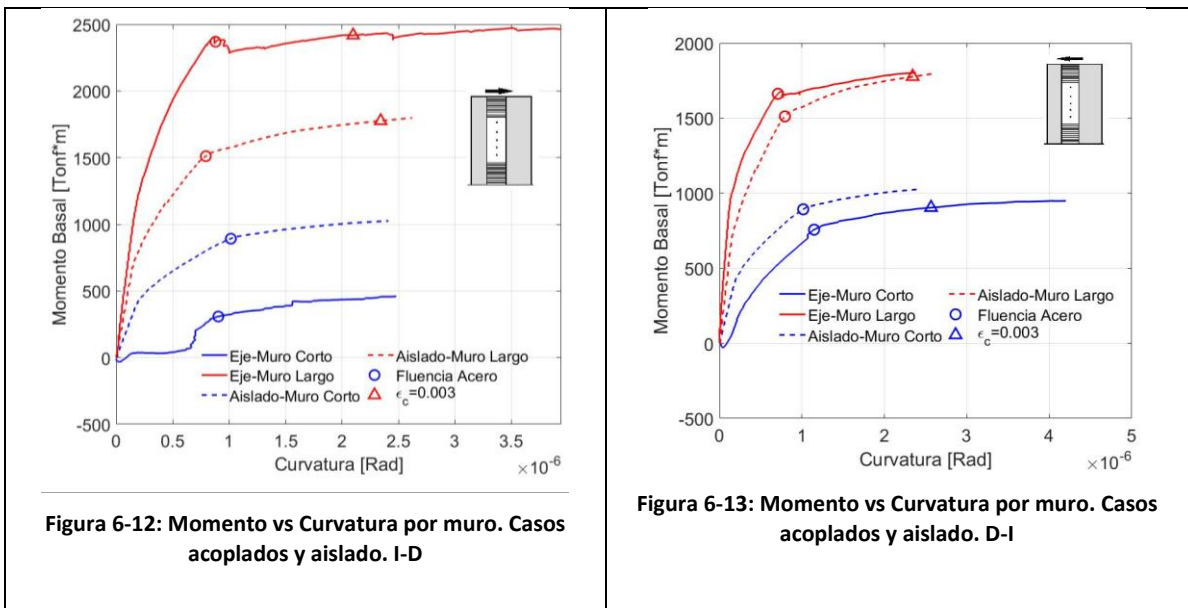
De la Figura 6-2, se puede observar que el muro largo (“en compresión”), toma la mayor parte del corte basal del eje estructural, obteniendo una carga aun mayor que si estuviese aislado, mientras que el muro corto, de igual manera, presenta un corte basal mayor para derivas pequeñas, alcanzando su máxima resistencia rápidamente, pero luego se mantiene constante y pasado una deriva de 0.7%, toma un corte por debajo de lo que tendría si estuviese aislado, por lo cual se puede concluir, que en esta dirección, el acoplamiento de un muro con otro de menor longitud, aunque la diferencia de longitudes sea solo de un 30%, sirve para que el eje estructural en su conjunto resista más carga, pero el muro largo fallará antes, lo que se traduce en producir un efecto de “tirón” al muro corto, el cual comienza a tomar más carga. Este hecho además se puede observar en la Figura 6-4, en la cual se observa que ocurre una redistribución de los momentos basales a partir de la fluencia del acero en el muro grande. Previo a este punto, el muro corto solo trabaja a corte, debido a que presenta una longitud de brazo palanca baja y no ayuda en la resistencia a la flexión del eje estructural, solo dada por la resistencia del muro largo y el acoplamiento. Luego de la fluencia, se observa que el muro corto toma momento basal, de forma similar a si estuviese

aislado. Este es un comportamiento interesante, debido a que el acople hace que la distribución de carga en el muro corto sea bastante diferente a la que tendría en el caso aislado. Este resultado es extrapolable a muros presentes en un edificio, los cuales en general se analizan de forma aislada, pero cada muro tendrá una longitud de brazo palanca distinta, por lo cual, se comportaran de diferente forma.

Para el caso de desplazamiento en sentido contrario, de derecha a izquierda (D-I), los muros se desempeñan de manera diferente, debido a que el muro corto, al aumentar su carga de compresión, si toma fuerza de corte basal y momento basal desde el principio del movimiento, aumentando de manera significativa en comparación con lo que tomaría si el muro estuviese aislado (lo que tiene sentido debido a la influencia de la fuerza axial en la resistencia al corte), ver Figura 6-3, pero, como es esperable, el muro corto llega a la resistencia máxima a compresión mucho antes en relación a su caso aislado. El muro largo también se ve influenciado en su desempeño, debido a que fluye antes de lo que lo haría si estuviese aislado, pero al fluir, se reduce la fuerza de corte que toma en la base y solo cuando el muro corto llega a su resistencia máxima a compresión, es que el muro largo comienza nuevamente a aumentar su carga, produciéndose el efecto contrario al caso I-D, con el “tirón”, pero más pronunciado. Como es de esperar, al reducir su fuerza de compresión, el muro largo no llega a la deformación para su resistencia máxima a compresión en este análisis.

En relación al momento basal que toman, ambos muros tienen un comportamiento similar a si estuviesen de manera aislada, ver Figura 6-5, pese a su diferencia en los puntos en que el acero fluye y la máxima resistencia del hormigón es alcanzada, con el muro largo tomando mayor momento basal que el corto, por lo cual, la influencia del acoplamiento en este caso, es mayor a corte que a flexión, a diferencia del caso I-D, en el cual el muro en “tracción” toma poco corte basal y nada de momento hasta la fluencia del muro largo.

Otro parámetro importante que se debe tener en cuenta para estudiar el comportamiento de los muros, además de las fuerzas a las que son sometidos, es la curvatura basal y su relación con el momento y el desplazamiento de techo. Con estos parámetros, se puede caracterizar el comportamiento del muro de una manera más precisa. Es por esto que las Figura 6-12 y Figura 6-13, muestran la relación entre el momento basal y la curvatura en la base del muro, para cada caso, esto quiere decir, para muros acoplados y para muros aislados. Para concluir sobre estos gráficos, se debe tener en consideración, que el desplazamiento de techo máximo al que se llega es de 2%, para todos los muros.



La curvatura de una sección de muro se obtiene al extraer de los resultados, el perfil de deformaciones unitarias verticales de la sección a estudiar, dado por la deformación de cada punto de cuadratura de cada elemento finito en el nivel en estudio. Para calcular la curvatura, se toma la fibra más “traccionada” y la más comprimida de la sección completa de cada muro, las cuales en todos los casos, representan a los extremos de la sección, como se puede observar en el ejemplo dado en Figura 6-14(b), cumpliéndose la hipótesis dada por Bernoulli. En el ejemplo, se muestra el perfil de deformación unitaria de cada muro a nivel basal, para una deriva de 1% en el caso I-D. Como esta hipótesis se cumple en todos los niveles, a excepción de los lugares cercanos a las vigas, donde ocurren singularidades, la curvatura se obtiene como el ángulo Φ que forma la recta que junta ambos puntos de máximas deformaciones unitarias verticales (tracción y compresión). En la Figura 6-14(a), se muestra un esquema simplificado para obtener la curvatura. Se ejemplifica con dos muros con un grado de acople mínimo, debido a que si tuviese un mayor grado de acople, la distribución de deformaciones verticales se parecería más a una de un solo muro lleno, pudiendo no tener compresión el muro de la izquierda (suponiendo movimiento de izquierda a derecha).

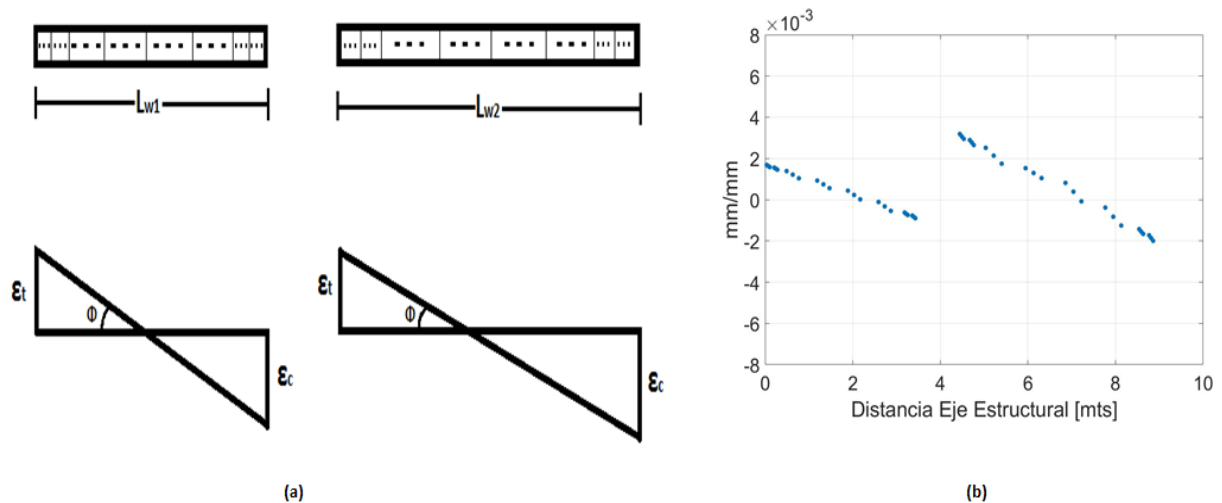


Figura 6-14: (a) Esquema de curvatura. (b) Ejemplo de perfil de deformaciones unitarias verticales, para eje de 20 pisos, deriva 1%.

De las Figura 6-12 y Figura 6-13, en ambos sentidos de estudio, se puede observar que el muro al cual se le aumenta la fuerza de compresión, debido al acoplamiento, tiene una capacidad de llegar a una curvatura inelástica mayor, cercana al doble (esto es tomando en cuenta solo la curvatura post fluencia), mientras que el muro al cual se le reduce su fuerza de compresión (muro “traccionado”), alcanza una curvatura inelástica similar a la que alcanzaría si estuviese aislado, aun cuando en él se ejerce un momento basal diferente.

La fuerza axial a la cual están sometidos los muros tiene influencia en este comportamiento, tal como lo dicho por Bohl and Adebar [8]. Para observar este fenómeno, se realizan los mismos gráficos, pero normalizados por el momento en el cual el muro alcanza la fluencia (ver Figura 6-15 y Figura 6-16). En éstos se puede apreciar claramente que cuando un muro se ve expuesto a una menor carga axial, la relación entre el momento máximo al que llega y el momento de fluencia, parámetro M_{\max}/M_y , aumenta. Esto sucede en el muro corto (línea azul) para el sentido I-D y en el muro largo (línea roja) para el sentido D-I. Tomando estos resultados en consideración, es de esperar que el largo de rótula plástica, en el sentido de izquierda a derecha (I-D), para el muro corto, en relación al muro aislado, sea mayor y en el muro largo sea menor. En el sentido contrario debe ocurrir un desempeño equivalente. Se puede observar que esto sucede en la sección 6.3.

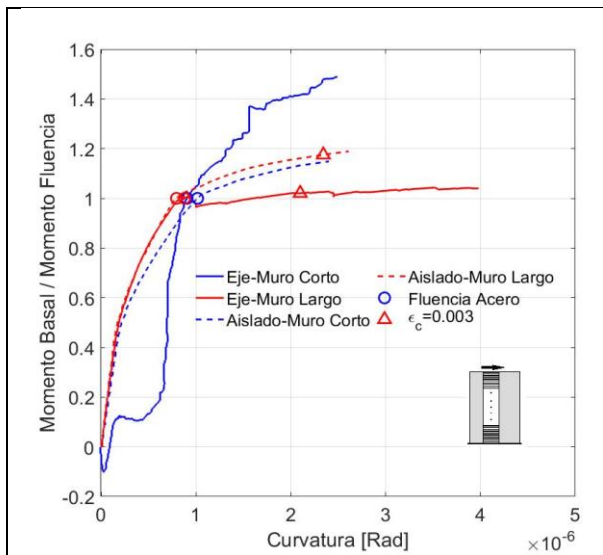


Figura 6-15: Momento vs Curvatura por muro. Momento se muestra normalizado por el momento en fluencia. Casos acoplados y aislado. I-D

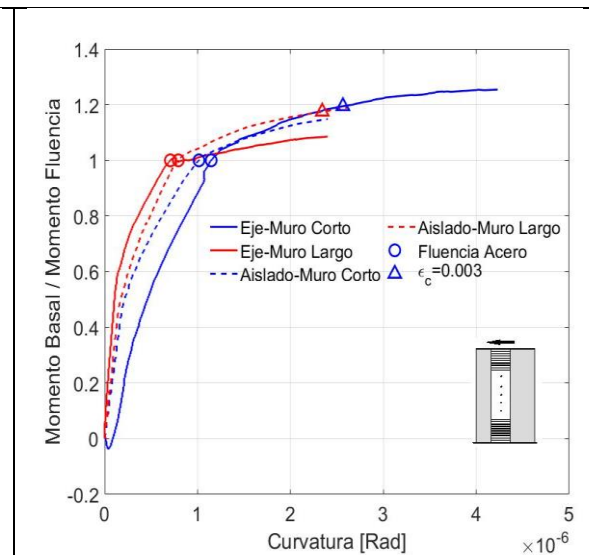


Figura 6-16: Momento vs Curvatura por muro. Momento se muestra normalizado por el momento en fluencia. Casos acoplados y aislado. D-I

Otro dato a destacar de las Figura 6-15 y Figura 6-16, es que antes de la fluencia, salvo el muro corto trabajando en el sentido I-D (cuando se reduce su compresión), la relación entre momento basal y curvatura de todos los muros es similar a la que presentan de forma aislada y la gran diferencia que se da, es luego de la fluencia, debido a la fuerza axial producto del acople. Para el caso del muro corto, en el sentido I-D, como se vio anteriormente, solo ayuda en el corte basal al eje estructural, tomando muy poco momento basal.

En las Figura 6-17 y Figura 6-18, se exhibe como varía la curvatura basal a lo largo del desplazamiento de techo para cada caso en estudio. Los resultados se muestran normalizados por la curvatura al momento de la fluencia del acero (tomando en consideración la fibra más traccionada de la sección). En ambos casos de estudio se observa la misma tendencia, con los muros acoplados llegando a curvaturas mayores, para el mismo nivel de desplazamiento de techo en relación al muro aislado, lo que muestra el efecto del acoplamiento. Para el caso D-I, se observa que posterior a la fluencia, el muro largo para los casos acoplados y aislados se desempeñan de manera similar, esto puede deberse, a que como se explicó anteriormente, para este muro, la influencia del acoplamiento es baja.

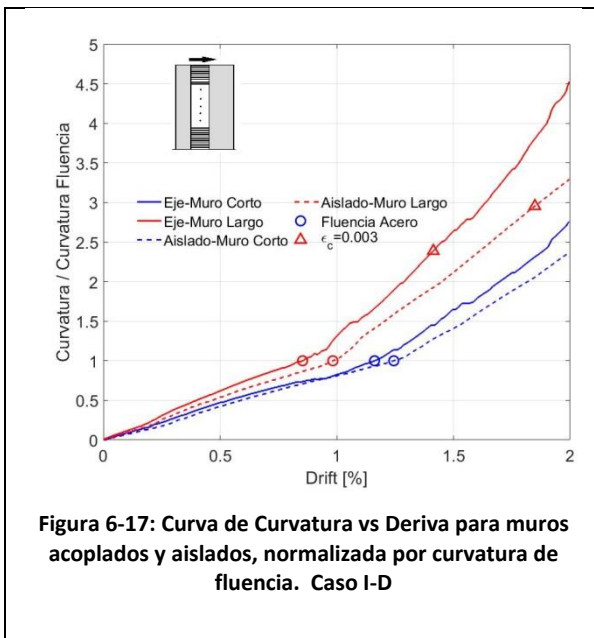


Figura 6-17: Curva de Curvatura vs Deriva para muros acoplados y aislados, normalizada por curvatura de fluencia. Caso I-D

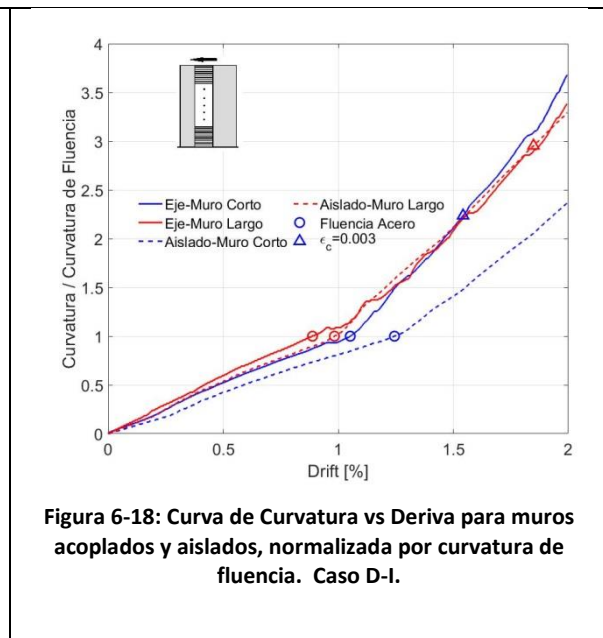


Figura 6-18: Curva de Curvatura vs Deriva para muros acoplados y aislados, normalizada por curvatura de fluencia. Caso D-I.

En la Figura 6-19(a) y (b) se muestra el perfil de deformaciones de la fibra más traccionada de la sección a lo alto de cada muro, para cada caso en estudio en una deriva de 1.8% (esta deriva se utiliza, porque es hasta el cual, el análisis del eje de 16 pisos se considera válido). Para obtener este perfil, se realiza un procedimiento similar a lo hecho para las deformaciones unitarias máximas a tracción para cada muro con el objetivo de obtener las curvaturas. Este perfil muestra la máxima deformación unitaria a tracción de los puntos de cuadraturas (ver Figura 6-14 (a)), para cada altura donde exista una fila de elementos finitos (ver Figura 6-1). Como en cada elemento finito, existen tres puntos de curvatura en altura, el valor que se toma para el perfil, es la media de los tres y se tiene un solo valor por elemento en cada fila de elementos. En estos gráficos se agrega una línea vertical que indica el valor de deformación unitaria a tracción de 0.0021, con el cual se puede tener la referencia para ver a partir de qué punto comienza la fluencia del acero.

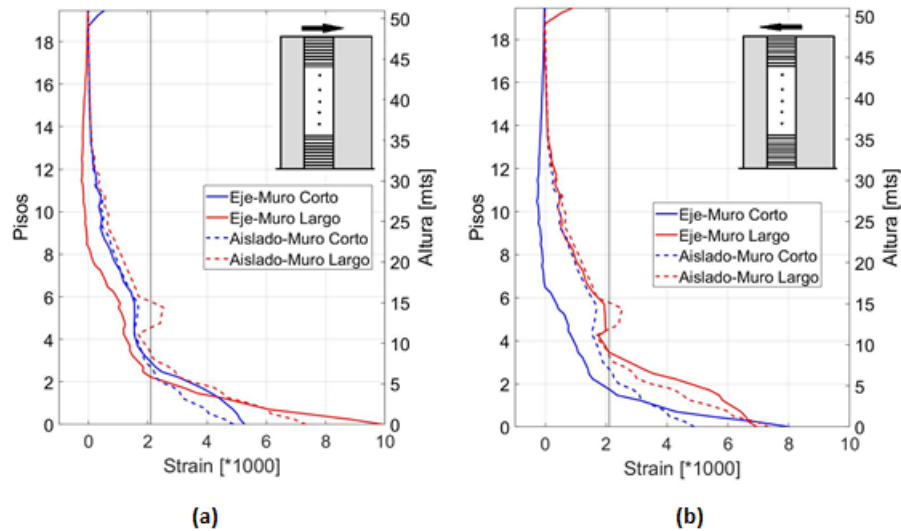


Figura 6-19: Comparación de deformación máxima del acero en muros pertenecientes al eje estructural y aislados, para deriva de 1.8%. Línea en valor 2.1 indica el inicio de fluencia del acero. En el piso 5° esta la división entre zona confinada. (a) Izquierda a Derecha I-D. (b) Derecha a Izquierda D-I.

Un dato relevante que se puede extraer de estos gráficos es que se observa que en el piso 5° existe una singularidad para casi todos los muros, la deformación máxima no sigue la tendencia que tiene en los pisos superiores, esto se debe a que, como los muros presentan confinamiento solo hasta el piso 5°, en este punto se produce una singularidad debido al cambio, lo que hace relevante el hecho de que el confinamiento, por mínimo que sea, se debe extender en la altura y no solo se debe utilizar en las secciones críticas.

Otro punto importante que se ve reflejado en estos gráficos, es el hecho de que en la zona de rótula plástica (a la derecha de la línea que representa el valor de deformación 2.1×1.000), la distribución de deformaciones se mantiene lineal, cumpliéndose la hipótesis en la cual se basan los autores descritos en la sección 2.5, para establecer el largo de rótula plástica de sus fórmulas, como la mitad de la longitud donde ocurre fluencia.

En cada sentido, en la zona donde aún no se produce fluencia (a la izquierda de la línea), se puede observar lo esperable, para el caso de movimiento de izquierda a derecha (I-D), Figura 6-19(a), en el muro largo (en “compresión”), se observa que a lo largo de la altura, la deformación de la fibra más traccionada es menor en relación al muro aislado, lo cual se explica debido a la mayor fuerza de compresión, mientras que en el muro corto, la diferencia entre aislado y acoplado es bastante pequeña. Para el sentido contrario, sucede un desempeño equivalente, con el muro corto (en compresión), presentando diferencias

notorias con respecto al aislado, mientras que el muro largo (con reducción en su fuerza de compresión), tiene un comportamiento similar al aislado.

En la zona de fluencia es donde se observan las mayores diferencias de comportamiento y esto tiene relación con lo explicado anteriormente, la fuerza axial en cada muro, además del mayor o menor momento tomado por la sección, en relación a los muros aislados. Para el sentido I-D, el muro corto, sigue presentando un comportamiento similar al aislado, pero presenta deformaciones levemente superiores y esto puede tener relación con la disminución de la fuerza de compresión, mientras que el muro largo, pasa de tener menores deformaciones a mucho mayores en relación al aislado y con esto, tomando en consideración además la Figura 6-15, se concluye la importancia de la influencia de la fuerza axial en la zona de fluencia en los muros.

Para el sentido contrario, D-I, ocurre el mismo patrón de comportamiento, en el cual el muro corto (con compresión en aumento), pasa de tener deformaciones menores, a mucho mayores en la zona de fluencia, mientras que en el muro largo, las deformaciones aumentan de forma leve, todo esto tiene relación, con lo mostrado en la Figura 6-16

6.3 Longitud de Rótula Plástica

En esta sección, se muestra la longitud de rótula plástica dada por el modelo para cada muro, la cual se calcula a partir de la deformación unitaria máxima a tracción de la sección del muro, obtenida siguiendo el procedimiento explicado para las curvaturas. Para obtener el largo de la rótula, se estudian secciones a diversas alturas del muro. Para establecer que la sección en estudio presenta fluencia, se compara la máxima deformación unitaria a tracción de la sección con el valor de fluencia del acero, 0.0021. Si sobrepasa este valor, se toma como que la rótula plástica llega hasta ese nivel (altura), de esa forma se va iterando nivel por nivel (filas de elementos finitos, según mallado que se puede observar en Figura 6-1), hasta un nivel en el cual la deformación unitaria máxima no supere el valor de fluencia del acero. Este procedimiento tiene la desventaja de que la altura a la que una sección del muro está fluyendo, solo puede tomar valores discretos, siendo analizado en ciertas alturas. Con esta metodología se obtiene la altura que los autores en la sección 2.5, denominan l_p^* , pero para comparar con las ecuaciones dadas en la literatura, en esta sección se presenta la altura $l_p = l_p^*/2$, la cual es ampliamente usada, debido a lo explicado en la sección anterior.

Este procedimiento se realiza para un conjunto de valores de desplazamiento de techo, con el fin de obtener la variación de la altura de rótula plástica según deriva. Como se dijo anteriormente, la altura para cada deriva es un valor único y como el conjunto de valores de deriva estudiado es discreto, entre cada valor obtenido (para cada deriva) se realiza una interpolación lineal con el valor de la altura de la rótula plástica, para tener un resultado más continuo. Además, con el fin de lograr una mayor precisión al obtener la curva del largo de rótula plástica v/s deriva, se toma un delta entre valores de deriva pequeño (0.01%). En la Figura 6-20, se puede observar el procedimiento de manera gráfica.

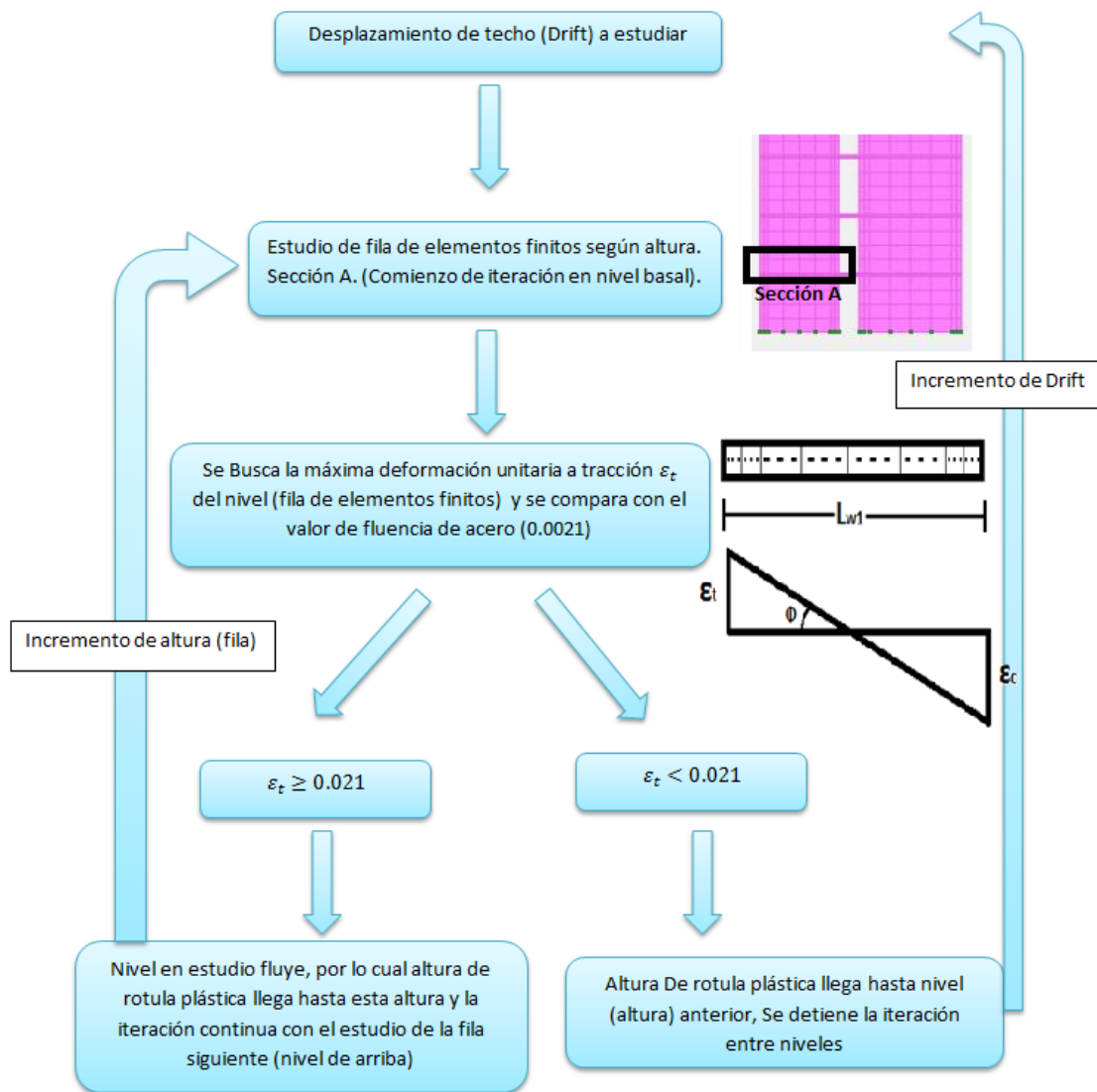
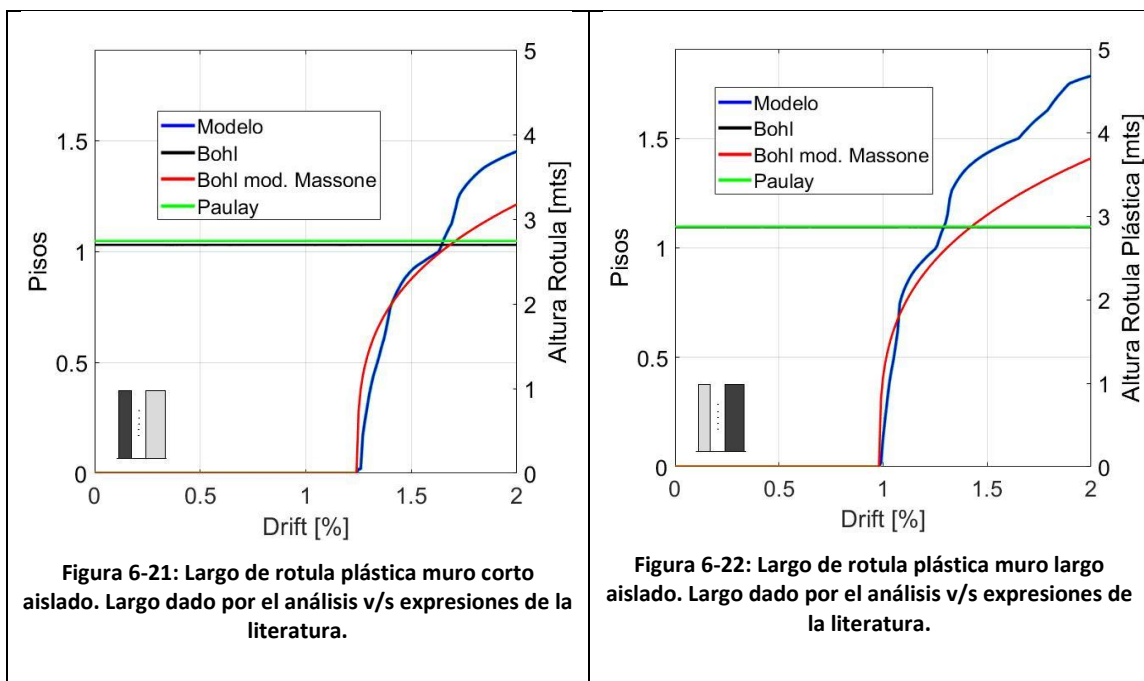


Figura 6-20: Procedimiento para cálculo de rotula plástica l_p^* .

Adicionalmente, los resultados obtenidos se comparan con los modelos propuestos por Paulay and Priestley[60], expresión (2-14), Bohl and Adebar [8], expresión (2-15) y Massone and Alfaro [45],

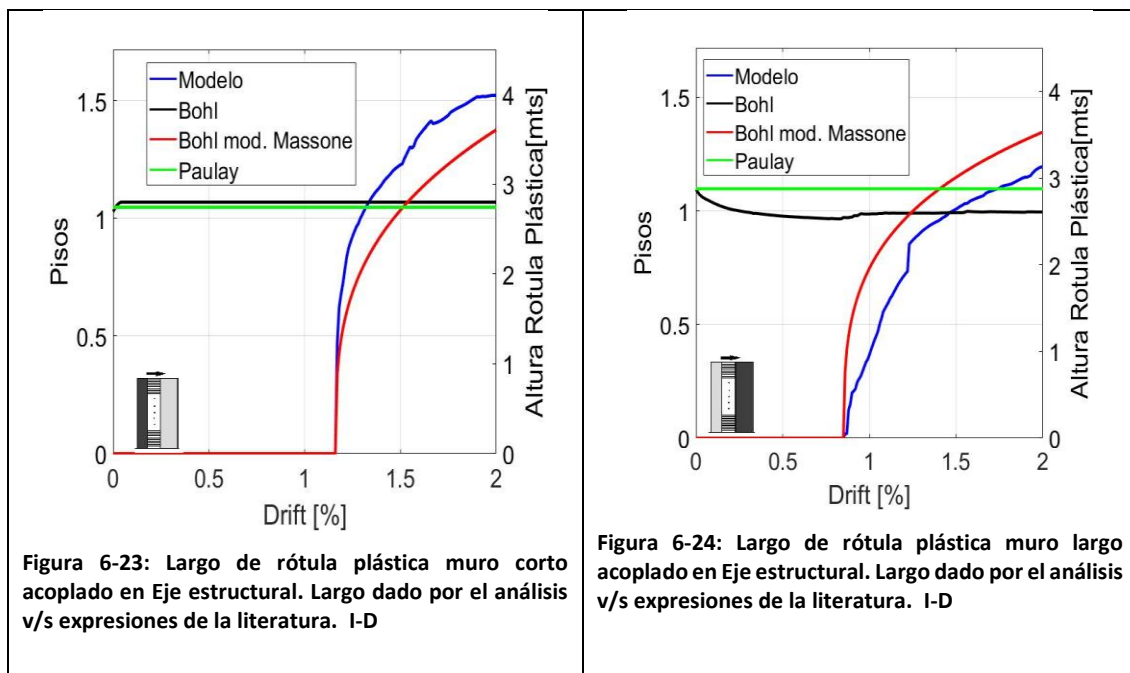
expresión (2-16), expuestos en la sección 2.5. La primera expresión (en verde en los gráficos), al no depender del desplazamiento de techo, ni de la carga axial, se mantiene constante a lo largo del análisis, mientras que la segunda (Bohl and Adebar [8]), en negro en los gráficos, toma en cuenta la variación de la carga axial durante el análisis, pero entre límites establecidos. La modificación hecha a esta expresión por Massone and Alfaro [45], en rojo en los gráficos, toma en cuenta la variación en el desplazamiento de techo, es por este motivo, que en un mismo gráfico, se muestran las tres expresiones juntas, pero solo la tercera, es comparable con el modelo a medida que el desplazamiento de techo aumenta. Cabe destacar, que las ecuaciones de Bohl and Adebar y de Massone and Alfaro están hechas solo para muros conectados y no acoplados como es en este caso. Además en sus estudios conectan muros largo, con muros bastante más cortos, pero en este caso, ambos muros tienen una longitud considerable.

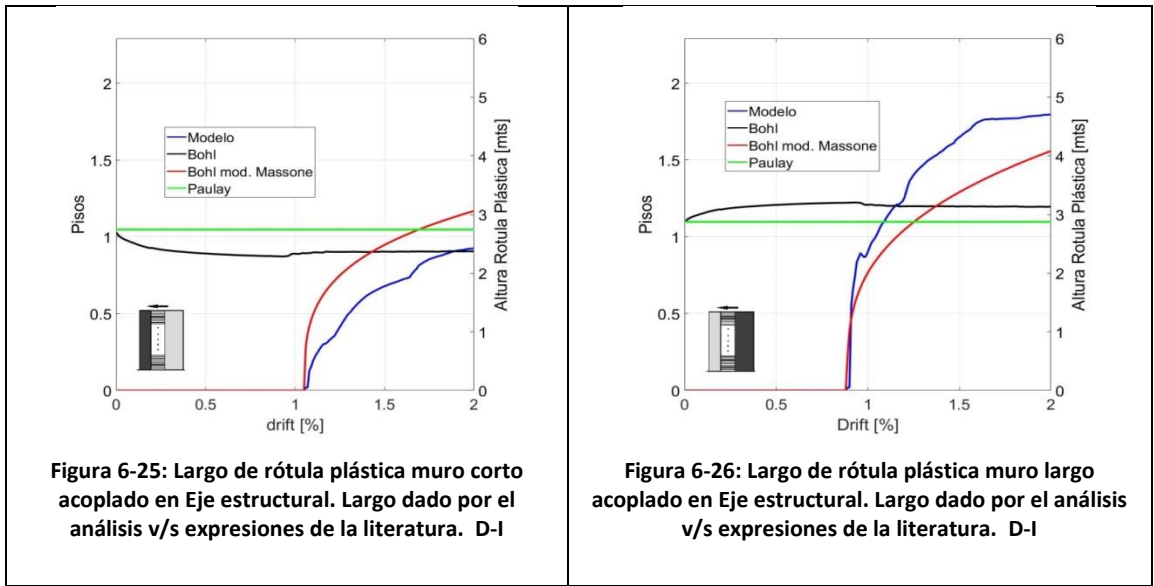
En las Figura 6-21 y Figura 6-22, se puede observar el largo de la rótula plástica para los casos en que los muros están aislados. Es importante destacar que en estos, la fórmula dada por Massone and Alfaro [45], predice de buena manera hasta derivas cercanas a 1.5% en el muro corto y 1.3, en el muro largo. Esto confirma esta fórmula como válida para muros aislados, ya que su objetivo es ser utilizada en muros típicos de la práctica constructiva chilena, los cuales, debido a su elevada rigidez, no se espera que incurran en desplazamientos de techo mayor al 1%. Para derivas mayores subestima el largo de rótula (pero menos de un metro).



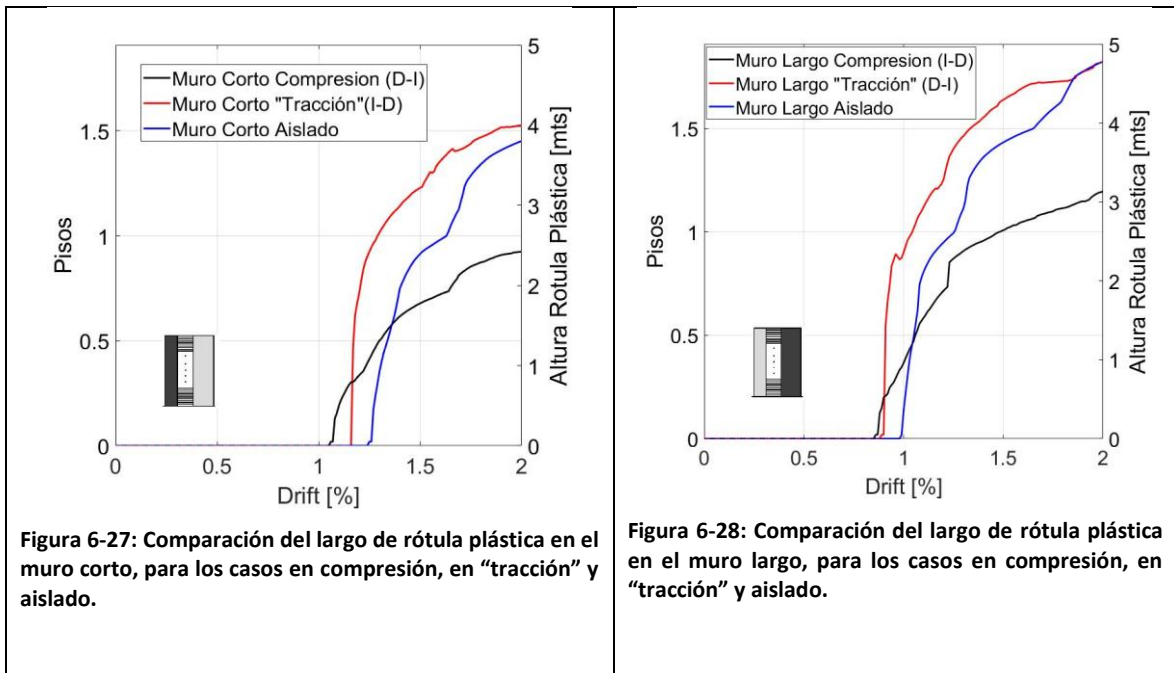
Para los casos de muros acoplados, ocurre la misma situación en ambos sentidos de análisis. Las Figura 6-23 y Figura 6-24, muestran el muro corto y el largo, respectivamente, con el desplazamiento en sentido de izquierda a derecha (I-D). Mientras que las Figura 6-25 y Figura 6-26, muestran los mismos muros, pero con el desplazamiento en sentido contrario. En ambos casos, la fórmula de Massone and Alfaro [45], sobrestima el largo en el muro que aumenta su fuerza de compresión debido al acoplamiento, mientras que subestima el largo cuando el muro reduce su fuerza de compresión, en relación a la fuerza de compresión estática con la que comenzó el análisis. Esto puede deberse a la forma en que se realizó el estudio para la modificación, debido a que se calibro para muros aislados, a los cuales se les fue variando la fuerza axial estática, por esto arroja buenos resultados para los muros aislados, pero no tan precisos para muros acoplados, además solo se comprobó para muros conectados. De todas formas, las diferencias no son tan significativas, en el peor de los casos, de 70 [cm], por lo cual, se establece que es una ecuación que logra reproducir el comportamiento de la rótula plástica según el desplazamiento de techo.

Se puede observar que las dos primeras expresiones, solo sirven como una estimación poco aproximada para el largo de la rótula plástica, sobre todo la primera expresión (Paulay), la cual no está calibrada para muros conectados y acoplados. Para una deriva de 2%, la expresión de Bohl and Adebar [8] (nivel de deriva a la cual calibraron la expresión), solo predice de buena manera un caso y los demás da un largo menor, esto puede deberse al hecho que se calibro también con muros conectados y la distribución de tensiones en los muros, al estar acoplado, es diferente.





Cabe destacar, como se puede observar en las Figura 6-27 y Figura 6-28, que en los muros en los cuales se aumenta la compresión, el largo de rótula plástica disminuye con respecto al largo en el muro aislado, mientras que cuando se baja la compresión, el largo aumenta, pero de manera más gradual, lo cual difiere un poco de lo esperado que sucediese tomando en consideración las Figura 6-15 y Figura 6-16, por lo cual la compresión influye de forma más significativa a la tracción en el largo de la rótula plástica.



6.4 Comparación entre diferentes niveles de estudio

A continuación se expondrá a manera de resumen, los resultados más importantes dados por el análisis de los tres ejes estructurales, en diversas áreas: Grado de acoplamiento, desarrollo de rótula plástica y corte basal.

En la Figura 6-29, se puede observar el grado de acoplamiento a medida que el desplazamiento de techo aumenta, para los distintos niveles, en el grafico superior se muestra el caso de izquierda a derecha (I-D), en el cual, se aprecia que los tres ejes se desempeñan de forma similar, con el decaimiento rápido debido al agrietamiento de las losas y el segundo decaimiento debido a la redistribución de los momentos entre los muros, debido a la fluencia del muro en “compresión” y la fluencia de todas las losas. Lo mismo sucede en el sentido contrario, por lo cual la explicación dada anteriormente para el eje de 20 pisos es válida para las otras dos alturas. La diferencia de nivel de acoplamiento (el valor en sí), depende de varios factores, por ejemplo la rigidez de los muros y la capacidad de la sección a flexión y como se muestra en la Tabla 6-2, estas propiedades varían entre muros, por lo cual no se esperan valores similares, si no que el grado de acoplamiento se comporte de manera similar a lo largo del desplazamiento de techo, lo cual sucede en ambos sentidos. Se observa un acoplamiento mucho mayor para el eje de 25 pisos. Esto se da debido, como se explicó anteriormente, al gran aumento de las propiedades, respecto a los otros ejes.

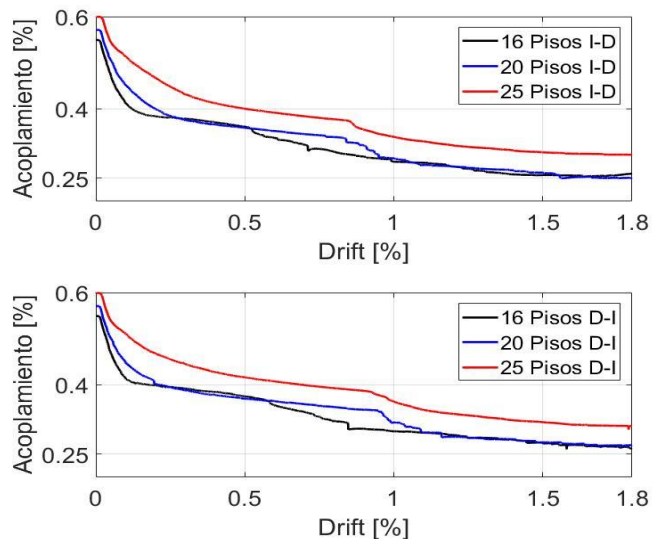


Figura 6-29: Comparación del grado de acoplamiento v/s deriva para los ejes estructurales de distintas alturas. En la imagen superior se muestra el caso de izquierda a derecha (I-D), mientras que en el inferior, en sentido contrario (D-I).

En las Figura 6-30 y Figura 6-31, se puede observar la deriva a la cual el refuerzo de acero comienza a fluir para el muro corto y el largo, respectivamente, para cada nivel de estudio. Como se estableció anteriormente, para el caso I-D, el muro corto disminuye su fuerza de compresión, mientras que el largo la aumenta y en el caso D-I ocurre lo contrario. De los gráficos, se puede interpretar que en ambos muros ocurre el mismo desempeño. Cada muro, al aumentar su compresión, baja su deriva de fluencia, para todos los casos, con respecto al muro que disminuye su compresión y al aislado. Esto se da, extrapolando los resultados del eje de 20 pisos, debido a que el muro en compresión es el que toma mayor fuerza en el eje estructural, por lo cual su fluencia ocurre antes. Por otro lado, los muros acoplados, pero en tracción, también fluyen antes que los muros aislados, esto se da debido al efecto del acoplamiento, al verse más traccionado, aumentan las deformaciones en el acero.

Este resultado tiene relevancia, debido a que muestra que para todos los casos estudiados, el acero de refuerzo en los muros aislados se desempeña de manera diferente que al estar acoplados, por lo cual estudiar los muros de manera aislada, no es suficiente para representar la realidad.

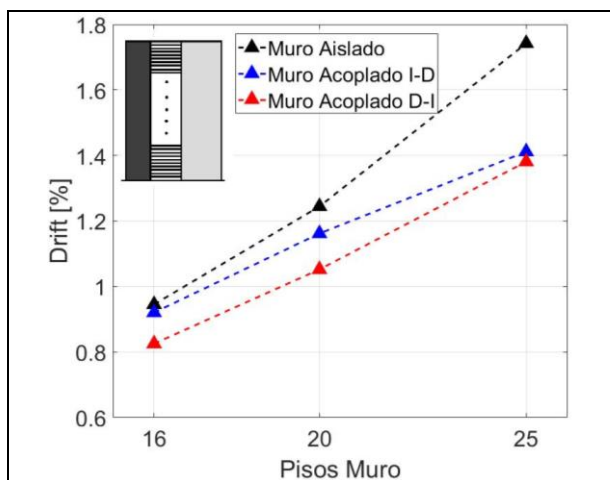


Figura 6-30: Deriva en la cual comienza la fluencia del acero en el muro corto para cada eje estructural. En el caso I-D, muro está "Traccionado", mientras que en caso D-I, aumenta su compresión.

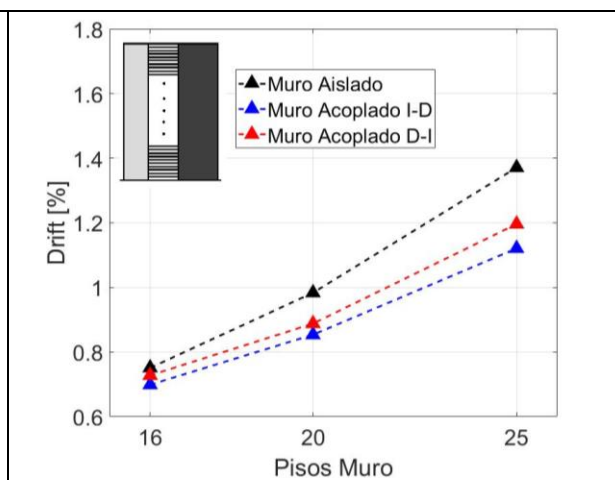
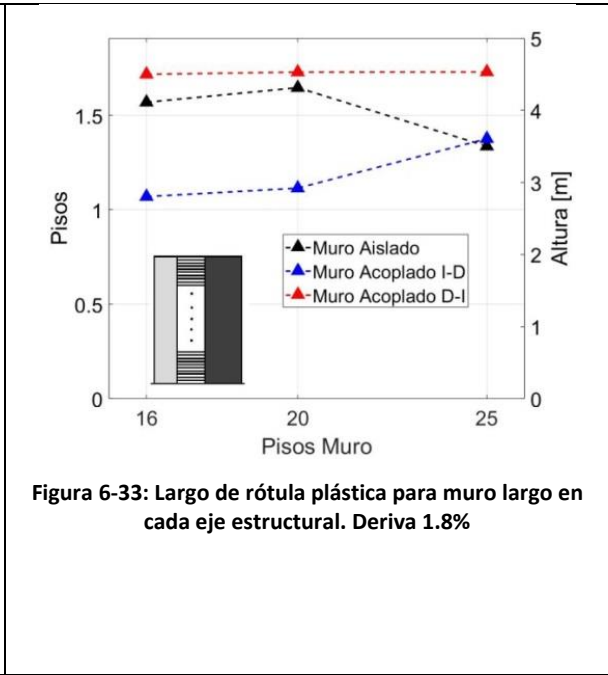
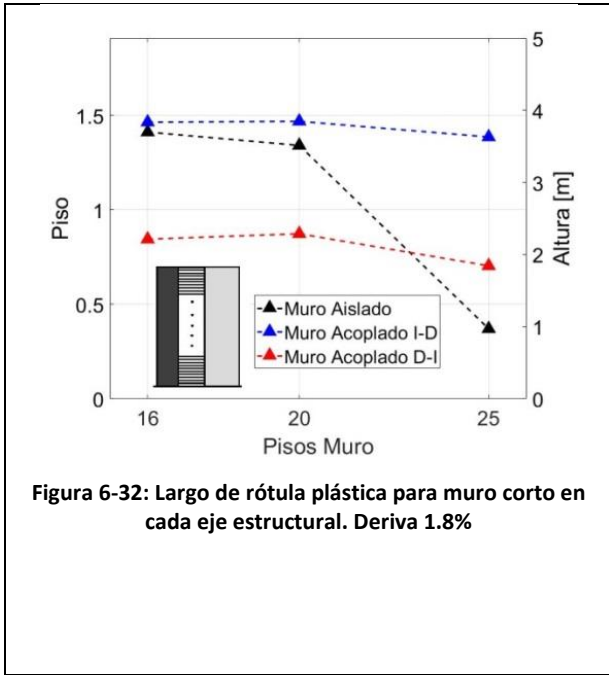
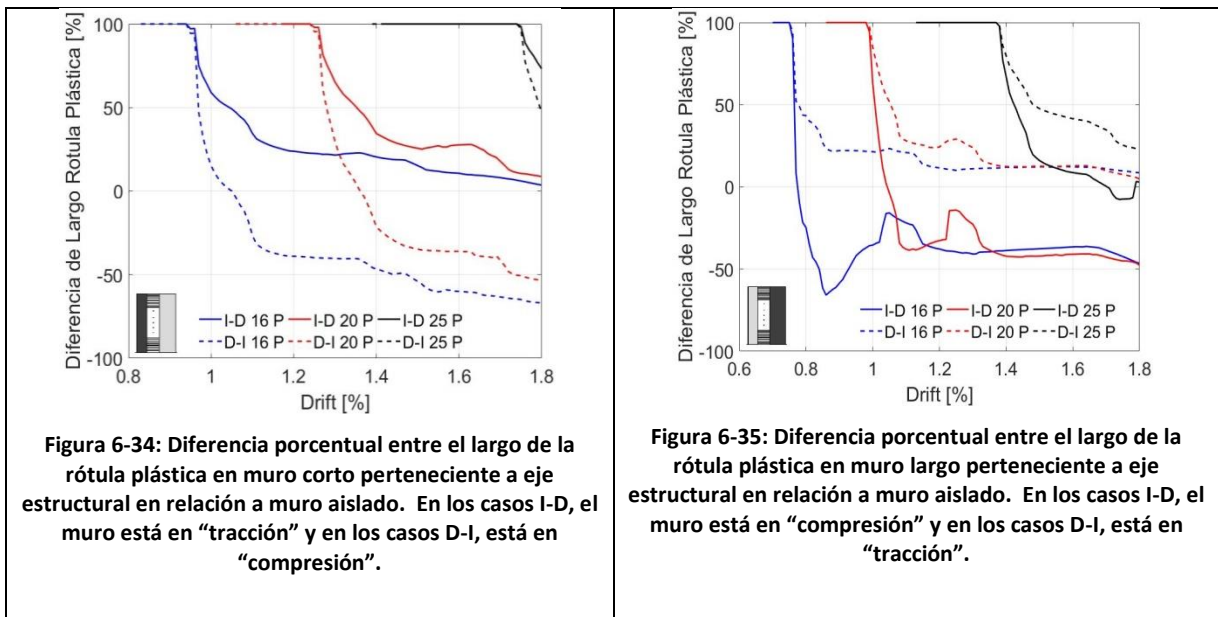


Figura 6-31: Deriva en la cual comienza la fluencia del acero en el muro largo para cada eje estructural. En el caso I-D, muro está en compresión, mientras que en caso D-I, aumenta esta disminuye.

En las Figura 6-32 y Figura 6-33, se puede apreciar el largo de rótula plástica para cada nivel de estudio, en el muro corto y en el muro largo, respectivamente, para un nivel de deriva de 1.8%, este nivel de deriva se elige, como se mencionó anteriormente, debido a que el análisis para el nivel de 16 pisos, se considera válido hasta esa deriva total. En los dos primeros niveles de estudio (16 y 20 pisos), se mantiene una tendencia, en la cual la rótula plástica formada en los muros "traccionados" es levemente superior a la que se genera en los aislados, mientras que en los muros en "compresión", esta se reduce casi en un

50% en relación al muro aislado. Estos resultados se analizan en conjunto con las Figura 6-34 y Figura 6-35, en las cuales se muestra la variación porcentual del largo de rótula plástica, con relación al muro aislado, a medida que el desplazamiento de techo aumenta, en los cuales se aprecia que lo ocurrido para una deriva de 1.8%, es una tendencia en ambos niveles de estudio (16 y 20 pisos), en los cuales los muros en tracción, presentan una pequeña variación con respecto a la rótula que se da en muros aislados (levemente más grande), mientras que en los muros a compresión, la rótula plástica disminuye hasta un valor cercano al 50%. Para el eje de 25 pisos, lo mostrado en los cuatro gráficos no se concluye como representativo, debido a que como se observa en las Figura 6-34 y Figura 6-35, el desarrollo de la rótula plástica, recién se inicia para ese nivel de deriva, por lo cual los resultados mostrados en las Figura 6-32 y Figura 6-33, no se pueden tomar como una tendencia, pero es de esperar que en ese nivel, se repita el patrón establecido anteriormente, ya que como se puede ver, el desarrollo de la rótula del muro de 25 pisos largo ocurre antes y se mantiene la tendencia, ver Figura 6-35.





A modo de resumen, en las Figura 6-36 y Figura 6-37, se muestra una comparación del largo de rótula plástica, versus las ecuaciones dadas por la literatura, explicadas anteriormente. Se muestran dos casos diferentes de comparación, en la primera figura, según si el muro está a compresión, tracción o aislado y en la segunda figura, se muestran los resultados según deriva. Para la ecuación de Paulay[60], se aprecia que en ningún caso representa de manera real la rótula plástica generada en los muros, independiente del caso para cada muro o de la deriva, no muestran una tendencia. Este resultado es interesante, debido a que tampoco representa de gran forma muros aislados, para los cuales la ecuación fue realizada. Esto confirma el hecho que el largo de la rótula plástica depende de varios factores, no considerados por la ecuación.

Para la ecuación dada por Bohl y Adebar[8], se aprecia que para muros en tracción, subestima el largo de la rótula plástica, mientras que para muros en compresión lo sobre estima. A su vez, se nota se observa que para derivas cercanas a 1.4%, es donde mejor estima el largo, mientras que para derivas mayores, lo sobre estima. Si bien esta ecuación está calibrada para derivas de un 2%, solo se analizaron casos de muros conectados, no acoplados como en el presente estudio.

La ecuación dada por Massone and Alfaro[45], muestra una mejor predicción del largo de rótula plástica, sobre todo para muros aislados. Para muros en compresión en general sobre estima este parámetro, y para muro en tracción lo subestima, al igual que la fórmula dada por Bohl and Adebar[8]. Es importante nuevamente destacar que esta ecuación está calibrada para muros aislados y conectados solamente, no para muros acoplados, por lo cual el hecho de que represente de buena manera a los muros

aislados, confirma esta expresión como válida. En relación a la deriva total, muestra la misma tendencia, de la ecuación que mejor aproxima los resultados.

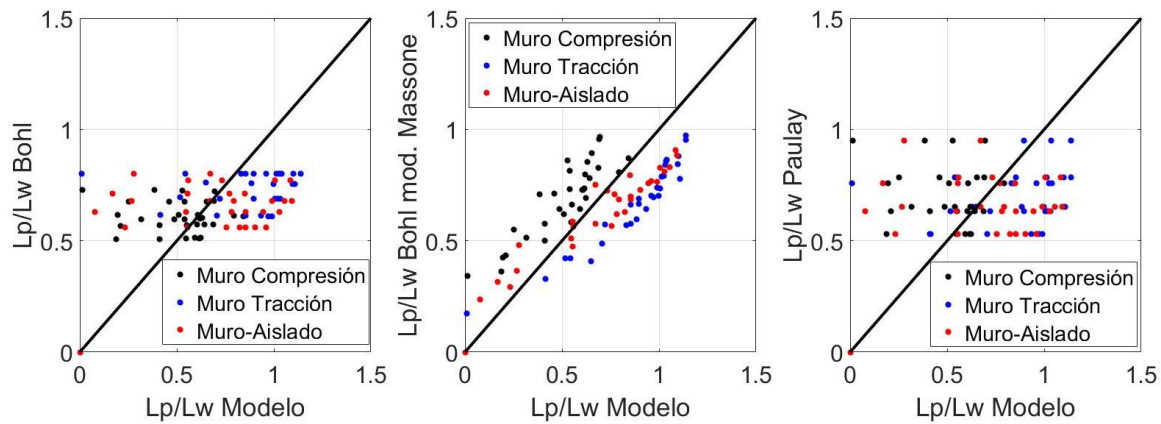


Figura 6-36: Comparación Largo rótula plástica modelo v/s ecuaciones literatura para todos los casos. Lp/Lw representa la relación entre el largo de la rótula y el largo del muro respectivo. Casos Muro en Compresión, Tracción y Aislado.

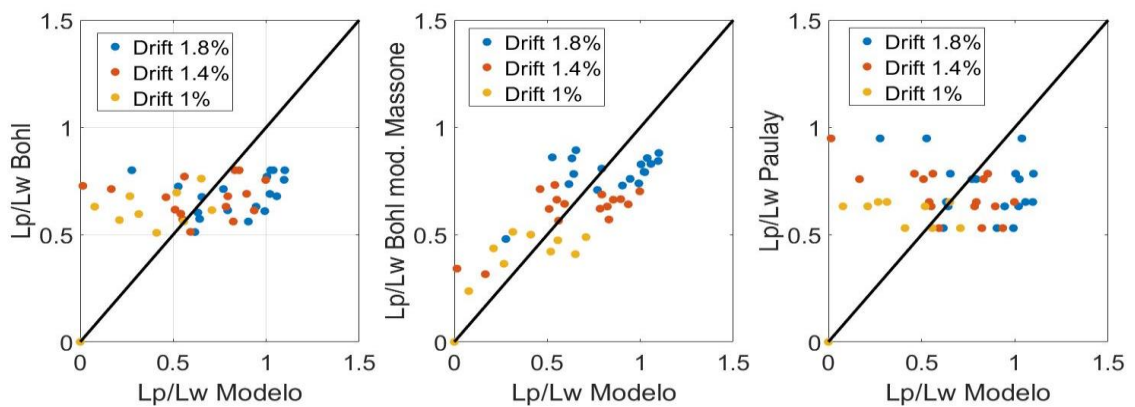
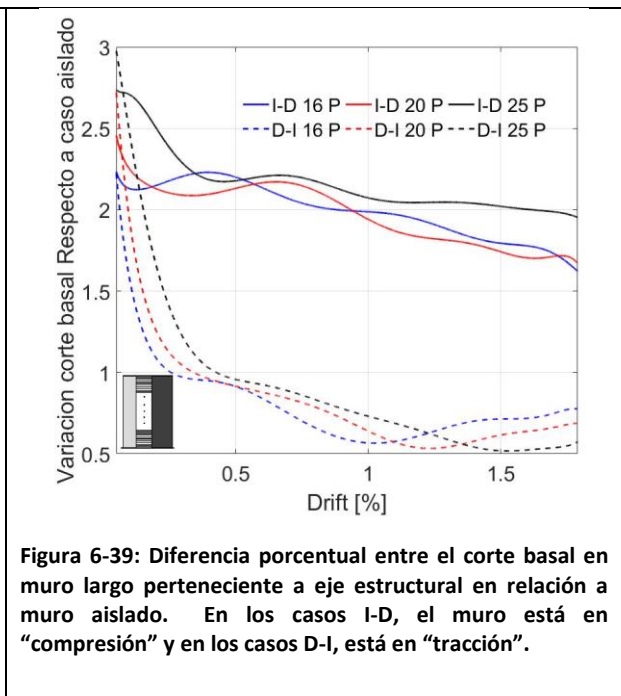
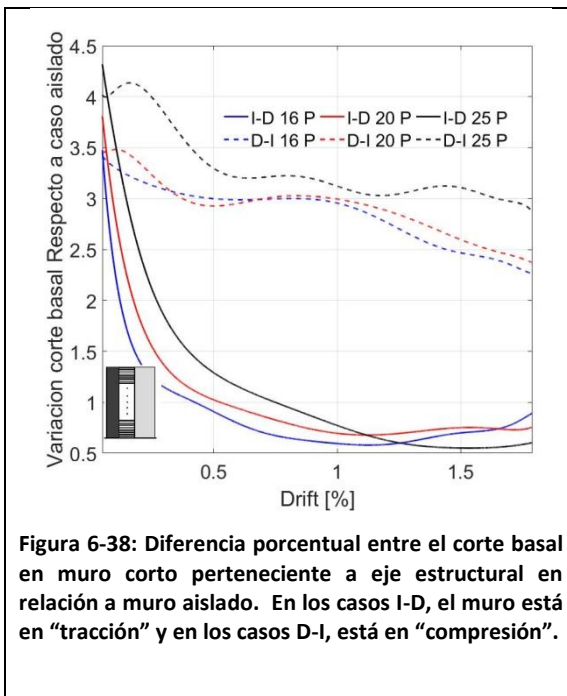


Figura 6-37: Comparación Largo rótula plástica modelo v/s ecuaciones literatura para todos los casos. Lp/Lw representa la relación entre el largo de la rótula y el largo del muro respectivo. Casos según deriva total.

Finalmente, En las Figura 6-38 y Figura 6-39, se aprecia la variación porcentual del corte basal que soporta cada muro para cada caso (compresión y tracción), respecto al corte basal cuando se analizan de manera aislada. En ambas figuras se aprecia el mismo desempeño, con el muro a compresión (ya sea el muro largo o el corto), soportando un corte 2 a 3 veces mayor que el caso aislado, mientras que el muro a tracción resiste un corte basal menor. Es importante además destacar, el efecto de “tirón” que se produce en el muro corto al finalizar los análisis, cuando los muros en compresión comienzan a reducir su resistencia, los muros a tracción comienza a resistir mayor carga.



6.5 Comparación de resultados de muro de 20 pisos con casos con diferentes parámetros

6.5.1 Variaciones en losa de acople.

El primer parámetro de estudio a investigar es la losa de acople, para lo cual se generaron, como se menciona anteriormente, varios casos de estudios diferentes. En la Figura 6-40, se muestra la variación en el grado de acoplamiento a medida que aumenta el desplazamiento de techo. Se indica el caso normal estudiado previamente, un segundo lugar, el caso en que se agrega mayor refuerzo a la losa de acople (la cuantía longitudinal pasa de 1.3% a 1.8%), para el tercer caso, se dobla el ancho equivalente de la losa a doce espesores, pero se mantiene la cuantía del caso estudio y finalmente en el cuarto caso, también se dobla el ancho equivalente, pero se mantiene el refuerzo del estudio original, por lo cual la cuantía disminuye a la mitad. En este caso el análisis solo llega hasta una deriva de 1.75%.

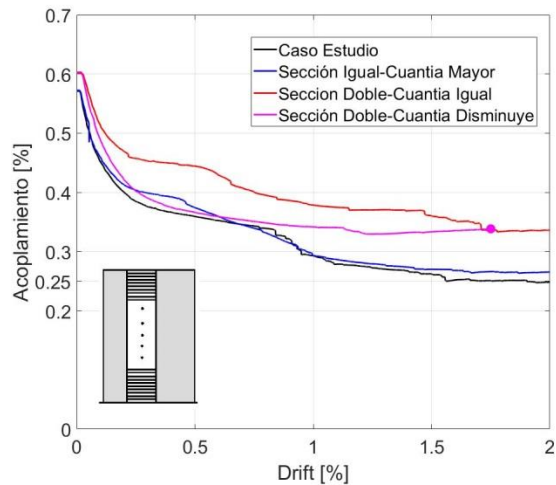


Figura 6-40 : Comparación entre ejes con variaciones en la losa de acople. Para la sección doble, cuantía igual se refiere a la misma cuantía que en el eje caso estudio, mientras que cuando disminuye, es que se divide por dos. El punto representa hasta donde es válido el análisis correspondiente

Se puede apreciar en la figura, que el cambio de armadura no produce una variación significativa en el grado de acoplamiento final, en relación al caso estudio, pero si en la primera parte del análisis. Ambos, al tener la misma sección parten con el mismo acoplamiento, pero el descenso al ir agrietándose y fluyendo las losas es más gradual en el caso de cuantía mayor, lo cual es esperable, y una vez que estas fluyen y los muros también, el eje se comporta de manera similar.

Para los casos en que se dobla la sección equivalente a doce espesores (casos tercero y cuarto), se observa un aumento del acoplamiento inicial, lo cual se explica debido a que la sección aumenta su rigidez en relación a la de los muros. Pero luego se aprecia claramente la diferencia que produce el cambio de armadura entre ambas. En el tercer caso, donde la cuantía se mantiene constante, por lo cual hay más refuerzo, el descenso por el agrietamiento y la fluencia de las losas es menor y el grado de acoplamiento se mantiene en un valor bastante alto, en relación al caso base, en cambio, para el cuarto caso, donde la cuantía disminuye, ya que el refuerzo se mantiene, el agrietamiento y la fluencia de las losas hace que el acoplamiento baje hasta un valor similar al caso estudio. A partir de ese punto (cerca de una deriva de 0.75%) ocurre la redistribución de los esfuerzos entre los muros, como se explicó previamente y aquí se observa que el grado de acoplamiento con cuantía menor termina equiparando en un punto al acoplamiento del caso con cuantía igual. Esto puede atribuirse al hecho de que en la redistribución de los muros, la sección agrietada de hormigón en las losas tiene injerencia en el grado de acoplamiento, ya que al tener mayor sección que el caso base, el corte que puede traspasar sigue siendo mayor en relación al caso base.

6.5.2 Eje estructural con muros del mismo largo

Otro aspecto interesante a estudiar, es variar la relación entre los largos de muros acoplados. En la presente sección se realiza el estudio de muros acoplados con el mismo largo, comparando sus comportamientos con los resultados dados en los análisis de los casos bases, con los muros aislados y los acoplados de distinto largo. Para este análisis se trabaja con el muro de mayor longitud, de 4.55 [mts] y se analiza su comportamiento tanto cuando se reduce su fuerza axial (en “tracción”), como cuando se aumenta su compresión.

Se observa un comportamiento similar en los tres casos, por lo cual lo descrito anteriormente sobre los dos marcados decaimientos sigue ocurriendo en el caso de muros de mismo largo y se llega a un acoplamiento similar cuando el refuerzo de todas las losas esta en fluencia y los muros también fluyen. Sin embargo, como se puede observar con las Figura 6-42 y Figura 6-43, el decaimiento ocurrido en una deriva cercana a 0.75% ocurre cuando la mayoría de las losas ya traspasan un corte constante, pero el muro a compresión aun no fluye. Esto se debe a que al tener ambos muros una rigidez igual y mayor (actuando como eje) en relación al eje con muros distintos, los esfuerzos sobre la losa aumentan, por lo cual las losas se ven más esforzadas a derivas menores. De igual forma poco después de la caída en el grado de acoplamiento, el muro a compresión fluye y ocurre el mismo desempeño explicado en los casos anteriores.

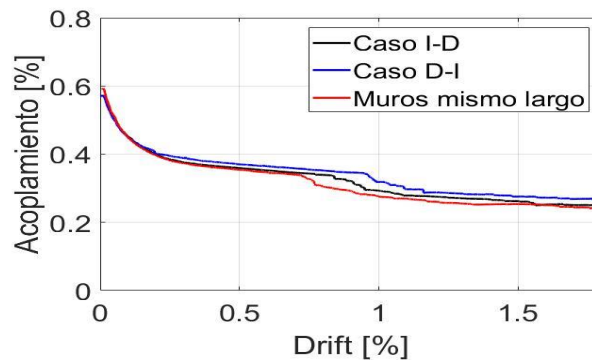
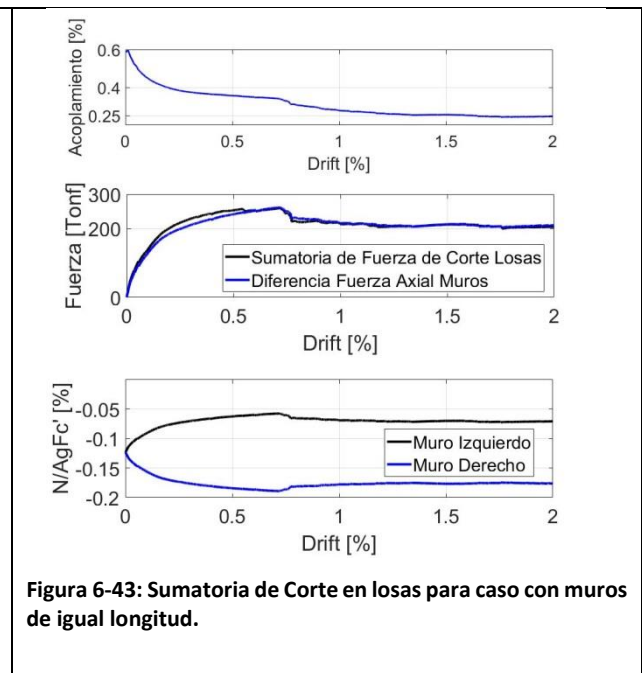
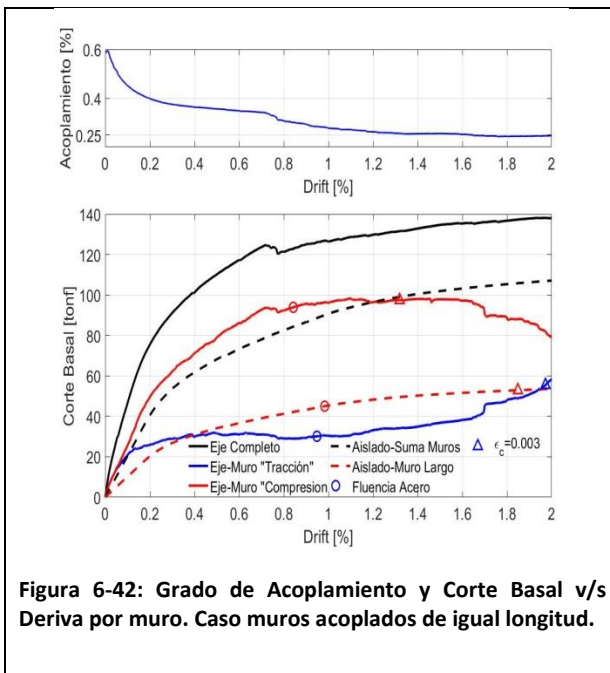


Figura 6-41: Grado de acoplamiento v/s deriva. Casos Izquierda-derecha (I-D), Derecha-Izquierda (D-I) y el caso con ambos muros del mismo largo.



En la Figura 6-42, se puede observar que el muro largo a tracción en el eje con muros de largo similar, aporta de manera similar al corte basal del eje en relación al estar acoplado a un muro de menor longitud, mientras que en compresión, toma mayor corte basal, cerca de 100 tonf, en comparación con la cerca de 90 tonf, ver Figura 6-2.

Se adicionó para el análisis del muro largo, el caso en el cual ambos muros (del caso base, muros de diferente largo) están solo conectados, mediante una losa con cuantía longitudinal de 0.003, con la idea de tener un punto medio entre el caso aislado y el acoplado. En la Figura 6-44(a), en la cual se aprecia el caso de muros en tracción, se puede observar que el parámetro que relaciona el momento máximo con el momento de fluencia es mucho mayor en el caso de muros con la misma longitud, por lo cual es esperable que presente una longitud de rótula plástica mayor, según lo descrito anteriormente, cosa que no sucede como se puede observar en (b), ya que la rótula plástica para los cuatro casos tiene un valor similar al llegar a una deriva de 2%, los dos casos acoplados, más el caso conectado, en tracción tienen un desarrollo de rótula equivalente a medida que aumenta el desplazamiento de techo, a pesar de la diferencia de estar acoplado a un muro de longitud diferente o con diferente acople. Como se estableció anteriormente (ver Figura 6-32 y Figura 6-33), el muro a tracción nunca presentó grandes diferencias en el largo de la rótula plástica, con respecto al muro aislado, a diferencia del muro a compresión, por lo cual este resultado era esperable. Es destacable si el hecho de que la rótula plástica en el caso conectado comience a desarrollarse en forma similar al caso aislado, pero continúe desarrollándose a derivas mayores, como el caso acoplado. La diferencia es pequeña, pero se nota un desempeño entre ambos casos extremos.

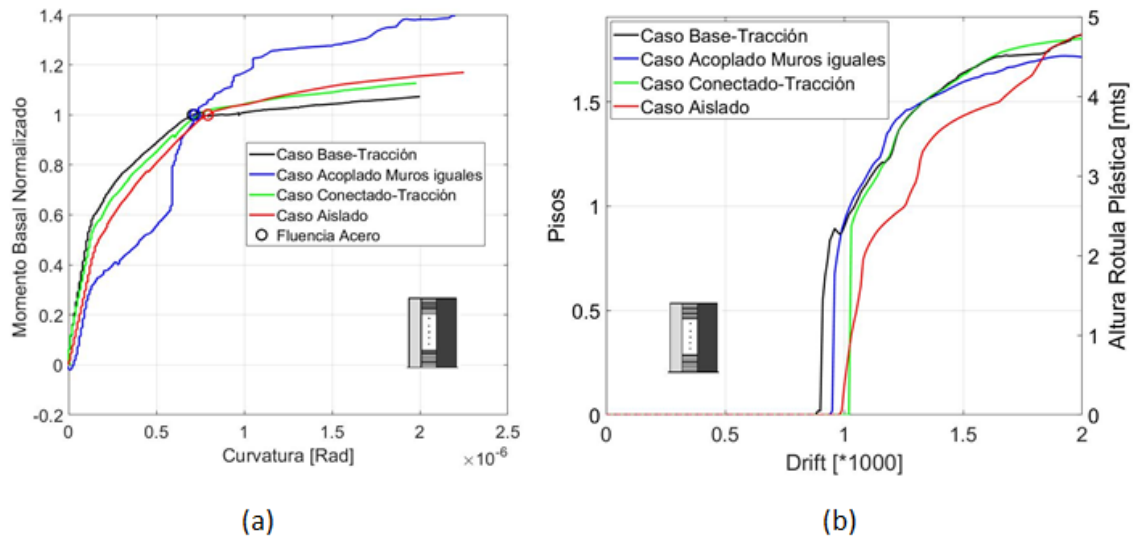


Figura 6-44 : Resultados Muro Largo a Tracción, para los siguientes casos: (1) Caso Base (Acoplado muros distinto largo), (2) Caso muros de igual largo acoplados, (3) Caso Base pero con muros solo conectados, (4) Caso Aislado. En (a) se muestra el momento basal normalizado en relación a la curvatura, mientras que en (b) la longitud de la rótula plástica v/s deriva. Caso D-I, es cuando está en tracción.

Para el caso de los muros en compresión, en la Figura 6-45(a), se puede apreciar el momento normalizado con respecto al momento de fluencia. En este gráfico se muestran los casos indicados para el muro largo en compresión, más el caso para el muro aislado. Se observa que el parámetro de momento máximo dividido el momento de fluencia es más bien menor para los muros acoplados, esto se debe a la mayor fuerza de compresión y debiese indicar una longitud de rótula plástica menor, lo cual se ve reflejado en la (b), donde ambos muros acoplados presentan una rótula plástica de menor longitud, lo cual era esperable según los resultados conseguidos anteriormente. El caso conectado presenta un comportamiento más parecido al caso aislado que al acoplado, pero la rótula plástica no se desarrolla de manera equivalente al aislado. Esto era esperable, ya que es un caso intermedio y con esto se observa la importancia de la losa de acople en el comportamiento de cada muro, con el caso conectado siendo un caso intermedio. A medida que se aumente la cuantía en la losa de acople, el comportamiento se ira pareciendo más al caso acoplado, en este caso, independiente de la relación entre el largo de ambos muros.

Es importante destacar este último punto, porque para el muro en tracción y en compresión, el comportamiento de la rótula plástica es casi igual en ambos casos de muros acoplados, independiente de si esta acoplado a un muro de igual o menor tamaño. Para poder concluir sobre este resultado se hace necesario un estudio sobre la influencia de la relación de longitudes entre muros y el largo de la rótula plástica, debido a que la diferencia entre el largo de ambos muros en el presente estudio no es tan

significativa en este caso, por lo cual, no se puede hablar de un muro pequeño acoplado a uno grande. Ese estudio escapa del alcance de esta investigación.

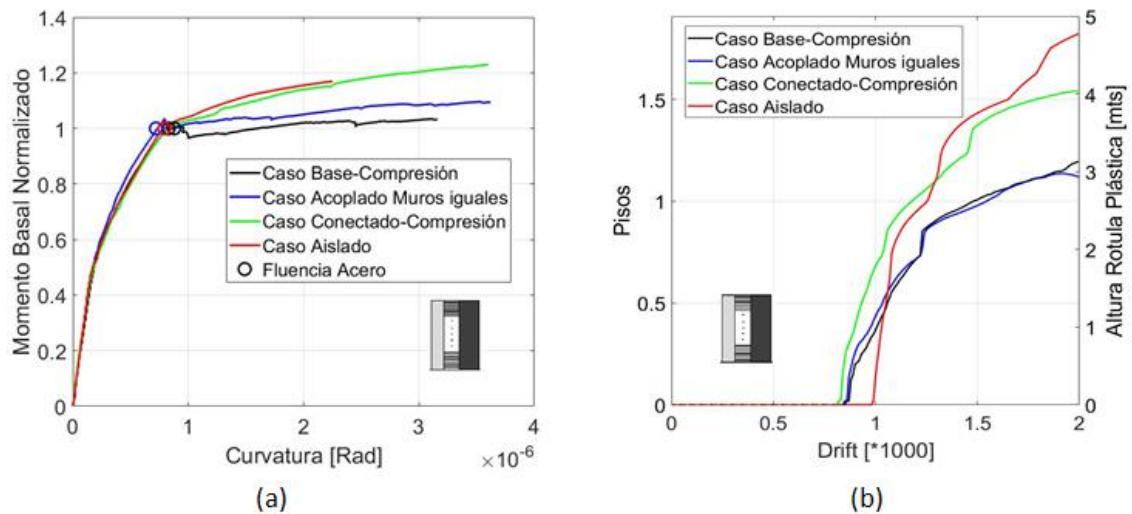


Figura 6-45: Resultados Muro largo a compresión, para los siguientes casos: (1) Caso Base (Acoplado muros distinto largo), (2) Caso muros de igual largo acoplados, (3) Caso Base pero con muros solo conectados, (4) Caso Aislado. En (a) se muestra el momento basal normalizado en relación a la curvatura, mientras que en (b) la longitud de la rótula plástica v/s deriva.

6.5.3 Análisis con patrones de carga diferentes

Como se detalló en el capítulo anterior, el uso de un patrón triangular invertido de carga no es realmente representativo de la carga a la cual se ve sometido un edificio que tiene sobre 15 pisos, debido al efecto de modos superiores. Para esta sección se realiza un análisis Pushover utilizando el perfil de corte obtenido para un edificio de 15 pisos y se realiza su comparación con los resultados del caso base, perfil de corte de 20 pisos, lo que se muestran en la Figura 6-46, en la cual se puede apreciar que no ocurren grandes diferencias significativas en el comportamiento del eje estructural al utilizar un perfil de 15 pisos (el cual es similar al triangular invertido). El muro corto casi no sufre modificaciones en su comportamiento mientras que el muro largo, resiste un poco menos de corte basal, lo cual hace que el eje completo resista un poco menos. También cabe destacar, que el patrón de carga influye en el punto de fluencia del acero y cuando el hormigón alcanza la resistencia máxima a compresión, en el muro largo, por lo cual, de estos resultados se puede inferir que utilizar distintos patrones de carga, puede tener una importancia mayor en ensayos cíclicos, debido a que en este se va tomando en cuenta la degradación cíclica. El porcentaje de acoplamiento casi no se ve alterado y sigue el mismo el comportamiento explicado anteriormente.

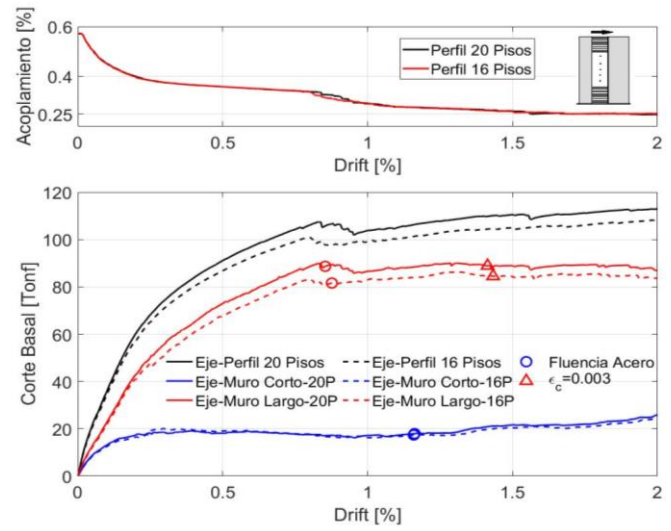


Figura 6-46: Comparación de respuesta Perfil de 20 pisos vs Perfil de 16 Pisos

6.5.4 Muro Largo con mayor carga axial

En las Figura 6-47 y Figura 6-48, se pueden apreciar los resultados de analizar el muro largo aislado de 20 pisos, incorporándole como fuerza axial estática, la compresión a la que es sometido el muro largo cuando forma parte del eje estructural y llega a una deriva de 1%, debido a que este es un desplazamiento de techo esperable (aunque alto) en edificios chilenos debido a su rigidez. La diferencia en compresión pasa de una fuerza axial estática de $0.125 Agf'_c$ a $0.1785 Agf'_c$. Además se analiza un segundo caso, en el cual se trabaja con la misma carga axial mostrada explicada anteriormente, pero además se le incorpora como patrón de carga lateral, el corte por piso que resiste el muro largo a una deriva de un 1%, para incorporar el efecto de las losas de acople.

En los gráficos se compara el resultado de estos análisis, con el dado por el muro largo aislado en el caso normal y el resultado del muro largo acoplado en compresión. Se puede observar que las diferencias del muro que presenta solo mayor compresión, con el muro aislado base son ínfimas, presentando el mismo comportamiento post-fluencia y largo de rótula plástica, por lo cual se establece que enfocándose solo en la fuerza axial, no se puede representar el desempeño de un muro que está presente en un eje estructural acoplado. Además se observa que al agregar el patrón de carga nuevo, el desempeño cambia, pareciéndose un poco más al caso acoplado, sobre todo para el largo de la rótula plástica, pero aun así no se logra representar de manera exacta el comportamiento del muro aislado. Por lo cual se establece que para poder representar el efecto del acople, es importante incorporar la compresión, pero igual al depender además de la interacción con las vigas o losas de acople y el resto de los muros, se hace necesario un análisis en el cual el patrón de carga se vaya actualizando en cada

momento que se incremente la deriva total. Se puede ver además que el gráfico de la rótula plástica, Figura 6-48, se condice con lo mostrado en el gráfico momento curvatura, Figura 6-47, en el cual el muro que tiene la relación más pequeña entre momento máximo y momento de fluencia, tiene el largo de rótula menor, lo cual se demostró en la sección anterior. Se puede concluir, para los muros aislados, que con un aumento leve de la compresión (de $0.05 Agf'_c$), el largo de rótula plástica no presenta gran variación, bajando levemente, comparado con el muro base. La mayor influencia la tiene en que el refuerzo fluye antes, pareciéndose al muro acoplado en compresión.

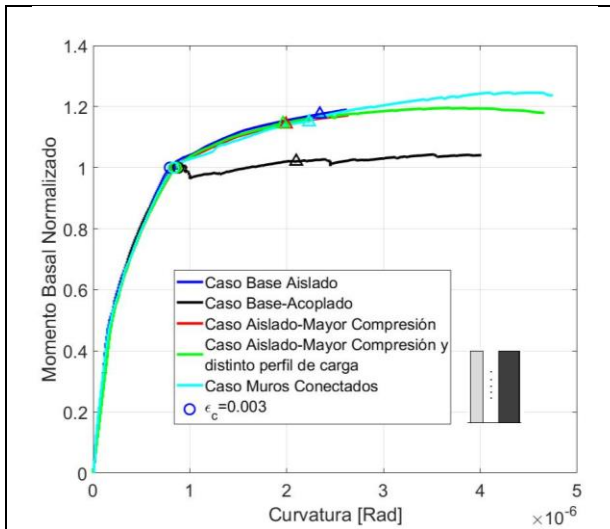


Figura 6-47: Curva momento-curvatura normalizadas por el momento de fluencia. Muro aislado con mayor compresión tiene fuerza axial equivalente a la del muro acoplado con una deriva de 1% y muro con perfil de carga distinto presenta un perfil equivalente al corte por piso tomado por el muro largo en caso base I-D.

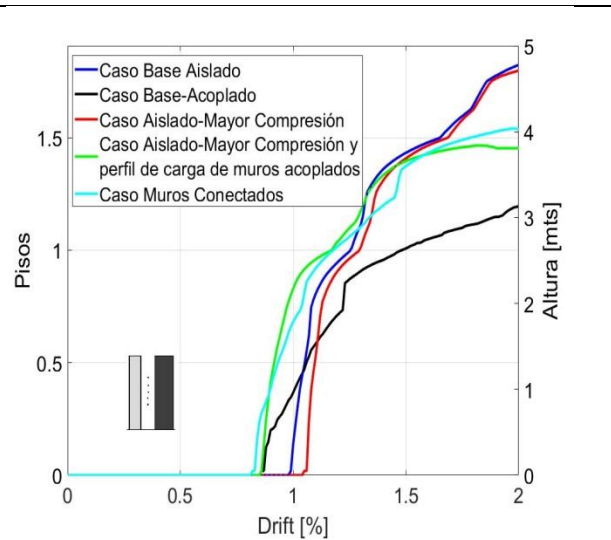


Figura 6-48: Longitud de rótula plástica v/s deriva.

Capítulo 7 : Escalamiento y Construcción de muros escogidos.

7.1 Introducción

Para validar los resultados analíticos, se realizará un estudio experimental en el cual se estudiarán cuatro probetas que presenten diferentes características. En el estudio analítico, desarrollado en los capítulos anteriores, solo se analizó el caso de ejes con diferente altura y muros con diferente longitud entre sí, por lo cual la idea de estas probetas, será además analizar otras configuraciones, generando cuatro probetas. El objetivo de estas es representar un eje estructural, de acuerdo a lo revisado en el Capítulo 4, se configuran basándose en los ejes de 15 y 25 pisos. Tres probetas toman como referencia el eje estructural del edificio más alto, mientras que la otra, el eje estructural del edificio de menor tamaño.

Para generar estas, primero se realiza el escalamiento de los dos ejes elegidos. Luego se diseñan, tratando de utilizar parámetros típicos en muros y en medida de lo posible, conservar las cuantías dadas por el escalamiento y finalmente, se presenta la construcción de las probetas.

La idea es tratar de representar configuraciones de muros típicas de la práctica constructiva chilena, pero a su vez, se deben tomar en cuenta las limitaciones que presenta el ensayo, ver Figura 7-1. Mientras que las tres primeras probetas representan casos similares (con sus respectivas diferencias, las cuales son parámetros de estudio), la idea de la cuarta probeta es representar un tipo de fachada muy interesante de estudio, con tres muros, en el cual el muro central no se empotra.

En un primer diseño, este ensayo se había pensado con carácter dinámico, pero debido a las limitaciones del laboratorio, se debió reconfigurar y diseñar como un análisis Pushover cíclico.

7.2 Escalamiento

Para el escalamiento de los muros seleccionados, se utiliza la ley de Cauchy más la de Froud (Tabla 7-1), esto debido al carácter dinámico del ensayo que se tenía pensado inicialmente. Para fijar un factor de escala igual en cada probeta, se toma como referencia el edificio de mayor altura (25 pisos) y luego con este factor, se procede al escalamiento de cada probeta. Se realiza de esta manera, con el objetivo de conseguir una comparación lo más precisa posible entre casos de estudio. La escala tendrá como factor

limitante las características geométricas del laboratorio donde se realizara el ensayo, las cuales se presentan en la Figura 7-1

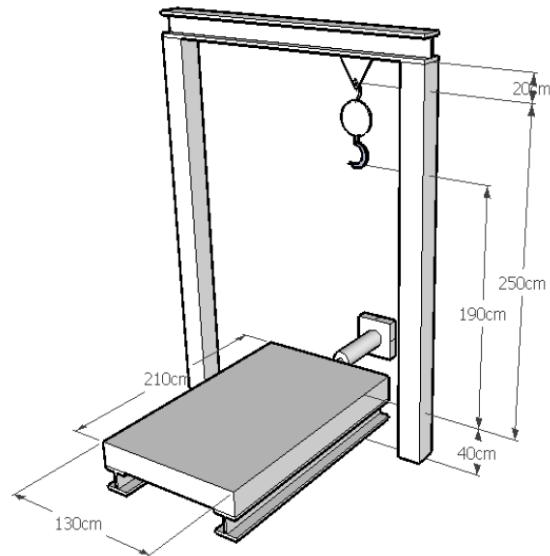


Figura 7-1: Medidas de laboratorio. Jiménez [35].

El factor de escalamiento se calcula tomando como propiedad principal el alto del muro real y estableciendo como altura máxima para trabajar en el laboratorio 2.08 [m], para tener holgura y además poder utilizar los instrumentos disponibles para el movimiento de las probetas. Tomando estas consideraciones, el factor de escalamiento obtenido es de 35, el cual es bastante alto, lo que genera que algunas propiedades no se puedan escalar, como el espesor, ya que utilizando ese factor de escala y tomando un espesor de muro de 20 cm (según Capítulo 4), esto daría paso a una probeta con espesor de 0.57 [cm], lo cual, en la práctica no es factible.

Parámetro	Símbolo	Escala
Largo	L	$L_P/L_M = \lambda$
Módulo de Elasticidad	E	$E_P/E_M = 1$
Densidad	ρ	$\rho_P/\rho_M = \lambda^{-1}$
Area	A	λ^2
Volumen	V	λ^3
Masa	m	λ^2
Desplazamiento	d	λ
Velocidad	v	$\lambda^{1/2}$
Aceleración	a	1
Peso	w	λ^2
Fuerza	F	λ^2
Momento	M	λ^3
Tensión	σ	1
Deformación	ϵ	1
Tiempo	t	$\lambda^{1/2}$
Frecuencia	f	$\lambda^{-1/2}$

Tabla 7-1: Factores de escalamiento, Ley de Cauchy más Froude (Carvalho [15]).

Por esto, se toma como objetivo que las propiedades más importantes se mantengan. Para el presente estudio, esta son: la relación de aspecto y las cuantías. El período también forma parte de las propiedades que fueron determinantes a la hora del escalamiento, pero debido al cambio de tipo de ensayo, este no es importante en la experiencia en sí.

Los ejes estructurales seleccionados en la sección 4.7, se reconfiguran, con la idea de hacerlos más homogéneos como casos de estudio. El muro largo tendrá 4.55 metros, mientras que el corto es de 3.5 metros. El pedestal que se utilizará se asume inicialmente de 20 cms de altura, por lo cual, el muro más alto, queda con una altura máxima posible de 1.88 [m], debido a las limitaciones de espacio. Tomando esto en consideración, en el Anexo B, se pueden observar las propiedades reales de ejes estructurales y las probetas generadas por el escalamiento.

Se asume que el acoplamiento entre muros en los ejes estructurales se da gracias a losas con su respectivo refuerzo. Tal como se ha detallado, el principal elemento de acople son vigas, pero en este caso, al tomar muros de pasillo, se trabaja con refuerzos de losa, ya que es más cercano a la realidad. Tomando lo anterior en consideración, pero a su vez, las limitaciones del ensayo propuesto, el acoplamiento en las probetas se materializa mediante vigas entre los muros, ya que por el factor de escala, sería imposible realizar las losas, debido a que por ejemplo, una losa de 15 cm, con un factor de 35, sería inconstruible. Por lo cual el acople no se corresponde con el escalamiento, pero se realiza de esa manera, para estudiar de mejor forma el fenómeno.

Con el escalamiento de los ejes estructurales realizado, se procede a la configuración de las probetas, siguiendo los objetivos del estudio (la elevación de la geometría de las probetas se puede apreciar en la Figura 7-2, mientras que el plano con las armaduras, en las Figura 7-4 y Figura 7-5):

La probeta N°1, presenta dos muros de diferente longitud (13 y 10 cms), el primero representando al muro de 4.55 [m] y el segundo al de 3.5 [m]. Ambos tienen un espesor de 6 [cms], el cual, como se dijo anteriormente, no representa un espesor realmente escalado, si no que se escogió tomando en consideración experiencias previas de ensayos en el mismo laboratorio. Estos muros están acoplados mediante 9 vigas de 3 cm de alto y 12 cms de largo (mismo espesor que los muros). El alto y el largo de las vigas están pensados (debido a que con el escalamiento de una losa real, serian valores muy pequeños), en cumplir la hipótesis de Bernoulli, tomando una relación de alto v/s largo de 4. Además se considera que vigas de menos de 3 [cm] de alto, serian inconstruibles. Las primeras dos vigas están a menor distancia, ya que se trata de reproducir un mayor acoplamiento en los primeros pisos, mientras que las demás vigas se encuentran a una distancia equivalente a 3 pisos en el eje estructural real. La última viga está a una altura mayor solo para cuadrar con la altura global y mantener el alto de la viga. Esta probeta representa al eje de mayor altura (eje estructural de 25 pisos).

La probeta N°2, presenta muros de igual longitud que la probeta N°1, pero con un espesor de 4 cm. Esta representa el eje de menor altura (eje estructural de 15 pisos), debido a esto es que se le reduce el espesor, en comparación con la probeta N°1. Las vigas de acoplamiento siguen el mismo patrón que en la primera probeta.

La probeta N°3, presenta solo dos diferencias con la probeta N°1, el muro de menor longitud se reduce de 10 a 8 cms y las vigas se alargan, quedando de 13 cms, con la idea de que los muros mantenga la distancia de centro a centro.

La probeta N°4, está configurada tomando como base la probeta N°3, pero variando el caso de estudio. Se le agrega un muro central, el cual tiene como particularidad, que no se empotra en la fundación, y además acorta las vigas de acople. Los muros exteriores tienen las mismas propiedades geométricas que los de la probeta N°3, mientras que el muro central tiene una longitud de 5 cms. A las vigas, debido a que el muro central produce un acortamiento en estas, dejándolas en dos vigas de 4 [cm] por nivel, se les aumenta la altura, a 4 [cm] en lugar de tres, con la idea de que queden en una proporción de 1:1, además esto se realiza para facilitar la construcción.

Para tener una estimación rápida del grado de acoplamiento de las probetas, se utiliza la ecuación (2-5) y los valores establecidos en la Tabla 2-1, dado por Chaallal et. al. [14]. Para esto se realiza, debido a que los valores de la tabla son para un número de pisos determinado, una regresión exponencial con la idea de obtener los parámetros para alturas de pisos diferentes que las dadas, con lo cual, se calcula el grado de acoplamiento para las probetas (Tabla 7-2). Esta es una aproximación que solo sirve para ver que las probetas están altamente acopladas, ya que no se toman en cuenta varios factores (como se ve en la sección 2.2.2). Para la última probeta no se obtiene un valor, debido a su diferente configuración.

	Grado de Acoplamiento
Probeta N°1	0.74
Probeta N°2	0.74
Probeta N°3	0.71
Probeta N°4	-

Tabla 7-2: Grado de acoplamiento según Chaallal et. al. [14]



Figura 7-2: Probetas para ensayo

7.3 Diseño estructural de probetas

Una vez realizado el escalamiento y posterior diseño geométrico de las probetas, se procede al diseño estructural de estas. En este proyecto, la idea es mantener el escalamiento de los ejes estructurales, realizado anteriormente, lo más posible, y en esto se incluyen las cuantías de acero. Pero, como es esperable, estas cuantías no siempre darán la resistencia nominal necesaria, ya que se realizaron varias aproximaciones en la configuración de los ejes a escalar, con lo cual, pese a tener cuantías objetivo (las escaladas), se procedió a diseñar el muro (manteniendo la geometría), pero tratando de que las cuantías fueran cercanas a los promedios según los ejes estructurales utilizados.

Tomando esto en consideración, se utilizó el software de diseño estructural Etabs para tener una estimación de las fuerzas producidas por el registro de Lloleo escalado (según el factor de escala). Se realizó con este registro, debido al enfoque dinámico con el que se trabajó en un comienzo el ensayo. Con estos resultados, sumando a diversos criterios, se modificaron las cuantías y se estableció el diseño. El criterio más restrictivo utilizado fue que las vigas y muros fallen primero por flexión, antes que por corte, para asegurarse un desempeño dúctil.

La materialización de la representación del Hormigón, se realizó utilizando el mortero pre-dosificado Presec Hormigón C-15 fabricado por Melón S.A. La particularidad que tiene este material con respecto a otros hormigones y por lo que se escogió, es que presenta un tamaño de árido nominal máximo de 2.5 [mm], lo cual es bastante pequeño. Esta característica es necesaria debido a la dimensiones de las probetas (tomando en consideración, por ejemplo, que el espesor de la probeta N°2 es de 4 cm, con lo cual el árido máximo representa un 6.25% de esta, un porcentaje bastante alto). Este hormigón tiene una resistencia por catálogo a la compresión de 20 [MPa] (f'_c). Para complementar y facilitar el proceso de hormigonado, se utiliza además el reductor de agua y superplastificante Sika Viscocrete 5100 CL proporcionado por la empresa Sika.

Para el acero de refuerzo, debido a que el escalamiento genera estructuras con bastantes limitaciones geométricas, se tuvo que utilizar barras de diámetros menores para cumplir las cuantías promedios. Se utilizan barras de tres diámetros diferentes, las dos mayores con acero de la misma clasificación mientras que la de menor diámetro, de distinta clasificación:

- 1) Barras de diámetro 4.2 [mm], clasificación A56-50AT, las cuales presentan una tensión de fluencia nominal de 500 [MPa] y tensión de ruptura nominal de 560 [MPa] ($F_u/F_y = 1.12$), y una

ductilidad bastante pequeña, alcanzando el 3% de deformación al llegar a la tensión de ruptura (Ver Anexo B). Estas barras se utilizan para materializar los estribos, debido a que su diámetro menor permite facilitar la construcción y como no se espera fluencia en los estribos, su poca ductilidad no se considera un factor importante. También se utilizan en la armadura longitudinal de las vigas, esto, debido a que por el tamaño de estas, era prácticamente imposible introducir fierros de mayor diámetro. Existe un gran problema con estas barras, fuera de la poca ductilidad, y es que estas barras no son bien estriadas, lo cual no es deseable ya que no se puede asegurar la adecuada adherencia al hormigón, pero tampoco existen barras estriadas de ese diámetro en el mercado. Para solucionar este hecho, se impone un largo de desarrollo mayor al convencional.

2) Barras de diámetro 6 [mm] de clasificación A630-420H, las que presentan una tensión de fluencia nominal de 420 Mpa y de ruptura nominal de 630 Mpa, ($F_u/F_y = 1.5$) y una elevada ductilidad, llegando a deformaciones cercanas al 16% (ver Anexo B). Debido a sus propiedades, y a su diámetro menor a lo convencional, se utilizan para el refuerzo longitudinal de los muros, ya que permitirá la fluencia en la base, el cual es un desempeño esperado. Estas barras si son estriadas.

3) Barras de diámetro 8 [mm] de clasificación A630-420H, estas barras se utilizan en las fundaciones debido a que en ese sector no se tiene limitación de espacio.

A continuación se explicarán las consideraciones utilizadas para cada tipo de refuerzo y se detallarán las armaduras y sus respectivas cuantías para cada probeta.

7.3.1 Refuerzo longitudinal

Como se explicó anteriormente para todas las probetas, se utilizaron barras de diámetro 6 [mm] como refuerzo longitudinal de borde. Debido a las limitantes en la geometría, solo se considera una barra de refuerzo longitudinal en cada borde de muro. Los muros de 13 [cm] de largo, además contienen una barra de diámetro 4.2 [mm] en el centro, como armadura de malla, mientras que los muros menores, no se les incorpora esta barra. En la Tabla 7-3, se puede apreciar la armadura de borde por muro y su respectiva cuantía. Para esta cuantía, se considera que el elemento de borde representa un 20% de la longitud del muro. En la Figura 7-4 y Figura 7-5 se presentan las elevaciones con las barras respectivas de cada probeta.

	Probeta N°1		Probeta N°2		Probeta N°3		Probeta N°4	
Largo Muro	Armadura de Borde	Cuantía	Armadura de Borde	Cuantía	Armadura de Borde	Cuantía	Armadura de Borde	Cuantía
13 [cm]	1 ϕ 6	1.8%	1 ϕ 6	2.7%	1 ϕ 6	1.8%	1 ϕ 6	1.8%
10 [cm]	1 ϕ 6	2.4%	1 ϕ 6	3.5%	----	----	----	----
8 [cm]	----	----	----	----	1 ϕ 6	3.0%	1 ϕ 6	3.0%
5 [cm]	----	----	----	----	----	----	1 ϕ 6	1.9%

Tabla 7-3: Armadura de borde y su respectiva cuantía para cada probeta, por muro. Diámetro de barras en milímetros. Cuantía calculada considerando elemento de borde como el 20% de la longitud del muro.

7.3.2 Refuerzo transversal

Para cada probeta, el refuerzo transversal varía según la altura. En cada una se crearon dos zonas con refuerzos diferentes: en las probetas N°1,3 y 4 el límite entre la zona 1 y la 2 está a una altura de 120 [cm] desde la fundación, lo que equivale al sexto piso, mientras que en la probeta N°2, el límite entre zonas se establece a 75 [cm], equivalente al cuarto piso. La primera zona, corresponde a las partes de mayores esfuerzos de corte, mientras que en la segunda se aumenta la separación de los estribos.

Como se estableció anteriormente, para los estribos se utilizan barras de 4.2 [mm] de diámetro, las cuales presentan el inconveniente de que al no ser bien estriadas, no tienen gran adherencia con el concreto, por lo cual, para mejorar su desempeño y asegurar que trabajen de forma unida, se utilizan amarrados al refuerzo vertical de borde con ganchos en 180° (ver Figura 7-12). En la Tabla 7-4, se muestran las armaduras transversales y su respectiva cuantía, para cada probeta, por muro y zona.

Largo Muro	Zona Muro	Probeta N°1		Probeta N°2		Probeta N°3		Probeta N°4	
		Armadura Transversal	Cuantía	Armadura Transversal	Cuantía	Armadura Transversal	Cuantía	Armadura Transversal	Cuantía
13 [cm]	Zona 1	φ4.2 @ 5	0.46%	φ4.2 @ 5	0.70%	φ4.2 @ 5	0.46%	φ4.2 @ 5	0.46%
	Zona 2	φ4.2 @ 7.5	0.36%	φ4.2 @ 7.5	0.46%	φ4.2 @ 7.5	0.36%	φ4.2 @ 7.5	0.36%
10 [cm]	Zona 1	φ4.2 @ 5	0.46%	φ4.2 @ 5	0.70%	----	----	----	----
	Zona 2	φ4.2 @ 7.5	0.36%	φ4.2 @ 7.5	0.46%	----	----	----	----
8 [cm]	Zona 1	----	----	----	----	φ4.2 @ 5	0.46%	φ4.2 @ 5	0.46%
	Zona 2	----	----	----	----	φ4.2 @ 7.5	0.36%	φ4.2 @ 7.5	0.36%
5 [cm]	Zona 1	----	----	----	----	----	----	φ4.2 @ 2.5	0.82%
	Zona 2	----	----	----	----	----	----	φ4.2 @ 2.5	0.82%

Tabla 7-4: Armadura transversal y su respectiva cuantía para cada probeta, por muro y zona. Diámetro de barras en milímetros y separaciones en centímetros. Cuantía calcula tomando en consideración la sección completa del muro

7.3.3 Viga

Todas las vigas de las probetas N°1, 2 y 3 se armaron de la misma forma, con dos barras longitudinales (una para la zona de tracción y la otra de compresión) y 7 estribos. Para todas las armaduras, debido a las restricciones geométricas, se utilizaron barras de diámetro 4.2 [mm]. Además, debido a éstas, se utilizaron dos barras longitudinales, ya que no se podía poner armadura diagonal. En la práctica, el refuerzo longitudinal de la viga además quedo como refuerzo de la malla horizontal de cada muro, por lo cual se realizó un estribo largo. En la Figura 7-3 se puede observar un detalle típico de la viga. Las vigas de la probeta N°4, siguen la misma tendencia, pero por su diferente geometría, solo se armaron con dos estribos por viga (existen dos vigas por piso). En la Tabla 7-5, se pueden observar las armaduras y las cuantías de cada viga para cada probeta (todas las vigas de cada probeta se armar iguales)

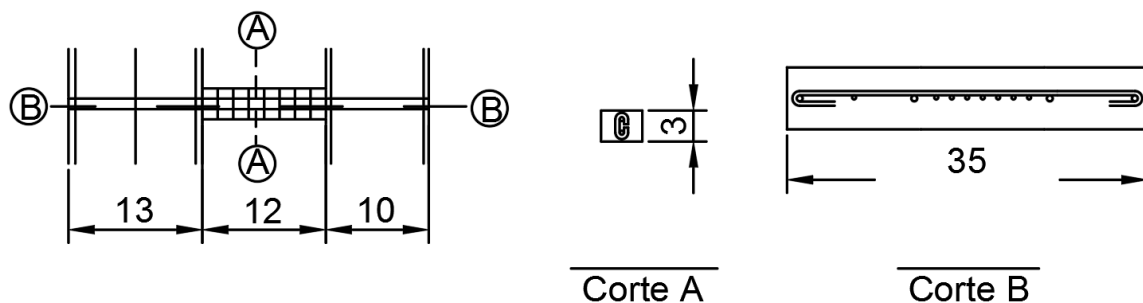


Figura 7-3: Detalle de Viga Típica. Espesor según probeta (los valores mostrados son de N°1).

Vigas	Probeta N°1		Probeta N°2		Probeta N°3		Probeta N°4	
	Armadura	Cuantía	Armadura	Cuantía	Armadura	Cuantía	Armadura	Cuantía
Refuerzo Longitudinal	1 ϕ 4.2	3.14%	1 ϕ 4.2	4.71%	1 ϕ 4.2	3.14%	1 ϕ 4.2	2.35%
Refuerzo Transversal	ϕ 4.2 @ 1.5	1.35%	ϕ 4.2 @ 1.5	2.00%	ϕ 4.2 @ 1.5	1.24%	ϕ 4.2 @ 1.5	1.15%

Tabla 7-5: Armadura Longitudinal, transversal y su respectiva cuantía para las vigas de cada probeta. Diámetro de barras en milímetros y separaciones en centímetros. Cuantía calcula tomando en consideración la sección completa de la viga.

7.3.4 Refuerzo pedestal

Para el refuerzo del pedestal solo se utilizaron barras de diámetro 8 [mm], este se reforzó de tal manera que no influyera en el comportamiento de la estructura.

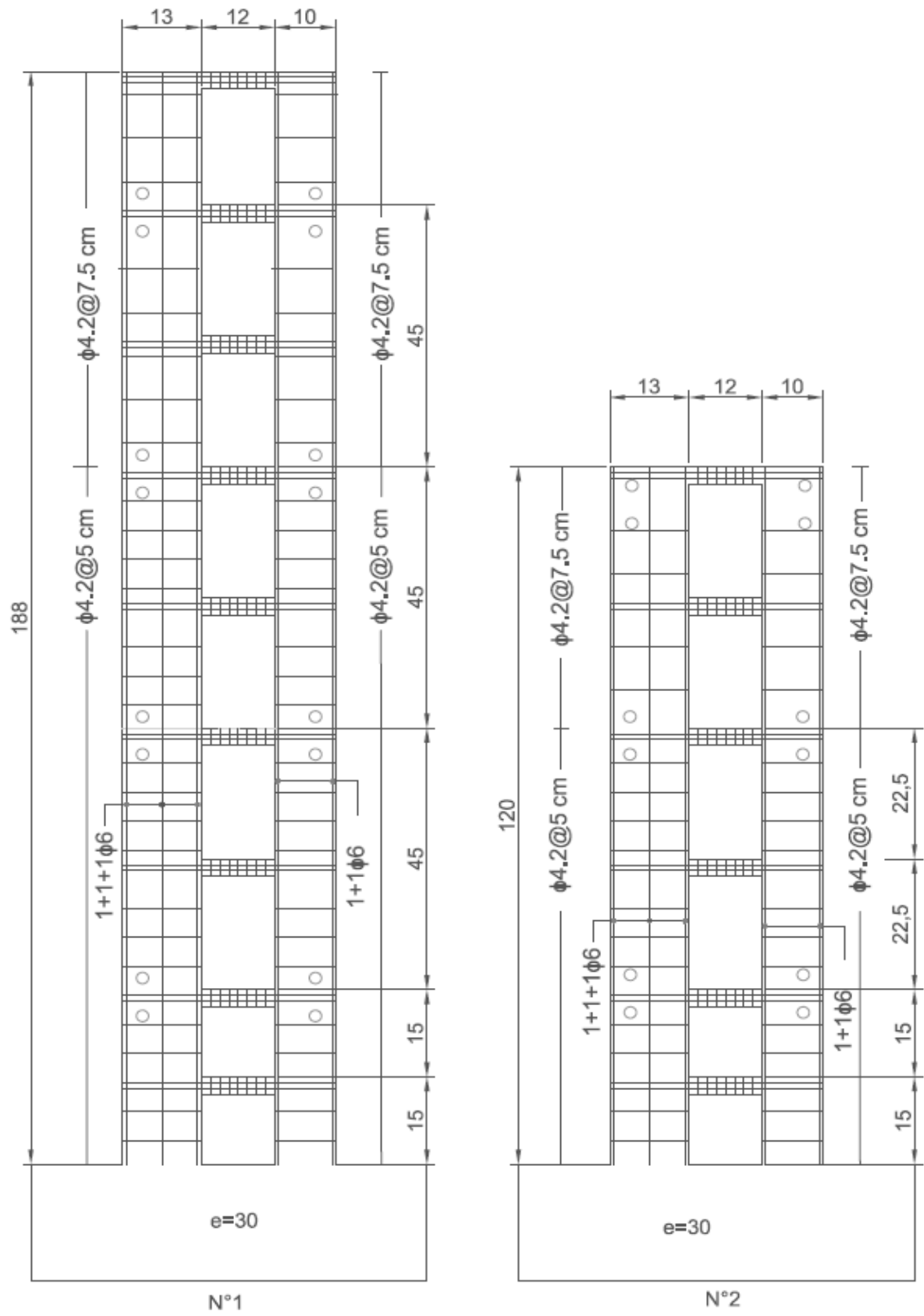


Figura 7-4: Elevaciones Probetas N°1 y N°2

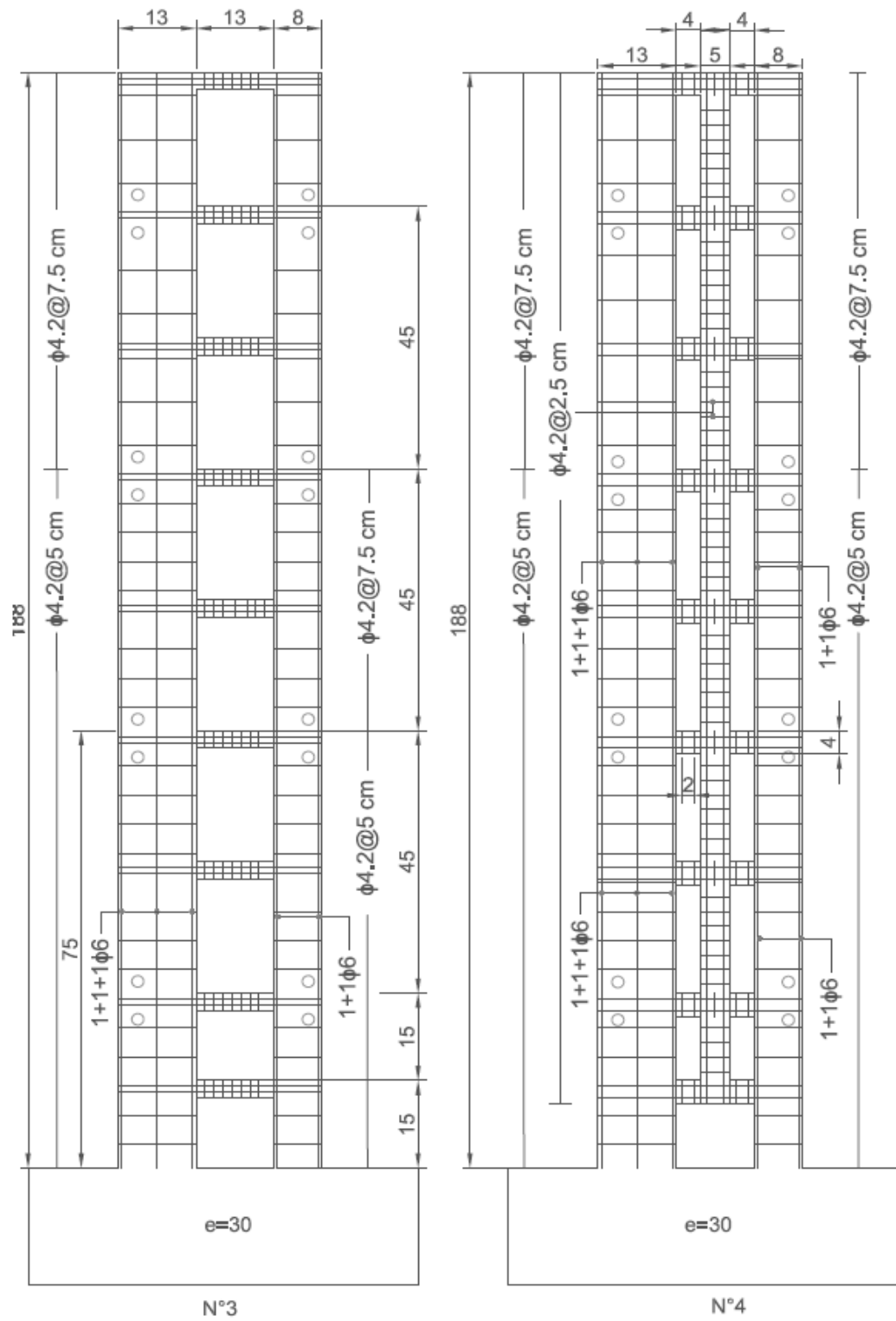


Figura 7-5: Elevaciones Probetas N°3 y N°4

7.4 Elementos adicionales al ensayo

7.4.1 Fuerza axial y estructura de soporte de pesos.

Uno de los problemas que se tuvo que solucionar al momento del dimensionamiento y diseño de las probetas, era como representar el peso al cual están expuestos los muros reales, es decir, la sobre carga y peso muerto de la losa y su zona de influencia, para llegar a relaciones de compresión un poco más cercanas a la realidad, (sin embargo, por lo reducido del ensayo, no se puede llegar a lo visto en el Capítulo 4). Las relaciones se pueden ver en la Tabla 7-6

Debido a la instalación que se realizó en el laboratorio para el análisis tipo Pushover, los muros altos (probetas N°1, 3 y 4) solo se pueden cargar en tres puntos en altura, mientras que en los bajos (probeta N°2), solo en dos puntos. El porcentaje de fuerza axial a la que serán sometidas cada probeta, se obtiene utilizando un $f'_c = 20 \text{ Mpa}$, (la resistencia teórica dada por el fabricante del material). Sin embargo, se debe tener presente que este valor en la práctica bajara debido a la sobre resistencia del hormigón.

Probeta	Muro 13 cms			Muro 10-8 cms		
	Ag [cm]	Peso en piso cargado [kgf]	$N/(A_g f'_c)$ [%]	Ag[cm]	Peso en piso cargado [kgf]	$N/(A_g f'_c)$ [%]
N°1	78	120	2.31%	60	100	2.50%
N°2	52	120	2.31%	40	100	2.50%
N°3	78	120	2.31%	48	100	3.13%
N°4	78	120	2.31%	48	100	3.13%

Tabla 7-6: Fuerza Axial Probetas

Como se mencionó anteriormente, para llegar a estas proporciones, se agrega masa extra a la estructura con placas de acero adosadas a los bordes de los muros mediante una estructura de soporte de acero realizada exclusivamente para el ensayo. En la Figura 7-6 se muestra en detalle la conexión de acero para los pesos agregados (parte en negro representa las placas de acero, mientras que la estructura es la parte gris), y en la Figura 7-7 se muestra ya construida, sosteniendo las placas, para una mejor compresión.

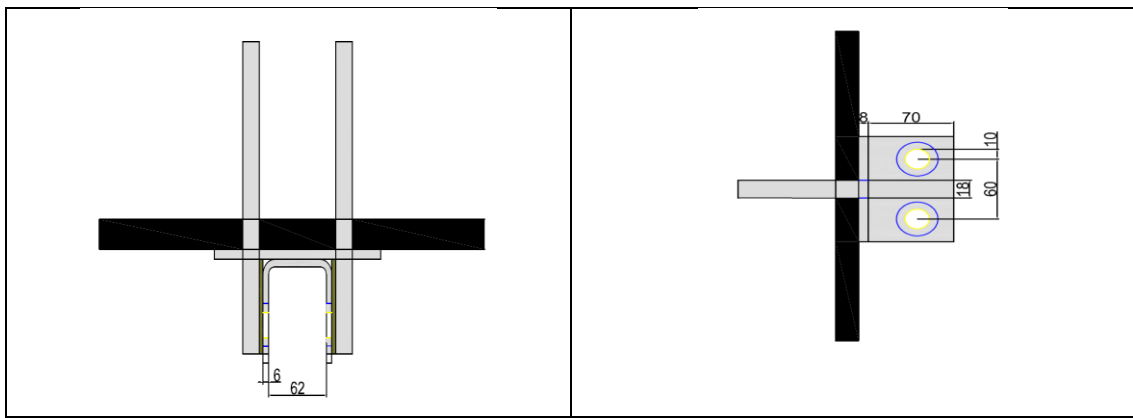


Figura 7-6: Vista en planta y elevación de estructura de soporte de pesos.

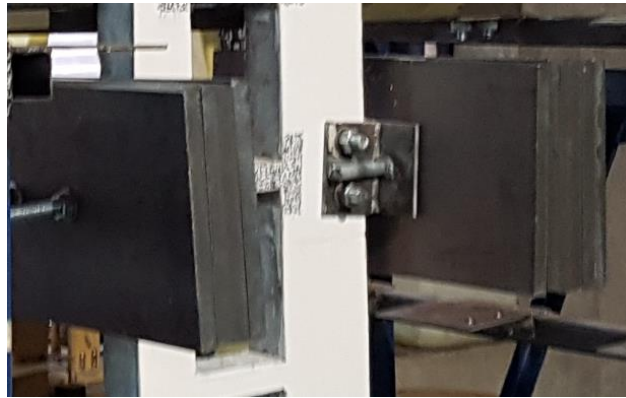


Figura 7-7: Estructura de soporte de pesos

7.4.2 Estructura de soporte lateral

Uno de los problemas que se estima pueda presentar el ensayo, es el posible movimiento del muro fuera de su plano, dado el reducido espesor de estos, sumado a los posibles inconvenientes en la construcción y tomando en consideración que esto sucedió durante los ensayos de Jiménez [35]. Si este problema ocurre, los resultados del ensayo perderían validez, dependiendo del grado de movimiento fuera del plano.

Para evitar este problema, se reconfiguró la estructura de soporte externa al muro construida por Jiménez [35], la cual permite apoyar el muro a una altura fija. La nueva estructura permite apoyar el muro en tres alturas distintas, con la idea de aumentar la restricción al movimiento fuera del plano. Para realizar esto, se debió tener en cuenta las zonas donde se ubican las placas de acero en las probetas.

En Figura 7-8 se muestra la vista en planta del elemento de acero que se pondrá en los niveles de apoyo para los muros. Se especificó el uso de dos por nivel (uno a cada lado de los muros). En la Figura 7-8 se observa la representación de los muros, los cuales están apoyados en pernos (lo que da holgura a la hora de variar la distancia entre el elemento y el muro) y la viga de acople. En la Figura 7-9, se muestra la estructura de restricción de pandeo lateral completa. En esta figura se puede observar la estructura original en color azul, mientras que las modificaciones son las estructuras en verde. La idea es que en tres alturas (dos para la probeta pequeña), se apoyen ambos muros en la dirección perpendicular al movimiento. En la figura se observa el sistema completo en el nivel más alto (los dos elementos metálicos en un nivel), mientras que en los niveles inferiores solo se muestra el elemento metálico trasero.

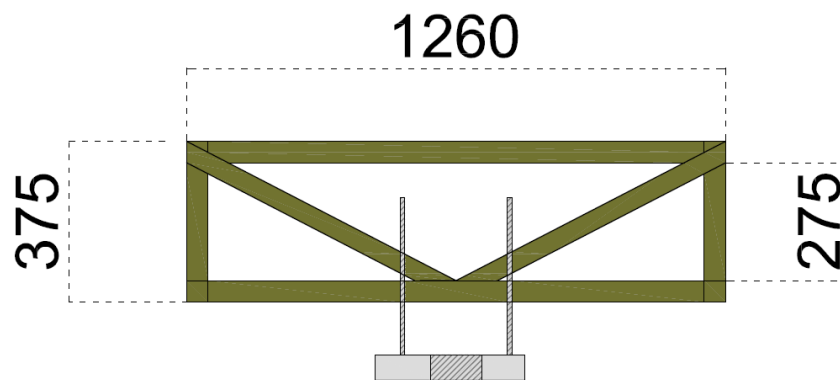


Figura 7-8: Vista en planta, estructura de apoyo de muros

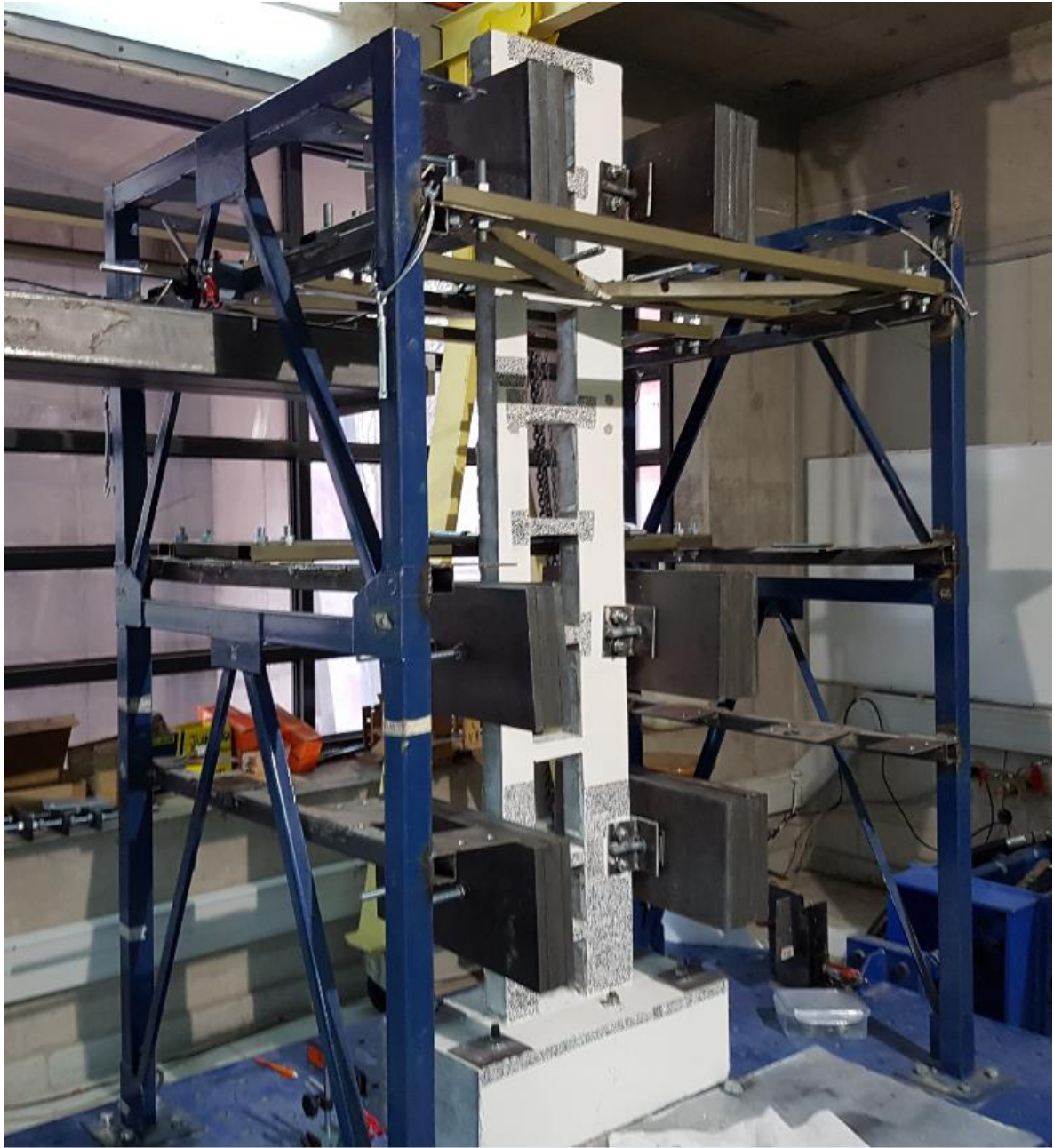


Figura 7-9: Estructura de restricción de pandeo.

7.4.3 Moldajes

Para la construcción de los muros acoplados, se realiza un gran moldaje que incluya ambos muros y las vigas. En las zonas donde existan huecos, se realiza un cajón de madera, con lo cual, al momento de desmoldar quedarán las vigas definidas. Estos cajones se realizaron de madera ya que la utilización de polietileno expandido (usualmente utilizado en las construcciones), podría generar diferencias en las

dimensiones, y al ser muros tan pequeños, estas diferencias podrían haber sido significativas. En la Figura 7-10 se observa como referencia el moldaje de un muro (al momento de la foto no estaba ensamblado).



Figura 7-10: Moldaje Probeta N°1.

En Figura 7-11 se muestra el moldaje y la armadura de una fundación tipo (es la misma para las cuatro probetas), mientras que en Figura 7-12 y Figura 7-13 se puede observar un estribo tipo (con sus dobles en 180°) y la armadura de una viga (con sus estribos de 2.5 cm), respectivamente. Los tubos de PVC naranjos se utilizaron para crear el hueco por donde se pasan los pernos que aprietan los perfiles metálicos de soportes de peso a los muros.



Figura 7-11: Armadura y moldaje fundación



Figura 7-12: Estribos

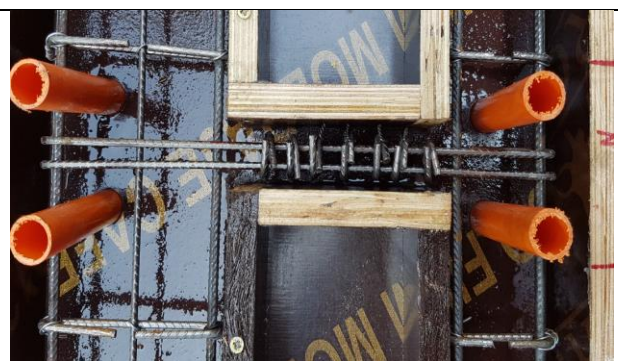


Figura 7-13: Armadura Viga

7.5 Hormigonado

Una vez realizada la construcción se procedió al hormigonado. Este se realizó el día 31 de Enero de 2017 en dependencias de IDIEM. En la Figura 7-14 se puede apreciar la probeta N°3 lista previo a hormigonar y a conectar el moldaje de la fundación. El proceso de hormigonado se desarrolló en dos partidas, para ambas se utilizó la misma dosificación ocupada por Jiménez [35], en la cual la razón agua/cemento es de 0.26 y el aditivo corresponde a 0.78% del peso. Por la forma de las probetas, estas se hormigonaron de manera horizontal (tal como aparece en la Figura 7-14) y se dejó fraguar el hormigón en un recinto cerrado, sin exponerlo al sol. Durante las primeras 3 semanas se realizó un curado mediante riego diario de las probetas. La Figura 7-15 muestra la probeta N°3 ya hormigonada.



Figura 7-14: Probeta N°3 Pre-Hormigonado



Figura 7-15: Probeta N°3 Hormigonada

El ensayo de estas probetas se realizará en una segunda investigación realizada por Inga [34], sin embargo, en el siguiente capítulo se mostrarán los resultados analíticos esperados para las probetas. En el Anexo D se pueden observar las propiedades reales del acero utilizado en la construcción de las probetas.

Capítulo 8 : Estudio Analítico de Probetas

En este capítulo se presenta el resultado de los modelos numéricos realizados en la plataforma SAFE-Toolbox, a partir de la geometría y armadura de las probetas propuestas y construidas en el 0.

El pedestal de las probetas no se incluye en la modelación, debido a que al tener un tamaño mucho mayor con respecto a los muros y además estando anclado con pernos a la mesa vibratoria, presenta una rigidez mucho mayor, por lo cual modelar los muros como empotrados, sin pedestal, se establece como un criterio válido.

Para la modelación mediante elementos finitos de las vigas de acople se utilizan dos elementos finitos en su altura debido a la dimensión de las vigas y cuatro en su largo (Ver Figura 8-1-Sección A). Cabe mencionar que el utilizar estos dos elementos influye en la altura de los elementos finitos en los muros a nivel de la viga.

Para el mallado de los muros, se utilizó un criterio tal que la relación entre el ancho y el alto de cada elemento de borde no superara una relación 1:2, al igual que lo realizado para las probetas de edificios altos, además a nivel de vigas, deben ser geoméricamente compatible con las dimensiones de los elementos en las vigas. Para los elementos centrales, se utilizó el mismo criterio, en especial en los primeros pisos, obteniendo elementos pequeños, pero en los pisos superiores, se reduce la exigencia, ya que, elementos finitos de tamaño muy pequeño pueden producir problemas computacionales, por lo cual se intenta reducir su cantidad, y solo utilizarlos en sectores donde se esperen incursiones en rango inelástico (como en la base). El mallado tipo se puede observar en la Figura 8-1, en la cual se presenta el mallado de la probeta N°2.

Para todos los modelos de las probetas, el muro izquierdo es el más corto del eje estructural y en este muro es donde se aplicará el desplazamiento, a la altura de un metro, partiendo hacia la derecha y luego izquierda, tomando en consideración el protocolo del ensayo de Pushover cíclico realizado por Inga [34]. Esta altura se utiliza tomando en consideración las limitaciones del laboratorio y además tratando de representar una altura equivalente a dos tercios del muro (lo cual es una aproximación de un patrón de carga triangular invertido)

Para la representación en el modelo del hormigón, se utilizan las propiedades nominales dadas por el fabricante, expuestas en el capítulo anterior, mientras que para cada tipo de acero utilizado se ocupan las propiedades reales obtenidas en ensayos de laboratorio. En el Anexo D se puede observar la modelación de las curva de capacidad de cada tipo de acero utilizado en las probetas.

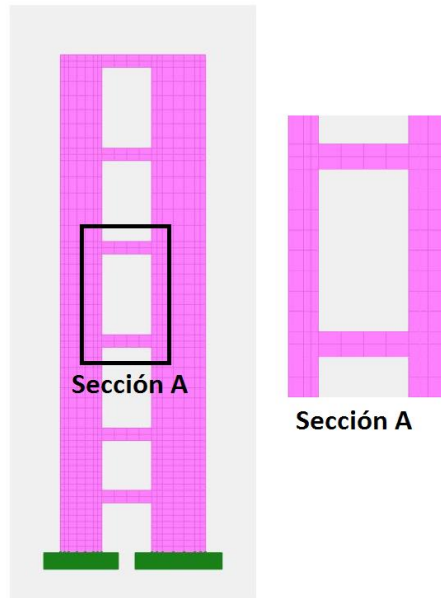


Figura 8-1: Modelo de Probeta N°2, con detalle de mallado de vigas.

A continuación se expondrán, para las probetas N°1 y N°2, los resultados del corte basal por muro y el de la probeta actuando como eje estructural completo, además del largo de la rótula plástica en cada muro. Las probetas N°3 y N°4 siguen una tendencia similar, por lo cual sus los gráficos de estas se incorporan en el Anexo D y solo se mostraran sus principales resultados.

Estos análisis se realizan con el objetivo de poder tener un resultado preliminar del desempeño de las probetas. Debido a esto, solo se obtienen estos parámetros y no es el alcance del presente trabajo obtener una mayor profundización en estos resultados, detalles que se pueden observar en Inga [34].

Primero se expondrán los resultados de cada probeta y luego la comparación entre todas las probetas y lo relevante de los resultados.

8.1 Probeta N°1

En la Figura 8-2, se muestra la curva de fuerza externa vs deriva obtenida del análisis numérico de la probeta N°1 y se compara con el resultado del análisis experimental (obtenido por Inga [34]). Se puede observar que las capacidades son parecidas, sin embargo el fenómeno de pinching no se ve reflejado en la curva de histéresis. Debido a que se logra reproducir la fuerza externa, se toma este modelo como válido y con el cual se obtendrán los parámetros dichos anteriormente.

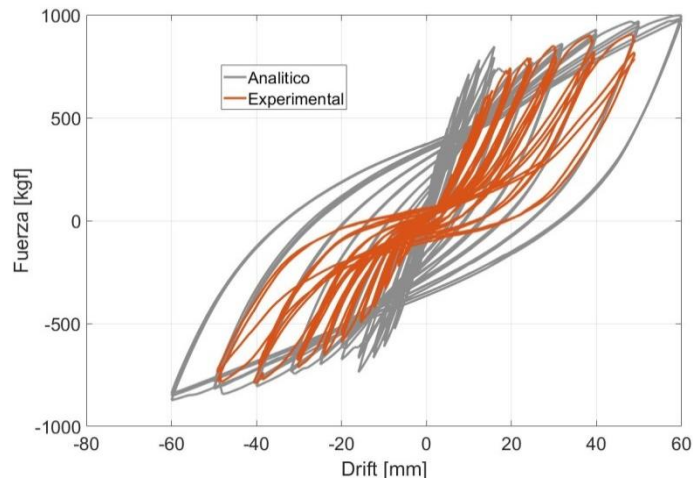


Figura 8-2: Comparación de fuerza externa vs deriva entre los resultados numéricos con los experimentales, Probeta N°1.

En la Figura 8-3 se puede apreciar el corte basal real obtenido del análisis numérico de la probeta y en esta se notan diferencias con respecto a la fuerza externa dada al sistema (Figura 8-2). Esto puede deberse a problemas de convergencia del modelo, pero aquí si se aprecia de mejor manera el pinching, pareciéndose más al resultado del experimento y manteniendo la capacidad. En estos gráficos además se muestra el corte basal que toma cada muro, cuando la fibra más traccionada alcanza la fluencia (metodología similar a la explicada en el Capítulo 6) y la fibra más comprimida alcanza una deformación de 0.003. Se puede observar que ambas probetas fluyen a una deriva pequeña, cercana al 0.4%. Además se observa que cuando el muro largo (derecho) está en compresión, toma casi todo el corte del piso, mientras que cuando es el muro corto el que está en compresión, el muro largo igual aporta al corte basal, resultado que se observó en el análisis numérico realizado en el Capítulo 6.

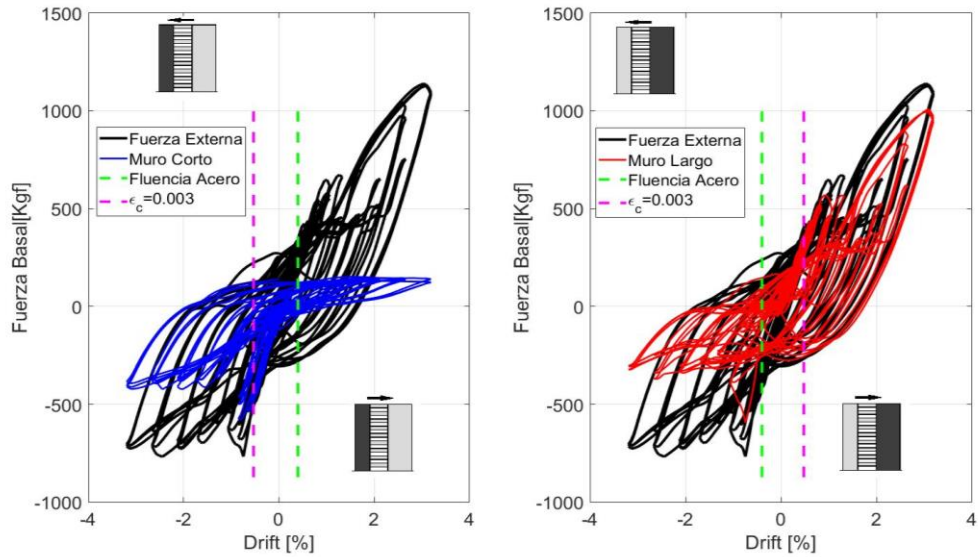
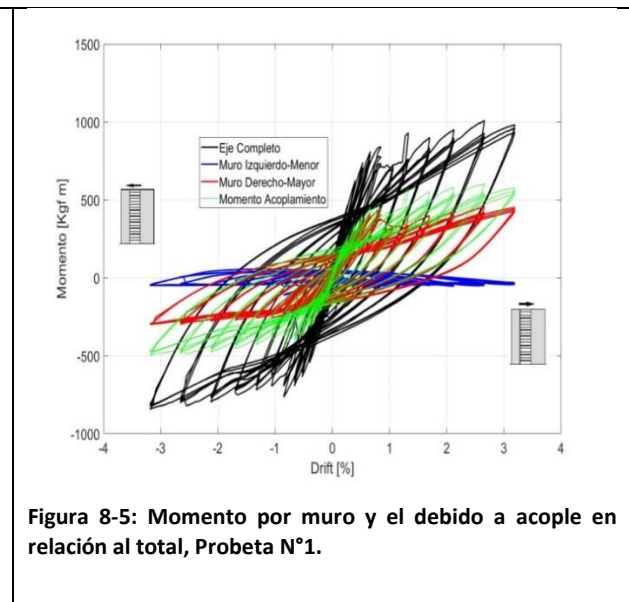
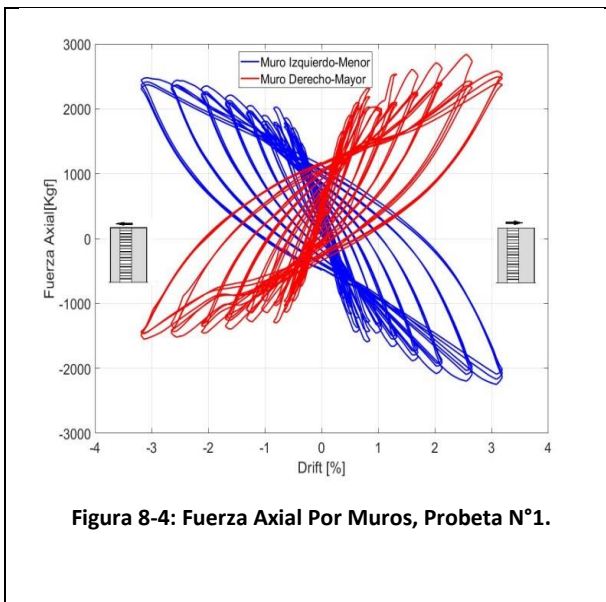
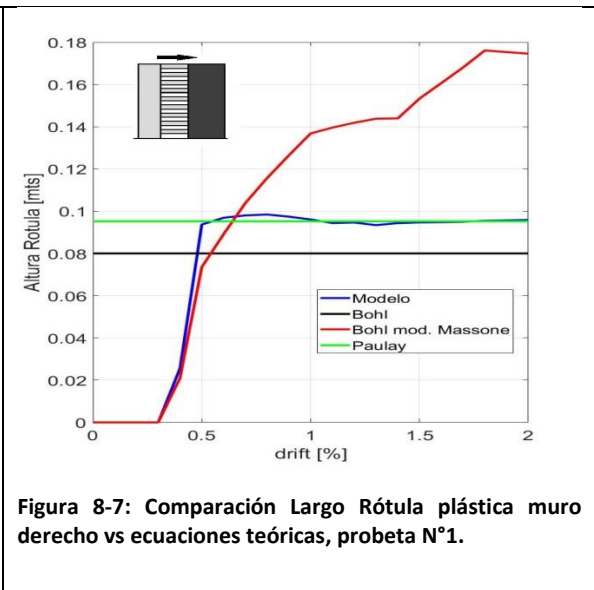
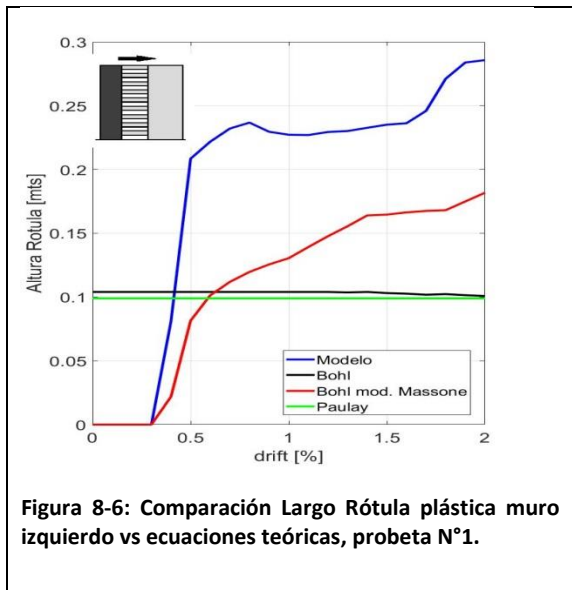


Figura 8-3: Comparación de Fuerza basal vs Fuerza total para cada muro, Probeta N°1.

En la Figura 8-4, se puede apreciar la distribución de fuerza axial obtenida en cada muro en relación a la deriva, mientras que la Figura 8-5 se muestra el corte basal que toma cada muro y el debido al acoplamiento. A partir de estos resultados se puede estimar de manera aproximada un porcentaje de acoplamiento del 59%, el cual se obtiene relacionando los momentos basales, en un instante donde las vigas ya presentan fisuración, en ese instante la relación se observa constante (disminuyendo lentamente). En estado no fisurado, el acoplamiento es mayor. Este resultado se condice con lo expuesto en el 0, en el cual se tiene una estimación teórica del acoplamiento de 74% (Tabla 7-2), para un estado no fisurado, por lo cual el gran acoplamiento coincide.



En las Figura 8-6 y Figura 8-7, se muestra el largo de rótula plástica obtenido para el muro corto y el largo, respectivamente, cuando la dirección de movimiento hace que el muro largo este en compresión. Además se agrega la comparación con curvas dadas por ecuaciones teóricas. Este largo de rótula plástica se obtiene con la misma metodología utilizada en la sección 6.3. El largo mostrado corresponde a la mitad de la longitud donde ocurre fluencia (l_p). Se puede observar, al igual que lo mostrado en el Capítulo 6, que las ecuaciones teóricas no representan de buena manera la realidad, a excepción de la expresión de Paulay para el muro largo en compresión. Esto puede explicarse debido a lo mostrado en el Capítulo 6, además de problemas de convergencia del propio modelo



8.2 Probeta N°2

En la Figura 8-8, se puede observar la curva de fuerza externa vs deriva obtenida del análisis numérico de la probeta N°2 y se compara con el resultado del análisis experimental (obtenido por Inga [34]). Nuevamente se aprecia que las capacidades son parecidas, sin embargo el fenómeno de pinching no se ve reflejado en la curva de histéresis, el cual, al igual que en la probeta N°1, si se aprecia al tomar el corte basal de cada muro (ver Figura 8-9).

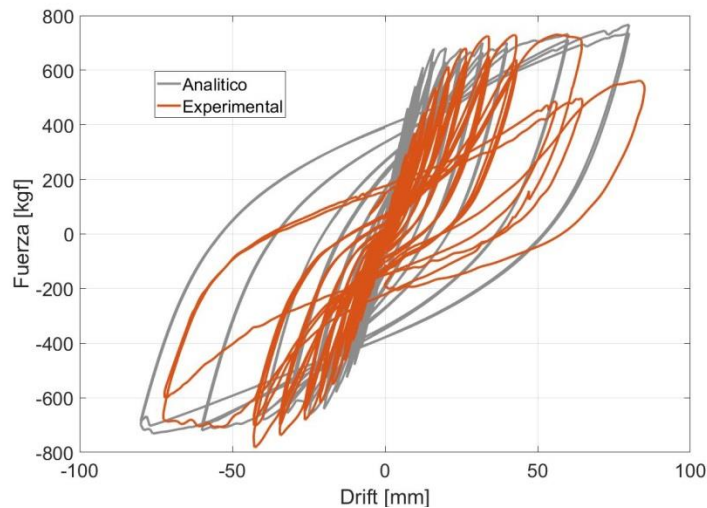


Figura 8-8: Comparación con resultados de experimento, Probeta N°2.

En la Figura 8-9, se aprecia un comportamiento similar a lo ocurrido en la probeta N°1, en el cual, cuando el muro largo está en compresión, toma casi todo el corte basal del eje estructural, mientras que cuando está en tracción, también toma corte basal y a diferencia de la probeta N°1, en este presenta mayor corte que el muro corto que está en compresión (en la N°1 el muro corto en compresión, tomaba mayor corte basal). Recordar que esta probeta es la de menor tamaño, pero los muros mantienen la misma sección, por lo cual es directamente comparable y este resultado se puede explicar debido a que al ser muros más cortos, se comportan de manera diferente y el corte toma mayor importancia, en relación al comportamiento por flexión.

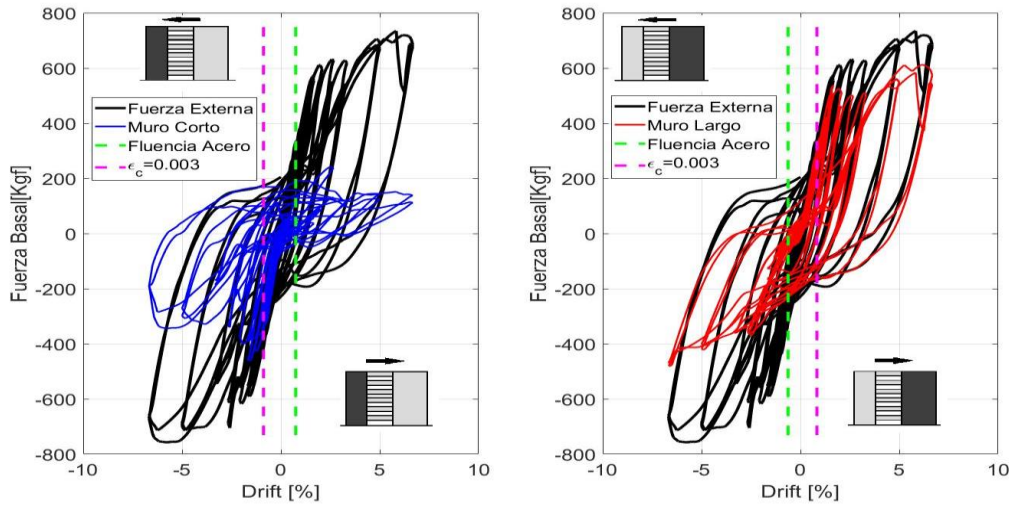


Figura 8-9: Comparación de Fuerza basal vs Fuerza total para cada muro, Probeta N°2.

Al igual que lo realizado con la probeta N°1, tomando en consideración la fuerza axial de acoplamiento y los momentos por muro y debido al acoplamiento (Figura 8-10 y Figura 8-11), se establece un porcentaje de acoplamiento aproximado de 51%, tomando, al igual que antes, la máxima diferencia, posterior a la fluencia de las vigas la cual se aprecia casi constante, disminuyendo lentamente (mismo comportamiento que lo observado en el Capítulo 6).

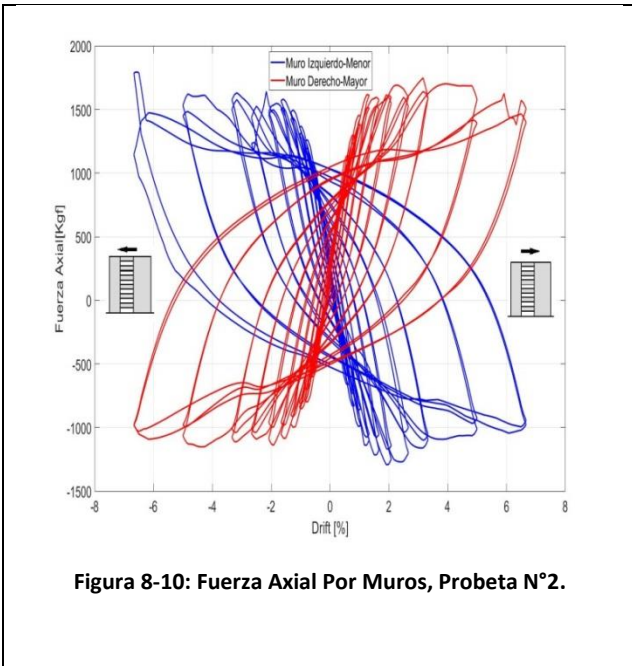


Figura 8-10: Fuerza Axial Por Muros, Probeta N°2.

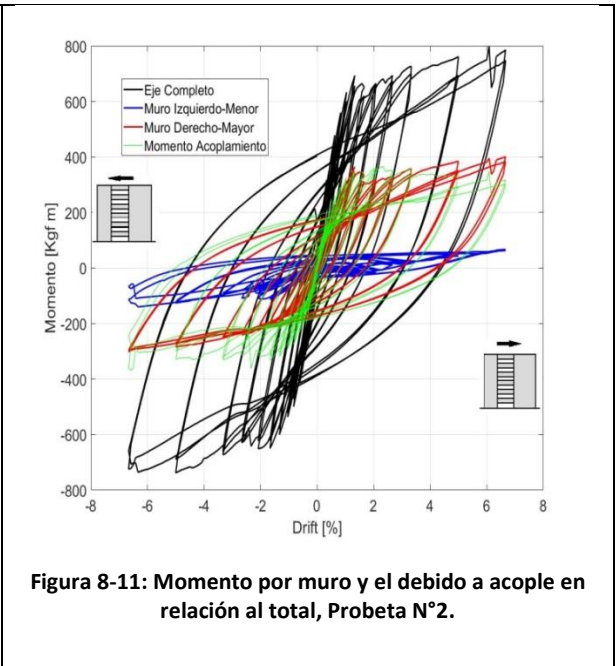
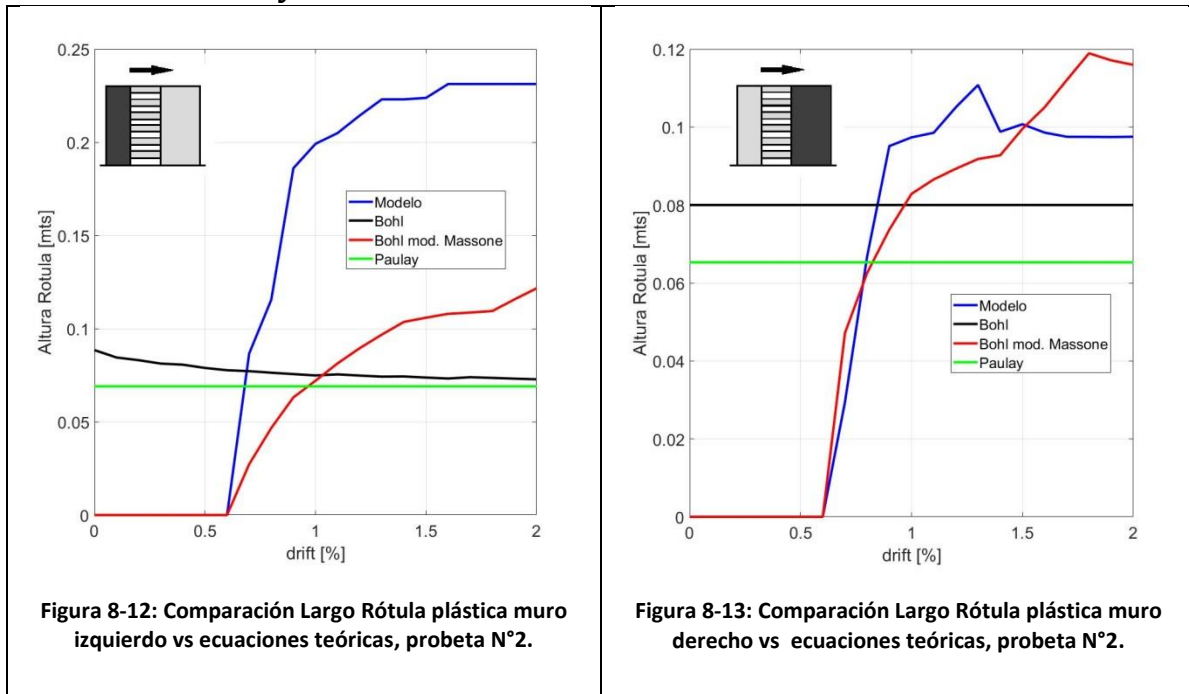


Figura 8-11: Momento por muro y el debido a acople en relación al total, Probeta N°2.

En la Figura 8-12 y Figura 8-13, se muestra el largo de rótula plástica obtenido del análisis numérico y su comparación con fórmulas teóricas (al igual que en el Capítulo 6) para cada muro, cuando el muro largo está en compresión. Se observa el mismo comportamiento que en la probeta N°1, en el cual el muro en tracción (muro corto), presenta una rótula plástica bastante elevada, mientras que la rótula en el muro largo llega a un valor aproximado de 0.1 [mts] y se mantiene constante (el peak mostrado puede deberse a problemas locales de convergencia), al igual que lo que sucede en la probeta N°1.

8.3 Probetas N°3 y N°4



Como se estableció anteriormente, los gráficos correspondientes a estas probetas se incluyen en el Anexo D, debido a que presentan un comportamiento con tendencia similar a las anteriores y solo se utilizan sus resultados para realizar la comparación entre el largo de rótula plástica para cada muro entre probetas y ver cómo influye cada configuración en este parámetro. Estos resultados se muestran en la siguiente sección.

Siguiendo el procedimiento anterior, la probeta N°3 presenta un acoplamiento de un 60%, en el estado con las vigas ya fisuradas, mientras que la probeta N°4 de un 70%. Este gran acoplamiento de las cuatro probetas se condice con su geometría y con la aproximación realizada en el capítulo anterior.

8.4 Comparación largo de rótulas plásticas entre probetas.

A continuación se presenta la comparación del largo de rótulas plásticas para cada muro, entre probetas, tomando siempre la dirección en la cual el muro largo está en compresión. Como se estableció anteriormente, la probeta N°1 es la original y a partir de esta se realizaron diversas modificaciones para crear las demás probetas, es por esto, que se compara el resultado de cada probeta con los resultados de la probeta N°1, dependiendo del muro.

Se utiliza solo el largo de rótula plástica como parámetro a comparar, porque se considera un parámetro esencial en el desempeño de los muros de hormigón, y como se estableció anteriormente, no está en el alcance del presente trabajo, un estudio más acabado de las probetas (consultar Inga [34]).

En la Figura 8-14, se muestra la comparación entre la probeta N°1 y la N°2. Entre ambas, la diferencia era la altura de las probetas, mientras que los muros presentan la misma sección. Se puede observar que para el muro largo en compresión, se llega a un largo similar, pero la probeta N°2 al ser más chata, presenta una fluencia a una deriva mayor que la probeta N°1. Para el muro corto en tracción, se presenta el mismo desempeño, llegando a alturas similares, pero el muro de la probeta N°1 fluyendo antes.

En la Figura 8-15, se expone la comparación entre las probetas N°1 y N°3. Estas difieren en el largo del muro corto, el cual pasa de 10 [cm] en la probeta N°1 a 8 [cm] en la N°3. Se puede observar que esta diferencia de sección entre muros cortos no influye en el largo de la rótula plástica del muro largo, el cual tiene un desempeño similar en ambas probetas, por lo cual se puede establecer, tomando en consideración además lo obtenido en el Capítulo 6, que para el muro largo en compresión tiene mayor efecto el estar acoplado y en compresión, que la sección del muro al cual esta acoplado. Los muros cortos no son comparables debido a la diferente sección, pero se observa lo esperable, que el muro de mayor longitud (10 [cm]), presenta un largo de rótula plástica mayor. El peak presentado para la longitud del muro de 8 [cm], puede deberse a problemas de convergencia locales, para lo cual se hacen necesarios estudios de sensibilidad con respecto a la modelación y la discretización tomada.

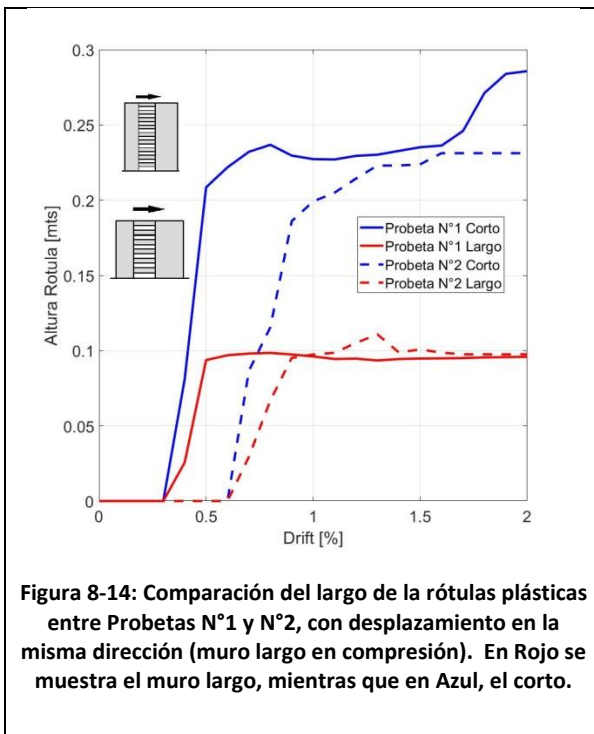


Figura 8-14: Comparación del largo de la rótulas plásticas entre Probetas N°1 y N°2, con desplazamiento en la misma dirección (muro largo en compresión). En Rojo se muestra el muro largo, mientras que en Azul, el corto.

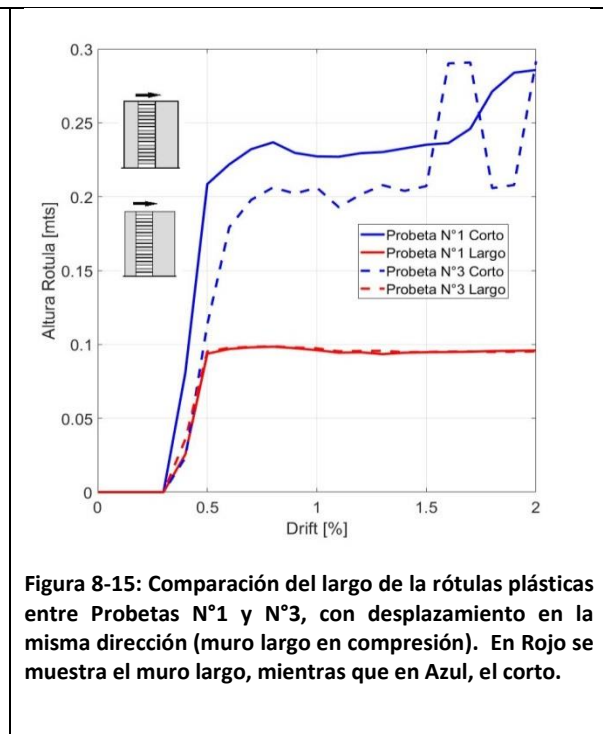
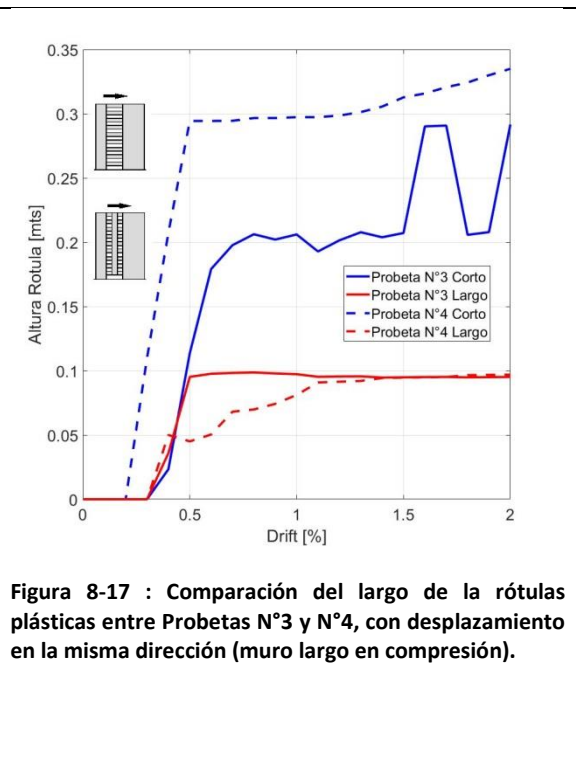
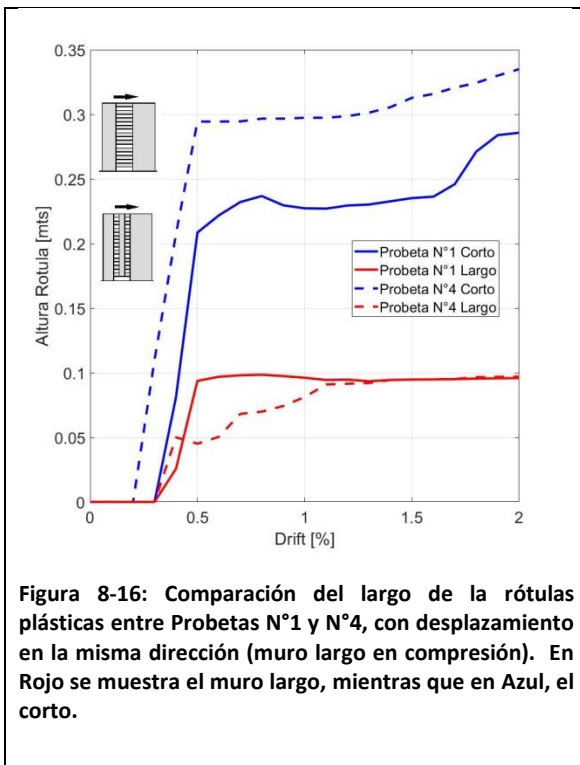


Figura 8-15: Comparación del largo de la rótulas plásticas entre Probetas N°1 y N°3, con desplazamiento en la misma dirección (muro largo en compresión). En Rojo se muestra el muro largo, mientras que en Azul, el corto.

En la Figura 8-16, se muestra la diferencia entre las probetas N°1 y N°4. Estas probetas tienen dos grandes diferencias, primero que el muro de la izquierda pasa de 10 [cm] a 8[cm] y segundo, que en la probeta N°4 se incluye un muro central que no se empotra, el cual hace aumentar el acoplamiento entre ambos muros. De la figura se aprecia que el muro largo llega a una altura de rótula plástica similar, pero el desempeño es diferente, subiendo lentamente, esto puede deberse al mayor acoplamiento, en vez de funcionar como muros independientes, el perfil de deformaciones se desempeña como uno solo a lo largo del eje estructural. Este resultado se complementa con lo observado en la Figura 8-17, en la cual se muestra la diferencia entre las probetas N°3 y N°4. En estas el muro corto presenta la misma sección, pero en la probeta con mayor acoplamiento (N°4), fluye a una deriva menor y llega a una altura de rótula plástica mayor



De estos análisis se desprende un importante resultado, el cual coincide con lo expuesto en el Capítulo 6, en el que, para un muro que esté presente en un eje estructural y acoplado a un muro de menor tamaño, el largo de rótula plástica se ve afectado mayormente por el hecho de estar acoplado, que por el largo del muro al cual esta acoplado o por el porcentaje de acoplamiento. Mientras que se puede apreciar que para el muro que está en tracción, el porcentaje de acoplamiento sí toma mayor relevancia, cambiando su desempeño, fluyendo antes o después, según sea el caso.

A su vez es importante destacar que para que los análisis de las probetas sean concluyentes y se puedan obtener más resultados que solo el largo de rótula plástica, se requieren análisis con mayor precisión estadística, tomando en cuenta los problemas de convergencia y singularidades debido a la discretización de la malla de elementos finitos. En el presente estudio se realizaron investigaciones con este objetivo, pero debido a las características de las probetas, puede que elementos finitos tan pequeños no representen de buena manera la realidad. Para un posterior análisis se recomienda modelar las vigas de acople de una manera diferente, como por ejemplo lineales con rótulas en los bordes, con el objetivo de disminuir los problemas de convergencia y además realizar un mallado más simple, sin tener la condición geométrica de igualar el mallado de las vigas.

Capítulo 9 : Conclusiones

A partir de los resultados obtenidos en la presente investigación, se logra obtener información sobre el desempeño de muros bajo diversas configuraciones y modelaciones.

Una de las primeras conclusiones a la cual se llega en el presente trabajo, se obtiene mediante la implementación del elemento SFI-MVLEM en la interface SAFE Toolbox. De esta se establece que el elemento logra reproducir el desempeño de muros de hormigón armado, de manera apropiada, pero se requieren de ajustes en la programación del elemento, con el fin de optimizar su método de convergencia en la interface.

Posteriormente se realizó el estudio de perfiles de corte en altura, con el cual se llega a establecer que para edificios que tengan menos de quince pisos, el perfil triangular invertido (usado usualmente) es una buena aproximación para un análisis tipo Pushover, pero para edificios con alturas superiores, ya deja de serlo, debido a que comienzan a tomar importancia los modos superiores de vibrar. Finalmente, en edificios con un número de pisos superior a los 30, el corte se distribuye con amplificaciones en los extremos del edificio (arriba y abajo) y casi nulo en los pisos intermedios, debido a la gran flexibilidad de estos y el efecto de marco que se da en ellos (por la estructuración que tienen, para limitar los desplazamientos).

Finalmente, considerando el estudio numérico de muros acoplados, se llega a las siguientes conclusiones sobre el desempeño de estos.

En ejes acoplados con muros de distinta longitud (pero ambos con largo considerable), cada muro se desempeña de manera bastante diferente en comparación con su modelo aislado, dependiendo de la variación de carga axial. Ambos muros en compresión, resisten un corte basal dos a tres veces superior que de manera aislada, pero cuando están en tracción, son sometidos a menor resistencia y solo cuando el muro a compresión fluye, aumentan de manera drástica su aporte al eje estructural y fluyen de manera repentina. También cabe destacar el hecho que el muro corto, al estar en tracción, solo aporta al eje estructural en corte y no en la resistencia a flexión. Este hecho se da por la redistribución de esfuerzos que ocurre dentro del muro por el efecto de acople, en particular, en este caso, por el bajo brazo palanca en el muro corto.

En conclusión, al acoplar los muros, estos exhiben un mejor desempeño en relación a la suma de sus casos aislado, aunque estén acoplados a muros menores (pero de considerable longitud), logrando resistir mayor carga, y el eje como un todo, presenta ductilidad suficiente para funcionar de manera adecuada. En ambos muros además, se llega en una deriva menor a la fluencia y a la resistencia máxima a compresión. Este hecho establece la importancia de estudiar los muros con su entorno (eje estructural al estar acoplado), en comparación a estudiarlos de forma aislada, ya que el desempeño cambia de forma considerable.

Por esto es recomendable estudiar los muros de la manera más parecida a como estarán en la realidad, esto es, acoplados. En este sentido, muchas veces la losa no es considerada como un elemento de acople, pero se observa en la presente investigación, que para derivas donde los muros se encuentran fluyendo, el sistema genera un porcentaje de acople relevante, cercano al 25%. Al ser un elemento tan importante, se deben realizar mayores estudios, debido a que como se expuso en la investigación, tomar un ancho equivalente mayor de la losa, influye de manera ostensible en el comportamiento de los muros.

Sobre el desarrollo de rótulas plásticas en muros, se logra establecer que el efecto del acoplamiento tiene mayor importancia para el muro en compresión, reduciendo hasta en un 50% el largo de su rótula plástica, en comparación con el estudio de un muro aislado, mientras que en los muros que soportan tracción debido al acoplamiento, el desarrollo de esta es muy similar al caso aislado. Este hecho es de gran relevancia, ya que el largo de la rótula plástica, como se describió a través de la investigación, depende de una gran cantidad de factores, entre ellos, de la fuerza axial y con esto se observa que si esta fuerza es de compresión, tiene mayor importancia a que si es tracción. Esto también se observa con muros acoplados del mismo largo, en el cual el muro en tracción llega a longitudes de la rótula plástica similares al aislado. A su vez se remarca la importancia del desplazamiento de techo al establecer la longitud de la rótula plástica, concluyendo como válida la ecuación dada por Massone and Alfaro [45].

Del estudio de un muro aislado con 20 pisos y a diferente carga axial, se logra concluir que no se puede representar el desempeño de un muro que se encuentra acoplado solamente por reproducir, de manera estática, la carga axial, debido a que el acoplamiento tiene influencia no solo en la carga axial, sino además en el desempeño de sus materiales, como lo es en la deriva a la que se presenta la fluencia del refuerzo, y la distribución de la fuerza, como por ejemplo en el brazo palanca. Trabajar con diferentes patrones de carga sirve para realizar análisis más cercanos a la realidad, pero para realmente representar

un muro acoplado, se debe realizar un análisis en el cual se deba ir actualizando constantemente el patrón de carga. Por lo cual se concluye que siempre es mejor estudiar los muros acoplados.

Otro de los hechos destacables que se pudo observar es la importancia de la continuación en la altura de la zona confinada en muros. Particularmente, utilizar un confinamiento que se reduzca paulatinamente a lo alto del muro y no solo colocarlo en la zona donde se espere fluencia, debido a que si no, se generan zonas críticas en la interfaz entre los sectores sin y con confinamiento.

Capítulo 10 : Trabajo Futuro

- 1) Implementar un algoritmo de convergencia dentro del elemento SFI-MVLEM, para su programación en la interface SAFE-Toolbox.
- 2) Realizar un análisis de sensibilidad para obtener el ancho equivalente de losa a utilizar y ver el porcentaje real de acople, debido a que el utilizado en la presente investigación es un valor ocupado comúnmente en la industria.
- 3) Realizar la modelación en 3 dimensiones del eje estructural, en específico de la losa, para representar de mejor forma su comportamiento. En la presente investigación, al trabajar en 2 dimensiones, se trabaja con elementos planos, pero el espesor del muro versus el de la losa, debe tener importancia y esto no se logra reproducir de buena manera en el modelo.
- 4) Generar un estudio que contemple la utilización de una mayor cantidad de ejes estructurales de muros acoplados, los cuales tengan la misma altura. Estos ejes deben incluir un muro de longitud fija (para todos los ejes) y el segundo muro debe ir variando su longitud, eje a eje, con la idea de poder concluir sobre si el largo de la rótula plástica en el muro que se tracciona es similar al aislado, independiente de la longitud del muro al que este acoplado.
- 5) Realizar un estudio en el cual las losas se modelen con elementos específicos en sus bordes, que representen de mejor manera el comportamiento de las rótulas plásticas, para poder estudiar de mejor forma la fluencia y el desempeño de estas.
- 6) Para las probetas, realizar un estudio de sensibilidad sobre el tamaño de los elementos finitos a utilizar, de manera previa a su modelación.

Bibliografía

1. ACI (2005): Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-05, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA. ACI (2008): Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-08, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
2. ACI (2008): Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-08, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
3. Aristizabal-Ochoa, J. D., 1987, Seismic behavior of slender coupled wall systems, ASCE Journal of the Structural Division, Volume 113 (ST 10): 2221-2234.
4. Aktan A.E., Bertero V.V, Piazza M., 1982, Prediction of the seismic responses of R/C frame coupled wall structures, Report No. UCB/EERC-82/12, Earthquake engineering Research Center, University of California, Berkeley.
5. Antoniou S. and Pinho R., 2008. Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure, Journal of Earthquake Engineering, Volume 8(5): 643-661.
6. Baker A.L.L. 1956: Ultimate load theory applied to the design of reinforced and prestressed concrete frames. Concrete Publications Ltd., London.
7. Baker A.L.L. and Amarakone A.M.N. 1964. Inelastic Hyperstatic Frame Analysis, Proceedings International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ACI SP-12, Miami, pp. 85-142.
8. Bohl, A. and Adebar, P. 2011. Plastic hinge lengths in high-rise concrete shear walls. ACI Structural Journal Volume 108(2): 148–157.
9. Belarbi H. and Hsu T. 1994. Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened By Concrete, ACI Structural Journal Volume 91(4):465-474.
10. Calderón, J. 2007. Update on Structural System Characteristic used in RC Building Construction in Chile (in Spanish), Civil Engineering Thesis, University of Chile, 76 pp.

11. Chang, G.A. and Mander, J.B. 1994. Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part I – Evaluation of Seismic Capacity. NCEER Technical Report No. NCEER-94-0006, State University of New York, Buffalo.
12. Chandran, R. Kartha, U. and Prabhakaran, R. 2014. “Comparative study on solid and coupled shear Wall”. International Journal of Civil Engineering & Technology (IJCIET). Volume 5: 117-133.
13. Chan W.W.L, 1955. The ultimate strength and deformation of plastic hinges in reinforced concrete frameworks. Magazine of Concrete Research, Volume 7(21): 121-132.
14. Chaallal O., Gauthier D. and Malenfane P., 1996. Classification methodology for coupled shear walls. Journal of Structural Engineering Volume 122 (12).
15. Carvalho, E., 1998. Seismic testing of structures. 11^o European Conference on Earthquake Engineering. Rotterdam: Balkema, pp. 53-64.
16. Chopra AK, Goel RK. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. Earthquake Eng & Struct Dyn 2002;31:561-82.
17. Chopra, AK., Goel RK., and Chintanapakdee, C. 2004. Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands. Earthquake Spectra Volume 20(3):757-78.
18. Collins, M. and Porasz, A., 1989. Shear Strength for High Strength Concrete”. In Design Aspects of High Strength Concrete. Bulletin No. 193. Comitee Euro-International du Beton (CEN): 75-83.
19. Chile. Ministerio de Vivienda y Urbanismo. D.S. N° 60 MINVU : Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga Decreto N° 118, de 2010. Diario Oficial 13 de Diciembre del 2011
20. Chile. Instituto Nacional de Normalización, INN. 1996. Nch 433 of 96: Diseño sísmico de edificios. 1996.
21. Chile. Instituto Nacional de Normalización, INN. 2009. Nch 433 of 2009: Diseño sísmico de edificios. 2009.

22. Chile. Instituto Nacional de Normalización, INN. 2003. Nch 2369 of 2003: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, 2003.
23. Chung-Chan Hung and Wei-Ting Lu. 2016: A Performance-Based Design Method for Coupled Wall Structures, *Journal of Earthquake Engineering*, Volume 21(4): 579-603.
24. Corley, GW. 1966. Rotation capacity of reinforced concrete beams. *ASCE Journal Structural Division*. Volume 92(10): 121-146.
25. Douglas K. T., Davidson B. J. and Fenwick R.C, 1996, Modelling of reinforced concrete plastic hinges. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico.
26. Deierlein, G., Reinhorn, A., and Willford, M. 2010. "Nonlinear structural analysis for seismic design," NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, produced by the NEHRP Consultants Joint Venture, a partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, NIST GCR 10-917-5.
27. Estay, C. G., 2008. Características de muros de hormigón armado Diseñados en Chile. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil.
28. Filippou F.C., Popov, E.P. and Bertero, V.V. 1983. Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints. Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
29. Galano, L. and A. Vignoli 2000. Seismic behavior of short coupling beams with different reinforcement layouts. *ACI Structural Journal* Volume 97(6): 876–885.
30. Guendelman T. and Lindenberg, J. 2010. Cambio en Solicitaciones Sísmicas en Edificios. Seminario Efectos del Terremoto en el Nuevo Diseño Sísmico y Estructural en Chile, ICH.
31. Guendelman T., Guendelman M., Lindenberg, J. 1997. Perfil Bio-Sísmico de edificios (in Spanish). VII Jornadas de Sismología e Ingeniería Antisísmica y Primer Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica, La Serena, Chile.
32. Guendelman T., Medina F., Guendelman M., Figueroa L., 2018. Perfil Bio-Sísmico de edificios 3.0.

33. Harries A. 2001. Ductility and Deformability of Coupling Beams in Reinforced Concrete Coupled Walls. *Earthquake Spectra*. Volume 17(3):457-478.
34. Inga J., 2018. Estudio Experimental Y Modelamiento Numérico De Muros Acoplados De Hormigón Armado. Memoria de magister en Ingeniería Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil.
35. Jimenez. F, 2016. Estudio Experimental De La Amplificación Dinámica Del Corte en Muros de Hormigón Armado Con Discontinuidades. Memoria de magister en Ingeniería Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil.
36. Kwan, A. K. H. and Z. Z. Zhao 2002. Cyclic behavior of deep reinforced concrete coupling beams. *Structures & Buildings* Volume 152(3): 283–293.
37. Kumar, V.V.S and Agarwal P. 2015. Effect of types of reinforcement on plastic hinge rotation parameters of RC beams under pushover and cyclic loading. *Earthq Eng & Eng Vib* Volume 14: 503-516.
38. Kolozvari, K. 2013, Analytical Modeling of Cyclic Shear – Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls. Ph.D. dissertation, University of California, LA-USA.
39. Kalkan E. and Kunnath S.,2006. Adaptive Modal Combination Procedure for Nonlinear Static Analysis of Building Structures. *Journal of Strcutrual Engineering*, Volume 132(11):1721-1731.
40. Lagos et. al. 2017. Seismic Performance of Concrete Buildings in Chile. 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017.
41. Mattock, A. 1967. Discussion of rotational capacity of reinforced concrete beams by W.D.G. Corley. *ASCE J. Struct. Div.* Volume 93(2):519-522
42. Mohr, D. 2007. Nonlinear Analysis and Performance Based Design Methods for Reinforced Concrete Coupled Shear Walls. M.S. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle.
43. Massone, L. 2006. RC Wall Shear - Flexure Interaction: Analytical and Experimental Responses, Ph.D. dissertation, University of California, LA-USA.

44. Massone, L., Orakcal, K. and Wallace, J. 2009. Modeling of squat structural walls controlled by shear. *ACI Structural Journal* Volume 106(5):646–655.
45. Massone L. and Alfaro J. 2016. Displacement and curvature estimation for the design of reinforced concrete slender walls. *Struct. Design Tall Spec. Build.* Volume 25: 823–841.
46. Massone, L. 2013. Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010. *Engineering Structures*, Volume 56: 1335-1345.
47. Massone, L., Bonelli, P., Lagos, R., Lüder, C., Moehle, J. and Wallace, J. 2012. *Seismic Design and Construction Practices for RC Structural Wall Buildings*”, EERI, *Earthquake Spectra – Chile Special Issue*.
48. Muñoz, G., 2017. *Estudio Experimental-Teórico De Muros de Hormigón Armado Con Discontinuidad Central En La Base E Influencia De La Presencia De Losas*. Memoria de magister en Ingeniería Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil.
49. McKenna, F., Fenves, G., Scott, M. and Jeremic, B., 2000. *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*”, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA-USA.
50. Menegotto, M. and E. Pinto, 1973. *Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending*”. *Proceedings, IABSE Symposium*. Lisboa, Portugal.
51. Oyen, P. 2006. *Evaluation of analytical tools for determining the seismic response of reinforced concrete shear walls*. M.S. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle.
52. Orakcal K., Ulugtekin D., and Massone L.M. 2012, *Constitutive Modeling of Reinforced Concrete Panel Behavior under Cyclic Loading*, *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
53. Orakcal K. 2004. *Nonlinear Modeling and Analysis of Slender Reinforced Concrete Walls*”, PhD Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Los Angeles.

54. Orakcal K. and Wallace J.W. 2006. Flexural Modeling of Reinforced Concrete Structural Walls – Experimental Verification. ACI Structural Journal, Volumen 103 (2):196-206.
55. Park, R. and Paulay, T., 1975 Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons, Inc., New York. 800p.
56. Palermo, D. and Vecchio, F. 2003. Compression field modeling of reinforced concrete subjected to reversed loading: Formulation. ACI Structural Journal Volume 100(5): 616-625.
57. Paulay, T. and Bull, I. N., 1979, Shear effects on plastic hinges of earthquake resisting reinforced concrete frames, CEB Bulletin No. 132- Structural Concrete under Seismic Actions, CEB: 165-172.
58. Pardo Casas, F. and Molnar P., 1987. Relative Motion of the Nazca (farallon) and South American Plates Since Late Cretaceous Time. Tectonics Volume 6:233-248.
59. Paulay, T. and Uzumeri S.M., 1975. A Critical Review of the Seismic Design Provisions for Ductile Shear Walls of the Canadian Code. Canadian Journal of Civil Engineering, Volume 2: 592-601.
60. Paulay, T. and Priestley, M.J.N. 1993. Stability of ductile structural walls. ACI Structural Journal Volume 90(4): 385–392.
61. Paulay, T. and Priestley, M. J. N. 1992 Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons, Inc. New York . 768p.
62. Peña, E. (2016). Implementación del programa de elementos finitos ‘Safe Py’ para análisis no lineal dinámico con factor de convergencia de carga. Memoria de magister en Ingeniería Civil. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y matemáticas.
63. Poland, C., Hill, J., Sharpe, R., Soulages, J. and Structural Engineers Association of California et al. 1995, Vision 2000 : performance based seismic engineering of buildings, Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.
64. Poursha, M. and Amini, M., 2015. A single-run multi-mode pushover analysis to account for the effect of higher modes in estimating the seismic demands of tall buildings. Bulletin of Earthquake Engineering Volume 13(8) :1-19.

65. Panagiotakos, T.B. and Fardis M.N., 2001. Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. *ACI Structural Journal*. Volume 135:48-98.
66. Rojas, F. 2012. Development of a nonlinear quadrilateral layered membrane element with drilling degree of freedom and a nonlinear quadrilateral thin flat layered shell element for the modeling of reinforced concrete walls”, Ph.D. dissertation, University of Southern California, LA-USA.
67. Rojas, F., Anderson, J.C and Massone, L. 2016. A nonlinear quadrilateral layered membrane element with drilling degrees of freedom for the modeling of reinforced concrete wall. *Engineering Structures* Volume 124:521–538
68. Stafford-Smith, B. and Coull, A., 1991, *Tall Building Structures: Analysis and Design*, John Wiley & Sons, Inc. New York . 736p.
69. Shakeri, K., Shayanfar, M. and Kabeyasawa, T , 2010. A Story Shear-Based Adaptive Pushover Procedure For Estimating Seismic Demands Of Buildings. *Engineering Structures* Volume 32(1):174–183.
70. Saatcioglu, M. and Razvi, S. 1992. Strength and ductility of confined concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering* 118(6): 1590–1607.
71. Tsai, W.T. 1988, Uniaxial Compressional Stress-Strain Relation of Concrete,” *ASCE Journal of Structural Engineering*, Volume 114 (9): 2133-2136.
72. Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A. and Jensen, J. 1987. Properties of High-Strength Concrete and Application in Design. In *Symposium Utilization of High-Strength Concrete*, Stavanger, Norway.
73. Ulugtekin D. 2010. Analytical Modeling of Reinforced Concrete Panel Elements Under Reversed Cyclic Loadings. M.S. Thesis, Department of Civil Engineering, Bogazici University.
74. Vulcano A., Bertero V. V., and Colotti V. 1988. Analytical Modeling of RC Structural Walls. *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Volume 6: 41-46.
75. Wood. S.L. 1991. Performance of Reinforced Concrete Buildings During the 1985 Chile Earthquake: Implications for the Design of Structural Walls. *Earthquake Spectra*. Volume 7(4):607–638.

Anexo A. Manual para utilización de materiales y elementos programados en la Interface SAFE-Toolbox.

A continuación se expone en forma resumida, a modo de manual, la manera de utilizar los elementos programados en la interface de análisis estructural SAFE Toolbox, tomando en consideración lo expuesto por Kolozvari [38]. Se detalla el nombre de la función, las variables que requiere y que representa cada una:

- **Material ConcreteCM:** Material que permite modelar el comportamiento del hormigón en una dimensión):

Función: *ConcreteCM(Tag,fpcc,epcc,Ec,rc,xcrn,ft,et,rt,xcrp,gap,mon)*

- **Tag=** Representa el nombre único del material en el modelo.
- **fpcc=** La máxima resistencia a compresión (f'_c).
- **epcc=** Deformación a la cual se alcanza la resistencia máxima a compresión.
- **ec =** Modulo inicial de rigidez.
- **rc =** Parámetro de forma de la envolvente a compresión definido en la ecuación de Tsai's [71].
- **xcrn=** Deformación critica adimensional de la curva de compresión, luego de la cual esta sigue una tendencia de línea recta.
- **ft=** Máxima Resistencia a tracción.
- **et=** Deformación a la cual se alcanza la máxima resistencia a tracción
- **rt=** Parámetro de forma de la envolvente a tracción definido en la ecuación de Tsai's [71].
- **xcrp=** Deformación critica adimensional de la curva de tracción, luego de la cual esta sigue una tendencia de línea recta.
- **gap=** Parámetro utilizado para simular el cierre de grietas en el hormigón. Se utiliza el valor 0 para un cierre poco gradual (por defecto), mientras que se utiliza 1, para un cierre más gradual. Para mayor información sobre este parámetro, consultar Kolozvari [38]
- **mon=** Este parámetro se utiliza cuando se requiere solo trabajar con la curva de esfuerzo-deformación monotónica. Cuando se quiere, debe tomar el valor 1, si no 0, el cual está por defecto, si no se agrega este parámetro a la función.

- **Material Fixed Strut Angle Model:** Material de dos dimensiones, que permite modelar el desempeño tipo panel de la unión del hormigón y el acero. Para el hormigón, solo está implementado el utilizar el material ConcreteCM, mientras que para el acero, se debe utilizar el acero ya programado en la interface, denominado SteelUniaxialMaterial.

Función : *FSAM(tag,rho,s1,s2,Concrete,ROUX,ROUY,Nu,ALFADOW)*

- **Tag=** Representa el nombre único del material en el modelo.
 - **Rho=** Densidad del material.
 - **S1 =** Material uniaxial a utilizar para representar el acero en la dirección “X”
 - **S2=** Material uniaxial a utilizar para representar el acero en la dirección “Y”
 - **Concrete =** Material uniaxial a utilizar para representar el hormigón.
 - **ROUX =** Cuantía de refuerzo de acero en la dirección X.
 - **ROUY =** Cuantía de refuerzo de acero en la dirección Y.
 - **Nu =** Coeficiente de fricción del hormigón. Este valor debe estar en el rango ente 0 y 1.5
 - **ALFADOW =** Coeficiente de rigidez del refuerzo de acero a utilizar en el comportamiento de dovela de este. Este valor debe estar en el rango entre 0 y 0.05.
- **Elemento SFI-MVLEM:** Una vez definido los elementos uniaxiales y los tipos panel, se puede crear el elemento de fibras SFIMVLEM. Este utiliza como input la geometría de los paneles, las características de estos y la geometría del elemento, dada por los nodos. Este elemento aún no está ajustado para funcionar de manera horizontal (por ejemplo para modelar vigas). A continuación se detalla la función:

Función: *SFIMVLEM (tag, Node1, Node2, materials, thickness, width, mm, cc, modelObject)*

- **Tag=** Representa el nombre único del elemento en el modelo.
- **Node 1 =** Nodo inferior del elemento de fibras.
- **Node 2 =** Nodo superior del elemento de fibras.
- **Materials =** Arreglo de objetos con el material de cada fibra.
- **thickness =** Arreglo de números con el espesor de cada fibra.
- **width =** Arreglo de números con el ancho de cada fibra.
- **mm =** Numero de fibras (tipo panel) con las que se quiera trabajar en el elemento.
- **cc =** Ubicación del centro de rotación (el cual se calcula como “cc” por la altura del elemento), por defecto se utiliza cc = 0.4.
- **modelObject =** Se debe ingresar el modelo con el cual se trabaja.

De este elemento se puede obtener, utilizando la función SFIMVLEMRecorder, los siguientes outputs

- **GlobalForce** = Fuerzas globales del elemento (dirección global del modelo).
 - **Curvature** = Curvatura del elemento.
 - **ShearDef** = La deformación debido al efecto del corte en el elemento.
 - **RCPanel Response** = La respuesta de cada panel por separado, para un estudio más detallado.
- **ZeroLengthElement**: Este elemento sirve, entre otras cosas, para modelar rótulas plásticas en extremos de viga. Para utilizarlo se debe definir la dimensión del elemento, geometría y el material en cada dirección. A continuación se muestra un resumen de su implementación:

Función: ZeroLength (tag, dim, Node1, Node2, n1dMat, theMat, direction, doRayleigh, theDampMat, x, yp)

- **Tag**= Representa el nombre único del elemento en el modelo.
- **Dim**= Dimensión con la cual se trabaja, elemento de 1D, 2D o 3D.
- **Node 1** = Nodo inferior o izquierdo del elemento.
- **Node 2** = Nodo superior o derecho del elemento.
- **n1dMat**= Numero de materiales uniaxiales utilizados
- **theMat** = Arreglo de objetos con el material utilizado en cada dirección (uniaxiales)
- **direction**= Arreglo numérico con la dirección de cada material. 1, 2, 3 representan traslación en x, y, z mientras que 4, 5, 6, rotación en x, y, z respectivamente.
- **doRayleigh** = Parámetro que incorpora amortiguamiento. Si se utiliza 1, se trabaja con amortiguamiento de Rayleigh, 2 para elementos con amortiguamiento propio y 0 sin amortiguamiento (esta opción es la por defecto)
- **theDampMat** = Arreglo de objetos con materiales con amortiguamiento utilizado en cada dirección (uniaxiales), si es que se utiliza la opción 2 en el parámetro doRayleigh.
- **x** = Vector compuesto de tres parámetros, x1, x2, x3 (en el sistema coordenado global), los cuales definen la dirección "x" del elemento. Parámetro opcional, por defecto se utiliza: 1, 0, 0 (dirección "x" global).
- **yp** = Vector compuesto de tres parámetros, y1, y2, y3 (en el sistema coordenado global), los cuales definen la dirección "y" del elemento. Parámetro opcional, por defecto se utiliza: 0, 1, 0 (dirección "y" global).

Utilizando la función ZeroLengthRecorder, se pueden obtener los siguientes outputs:

- **Global_ResistingForces** = Fuerzas globales del elemento.
- **Global_Defs** = Deformaciones globales del elemento.
- **Material_Stress** = Esfuerzos de cada material uniaxial.
- **Material_Strain** = Deformación de cada material uniaxial.

Anexo B. Escalamiento y propiedades de probetas

A continuación se exponen las tablas con el detalle del escalamiento del eje estructural de 16 y 25 pisos.

Eje estructural de edificio con 16 pisos. $\lambda = 16$								
Parámetro	Unidad	Muros Reales		Muros Escalados		Escala		Razón de escala
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	
Altura	m	42		1.2		35		λ
Largo	m	4.55	3.5	0.13	0.1	35	35	λ
Espesor	cm	15		4		3.75 (0.11 λ)		λ
Altura entre piso	m	2.625		0.075		35		λ
E Hormigón	Mpa	23500		23500		1		1
E Acero	Mpa	200000		200000		1		1
fc'	Mpa	25		25		1		1
fy	Mpa	420		420		1		1
densidad	ton/m3	2.5		2.5		1 (35 λ)		λ^{-1}
Área	m2	0.683	0.525	0.0052	0.0040	131.25 (0.11 λ^2)		λ^2
Volumen	m3	28.665	22.050	0.006	0.005	4593.75 (0.11 λ^3)	4593.75 (0.11 λ^3)	λ^3
Peso	Ton	71.663	55.125	0.016	0.012	4593.75 (3.75 λ^2)	4593.75 (3.75 λ^2)	λ^2
T1	seg	0.63		0.012		52.50 (8.88 $\lambda^{1/2}$)		$\lambda^{1/2}$
F1	Hz	1.58		81.800		0.02		$\lambda^{-1/2}$

Figura Anexo B-1: Escalamiento eje estructural 16 pisos

Eje estructural de edificio con 25 pisos. $\lambda = 35$								
Parámetro	Unidad	Muros Reales		Muros Escalados		Escala		Razón de escala
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	
Altura	m	65.8		1.88		35		λ
Largo	m	4.55	3.5	0.13	0.1	35	35	λ
Espesor	cm	25		6		4.17 (0.12 λ)		λ
Altura entre piso	m	2.63		0.075		35		λ
E Hormigón	Mpa	23500		23500		1		1
E Acero	Mpa	200000		200000		1		1
fc'	Mpa	25		25		1		1
fy	Mpa	420		420		1		1
densidad	ton/m3	2.5		2.5		1 (35 λ)		λ^{-1}
Área	m2	1.138	0.875	0.0009	0.0007	145.83 (0.12 λ^2)		λ^2
Volumen	m3	74.848	57.575	0.015	0.011	5104.17 (0.12 λ^3)	5104.17 (0.12 λ^3)	λ^3
Peso	Ton	187.119	143.938	0.037	0.028	5104.17 (4.17 λ^2)	5104.17 (4.17 λ^2)	λ^2
T1	seg	1.47		0.03		56.54 (9.57 $\lambda^{1/2}$)		$\lambda^{1/2}$
F1	Hz	0.67		38.02		0.02		$\lambda^{-1/2}$

Figura Anexo B-2: Escalamiento eje estructural 25 pisos

La capacidad de los muros se muestra a continuación. Se trabaja con el caso más crítico para todas las probetas, con la idea de que la armadura fuera similar en todas las probetas, lo cual ayuda en el proceso constructivo.

Para la flexión se utilizó un diagrama de interacción con $f_y=420$ Mpa y $f_c'=20$ Mpa. Se puede observar en la Tabla Anexo B-1, que los momentos son menores a los dados por análisis, pero aumentar las barras de 6 [mm] a 8[mm], aumenta demasiado la cuantía, debido a las pequeñas dimensiones de las probetas.

Corte	Muro 13 cm	Muro 10 cm
Capacidad Hormigón [tonf]	0.67	0.53
Capacidad acero 1°zona [tonf]	0.79	0.79
Capacidad Total reducida[tonf]	1095	0.98
Vu análisis (más crítico) [tonf]	1.11	0.62

Tabla Anexo B-1: Capacidad de Corte

Flexión	Muro 13 cm	Muro 10 cm
P_u/f_c*Ag	0.046	0.049
Cuantía	0.03	0.03
Mn reducido [tonf*m]	0.49	0.29
Mu análisis (más crítico) [tonf*m]	0.66	0.32

Tabla Anexo B-2: Capacidad a Flexión

En la Tabla Anexo B-3 se puede observar la capacidad de las vigas. Se observa que la flexión dada por análisis es bastante mayor a la resistida, pero debido a las dimensiones de la viga, no es posible agregar mayor armadura. Por otro lado, se cumple que falle antes por flexión a que por corte.

Capacidad Vigas		
Corte	Capacidad Hormigón [tonf]	0.13
	Capacidad acero[tonf]	1.15
	Capacidad Total reducida[tonf]	0.96
	Vu análisis (más crítico) [tonf]	0.7
Flexión	Mn reducido [tonf*m]	0.0135
	Mu análisis (más crítico) [tonf*m]	0.0451

Tabla Anexo B-3: Capacidad Vigas.

En las Figura Anexo B-3 y Figura Anexo B-4, se pueden observar las curvas características de los materiales utilizados

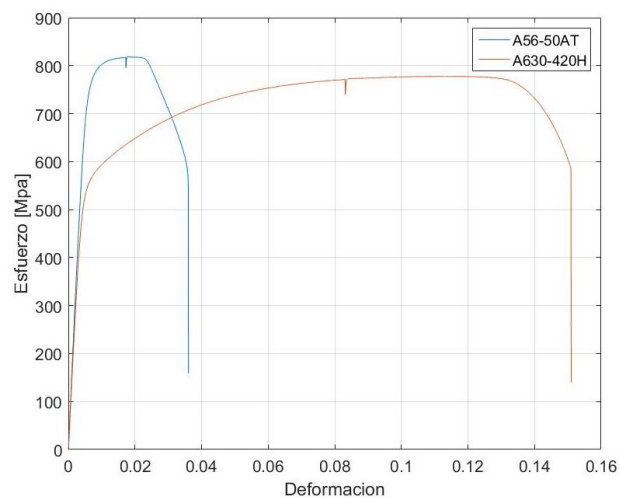


Figura Anexo B-3: Curva Esfuerzo-Deformación de aceros.

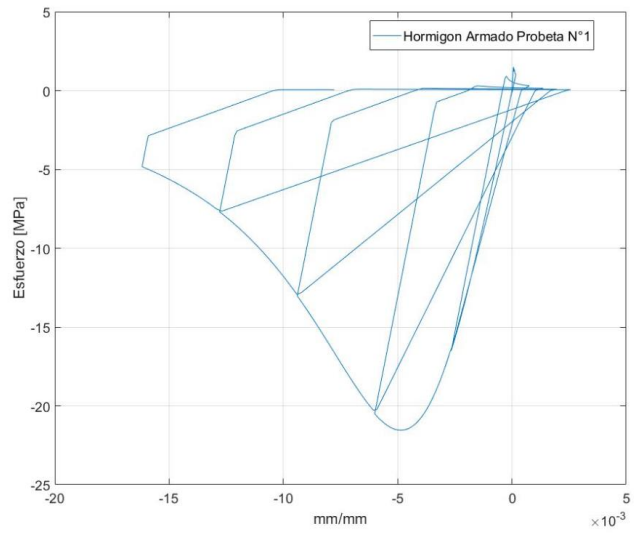
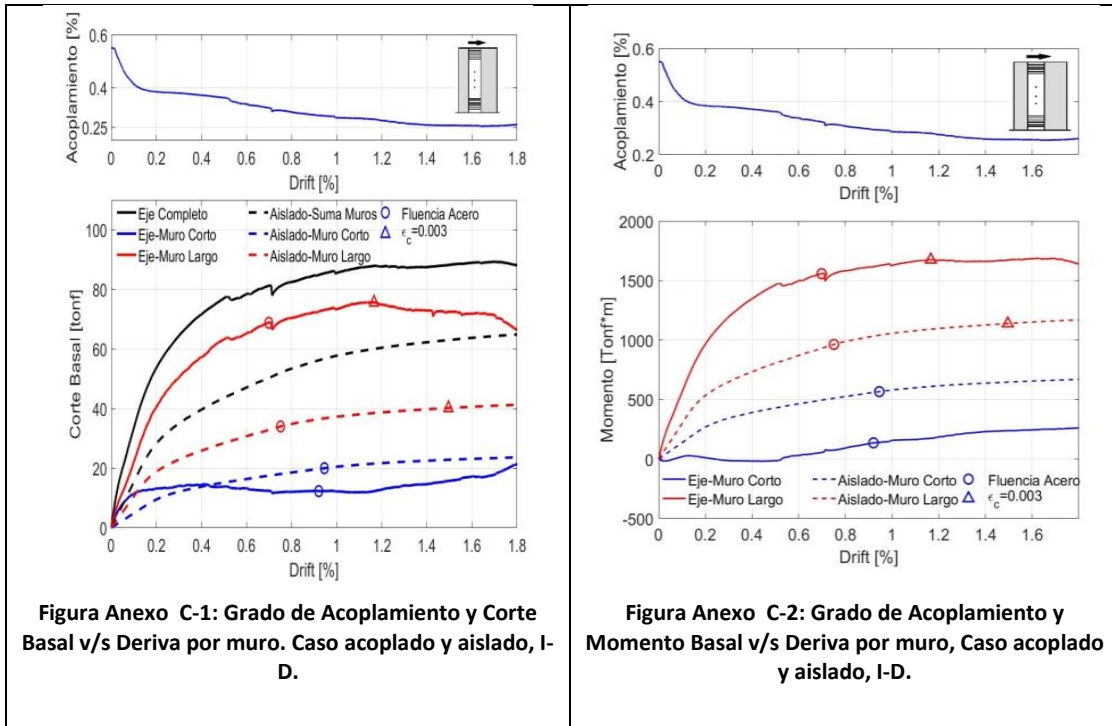


Figura Anexo B-4: Curva de esfuerzo deformación hormigón armado probeta N°1.

Anexo C. Resultados de análisis de ejes estructurales reales

Eje Estructural 16 Pisos



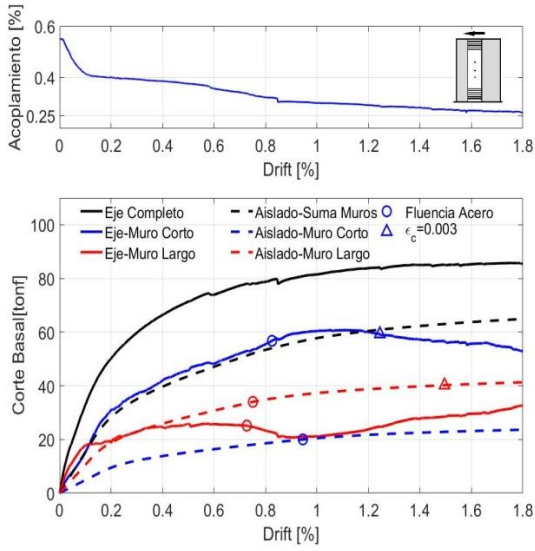


Figura Anexo C-3: Grado de Acoplamiento y Corte Basal v/s Deriva por muro. Caso acoplado y aislado, D-I.

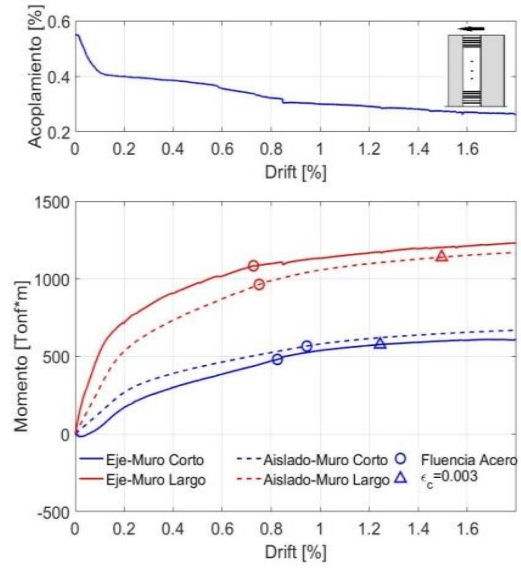


Figura Anexo C-4: Grado de Acoplamiento y Momento Basal v/s Deriva por muro, Caso acoplado y aislado, D-I.

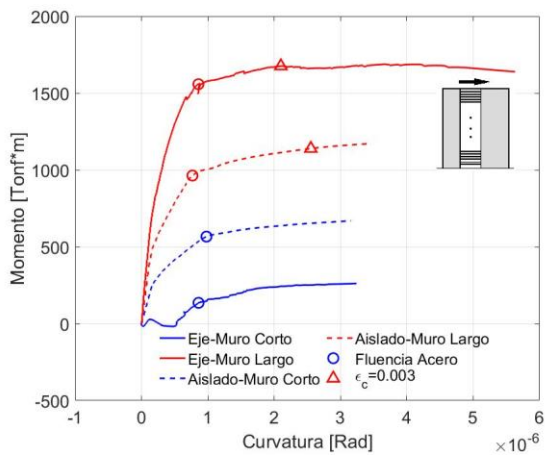


Figura Anexo C-5: Curva Momento Curvatura no normalizada. Caso acoplado y aislado, I-D.

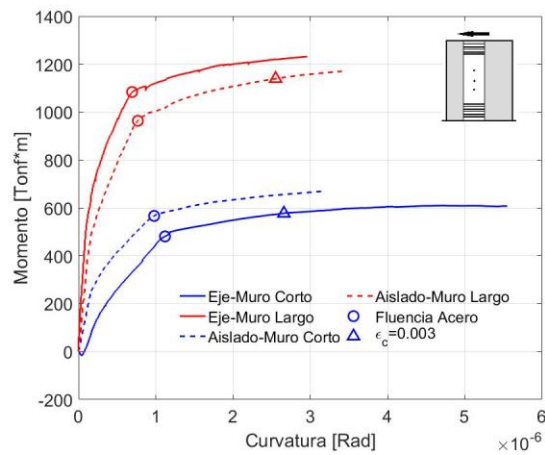
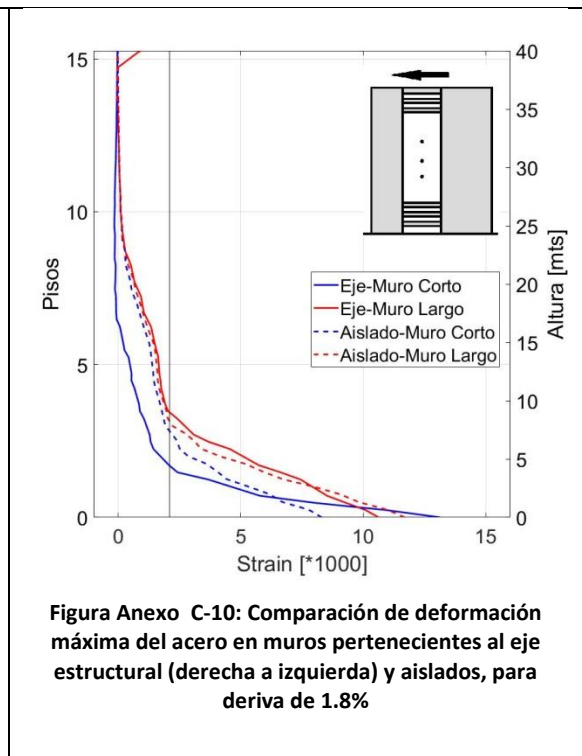
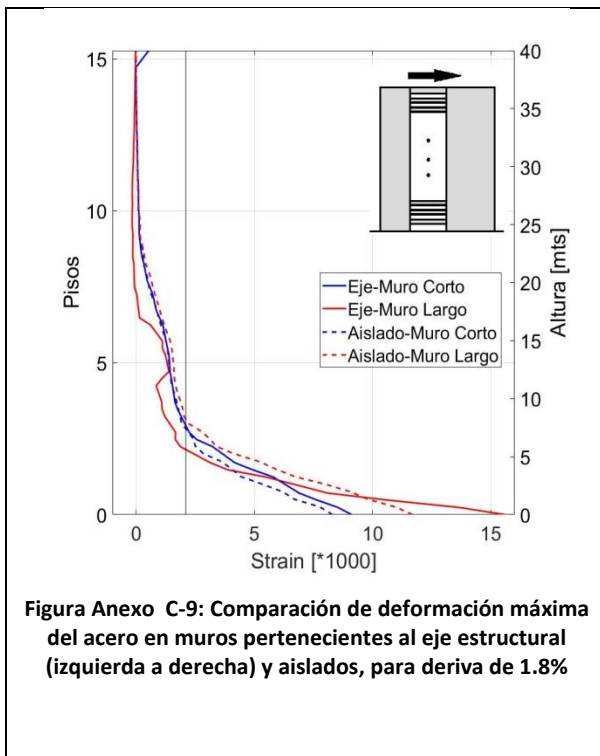
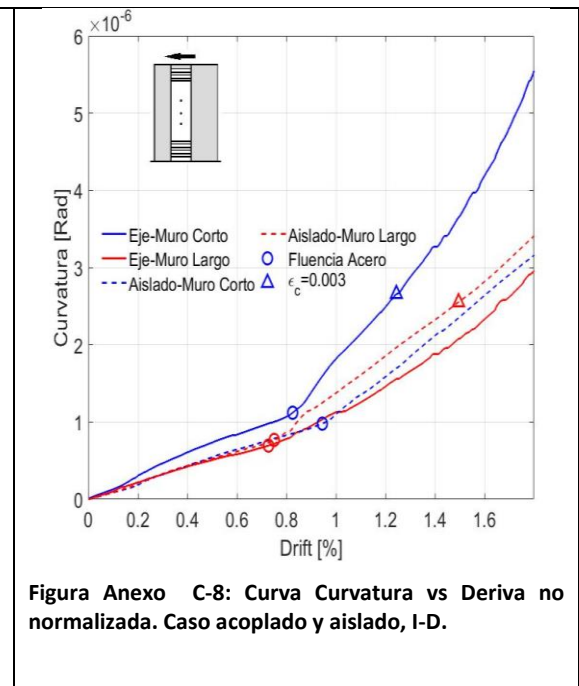
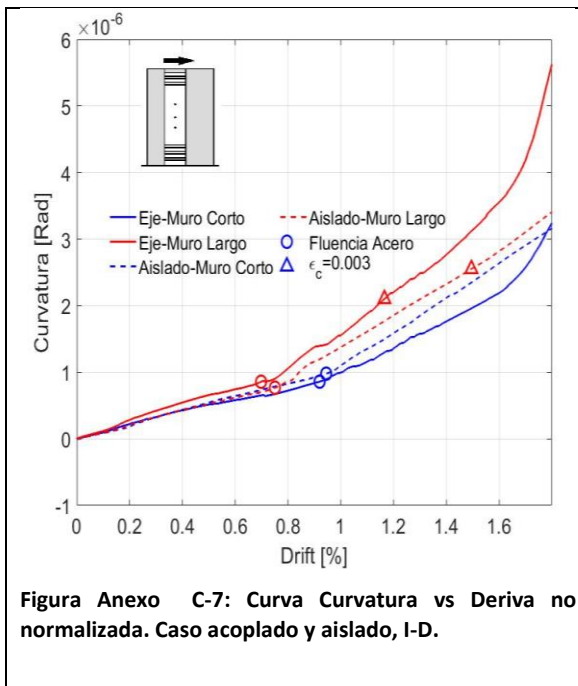
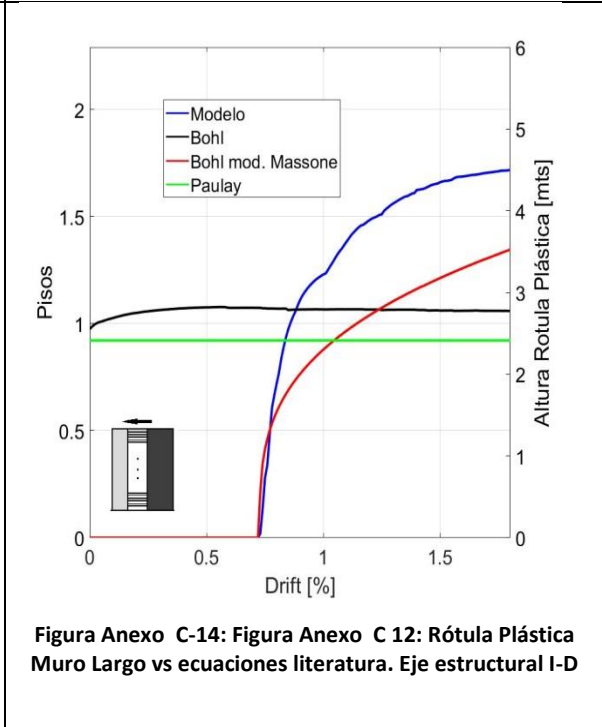
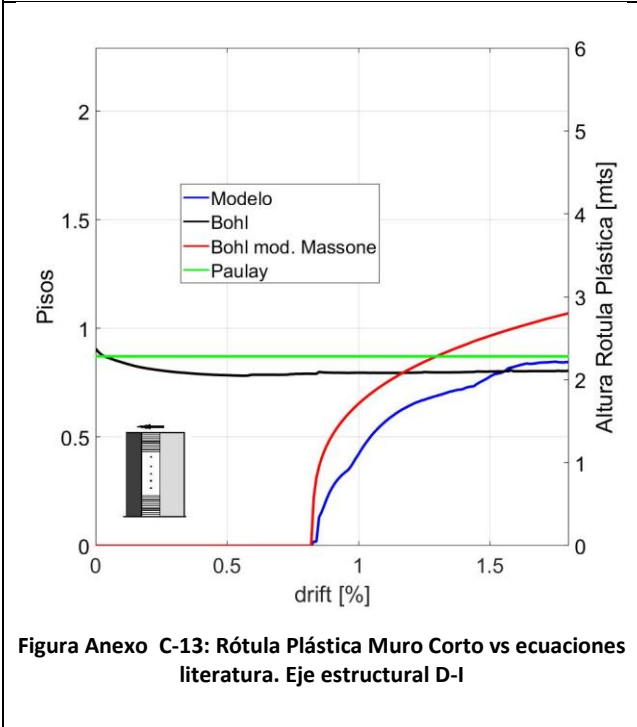
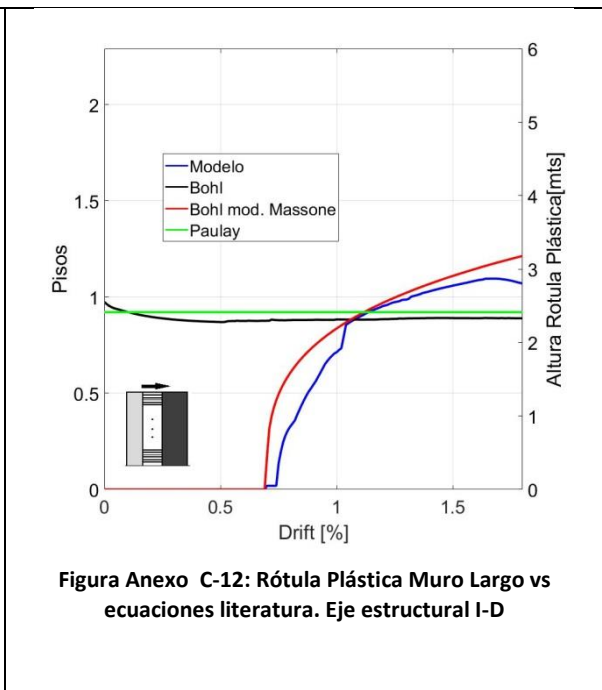
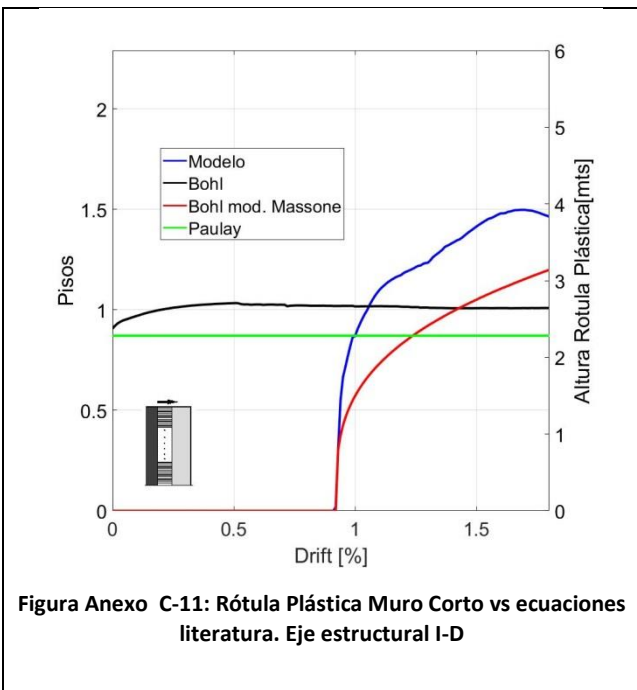


Figura Anexo C-6: Curva Momento Curvatura no normalizada. Caso acoplado y aislado, D-I.





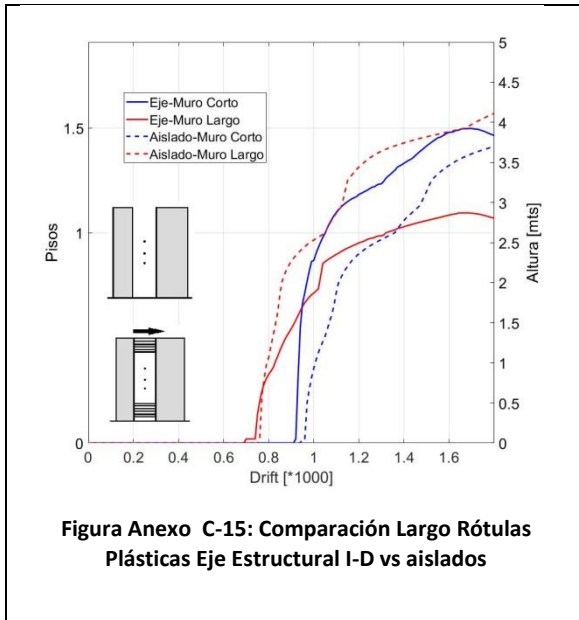


Figura Anexo C-15: Comparación Largo Rótulas Plásticas Eje Estructural I-D vs aislados

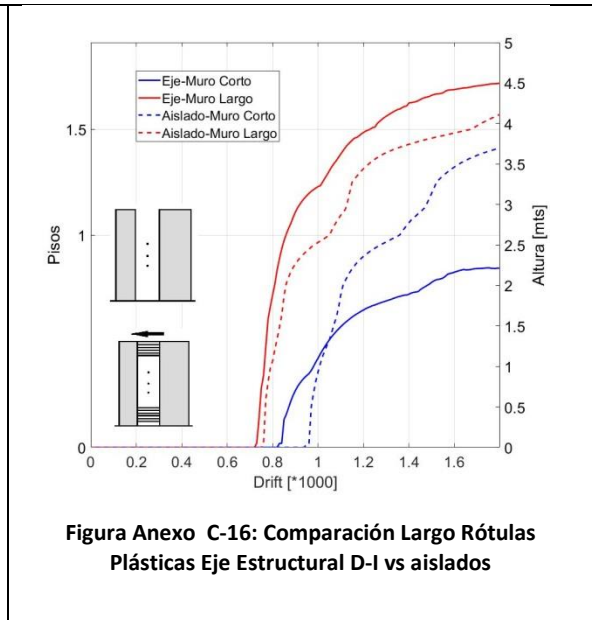


Figura Anexo C-16: Comparación Largo Rótulas Plásticas Eje Estructural D-I vs aislados

Eje Estructural 25 Pisos

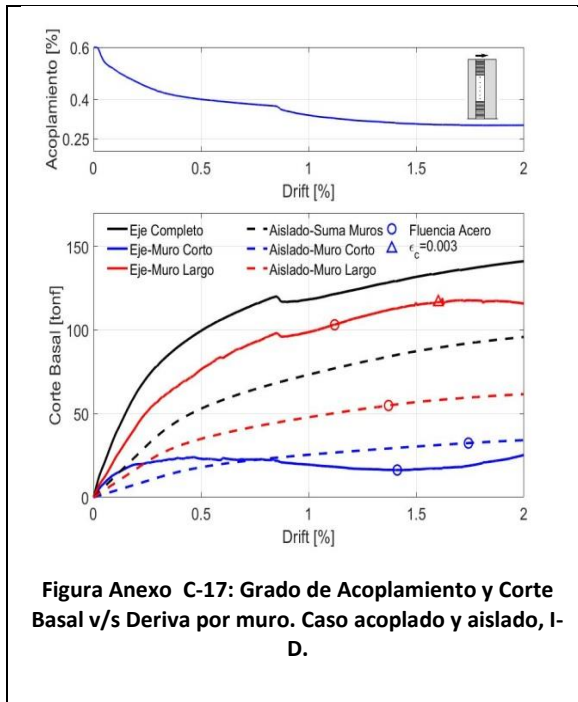


Figura Anexo C-17: Grado de Acoplamiento y Corte Basal v/s Deriva por muro. Caso acoplado y aislado, I-D.

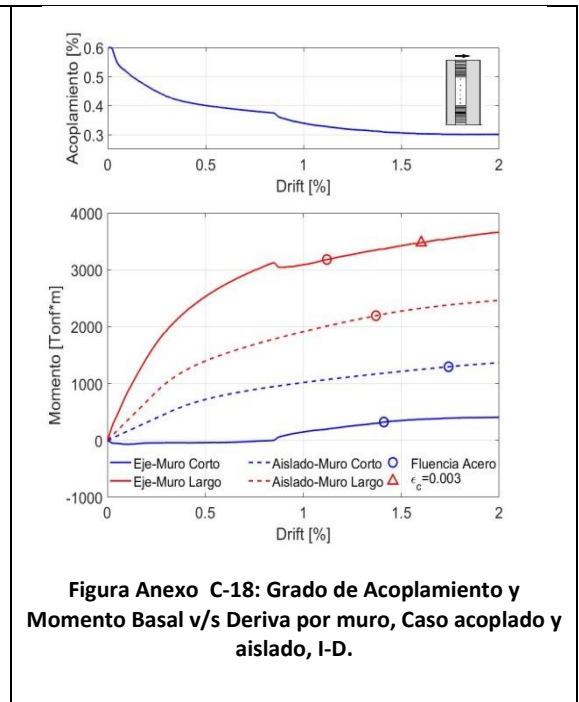


Figura Anexo C-18: Grado de Acoplamiento y Momento Basal v/s Deriva por muro, Caso acoplado y aislado, I-D.

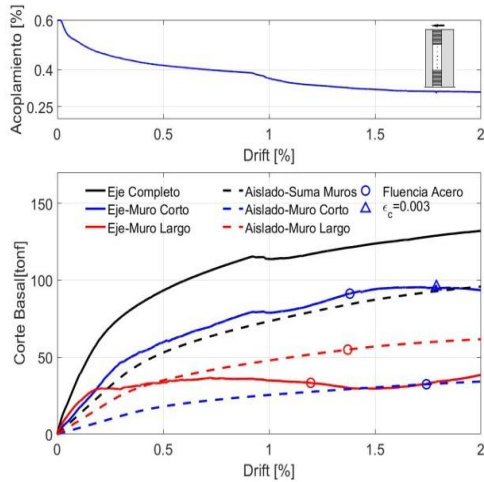


Figura Anexo C-19 : Grado de Acoplamiento y Corte Basal v/s Deriva por muro. Caso acoplado y aislado, D-I.

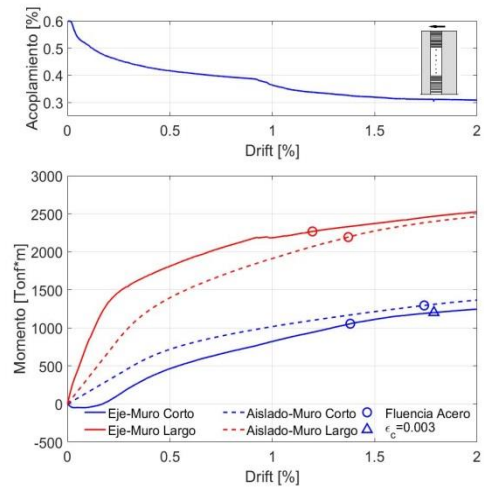


Figura Anexo C-20: Grado de Acoplamiento y Momento Basal v/s Deriva por muro, Caso acoplado y aislado, I-D.

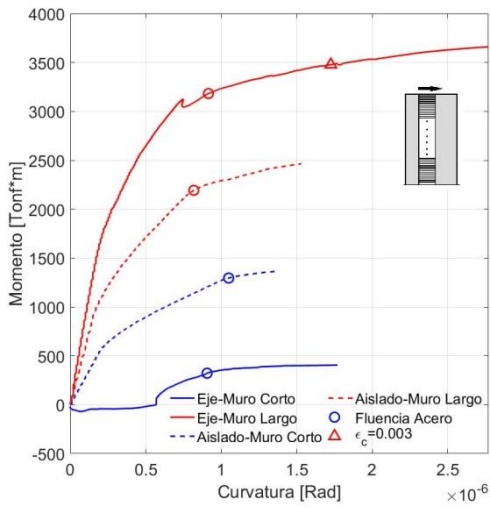


Figura Anexo C-21: Curva Momento Curvatura no normalizada. Caso acoplado y aislado, I-D.

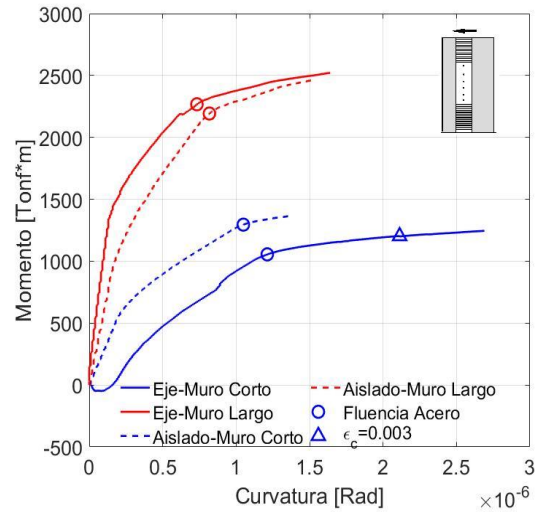


Figura Anexo C-22: Curva Momento Curvatura no normalizada. Caso acoplado y aislado, D-I.

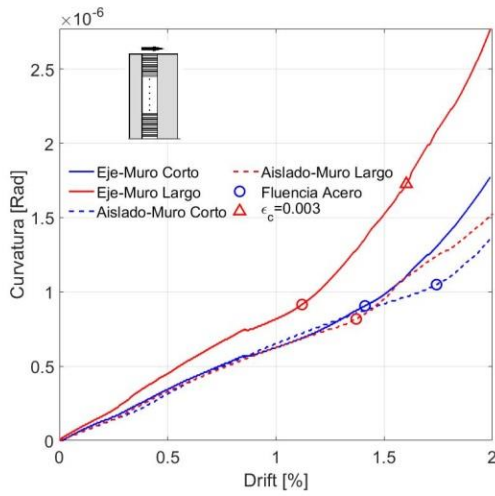


Figura Anexo C-23: Curva Curvatura vs Deriva no normalizada. Caso acoplado y aislado, I-D.

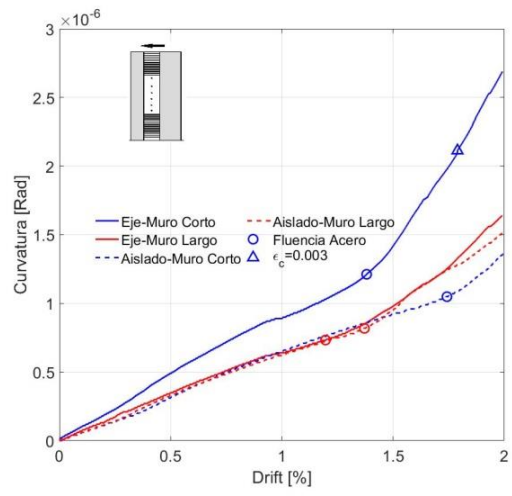


Figura Anexo C-24: Curva Curvatura vs Deriva no normalizada. Caso acoplado y aislado, D-I.

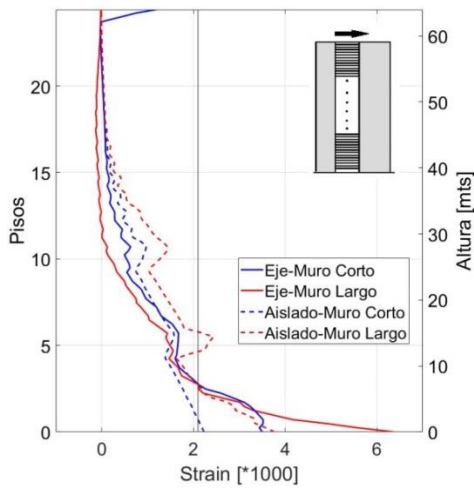


Figura Anexo C-25: Comparación de deformación máxima del acero en muros pertenecientes al eje estructural (izquierda a derecha) y aislados, para deriva de 1.8%

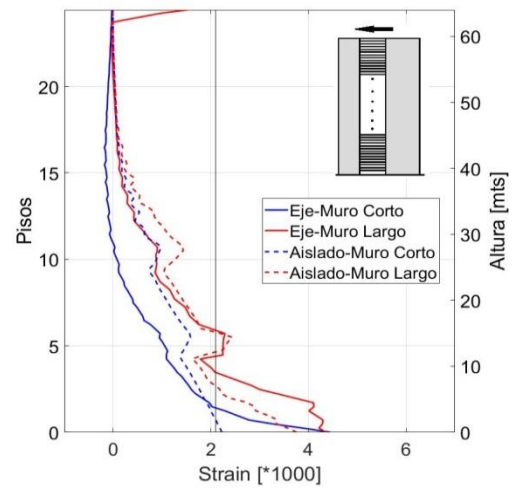
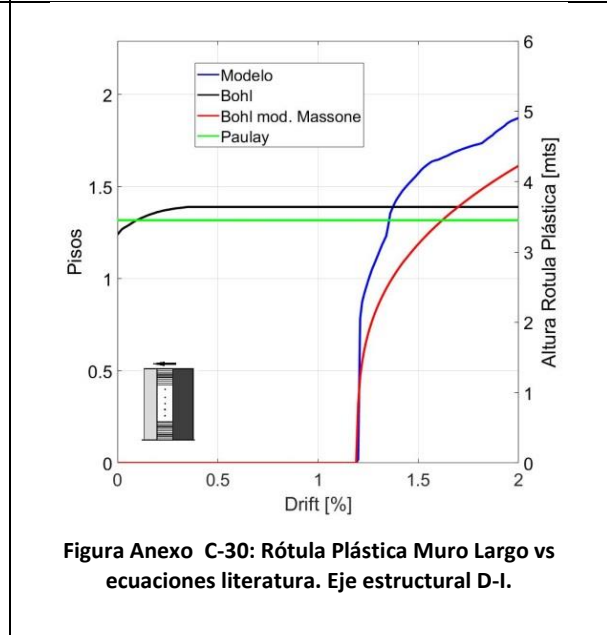
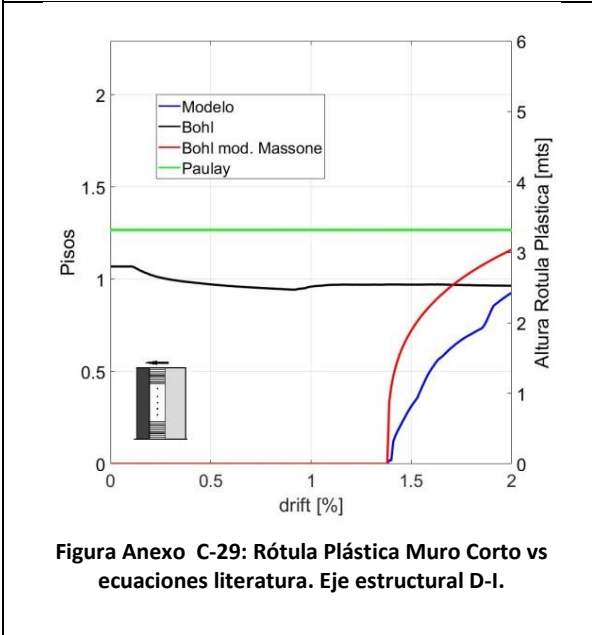
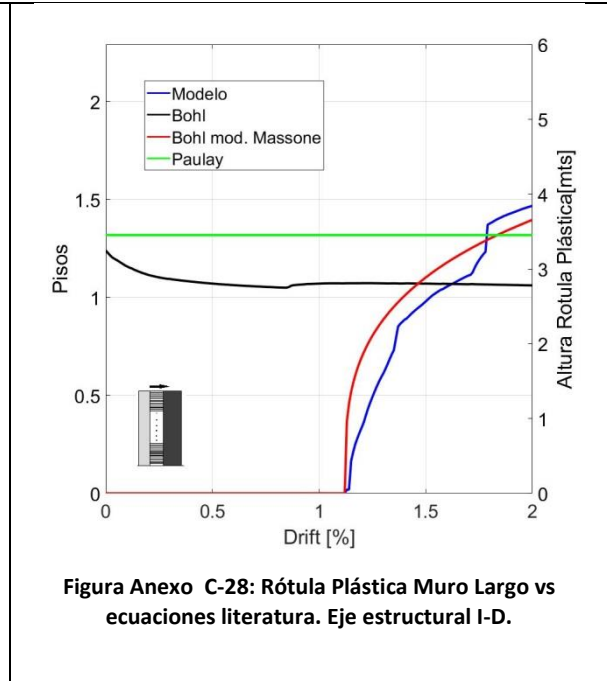
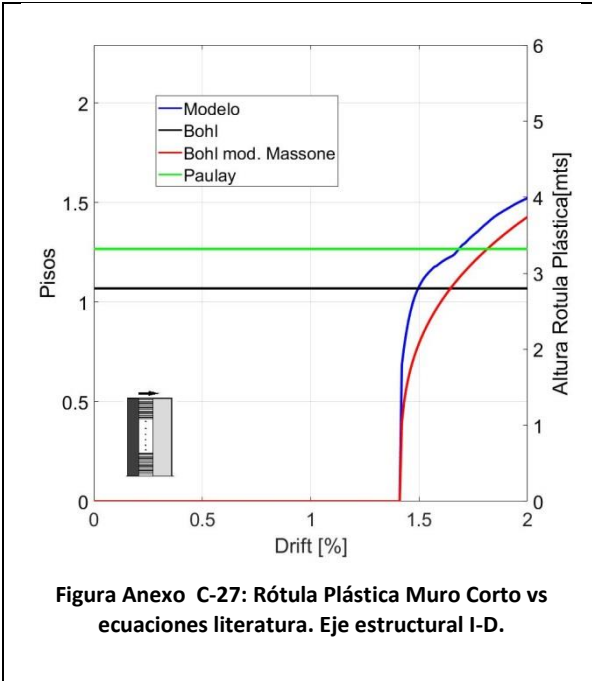
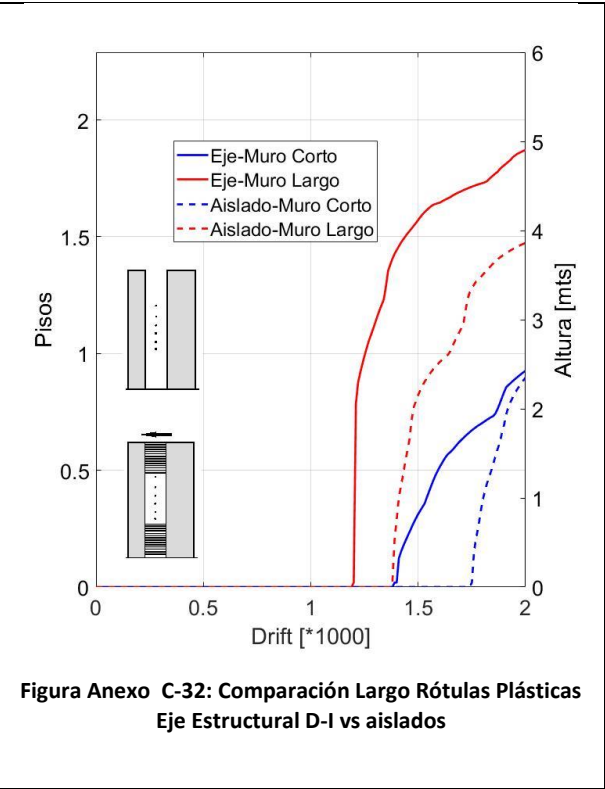
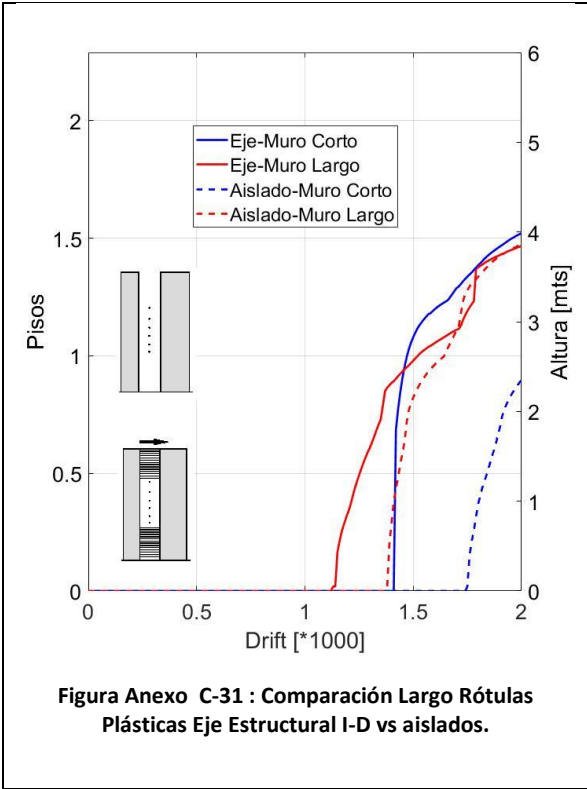
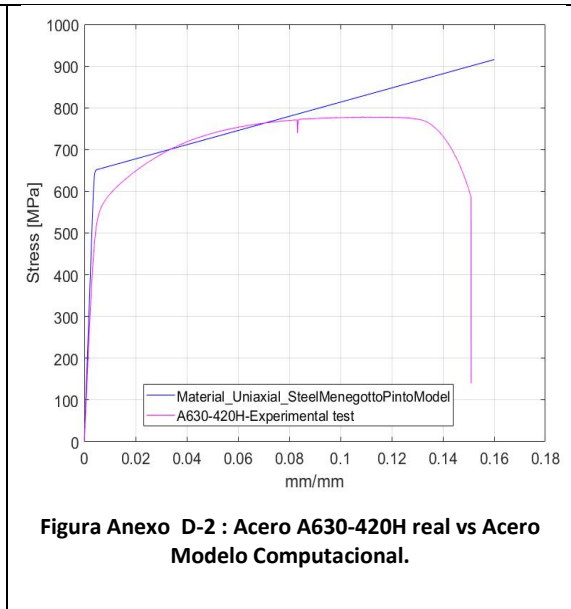
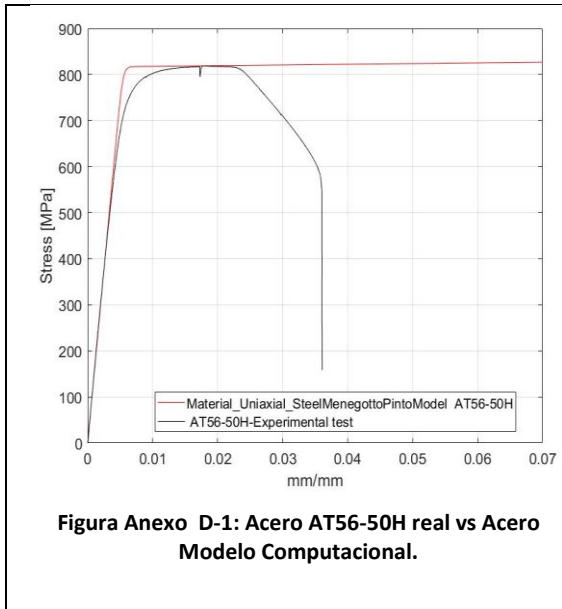


Figura Anexo C-26: Comparación de deformación máxima del acero en muros pertenecientes al eje estructural (derecha a izquierda) y aislados, para deriva de 1.8%





Anexo D. Resultados de probetas escaladas



Probeta N°3

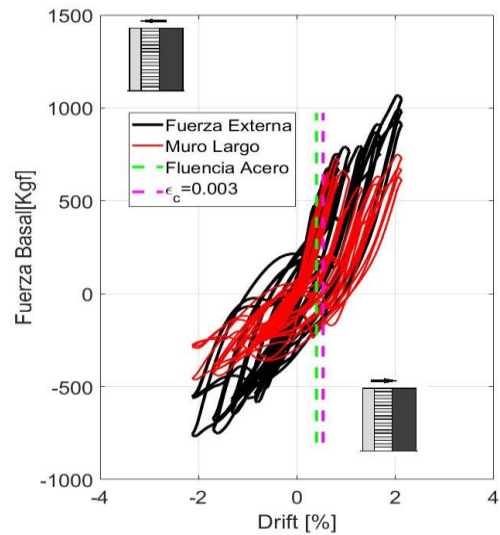
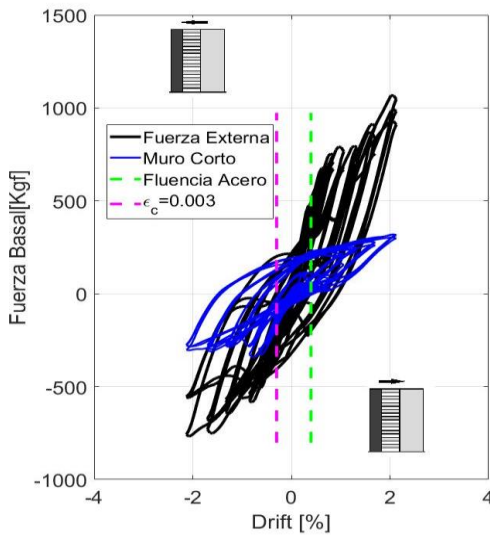
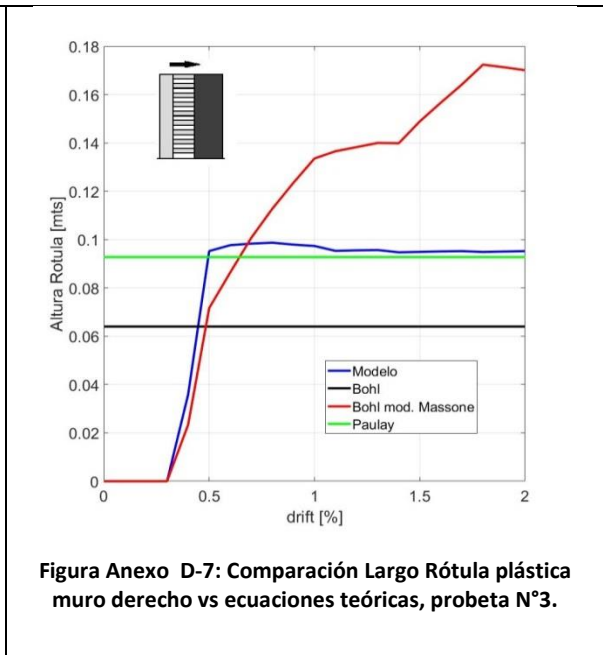
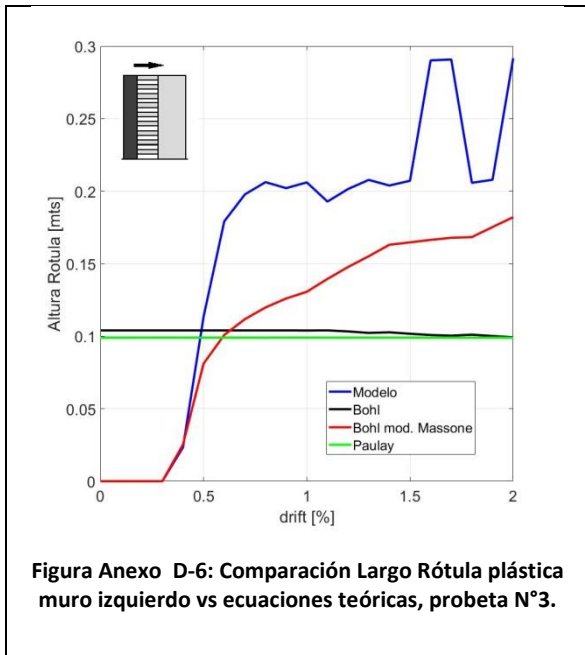
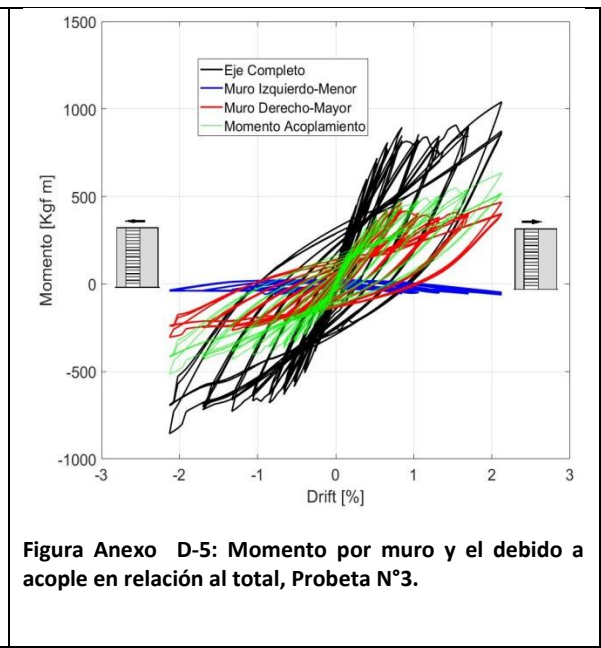
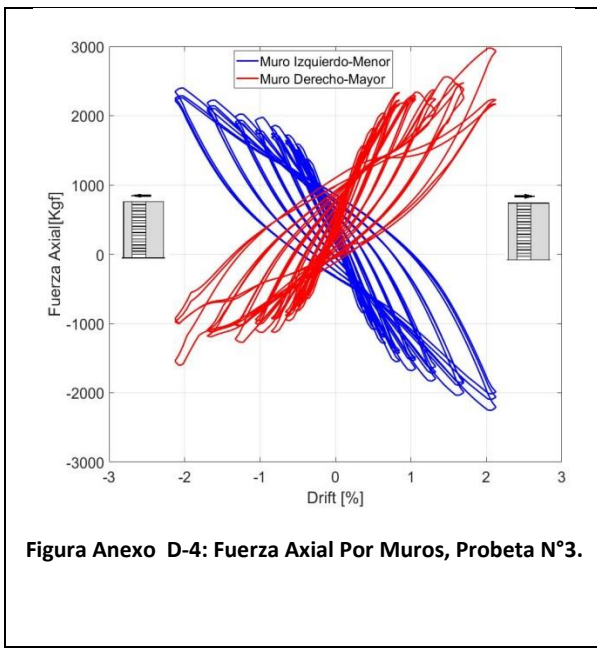


Figura Anexo D-3 : Comparación de Fuerza basal vs Fuerza total para cada muro, Probeta N°3.

Esta Probeta Presenta un porcentaje de acoplamiento de 60%.



Probeta N°4

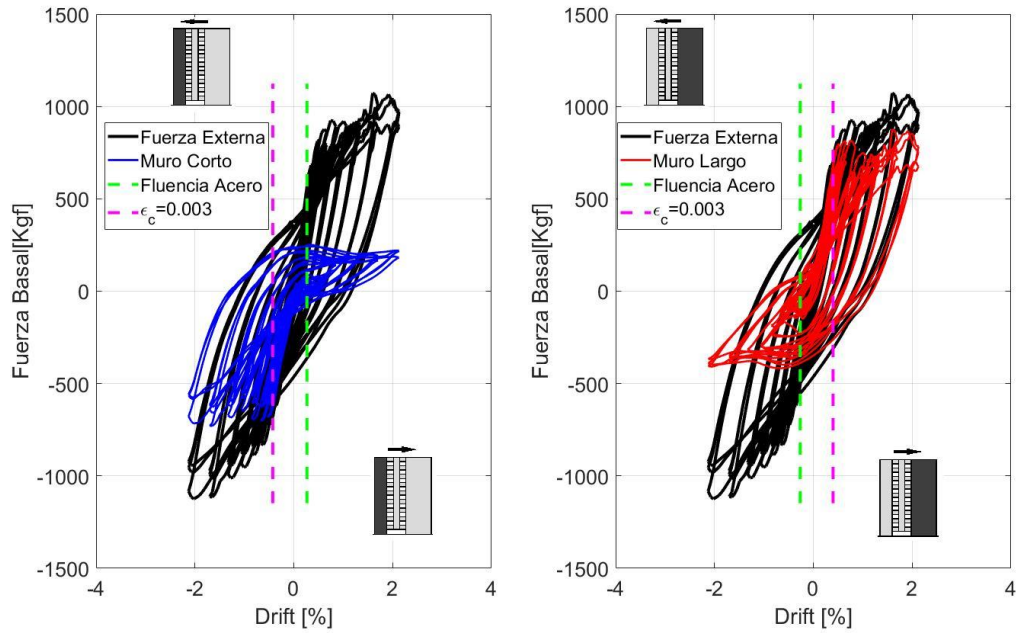


Figura Anexo D-8: Comparación de Fuerza basal vs Fuerza total para cada muro, Probeta N°4.

El porcentaje de acoplamiento de esta probeta es del 70%.

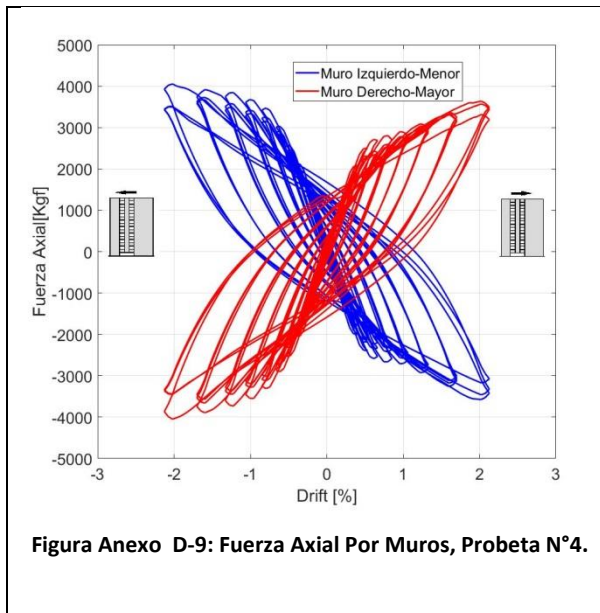


Figura Anexo D-9: Fuerza Axial Por Muros, Probeta N°4.

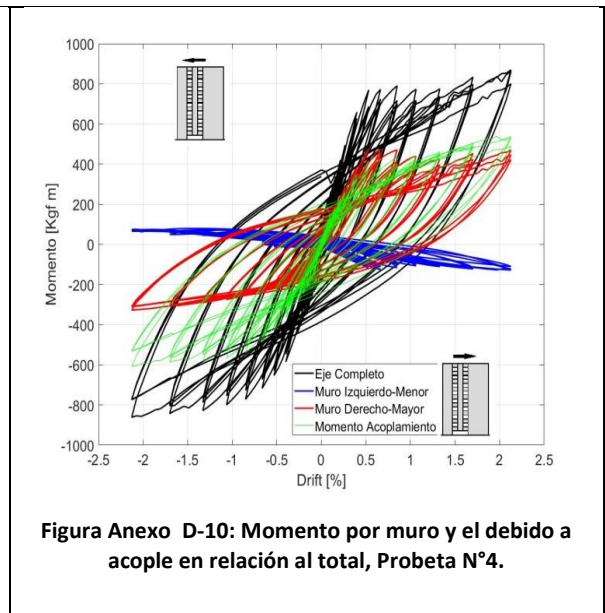


Figura Anexo D-10: Momento por muro y el debido a acople en relación al total, Probeta N°4.

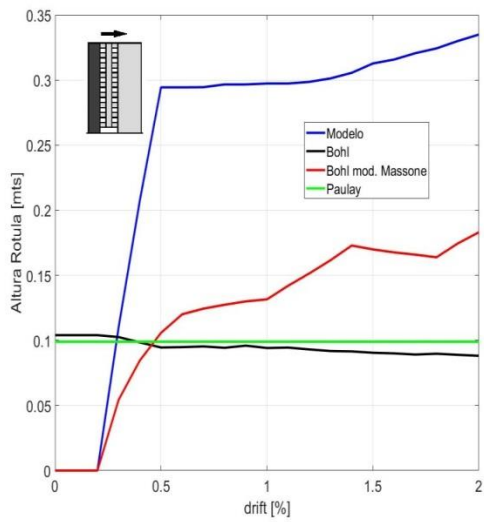


Figura Anexo D-11 : Comparación Largo Rótula plástica muro izquierdo vs ecuaciones teóricas, probeta N°4.

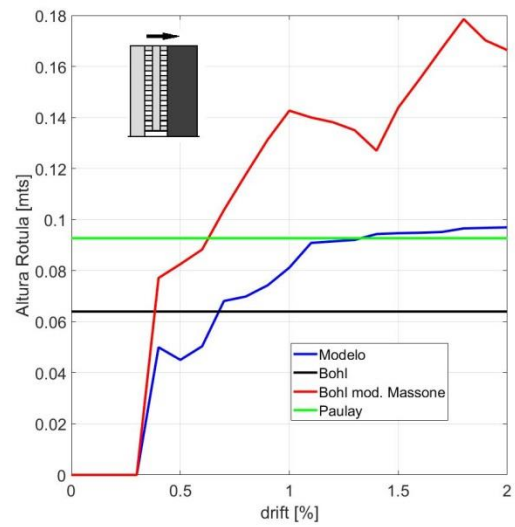


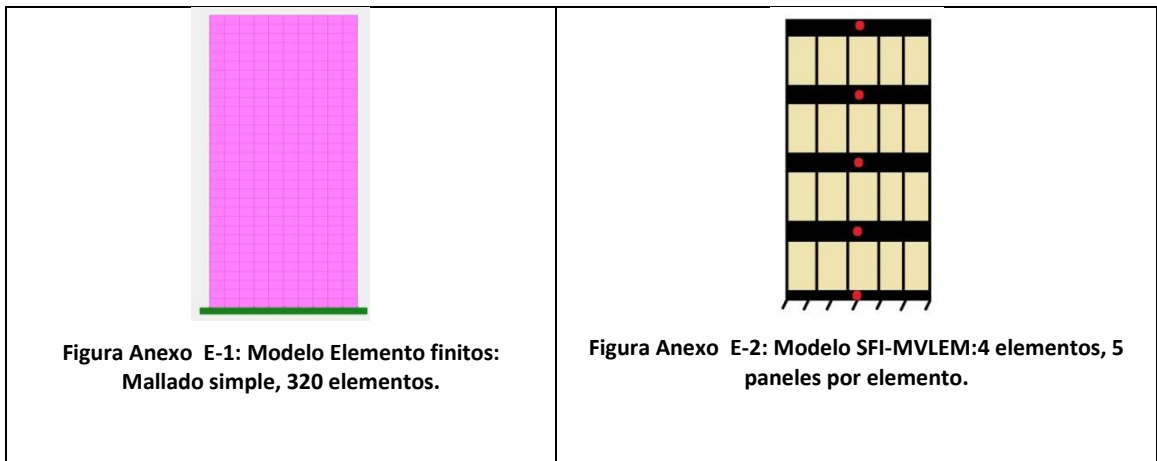
Figura Anexo D-12 : Comparación Largo Rótula plástica muro derecho vs ecuaciones teóricas, probeta N°4.

Anexo E. Propiedades de modelos para validación de elemento SFI-MVLEM

Para la comparación realizada en la sección 3.6, se utilizan los datos de la columna de Shanmugan. En la Tabla Anexo E-1 se muestran los parámetros de los materiales.

f'_c [Mpa]	40.9
ϵ_c	0.0078
Módulo de Young Hormigón [Mpa]	30269
ϵ_t	0.00008
F_y acero [Mpa]	450
Módulo de Acero Hormigón [Mpa]	199950

Tabla Anexo E-1: Parámetros de materiales



Otro de los estudios que se realizó fue utilizando un test de convergencia diferente en el Safe (MaxDisplacementIncrConvergence test), comparando el resultado de la fuerza externa en Opensees y en Safe-Toolbox.

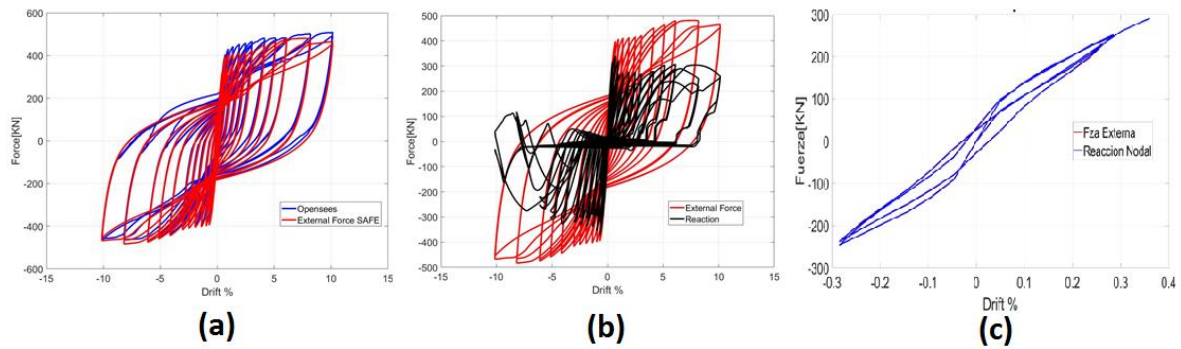


Figura Anexo E-3: (a) Comparación entre el corte basal obtenido en Opensees y en Safe-Toolbox utilizando un test de convergencia diferente. (b) Comparación entre fuerza externa y fuerza basal en Safe-Toolbox (diferente test de convergencia). (c) Corte Basal en Safe utilizando el mismo test de convergencia de Opensees.

En la Figura Anexo E-3 se puede observar que el resultado de la fuerza externa es similar, pero en Safe-Toolbox no se logra convergencia, ya que la reacción basal difiere. Este resultado no se incluye en el estudio de funcionalidad, debido a que se solo se observa un resultado adecuado al utilizar un test de convergencia diferente al usado por Kolozvari [38]. En (c) se puede observar el resultado utilizando el mismo test de convergencia que el ocupado por Kolozvari [38] en Opensees y 10.000 iteraciones por paso. Para derivas mayores a lo mostrado en la imagen, se no logra convergencia.

Anexo F. Resultados del estudio del perfil de corte en edificios altos.

En la Tabla Anexo F-1, se puede observar la información sobre los períodos para ambas direcciones de los edificios altos considerados en el estudio.

Edificio	Pisos	Período Fundamental X [seg]	Período Fundamental Y [seg]
Costanera Center Torre 2	62	6.84	6.43
Torre Titanium	52	3.8	4.68
Hotel Santiago Marriott	40	2.9	3.02

Tabla Anexo F-1: Periodos edificios altos de estudio.

En las Figura Anexo F-1 y Figura Anexo F-2 se muestra la distribución de corte de los edificios, notándose la tendencia mostrada incipientemente en los edificios de 30 pisos. En edificios muy altos, el corte es mayor en los extremos (pisos superiores e inferiores) y menor en los pisos centrales, tomando muy poco del corte del edificio.

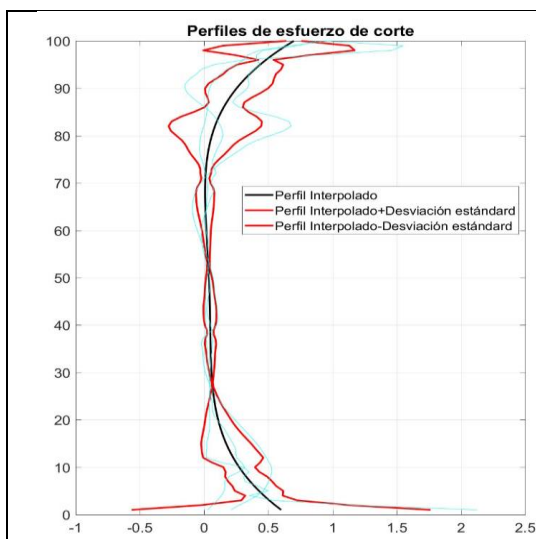


Figura Anexo F-1: Perfiles normalizados más perfil interpolado junto con desviación estándar, dirección Lx.

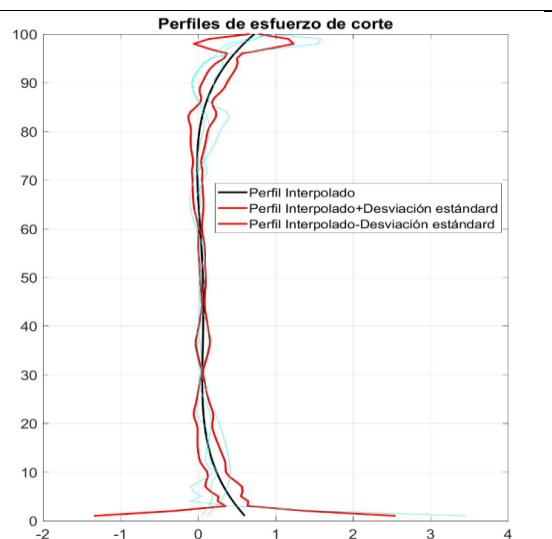


Figura Anexo F-2: Perfiles normalizados más perfil interpolado junto con desviación estándar, dirección Ly.