



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

ESTUDIO DE LAS VARIABLES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

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

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FELIPE ALEJANDRO YÁÑEZ VALDÉS

PROFESOR GUÍA:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
FABÍAN ROJAS BARRALES
PABLO PARRA TORRES

SANTIAGO DE CHILE
2023

ESTUDIO DE LAS VARIABLES QUE AFECTAN LAS CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

Chile es famoso por su actividad sísmica debido a su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico, una región tectónica y volcánicamente activa. Aquí, las placas Sudamericana y de Nazca convergen, con la última subduciendo bajo la primera, desencadenando una alta sismicidad. Esto enfatiza la necesidad de estructuras resistentes a terremotos en el país. Los muros de hormigón armado, utilizados ampliamente en edificios altos, son favorecidos por su resistencia, durabilidad y diseño versátil. Estos muros, se enfrentan a carga axiales, de momento y corte debido a la sismicidad de la zona. Eventos sísmicos previos, como el terremoto de magnitud 8.8 Mw, revelaron fallas en los bordes de los muros delgados debido a cargas axiales altas, confinamiento insuficiente y pandeo en barras de refuerzo longitudinal [1, 2]. La capacidad de deformación lateral de estos muros se afecta por la demanda de corte, la delgadez de la sección transversal [3], el pandeo del refuerzo longitudinal [4], la carga axial y el confinamiento del borde. Estudios anteriores [3] han formulado métodos para estimar la reducción en la capacidad de deformación en muros de hormigón debido a estos factores. Además, investigaciones pasadas [4] indican que la ductilidad puede mejorarse con confinamiento adecuado y diseño preciso del refuerzo transversal, para prevenir o limitar el pandeo en el modo 1.

El trabajo propone una extensión del modelo analítico de inestabilidad[5] para estimar el desplazamiento crítico (ξ) en muros rectangulares, considerando la longitud del eje neutro. A partir de este modelo para secciones rectangulares, se desarrolla una extensión para muros T. Se compara el desplazamiento crítico calculado entre el modelo original y la extensión en siete muros rectangulares, mostrando una diferencia promedio del 19 % entre ambas estimaciones.

Se establece y valida una metodología utilizando un conjunto de 82 muros, que permite estimar la capacidad última de deformación. Mediante el modelo macroscópico no lineal E-SFI e incorporando el efecto el pandeo del refuerzo longitudinal [6]. La combinación del modelo y la metodología desarrollada logra representar de manera adecuada la tendencia (existe una diferencia del 13 % en la pendiente y del 5 % en el coeficiente de posición entre los datos experimentales y numéricos) y la capacidad última de deformación (el R^2 es 0.55) de los muros.

Mediante la combinación de los modelos de inestabilidad [5], [7] con las curvas de deformaciones unitarias promedio derivadas del modelo E-SFI para una altura longitud de pandeo de $0.7h_w$ (h_w la altura libre del muro), se logra predecir de manera coherente la tendencia lineal y la deformación última en aquellos muros donde se produce la intersección de dichas curvas. Lo que sugiere una correlación entre las variables capturadas por cada modelo. Al comparar la pendiente resultante del ajuste lineal con aquella asociada a los datos experimentales y las obtenidas numéricamente a través del modelo E-SFI, se evidencian discrepancias del 31 % y 21 %, respectivamente.

Para mi familia

Agradecimientos

Quiero comenzar expresando mi profundo agradecimiento a mis padres, quienes han sido un pilar fundamental en mi vida. Siempre estuvieron allí para apoyarme en cada paso que decidí dar, luchando incansablemente para que mi hermano y yo pudiéramos salir adelante y perseguir nuestros sueños. Agradezco infinitamente todo lo que me han enseñado y los sacrificios que han hecho en nombre de nuestro bienestar. Sin su inquebrantable apoyo y valiosas enseñanzas, no sería el hombre que soy hoy.

En segundo lugar, quiero expresar mi gratitud a mis amigos de toda la vida: Rodrigo, Cristóbal, Francisco y Jordan. A pesar de la distancia y el tiempo, han sido un constante respaldo, brindándome su apoyo y ánimo en momentos difíciles. También quiero agradecer a los amigos que hice durante mi vida universitaria, como Felipe M., Luciano, Fabián, entre otros. Juntos compartimos las experiencias, tanto las desafiantes como las celebratorias, de nuestra travesía académica. Un reconocimiento especial a los nuevos amigos que hice en el cuarto piso de Civil durante los dos últimos años de mi tesis: Xaviera, Daniela, Marcelo, Marco, Cristhofer, Benjamín, Betzabeth, José y Felipe A. En particular, quiero destacar a Xaviera, mi compañera de puesto, con quien compartí innumerables conversaciones sobre los altibajos de la tesis y la vida misma; siempre encontramos palabras de aliento mutuas para seguir adelante.

En tercer lugar, deseo expresar mi agradecimiento a Isabel y Mariela, funcionarias que conocí cuando llegué al 4 piso de Civil, quienes me trataron como a un hijo más. Su amabilidad y apoyo fueron fundamentales para hacer más llevadero este camino académico. ¡Muchas gracias por todo!

Finalmente, quiero expresar mi más sincero agradecimiento al profesor Leonardo Massone, quien fungió como mi guía a lo largo de todo este viaje académico. Su disposición constante para apoyarme y resolver mis dudas resultó fundamental en la culminación de este trabajo. Sin sus invaluable consejos y orientación, la finalización de mi tesis no habría sido posible. Su dedicación y compromiso con mi desarrollo académico son merecedores de reconocimiento y profundo agradecimiento

Quiero concluir estos agradecimientos con una cita del tenista chileno Nicolás Massú, quien consiguió el quinto punto para mantener a Chile en el grupo mundial de tenis después de un extenuante partido de 5 horas en el año 2014, a pesar de haber sufrido previamente un desgarró. Sus hazañas en la cancha son un recordatorio inspirador de la determinación y la capacidad de superar obstáculos.

"¡Yo creo que en la vida nada es imposible weon, ni una wea!"

Al igual que Massú, enfrentaré con entusiasmo y determinación los nuevos desafíos que me esperan. Esta experiencia me ha enseñado que, incluso en las situaciones más difíciles, la perseverancia y la voluntad inquebrantable pueden llevarnos a alcanzar nuestros objetivos. Así que, con estas palabras motivacionales, miro hacia el futuro con optimismo, listo para enfrentar y superar cualquier desafío que se presente en mi camino.

Tabla de Contenido

CAPÍTULO 1	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	Motivación.....	1
1.2.	Hipótesis	3
1.3.	Objetivos.....	3
1.3.1.	Objetivo General	3
1.3.2.	Objetivos Específicos.....	3
1.4.	Organización	4
CAPÍTULO 2	MARCO TEÓRICO	5
2.1.	Inestabilidad Lateral	5
2.2.	Pandeo del Refuerzo Longitudinal.....	10
2.3.	Modelos de Línea Macroscópicos (E-SFI)	15
2.3.1.	Modelo Constitutivo del Hormigón	16
2.3.2.	Modelo Constitutivo del Acero	17
2.3.3.	Regularización del Hormigón y Acero	18
2.4.	Capacidad de Deformación en Muros de Hormigón Armado.....	20
CAPÍTULO 3	INCLUSIÓN DEL EJE NEUTRO EN LA INESTABILIDAD LATERAL	22
3.1.	Caso Base ($a=a^*$)	29
3.2.	Extensión Muros T	30
3.3.	Comparación con el Modelo de Paulay y Priestley [5]	31
3.4.	Correcciones y Futuras Consideraciones.....	34
CAPÍTULO 4	METODOLOGÍA DE MODELACIÓN DE MUROS	35
4.1.	Descripción de los Muros	35
4.1.1.	Muros Ensayados por Jara [22]	36
4.1.2.	Muros Ensayados por Lowes et al. [23]	37
4.1.3.	Muros Ensayados por Tripathi et al. [4]	39
4.1.4.	Muros Ensayados por Dashti et al. [24, 25]	41

4.2. Materiales y Discretización.....	43
4.3. Análisis de Sensibilidad.....	45
4.4. Modelo no Iterativo del Acero	54
CAPÍTULO 5 RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	58
5.1. Base de Datos [3, 60].....	58
5.2. Capacidad de Deformación	63
5.2.1. Efecto de la Esbeltez en la Ductilidad	71
5.3. Inestabilidad	78
CAPÍTULO 6 RESUMEN Y CONCLUSIONES	85
CAPÍTULO 7 BIBLIOGRAFÍA	88
ANEXOS.....	94

Índice de Tablas

Tabla 2.1 Rigidez requerida de los estribos para diferentes modos de pandeo (Dhakal & Maekawa [34]).	11
Tabla 3.1 Desplazamiento fuera del plano crítico para diferentes muros.	31
Tabla 4.1 Propiedades de los muros.	35
Tabla 4.2 Coeficiente de determinación.	52
Tabla 5.1 Promedio y desviación estándar tanto de la base de datos completa como los 73 muros modelados.	61
Tabla 5.2 Propiedades del ajuste lineal de λb según el tipo de falla.	65
Tabla 5.3 Propiedades del ajuste lineal de λb según el tipo de muro.	67
Tabla 5.4 Propiedades del ajuste lineal de λb según la demanda de corte.	69
Tabla 5.5 Propiedades del ajuste lineal de λb según el nivel de carga axial.	70
Tabla 5.6 Propiedades de los muros ensayados por Jara [22].	71

Índice de Figuras

Figura 1.1 Tipos de daño observados en muros durante el terremoto en Chile de 2010. Daño general en los muros del primer nivel (a); Inestabilidad (b); Pandeo del refuerzo longitudinal (c); Corte del refuerzo longitudinal (d) (Adaptada de Wallace, Massone et al. [2]).	1
Figura 2.1 Esquema idealizado de la inestabilidad lateral. Geometría fuera del plano(a); Relación de fuerzas internas (b) (adaptada por Dashti et al.[17] de Paulay y Priestley [5]).	6
Figura 2.2 Esquema idealizado de la evolución de las deformaciones axiales nominales. Deformación axial nominal versus desplazamiento fuera del plano (a); Deformación axial nominal versus carga axial (b) (adaptada por Dashti, Dhakal y Pampanin [17] de Chai y Elayer [7]).	7
Figura 2.3 Desplazamientos fuera del plano normalizados. Modelo de Paulay y Priestley [5] (a); Modelo de Chai y Elayer [7] (b) (Herrick y Kowalsky [12]).	8
Figura 2.4 Desplazamiento en el plano versus desplazamiento normalizado fuera del plano máximo. Elemento de borde Oeste (a); Elemento de borde Este (b) (Dashti, Dhakal y Pampanin [17]).	9
Figura 2.5 Modos de pandeo del refuerzo longitudinal.Pandeo local (a); Pandeo global (b) (Massone, López, E [11]).	11
Figura 2.6 Esquema del modelo de pandeo global (Massone y López, E [11]).	13
Figura 2.7 Selección del largo crítico de pandeo. Capacidad pico mínimo (a); Mínima capacidad después de la fluencia (b) (Massone y López, E. [11]).	13
Figura 2.8 Idealizaciones para el modelo de pandeo no iterativo, modelo de plasticidad concentrada considerando 4 rótulas plásticas (a); distribución de tensiones en una rótula plástica (b) (Rosas y Massone[9]).	14
Figura 2.9 Envoltente carga-desplazamiento (Tripathi et al. [4]).	15
Figura 2.10 Idealización del modelo E-SFI (Massone, López, C. y Kolozvari[20]).	16
Figura 2.11 Modelo constitutivo del hormigón Concrete02 [46].	17
Figura 2.12 Modelo constitutivo del acero SteelMPF [50].	18
Figura 2.13 Regularización de las relaciones tensión-deformación de los materiales. Hormigón no confinado y confinado (Los términos entre paréntesis corresponden al hormigón confinado) (a); Acero (b) (Pozo et al.[59]).	19
Figura 2.14 Variación de la deriva versus λ_b (Abdullah y Wallace [3]).	21
Figura 2.15 Variación de la deriva versus la demanda de corte (Abdullah y Wallace [3]).	21
Figura 3.1 Esquema geometría y perfil de desplazamientos fuera del plano	23
Figura 3.2 Idealización pandeo fuera del plano vista en planta. Posición deformada e inicial de la sección (a); Ubicación de las diferentes fuerzas (b).	24
Figura 3.3 Distribución de fuerzas en la sección transversal, vista longitudinal.	24

Figura 3.4 : Distribución de fuerzas del hormigón y acero en compresión en la sección transversal. Corte en 1 (a); Corte en 2 (b).....	25
Figura 3.5 Distribución de tensiones del hormigón en compresión y algunas dimensiones auxiliares.....	26
Figura 3.6 Distribución de fuerzas en la sección, vista transversal.....	27
Figura 3.7 Esquema auxiliar del bloque de tensiones del hormigón en compresión.	28
Figura 3.8 Deformaciones unitarias promedio en tracción de los elementos de borde para los muros de Jara.[22].	32
Figura 3.9 Deformaciones unitarias promedio en tracción de los elementos de borde para los muros de Lowes [23].	33
Figura 3.10 Idealización del pandeo fuera del plano para un muro rectangular, vista en planta (a); Perfil de desplazamiento fuera del plano muros T considerando condiciones de apoyo (b); Perfil de desplazamiento fuera del plano muros rectangulares considerando condiciones de apoyo.	34
Figura 4.1 Esquemas de las probetas. Muro M1 (a); Muro M2 (b); Muro M3(c) (adaptada de Jara [22]).	36
Figura 4.2 Tipos de daño observado en las diferentes probetas al momento de la falla. Muro M1 (a); Muro M2 (b); Muro M3(c) (adaptada de Jara [22]).	37
Figura 4.3 Matrix del programa experimental con las principales diferencias [62].	38
Figura 4.4 Elevaciones y detalle de las secciones transversales, las unidades están en cm, a menos que se indique lo contrario. Elevación muro PW1, PW2 y PW4, en el muro PW4 no existe el traslape de barras (a); Elevación muro PW3 (b); Sección transversal muro PW1, PW2 y PW4(c); Sección transversal muro PW4 [23].	38
Figura 4.5 Tipos de daño observado en las diferentes probetas al momento de la falla. Muro PW1 (a); Muro PW2 (b); Muro PW3(c); Muro PW4 (d) [23].	39
Figura 4.6 Detalle de las sección transversal [4].	40
Figura 4.7 Tipos de daño observado en las diferentes probetas al momento de la falla. Muro SWD-1 (a); Muro SWD-2 (b); Muro SWD-3(c) (adaptada de Tripathi et al. [4]).	41
Figura 4.8 Geometría y detalle del refuerzo en la sección transversal. Muro RWB, RWA y RWT (a); Muro RWL (b); Muro SW3(c) (adaptada de Dasthi [24]).	42
Figura 4.9 Mecanismos de falla observados. Muro RWB inestabilidad local (a); Muro RWL inestabilidad global (b); Muro RWT inestabilidad local (c); Muro RWA inestabilidad local (d) (adaptada de Dasthi et al. [24, 25]).	43
Figura 4.10 Discretización general de la sección. Elevación con 10 elementos (a); Transversal con 10 paneles (b).	45
Figura 4.11 Efecto de la energía de fractura del hormigón no confinado. Efecto de la energía de fractura del hormigón no confinado muro SWD-1 (a); Deriva versus energía de fractura del hormigón no confinado (b).....	46

Figura 4.12 Efecto de la altura del primer elemento y no regularizar el acero. Efecto de la altura del primer elemento muro SWD-1 (a); Efecto de no regularizar el acero muro SWD-1 (b); Capacidad de deformación versus regularización del acero y altura del primer elemento (c). ...	47
Figura 4.13 Efecto del largo de referencia L_{gag} . Efecto del largo de referencia muro SWD-1 (a); Capacidad de deformación versus largo de referencia (b).	48
Figura 4.14 Efecto de las metodologías M. 1, M. 2, M. 3 y M. 4.....	49
Figura 4.15 Efecto de las metodologías M. 4, M. 5 y M. 6.	50
Figura 4.16 Capacidad de deformación versus λb según cada metodología.....	51
Figura 4.17 Efecto de las metodologías M. 4, M. 5 y M. 6.	52
Figura 4.18 Curva tensión deformación del acero muro SWD-3, en los elementos del 1 al 6 de la fibra m=2, para una metodología M. 3.	53
Figura 4.19 Histéresis muro RWL metodología M. 4, curvas tensión deformación del hormigón paneles 9 y 10.	54
Figura 4.20 Histéresis con todos los ciclos obtenidas con el modelo de pandeo no iterativo [6, 32].	55
Figura 4.21 Capacidad de deformación según la metodología cíclica y M. 4.	57
Figura 5.1 Histograma de la base de datos completa [3].	59
Figura 5.2. Histograma de los 73 muros modelados.	60
Figura 5.3. Comparación de la variación de la capacidad de deformación versus λb entre todos los muros y aquellos que se lograron modelar.....	62
Figura 5.4. Conjunto de muros que no presentan degradación cuando se llevan hasta una deriva de al menos 1.5 veces la de rotura.....	63
Figura 5.5. Capacidad de deformación versus λb . Criterio falla por hormigón y corte del acero para el grupo completo (a); Criterio con menor capacidad de deformación (b).	65
Figura 5.6. Histograma del error en la capacidad de deformación en los 82 muros.	66
Figura 5.7. Capacidad de deformación versus λb , separando en muros con recreado, muros rectangulares con una altura equivalente superior a 1.5 y muros rectangulares con una altura equivalente igual o inferior a 1.5.....	68
Figura 5.8. Impacto de la demanda de corte, capacidad de deformación versus λb	69
Figura 5.9. Impacto del nivel de carga axial, capacidad de deformación versus λb	71
Figura 5.10. Envoltorio corte versus desplazamiento de techo muros M1, M2 y M3.	72
Figura 5.11. Deformación unitaria, curvatura y eje neutro versus la deformación de techo. Deformación unitaria (a); Curvatura (b); Eje neutro (c).	73
Figura 5.12. Histéresis dirección principal 1 del hormigón. Panel 1 del elemento de la base (a); Panel 2 del elemento de la base (b).	74

Figura 5.13. Histéresis del acero panel 2 del elemento de la base. Vista completa de la histéresis (a); Acercamiento en la zona de compresiones de la histéresis (b).....	75
Figura 5.14 Esquema resumen con los puntos claves.....	77
Figura 5.15 Inicio del descascaro del hormigón. Muro M1 deriva del 1.65 % primer ciclo (a); Muro M2 deriva del 1.65 % primer ciclo (b); Muro M3 deriva de 1.2 % primer ciclo (c) (adaptada de Jara [22]).	78
Figura 5.16 Perdida considerable del recubrimiento en el elemento de borde. Muro M1 deriva del 3 % primer ciclo (a); Muro M2 deriva del 3 % segundo ciclo (b); Muro M3 deriva de 1.2 % segundo ciclo (c) (adaptada de Jara [22]).	78
Figura 5.17 Detalles necesarios en la discretización de la sección pata estimar la deformación unitaria promedio.....	80
Figura 5.18 Deformación unitaria límite según el criterio de Paulay y Priestley [5] y Chai y Elayer [7] para una altura de deformación promedio de $0.7hw$, con hw la altura libre del muro.....	81
Figura 5.19 Deformación unitaria promedio según el criterio combinado para una altura de $0.7hw$, con hw la altura libre del muro.....	82
Figura 5.20 Muros donde existe el cruce entre la deformación unitaria límite y promedio. Deformación unitaria límite (a); Cociente entre la deformación unitaria límite y la deformación unitaria última según el criterio combinado para una altura promedio de $0.7hw$, con hw la altura libre del muro (b).....	83
Figura 5.21 Muros donde existe el cruce entre la deformación unitaria límite y promedio para una altura promedio de $0.7hw$, con hw la altura libre del muro. Capacidad de deformación última (a); Cociente entre la deformación última según inestabilidad, criterio combinado y datos experimentales (b).....	84
Figura 7.1 Efecto de las metodologías M. 1, M. 2, M. 3 y M. 4 parte 1/2 de la base de datos. ...	95
Figura 7.2 Efecto de las metodologías M. 1, M. E2, M. 3 y M. 4 parte 2/2 de la base de datos...	95
Figura 7.3 Efecto de las metodologías M. 4, M. 5 y M. 6 parte 1/2 de la base de datos.	96
Figura 7.4 Efecto de las metodologías M. 4, M. 5 y M. 6 parte 2/2 de la base de datos.	96
Figura 7.5 Envolveme nto momento versus desplazamiento base de datos 1/11.	97
Figura 7.6 Envolveme nto momento versus desplazamiento base de datos 2/11.	97
Figura 7.7 Envolveme nto momento versus desplazamiento base de datos 3/11.	98
Figura 7.8 Envolveme nto momento versus desplazamiento base de datos 4/11.	98
Figura 7.9 Envolveme nto momento versus desplazamiento base de datos 5/11.	99
Figura 7.10 Envolveme nto momento versus desplazamiento base de datos 6/11.	99
Figura 7.11 Envolveme nto momento versus desplazamiento base de datos 7/11.	100
Figura 7.12 Envolveme nto momento versus desplazamiento base de datos 8/11.	100
Figura 7.13 Envolveme nto momento versus desplazamiento base de datos 9/11.	101

Figura 7.14 Envolvemente momento versus desplazamiento base de datos 10/11.	101
Figura 7.15 Envolvemente momento versus desplazamiento base de datos 11/11.	102
Figura 7.16 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio lp 1/11.	103
Figura 7.17 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio lp 2/11.	103
Figura 7.18 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio lp 3/11.	104
Figura 7.19 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio lp 4/11.	104
Figura 7.20 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio lp 5/11.	105
Figura 7.21 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio lp 6/11.	105
Figura 7.22 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio lp 7/11.	106
Figura 7.23 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio lp 8/11.	106
Figura 7.24 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio lp 9/11.	107
Figura 7.25 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio lp 10/11.	107
Figura 7.26 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio lp 11/11.	108
Figura 7.27 Deformación unitaria límite según el criterio de Paulay y Priestley [5] y Chai y Elayer [7] para una altura de deformación promedio de lp , con lp la altura de la rotula plástica del muro.	108
Figura 7.28 Deformación unitaria promedio según el criterio combinado para una altura de lp , con lp la altura de la rotula plástica del muro.	109
Figura 7.29 Muros donde existe el cruce entre la deformación unitaria límite y promedio. Deformación unitaria límite (a); Cociente entre la deformación unitaria límite y la deformación unitaria última según el criterio combinado para una altura promedio de lp , con lp la altura de la rotula plástica del muro(b).	109
Figura 7.30 Muros donde existe el cruce entre la deformación unitaria límite y promedio para una altura promedio de lp , con lp la altura de la rotula plástica del muro. Capacidad de deformación última (a); Cociente entre la deformación última según inestabilidad, criterio combinado y datos experimentales (b).	110
Figura 7.31 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2lp$ 1/11.	110
Figura 7.32 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2lp$ 2/11.	111
Figura 7.33 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2lp$ 3/11.	111
Figura 7.34 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2lp$ 4/11.	112
Figura 7.35 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2lp$ 5/11.	112
Figura 7.36 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2lp$ 6/11.	113
Figura 7.37 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2lp$ 7/11.	113
Figura 7.38 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2lp$ 8/11.	114
Figura 7.39 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2lp$ 9/11.	114

Figura 7.40 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2lp$ 10/11.....	115
Figura 7.41 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2lp$ 11/11.....	115
Figura 7.42 Deformación unitaria límite según el criterio de Paulay y Priestley [5] y Chai y Elayer [7] para una altura de deformación promedio de $2lp$, con lp la altura de la rotula plástica del muro.	116
Figura 7.43 Deformación unitaria promedio según el criterio combinado para una altura de $2lp$, con lp la altura de la rotula plástica del muro.	116
Figura 7.44 Muros donde existe el cruce entre la deformación unitaria límite y promedio. Deformación unitaria límite (a); Cociente entre la deformación unitaria límite y la deformación unitaria última según el criterio combinado para una altura promedio de $2lp$, con lp la altura de la rotula plástica del muro(b).	117
Figura 7.45 Muros donde existe el cruce entre la deformación unitaria límite y promedio para una altura promedio de $2lp$, con lp la altura de la rotula plástica del muro. Capacidad de deformación última (a); Cociente entre la deformación última según inestabilidad, criterio combinado y datos experimentales (b).....	117
Figura 7.46 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7hw$ 1/11.....	118
Figura 7.47 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7hw$ 2/11.....	118
Figura 7.48 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7hw$ 3/11.....	119
Figura 7.49 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7hw$ 4/11.....	119
Figura 7.50 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7hw$ 5/11.....	120
Figura 7.51 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7hw$ 6/11.....	120
Figura 7.52 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7hw$ 7/11.....	121
Figura 7.53 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7hw$ 8/11.....	121
Figura 7.54 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7hw$ 9/11.....	122
Figura 7.55 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7hw$ 10/11.....	122
Figura 7.56 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7hw$ 11/11.....	123

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

Chile es un país conocido por su alta sismicidad. Se ubica en la zona geográfica llamada Cinturón de Fuego del Pacífico, una región caracterizada por su intensa actividad tectónica y volcánica. Chile está ubicado justo en el límite entre las placas Sudamericana y de Nazca. Esta última se encuentra subduciendo debajo de la placa Sudamericana, y esta interacción es responsable de la alta sismicidad en la zona. Por esta razón, Chile necesita contar con estructuras sísmo resistentes que le permitan resistir este tipo de demandas. Los muros de hormigón armado son el elemento estructural predominante en Chile para edificios altos debido a temas de resistencia, durabilidad, disponibilidad de materiales y flexibilidad en el diseño. Es posible observar geometrías muy variadas, como muros rectangulares, en forma de L, en forma de T, tipo bandera o con discontinuidades. Dada la sismicidad del país, estos elementos se ven sometidos a altas acciones combinadas de momento, corte y carga axial. En el último gran terremoto de Chile de magnitud momento 8.8 Mw, se observó la falla de elementos de borde en muros esbeltos (ver Figura 1.1). Las causas principales de estos daños fueron los altos niveles de carga axial, falta de confinamiento o una restricción inadecuada al pandeo en las barras de refuerzo longitudinal [1, 2].

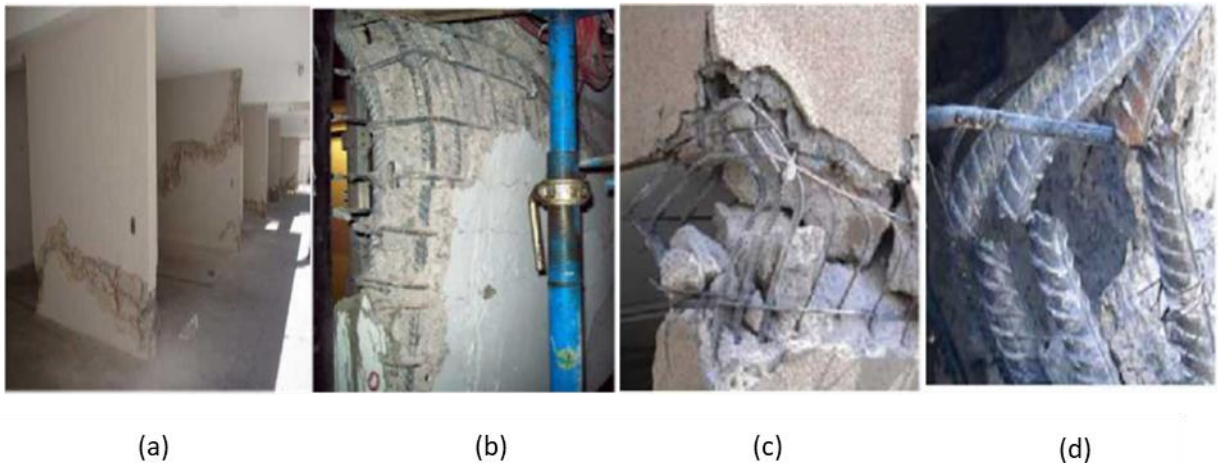


Figura 1.1 Tipos de daño observados en muros durante el terremoto en Chile de 2010. Daño general en los muros del primer nivel (a); Inestabilidad (b); Pandeo del refuerzo longitudinal (c); Corte del refuerzo longitudinal (d) (Adaptada de Wallace, Massone et al. [2]).

La capacidad de deformación lateral en muros de hormigón armado se ve impactada significativamente por las demandas de corte, esbeltez de la sección [3], pandeo del refuerzo longitudinal [4], así como otros parámetros típicos, como el nivel de carga axial y confinamiento del elemento de borde. Abdullah y Wallace [3], a través de una correlación de 164 muros, obtuvieron una expresión matemática que estima la pérdida en la capacidad de deformación en muros de hormigón armado, la cual sirve como base para los requerimientos de ductilidad de la

ACI318-19. Por otro lado, el estudio realizado por Tripathi et al [4] analizó la respuesta sísmica de muros de hormigón armado con diferentes configuraciones de armadura transversal. Llegaron a la conclusión de que la ductilidad o capacidad de deformación puede ser mejorada a través del nivel de confinamiento y un detalle adecuado del refuerzo transversal que evite o restrinja el refuerzo longitudinal en un modo de pandeo 1.

Dhakal y Maekawa [8] señalan que el pandeo del refuerzo longitudinal y el desprendimiento del recubrimiento de hormigón bajo grandes deformaciones de compresión son mecanismos que deben considerarse simultáneamente. Esto se debe a que es posible sobreestimar la ductilidad y no capturar de buena forma la respuesta después del pico de capacidad. Además, indican que la longitud de pandeo depende de las propiedades geométricas y mecánicas del refuerzo (transversal y longitudinal). Por último, proponen un modelo iterativo que permite estimar el modo de pandeo de una configuración estructural. Rosas y Massone [9], basados en trabajos previos [7, 8], presentan una formulación no iterativa con la cual es posible estimar la respuesta tensión deformación de las barras de refuerzo longitudinal sometidas a pandeo. Por otra parte, Pugh et al. [6], desarrollan un enfoque que permite simular el efecto del pandeo de forma simple. Este consiste en hacer cero la capacidad de las barras de refuerzo cuando se alcanza la deformación última máxima del hormigón en las fibras adyacentes al acero.

El pandeo fuera del plano o inestabilidad lateral en columnas o muros, debido a cargas en el plano, se origina por el desarrollo de grandes deformaciones de tensión seguidas por una inversión en las cargas. Esto resulta en grandes acciones de compresión en las barras de refuerzo expuestas por las grietas de hormigón, generando una situación propicia para la inestabilidad de la sección. Paulay y Priestley [5] generaron una relación entre la excentricidad y la deformación de tracción crítica para estimar el inicio del mecanismo de falla. Chai y Elayer [7], continuaron con los estudios de inestabilidad lateral sobre columnas y muros, idealizando el elemento de borde de este último como una columna. Ellos proponen una nueva deformación crítica de tracción basándose en la misma relación de excentricidad de Paulay y Priestley [5], pero considerando algunos supuestos diferentes en la evolución del patrón de falla y tipo de deformada. Herrick y Kowalsky [12] estudiaron aquellos parámetros que influyen en el pandeo fuera del plano (la geometría y cuantía del refuerzo longitudinal son las que mostraron mayor impacto) y reexaminaron los modelos analíticos descritos anteriormente. Llegaron a la conclusión que la deformación crítica por tracción propuesta por Chai y Elayer [7] es la solución que presenta mejores resultados (menos falsos positivos y negativos). Si bien existen varios modelos numéricos usados para la modelación de muros estructurales no lineales (macroscópicos y microscópicos), muy pocas veces se ha intentado la simulación de este mecanismo de falla. Esto se debe a las altas no-linealidades geométricas y materiales, así como la falta de información experimental para su comparación y validación. Dashti, Dhakal y Pampanin [13, 14] propusieron una técnica de modelado en elementos finitos usando elementos tipo caparazón curvos (*“curved shell”*), donde observaron que el modelo simulaba de forma razonable la respuesta no lineal y fuera del plano de muros estructurales. En los últimos años, se han enfocado en hacer una validación integral del modelo, centrándose en la verificación del pandeo fuera del plano y estudios paramétricos del mecanismo de falla [15–18].

La clasificación de los modelos numéricos utilizados en la modelación de muros estructurales no lineales puede basarse en el nivel de complejidad, el cual está directamente relacionado con

el esfuerzo computacional requerido. Los modelos macroscópicos se fundamentan principalmente en el concepto de modelos de elementos de línea vertical múltiple (MVLEM), los cuales ofrecen la ventaja de un menor esfuerzo computacional en comparación con los modelos microscópicos, al tiempo que proporcionan una alta precisión en la respuesta global. Estos modelos pueden ser divididos en dos grupos, aquellos que tienen la respuesta de corte y flexo-compresión desacoplada y aquellos que la tienen acoplada. Muchos de los modelos disponibles logran predecir de manera satisfactoria la respuesta en flexión de muros esbeltos, pero presentan dificultades en la predicción precisa de la interacción entre las respuestas de corte y flexión, tal como se ha observado experimentalmente. Massone, López, C. y Kolozvari [19, 20] crearon y validaron un modelo macroscópico (E-SFI) acoplado en OpenSees [21], el cual permite capturar con precisión tanto la respuesta de flexión como la de corte, incluso para muros chatos, manteniendo una alta eficiencia computacional en comparación con otros modelos

Por esta razón, resulta necesario contar con modelos numéricos mecánicos y analíticos eficientes que nos permitan capturar estos mecanismos de falla y, de esta manera, desarrollar criterios de diseño que optimicen su respuesta frente a eventos sísmicos.

1.2. Hipótesis

La inclusión de efectos de inestabilidad lateral y pandeo del refuerzo longitudinal en modelos numéricos macroscópicos no lineales permite identificar las propiedades fundamentales que influyen en la capacidad de deformación de muros de hormigón armado. Estas propiedades incluyen el nivel de carga axial, la demanda de corte, el confinamiento de los elementos de borde, la esbeltez de la sección transversal.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

El objetivo general de este trabajo consiste en cuantificar las principales propiedades que afectan la capacidad de deformación en muros de hormigón armado. Para lograrlo, se empleará el modelo macroscópico no lineal E-SFI. Además, se considerarán modelos que incorporen el pandeo del refuerzo longitudinal en los elementos de borde [6, 9] y se aplicarán criterios de inestabilidad lateral [10, 11].

1.3.2. Objetivos Específicos

Se describen los objetivos específicos con relación a los tópicos esperados del trabajo.

1. Ampliar los modelos analíticos predictivos relacionados con la inestabilidad lateral en muros rectangulares de hormigón armado al incorporar el efecto de la profundidad del eje neutro y verificar su precisión en comparación con las expresiones actuales.
2. Desarrollar una metodología de modelación que permite capturar de manera precisa los mecanismos de falla del pandeo del refuerzo longitudinal y la inestabilidad lateral. Mediante la utilización del modelo numérico macroscópico no lineal [20], los modelos de pandeo del refuerzo longitudinal [6, 9] y modelos de inestabilidad lateral [10, 11].

3. Validar la metodología de modelación mediante los resultados experimentales obtenidos por Tripathi [4], Jara [22], Lowes [23] y Dashti [24, 25].
4. Replicar la base de datos estudiada por Abdullah y Wallace [3] utilizando la metodología previamente mencionada.
5. A partir de los resultados obtenidos de la base de datos, cuantificar el impacto en la capacidad de deformación de muros de hormigón armado en función de las diferentes variables necesarias para caracterizar su respuesta, utilizando regresiones lineales.

1.4. Organización

Esta tesis está dividida en siete capítulos. El primer capítulo corresponde a una descripción general del problema en estudio y sus motivos, los objetivos del trabajo y la metodología utilizada para alcanzarlos. El capítulo dos abarca una revisión de los mecanismos de pandeo e inestabilidad lateral, la interacción cortante-flexión y los diferentes modelos analíticos y numéricos que permiten capturar estos mecanismos de falla, así como su impacto en la capacidad de deformación de muros de hormigón armado. El capítulo tres describe una ampliación del modelo analítico de inestabilidad lateral para incorporar el efecto de la profundidad del eje neutro en muros de hormigón armado. El capítulo 4 describe la metodología de modelación empleada para capturar los diferentes mecanismos de falla, además de un análisis de sensibilidad con respecto a las variables utilizadas. El capítulo cinco muestra una comparación de la capacidad de deformación obtenida a través de la metodología implementada versus la respuesta experimental, también se muestra el impacto de las diferentes propiedades que caracterizan la respuesta de un muro de hormigón armado. El capítulo 6 presenta un resumen y las conclusiones derivadas de este trabajo. Por último, en el capítulo 7 se presenta toda la bibliografía.

Capítulo 2

Marco Teórico

2.1. Inestabilidad Lateral

Uno de los mecanismos de falla observados como consecuencia del terremoto de Chile en el año 2010 fue la inestabilidad lateral o pandeo fuera del plano (OOP). Este fenómeno de falla se presentó principalmente en el alma de muros tipo T y L. La inestabilidad lateral fuera del plano hace referencia al pandeo de una porción del muro, ya sea debido a cargas en el plano (unidireccionales) o a una combinación de cargas (bidireccionales). Esta región está limitada a los extremos del muro, dado que es allí donde se generan las mayores deformaciones de tracción y compresión. Este mecanismo de falla se acentúa debido a las mismas excentricidades de las cargas y a la respuesta no uniforme de las barras de refuerzo longitudinal en la fase posterior a la fluencia.

Paulay y Priestley [5] establecieron la relación crítica entre la excentricidad (2.1) y deformación de tracción (2.2) para determinar el inicio de la inestabilidad lateral. Esto se logra mediante suposiciones del equilibrio en la sección (Figura 2.1a) e idealizando que la deformación es circular (Figura 2.1b). En las expresiones 2.1 y 2.2, ξ representa el desplazamiento fuera del plano normalizado por el espesor (b), m es una relación definida como $\rho f'_c / f_y$, donde ρ es la cuantía de la armadura longitudinal, f_y es la tensión de fluencia del acero y f'_c es tensión de compresión del hormigón. Además, l_o denota la altura de la región con pandeo, β representa la distancia desde el borde del elemento hasta el refuerzo longitudinal extremo normalizado por el espesor, y ε_{sm} es la deformación crítica a tracción. Múltiples autores sugieren que l_o puede ser equivalente al largo de la rótula plástica [10–12, 17]. Como se observa en el trabajo de Dashti, Dhakal y Pampanin [17], la ecuación 2.3 brinda una aproximación razonable de la potencial zona de pandeo, donde l_w es el largo del muro y z es la altura de corte (“shear span”).

$$\xi \leq 0.5(1 + 2.35m - \sqrt{5.53m^2 + 4.7m}) \quad 2.1$$

$$\varepsilon_{sm} = 8\xi\beta \left(\frac{b}{l_o}\right)^2 \quad 2.2$$

$$l_p = 0.2l_w + 0.044z \quad 2.3$$

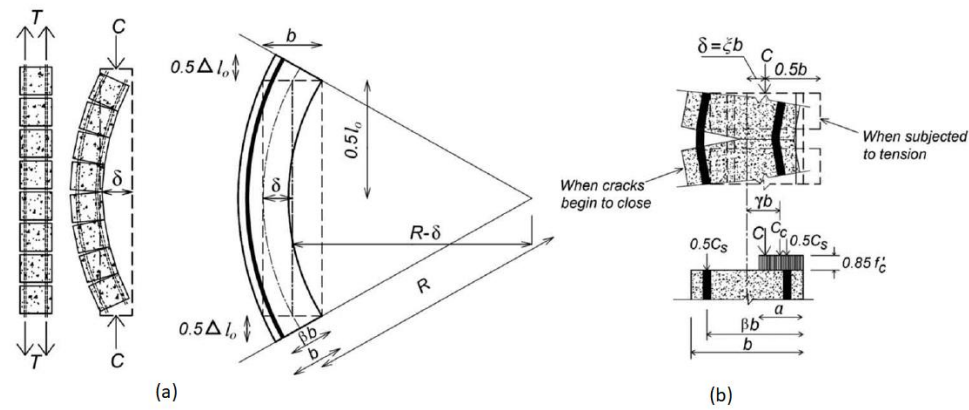


Figura 2.1 Esquema idealizado de la inestabilidad lateral. Geometría fuera del plano(a); Relación de fuerzas internas (b) (adaptada por Dashti et al.[17] de Paulay y Priestley [5]).

Chai y Elayer [7] continuaron investigando la inestabilidad lateral en muros de hormigón armado, tratándolos como columnas sometidas a cargas axiales. Utilizando relaciones cinemáticas entre la deformación axial nominal, el desplazamiento fuera del plano y el esfuerzo axial, propusieron un modelo analítico para estimar las deformaciones de tracción crítica (2.5). La Figura 2.2 ilustra claramente las distintas etapas que conforman este mecanismo de falla.

6. Etapa (o-a): Las deformaciones en tracción son lo suficientemente amplias como para generar extensas grietas a lo largo de la columna.
7. Etapa (a-b): Se produce una contracción lineal tanto en el acero como en el hormigón, siendo esta última menor que la del acero y aún no se observa una OOP.
8. Etapa (b-c): Durante el inicio de la recarga, los esfuerzos de compresión son totalmente absorbidos por el refuerzo longitudinal, ya que el cierre de las grietas aún no ha ocurrido. En esta fase, las tensiones en el refuerzo son inferiores al rango elástico y se produce un pequeño desplazamiento fuera del plano debido a las excentricidades de la carga axial.
9. Etapa (c-d): Un aumento en la compresión axial resulta en la fluencia en compresión del refuerzo longitudinal, lo que incrementa los desplazamientos fuera del plano. En este punto, el sistema puede seguir la ruta d-e o d-f, dependiendo del nivel original de deformación en tracción.
10. Etapa (d-e): Si las deformaciones en tracción no son lo suficientemente grandes y el cierre de las grietas es posible, los desplazamientos fuera del plano disminuyen a medida que las grietas se cierran, pero luego pueden aumentar al desarrollarse deformaciones significativas por compresión.
11. Etapa (d-f): En el caso de que las grietas iniciales generadas por las deformaciones en tracción sean muy extensas, las tensiones de compresión no serán suficientes para cerrar las grietas, lo que provoca un aumento en los desplazamientos fuera del plano y, eventualmente, conduce a la falla por inestabilidad lateral.

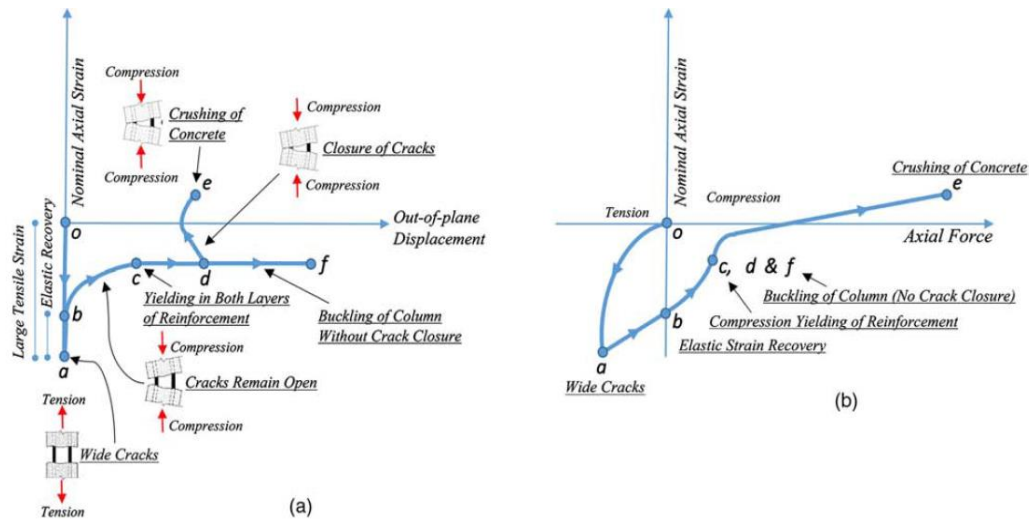


Figura 2.2 Esquema idealizado de la evolución de las deformaciones axiales nominales. Deformación axial nominal versus desplazamiento fuera del plano (a); Deformación axial nominal versus carga axial (b) (adaptada por Dashti, Dhakal y Pampanin [17] de Chai y Elayer [7]).

Considerando las relaciones anteriores, se definen una deformación límite de tracción (2.4) que consta de tres componentes. La primera corresponde a una recuperación elástica debido a la descarga en tracción ($\eta_1 \varepsilon_y$), la segunda se relaciona con una deformación de recarga asociada a la fluencia en compresión del refuerzo ($\eta_2 \varepsilon_y$), y la tercera se refiere a una deformación axial vinculada al primer cierre de las grietas (ε_a). Al suponer los parámetros $\eta_1 = 1$, $\eta_2 = 2$ y una distribución de curvatura sinusoidal, la deformación límite de tracción adopta la forma 2.5, donde ε_y es la deformación de fluencia del acero. Por otro lado, ξ , b , m , l_o , β y ε_{sm} se definen de la misma manera que en las ecuaciones de Paulay y Priestley [5].

$$\varepsilon_{sm} = \eta_1 \varepsilon_y + \eta_2 \varepsilon_y + \varepsilon_a \quad 2.4$$

$$\varepsilon_{sm} = \pi^2 \xi \beta \left(\frac{b}{l_o} \right)^2 + 3 \varepsilon_y \quad 2.5$$

Herrick y Kowalsky [7], utilizando el programa Cumbia [26], que permite llevar a cabo análisis momento-curvatura y fuerza-desplazamiento en secciones de hormigón armado, realizaron un reexamen de los modelos analíticos previamente descritos para 63 muros. Llegaron a la conclusión de que la deformación crítica por tracción 2.5 es la solución que arroja mejores resultados, con menos falsos positivos y negativos. La Figura 2.3 muestran los desplazamientos fuera del plano experimentales de distintos muros, normalizados por los modelos de Paulay y Priestley [5] y Chai y Elayer [7]. En el mismo estudio, llevaron a cabo un análisis de sensibilidad para evaluar el impacto de variables como la longitud, espesor, la resistencia del concreto y acero, el nivel de carga axial, y las cuantías del refuerzo longitudinal y transversal sobre la inestabilidad fuera del plano. De este análisis, se concluyó que la geometría y la cuantía del refuerzo longitudinal son las variables que ejercen un mayor impacto en la inestabilidad fuera del plano.

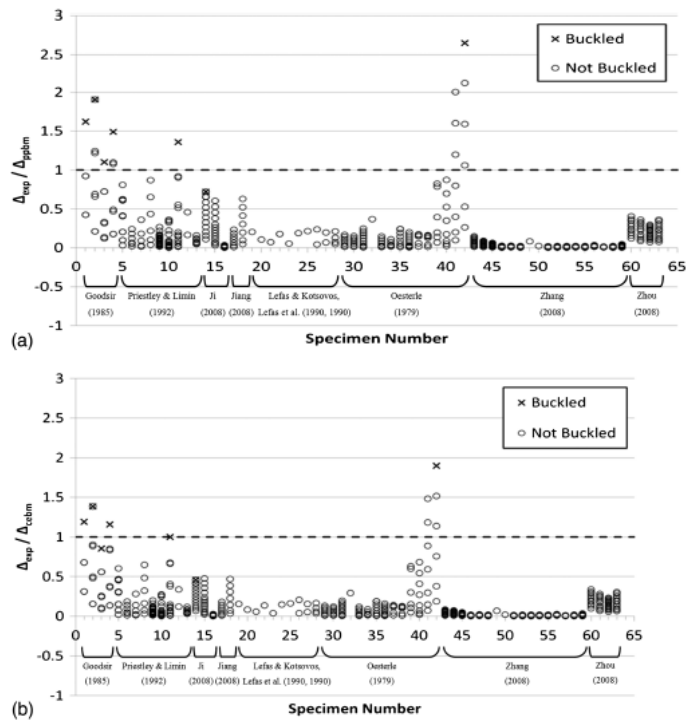


Figura 2.3 Desplazamientos fuera del plano normalizados. Modelo de Paulay y Priestley [5] (a); Modelo de Chai y Elayer [7] (b) (Herrick y Kowalsky [12]).

Dashti, Dhakal y Pampanin [13, 14] propusieron una técnica de modelado en elementos finitos utilizando elementos tipo caparazón curvos (“*curved shell*”), donde observaron que el modelo simulaba de manera razonable la respuesta no lineal y fuera del plano de muros estructurales. En los últimos años, se han dedicado a llevar a cabo una validación integral del modelo, centrándose en la verificación del pandeo fuera del plano, estudios paramétricos del mecanismo y ensayos experimentales. Dashti, Dhakal y Pampanin [17] ensayaron un muro de hormigón armado siguiendo los requisitos de diseño de la norma neozelandesa NZS3101:2006 [27]. Durante el ensayo de la probeta, se observó que el desarrollo de grandes deformaciones de tracción en el refuerzo longitudinal provocaba grandes compresiones cuando se invertían las cargas, lo que resultaba en su fluencia. Si la fluencia en las barras longitudinales abarcaba una longitud significativa en la altura y largo del muro, se generaba una reducción considerable en la rigidez fuera del plano, originando la OOP. A medida que la OOP crecía, las grietas comenzaban a cerrarse en la zona donde la deformación era máxima, lo que provocaba que el hormigón comenzara a tomar carga, resultando en el enderezamiento del muro cuando se generaba la reversión de las cargas. Dado que el mecanismo de falla dependía fuertemente de la deformación residual en tracción del refuerzo longitudinal, esta aumentaba a medida que crecía la deriva y el número de ciclos. Finalmente, el muro se volvía inestable cuando las deformaciones residuales eran lo suficientemente grandes como para evitar el cierre de las grietas, un análisis similar a lo definido y observado por Chai y Elayer [7].

En la Figura 2.4, se muestra como varía ξ en función del desplazamiento de techo, y se puede distinguir que una vez superado el límite máximo ($\xi = 0.5$) propuesto por Paulay y Priestley[5], el muro ya no tiene la capacidad de recuperarse y termina fallando por completo. Por otra parte,

también se puede observar que, al superar el criterio de inestabilidad, el muro no es capaz de recuperar por completo el desplazamiento fuera del plano.

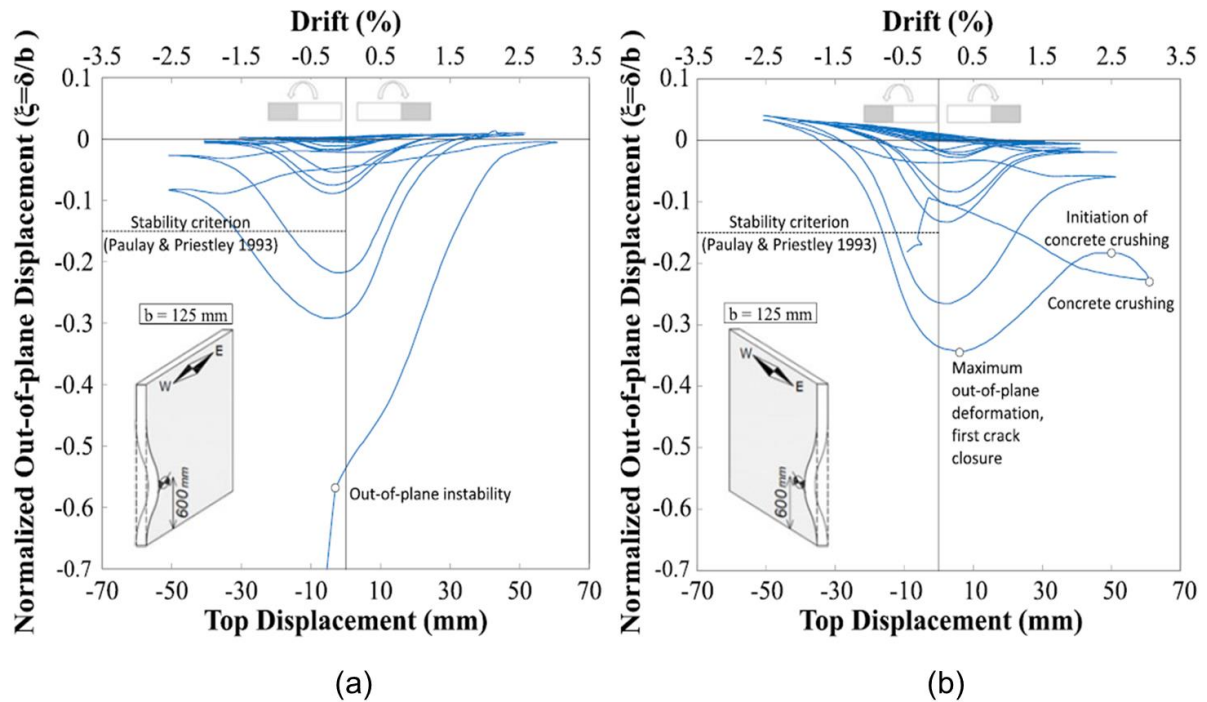


Figura 2.4 Desplazamiento en el plano versus desplazamiento normalizado fuera del plano máximo. Elemento de borde Oeste (a); Elemento de borde Este (b) (Dashti, Dhakal y Pampanin [17]).

Dashti, Dhakal y Pampanin [17], junto con Rosso, Almeida y Beyer [28] a través de sus resultados experimentales, identificaron que una altura de pandeo igual a $2l_p$, o una altura entre el 70% y el 75% de la altura libre del muro, son valores más representativos de la zona de pandeo y conducen a una mejor estimación en los modelos analíticos [10, 11] para la predicción de la deformación unitaria de tracción límite.

Parra presenta múltiples trabajos estudiando el fenómeno de inestabilidad lateral, ya sea de forma experimental, numérica o con modelos analíticos manuales [29-32]. Parra y Moehle [29, 31] estudian dos posibles mecanismos que originan la inestabilidad lateral. La primera hipótesis sigue la idea presentada por Paulay y Priestley [5], que reconoce la máxima deformación por tracción previamente experimentada como el factor desencadenante de la inestabilidad en una sección de pared agrietada sometida a una carga en dirección opuesta. La segunda hipótesis sugiere que la inestabilidad fuera del plano se debe al aplastamiento del concreto, lo que resulta en una sección transversal irregular o reducida, creando condiciones propicias para la inestabilidad lateral tanto bajo cargas monótonas como en ciclos de tensión y compresión. Parra et al. [30] presentan los resultados analíticos principales de un análisis de ensayos en columnas y de un edificio dañado en Chile. Con el objetivo de abordar los problemas de modelación para el pandeo global en secciones prismáticas, recrean analíticamente los resultados de pruebas anteriores [7] mediante modelos de elementos finitos a través de un enfoque de agrietamiento difuso. La investigación reveló que, en Chile, la inestabilidad lateral observada en muros esbeltos

fue una falla secundaria que ocurrió después de la trituración inicial en los elementos de borde, seguida por el pandeo de la sección transversal reducida. Un estudio posterior en laboratorio sobre el comportamiento a compresión de elementos de borde esbeltos destacó los desafíos asociados con mantener una respuesta estable en los elementos de borde de un muro delgado. Parra y Moehle [31, 32] llevan a cabo simulaciones computacionales con elementos no lineales para estudiar la influencia de perfiles de deformación no uniformes a lo largo de la altura del elemento con el fin de analizar el inicio del pandeo. El trabajo demuestra que es posible identificar el comienzo de la inestabilidad tanto mediante modelos de elementos finitos como mediante la teoría manual. Además, observan que el pandeo se ve afectado por gradientes de carga axial o deformación a lo largo de la longitud del elemento. En última instancia, proporcionan recomendaciones de diseño para prevenir el pandeo global de los muros durante los terremotos.

2.2. Pandeo del Refuerzo Longitudinal

Cuando un muro de hormigón armado se somete a cargas sísmicas y de compresión, es común observar el pandeo de las barras de refuerzo longitudinal [1, 2], lo que genera un impacto significativo en su capacidad de carga y su comportamiento estructural [4]. Las metodologías actuales de diseño [33] buscan mitigar este mecanismo de falla proporcionando un nivel adecuado de confinamiento en los elementos de borde de los muros, mediante el uso de estribos que restrinjan la deformación lateral en las barras de refuerzo, mejorando así su capacidad de carga. Además, la norma ACI establece límites para la relación entre el diámetro del refuerzo longitudinal y el espaciado de los estribos, evitando así que la longitud efectiva de las barras (separación de los estribos) del refuerzo longitudinal sea excesiva y que su diámetro nominal sea insuficiente. La norma ACI también aborda el pandeo del refuerzo longitudinal en el contexto del diseño sísmico, proporcionando pautas y requisitos relacionados con las fuerzas y demandas sísmicas esperadas, lo que incluye consideraciones sobre la capacidad de carga y rigidez del refuerzo longitudinal frente a las fuerzas sísmicas.

Comúnmente se asume que las respuestas en tracción y compresión son iguales en una barra de acero, aunque en la realidad su respuesta promedio en compresión puede ser diferente. Esta diferencia se atribuye en gran medida a las altas no linealidades geométricas asociadas al pandeo de las mismas barras. Cuando el pandeo del refuerzo se localiza a una distancia determinada por la separación entre estribos, se denomina pandeo local (Figura 2.5a). En el caso de que el largo de pandeo del refuerzo abarque más de un estribo, se le llama pandeo global del refuerzo (Figura 2.5b). De esta manera, el modo de pandeo se define como el número de estribos entre los cuales se pandea la barra de refuerzo, siendo el modo 1 el más deseado, ya que tiene un impacto menor en la capacidad de la estructura [4].

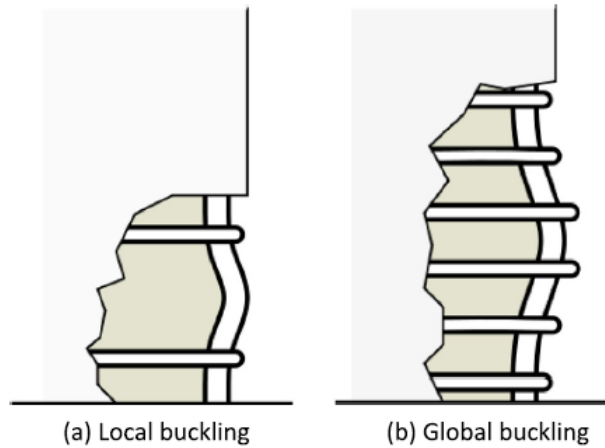


Figura 2.5 Modos de pandeo del refuerzo longitudinal. Pandeo local (a); Pandeo global (b) (Massone, López, E [11]).

Dhakal y Maekawa [34] señalan que el pandeo del refuerzo longitudinal y el desprendimiento del recubrimiento de hormigón bajo grandes deformaciones de compresión son mecanismos que deben considerarse simultáneamente. Esto se debe a que es posible sobreestimar la ductilidad y no capturar adecuadamente la respuesta después del pico de capacidad. Además, indican que la longitud de pandeo se puede asumir como la separación entre estribos cuando los estribos transversales son muy rígidos, las barras de refuerzo son muy esbeltas o la separación entre estribos es muy amplia. Sostienen que la longitud de pandeo depende de las propiedades geométricas y mecánicas del refuerzo transversal y longitudinal, siendo la rigidez efectiva del primero un parámetro que limita esta longitud. Finalmente, proponen un modelo analítico que, mediante un análisis iterativo, criterios de energía y estabilidad, permite estimar el modo de pandeo de las barras de refuerzo longitudinal para diferentes configuraciones del refuerzo transversal en estructuras de hormigón armado.

Según Dhakal & Maekawa [34], el modo de pandeo puede estimarse a través de las ecuaciones 2.6 y 2.7, donde k_t es la rigidez axial de las patas del estribo en la dirección de pandeo, A_t es el área transversal del estribo, l_e largo de la pata del estribo en la longitud de pandeo, E_t módulo de elasticidad del acero de los estribos, n_b número de barras longitudinales propensas al pandeo en la dirección de análisis y n_l es el número de patas de estribos en la dirección de pandeo. k_n corresponde a la rigidez requerida de los estribos para limitar el pandeo en las barras de refuerzo, donde EI se refiere a la rigidez flexural de las barras longitudinales propensas al pandeo (ecuación 2.8). Además, s es la separación del refuerzo transversal, k_{eq} es el coeficiente de rigidez requerido asociado a un modo (ver Tabla 2.1), f_y , E_s y I son la tensión de fluencia, módulo de elasticidad e Inercia de las barras de refuerzo longitudinal, respectivamente. De esta manera, el modo de pandeo de una estructura de hormigón amado para una configuración de refuerzo transversal y longitudinal se estima como la cota superior mínima de rigidez requerida para una rigidez axial dada. Es decir, el modo de pandeo (n) es $n = \min ((k_n - k_e) \geq 0)$.

Tabla 2.1 Rigidez requerida de los estribos para diferentes modos de pandeo (Dhakal & Maekawa [34]).

Modo de Pandeo	1	2	3	4	5	6	7
k_{eq}	0.75	0.1649	0.0976	0.0448	0.0084	0.0063	0.0037

$$k_t = \frac{E_t \cdot A_t \cdot n_l}{l_e \cdot n_b} \quad 2.6$$

$$k_n = k_{eq} \frac{\pi^4 \cdot EI}{s^3} \quad 2.7$$

$$EI = \frac{E_s \cdot I}{2} \sqrt{\frac{f_y}{400}} \quad 2.8$$

Massone y López, E. [11] basados en trabajos previos [10], presentan una formulación iterativa con la cual es posible estimar la respuesta tensión-deformación de barras de acero sometidas a pandeo ante cargas monotónicas, en el planteamiento se considera:

1. Ambos extremos de la barra están fijos, excepto el desplazamiento vertical superior.
2. Se aplica una imperfección inicial de $0.01d$ en la mitad de la longitud de pandeo de la barra, donde d es el diámetro de la barra, lo que impulsa el sistema en una dirección específica.
3. Las deformaciones del sistema se concentran en 4 rotulas plásticas ubicadas simétricamente en las zonas de momento máximo para una carga puntual.
4. La longitud de pandeo (L) se define según el modo de pandeo y el espaciamiento entre estribos, es decir, para un modo i su longitud de pandeo es $L = i \cdot s$.
5. Para el equilibrio de fuerzas en la zona de pandeo, se considera el aporte de las fuerzas ejercidas por el núcleo de hormigón y los estribos. Las altas deformaciones de compresión provocan el desprendimiento del recubrimiento en las zonas de máxima demanda. Por tanto, la única resistencia al pandeo proviene de los estribos, y la armadura transversal se somete a dos tipos de deformación: la expansión lateral del núcleo de hormigón confinado y la tracción generada por el desplazamiento lateral al inicio del pandeo de la barra longitudinal.
6. El análisis se extiende a diferentes configuraciones de elementos estructurales, definiendo el número de barras propensas al pandeo y el número de patas de estribos que restringen el pandeo en la dirección de estudio. Solo es necesario modificar la ecuación de equilibrio ponderando por el número de elementos que participan.
7. Para una configuración específica de refuerzo transversal y longitudinal, el modo de pandeo más probable se define como la curva que genera la menor capacidad, un criterio similar al utilizado por otros autores [28–30]. Las curvas tensión-deformación muestran dos tipos de respuesta: uno donde la capacidad máxima es mayor que la fluencia (Figura 2.6a), y otro donde el pico de capacidad ocurre después de una caída una vez que fluye (Figura 2.6b).

En la Figura 2.6 se muestra un esquema del modelo con la definición de cada etapa, además de las fuerzas que entran en juego en cada una.

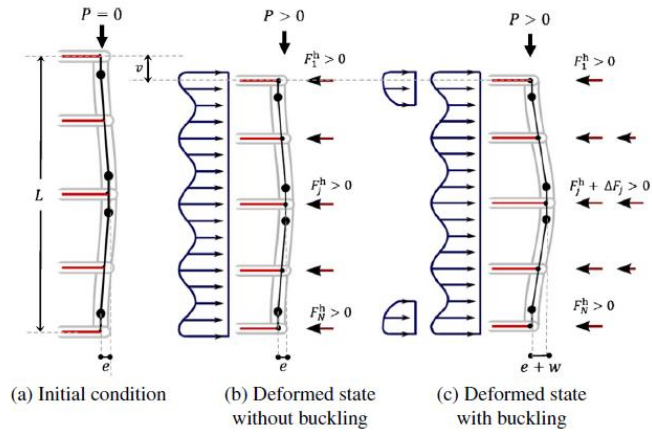


Figura 2.6 Esquema del modelo de pandeo global (Massone y López, E [11]).

En la Figura 2.7 se presentan las curvas tensión-deformación para diferentes relaciones L/s , donde se pueden distinguir dos casos posibles al definir el modo de pandeo de un sistema estructural. En el caso (a), la capacidad máxima ocurre después de la fluencia, mientras que en el caso (b), el pico de capacidad se produce después de una caída una vez que el sistema ha alcanzado la fluencia.

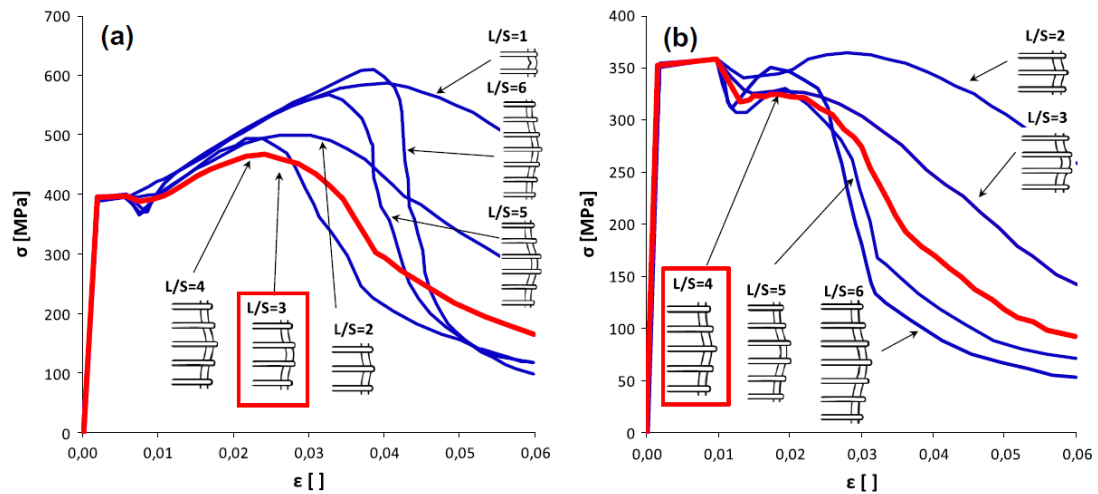


Figura 2.7 Selección del largo crítico de pandeo. Capacidad pico mínimo (a); Mínima capacidad después de la fluencia (b) (Massone y López, E. [11]).

Rosas y Massone [9], basándose en los trabajos [7, 8], presentan un modelo matemático no iterativo que permite estimar las curvas tensión-deformación de una barra de acero que sufre pandeo local y global ante cargas cíclicas y monotónicas. A través del modelo geométrico asumido de la Figura 2.8a y la distribución de tensiones en la rótula plástica de la Figura 2.8b, logran definir una relación entre la curvatura y la deformación unitaria de compresión en el extremo más solicitado. De esta manera, se evita resolver el equilibrio del sistema, transformando el problema en uno no iterativo y mucho más eficiente (15 a 20 veces más rápido). Siguiendo en la misma línea de trabajo, Álvaro y Massone [37] implementan el modelo no iterativo en OpenSees. De esta manera, es posible generar análisis de elementos estructurales como columnas o muros de

hormigón armado sometidos a cargas axiales cíclicas, incluyendo el pandeo (local o global) del acero de refuerzo longitudinal de manera más eficiente y sencilla.

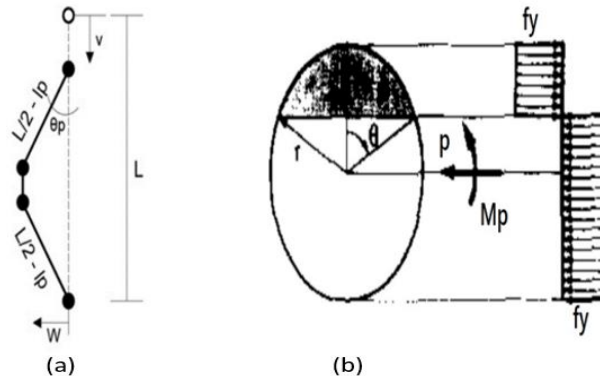


Figura 2.8 Idealizaciones para el modelo de pandeo no iterativo, modelo de plasticidad concentrada considerando 4 rótulas plásticas (a); distribución de tensiones en una rótula plástica (b) (Rosas y Massone[9]).

Pugh et al. [6] desarrollan un enfoque que permite simular el efecto del pandeo de forma sencilla. Consiste en anular la capacidad de las barras de refuerzo longitudinal cuando se alcanza la deformación última máxima del hormigón en las fibras adyacentes al acero. Este enfoque proporciona resultados muy adecuados cuando se modelan muros de hormigón armado esbeltos [9, 32, 33], y además, es recomendado en las pautas de modelado no lineal del NIST [40].

Múltiples autores han evidenciado el impacto del pandeo en la capacidad de deformación en muros de hormigón armado. Tripathi et al. [4] estudiaron la respuesta sísmica de muros de hormigón armado con diferentes configuraciones de armadura transversal, llegando a la conclusión de que la ductilidad o capacidad de deformación puede ser mejorada a través del nivel de confinamiento y un detalle del refuerzo transversal que evite el pandeo o lo restrinja al modo 1. En la Figura 2.9 se presenta la envolvente carga-desplazamiento de los muros ensayados, en la cual se logra apreciar la influencia del modo de pandeo y el confinamiento en la capacidad de deformación. Los tres muros (SWD-1, SWD-2 y SWD-3) tienen igual geometría, y sus diferencias radican en el espaciamiento o arreglo de los estribos en los elementos de borde. SWD-1 corresponde al muro base cuya armadura transversal fue detallada según la norma NZS3101:2006 [27] (el detalle de la armadura también cumple con los requisitos de la ACI318-14 [41]). SWD-2 aumenta el espaciamiento de los estribos a 72 mm, en contraste con los 55 mm del muro base. SWD-3 varía el arreglo de los estribos, tratando de limitar el modo de pandeo a 1 y manteniendo el espaciamiento de 55 mm. Los modos de pandeo observados a partir de los ensayos son 3, 2 y 1, respectivamente.

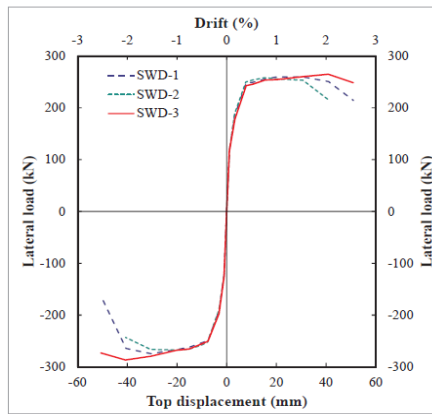


Figura 2.9 Envolvente carga-desplazamiento (Tripathi et al. [4]).

2.3. Modelos de Línea Macroscópicos (E-SFI)

Los modelos numéricos usados en la modelación de muros estructurales no lineales se pueden clasificar según el nivel de complejidad, el cual se relaciona directamente con el esfuerzo computacional requerido. En esta línea, los modelos macroscópicos se basan fundamentalmente en el concepto de modelo de elementos de línea vertical múltiple (MVLEM), cuya ventaja sobre los modelos microscópicos es su menor esfuerzo computacional, acompañado con una precisión de la respuesta global bastante razonable [42]. Los modelos macroscópicos se pueden dividir en dos grupos, aquellos que tienen desacoplada y acoplada la respuesta de corte y flexo-compresión. Muchos de los modelos disponibles logran predecir de buena forma la respuesta en flexión de muros esbeltos, sin embargo, carecen de una buena predicción en la interacción de las respuestas de corte y flexión vistas experimentalmente. Massone, López, C. y Kolozvari [19, 20] crearon y validaron un modelo macroscópico (E-SFI) acoplado en OpenSees que permite capturar con buena precisión la respuesta de flexión y corte, incluso en muros chatos, con una alta eficiencia computacional en comparación con otros modelos. El nuevo enfoque consta de dos nodos (superficie y base) con 3 grados de libertad cada uno (2 desplazamientos y un giro). Incorpora la interacción flexión-corte a través de m paneles bidimensionales de hormigón armado sometidos a acciones tipo membrana siguiendo la formulación de ángulo de puntal fijo (FSAM; Orakcal et al. [43], citado en Massone, López, C. y Kolozvari [19]). Además, considera una curvatura uniforme y concentrada a una altura ch , donde se recomienda que c tome el valor de 0.4 (Vulcano et al. [44], citado en Massone, López, C. y Kolozvari [19]). El modelo asume la hipótesis de Euler-Bernoulli (secciones planas permanecen planas y ortogonales al plano medio deformado) y que el corte permanece constante a lo largo del elemento, de esta manera se pueden calcular la deformación axial (ε_y) y la distorsión por corte (γ_{xy}) para cada panel. El campo de tensiones se completa con una expresión calibrada (5) dependiente de la distorsión por corte y la cuantía del refuerzo horizontal (ρ_h). En la Figura 2.10 se muestra una idealización del modelo E-SFI.

$$\varepsilon_x = 0.55(1 + \rho_h)^{-60} (1 - 3^{-800|\gamma_{xy}|}) |\gamma_{xy}| \quad 2.9$$

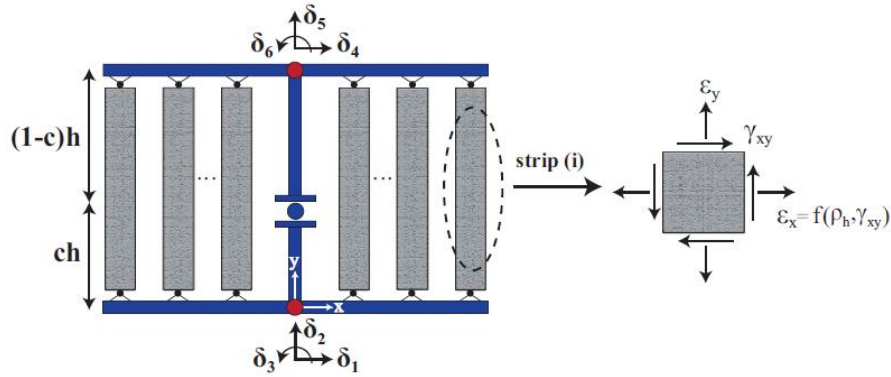


Figura 2.10 Idealización del modelo E-SFI (Massone, López, C. y Kolozvari[20]).

Massone, López, C. y Kolozvari [20], a través de un análisis de sensibilidad, lograron comprender el efecto de la discretización al representar un muro con el modelo E-SFI. Para un número constante de elementos en altura y paneles, la respuesta es casi objetiva en la zona de endurecimiento y no objetiva en la de ablandamiento, mientras que la respuesta local del elemento más solicitado es completamente no objetiva en todo el rango. Al cambiar el número de elementos en la altura, observan diferencias en los picos de resistencia y deformación. Esto es esperable en formulaciones de elementos basadas en desplazamiento, dado que no se satisface el equilibrio local de cada elemento. Una forma de regularizar la respuesta en formulaciones basadas en desplazamientos con un punto de integración es ajustar la altura del elemento más solicitado al largo de la rótula plástica (lp). A través de este mecanismo se obtienen respuestas objetivas a nivel global y local, independientemente del número de elementos usados en la altura del muro restante (Calabrese et al. [45]). Finalmente, en [20] se propone que una buena metodología de modelación es usar al menos 6 elementos en la altura, siendo el primero igual al largo de la rótula plástica. En la sección transversal, se recomienda usar al menos 6 paneles, aunque en el caso de utilizar 12 (2 por elemento de borde), se obtendrá una distribución más precisa del perfil de deformaciones. El largo de rótula plástica se define como $lp = 0.5l_w$ (l_w largo del muro) para muros con una altura equivalente (“shear span”) mayor que 1, y $lp = 2t_w$ (t_w espesor del muro) con una altura equivalente menor o igual que 1.

2.3.1. Modelo Constitutivo del Hormigón

El material Concrete02 en OpenSees [21] permite modelar las curvas histeréticas del hormigón confinado y no confinado. En la zona de compresión, la respuesta hasta el pico de resistencia se define por medio de una parábola de Hognestad. A partir de este punto, comienza a descender de forma lineal hasta una resistencia residual. La respuesta en tensión es bilineal y no considera una capacidad residual. En la Figura 2.11 se esquematiza la curva, donde f_{pc} es la capacidad a compresión a los 28 días, ϵ_{psc0} deformación unitaria a la máxima compresión, f_{pcU} capacidad residual del hormigón, ϵ_{psU} deformación unitaria residual, λ relación entre las rigideces de descarga e inicial, f_t tensión máxima en tracción y E_t rigidez de ablandamiento del hormigón en tracción.

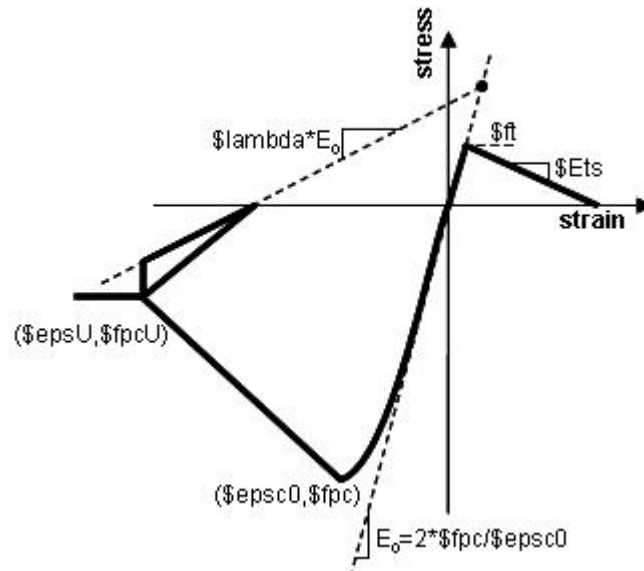


Figura 2.11 Modelo constitutivo del hormigón Concrete02 [46].

Saatcioglu y Razvi [47] definen un modelo analítico que permite estimar las propiedades del hormigón confinado a través de una presión uniforme equivalente generada por el confinamiento de la jaula de refuerzo. Esta presión se cuantifica considerando el equilibrio de las fuerzas internas y ensayos experimentales. La metodología logra diferenciar el efecto de presiones de confinamiento ortogonales y permite la superposición de efectos de confinamientos y diferentes arreglos del refuerzo.

2.3.2. Modelo Constitutivo del Acero

El material SteelMPF en OpenSees [21] permite modelar las curvas histeréticas del acero. Este material fue propuesto por Menegotto y Pinto [48] y modificado por Filippou et al. [49] para incluir el efecto del endurecimiento por deformación. La ley constitutiva corresponde a una transición de curvas, es decir, asíntotas rectas de pendiente E_0 que cambian a otra de pendiente $E_1 = b \cdot E_0$. En la Figura 2.12 se muestra un esquema de la ley constitutiva. Para definir la envolvente, se necesita la fluencia (f_y), la rigidez inicial (E_0), el factor de endurecimiento por deformación (b) y la curvatura inicial (R_0). El modelo permite diferentes respuestas en tracción y compresión. La respuesta cíclica exige definir los parámetros de degradación de curvatura a_1 y a_2 .

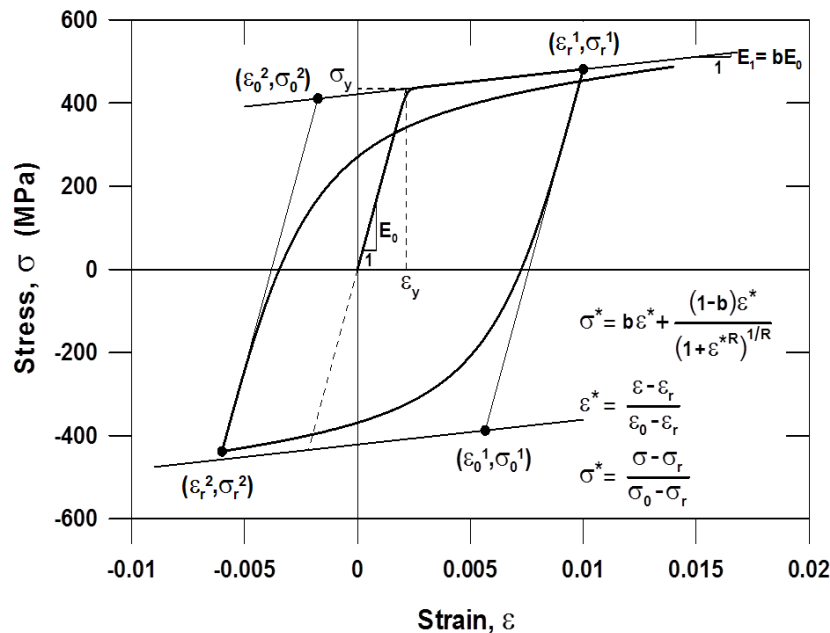


Figura 2.12 Modelo constitutivo del acero SteelMPF [50].

2.3.3. Regularización del Hormigón y Acero

Los elementos numéricos con una distribución de deformaciones inelásticas pueden tener dos tipos de formulaciones: la basada en desplazamientos (DB), en fuerzas (FB) y una mezcla de ambas. La formulación DB impone un campo de desplazamientos, mientras que la formulación FB satisface el equilibrio interno y no impone restricciones al desarrollo de deformaciones inelásticas. Tanto la formulación DB como la FB producen respuestas globales (fuerza-desplazamiento) y locales (momento-curvatura) objetivas cuando existe un comportamiento de endurecimiento. Por otro lado, cuando el comportamiento considera una ley con ablandamiento, los resultados de las curvas son no objetivos [45]. Este problema numérico es conocido como localización de las deformaciones o, en resumen, localización. Zeris y Mahin [51] fueron los primeros en estudiar este fenómeno para una formulación DB, mientras que Coleman y Spacone [52] lo estudiaron para una FB. En el caso de formulaciones DB, la fórmula habitual para regularizar la respuesta (obtener respuestas objetivas locales y globales) es asumir que el elemento más solicitado presenta una altura igual a la de la rótula plástica [53]. En el otro caso, las principales formas de regularizar la respuesta han sido propuestas por Coleman y Spacone [52], Scott y Fenves [54], y Addessi y Ciampi [55]

Nakamura H [56] y Jansen DC [57], a través de observaciones experimentales, notaron que la respuesta esfuerzo versus desplazamiento en cilindros de hormigón es similar cuando se tienen diferentes largos, dado que el daño se concentra en una región. Sin embargo, la respuesta esfuerzo versus deformación depende de la longitud de calibración usada. Por esta razón, la zona promedio después del pico de capacidad en las curvas tensión-deformación, obtenidas al dividir el desplazamiento total axial, depende del largo del cilindro ensayado. En estos trabajos, también demostraron que la energía de fractura del hormigón no confinado (Gf_c) es una propiedad independiente del largo. Por esta razón, se vuelve necesario regularizar las curvas tensión-deformación para disminuir la sensibilidad a la discretización del modelo. Este proceso se puede

lograr definiendo una deformación residual (ε_u) como función del largo crítico (L_{cr}) y la energía de fractura. Aunque la respuesta global fuerza-desplazamiento sea objetiva para diferentes tipos de discretización (“*mesh*”), las respuestas locales de los materiales serán no objetivas [44, 50].

Pozo et al. [59] presenta la ecuación 2.10, ue permite estimar la deformación unitaria última (ε_u o ε_{cu}) a una capacidad residual ($R_{cc}f'_{cc}$ o $R_c f'_c$) necesaria para regularizar las curvas del hormigón. Esta expresión se obtiene al asumir una respuesta lineal después de alcanzar la capacidad máxima del hormigón (f'_{cc} y f'_c) y una descarga elástica (ver Figura 2.13). La ecuación 2.10 se obtiene al igualar el área sombreada con la relación Gf_c/L_{cr} . Aquí, ε_u es la deformación unitaria última regularizada del hormigón no confinado, R_c es la razón de tensión residual última (generalmente igual al 20%), L_{cr} es el largo crítico o altura del elemento, f'_c es la tensión máxima en compresión del hormigón no confinado, Gf_c es la energía de fractura del hormigón no confinado, E_c es el módulo de Young's y ε_o es la deformación unitaria al pico de tensión. Para el hormigón confinado, se utiliza la misma expresión, pero se deben reemplazar aquellos términos correspondientes a los que están entre paréntesis según la Figura 2.13a.

$$\varepsilon_u = \frac{1}{1 + R_c} \left[\frac{2Gf_c}{f'_c L_{cr}} - \frac{f'_c}{E_c} + (1 + R_c)\varepsilon_o + R_c^2 \frac{f'_c}{E_c} \right] \quad 2.10$$

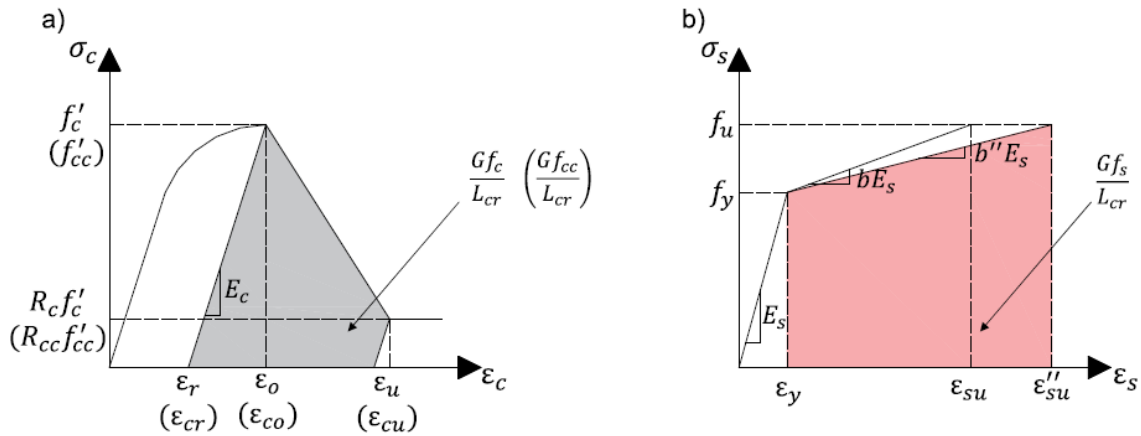


Figura 2.13 Regularización de las relaciones tensión-deformación de los materiales. Hormigón no confinado y confinado (Los términos entre paréntesis corresponden al hormigón confinado) (a); Acero (b) (Pozo et al. [59]).

Pugh et al. [6], a través de la comparación de los desplazamientos últimos numéricos y medidos de muros de hormigón armado esbeltos, obtuvieron las ecuaciones 2.11 y 2.12 para conocer la energía de fractura del hormigón no confinado y confinado, respectivamente, donde Gf_c está en N/mm cuando f'_c tiene unidades de MPa.

$$Gf_c = 2f'_c \quad 2.11$$

$$Gf_{cc} = 1.70 \cdot Gf_c \quad 2.12$$

La ecuación 2.12 implica que la energía de fractura solo depende de la energía del hormigón no confinado y no del nivel de confinamiento producto del acero. Lowes et al. [38], a través de la comparación de 5 muros, obtuvieron la ecuación 2.13, donde $K = f'_{cc}/f'_c$ es el factor que toma

en cuenta el nivel de confinamiento. La ecuación 2.13 se calibró para un modelo numérico con una formulación basada en desplazamientos (DB).

$$Gf_{cc} = 5(K - 0.85) \cdot Gf_c \leq 2.5Gf_c \quad 2.13$$

Como menciona Pozo et al. [59], el acero en tracción, cuando se encuentra en el rango de deformación por endurecimiento, a mayores deformaciones presenta mayores niveles de tensión. Entonces, la localización del daño no se espera que ocurra antes de alcanzar la resistencia máxima (f_u) provocando una propagación de fluencia ("*spread of yielding*"). Pugh et al. [6] demostró que es necesario regularizar el acero para mejorar la objetividad de la respuesta global en un muro de hormigón armado, cuando el hormigón en compresión sufre ablandamiento y hay localizaciones de deformaciones. Las ecuaciones 2.14 y 2.15 permiten estimar la deformación última regularizada (ε''_{su}) después de la fluencia y la razón de endurecimiento por deformación regularizada (b''). En estas expresiones, L_{cr} es el largo crítico o altura del elemento, L_{gage} es un largo de referencia (Pozo et al. [59] lo asume igual a 200 mm), ε_y es la deformación unitaria de fluencia, ε_{su} es la deformación unitaria última, E_s es el módulo de Young's, b es la razón de endurecimiento por deformación y f_y es la tensión de fluencia.

$$\varepsilon''_{su} = \varepsilon_y + \left(\frac{L_{gage}}{L_{cr}} \right) (\varepsilon_{su} - \varepsilon_y) \quad 2.14$$

$$b'' = \frac{f_u - f_y}{E_s(\varepsilon''_{su} - \varepsilon_y)} = b \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_y)}{(\varepsilon''_{su} - \varepsilon_y)} \quad 2.15$$

2.4. Capacidad de Deformación en Muros de Hormigón Armado

La capacidad de deformación lateral en muros de hormigón armado, según investigaciones recientes, se ve impactada significativamente por las demandas de corte y esbeltez (Abdullah y Wallace [3]), el pandeo del refuerzo longitudinal (Tripathi et al.[4]), además de los parámetros típicos como el nivel de carga axial y el confinamiento del elemento de borde. Abdullah y Wallace [3], a través de una correlación de 164 muros, obtuvieron la expresión 2.16 que estima la pérdida de deriva en muros de hormigón armado (base para los requerimientos de ductilidad de la ACI318-19), donde $\lambda_b = l_w c / b^2$ representa la esbeltez de la sección transversal y zona de compresiones. Aquí, l_w es el largo del muro, c es el largo del eje neutro, b es el espesor del muro, $v_{max} = V_{max} / A_{cv}$ es el esfuerzo de corte máximo, V_{max} es el corte máximo que se desarrolla en el muro cuando el refuerzo longitudinal está en tracción, y A_{cv} es el área transversal del muro. Además, α es una constante que toma en consideración la distribución del refuerzo transversal. Es igual a 60 cuando se usan estribos globales ("*overlapping hoops*") y 45 cuando se utiliza una combinación de un estribo perimetral simple y trabas ("*crossties*").

La identificación de aquellas propiedades que afectan la capacidad de deformación de forma significativa se realiza a través de una serie de regresiones lineales. Las variables c/b , l_w/b y $v_{max} / \sqrt{f'_c}$ son aquellas con un mayor factor de correlación, siendo este de 0.66, 0.56 y 0.30 respectivamente. Un análisis similar muestra que el uso de estribos globales ("*overlapping hoops*") versus estribos simples con trabas también genera un impacto en la capacidad de deformación. Dado que no es directo identificar cuáles son las variables con mayor impacto en la

capacidad de deformación, a pesar de que la regresión lineal presenta una gran correlación, fue necesario el uso de ensayos compañeros. Es decir, se realizaron ensayos en muros donde solo se variaba un parámetro, y el resto de las relaciones se mantenían constantes. La Figura 2.14 muestra el impacto de λ_b sobre la capacidad de deformación en toda la base de datos, mientras que la Figura 2.15 detalla el impacto de la demanda de corte para 13 pares de compañeros. De esta manera, a medida que la calidad del detallamiento de los elementos de borde disminuye, aumente tanto la esbeltez (ya sea geométrica o el nivel de carga axial) como las demandas de corte en un muro, el impacto en la capacidad de deformación será mayor.

$$\frac{\delta_c}{h_w} (\%) = 3.85 - \frac{\lambda_b}{\alpha} - \frac{v_{max}}{0.83\sqrt{f'_c} [MPa]} \quad 2.16$$

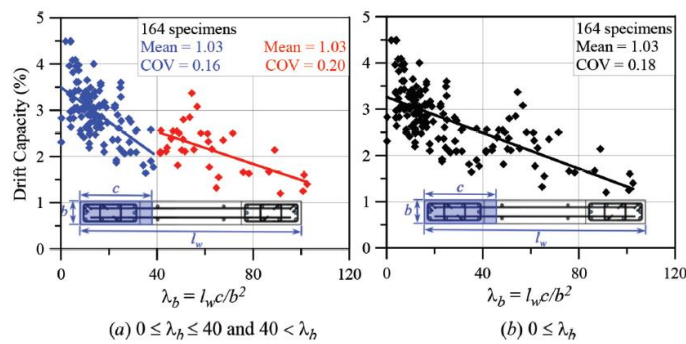


Figura 2.14 Variación de la deriva versus λ_b (Abdullah y Wallace [3]).

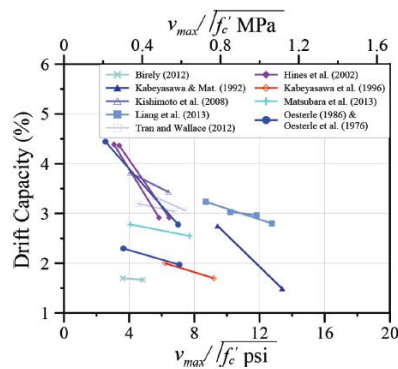


Figura 2.15 Variación de la deriva versus la demanda de corte (Abdullah y Wallace [3]).

Capítulo 3

Inclusión del Eje Neutro en la Inestabilidad Lateral

Para considerar el efecto de la profundidad del eje neutro en una falla por inestabilidad lateral, es factible lograrlo mediante la expansión del modelo analítico propuesto por Paulay y Priestley [5] a la geometría completa de la sección. Dado que este modelo facilita la estimación del desplazamiento fuera del plano que inicia el mecanismo de la falla. Con el objetivo de facilitar la comprensión del problema, en primera instancia solo se trabajará con una sección rectangular y se asumirán criterios que simplifiquen las expresiones. En la Figura 3.1 se presenta un esquema general de la vista en planta, en la cual se destacan todas las variables necesarias para caracterizar la sección, l_w es la largo, t_w es el espesor, c es la profundidad del eje neutro. En rojo se representa la distribución de desplazamientos fuera del plano y algunos cortes transversales que se utilizarán posteriormente. En la distribución de desplazamientos fuera del plano, se asume una variación lineal desde el extremo más comprimido hasta el extremo más traccionado. En la zona traccionada, se presume que el muro pivota, aunque este criterio puede no representar completamente el mecanismo de falla. Esto se debe a que, en el extremo traccionado, debería existir un desplazamiento lateral fuera del plano debido a las cargas cíclicas. No obstante, incorporar este efecto complica considerablemente las expresiones. Por esta razón, este modelo es una aproximación inicial para entender y capturar el efecto de la profundidad del eje neutro. En la figura, δ representa el desplazamiento fuera del plano y ξ es el desplazamiento fuera del plano normalizado por el espesor del muro (t_w). Aquí, los cortes (1) y (2) corresponden a las zonas de menor y mayor área en compresión, respectivamente, producto del desplazamiento fuera del plano.

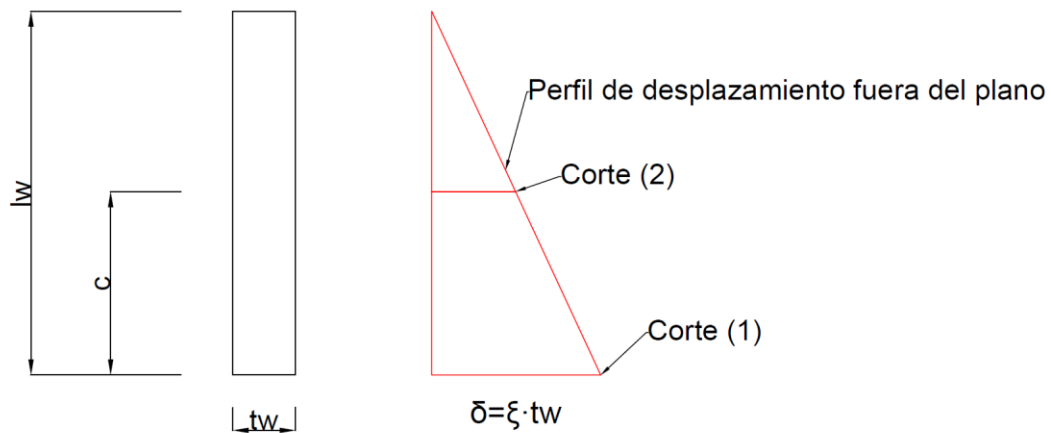


Figura 3.1 Esquema geometría y perfil de desplazamientos fuera del plano

En la Figura 3.2a se esquematiza el muro antes (líneas negras) y después de deformarse fuera del plano (líneas azules), donde las líneas punteadas representan el eje de simetría, respectivamente. En la Figura 3.2b se detalla la ubicación de las distintas fuerzas internas que interactúan en el mecanismo de falla, junto con las indicaciones geométricas necesarias para su ubicación espacial. Aquí:

1. Cs_t es la fuerza en tracción del refuerzo longitudinal ubicado en el elemento de borde (EB) en tracción, asumida concentrada y ubicada a la mitad de la longitud de este.
2. Cs_{dist} es la fuerza ejercida por la armadura longitudinal distribuida en el alma, inicialmente concentrada en la mitad del muro.
3. Cs_c es la fuerza en compresión del refuerzo longitudinal ubicado en el EB en compresión, asumida concentrada y ubicada a la mitad de este.
4. Cc es la fuerza total del hormigón en compresión, donde x_{cg} e y_{cg} son los centros de gravedad en los ejes "x" e "y", respectivamente.

En los esquemas de la Figura 3.2 en futuros análisis, se asume que el ángulo de rotación del muro es muy pequeño, por lo que las proyecciones del centro de gravedad del bloque de compresiones y el eje neutro son equivalentes o muy similares. En la Figura 3.3 se presenta un resumen de todas las fuerzas que actúan en la sección, recordando que no necesariamente estas fuerzas están ubicadas en el mismo eje longitudinal. Aquí C_{ext} y M_{ext} representan la carga axial y el momento flexural externos, respectivamente, en caso de existir; la carga axial se sitúa en la mitad de la longitud del muro; en caso de no ser así, se deben modificar las expresiones obtenidas en función de esta longitud.

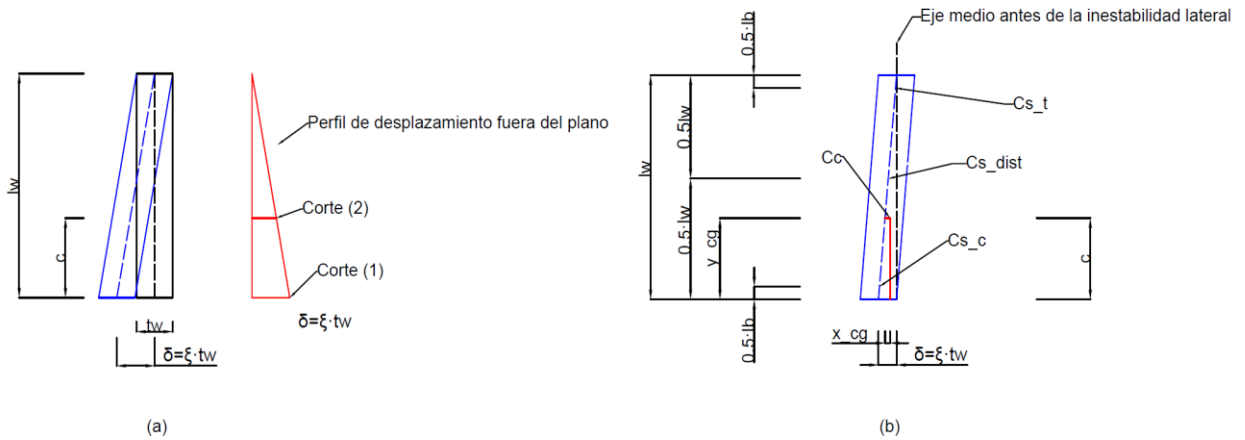


Figura 3.2 Idealización pandeo fuera del plano vista en planta. Posición deformada e inicial de la sección (a); Ubicación de las diferentes fuerzas (b).

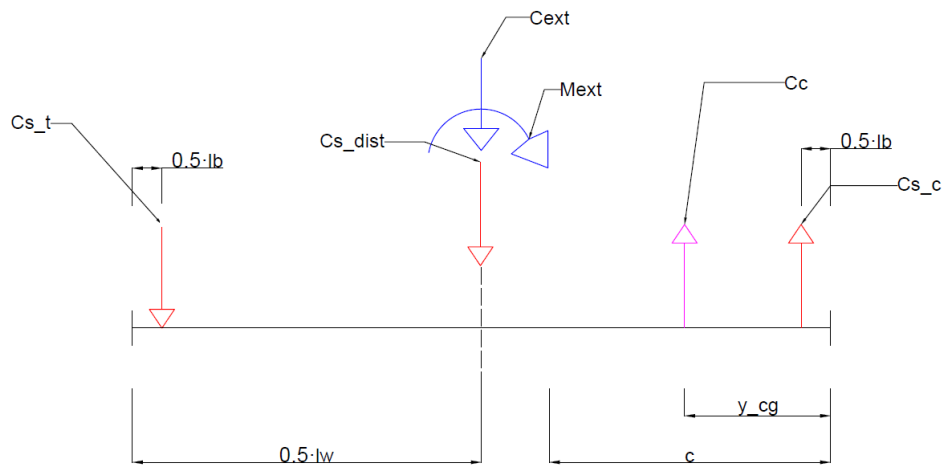


Figura 3.3 Distribución de fuerzas en la sección transversal, vista longitudinal

Dadas las condiciones y la forma en que se desarrolla la inestabilidad lateral [10, 11], en el equilibrio interno de la sección se puede asumir que las barras longitudinales en compresión y tracción están fluyendo. Además, el bloque de compresiones del hormigón se puede considerar como la típica distribución de tensiones, teniendo en cuenta que en este caso particular ya no sería un rectángulo equivalente, sino un trapecio. En la Figura 3.4a se presentan las tensiones que interactúan cuando se muestra el corte (1). La parte del muro en contacto tiene un ancho a . Es importante destacar que el par de barras longitudinales mostradas está ubicado a una profundidad de $lb/2$ y, por ende, no deberían aparecer. Sin embargo, se incluyen para facilitar la comprensión del estado de tensiones de los diferentes actores en juego. En la Figura 3.4b se muestran las tensiones del hormigón cuando se realiza el corte en (2). En este punto, la longitud de muro en contacto es a^* .

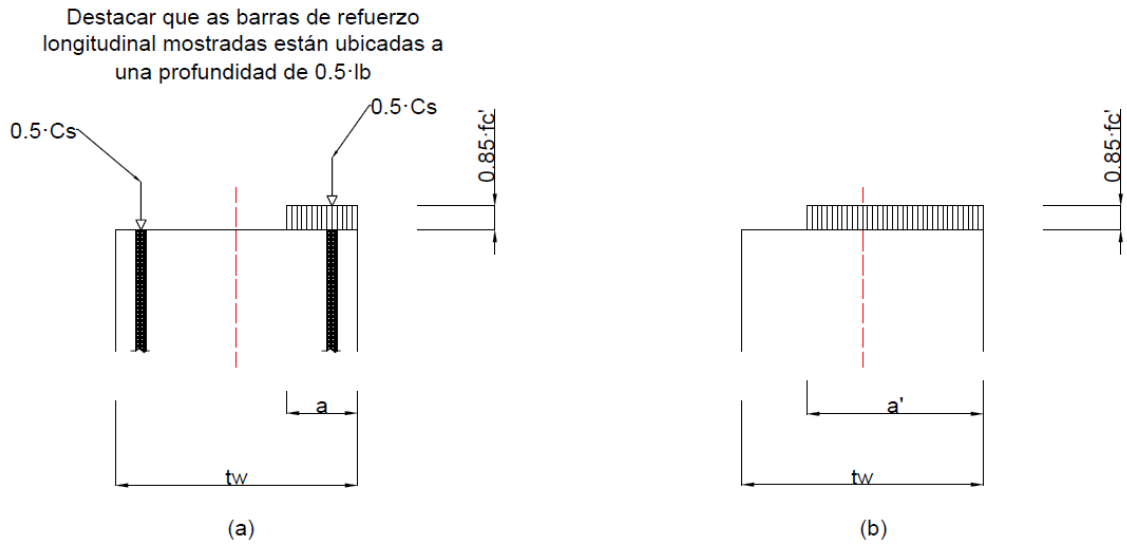


Figura 3.4 : Distribución de fuerzas del hormigón y acero en compresión en la sección transversal. Corte en 1 (a); Corte en 2 (b).

En la ecuación 3.1 se muestra el equilibrio de fuerzas axiales asociado a la sección transversal. Como se mencionó anteriormente, las armaduras longitudinales en tracción (Cs_t) y compresión (Cs_c) se asumen fluyendo. Inicialmente, la armadura distribuida (Cs_{dist}) se considera en tracción. Para poder estimar la fuerza de compresión total del hormigón, se asume que las tensiones entre a (zona 1) y a^* (zona 2) varían linealmente (ver Figura 3.5), de esta manera, C_c toma la forma de la expresión 3.2.

$$0 = C_c + Cs_c - Cs_t - Cs_{dist} - C_{ext} \quad 3.1$$

$$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot c \cdot \frac{a^* + a}{2} \quad 3.2$$

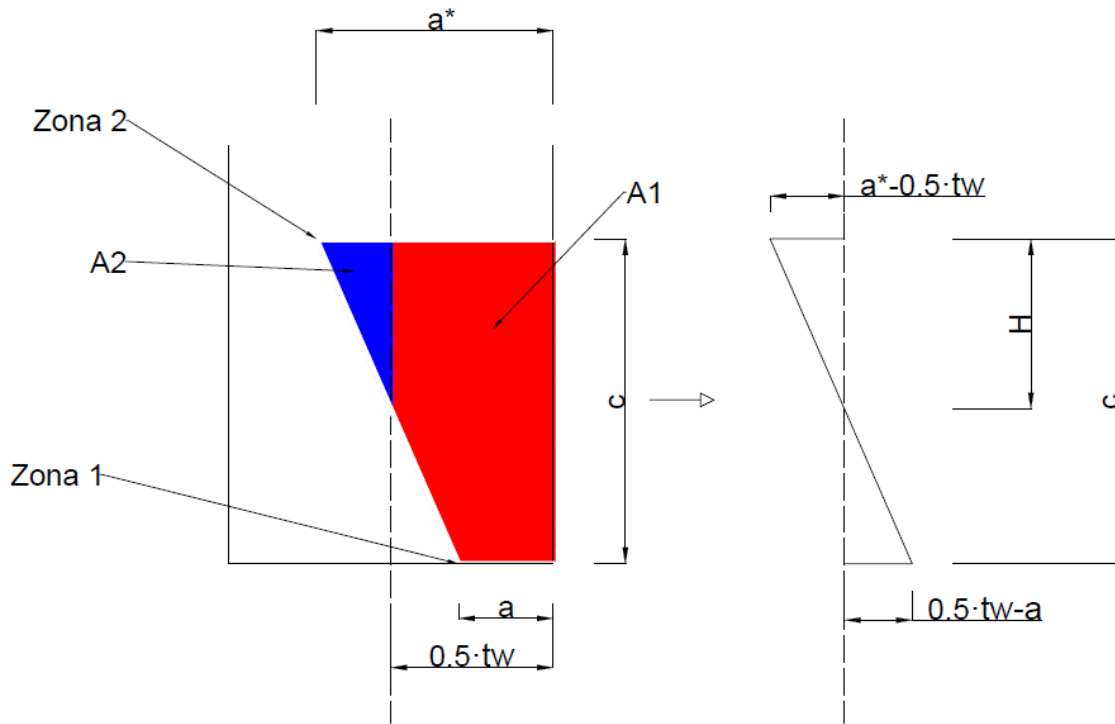


Figura 3.5 Distribución de tensiones del hormigón en compresión y algunas dimensiones auxiliares.

Para conocer la sumatoria de momentos de la sección completa, es necesario conocer el área total del bloque de compresiones y su centro de gravedad. Para facilitar los futuros cálculos, el área total se separa en dos (A_1 y A_2 ver Figura 3.5). Las ecuaciones 3.3 y 3.4 representan las áreas de las regiones A_1 y A_2 . Las ecuaciones 3.5 y 3.6 representan el centro de gravedad en "x", estos se determinan con respecto al eje medio del muro (línea segmentada en la Figura 3.5). Las ecuaciones 3.7 y 3.8 corresponden al centro de gravedad en "y". Tanto los centros de gravedad como las áreas se obtienen seccionando la región de estudio en triángulos o rectángulos, según el caso.

$$A_1 = \frac{c(4a^2 + tw^2 - 4a^* \cdot tw)}{8(a - a^*)} \quad 3.3$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \left(a^* - \frac{tw}{2} \right)^2 \frac{c}{a^* - a} \quad 3.4$$

$$x_{A1} = \frac{c[8a^3 - 12a^2 \cdot tw - tw^3 + 6a^* \cdot tw^2]}{48 * (a^* - a)A_1} \quad 3.5$$

$$x_{A2} = -\frac{1}{3} \left(a^* - \frac{tw}{2} \right) \quad 3.6$$

$$y_{A1} = \frac{c(8a^3 - 24aa^*tw + 6atw^2 + 12a^{*2}tw - tw^3)}{6(a - a^*)(4a^2 + tw^2 - 4a^*tw)} \quad 3.7$$

$$y_{A_2} = c - \frac{1}{3} \left(a^* - \frac{tw}{2} \right) \frac{c}{a^* - a} \quad 3.8$$

Las expresiones 3.9 y 3.10 corresponden a los centros de gravedad totales en “x” e “y” del bloque de compresiones.

$$x_{cg} = \frac{x_{A_1} \cdot A_1 + x_{A_2} \cdot A_2}{A_1 + A_2} = \frac{-2a^2 - 2a \cdot a^* + 3tw \cdot a - 2a^{*2} + 3tw \cdot a^*}{6(a^* + a)} \quad 3.9$$

$$y_{cg} = \frac{y_{A_1} \cdot A_1 + y_{A_2} \cdot A_2}{A_1 + A_2} = \frac{c(a + 2a^*)}{3(a + a^*)} \quad 3.10$$

Conociendo las áreas del hormigón en compresión (ecuaciones 3.3 y 3.4) y el centro de gravedad total de la zona (ecuaciones 3.9 y 3.10), se estima la sumatoria de momentos con respecto al eje “x”, tomando como referencia el eje medio del muro en su posición original (línea segmentada negra en la Figura 3.2). En la Figura 3.6 se presenta una vista transversal de la sección, junto con los brazos palanca de cada fuerza al considerar lo descrito anteriormente. La expresión 3.11 corresponde al equilibrio de momento con respecto al eje “x”. Si reordenamos las variables entre las que deseamos determinar y las que ya son conocidas, y reemplazamos los valores de los centros de gravedad y el área total del bloque de compresiones, obtenemos las ecuaciones 3.12 y 3.13, respectivamente. Debido a la extensión de las expresiones, se separa la ecuación en dos

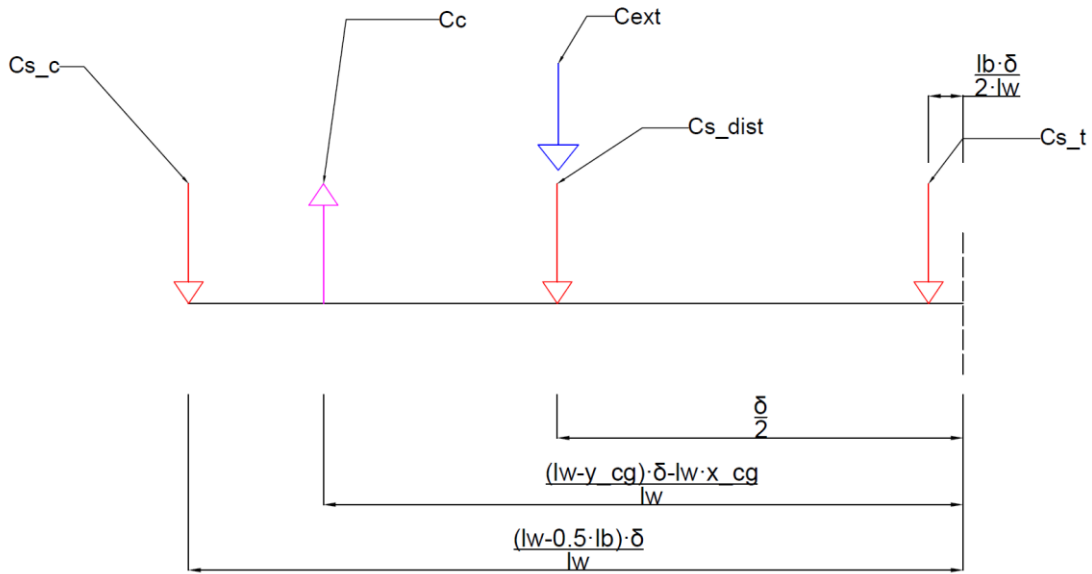


Figura 3.6 Distribución de fuerzas en la sección, vista transversal.

$$0 = Cc \left(\delta \frac{lw - y_{cg}}{lw} - x_{cg} \right) + Cs_c \frac{lw - \frac{lb}{2}}{lw} \delta - Cext \frac{\delta}{2} - Cs_{dist} \frac{\delta}{2} - Cs_t \frac{lb}{2lw} \delta \quad 3.11$$

$$AAA = 0.425 \cdot f'_c \cdot c \cdot \left[(a + a^*) - \frac{c(a + 2a^*)}{3lw} - \frac{-2a^2 - 2a \cdot a^* + 3tw \cdot a - 2a^{*2} + 3tw \cdot a^*}{6\delta} \right] \quad 3.12$$

$$AAA = -Cs_c \frac{lw - lb}{lw} + Cext \frac{1}{2} + Cs_{dist} \frac{1}{2} + Cs_t \frac{lb}{2lw} \quad 3.13$$

Dado que se considera una variación lineal entre a y a^* en la zona de compresiones, en el caso extremo en que la posición del eje neutro quede justo en el extremo del muro, a^* toma el valor del espesor del muro. De esta manera, es posible encontrar una relación (3.14) entre a , a^* y la geometría de la sección. Un supuesto importante en este punto, que se utilizará en el resto del análisis, es que se asumen iguales el bloque de compresiones equivalente y la profundidad del eje neutro.

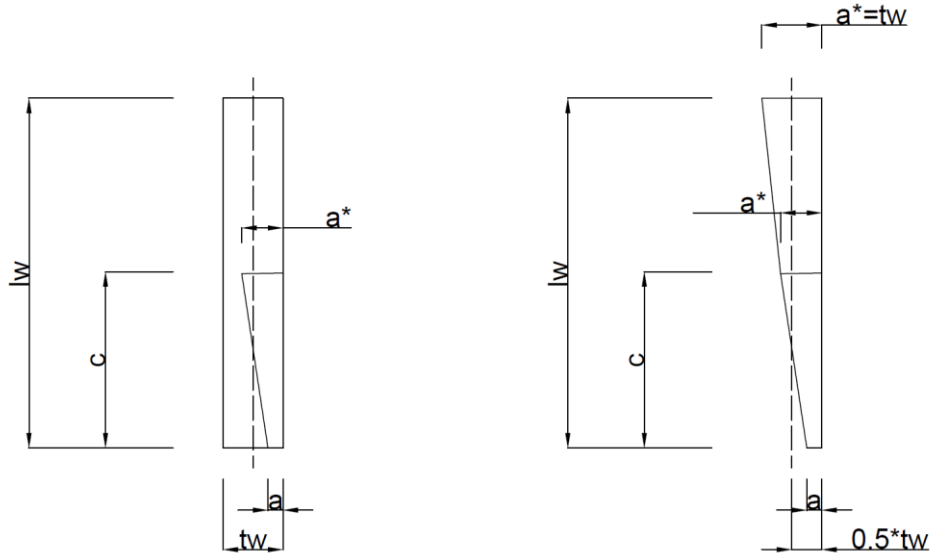


Figura 3.7 Esquema auxiliar del bloque de tensiones del hormigón en compresión.

$$a^* = a + c \cdot \frac{tw - a}{lw} \quad 3.14$$

Reemplazando la ecuación 3.14 en 3.12, se obtiene 3.15. De esta manera, el problema queda definido según la longitud a y el eje neutro c .

$$AAA = 0.425 \cdot f'_c \cdot c \cdot \left[\left[2a + c \cdot \frac{tw - a}{lw} \right] \left[1 - \frac{1}{6\delta} (3tw - 2a) \right] - \frac{c}{3lw} \left[3a + \frac{2c(tw - a)}{lw} \right] + \frac{1}{3\delta} \left[a + c \cdot \frac{tw - a}{lw} \right]^2 \right] \quad 3.15$$

Para poder despejar las expresiones 3.13 y 3.15 se debe establecer una relación entre c y las variables conocidas del problema. A partir de las ecuaciones 3.1, 3.2 y 3.14, es posible encontrar otra relación para a y c (expresión 3.16). La ecuación 3.16 es un polinomio de segundo orden, lo que permite expresar c en función de a . Las expresiones 3.17 y 3.18 representan las soluciones de la rama positiva de la ecuación 3.16, ya que esta es la que tiene sentido físico.

$$c^2 \cdot \frac{tw - a}{lw} + 2c \cdot a - \frac{Cs_t + Cs_{dist} + Cext - Cs_c}{0.425 \cdot f'_c} = 0 \quad 3.16$$

$$AAA3 = \frac{Cs_t + Cs_{dist} + Cext - Cs_c}{0.425 \cdot f'_c} \quad 3.17$$

$$c = \frac{-2a + \sqrt{4a^2 + 4 \cdot AAA3 \cdot \frac{tw - a}{lw}}}{2 \frac{tw - a}{lw}} \quad 3.18$$

La ecuación 3.19 corresponde al equilibrio de momentos en el otro plano de acción (Figura 3.3) con respecto al centro de gravedad del bloque de compresiones. Si reordenamos las variables entre aquellas que deseamos determinar y las que ya son conocidas, y reemplazamos las expresiones 3.2 y 3.14, obtenemos la ecuación 3.20. Esta ecuación es una relación no lineal directa entre a y c , lo que permite despejar la resistencia a la flexión de la sección

$$0 = -Cs_t \cdot (lw - y_{cg}) - Cext \cdot \left(\frac{lw}{2} - y_{cg}\right) + Mext - Cs_{dist} \cdot \left(\frac{lw}{2} - y_{cg}\right) - Cs_c \cdot \left(y_{cg} - \frac{lb}{2}\right) \quad 3.19$$

$$\frac{c \left(3a + 2c \cdot \frac{tw - a}{lw}\right)}{3 \left(2a + c \cdot \frac{tw - a}{lw}\right)} = \frac{Cs_t \cdot lw + Cext \cdot \frac{lw}{2} - Mext + Cs_{dist} \cdot \frac{lw}{2} - Cs_c \cdot \frac{lb}{2}}{Cs_t + Cext + Cs_{dist} - Cs_c} \quad 3.20$$

Para conocer el desplazamiento crítico fuera del plano (δ), se debe resolver el sistema de ecuaciones generado por las expresiones 3.13, 3.15, 3.17 y 3.18. Este sistema tiene infinitas soluciones ya que está constituido por 2 ecuaciones y tres incógnitas (a , c y δ). Por lo tanto, es necesario establecer una condición adicional para encontrar una solución. Siguiendo la lógica del trabajo de Paulay y Priestley [5], se define como solución el par mínimo (a , δ) que genera un valor de c mayor que cero. Una vez estimado el eje neutro, se pueden verificar mediante el perfil de deformaciones unitarias (Hipótesis de Bernoulli) si el supuesto de las tensiones en los refuerzos es correcto o no. Además, es posible dividir en partes equidistantes la armadura distribuida del alma para mejorar su discretización en la sección.

3.1. Caso Base ($a=a^*$)

Si sumamos las ecuaciones 3.3 y 3.4, considerando que a y a^* son iguales, se obtiene la expresión 3.21, que deja claro que el bloque de compresiones equivalente es un rectángulo de área $c \cdot a$.

$$A_t = \frac{c(4a^2 + tw^2 - 4a^* \cdot tw)}{8(a - a^*)} + \frac{1}{2} \left(a^* - \frac{tw}{2}\right)^2 \frac{c}{a^* - a} = c \cdot a \quad 3.21$$

Con respecto a los centros de gravedad totales (expresiones 3.9 y 3.10), al asumir que a y a^* son iguales, se obtienen las expresiones 3.19 y 3.20. En estas expresiones, se observa que la sección obtenida es un rectángulo de ancho a desplazado $\frac{tw-a}{2}$ desde la sección media del muro. Este valor es el $\gamma \cdot tw$ definido por Paulay y Priestley [5] en sus expresiones.

$$x_{cg} = \frac{tw - a}{2} \quad 3.22$$

$$y_{cg} = \frac{c}{2} \quad (3.1.3) \quad 3.23$$

Al observar la fuerza del bloque de compresiones, si en la ecuación 3.2 consideramos que a y a^* son iguales, se obtiene la ecuación 3.24. La diferencia con las expresiones de Paulay y Priestley [5] nace porque se encuentran definidas por unidad de largo, y por esa razón no aparecen multiplicadas por el largo del eje neutro.

$$Cc = 0.85 \cdot f'_c \cdot c \cdot a \quad 3.24$$

La verificación del momento producto del hormigón en compresión se puede hacer de dos maneras, aunque ambas conducen al mismo resultado. La primera forma consiste en obtener el momento a partir de la expresión $M_c = A1 \cdot x_{A1} + A2 \cdot x_{A2}$ (los valores de A_i y x_{A_i} se obtienen a partir de las ecuaciones generales) y asumir que a y a^* son iguales. El segundo camino es mucho más rápido y se aprovecha de los resultados ya obtenidos, ya que el momento se puede expresar de la forma $Cc \cdot x_{cg}$, de esta manera:

$$Mc = 0.85 \cdot f'_c \cdot c \cdot a \frac{tw - a}{2} \quad 3.25$$

A diferencia de lo visto en Paulay y Priestley [5], esta expresión no es por unidad de largo. Cabe destacar que si usamos las definiciones $\gamma \cdot tw = \frac{tw-a}{2}$ y $Cc = 0.85 \cdot f'_c \cdot a$, definidas en [5], la similitud es directa.

$$M_c = Cc \cdot \gamma \cdot tw \cdot c \quad 3.26$$

3.2. Extensión Muros T

La extensión del modelo analítico para muros T es bastante directa. Lo primero es agregar en la geometría la existencia del ala con un espesor tf y largo lf . Con la existencia del ala, se asume que esta es lo suficientemente rígida para empotrar el alma. De esta manera, la sección pivotea desde la unión ala/alma, y, por lo tanto, la cuantía en tracción no aporta momento en la dirección "x". También se asume que la ubicación de la carga axial está a partir del centroide cgy de la sección (medido desde el extremo del alma). Con estas consideraciones, las ecuaciones 3.11, 3.12 y 3.13 quedan de la siguiente forma:

$$0 = Cc \left(\delta \frac{lw - tf - y_{cg}}{lw - tf} - x_{cg} \right) + Cs_c \frac{lw - tf - \frac{lb}{2}}{lw - tf} \delta - Cext \frac{lw - tf - cgy}{lw - tf} \delta - Cs_{dist} \frac{lw - tf - lb}{2(lw - tf)} \delta \quad 3.27$$

$$AAA = 0.425 \cdot f'_c \cdot c \cdot \left[(a + a^*) - \frac{c(a + 2a^*)}{3(lw - tf)} - \frac{-2a^2 - 2a \cdot a^* + 3tw \cdot a - 2a^{*2} + 3tw \cdot a^*}{6\delta} \right] \quad 3.28$$

$$AAA = -Cs_c \frac{lw - tf - \frac{lb}{2}}{lw - tf} + Cext \frac{lw - tf - cgy}{lw - tf} + Cs_{dist} \frac{lw - tf - lb}{2(lw - tf)} \quad 3.29$$

A continuación, se muestra el equilibrio de momento en la dirección "y":

$$0 = -Cs_t \cdot \left(lw - \frac{tf}{2} - y_{cg} \right) - Cext \cdot (cgy - y_{cg}) + Mext - Cs_{dist} \cdot \left(\frac{lw - tf + lb}{2} - y_{cg} \right) - Cs_c \cdot \left(y_{cg} - \frac{lb}{2} \right) \quad 3.30$$

$$\frac{c \left(3a + 2c \cdot \frac{tw - a}{lw - tf} \right)}{3 \left(2a + c \cdot \frac{tw - a}{lw - tf} \right)} = \frac{Cs_t \cdot \left(lw - \frac{tf}{2} \right) + Cext \cdot cgy - Mext + Cs_{dist} \cdot \frac{lw - tf + lb}{2} - Cs_c \cdot \frac{lb}{2}}{Cs_t + Cext + Cs_{dist} - Cs_c} \quad 3.31$$

El resto de las fórmulas no sufre cambios significativos, más allá de incluir el espesor (t_f) y largo (l_f) del ala cuando corresponda. El método de resolución para obtener el desplazamiento crítico fuera del plano (δ) es equivalente al del análisis en muros rectangulares.

3.3. Comparación con el Modelo de Paulay y Priestley [5]

En la Tabla 3.1 se muestra el desplazamiento crítico (ξ) obtenido según el método analítico propuesto y el de Paulay y Priestley [5], es necesario destacar que los muros analizados son muros de sección rectangular, además se asumió que la armadura longitudinal del alma estaba distribuida equidistante en tres partes. Los muros analizados corresponden a los de Jara [22] y Lowes [23], todos con un nivel de esbeltez que se mueve entre los 6 y los 20.1, con un nivel de cuantía longitudinal superior al 2% y un nivel de carga axial promedio del 10%.

Tabla 3.1 Desplazamiento fuera del plano crítico para diferentes muros.

Autor	Nombre Muro	Cuantía EB (%)	Largo (mm)	Espesor (mm)	Nivel de Carga Axial	ξ Modelo Extensión	ξ Paulay y Priestley [5]
Jara [22]	M1	4.29	900	150	9.11	0.0933	0.0944
	M2	6.43	900	100	8.43	0.0900	0.0745
	M3	6.43	1350	100	7.99	0.0880	0.0775
Lowes [23]	Pw1	3.54	3048	152	9.55	0.0984	0.109
	Pw2	3.54	3048	152	12.98	0.1260	0.109
	Pw3	2.02	3048	152	10.05	0.0984	0.193
	Pw3	3.54	3048	152	11.72	0.0984	0.126

En la Figura 3.8 y Figura 3.9 se muestran las deformaciones unitarias promedios de los paneles de los elementos de borde más solicitados (Panel 2 y 9), estas deformaciones se obtienen al seguir los criterios de los capítulos 4.3 Análisis de Sensibilidad y 5.3 Inestabilidad, la deformación unitaria promedio se obtiene para una altura de $2l_p$, en las figuras las líneas punteadas azul y naranja representan las deformaciones unitarias de tracción promedio del elemento de borde derecho e izquierdo respectivamente, las líneas continuas morada y amarilla son los límites obtenidos, al considerar la deformación unitaria crítica propuesta por Chai y Elayer [7], el desplazamiento fuera del plano crítico propuesto por Paulay y Priestley [5] y el presentado en esta sección respectivamente.

En la Figura 3.8 se observa que los muros M1 y M2 deberían presentar inestabilidad fuera del plano con una deriva del 3.78 % y 2.10 %, según ambos criterios. De los ensayos experimentales, el muro M1 falla a una deriva del 4.21 % debido a la fractura del refuerzo longitudinal. A lo largo del ensayo, no se logró observar ningún tipo de pandeo fuera del plano. El muro M2 falla a una deriva del 3.01 % producto del pandeo del refuerzo longitudinal. Durante este ensayo, una vez se pandean las barras de refuerzo y existe una pérdida considerable del hormigón en compresión, se observa un pandeo fuera del plano local. En este punto, el muro ya presentaba una pérdida considerable en la resistencia.

El caso más relevante en esta figura es el del muro M3, que experimenta una falla catastrófica debido a la inestabilidad lateral a una deriva del 1.2 %. Las deformaciones unitarias de tracción promedio en ambos elementos de borde proporcionadas por el modelo macroscópico no logran interceptarse con ambas deformaciones límite, ya que el modelo falla antes, a una deriva del 1.25 %. Al extrapolar las curvas de deformación unitaria del elemento de borde izquierdo, estas cruzan los límites a una deriva del 1.4 %, lo que representa un error del 8.5 % en la predicción de la capacidad de deformación.

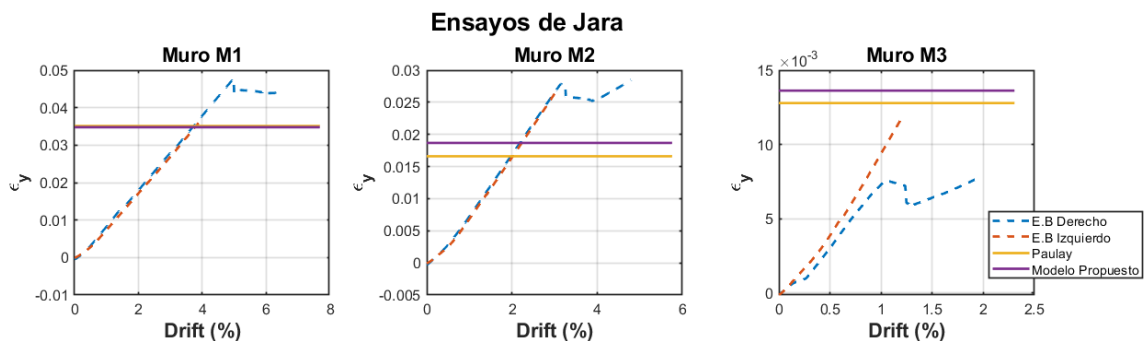


Figura 3.8 Deformaciones unitarias promedio en tracción de los elementos de borde para los muros de Jara. [22].

En la Figura 3.9, el muro PW1 debería presentar un pandeo fuera del plano en ambos elementos de borde (derivas del 1.40 % y 1.90 % en los elementos de borde izquierdo y derecho, respectivamente) para ambos modelos. Del ensayo experimental, el muro alcanza una capacidad de deformación del 1.69 % producto de la fractura del refuerzo longitudinal en la interfaz muro-fundación. No se observa pandeo fuera del plano. El muro PW2 debería presentar una inestabilidad lateral con una deriva del 1.40 %, según el ensayo experimental, el muro falla a una deriva del 1.66 % debido al pandeo y aplastamiento del hormigón en la zona del empalme del refuerzo en el elemento de borde. En este muro, se logra observar una inestabilidad lateral local en la zona de falla una vez se pandean las barras de refuerzo.

En el caso del muro PW3, el modelo de Paulay y Priestley [5] predice una deformación límite superior a la obtenida por el modelo propuesto en este capítulo. Además, el modelo macroscópico falla de manera prematura a una deformación del 1.57 %, lo que evita que se produzca un cruce con la deformación límite. Si se extrapolan las curvas de deformación unitaria en ambos elementos de borde, deberían interceptarse con la deformación límite a una deriva del 1.8 % aproximadamente. Por otro lado, el modelo propuesto en este capítulo establece un límite inferior al modelo de la literatura y el cruce con las deformaciones promedio ocurre a una deriva del 1.20 %. De acuerdo con el ensayo experimental, el muro falla a una deriva del 1.37 %, producto de un pandeo extenso del refuerzo longitudinal y el aplastamiento del núcleo de hormigón en la zona de empalme del elemento de borde. El análisis del muro PW4 es similar al del muro M3. El modelo macroscópico falla prematuramente a una deriva del 1.25 %, lo que impide cualquier cruce con los límites establecidos por ambos modelos. Si se extrapolan las deformaciones unitarias, el cruce debería ocurrir a una deriva del 1.4 % aproximadamente, lo que resulta en un error del 25 %. El muro PW4 falla a una deriva del 1.12 % debido al pandeo del refuerzo y al aplastamiento del núcleo de hormigón en el elemento de borde. En los especímenes PW3 y PW4,

no se observa una inestabilidad lateral local considerable; una vez se pandea el refuerzo longitudinal y se produce el aplastamiento del núcleo de hormigón en compresión.

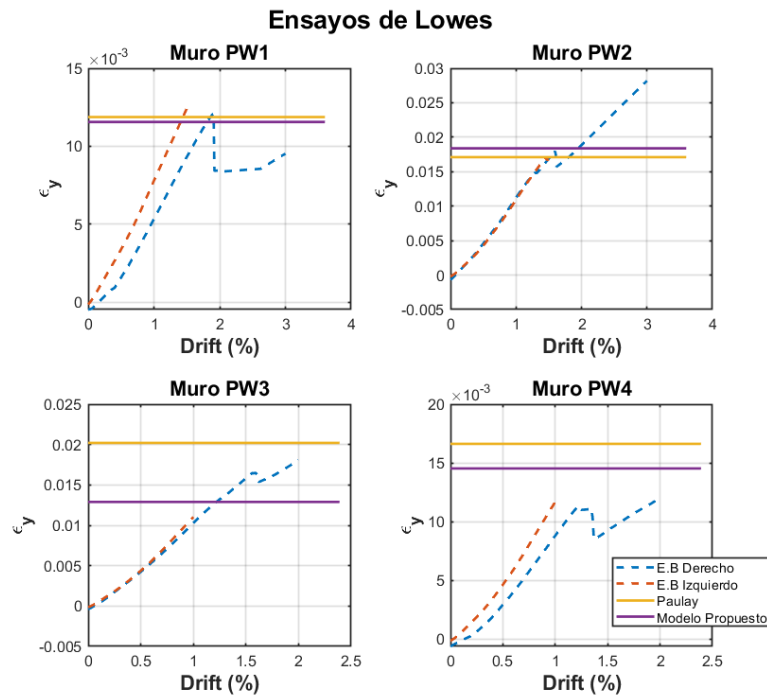


Figura 3.9 Deformaciones unitarias promedio en tracción de los elementos de borde para los muros de Lowes [23].

Del análisis previo, se destaca que la combinación entre el modelo analítico de la literatura y la extensión propuesta en este capítulo, junto con la metodología de modelación del capítulo 4.3 Análisis de Sensibilidad, no logra identificar de forma precisa la inestabilidad lateral. En algunos casos, se menciona que debería existir inestabilidad lateral cuando nunca se logró observar experimentalmente (muros M1, PW1, PW3). A pesar de esto, la deriva última que predicen, en la cual los muros deberían fallar por inestabilidad lateral, es bastante cercana a la experimental. El error promedio en estos casos es del 13.3 %, con un valor máximo del 17.2 %. Por otra parte, en el caso en el que sí se logró apreciar este mecanismo de falla como el principal (muro M3), la combinación de estos modelos no lo identifica como tal, ya que el modelo macroscópico falla de manera anticipada. Aunque al extender la curva promedio de las deformaciones unitarias, se obtiene una deriva límite del 1.4 %, lo que implica un error del 8.5 %. Finalmente existe otro grupo en el cual sí hubo una inestabilidad lateral como mecanismo de falla secundario, en este grupo el cruce entre las deformaciones unitarias promedio y los límites propuestos ocurren antes de alcanzar la capacidad de deformación última. Este es el caso de los muros M2 y PW2, con un error del 30.23 % y 15.67 % respectivamente. Pese a lo anterior, el uso del modelo analítico o el propuesto en este capítulo entregan un límite de deformación unitaria que va en concordancia con los muros de Jara [22], es decir el muro M1 tiene el límite mayor, mientras que M3 presenta el menor. Además, aunque esta combinación de métodos analíticos junto con el modelo numérico macroscópico no logra ser precisa para identificar la inestabilidad lateral como el mecanismo de falla principal, proporciona una noción bastante razonable de la capacidad de deformación del muro en este conjunto de ensayos.

3.4. Correcciones y Futuras Consideraciones

Uno de los supuestos más significativos en el modelo rectangular es el hecho de asumir que el muro pivotea desde el extremo más traccionado. Sin embargo, esto no se corresponde completamente con lo observado experimentalmente. Una aproximación más realista al problema es considerar que ambos bordes se desplazan lateralmente, ya que el muro está sometido a cargas cíclicas, y el pivoteo se produce desde el extremo traccionado, similar a lo ilustrado en la Figura 3.10a. Al incorporar este desplazamiento, se agregan más incógnitas al problema, lo que en términos generales resulta en 4 incógnitas y 2 ecuaciones. Por lo tanto, se hace necesario añadir al análisis otra expresión que relacione las variables δ_1 , δ_2 , a y c .

Además, tanto para los muros rectangulares como para los muros en forma de T, se asume un perfil de desplazamientos fuera del plano lineal. Sin embargo, a medida que se aumenta la longitud del muro (alma), esta suposición podría ser menos precisa. Una aproximación más cercana al problema real sería considerar un desplazamiento fuera del plano de forma curva. Para los muros en forma de T, se podría considerar una función de interpolación asumiendo un extremo empotrado (ala del muro) y el otro extremo libre a los desplazamientos, como se ilustra en la Figura 3.10b. En el caso de los muros rectangulares, podría considerarse como condición de apoyo el extremo traccionado simplemente apoyado y el otro extremo libre a los desplazamientos (Figura 3.10c). Esto permitiría que el muro se desplace en dos etapas: primero un desplazamiento lateral y luego la rotación que permite el desplazamiento relativo entre ambos extremos, aunque esta suposición podría no ser completamente precisa, pero se acercaría más al problema real.

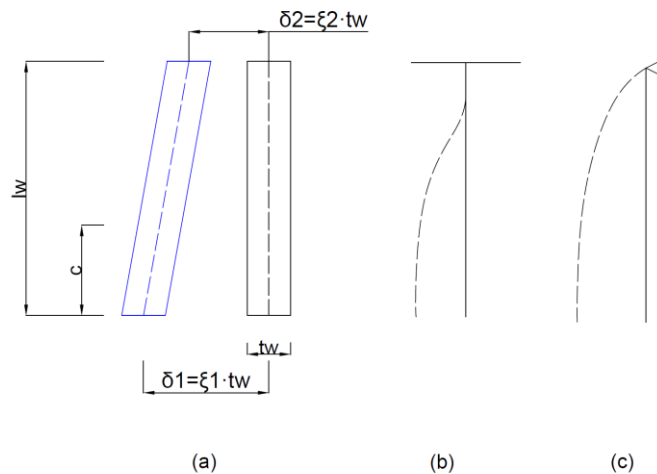


Figura 3.10 Idealización del pandeo fuera del plano para un muro rectangular, vista en planta (a); Perfil de desplazamiento fuera del plano muros T considerando condiciones de apoyo (b); Perfil de desplazamiento fuera del plano muros rectangulares considerando condiciones de apoyo.

Capítulo 4

Metodología de Modelación de Muros

4.1. Descripción de los Muros

Para la definición de la metodología final de modelación se seleccionan 14 muros de hormigón armado de sección transversal rectangular, ensayados bajo una condición de curvatura simple, carga axial constante y cargas laterales cíclicas. Se seleccionaron los tres muros (M1, M2 y M3) ensayados por Jara[22], los cuatro muros (PW1, PW2, PW3 y PW4) ensayados por Lowes et al.[23], los tres muros (SWD-1, SWD-2, SWD-3 y SWD-4) ensayados por Tripathi et al.[4] y los cuatro muros (RWA, RWB, RWL y RWT) ensayados por Dashti [24, 25]. Los muros cubren un amplio rango de propiedades, la cuantía del refuerzo transversal del alma ($\rho_{h,web}$) va desde un 0.27 % hasta un 0.84 %; la cuantía del refuerzo longitudinal del alma oscila entre 0.26 % y 1.50 %; la cuantía del refuerzo longitudinal en el elemento de borde (ρ_{bound}) oscila entre un 2.02% y un 6.43%; la relación de corte (M/Vl_w) oscila entre los 2.04 y 3.00; el nivel de carga axial ($P/A_g f'_c$) oscila entre un 1.84 % y un 12.98. La altura de los muros (h_w) corresponde a la altura libre, es decir, la medición interna de las caras de los pedestales. El largo (l_w) y espesor (t_w) de los muros se obtienen de la sección trasversal bruta. En la Tabla 4.1 se muestran las principales propiedades de los muros ensayados.

Tabla 4.1 Propiedades de los muros.

ID	h_w (mm)	l_w (mm)	t_w (mm)	$\rho_{h,web}$ (%)	$\rho_{v,web}$ (%)	ρ_{bound} (%)	$\frac{M}{Vl_w}$	$\frac{P}{A_g f'_c}$	Deriva (%)
M1	2650	900	150	0.34	0.31	4.29	3.11	9.11	4.21
M2	2650	900	100	0.50	0.46	6.43	3.11	8.43	3.01
M3	2650	1350	100	0.50	0.46	6.43	2.07	7.99	1.29
PW1	3660	3048	152	0.27	0.26	3.54	2.84	9.55	1.69
PW2	3660	3048	152	0.27	0.26	3.54	2.16	12.98	1.66
PW3	3660	3048	152	0.27	1.50	2.02	2.04	10.05	1.37
PW4	3660	3048	152	0.27	0.26	3.54	2.08	11.72	1.12
SWD-1	2000	2000	150	0.70	0.55	2.28	3.00	5.50	2.00
SWD-2	2000	2000	150	0.70	0.55	2.28	3.00	5.50	2.00
SWD-3	2000	2000	150	0.70	0.55	2.28	3.00	5.50	2.50
RWA	2000	2000	125	0.84	0.58	2.59	3.00	1.84	2.50
RWB	2000	2000	125	0.84	0.58	2.59	3.00	4.24	2.00
RWL	2000	1600	125	0.84	1.09	4.29	3.00	6.29	3.00
RWT	2000	2000	135	0.78	0.54	2.39	3.00	4.70	2.00

4.1.1. Muros Ensayados por Jara [22]

Jara [22] llevó a cabo un programa experimental con el fin de estudiar el comportamiento de muros esbeltos de hormigón armado bajo cargas cíclicas, así como las relaciones entre la inestabilidad lateral y el pandeo global y/o local del refuerzo longitudinal en la capacidad de deformación. Se tenía previsto ensayar 4 muros (M1, M2, M3 y M4), pero debido a problemas constructivos, la probeta M4 no pudo ser ensayada. En esta matriz de ensayos, la relación de corte ("shear span") y altura de aplicación de carga coinciden. El muro M1 es el caso base y difiere en al menos una variable geométrica con respecto al resto de los muros: su altura libre es de 2650 mm, su largo es de 900 mm y su espesor de 150 mm. El muro M2 representa el efecto del espesor, ya que se reduce de 150 mm a 100 mm. Por su parte, el muro M3 aumenta su longitud en un 50 % en relación con el espécimen M2. De esta manera, M3 presenta una disminución del espesor y un aumento de su longitud en comparación con M1. M4 buscaba estudiar la asimetría del refuerzo longitudinal de borde mediante la emulación de un muro T. En la Figura 4.1 se muestra la geometría de los muros y la distribución del refuerzo en la sección transversal.

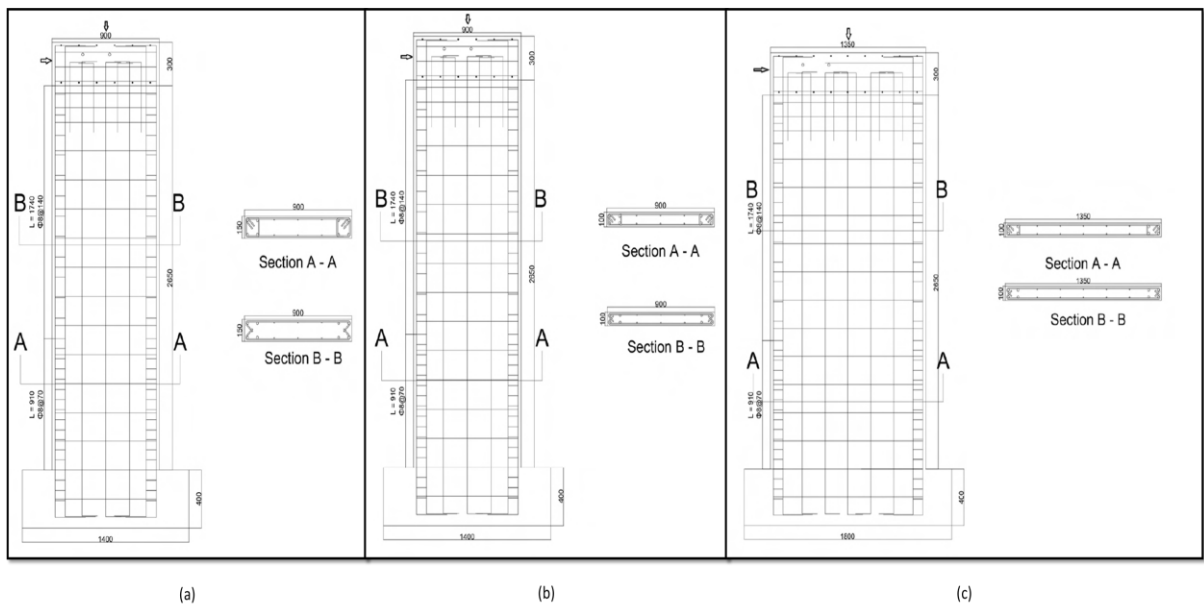


Figura 4.1 Esquemas de las probetas. Muro M1 (a); Muro M2 (b); Muro M3(c) (adaptada de Jara [22]).

El muro M1 falla debido a la fractura del refuerzo longitudinal (Figura 4.2a) en la base del elemento de borde Este, ocurriendo a una deriva del 4.2 % cuando se pretendía alcanzar un nivel de deriva del 6 %. Esta barra comenzó a pandearse durante los ciclos del nivel de deriva del 4 %. En cuanto al muro M2, su fallo se debe al pandeo global del refuerzo longitudinal en el tercio inferior del muro, específicamente en el elemento de borde Este, durante el segundo ciclo del nivel de deriva del 3 %. Como resultado del pandeo del refuerzo longitudinal y el aplastamiento del hormigón en el elemento de borde, se aprecia una inestabilidad local en la zona (Figura 4.2b), lo que disminuye notoriamente la capacidad del muro. M3 falla a una deriva del 1.2 %, producto de la inestabilidad lateral global (Figura 4.2c) en toda la altura del muro, cuando se pretendía llegar a un nivel de deriva del 1.65 %. Durante el ensayo, no se produce el aplastamiento del núcleo de hormigón ni el pandeo o fractura del refuerzo longitudinal.

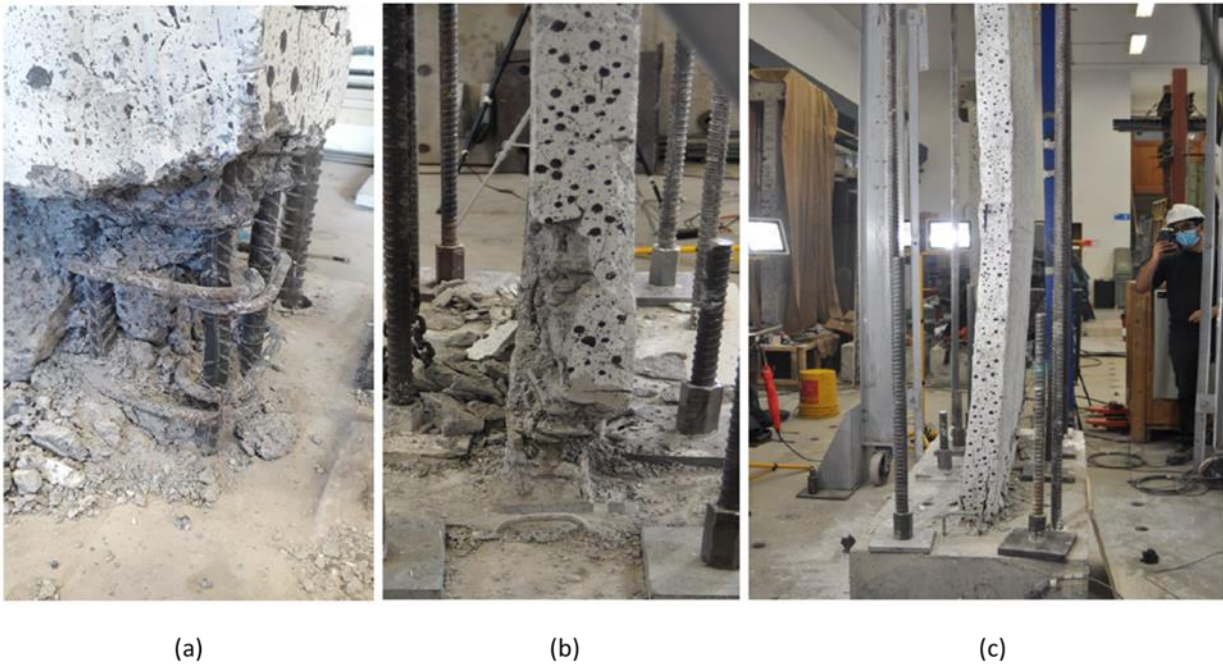


Figura 4.2 Tipos de daño observado en las diferentes probetas al momento de la falla. Muro M1 (a); Muro M2 (b); Muro M3(c) (adaptada de Jara [22]).

4.1.2. Muros Ensayados por Lowes et al. [23]

Lowes et al. [23] llevaron a cabo un programa experimental con el propósito de generar un conjunto de datos para caracterizar la respuesta sísmica y el desempeño de los muros de hormigón armado en edificios modernos ubicados en regiones de alta sismicidad. Todas las probetas se diseñaron siguiendo las normas ACI 318-05 [60] y cumplen con los requisitos de la ACI 318-11 [61]. Las demandas en los muros simulan las distribuciones de cargas esperadas en un edificio de mediana altura sujeto a cargas sísmicas. Se probaron cuatro muros con el fin de investigar el impacto de las demandas de corte, la distribución del refuerzo longitudinal y la presencia de empalme en la base del muro.

Los muros simulaban los tres pisos inferiores de un muro rectangular en un edificio de diez pisos. Las dimensiones brutas del prototipo a gran escala eran de 36.6 m de alto, 45.7 cm de espesor y 9.1 m de largo. Sin embargo, los muros ensayados en el laboratorio fueron un tercio de la escala del prototipo, lo que significa que tenían una altura de 12.2 m, un largo de 3.05 m y un espesor de 15.2 cm. El muro PW2 fue el muro base del programa experimental y se diferenciaba en una sola propiedad con respecto al resto de los muros. Entre PW1 y PW2, la diferencia radicaba en la disposición del patrón de cargas. El muro PW1 presentaba un patrón de cargas equivalente a una distribución ASCE 7, mientras que el muro PW2 seguía un patrón uniforme. Por otro lado, el muro PW3 difería en la disposición del refuerzo longitudinal, presentando una distribución uniforme del refuerzo. Por su parte, PW4 no presentaba un empalme del refuerzo longitudinal en la base, a diferencia de PW2. En la Figura 4.3 se muestra la matriz del programa experimental con las principales características y diferencias de cada muro. En la Figura 4.4 se muestra la geometría de los muros y la distribución del refuerzo en la sección transversal.


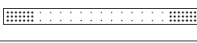



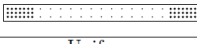



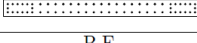



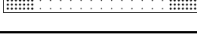


Specimen	Reinforcement	Lateral Load Distribution	Splice?
PW1 	B.E. 	ASCE 7 	Yes 
PW2 	B.E. 	Uniform 	Yes 
PW3 	Uniform 	Uniform 	Yes 
PW4 	B.E. 	Uniform 	No 

Figura 4.3 Matrix del programa experimental con las principales diferencias [62].

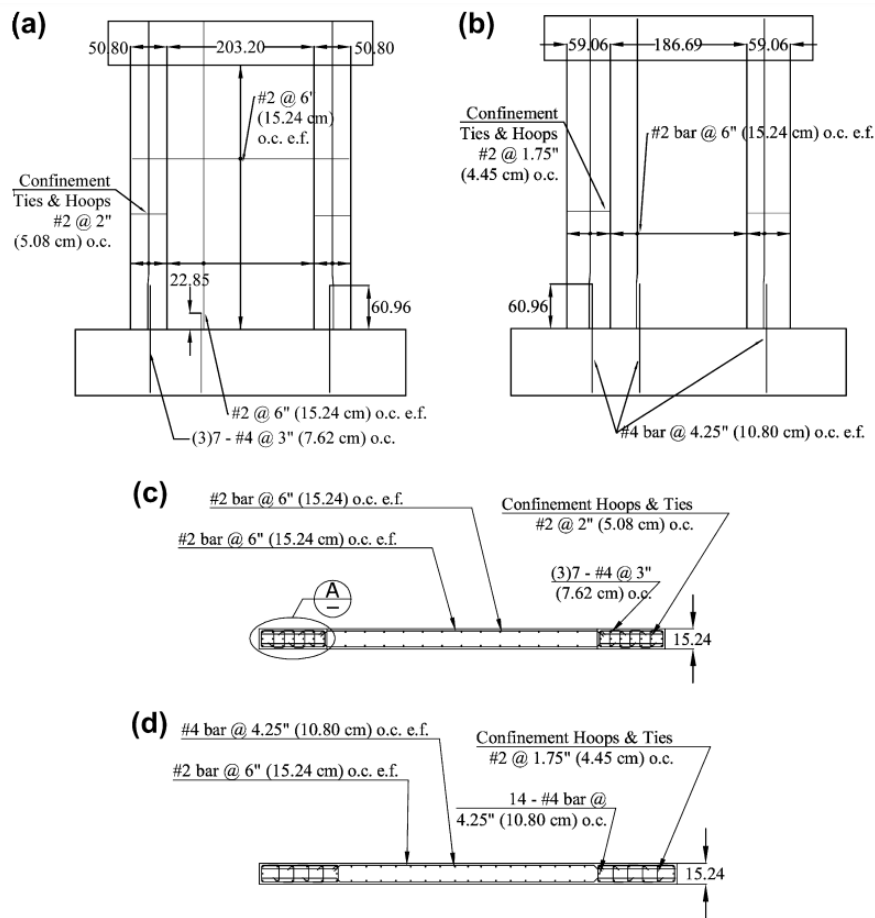


Figura 4.4 Elevaciones y detalle de las secciones transversales, las unidades están en cm, a menos que se indique lo contrario. Elevación muro PW1, PW2 y PW4, en el muro PW4 no existe el traslape de barras (a); Elevación muro PW3 (b); Sección transversal muro PW1, PW2 y PW4(c); Sección transversal muro PW4 [23].

Durante el segundo ciclo de deriva del 1.5% en el muro PW1, se produjo la fractura del refuerzo en la base del lado Este del muro. La Figura 4.5a muestra el momento posterior a la falla, donde se destaca en un círculo negro la zona donde ocurrió el corte de las barras de refuerzo. En cuanto a PW2, con una deriva del 1.05% mientras se cargaba hasta una deriva del 1.5% en el lado Oeste del muro, las barras de refuerzo se pandearon y se originó el aplastamiento del núcleo de hormigón, el daño se concentró en la zona de empalme del elemento de borde Oeste (Figura 4.5b). Respecto a PW3, con una deriva del 1.28%, se observó una caída repentina de la carga

lateral, acompañada de un gran aplastamiento del núcleo de hormigón y pandeo de las barras de refuerzo en todo el elemento de borde Este, sobre el empalme (Figura 4.5c). Por último, durante el segundo ciclo de deriva del 1.0%, en el muro PW4, el pandeo del refuerzo y el daño del núcleo de hormigón en la base del lado Este del muro se extendieron a lo largo de todo el elemento de borde, lo que resultó en la pérdida de la capacidad de carga lateral (Figura 4.5d).

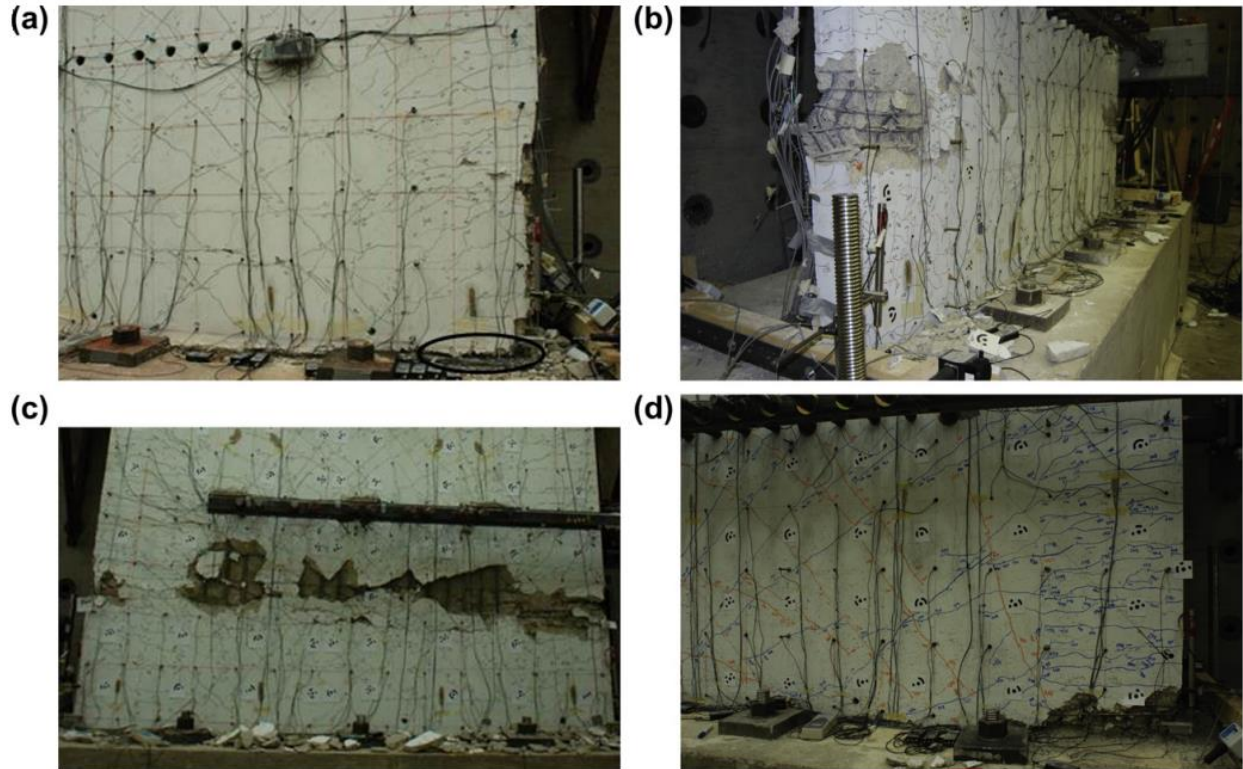


Figura 4.5 Tipos de daño observado en las diferentes probetas al momento de la falla. Muro PW1 (a); Muro PW2 (b); Muro PW3(c); Muro PW4 (d) [23].

4.1.3. Muros Ensayados por Tripathi et al. [4]

Tripathi et al. [4] evaluaron los requisitos anti-pandeo de la norma NZS3101:2006 [27]. Además, investigaron la eficacia de mejorar el detalle del refuerzo transversal al restringir el modo de pandeo a uno. Asimismo, compararon la respuesta sísmica de muros de hormigón armado con diferentes detalles de refuerzo transversal. El programa experimental consiste en el ensayo de tres muros (SWD-1, SWD-2 y SWD-3) de hormigón armado esbeltos bajo cargas laterales cíclicas cuasi estáticas y un nivel constante de carga axial. Los especímenes son modelos a media escala, que simulan el primer piso de un edificio ubicado en Nueva Zelanda, con una altura entre pisos de 4.0 m, un largo de 4.0 m y un espesor de 300 mm. Se asegura que la respuesta de los muros sea flexural, considerando una relación cortante ("*shear span*") de tres y un refuerzo longitudinal tal que la sobre resistencia a flexión no exceda la fuerza de corte. Los tres muros tienen una altura libre de 2.0 m, un largo de 2.0 m y un espesor de 150 mm. La cantidad y disposición del refuerzo longitudinal se mantiene igual, al igual que la armadura transversal del alma. El muro SWD-1 se considera el muro base, y el detalle del refuerzo transversal se diseñó siguiendo la norma NZS3101:2006 [27]. Además, el detalle de refuerzo proporcionado también

cumple con los criterios anti-pandeo establecidos en la ACI318-14 [41]. En lo que respecta al muro SWD-2, presenta la misma distribución de refuerzo transversal en el elemento de borde, pero con un espaciamiento de 72 mm, a diferencia de los 55 mm utilizados en el muro SWD-1. Por su parte, el muro SWD-3 aumenta el nivel de detalle del refuerzo transversal en el elemento de borde y mantiene constante el espaciamiento de 55 mm, con el propósito de restringir el modo de pandeo a uno. En la Figura 4.6 se muestra el detalle del refuerzo en la sección transversal y elevación de cada muro.

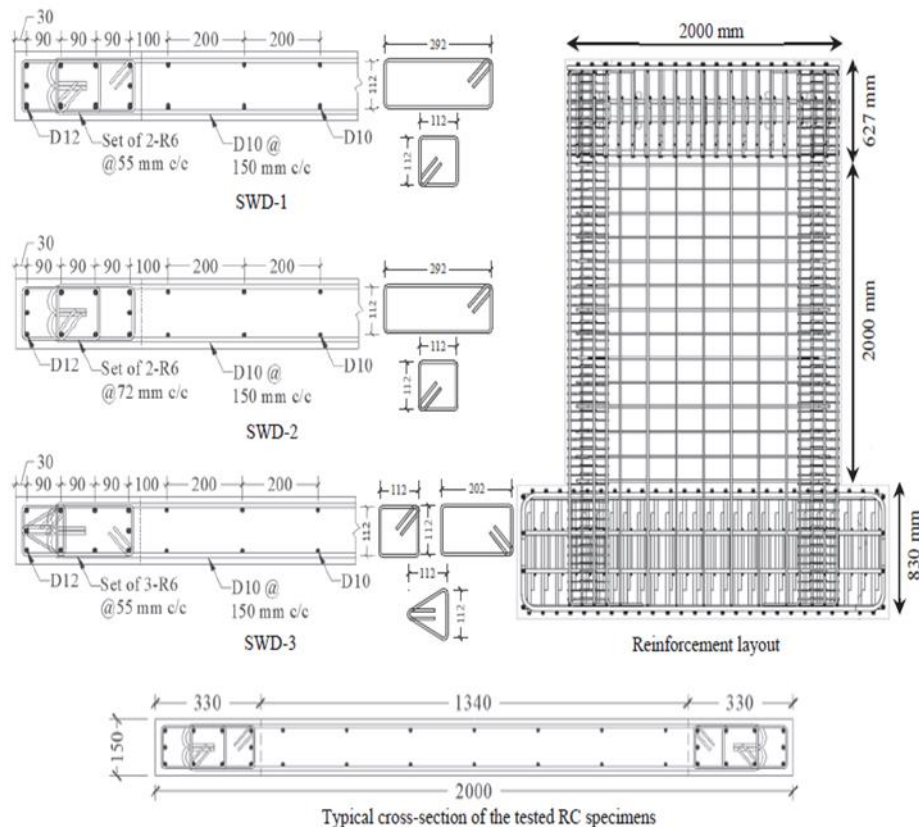


Figura 4.6 Detalle de las sección transversal [4].

El muro SWD-1 experimenta una pérdida del 15% de su capacidad en el primer ciclo de la deriva del 2.5%. La falla se origina debido a la fractura de las barras de refuerzo longitudinal (Figura 4.7a) ya pandeada en las derivas previas, la fractura del refuerzo es debido a la acumulación de daño por fatiga de bajo ciclaje. Como mecanismo de falla secundario, se produce una inestabilidad lateral local en la base del elemento del borde, lo que provoca una marcada caída en la resistencia. El muro SWD-2 muestra una disminución del 15% en su capacidad a una deriva del 1.9%, durante el primer ciclo de la deriva del 2.0%. La falla ocurre debido a la fractura del refuerzo longitudinal (Figura 4.7b) que ya se había pandeado en ciclos previos. Una vez que se observa la fractura del refuerzo y el aplastamiento del núcleo de hormigón, se desarrolla una inestabilidad lateral local en la base de ambos elementos de borde. En el muro SWD-3 se observa una pérdida considerable en la capacidad durante el tercer ciclo en la deriva del 2.5%. Esto se debe al desarrollo de inestabilidad local en el elemento de borde, atribuida a la pérdida de capacidad de compresión en el muro. Esta pérdida de capacidad se produce debido al aplastamiento del núcleo de hormigón y las fracturas del refuerzo longitudinal, que ocurren al

1.6% durante el segundo ciclo de la deriva del 2.0% (Figura 4.7c), al 1.65% y al 2.2% en el curso del segundo ciclo de la deriva del 2.5%

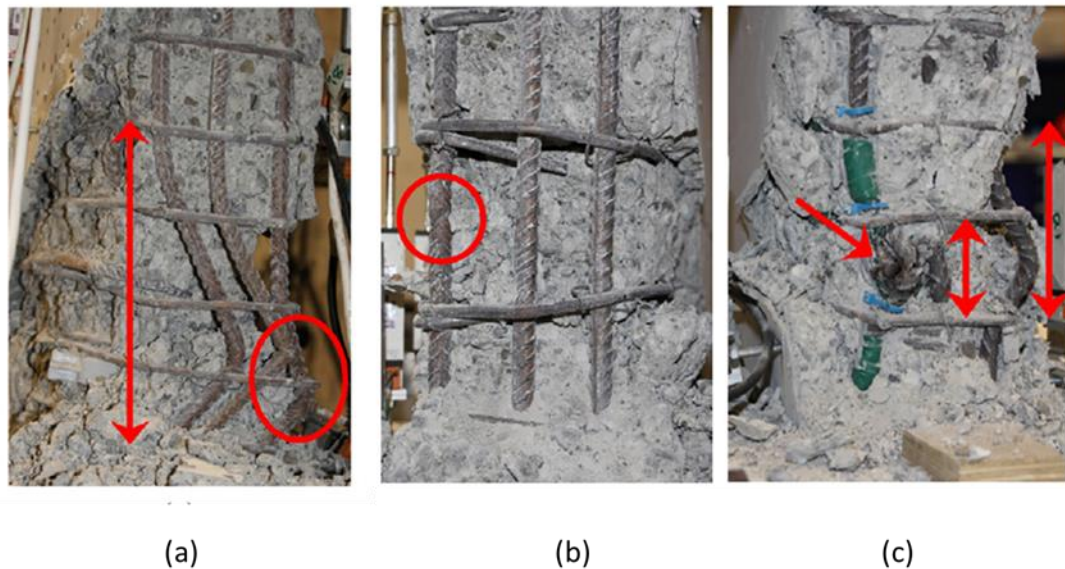


Figura 4.7 Tipos de daño observado en las diferentes probetas al momento de la falla. Muro SWD-1 (a); Muro SWD-2 (b); Muro SWD-3(c) (adaptada de Tripathi et al. [4]).

4.1.4. Muros Ensayados por Dashti et al. [24, 25]

Dashti et al. [24, 25] llevaron a cabo una campaña experimental evaluando aquellos parámetros que, mediante simulaciones numéricas, se identificaron como los más influyentes en la inestabilidad lateral [24, 58, 59]. Los parámetros que se identificaron como los más influyentes fueron el espesor, el largo y el nivel de carga axial del muro. Para investigar el efecto de estas variables, se diseñaron cuatro muros (RWB, RWL, RWT y RWA) que se ensayaron bajo cargas laterales cíclicas cuasi estáticas y un nivel de carga axial constante. Sin embargo, el ensayo del muro RWA se tuvo que posponer hasta el 2018 debido a que el laboratorio estaba en proceso de remodelación [25]. Cabe mencionar que los muros son modelos a media escala que representan el primer piso de un edificio de cuatro pisos, con una altura entre pisos libre de 4.0 m. Todos los muros se diseñaron de acuerdo con la norma NZS3101:2006 [27] y presentaron una relación de corte ("*shear span*") de 6.0 m. El muro RWB se considera el espécimen base, mientras que el resto de los muros difieren en solo una variable; la altura libre del muro es de 2.0 m, el largo es de 2.0 m y el espesor de 125 mm, valor levemente superior al límite definido por la norma NZS3101:2006 [27]. En el caso del muro RWL, este fue 400 mm más corto que el muro base, mientras que el muro RWT tuvo un aumento de 10 mm en su espesor. Por otro lado, al muro RWA se le redujo la carga axial nominal en un 40 %, estableciendo su nivel de carga nominal $0.02f'_cA_g$. En la Figura 4.8 se muestra la disposición del refuerzo en la sección transversal de cada muro. Aquí, la "D" hace referencia a que el acero es estriado, mientras que la "R" se refiere a barras de refuerzo sin estrías.

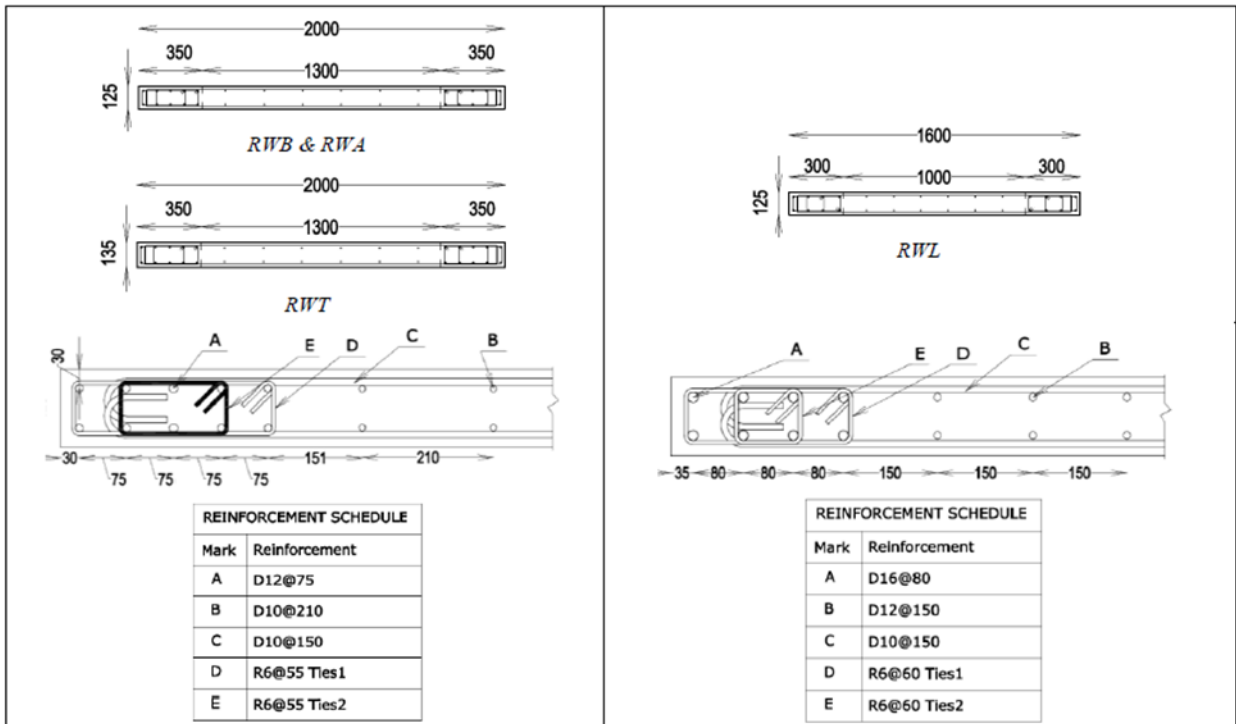


Figura 4.8 Geometría y detalle del refuerzo en la sección transversal. Muro RWB, RWA y RWT (a); Muro RWL (b); Muro SW3(c) (adaptada de Dasthi [24]).

El muro RWB presentó la fractura de múltiples barras de refuerzo en la base del elemento de borde Oeste, en el segundo ciclo de la deriva al 2.0 %. Cuando se invirtieron las cargas, el muro mostro una inestabilidad lateral loca (Figura 4.9a) con los mayores niveles de desplazamiento. Este comportamiento se acompañó de una pérdida en la capacidad del 50 %. En el muro RWL, la inestabilidad fuera del plano se originó al descargar desde la deriva del 1.5 % cuando el elemento de borde Este estaba en compresión. Este desplazamiento fuera del plano se logró recuperar de forma completa cuando se cargó en la dirección opuesta. Sin embargo, recién en los ciclos de la deriva del 2.5 % se obtuvieron desplazamientos fuera del plano residuales, los cuales aumentaban con el número de ciclos. El muro se vuelve inestable cuando se comienza a comprimir el elemento de borde Oeste una vez se alcanza la deriva del 3.0 % en la carga anterior (Figura 4.9b). En este punto, se observa una degradación considerable de la resistencia. Es importante señalar que el muro no presenta pandeo ni fractura del refuerzo longitudinal durante su ensayo, tampoco se observa el aplastamiento del núcleo de hormigón en compresión. En el muro RWT, durante el primer ciclo de la deriva al 1.5 %, se observaron deformaciones fuera del plano en el elemento de borde Oeste. También, en ese mismo nivel de deriva, se originó el desprendimiento del recubrimiento en la base de ambos elementos de borde. Además, durante el tercer ciclo, se observó el pandeo del refuerzo en el elemento de borde Este. Durante el primer ciclo de la deriva al 2.0 %, hubo fractura del refuerzo en el elemento de borde Oeste, provocando una degradación en la capacidad del muro. En el resto de ciclos del nivel de deriva, también se produjeron más fracturas de barras de refuerzo. La ocurrencia consecutiva de estos eventos exacerbó las deformaciones fuera del plano y redujo la capacidad del muro. Finalmente, el muro se vuelve completamente inestable al comenzar la carga del último ciclo de la deriva al 2.0 % (Figura 4.9c). El muro RWA responde predominantemente en flexión. La inestabilidad fuera del plano se observa por primera vez durante el primer ciclo de la deriva del 1.5 %. El pandeo y la fractura del

refuerzo longitudinal se dieron durante los diferentes ciclos de la deriva del 2.0 %. Esto fue seguido de un acelerado aplastamiento del núcleo de hormigón, desarrollando una inestabilidad local en el primer ciclo de la deriva del 2.5 % (Figura 4.9d).

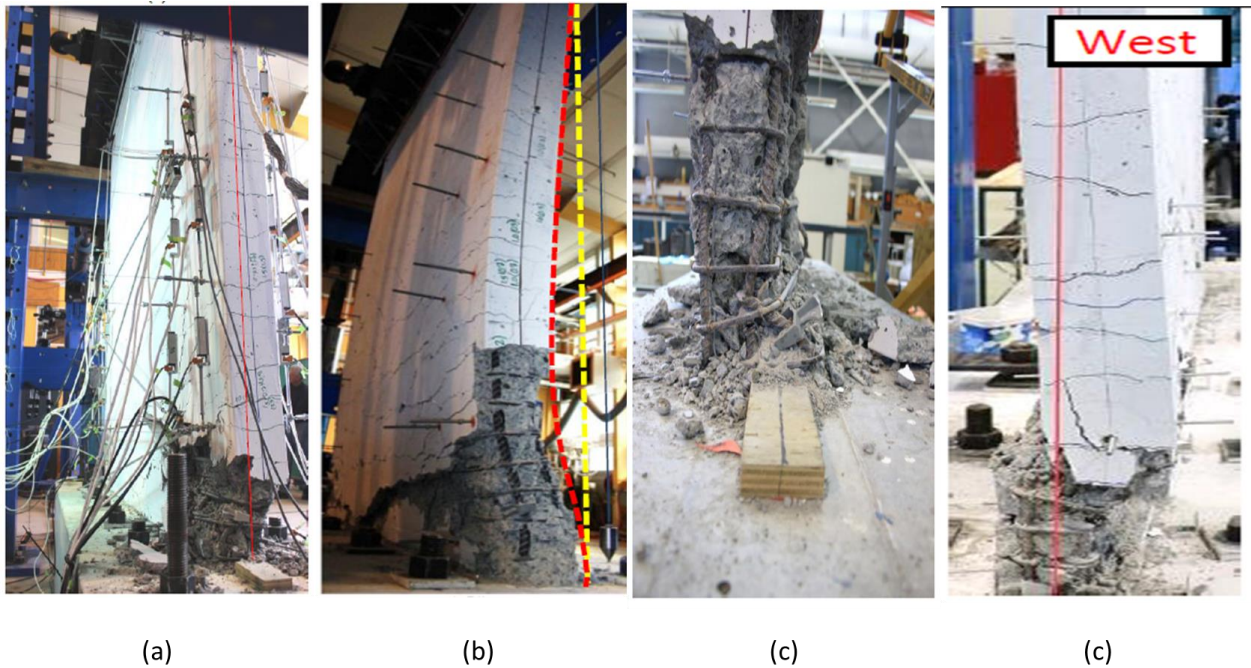


Figura 4.9 Mecanismos de falla observados. Muro RWB inestabilidad local (a); Muro RWL inestabilidad global (b); Muro RWT inestabilidad local (c); Muro RWA inestabilidad local (d) (adaptada de Dasthi et al. [24, 25]).

4.2. Materiales y Discretización

En este trabajo, se modela el hormigón no confinado y confinado utilizando el material Concrete02 en OpenSees [21], la deformación unitaria del hormigón no confinado en el pico de capacidad se determina como $\varepsilon_o = 2f'_c/E_c$, mientras que para el hormigón confinado se tiene $\varepsilon_{co} = 2f'_{cc}/E_c$. El módulo de Young's se calcula como $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ con f'_c en MPa, siguiendo la norma ACI 318 [28, 53, 54, 57]. La capacidad del hormigón confinado (f'_{cc}) se determina utilizando el modelo propuesto por Saatcioglu & Razvi [47]. Las deformaciones últimas tanto para el hormigón no confinado como para el hormigón confinado se calculan utilizando las ecuaciones de regularización 2.10, 2.11 y 2.13, considerando de esta manera el nivel de confinamiento de la sección. La razón de tensión residual última del hormigón no confinado (R_c) y confinado (R_{cc}) se asume como un 20% [59]. La resistencia en tracción se define como $0.33\sqrt{f'_c}$ con f'_c en MPa [6], y se asume una capacidad residual nula para el hormigón en tracción [59]. Debido a las limitaciones del modelo numérico E-SFI en la discretización transversal, en el elemento de borde se considera un promedio ponderado entre el hormigón confinado y no confinado. De esta manera, se tiene en cuenta el efecto del recubrimiento transversal en el elemento de borde.

Se modela el acero utilizando el material SteelMPF en OpenSees [21]. Debido a limitaciones en la base de datos, se establece un valor de la razón de endurecimiento por deformación ("*strain hardening*") del 1% para los muros con una altura de corte ("*shear span*") superior al 1.5, mientras que para muros con una altura de corte inferior a 1.5, se asume un valor de la razón de

endurecimiento por deformación regularizado del 2.5%. Se toma un módulo de Young's (E_s) de 200000 MPa, un valor ampliamente aceptado en la literatura. El comportamiento del acero se regulariza utilizando las expresiones 2.14 y 2.15. Se asume una deformación última del acero de 0.05, un valor bastante razonable, considerando que, al ensayar prismas de hormigón armado confinados, se observan reducciones del 50 % en la capacidad cuando se alcanza un alargamiento del 0.05 [65]. La capacidad última se estima a partir de la deformación última y la razón de endurecimiento asumidas, según el caso. El corte de las barras propuesto por Pugh et al. [6], se considera utilizando el modelo MinMax en OpenSees[21]. Se toma como valor inicial del largo de referencia (L_{gage}) un valor de 200 mm [59].

Basado en el trabajo de Massone, López, C. y Kolozvari [20], en la discretización transversal de la sección se consideran 10 paneles, 3 por cada elemento de borde con un largo l_b , siendo uno de ellos el recubrimiento con una longitud rec . En la altura se consideran 10 elementos, donde el primero tiene una altura diferente, igual a un porcentaje de la rótula plástica; de esta manera, los 9 elementos restantes tienen una altura constante. En la Figura 4.10 se muestra un esquema general con la distribución en elevación y la sección transversal.

La altura de los muros se consideró igual al punto de aplicación de carga. En caso de que la altura efectiva del muro o altura de corte ("*shear span*") sea superior a la de aplicación de carga, esta diferencia se considera como una relación de momento adicional en el análisis. Además, se realizó un análisis semicíclico en el que solo se modela la envolvente de la histéresis. De esta manera, en el primer ciclo de carga, se lleva el modelo hasta una deriva cercana o igual al fallo del muro. Luego, se descarga y se vuelve a cargar hasta una deriva en la que se corte el acero o existe una reducción del 10 % en la capacidad.

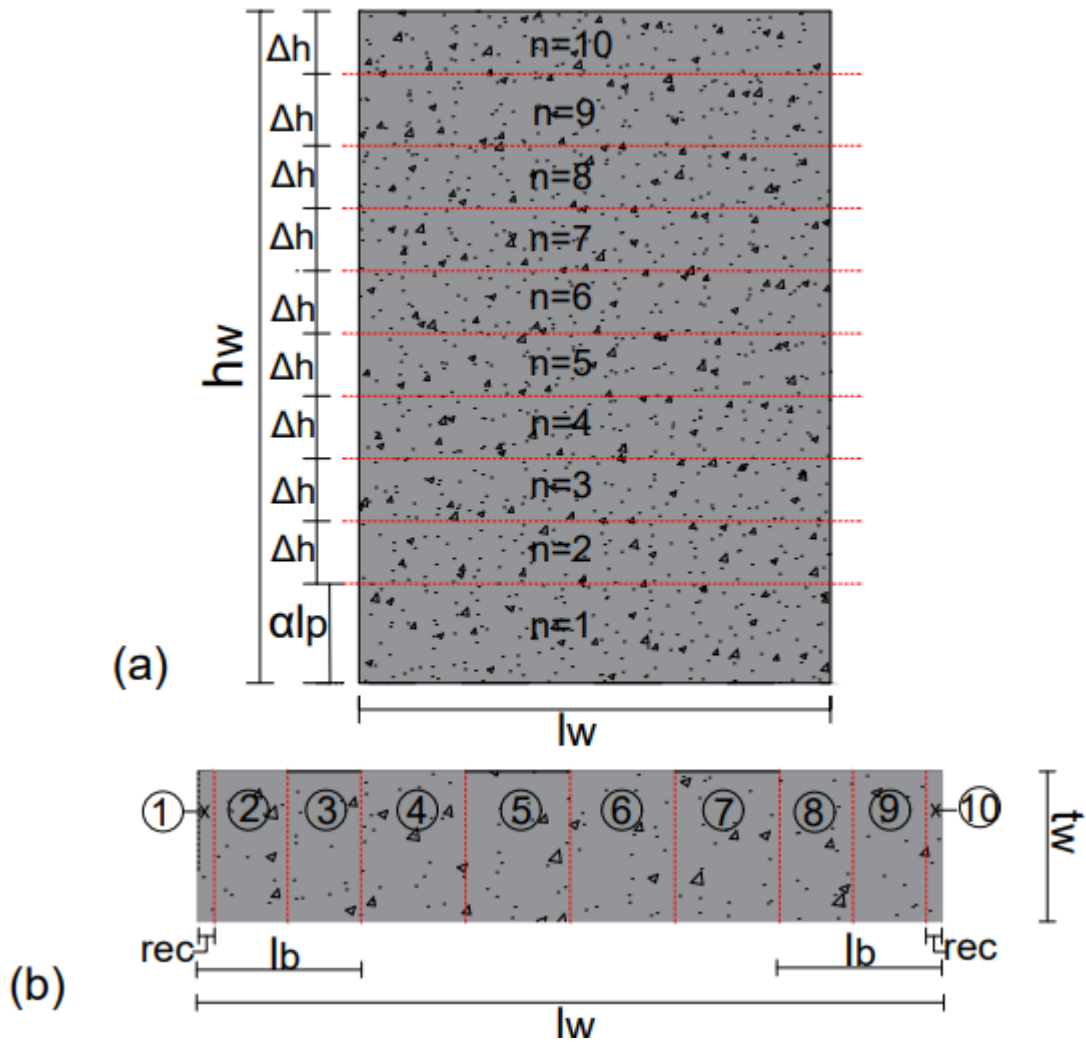


Figura 4.10 Discretización general de la sección. Elevación con 10 elementos (a); Transversal con 10 paneles (b).

4.3. Análisis de Sensibilidad

En la Figura 4.11a se muestra el afecto de la energía de fractura del hormigón no confinado (Gf_c). El muro modelado sigue los criterios definidos en el capítulo 4.2 Materiales y Discretización. Para la altura del primer elemento, se considera la longitud completa de la rótula plástica, siguiendo la misma metodología de modelación propuesta por Pozo et al. [59]. De la figura se pueden observar dos fenómenos. En primer lugar, la respuesta en la zona de endurecimiento por deformación es prácticamente constante en el primer ciclo de carga, sin presentar diferencias considerables. En segundo lugar, se nota que, a mayor energía de fractura, mayor es la capacidad de deformación del muro. Si bien la metodología propuesta por Pozo et al [59] no logra capturar de manera precisa el fallo en la probeta, el uso de la energía de fractura $Gf_c = f'_c$ ofrece una mejor predicción de la capacidad de deformación en el muro. En la Figura 4.11b se muestra la capacidad de deformación versus la energía de fractura, aquí se aprecia una tendencia lineal en la respuesta y que la energía de fractura $Gf_c = f'_c$ entrega la mejor predicción. Es importante destacar que al aumentar o disminuir la energía de fractura del hormigón no confinado, se genera

un efecto proporcional en la energía de fractura del hormigón confinado. Esto se debe a la forma en que se define la relación 2.13.

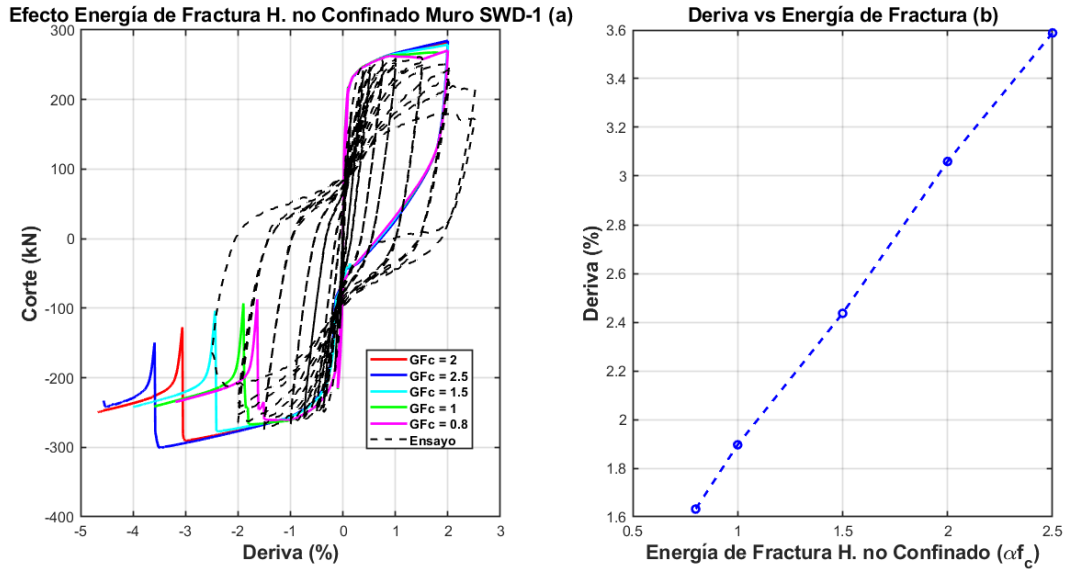


Figura 4.11 Efecto de la energía de fractura del hormigón no confinado. Efecto de la energía de fractura del hormigón no confinado muro SWD-1 (a); Deriva versus energía de fractura del hormigón no confinado (b).

En la Figura 4.12a se ilustra el efecto del tamaño del primer elemento en el muro SWD-1. En este caso, se utiliza como energía de fractura del hormigón no confinado $Gf_c = f_c'$, ya que esta opción proporciona una mejor predicción de la capacidad de deformación. En la figura, se observan sutiles diferencias en la zona de endurecimiento por deformación para las diferentes alturas. A medida que el muro comienza a descargar, se nota que, a menor altura del primer elemento, la pendiente de la histéresis es menor y su área es mayor. Para alturas entre $0.5L_p$ y $0.25L_p$, las diferencias en esta pendiente y área no son tan notables como entre las alturas L_p y $0.75L_p$. También se puede apreciar que para las alturas L_p , $0.75L_p$ y $0.5L_p$, la respuesta en el último ciclo de carga es bastante consistente. Sin embargo, esta consistencia no se mantiene al considerar una altura de $0.25L_p$, donde se obtiene una deformación última significativamente mayor. En la Figura 4.12b se muestra el efecto de no regularizar el acero para diferentes alturas del primer elemento. En este caso, la energía de fractura no confinada se considera $Gf_c = f_c'$. Aquí, el tramo de la curva durante el endurecimiento por deformación y la descarga son prácticamente idénticos, con diferencias mínimas. De manera similar a cuando se regulariza el acero, al considerar una altura de $0.25L_p$, no se logra estimar correctamente la capacidad de deformación. En los otros tres casos, existen ciertas diferencias, pero todas están muy cerca de la capacidad real del muro. La Figura 4.12c presenta un resumen de la capacidad de deformación en relación con la altura del primer elemento, considerando tanto la regularización como la no regularización del acero. Aquí se puede identificar de manera clara que, al regularizar el acero, las respuestas últimas son prácticamente idénticas para alturas entre L_p y $0.5L_p$, y se observa una ligera mejora en la predicción de la capacidad de deformación.

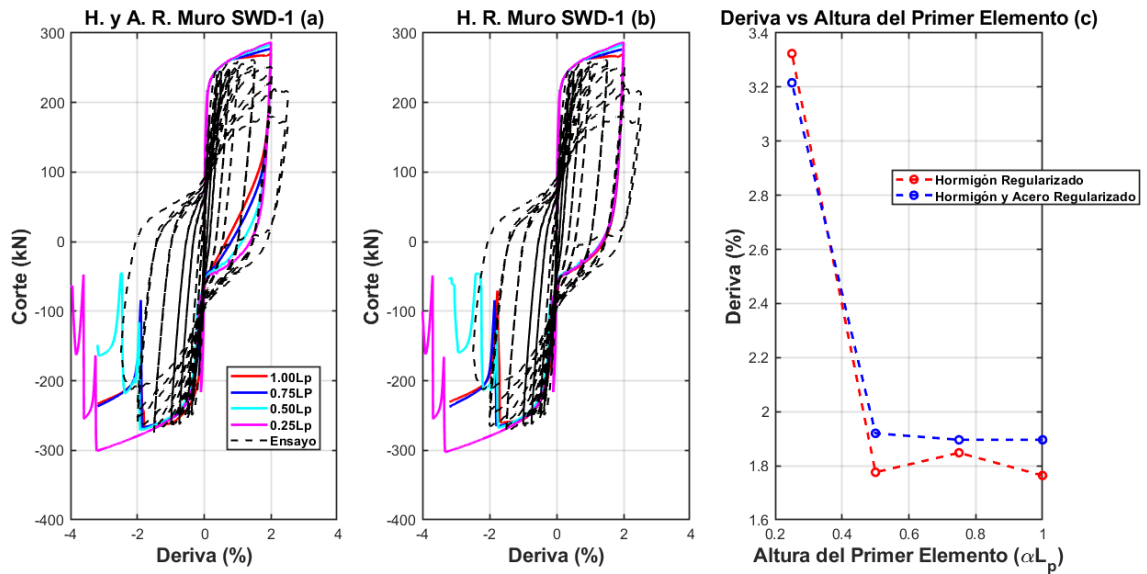


Figura 4.12 Efecto de la altura del primer elemento y no regularizar el acero. Efecto de la altura del primer elemento muro SWD-1 (a); Efecto de no regularizar el acero muro SWD-1 (b); Capacidad de deformación versus regularización del acero y altura del primer elemento (c).

En la Figura 4.13a se ilustra el efecto de la longitud de referencia (L_{gage}) en el muro SWD-1. En este caso, se utiliza como energía de fractura del hormigón no confinado $Gf_c = f'_c$, una altura del primer elemento igual a $0.5L_p$ y se regulariza el acero, ya que esta configuración proporciona una mejor predicción de la capacidad de deformación. En la figura, no se observa ninguna diferencia en las curvas en la zona de endurecimiento por deformación en el primer ciclo de carga, en la descarga se observa un fenómeno similar al de variar la altura del primer elemento, mientras mayor sea la longitud de referencia (L_{gage}), mayor será la pendiente y área de la histéresis. Finalmente, para un mayor largo de referencia se obtiene una menor predicción en la capacidad de deformación, en este caso un valor de referencia entre los 150 mm y 200 mm es la que predice de mejor manera. La Figura 4.13b muestra como varía la capacidad de deformación versus la altura de referencia, aquí se aprecia que el efecto del largo de referencia es no lineal y de forma parabólica.

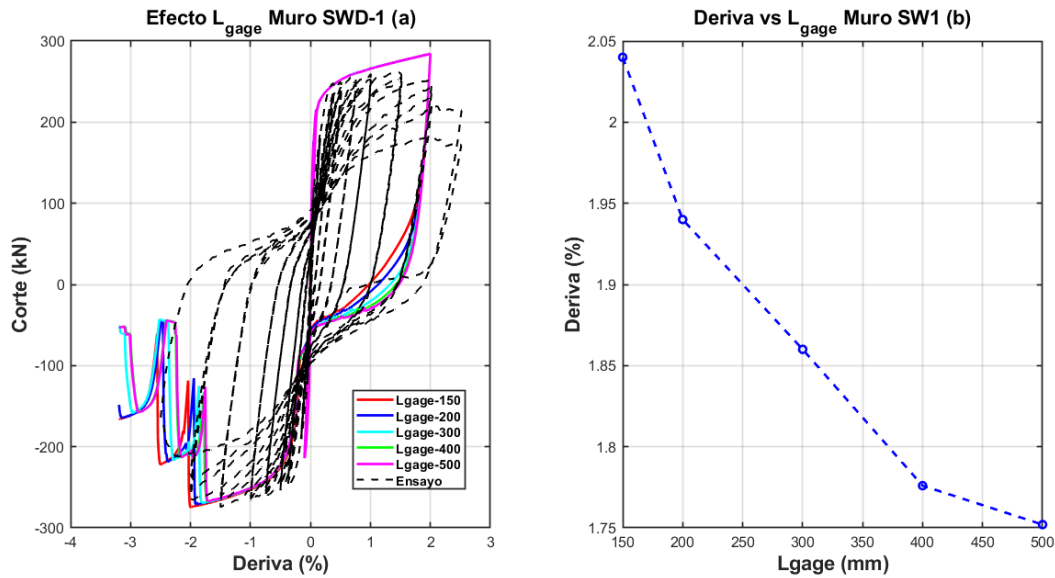


Figura 4.13 Efecto del largo de referencia L_{gage} . Efecto del largo de referencia muro SWD-1 (a); Capacidad de deformación versus largo de referencia (b).

Conociendo el efecto de la energía de fractura, la altura del primer elemento, la longitud de referencia (L_{gage}) y el efecto de regularizar o no el acero a la hora de predecir la capacidad de deformación:

1. Metodología 1 (M. 1): Esta consiste en la propuesta de Pozo et al [59]. En esta metodología, la altura del primer elemento se iguala al largo de la rótula plástica, y la energía de fractura del hormigón no confinado se establece como $Gf_c = 2f'_c$. Además, se aplica una regularización al acero utilizando una longitud de referencia (L_{gage}) de 200 mm.
2. Metodología 2 (M. 2): Constituye una extensión de la previamente mencionada [59]. La única variación en esta metodología es que el primer elemento tiene una altura equivalente a la mitad del largo de la rótula plástica.
3. Metodología 3 (M. 3): La altura del primer elemento se iguala a la mitad del largo de la rótula plástica, y se establece la energía de fractura del hormigón no confinado como $Gf_c = f'_c$. Además, se aplica una regularización al acero según lo propuesto en [59].
4. Metodología 4 (M. 4): La altura del primer elemento se iguala a la mitad del largo de la rótula plástica, y la energía de fractura del hormigón no confinado se establece como $Gf_c = f'_c$. Además, se aplica una regularización al acero utilizando una longitud de referencia (L_{gage}) de 400 mm.
5. Metodología 5 (M. 5): Esta metodología es similar a la M. 4, pero no se tiene en cuenta el corte de las barras de refuerzo longitudinal.
6. Metodología 6 (M. 6): Esta metodología es similar a la M. 4, pero no se realiza la regularización del acero.

En la Figura 4.14 se ilustra la respuesta carga-deformación obtenida mediante las metodologías M. 1 (café), M. 2 (cian), M. 3 (rojo) y M. 4 (magenta) para 8 de los 14 muros analizados en esta sección. Todas estas metodologías presentan una respuesta muy similar en la zona de endurecimiento por deformación, y las diferencias en términos de capacidad no son significativas. Sin embargo, se observa que las metodologías M. 1 y M. 2 son las que predicen de

manera menos precisa la capacidad de deformación, ya que en algunos casos su predicción es aproximadamente un 50% del valor experimental (como en los muros M2, SWD-1 y SWD-2), e incluso en otros casos la discrepancia es del orden del 100% (muros PW1 y PW2). La metodología M. 1 presenta una pendiente de descarga más pronunciada desde el primer ciclo de carga, lo que resulta en un área menor bajo la histéresis. No obstante, es importante mencionar que hay casos donde las diferencias son casi imperceptibles, como en los muros PW1, PW2, M1 y M2. Por otro lado, las metodologías M. 3 y M. 4 exhiben una mayor precisión al estimar la capacidad de deformación. La metodología M. 4, al tener una longitud de referencia (L_{gagge}) mayor, muestra la pendiente de descarga más suave, lo que se traduce en un área mayor bajo la histéresis. A su vez, esta metodología ofrece una capacidad de deformación menor que la metodología M. 3. En los casos de los muros PW1, RWB, RWT y M2, la deformación última estimada por la metodología M. 4 se ajusta de manera más acertada al valor experimental.

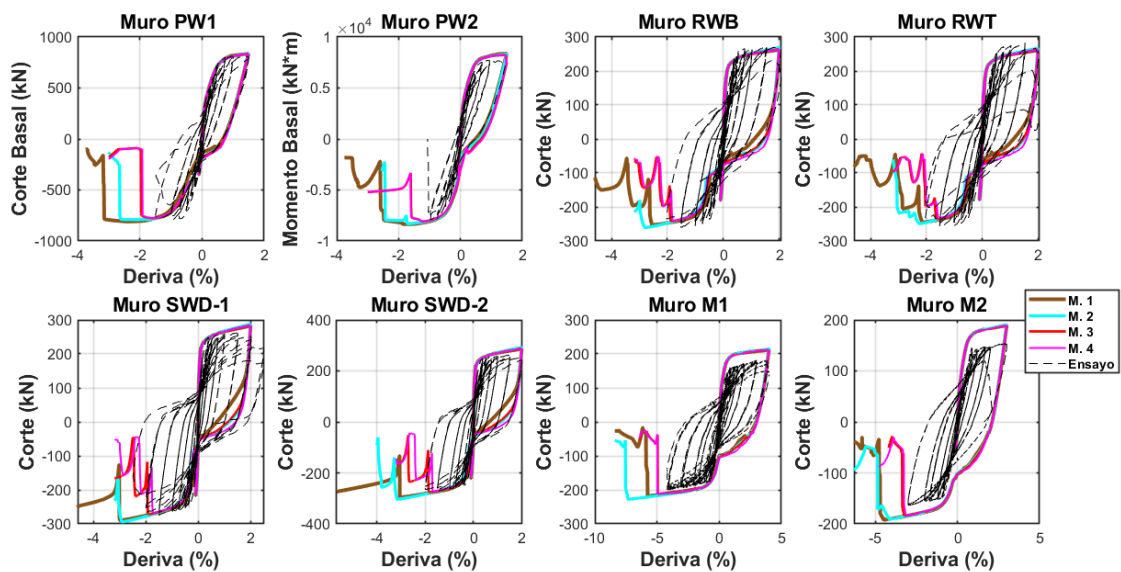


Figura 4.14 Efecto de las metodologías M. 1, M. 2, M. 3 y M. 4.

La Figura 4.15 presenta la representación gráfica de la respuesta carga-deformación obtenida a través de las metodologías M. 4 (color magenta), M. 5 (color azul) y M. 6 (color verde) para 8 de los 14 muros analizados en esta sección. En la zona de endurecimiento por deformación de las diferentes histéresis, todas estas metodologías exhiben una respuesta prácticamente idéntica. Sin embargo, es importante notar que la metodología M. 6 muestra una ligera variación en la pendiente de descarga después de alcanzar la deformación máxima en el primer ciclo de carga, siendo un poco más pronunciada que en las otras metodologías. No obstante, tanto M. 4 como M. 6 no presentan diferencia alguna en esta parte de la curva. A pesar de que las diferencias en términos de predicción de la capacidad de deformación son en general mínimas entre estas metodologías, es interesante destacar que M. 5 es la que ofrece la predicción más elevada, especialmente evidente en los muros PW2 y M1. Al comparar las metodologías M. 4 y M. 6, las discrepancias son prácticamente imperceptibles. En términos generales, la metodología M. 4 tiende a proporcionar una capacidad de deformación ligeramente menor. Las mayores divergencias entre estas metodologías se presentan en los muros M1 y M2.

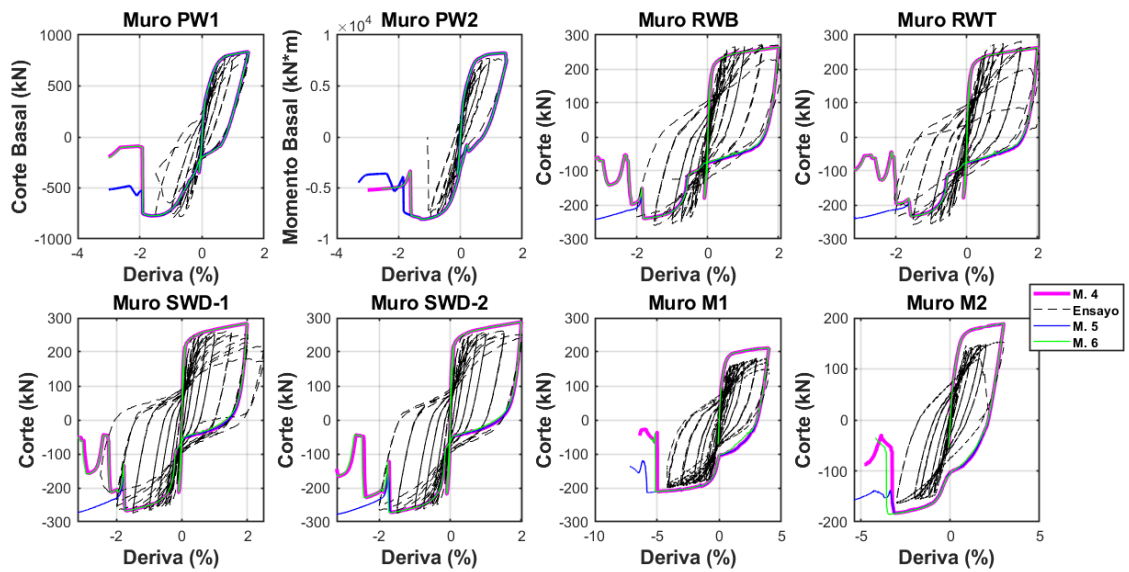


Figura 4.15 Efecto de las metodologías M. 4, M. 5 y M. 6.

En la Figura 4.16 se realiza una comparación entre la capacidad de deformación numérica y experimental según cada metodología. La capacidad de deformación se define como la menor deriva entre el punto en el que se corta el refuerzo o se alcanza una reducción en la resistencia del 10 %. Observando la Figura 4.16, se puede concluir que las metodologías M. 1 y M. 2 presentan las estimaciones más deficientes y cuyos ajustes difieren significativamente de los valores experimentales. Además, el coeficiente de determinación (Tabla 4.2) entre los valores numéricos y experimentales para ambas metodologías es negativo, indicando que el modelo de regresión es inapropiado o incorrecto para los datos. Por otro lado, en el caso de las metodologías M. 3, M. 4, M. 5 y M. 6, se obtiene un ajuste lineal entre los datos numéricos y experimentales que guarda similitudes bastante notables. Es relevante mencionar que M. 3 y M. 4 obtienen el mejor coeficiente de determinación (Tabla 4.2), un resultado que concuerda con las expectativas generadas a partir del análisis de sensibilidad en relación con la energía de fractura del hormigón no confinado, la altura del primer elemento, la longitud de referencia ($L_{g\text{age}}$) y la regularización del acero. Además, independientemente de la metodología utilizada, ya se puede observar una correlación directa entre λ_b y la capacidad de deformación.

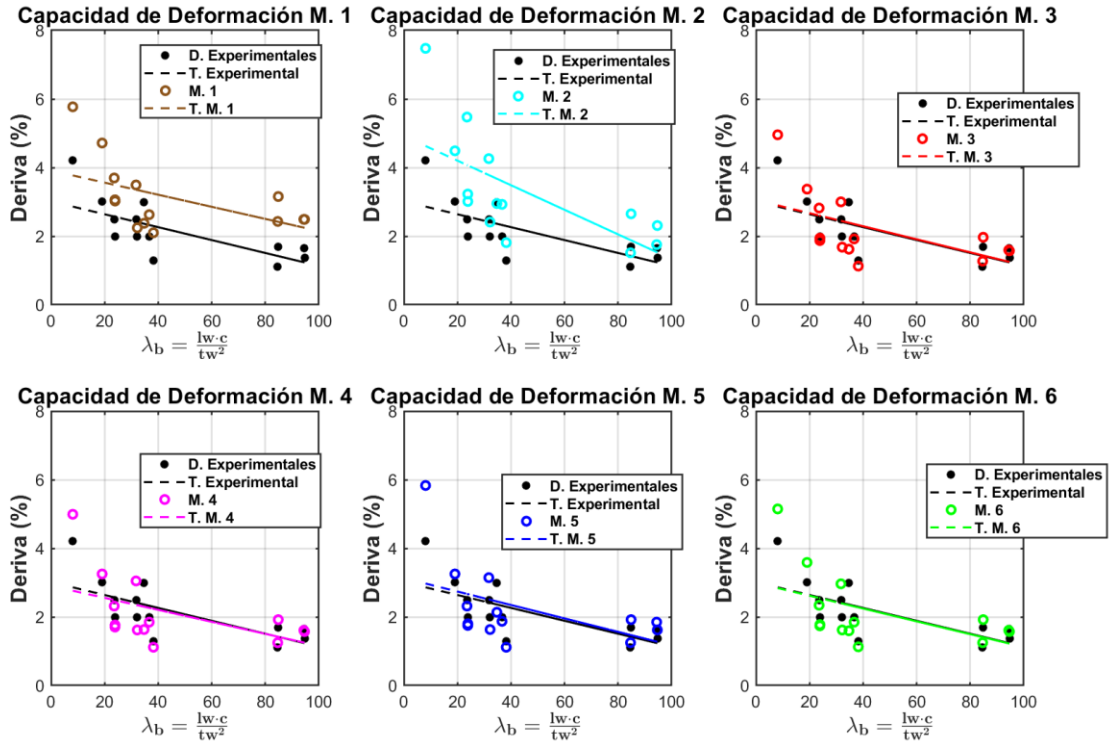


Figura 4.16 Capacidad de deformación versus λ_b según cada metodología.

La Figura 4.17 exhibe únicamente los ajustes lineales correspondientes a cada metodología, con el propósito de facilitar la comparación entre ellas. Aquí, las diferencias generales entre las distintas curvas son más evidentes. Las curvas de las metodologías M. 3 y M. 6 son las que más se asemejan al ajuste experimental, seguidas por las curvas asociadas a las metodologías M. 4 y M. 5. Es importante señalar que el coeficiente de correlación (R^2 .) no sigue exactamente la misma tendencia que se describió anteriormente, ya que M. 3 y M. 4 exhiben el mejor ajuste de R^2 .

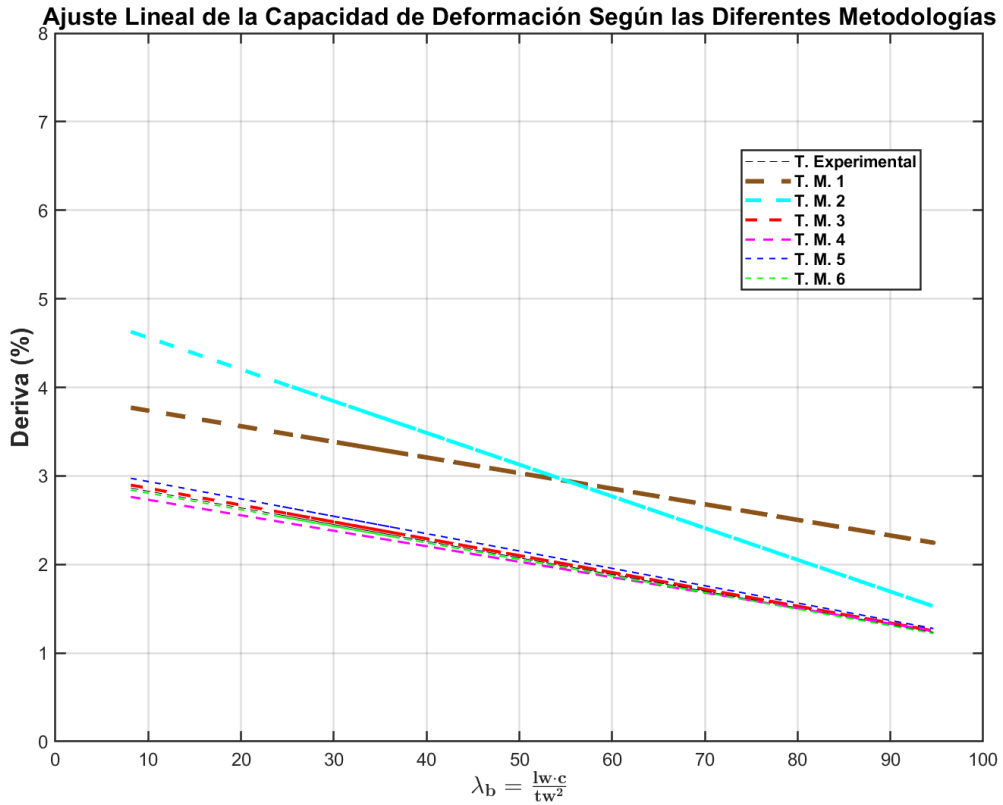


Figura 4.17 Efecto de las metodologías M. 4, M. 5 y M. 6.

En la Tabla 4.2 se presentan los coeficientes de determinación entre las derivas numéricas y experimentales. Según los coeficientes de determinación la metodología seleccionada debería ser la M. 3, pero en algunos casos presenta problemas de convergencia cuando se está descargando hasta una deriva de techo cero, como el largo de referencia es menor que el usado en M. 4, al regularizar el acero se obtiene un mayor coeficiente de endurecimiento, provocando que las curvas tensión deformación del acero entre elementos consecutivos en altura se intercepten cuando se está descargando desde el pico de deformación (Figura 4.18).

Tabla 4.2 Coeficiente de determinación.

M. 1	M. 2	M. 3	M. 4	M. 5	M. 6
-0.94	-2.44	0.64	0.63	0.51	0.57

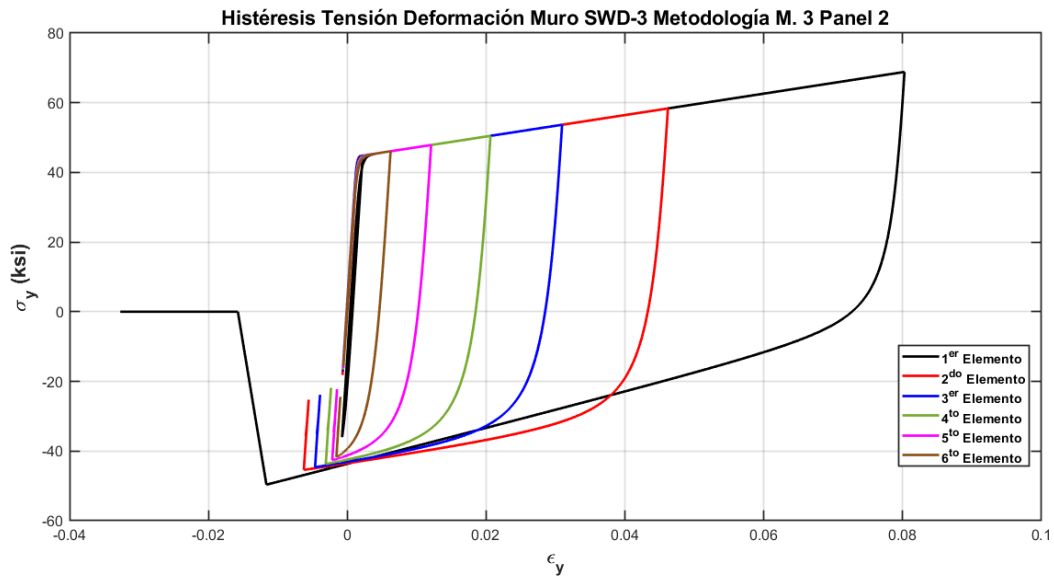


Figura 4.18 Curva tensión deformación del acero muro SWD-3, en los elementos del 1 al 6 de la fibra $m=2$, para una metodología M. 3.

Dentro del conjunto de muros analizados, el muro RWL es el modelo que muestra la peor predicción de la capacidad de deformación. Si se observa la Figura 4.19, en la cual el muro se modela utilizando la metodología M.4, se puede notar que, en el primer ciclo de carga, a una deriva del 1.8 %, se produce una pérdida del 45 % en la capacidad del muro. Esto se debe a que el hormigón del recubrimiento (panel 10) y del elemento de borde más solicitado en compresión (panel 9) han alcanzado su capacidad última máxima (indicado por el círculo negro en la Figura 4.19 en las curvas tensión deformación del hormigón) y están experimentando una deformación plástica. Por esta razón, el muro RWL falla de manera prematura en el último ciclo de carga, ya que en su primer ciclo se produce la ruptura de los paneles 9 y 10. Si se excluye este muro del análisis, el coeficiente de determinación obtenido del conjunto de datos es de 0.82, un valor significativamente superior al coeficiente de 0.63 obtenido con el conjunto completo.

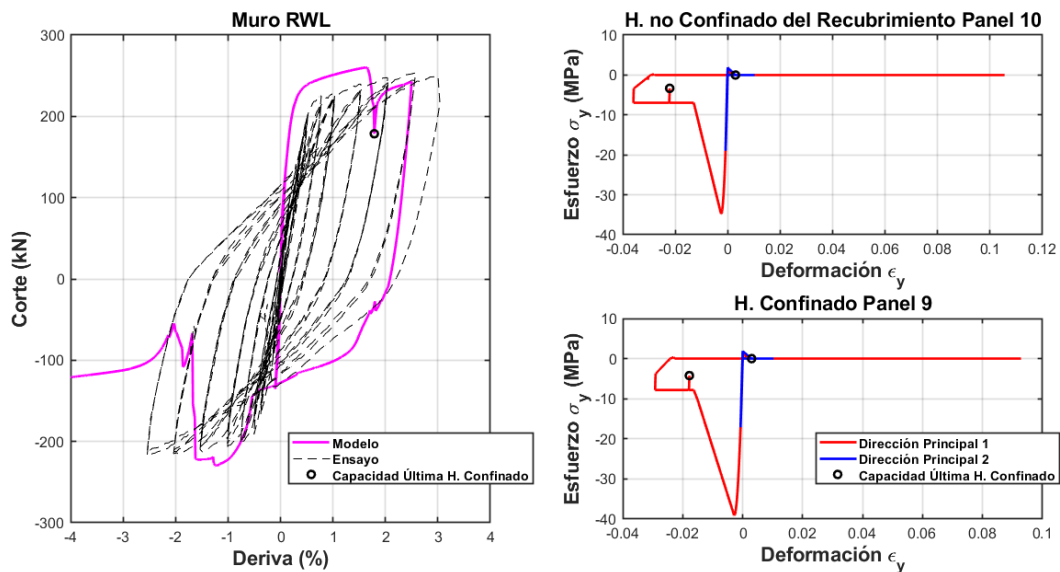


Figura 4.19 Histéresis muro RWL metodología M. 4, curvas tensión deformación del hormigón paneles 9 y 10.

Entonces, en el caso de muros con una altura efectiva o longitud de corte ("shear span") superior a 1.5, se elige la metodología M. 4. Esta elección se basa en su capacidad para combinar una de las predicciones más precisas en términos de capacidad de deformación, un ajuste más próximo a la envolvente de la histéresis experimental y una menor susceptibilidad a problemas de convergencia en las zonas de descarga. En el caso de muros con una altura efectiva inferior a 1.5, se empleará la metodología propuesta por Massone, López, C. y Kolozvari [20], con ajustes menores. En esta configuración, la altura del primer elemento se igualará al largo de la rótula plástica, definida como $l_p = 0.5l_w$ (donde l_w representa el largo del muro). Además, se considerarán 10 elementos en la elevación y 10 paneles en la sección transversal. Esta elección permitirá una captura más precisa del perfil de deformaciones y facilitará la comparación entre ambas metodologías. Se aplicará regularización al hormigón, usando una energía de fractura del hormigón no confinado igual a $Gf_c = f'_c$, y se establecerá la razón del endurecimiento por deformación regularizada del acero en un 2.5 %. Considerando que no se prevé una falla provocada por el pandeo del refuerzo longitudinal en estos muros, tal como lo evidencian los mecanismos de falla registrados en la base de datos, se procede a cargar los muros únicamente en una dirección. La resistencia última se determina como el punto en el que se observe una disminución del 10 % en la capacidad.

4.4. Modelo no Iterativo del Acero

La Figura 4.20, presenta las histéresis fuerza/momento versus deriva correspondiente a los muros SWD-1, SWD-2, SWD-3, PW1, PW2, PW3 y PW4, incorporando el modelo de pandeo no iterativo [6, 33]. En esta metodología, los muros han sido modelados con 10 elementos en elevación y 10 paneles en la sección transversal. La altura del primer elemento se define como la separación entre los estribos del acero transversal del elemento de borde, mientras que el resto de los elementos mantiene una altura constante. La elección de la altura del primer elemento se fundamenta en la consideración de que, en situaciones donde se produce el pandeo global del refuerzo, el daño suele acumularse en los estribos inferiores. Por tanto, el modelo de acero con pandeo se aplica únicamente a los elementos de la base, además se decide no regularizar el acero

en ningún elemento. La estimación del modo de pandeo se realiza siguiendo el modelo propuesto por Dhakal & Maekawa [34]. En cuanto al hormigón, se ha llevado a cabo una regularización para todos los elementos, considerando una energía de fractura $Gf_c = f'_c$. Para los elementos de borde (paneles 2, 3, 8 y 9), se ha definido un promedio ponderado entre el hormigón no confinado y el hormigón confinado. En términos generales, los resultados numéricos se ajustan bastante bien a la forma de la histéresis experimental. Las diferencias en rigidez y capacidad del modelo numérico son relativamente pequeñas, al igual que las pendientes de descarga para distintos niveles de deriva. No obstante, es esencial destacar que, en cuanto a la estimación del punto de degradación de la capacidad, los modelos no logran alcanzar una precisión óptima. Los muros SWD-1, SWD-2 y SWD-3 experimentan fallos en el primer ciclo en ambos elementos de borde al intentar alcanzar un nivel de deriva del 1.5 %. Desde el inicio del pandeo del refuerzo longitudinal, el modelo experimenta una notable disminución en su capacidad. Resulta relevante señalar que, en estos casos los muros presentan fallos a derivas del 2 %, 2 % y 2.5 % respectivamente, el modelo numérico está prediciendo aproximadamente la mitad de ese valor. En contraste, los muros PW1, PW3 y PW4 presentan predicciones numéricas de una capacidad de deformación significativamente mayor, alcanzando unas derivas del 2.14 %, 1.87 % y 1.63 % respectivamente. Es interesante destacar que, para el muro PW4, el modelo muestra una precisa predicción en términos de la pérdida de capacidad de deformación, estimándola en un 1.44 %, lo cual se acerca notablemente a los resultados experimentales.

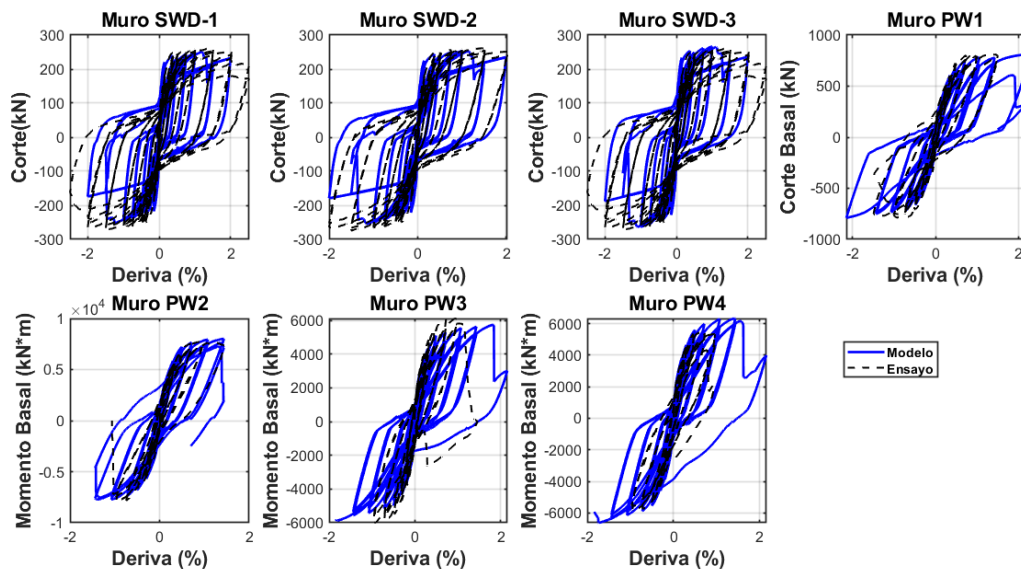


Figura 4.20 Histéresis con todos los ciclos obtenidas con el modelo de pandeo no iterativo [6, 32].

En la Figura 4.21, se realiza una comparación entre la capacidad de deformación numérica y experimental utilizando tanto la metodología cíclica como la M. 4. También se presenta el ajuste lineal en función de λ_b para ambas metodologías. Este análisis se limita a los muros SWD-1, SWD-2, SWD-3, PW1, PW2, PW3 y PW4. Para la metodología cíclica, la capacidad de deformación se define como la deriva en el que se alcanza una reducción del 10 % en la capacidad máxima. La Figura 4.21 da la impresión de que el ajuste obtenido a través de la metodología cíclica proporciona resultados más precisos. Sin embargo, al comparar los coeficientes de determinación entre las capacidades de deformación predichas por ambas metodologías, M. 4 obtiene un R^2 de

0.77, mientras que la metodología cíclica tiene un R^2 de -0.36. De esta manera, está claro que la metodología M. 4 predice de manera más efectiva la capacidad de deformación.

El principal desafío de la metodología propuesta en esta sección está relacionado con la regularización del acero en compresión. Esto se debe a que el modelo de pandeo no iterativo [6, 32] logra capturar la histéresis de manera más precisa cuando el refuerzo experimenta pandeo, a diferencia del enfoque propuesto por Pugh et al. [6]. Si se busca una predicción más precisa sin recurrir a la regularización del acero en compresión, aumentar únicamente la energía de fractura no resolverá el problema. Incrementar este valor resultaría en un aumento de la capacidad de deformación en todos los casos. Por otro lado, si se aumenta exclusivamente la altura del primer elemento, el inicio de la degradación debería mantenerse prácticamente constante. Esto se debe a que la regularización del hormigón hace que la respuesta sea invariable con respecto a la longitud de los elementos. Por lo tanto, la clave radica en regularizar el acero para cada elemento.

Para regularizar el acero, se puede seguir una lógica similar a la aplicada al hormigón. Es decir, se define una energía de fractura base en función de la longitud de pandeo y la altura de referencia con la que se esté trabajando, así como la tensión de fluencia y el módulo de Young del acero. Por lo tanto, cuando la altura del elemento es igual a esta longitud de referencia, no sería necesario realizar una regularización del acero. Sin embargo, si estas dos longitudes difieren, será necesario encontrar la longitud de pandeo o esbeltez que resulte en la misma energía. No obstante, es fundamental considerar que el mayor desafío de este enfoque radica en que a medida que la altura del elemento disminuye, el acero debe ser menos susceptible al pandeo, y viceversa cuando se incrementa la longitud del elemento. Aquí entra en juego la limitación impuesta por la esbeltez máxima de 15 que tiene el modelo [6, 33]. En resumen, en situaciones en las que la longitud de pandeo no sea extremadamente pequeña ni grande, es probable que la metodología presentada en esta sección logre predecir de manera razonable la degradación de la capacidad. Sin embargo, en casos opuestos, será necesario buscar una combinación adecuada de las variables mencionadas anteriormente, siempre teniendo presente la limitación impuesta por la esbeltez máxima en el modelo de pandeo.

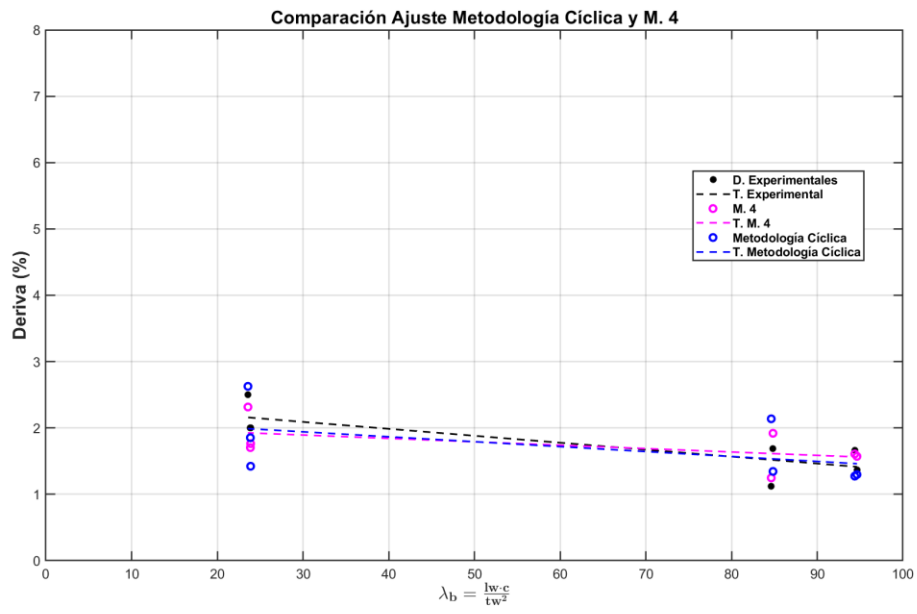


Figura 4.21 Capacidad de deformación según la metodología cíclica y M. 4.

Capítulo 5

Resultados y Discusión

5.1. Base de Datos [3, 60]

Abdullah y Wallace [66] desarrollaron la base de datos UCLA-RCWalls, la cual incluye más de mil muros provenientes de más de doscientos programas experimentales reportados en la literatura. Esta base de datos contiene detalles sobre la sección transversal de los muros, el protocolo de carga utilizado, la configuración del refuerzo transversal del elemento de borde y las propiedades de los materiales. Además, la base de datos incluye relaciones principales como corte en la base versus desplazamiento de techo, momento en la base versus rotación, y/o corte en la base versus desplazamiento de corte superior. Estas relaciones están compuestas por siete puntos que incluyen el origen, agrietamiento, fluencia general, pico, último, residual y colapso. La capacidad de deformación última de los muros se define como aquel desplazamiento/rotación en el cual existe una degradación de la fuerza en un 20%. La base de datos también contiene información analítica, relaciones momento curvatura, momento y curvatura nominales y de fluencia, profundidad del eje neutro y resistencia al corte, todo acorde a la ACI 318-14 [41].

Un factor importante abordado en la base de datos fue el análisis de los desplazamientos de techo último para las diferentes configuraciones de muros, incluyendo muros tipo cantiléver y muros tipo panel/altura parcial. Para equiparar las deformaciones de techo entre ambas configuraciones, en los muros tipo panel y de altura parcial, la base de datos incluye la capacidad a la altura efectiva del muro ($M_{u,base}/V_{u,base}$). Esta capacidad se estima como la suma de los desplazamientos medidos en la parte superior del panel (experimental) y las contribuciones por flexión elástica entre la parte superior y la altura efectiva del muro [3].

Abdullah y Wallace [3] llevaron a cabo un estudio sobre la capacidad de muros esbeltos de hormigón armado. Para ello, filtraron la base de datos UCLA-RCWalls con el fin de seleccionar aquellos muros que cumplen o casi cumplen con la norma ACI 318-14 [41]. Los filtros que consideraron son los siguientes:

1. Cargas cíclicas cuasi estáticas.
2. Resistencia del hormigón a la compresión (f'_c) superior a 3 ksi (20.7 MPa).
3. La relación entre la tensión última y la fluencia (ambas reales) del acero longitudinal del elemento de borde debe ser superior a 1.2.
4. Zona de compresiones rectangular o casi rectangular.
5. Espesor del alma mayor que 3.5 in (90 mm).
6. Un mínimo de dos cortinas del refuerzo horizontal y vertical en el alma.
7. Una relación de corte ("*shear span*") superior o igual a 1.
8. Restringir la cuantía longitudinal del elemento de borde $\rho_{Long,Be} \geq 6\sqrt{f'_c(\text{psi})}/f_y$ o $0.5\sqrt{f'_c(\text{MPa})}/f_y$.

9. La relación entre el área proporcionada ($A_{sh,provided}$) y requerida ($A_{sh,requerida}$) según la ACI 318-14 sección 18.10.6.4 [41], debe ser mayor o igual que 0.7.
10. La relación entre el espaciamiento vertical del refuerzo transversal y el mínimo diámetro del refuerzo (ambos del elemento de borde) debe ser menor o igual que ocho.
11. La distancia centro a centro (h_x) entre las barras de refuerzo longitudinal apoyadas lateralmente debe estar entre 1 in a 9 in (25 mm a 230 mm).
12. Pérdida de resistencia debido a una falla por flexión en tensión o compresión. Se excluyeron los muros que no presentaban una pérdida considerable en la resistencia. También se excluyeron aquellos muros que fallaron por corte (deslizamiento en la base, diagonal de compresión o tracción) o solape previo a la fluencia del refuerzo longitudinal.

Un total de 164 muros fue seleccionado según los criterios anteriores de la base de datos UCLA-RCWalls [66]. En la Figura 5.1 se muestran histogramas de varias variables de este grupo de muros. Se puede destacar que hay 106 muros con un nivel de carga axial ($P/A_g f'_c$) menor al 20%, de los cuales 62 están entre un 5 % y un 10 %. Además, hay 92 muros con un área de refuerzo transversal ($A_{sh,provided}$) que cumple con la cuantía requerida en elementos de borde. También se observan 121 muros con una relación de corte ("shear span") igual o superior a 2. Del resto de los muros, 18 tienen una relación de corte entre 1 y 1.5.

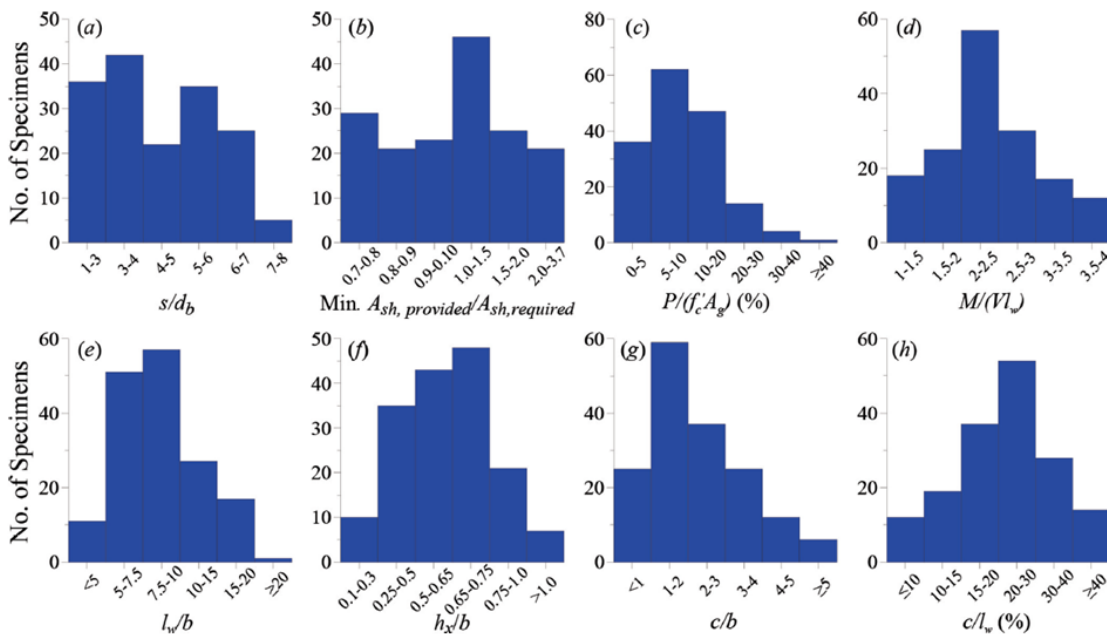


Figura 5.1 Histograma de la base de datos completa [3].

De los 164 muros que componen la base de datos [3], 108 son de forma rectangular, 34 presentan un recercamiento ("barbell") en ambos elementos de borde, 15 muestran una sección transversal tipo T y 2 exhiben geometrías tipo H y L. Además, hay 3 muros que presentan un recercamiento en un solo elemento de borde. En este estudio, se ha decidido eliminar por completo los muros de tipo T, L y H. Esta elección se fundamenta en las limitaciones inherentes al modelo E-SFI al momento de discretizar la sección transversal del muro. La modelación de las alas de estos muros requeriría la realización de un promedio ponderado entre el hormigón confinado presente en los elementos de borde extremos y el hormigón no confinado en el resto

del ala. No obstante, debido a la magnitud de esta sección, es poco probable que el ajuste proporcione resultados precisos y confiables. Finalmente, se ha tomado la determinación de excluir los 3 muros que presentan recrecimiento en un solo elemento de borde. En la base de datos, únicamente se dispone de información referente al recrecimiento, lo que imposibilita su modelación de manera adecuada y detallada. De los 108 muros rectangulares, se ha decidido eliminar un total de 25 muros de la muestra. De este grupo, 24 muros se excluyeron debido a la falta de información esencial para su modelación, mientras que otro muro fue eliminado por presentar armadura diagonal en el alma, una variable que el modelo no contempla en su configuración.

Como resultado de esta selección, la base de datos a modelar está compuesta por 83 muros rectangulares y 34 muros con recrecimiento en ambos elementos de borde. De este conjunto, se logró llevar a cabo con éxito la modelación de 73 muros, lo que representa aproximadamente el 62% del grupo objetivo. Entre estos 73 muros, 43 son rectangulares y cuentan con una altura de corte ("shear span") superior a 1.5, mientras que 15 presentan una altura de corte inferior a 1.5. Además, 11 muros tienen recrecimiento en ambos elementos de borde y su altura de corte es superior a 1.5. La Figura 5.2 muestra los histogramas de las mismas variables que la Figura 5.1, pero enfocados en este grupo de 73 muros. Es relevante destacar que, 68 muros exhiben un nivel de carga axial por debajo del 20 %, siendo que 34 de ellos se encuentran en un rango que va del 10 % al 20 %. Además, se identifican 45 muros con una altura efectiva ("shear span") comprendida entre 2 y 3, y es importante mencionar que ya no se registra ningún espécimen con una altura efectiva superior a 3.5. Paralelamente, se observa que 37 de los muros presentan un largo del eje neutro dentro del intervalo de 1 a 2 veces la longitud del espesor.

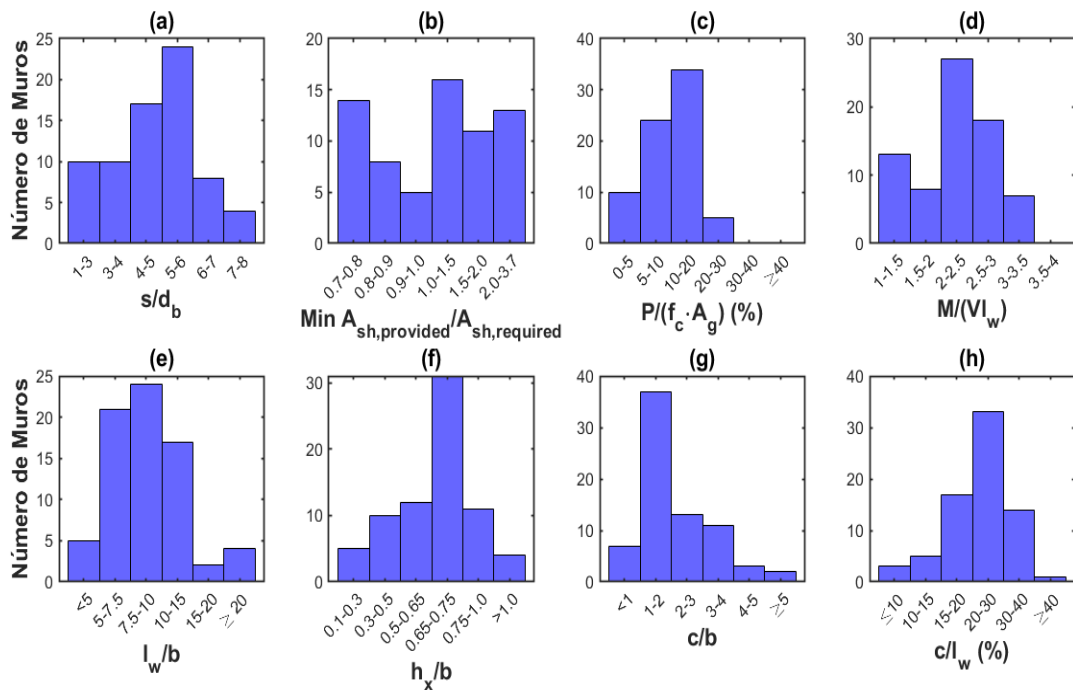


Figura 5.2. Histograma de los 73 muros modelados.

En la Tabla 5.1 se presentan los promedios y desviaciones estándar tanto para la base completa de datos como para los 73 muros modelados de las 8 variables definidas en los

histogramas de las Figura 5.1 y Figura 5.2. Al comparar los promedios de las variables en ambos grupos, se observa que las diferencias son en general relativamente pequeñas. Por ejemplo, el promedio del grupo reducido en la variable s/d_b es ligeramente menor al de la base completa, esta diferencia es de un 6 %, y esta tendencia se mantiene en las otras variables. Esto sugiere que, en términos de valores promedio, el grupo reducido de 73 muros aún captura las tendencias presentes en el conjunto completo de 164 muros. No obstante, al analizar las desviaciones estándar, se advierte que las del grupo reducido tienden a ser mayores en todas las variables. Esto indica que la variabilidad en el grupo de 73 muros es más amplia en comparación con el grupo completo. Un caso particularmente notable es la variable $P/(f_c \cdot A_g)$, donde la desviación estándar del grupo reducido es significativamente mayor que la del grupo completo. La discrepancia en la dispersión se origina debido a la concentración del 83 % de los muros en un rango de carga axial que abarca desde el 5 % hasta el 20 %. Además, se han excluido del análisis todas las muestras que presentaban un nivel de carga axial superior al 30 % y se ha registrado una marcada disminución en la cantidad de muros con una carga axial comprendida entre el 0 % y el 5 %. Este procedimiento convierte a los datos en el rango del 0 % al 5 %, así como aquellos en el intervalo del 20 % al 30 % de carga axial, en valores atípicos, lo que se traduce en un aumento de la desviación estándar del grupo. Con relación a la variable c/l_w , se observa una similitud en el patrón de la variable $P/(f_c \cdot A_g)$. Un 40 % de los muros se sitúa en el intervalo del 20 al 30, mientras que un 10 % y un 1 % se encuentran en los rangos del 0 al 15 e igual o superior a 40, respectivamente. Esto resulta en la consideración de ambos intervalos como valores atípicos, lo cual influye en el incremento de la dispersión. Al cuantificar numéricamente las diferencias tanto del promedio como la desviación estándar, se evidencia que, en la mayoría de las variables, las variaciones entre los promedios son menores al 5 %. Con respecto a las desviaciones estándar, el promedio de las disparidades es del 23 %. Las variables con la mayor discrepancia son c/l_w y $P/(f_c \cdot A_g)$, con un valor del 48 % y 46 % respectivamente. Por otro lado, las variables s/d_b , $Min \frac{A_{sh,provided}}{A_{sh,required}}$, l_w/b y h_x/b presentan una diferencia inferior al 15 %, siendo h_x/b la que exhibe la menor disparidad con un valor del 1 %. En resumen, aunque el grupo reducido de 73 muros logra reflejar los promedios generales de las variables, las diferencias en las desviaciones estándar indican una mayor variabilidad en la muestra.

Tabla 5.1 Promedio y desviación estándar tanto de la base de datos completa como los 73 muros modelados.

Variables	Promedio base completa	Promedio de los 73 muros modelados	σ base completa	σ de los 73 muros modelados
$\frac{s}{d_b}$	4.66	4.36	1.39	1.59
$Min \frac{A_{sh,provided}}{A_{sh,required}}$	1.40	1.32	0.79	0.68
$\frac{P}{f_c \cdot A_g}$	10.65	10.41	5.61	8.19
$\frac{M}{V \cdot l_w}$	2.10	2.36	0.65	0.81
$\frac{l_w}{b}$	9.04	9.34	3.71	4.06

$\frac{h_x}{b}$	0.67	0.63	0.31	0.30
$\frac{c}{b}$	2.09	2.28	1.08	1.30
$\frac{c}{l_w}$	23.29	24.71	7.94	11.77

En la Figura 5.3 se presenta la comparación entre el ajuste lineal de λ_b para la base de datos completa (línea negra) y el subconjunto de 73 muros (línea azul) que se ha logrado modelar de manera exitosa. Al comparar las pendientes de ambos ajustes, se nota que la pendiente del grupo de 73 muros es un 18 % mayor que la del grupo completo, lo que explica la rotación que se observa en la figura. En la misma línea, el coeficiente de posición o deformación base para el grupo de 73 muros es un 2 % superior. Los coeficientes de determinación obtenidos son 0.46 y 0.45 respectivamente. Esto sugiere que los 73 muros modelados exitosamente son lo suficientemente representativos como para proporcionar un nivel de ajuste comparable al de la base de datos completa. Al calcular los coeficientes de determinación R^2 para un ajuste con la forma de la expresión 2.16, se obtiene un valor de 0.63 para la base de datos completa y un valor de 0.62 para el grupo de 73 muros modelados. De esta manera, se llega a la misma conclusión que cuando se realiza el ajuste lineal de λ_b .

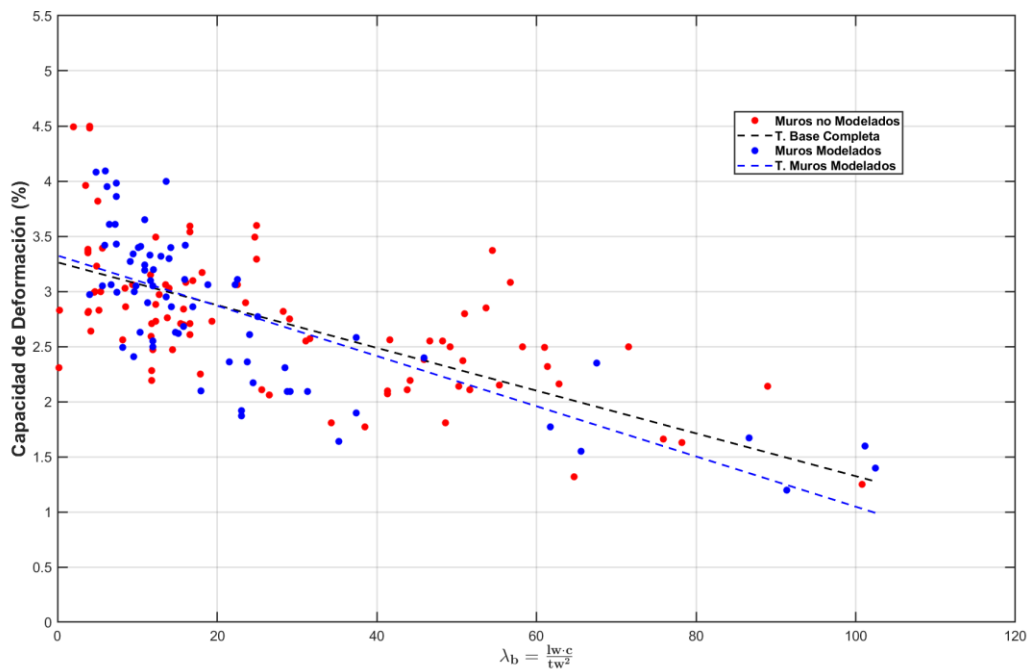


Figura 5.3. Comparación de la variación de la capacidad de deformación versus λ_b entre todos los muros y aquellos que se lograron modelar.

De los 44 muros que no pudieron ser modelados de manera exitosa, 30 de ellos muestran una degradación prematura en la dirección positiva, lo cual provoca dificultades de convergencia al realizar la descarga desde esta dirección y comenzar a cargar en la dirección negativa. Esta forma de falla por compresión es idéntica a la que se aprecia en el muro RWL (ver Figura 4.19).

En los 14 muros restantes no se observó degradación alguna cuando se cargaron hasta una deriva 1.5 veces la de rotura, en la Figura 5.4 se muestran 8 de estos muros. En algunos casos, los muros fueron sometidos a deformaciones iguales al doble de su capacidad última, y no mostraron evidencia de degradación. De los 14 muros, 12 tienen una capacidad a la compresión (f'_c) superior a 40 MPa. Se debe señalar que la deformación última regularizada está directamente relacionada con f'_c ; por lo tanto, a medida que la capacidad a la compresión aumenta, también lo hace la deformación última y, en consecuencia, la ductilidad de los modelos. Esto sugiere una limitación de la metodología reducida que busca capturar el pandeo del refuerzo [6]. En contraste, esta limitación que no se encuentra en el modelo de pandeo no iterativo, ya que no existe una dependencia entre la energía de fractura del hormigón y el pandeo del refuerzo [6, 33]. Por otra parte, los dos muros restantes no presentan un f_c tan alto, su capacidad a la compresión es del orden de 20 MPa. Es posible que la alta ductilidad en uno de ellos se deba a que su nivel de carga axial es cero, lo que por defecto aumenta la capacidad de deformación. El segundo caso, que corresponde a un muro con recrecimiento ("barbell"), su elemento de borde representa un 16 % de la longitud total del muro, propiedad que podría explicar la alta ductilidad del espécimen.

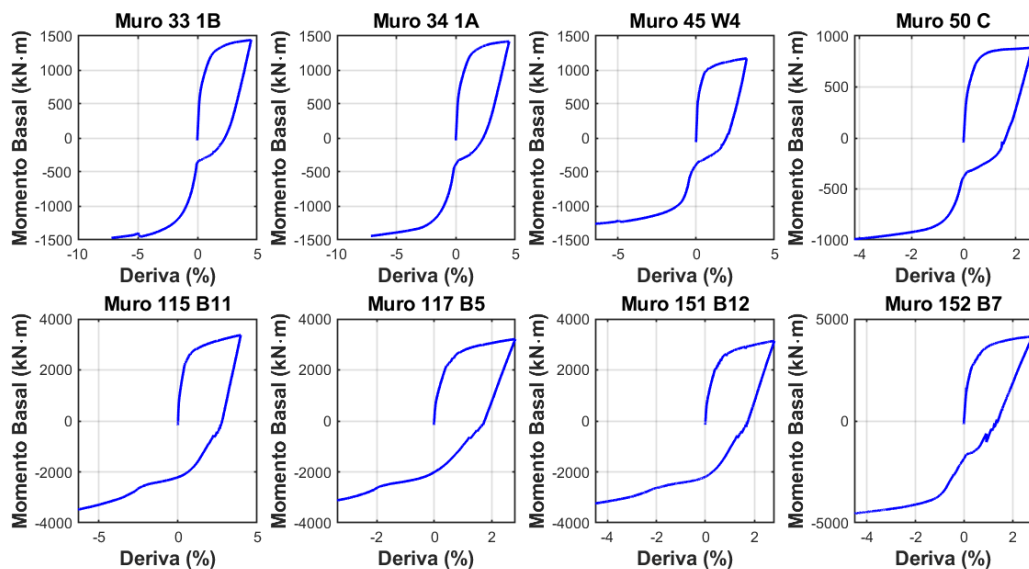


Figura 5.4. Conjunto de muros que no presentan degradación cuando se llevan hasta una deriva de al menos 1.5 veces la de rotura.

5.2. Capacidad de Deformación

En la Figura 5.5 se presenta la relación entre la capacidad de deformación y λ_b para un total de 82 muros, demostrando una fuerte correlación entre la capacidad de deformación y λ_b . De los 82 muros, 73 pertenecen a la base de datos detallada en el capítulo 5.1 Base de Datos [3, 60], mientras que los 9 restantes (M1, M2, M3, SWD-1, SWD-2, SWD-3, RWA, RWB Y RWT) se describen en el capítulo 4.1 Descripción de los Muros y se modelan en el capítulo 4.3 Análisis de Sensibilidad. Es importante señalar que los 4 muros ensayados por Lowes [23] forman parte de los 73 muros de la base de datos. Por lo tanto, los 82 muros modelados representan el 47% del total de 174 muros disponibles. En la Tabla 5.2 se presenta un resumen de los parámetros

característicos que definen el ajuste lineal de λ_b para los distintos grupos de datos establecidos en la Figura 5.5 , los cuales serán discutidos en los párrafos siguientes.

En la Figura 5.5a, la falla por hormigón se representa en color azul y se define como aquella deformación en la que se alcanza una reducción de la capacidad de al menos un 10 %. Por otro lado, la falla por acero se define como la deformación en la que se origina el corte de las barras de refuerzo en el panel 2 de la base, y se representa con color rojo. En la misma figura, se puede observar que el ajuste lineal para λ_b de ambos criterios es muy similar al obtenido a partir de los datos experimentales (línea de color negro). Al comparar las pendientes de ambos criterios con el ajuste experimental, se encuentra que la falla por hormigón difiere en un 0.42 %. Esta pequeña diferencia explica por qué su tendencia se asemeja tanto al ajuste experimental. En el caso de la falla por acero, la diferencia es de un 14 %, lo que causa la ligera inclinación que se aprecia al comparar con el ajuste experimental. Al analizar los coeficientes de determinación, se obtiene un valor de 0.50 para los datos experimentales, mientras que para los casos que fallan según el criterio del hormigón y del acero se obtienen los valores de 0.50 y 0.49, respectivamente. Esto podría sugerir que la falla por hormigón representa de manera más precisa la capacidad de deformación. Sin embargo, al calcular el coeficiente R^2 entre las capacidades de deformación obtenidas por ambos criterios y los valores experimentales, se obtiene un R^2 de 0.12 para la falla por hormigón y 0.51 para la falla por acero. Esto evidencia que, aunque el criterio por hormigón presenta un ajuste lineal muy similar al de los datos experimentales, no es capaz de predecir de manera efectiva por sí mismo la capacidad de deformación última.

En la Figura 5.5b se introduce un criterio combinado, donde se define la capacidad de deformación última como el valor mínimo entre la falla por hormigón (representada en color azul) y la falla por acero (representada en color rojo), 60 muros fallan por el criterio del acero y 22 por el criterio del hormigón. El ajuste lineal para λ_b de este criterio combinado (línea de color magenta) exhibe un coeficiente de determinación R^2 de 0.47, lo cual es inferior a los coeficientes obtenidos por cada criterio por separado. Además, la pendiente de este ajuste difiere en un 13 % respecto a la pendiente del ajuste experimental, diferencia ligeramente menor que la observada en la falla por acero, y que explica la pequeña rotación que se aprecia en relación con el ajuste experimental. Por otra parte, si se calcula el coeficiente de determinación entre la capacidad de deformación experimental y la capacidad estimada por este criterio combinado, se obtiene un R^2 de 0.55. Esto indica que este criterio combinado proporciona una mejor estimación de la capacidad de deformación en comparación con los criterios individuales. En la misma figura, se presentan las líneas de ajuste para el grupo de muros que experimentan una falla según el criterio del hormigón (línea azul) y el criterio del acero (línea roja). La pendiente obtenida del ajuste de los muros que fallan por acero representa aproximadamente $3/4$ de la pendiente del ajuste lineal de los datos experimentales completos, lo que sugiere que este grupo de muros experimenta una degradación ligeramente más rápida que la tendencia global del sistema. El coeficiente de determinación de este ajuste es de 0.46, un valor ligeramente inferior al obtenido cuando se estima el ajuste basándose únicamente en la falla de toda la muestra por el criterio del acero (0.49). En cuanto a la pendiente del ajuste de los muros que fallan por hormigón, esta representa aproximadamente $7/5$ de la pendiente del ajuste lineal de los datos experimentales completos. Esto implica que estos muros experimentan una degradación un poco más lenta que aquellos que fallan por acero. El coeficiente de determinación en este caso es de 0.53, levemente superior al obtenido al considerar que todos los muros fallan según el criterio del hormigón (0.50).

Tabla 5.2 Propiedades del ajuste lineal de λ_b según el tipo de falla.

Tipos de datos	Pendiente ajuste lineal (m)	Coefficiente de posición	Coefficiente de determinación (R^2)
Datos experimentales	-0.024	3.27	0.49
Datos del modelo numérico, falla de acuerdo con el criterio del hormigón, utilizando la base completa	-0.024	3.15	0.49
Datos del modelo numérico, falla de acuerdo con el criterio del acero, utilizando la base completa	-0.020	3.32	0.50
Datos del modelo numérico según el criterio combinado, base completa	-0.021	3.10	0.47
Datos del modelo numérico según el criterio combinado, subconjunto de muros que solamente experimentan fallas de acuerdo con el criterio del hormigón	-0.032	3.34	0.53
Datos del modelo numérico según el criterio combinado, subconjunto de muros que solamente experimentan fallas de acuerdo con el criterio del acero	-0.018	3.05	0.46

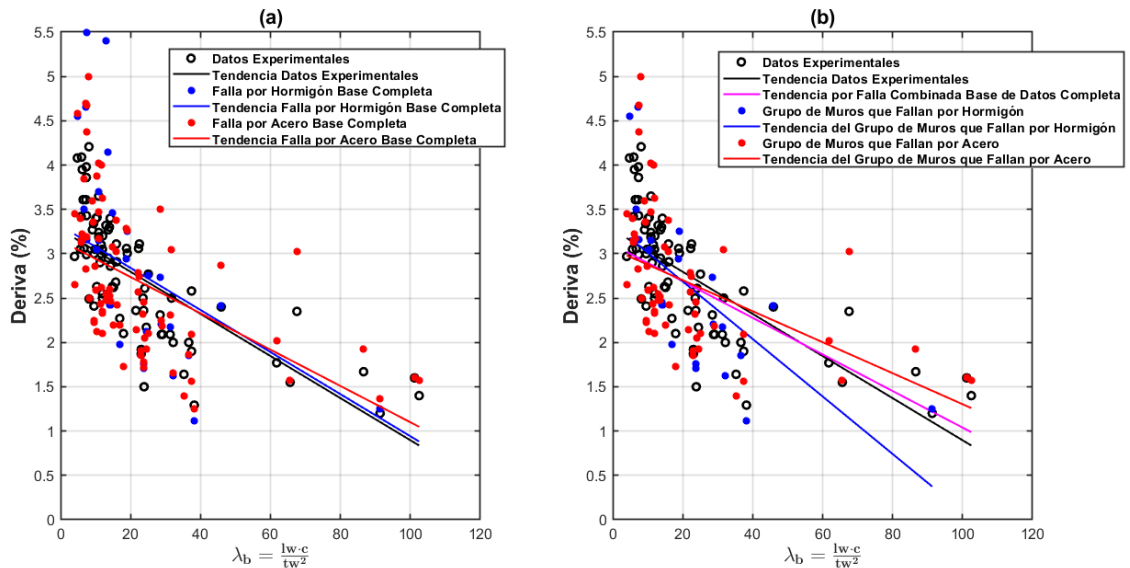


Figura 5.5. Capacidad de deformación versus λ_b . Criterio falla por hormigón y corte del acero para el grupo completo (a); Criterio con menor capacidad de deformación (b).

La Figura 5.6 muestra el histograma del error porcentual al comparar la capacidad de deformación experimental con la capacidad obtenida del modelo numérico según el criterio combinado definido anteriormente. De los 82 muros modelados, 17 de ellos presentan un error entre el 20 % y el 30 % en relación con la capacidad experimental. Asimismo, 39 muros, casi la

mitad de la muestra, tienen un error que oscila entre el 10 % y el 20 %. Finalmente, 26 muros exhiben un error que va del 0 % al 10 %, representando aproximadamente un tercio de los muros modelados. La notable dispersión en la estimación de la capacidad de deformación podría explicar por qué el coeficiente de determinación pasó de ser 0.82 (este valor se obtiene al excluir el muro RWL de la muestra) en los muros modelados en el capítulo 4.3 Análisis de Sensibilidad, a ser 0.55.

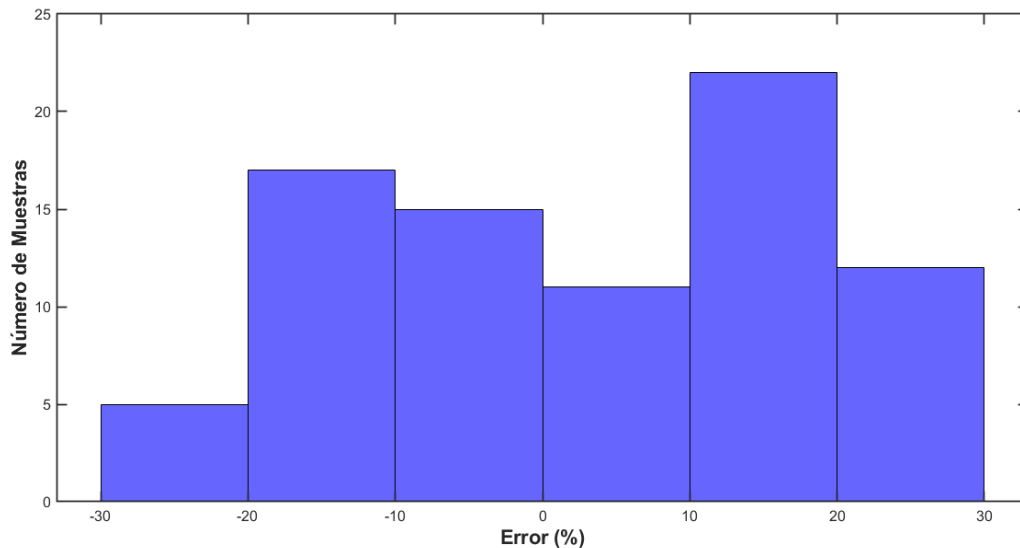


Figura 5.6. Histograma del error en la capacidad de deformación en los 82 muros.

En la Figura 5.7 se presenta la relación entre la capacidad de deformación y λ_b , clasificándolos en función del tipo de muro, su altura efectiva y el criterio de falla, ya sea hormigón (representado por Δ) o acero (representado por o). En esta figura, se identifican 11 muros con recrecimiento (color magenta), de los cuales 8 presentan un modo de falla según el criterio del acero y 3 según el criterio del hormigón. Además, se observan 56 muros rectangulares con una altura efectiva superior a 1.5 (color rojo), de los cuales 37 fallan de acuerdo con el criterio del acero y 19 según el criterio del hormigón. Por último, se encuentran 15 muros rectangulares con una altura efectiva igual o menor a 1.5 (color azul), y todos ellos presentan un modo de falla según el criterio del hormigón. En la misma figura se exhibe el ajuste lineal de λ_b para los distintos grupos de muros: aquellos con recrecimiento (línea continua color magenta), los rectangulares con una altura efectiva superior a 1.5 (línea continua color rojo) e igual o inferior a 1.5 (línea continua color azul). La pendiente del ajuste para los muros rectangulares con altura efectiva superior a 1.5 difiere en un 15 % de la experimental y en un 1 % de la obtenida mediante el modelo numérico con el criterio combinado (línea segmentada color negro). Esto indica que el ajuste tiene una ligera rotación con respecto al experimental (línea continua color negro), pero es prácticamente igual al ajuste global del modelo numérico. Además, el coeficiente de determinación en este caso es 0.52, comparado con el 0.55 obtenido del modelo numérico con el criterio combinado para el conjunto completo de muros. En los muros rectangulares con una altura efectiva igual o inferior a 1.5, la pendiente del ajuste difiere en un 17 % de la experimental, lo que representa una rotación ligeramente mayor que la de los muros rectangulares con una altura efectiva superior a 1.5. En comparación con la pendiente obtenida por el modelo numérico con el criterio de falla combinado para el grupo completo, la diferencia es del 4 %. En este caso,

el coeficiente de determinación es de 0.66, indicando un mejor ajuste y menor dispersión de la metodología definida para este grupo de muros. La pequeña diferencia en la pendiente de ambos grupos sugiere que no existe una disminución diferencial en la capacidad de deformación de los muros rectangulares según su altura de referencia, pero existe un desplazamiento en la deriva base equivalente a una deformación del 0.4 %, lo que sugiere que existe un impacto negativo en la capacidad de deformación en aquellos muros con una altura efectiva inferior a 1.5. En cuanto a los muros con recrecimiento, la pendiente obtenida difiere en un 429 % de la experimental y en un 511 % de la obtenida del modelo numérico con el criterio de falla combinado para el grupo completo. Este fenómeno da lugar a una notoria discrepancia en las curvas. Además, el coeficiente de determinación estimado es de -0.0018, lo que indica que este ajuste no representa de manera adecuada el conjunto de datos. Cabe mencionar que este subconjunto consta de 11 muros y abarca un rango de valores λ_b entre 4 y 14, lo que invalida la posibilidad de identificar una tendencia significativa. Paralelamente, podría argumentarse que ocurre algo similar en el grupo de muros con una altura efectiva inferior a 1.5, dado que está compuesto por 15 muros, lo que corresponde al 18 % del conjunto de datos modelados. No obstante, es importante tener en cuenta que este conjunto abarca un amplio rango de valores λ_b , entre 0 y 65. En la Tabla 5.3 se presentan las propiedades de los ajustes lineales de λ_b correspondientes a los análisis discutidos en el párrafo anterior.

Tabla 5.3 Propiedades del ajuste lineal de λ_b según el tipo de muro.

Tipos de datos	Pendiente ajuste lineal (m)	Coeficiente de posición	Coeficiente de determinación (R^2)
Muros con recrecido	-0.13	3.94	-0.0018
Muros rectangulares con una altura efectiva menor o igual a 1.5	-0.020	3.15	0.66
Muros rectangulares con una altura efectiva superior a 1.5	-0.020	3.32	0.52

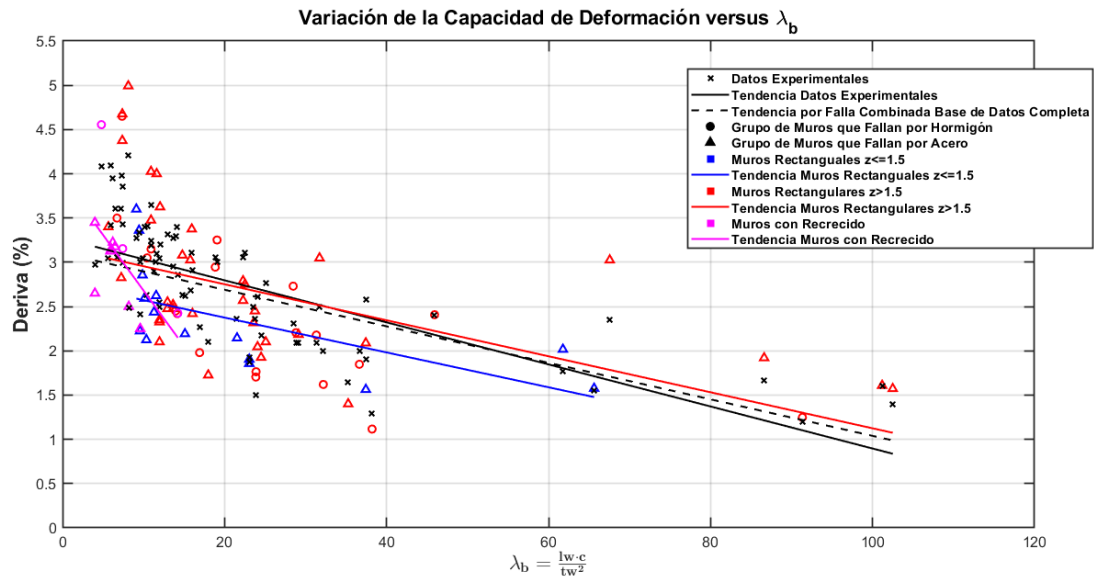


Figura 5.7. Capacidad de deformación versus λ_b , separando en muros con recrecido, muros rectangulares con una altura equivalente superior a 1.5 y muros rectangulares con una altura equivalente igual o inferior a 1.5.

En la Figura 5.8 se ilustra el impacto de la demanda de corte en la capacidad de deformación. Los muros con una demanda de corte modesta a baja se representan en color azul, lo que significa que $v_{max}/\sqrt{f'_c} \leq 0.42 \text{ MPa}$. Por otro lado, los muros con una demanda alta se marcan en color rojo, denotando $v_{max}/\sqrt{f'_c} > 0.42 \text{ MPa}$. De los 82 muros modelados, 52 muestran una demanda de corte baja a modesta, mientras que 30 presentan una demanda alta. En la figura se observa claramente cómo los muros con una demanda de corte mayor experimentan un impacto negativo en su capacidad de deformación. Al comparar los ajustes experimentales de ambos grupos, se nota un desplazamiento en la deriva base equivalente a una deformación del 0.4 %. En el caso del ajuste del modelo numérico, esta diferencia en la deriva base equivale a una deformación del 0.7 %. La pendiente del ajuste lineal para el grupo de muros con una demanda de corte baja a modesta difiere en un 16 % en comparación con la pendiente obtenida del ajuste del grupo total y específico de los datos experimentales. Esta diferencia explica la ligera rotación observable entre las curvas. Por otro lado, si se compara la pendiente con el ajuste del modelo numérico utilizando el criterio combinado para el grupo completo de muros, la diferencia es del 3 %. El coeficiente de determinación para este grupo de muros es 0.34 según el ajuste del modelo numérico y 0.56 cuando se realiza el ajuste con los datos experimentales específicos de este grupo. Esto indica que hay cierta dispersión en los datos, pero que el modelo numérico logra capturar la tendencia de manera adecuada en este grupo. Por otro lado, en los muros con una demanda de corte alta, la pendiente del ajuste difiere en un 10 % y 18 % de la experimental cuando se ajusta el grupo total y el grupo específico, respectivamente. Esta diferencia explica la rotación más pronunciada que se observa en la figura. Si se compara la pendiente con el ajuste del modelo numérico utilizando el criterio combinado para el grupo completo de muros, la diferencia es del -4 %. En este caso, el coeficiente de determinación es 0.39, un valor ligeramente superior al ajuste obtenido del modelo numérico para los muros con una demanda de corte baja a modesta, pero sigue siendo inferior al ajuste obtenido de los datos experimentales para este grupo, el cual es de 0.56. De esta manera, este conjunto de muros, aunque presenta un coeficiente de ajuste superior al de los muros de demanda baja y modesta, su pendiente muestra

una diferencia ligeramente mayor a la experimental. Sin embargo, el modelo numérico logra capturar de manera razonable la tendencia en los datos, indicando que este grupo de muros posee una pendiente y deformación base menor. Al clasificar los muros de acuerdo con su nivel de demanda de corte, se obtiene la misma correlación que al separarlos según su altura efectiva (Figura 5.7). Esto es previsible debido a que a medida que la altura efectiva ("shear span") disminuye, las demandas de corte tienden a aumentar. En la Tabla 5.4 se presentan las propiedades de los ajustes lineales de λ_b , correspondientes a los análisis discutidos en el párrafo anterior.

Tabla 5.4 Propiedades del ajuste lineal de λ_b según la demanda de corte.

Tipos de datos	Pendiente ajuste lineal (m)	Coefficiente de posición	Coefficiente de determinación (R^2)
Datos numéricos demanda de corte $v_{max}/\sqrt{f'_c} \leq 0.42 \text{ MPa}$	-0.021	3.35	0.34
Datos experimentales demanda de corte $v_{max}/\sqrt{f'_c} \leq 0.42 \text{ MPa}$	-0.024	3.43	0.56
Datos numéricos demanda de corte $v_{max}/\sqrt{f'_c} > 0.42 \text{ MPa}$	-0.020	2.69	0.39
Datos experimentales demanda de corte $v_{max}/\sqrt{f'_c} > 0.42 \text{ MPa}$	-0.026	3.05	0.56

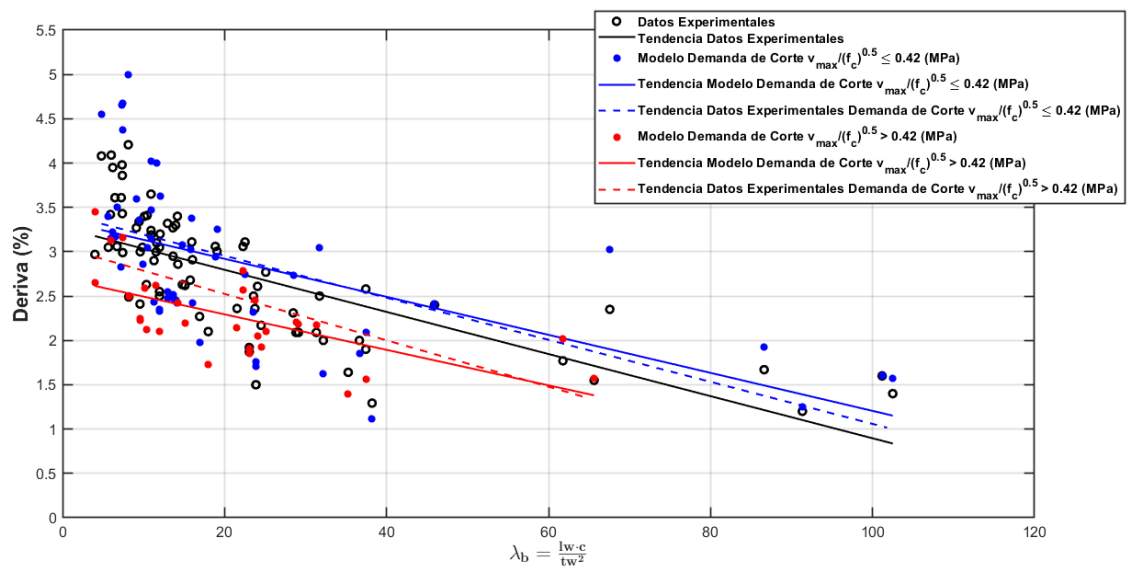


Figura 5.8. Impacto de la demanda de corte, capacidad de deformación versus λ_b .

En la Figura 5.9 se muestra el efecto del nivel de carga axial en la capacidad de deformación de los muros. Aquellos con un nivel de carga axial $P/(f_c \cdot A_g) \leq 10$ se representan en color azul, mientras que los muros con un nivel $P/(f_c \cdot A_g) > 10$ se muestran en color rojo. Dentro de los 82 muros modelados, 44 presentan un nivel de carga axial igual o inferior al 10 %, mientras que 38 tienen un nivel de carga superior al 10 %. Al comparar los ajustes experimentales de ambos grupos, se observa un desplazamiento en la deriva base equivalente a una deformación del 0.1

% . Con relación al ajuste del modelo numérico, esta diferencia en la deriva base equivale a una deformación del 0.3 %. La pendiente del ajuste lineal para el grupo de muros con un nivel de carga axial igual o inferior al 10 %, obtenida a partir del modelo numérico, difiere en un 6 % con respecto a la pendiente del ajuste del conjunto completo de datos experimentales, y en un 17 % con respecto a la pendiente del grupo específico. Estas diferencias explican la leve rotación observada entre las curvas. Por otro lado, al comparar la pendiente del ajuste del modelo numérico utilizando el criterio combinado para el conjunto completo de muros, la diferencia es del 8 %. El coeficiente de determinación para este grupo de muros específicos es 0.18 según el ajuste del modelo numérico y 0.41 al realizar el ajuste con los datos experimentales. Esto indica una dispersión considerable en los datos, pero el modelo numérico logra capturar razonablemente la tendencia de este conjunto de muros. En el caso de los muros con una demanda de carga axial superior al 10 %, la pendiente del ajuste de los datos numéricos difiere en un 24 % y 19 % de la experimental cuando se ajusta el conjunto total y solo al grupo específico, respectivamente. Esta diferencia explica la rotación más marcada observada en la figura. Al comparar la pendiente del ajuste del modelo numérico utilizando el criterio combinado para el conjunto completo de muros, la diferencia es del 12 %. En este caso, el coeficiente de determinación es 0.36, el doble del ajuste obtenido del modelo numérico para los muros con una demanda de carga axial igual o inferior al 10 %, pero sigue siendo inferior al ajuste obtenido de los datos experimentales para este grupo, que es de 0.56. Aunque se aprecia una ligera rotación en las líneas de tendencia en ambos grupos, esta no se refleja en el ajuste de los datos experimentales. Así, es evidente que no existe una tendencia significativa entre el nivel de carga axial (en un rango del 0 % al 30 %) y la capacidad de deformación. Además, se observa que el coeficiente λ_b incorpora el impacto de la carga axial a través de la profundidad del eje neutro (c). En la Tabla 5.5 Tabla 5.4 se presentan las propiedades de los ajustes lineales de λ_b correspondientes a los análisis discutidos en el párrafo anterior.

Tabla 5.5 Propiedades del ajuste lineal de λ_b según el nivel de carga axial.

Tipos de datos	Pendiente ajuste lineal (m)	Coefficiente de posición	Coefficiente de determinación (R^2)
Datos numéricos nivel de carga axial $P/(f_c \cdot A_g) \leq 10$	-0.022	3.22	0.18
Datos experimentales nivel de carga axial $P/(f_c \cdot A_g) \leq 10$	-0.027	3.32	0.41
Datos numéricos nivel de carga axial $P/(f_c \cdot A_g) > 10$	-0.018	2.93	0.36
Datos experimentales nivel de carga axial $P/(f_c \cdot A_g) > 10$	-0.022	3.23	0.56

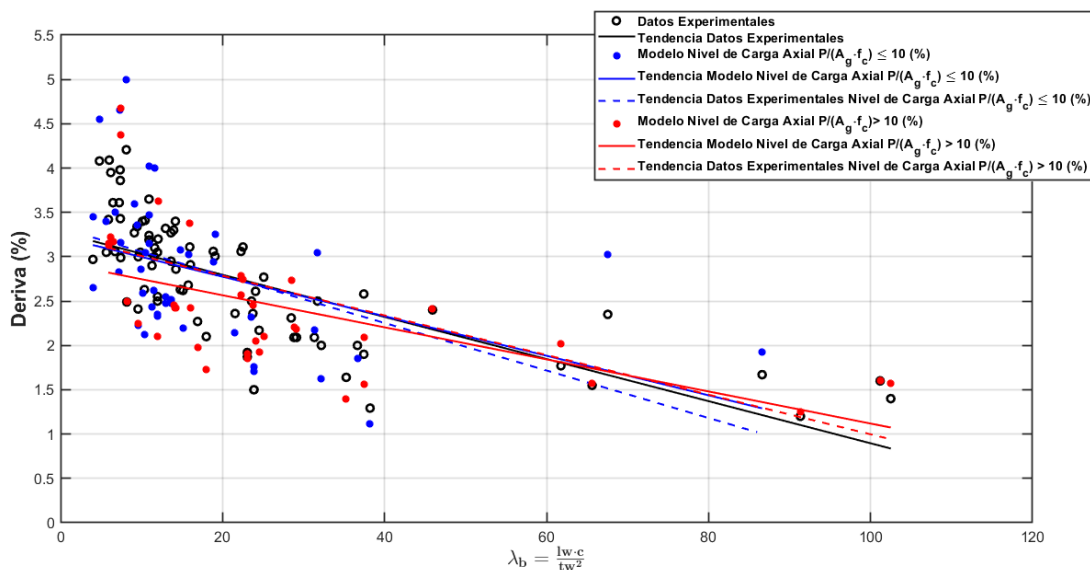


Figura 5.9. Impacto del nivel de carga axial, capacidad de deformación versus λ_b .

5.2.1. Efecto de la Esbeltez en la Ductilidad

Para analizar el impacto de la esbeltez (λ_b) en la ductilidad, se toman en consideración los muros ensayados por Jara [22]. Estos muros conforman una familia en la cual el parámetro que varía entre las muestras es el espesor (de Muro M1 a M2) y la longitud (de Muro M2 a M3), mientras que las demás variables permanecen prácticamente constantes. Esto es evidente al observar la Tabla 5.6, donde, si bien se pueden notar cuantías diferentes, estas en realidad equivalen a la misma cantidad total de refuerzo. Además, la disposición y distribución del refuerzo transversal en el elemento de borde es idéntica, lo que mantiene constante el factor α definido por Abdullah y Wallace [3]. Al comparar la altura de corte (“shear span”), se nota que el muro M3 es aquel con la menor altura. Sin embargo, si se estima la altura equivalente de las tres probetas, todas arrojan el mismo valor de 2800 mm. La aparente discrepancia en $M/(Vl_w)$ se debe a que el muro M3 tiene una longitud mayor. Con relación al nivel de carga axial, la diferencia observada entre el muro M1 y M3 es del 12 %, mientras que en la demanda de corte $v_{max}/\sqrt{f'_c}$ esta diferencia alcanza el 20 %. Sin embargo, el muro M3 es el que muestra la mayor demanda de corte, a diferencia del nivel de carga axial, donde el muro M1 lidera. Al comparar las diferencias entre el muro M2 y el resto, las mayores disparidades son con respecto al muro M1. Estas son del 7 % y 12 % para el nivel de carga axial y la demanda de corte, respectivamente. En lo que respecta a la esbeltez (λ_b), las diferencias entre los muros M1 y M2 alcanzan el 57 %, mientras que entre los muros M2 y M3 la diferencia se reduce al 50 %. Esto refleja que la variable λ_b es la que muestra la mayor variabilidad en este análisis.

Tabla 5.6 Propiedades de los muros ensayados por Jara [22].

ID	h_w (mm)	l_w (mm)	t_w (mm)	$\frac{l_w}{t_w}$	$\frac{c}{t_w}$	λ_b	$\frac{v_{max}}{\sqrt{f'_c}}$ (MPa)	$\rho_{h,web}$ (%)	$\rho_{v,web}$ (%)	ρ_{bound} (%)	α	$\frac{M}{Vl_w}$	$\frac{P}{A_g f'_c}$	Deriva (%)
M1	2650	900	150	6.0	1.35	8.12	0.28	0.34	0.31	4.29	60	3.11	9.11	4.21
M2	2650	900	100	9.0	2.12	19.08	0.33	0.50	0.46	6.43	60	3.11	8.43	3.01

M3	2650	1350	100	13.5	2.83	38.21	0.35	0.50	0.46	6.43	60	2.07	7.99	1.29
----	------	------	-----	------	------	-------	------	------	------	------	----	------	------	------

La Figura 5.10 exhibe las envolventes numéricas (curvas en color rojo) del corte versus el desplazamiento de techo para los tres muros. En tono azul, se presenta la histéresis experimental correspondiente a cada uno. En términos generales, en el ciclo de carga positivo se aprecia una discrepancia de la capacidad máxima entre el modelo y los datos experimentales del 17 %, 21 % y 26 % para los muros M1, M2 y M3, respectivamente. Con respecto a la rigidez inicial en la misma dirección de carga, los muros M2 y M3 son los que presentan una mayor diferencia, sobresaliendo especialmente el muro M3. En la dirección de carga negativa, las diferencias en la capacidad máxima son del 6 %, 11 % y 1 % en los muros M1, M2 y M3, respectivamente. En la misma figura, se identifica con un triángulo negro el punto de capacidad máxima de la envolvente cuando se carga en la dirección negativa. Por otro lado, se define con un cuadrado negro el criterio del hormigón, el cual corresponde a la deriva en la cual se produce una reducción de la capacidad de al menos el 10 %. En el caso del muro M1, este punto coincide con el criterio del acero, siendo este marcado con un círculo negro. No obstante, en los muros M2 y M3, la deriva que cumple el criterio del acero es mayor que la del hormigón. El criterio del acero se establece como la deriva en la cual la capacidad en compresión del refuerzo longitudinal en el panel 2 (el panel más solicitado del elemento de borde) se reduce a cero. Con un rombo negro se establece la deriva en la cual se logra una deformación unitaria en compresión del 0.003 en panel más solicitado, y esto se observa en todos los muros cercano al 1 %. En los muros M1 y M2, este punto se presenta mucho antes de alcanzar la capacidad máxima. En contraste, en el muro M3, se llega a la capacidad máxima antes de llegar a la deformación en compresión del 0.003.

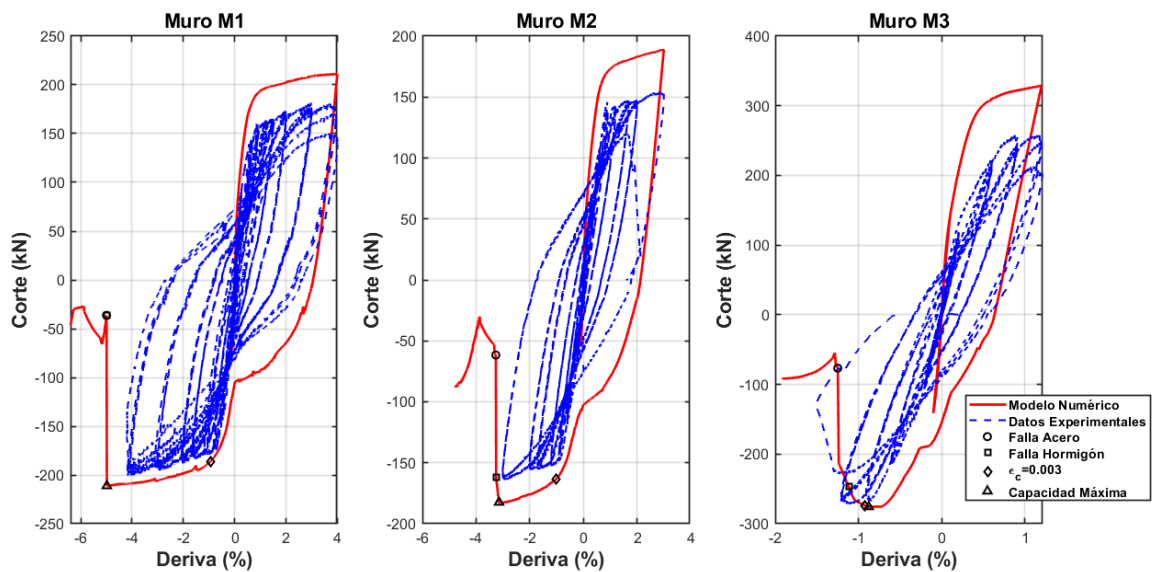


Figura 5.10. Envolvente corte versus desplazamiento de techo muros M1, M2 y M3.

La Figura 5.11 ilustra las variaciones en la deformación unitaria en compresión en el extremo del muro (a), la curvatura del elemento de la base (b) y el eje neutro (c), todos en función del desplazamiento de techo. Se utiliza la misma nomenclatura de símbolos y colores que en la Figura 5.10 es decir, el criterio del hormigón se representa con un cuadrado negro, el criterio del acero con un círculo negro y la capacidad máxima con un triángulo negro. Al comparar las deformaciones unitarias, la curvatura y la longitud del eje neutro entre el muro M1 (línea de color

azul) y M2 (línea de color rojo), se observa que todas son prácticamente iguales y siguen la misma tendencia hasta la deriva en la que se alcanza la capacidad máxima del muro M2. A partir de este punto, tanto las deformaciones unitarias como la curvatura y el eje neutro del muro M2 comienzan a aumentar de manera acelerada, alcanzando primero la deriva que cumple con el criterio del hormigón y luego el del acero. En lo que respecta al muro M3 (línea de color magenta), la curvatura es idéntica a la de los muros M1 y M2. Sin embargo, comienza a aumentar de manera acelerada cuando se alcanza la deriva que cumple con el criterio del acero. En cuanto a las deformaciones unitarias en compresión y la longitud del eje neutro, ambas experimentan un aumento acelerado en prácticamente todo el ciclo de carga.

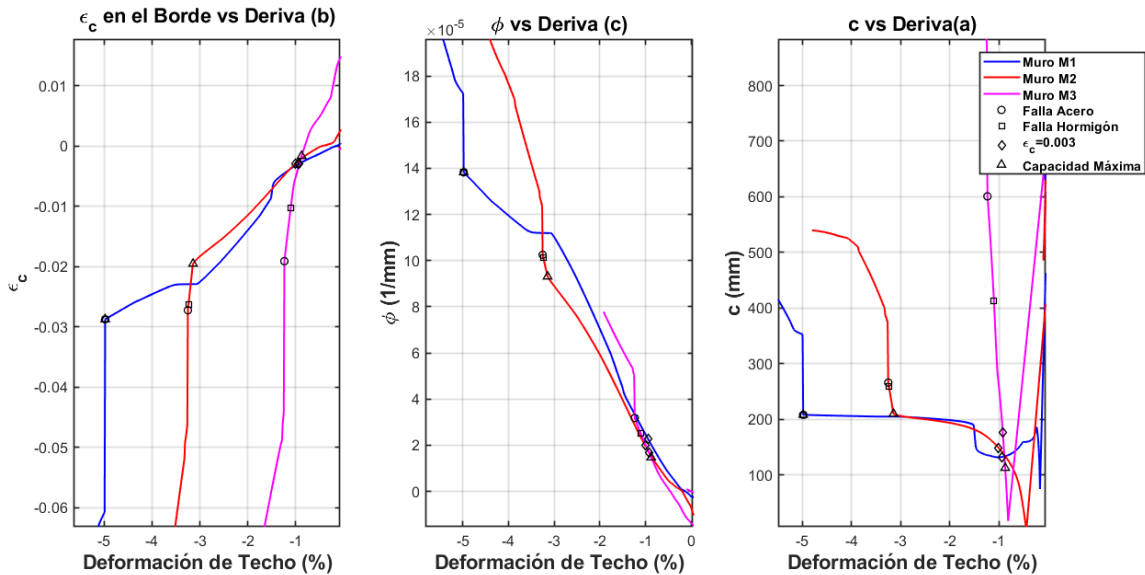


Figura 5.11. Deformación unitaria, curvatura y eje neutro versus la deformación de techo. Deformación unitaria (a); Curvatura (b); Eje neutro (c).

La Figura 5.12 muestra las histéresis de tensión versus deformación del hormigón en la dirección principal 1 de los paneles 1 (a) y 2 (b) en el elemento de la base. Estos representan, en la sección transversal, el hormigón de recubrimiento y el hormigón confinado más solicitado del elemento de borde, respectivamente. Se emplea la misma nomenclatura de símbolos y colores que en la Figura 5.10 y la Figura 5.11, donde el criterio del hormigón se denota con un cuadrado negro, el criterio del acero con un círculo negro y la capacidad máxima con un triángulo negro. En líneas generales, se puede observar una marcada similitud entre las histéresis tanto del hormigón no confinado como del hormigón confinado en todos los muros. Esto es comprensible debido a que la capacidad a compresión del hormigón no confinado es prácticamente uniforme en todos los casos. Además, es importante señalar que la cantidad y disposición del refuerzo longitudinal y transversal es idéntica en todos los muros. Al analizar el muro M1, se nota que al llegar al punto de capacidad máxima (triángulo), el hormigón de recubrimiento (Figura 5.12a) ya ha alcanzado su capacidad residual máxima y está deformándose de manera plástica. Por otro lado, en el caso del muro M2, cuando se alcanza la capacidad máxima, tanto el hormigón no confinado como el confinado ya se encuentran degradando y están muy cerca de sus respectivas capacidades residuales. En cuanto al muro M3, al llegar a su capacidad máxima, el hormigón confinado de la sección (Figura 5.12b) está comenzando recién a degradar su resistencia.

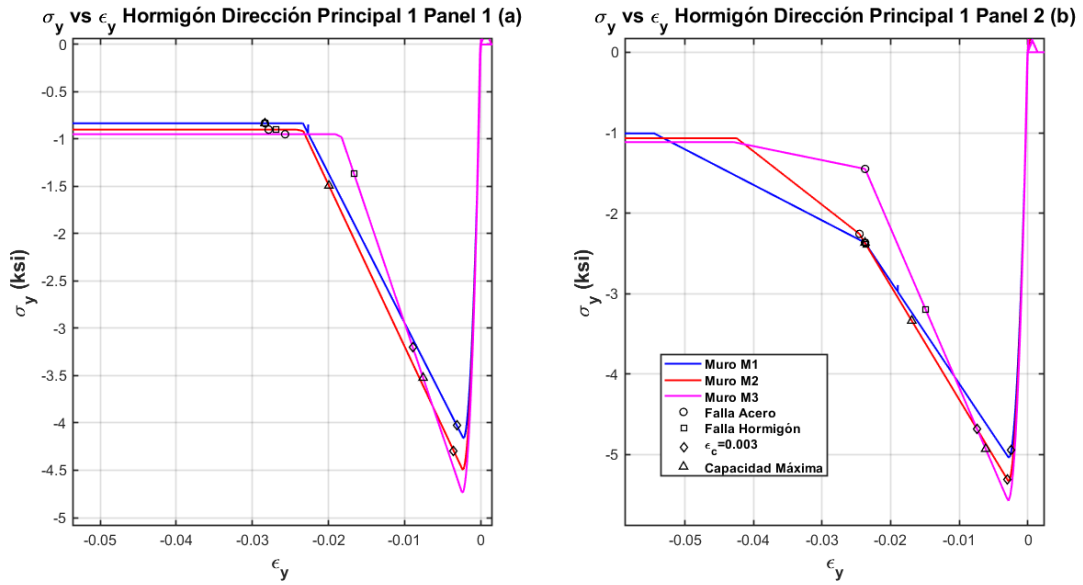


Figura 5.12. Histéresis dirección principal 1 del hormigón. Panel 1 del elemento de la base (a); Panel 2 del elemento de la base (b).

Figura 5.13 exhibe la relación entre la tensión y la deformación en el acero longitudinal del panel 2 del elemento de la base. En la figura se sigue la misma nomenclatura de símbolos y colores que se ha empleado en la Figura 5.10, la Figura 5.11 y la Figura 5.12, donde el criterio del hormigón está representado por un cuadrado negro, el criterio del acero por un círculo negro y la capacidad máxima por un triángulo negro. En esta figura, es notable que las compresiones en el acero de los muros M1 y M2 aumentan prácticamente de manera similar, lo cual se alinea con lo observado en la Figura 5.11a. Por otro lado, el muro M3 muestra un incremento acelerado en las deformaciones cuando el acero comienza a comprimirse, una tendencia que también se aprecia en la Figura 5.11a. En la Figura 5.13b se muestra un acercamiento de las compresiones justo antes de que la capacidad del acero se reduzca a cero.

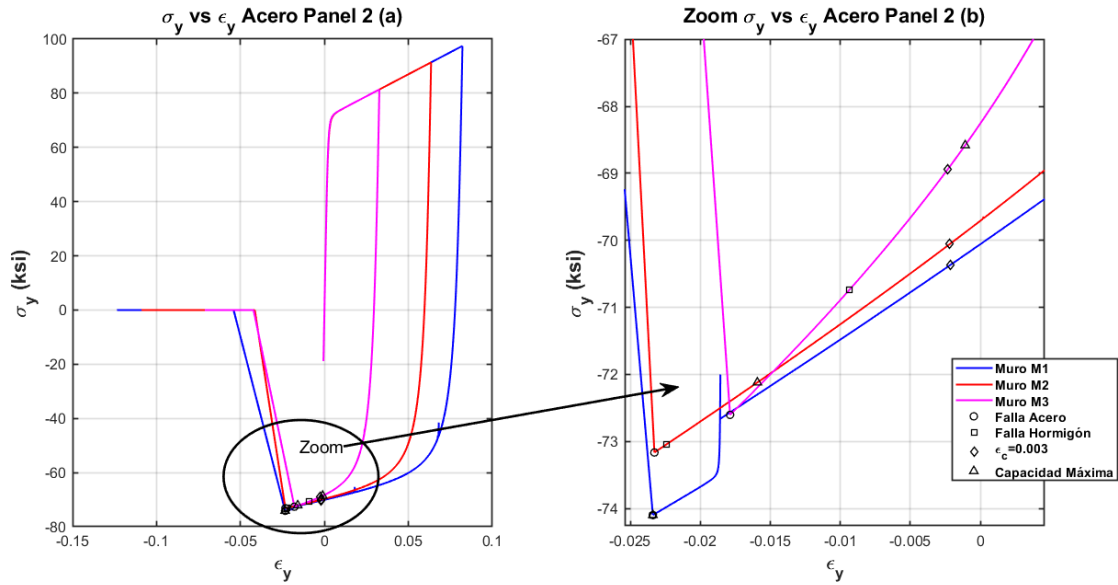


Figura 5.13. Histéresis del acero panel 2 del elemento de la base. Vista completa de la histéresis (a); Acercamiento en la zona de compresiones de la histéresis (b).

Como se ha mencionado previamente, tanto la curvatura (Figura 5.11b) las deformaciones unitarias en compresión máximas (Figura 5.11a) y el eje neutro (Figura 5.11c) son prácticamente idénticos o siguen una tendencia similar en los muros M1 y M2 hasta una deriva del 3.14 % (capacidad máxima del muro M2). En este sentido, el perfil de deformaciones unitarias a lo largo de la sección transversal es equivalente o muy similar en cualquier punto. En el punto de máxima capacidad (triángulo negro en la Figura 5.10) del muro M2, tanto el hormigón no confinado del recubrimiento (Figura 5.12a) como el hormigón confinado en el elemento de borde (Figura 5.12b) presentan un grado significativo de degradación en su resistencia, aproximándose a la capacidad residual última. En detalle, el hormigón no confinado ha perdido un 67 % de su resistencia, mientras que el hormigón confinado ha disminuido un 41 %. Para el mismo nivel de capacidad máxima en el muro M1, los porcentajes de degradación son del 79 % y 42 % para el hormigón no confinado y confinado, respectivamente. Las disparidades en los niveles de degradación del hormigón entre ambos muros se originan debido a que la capacidad a compresión del hormigón no confinado en el muro M2 (31 MPa) es levemente superior a la del muro M1 (28.7 MPa). Además de ello, esta diferencia también influye en que el hormigón confinado del muro M2 exhiba una energía de fractura y capacidad residual ligeramente más alta. A pesar de esto, la resistencia del muro M2 se degrada prematuramente debido a su menor espesor (una reducción del 33 % en comparación con el muro M1), lo que reduce de manera proporcional el área del hormigón confinado en el elemento de borde (paneles 2 y 3). En consecuencia, cuando se alcanza la máxima capacidad y se produce una considerable degradación del hormigón de recubrimiento en el panel 1, la menor área transversal del hormigón confinado en el panel 2 no puede mantener el equilibrio con una profundidad constante del eje neutro. Como resultado, dicha profundidad debe aumentar para conservar el equilibrio en la sección (Figura 5.11c), lo que da lugar a un incremento en la curvatura (Figura 5.11b), las deformaciones unitarias en compresión máxima (Figura 5.11a) y, por consiguiente, las deformaciones del acero (Figura 5.13). Este conjunto de cambios desencadena un fallo prematuro en el muro M2. Sin embargo, este fenómeno no se observa en el muro M1 debido a su mayor área transversal, que no requiere un aumento en la

profundidad del eje neutro para mantener el equilibrio en la sección transversal cuando se el hormigón no confinado alcanza su capacidad ultima o cerca. De hecho, la Figura 5.11a y Figura 5.11b revelan un ligero cambio en las tendencias de las deformaciones unitarias y la curvatura al alcanzar una deriva del 3.14 % (máxima capacidad del muro M2), demostrando una pérdida en el hormigón no confinado (Figura 5.12a). Sin embargo, esto pone de manifiesto que el hormigón confinado en el panel 2 puede mantener el equilibrio de manera efectiva hasta llegar a una deriva del 4.99 %, momento en el cual se cumplen simultáneamente los criterios del acero y del hormigón.

En el caso del muro M3, al observar la relación entre la curvatura y el desplazamiento de techo (Figura 5.11b), se nota que esta es prácticamente constante para los tres muros, mostrando diferencias solo al superar el criterio del acero. Junto a la mayor longitud del eje neutro en el muro M3 (Figura 5.11c), es directo que las deformaciones unitarias en compresión (Figura 5.11a) deben ser mayores para mantener constante la curvatura de la sección. Cuando se observan los estados del hormigón no confinado (Figura 5.12a) y confinado (Figura 5.12b) en el punto de máxima capacidad, el muro M3 ya presenta reducciones del 25 % y 12 % en sus capacidades, respectivamente. En contraste, los muros M1 y M2 aún no han entrado en la zona de degradación. Si examinamos las deformaciones del refuerzo longitudinal, el muro M3 experimenta un mayor aumento en la zona de compresiones en comparación con los otros muros (Figura 5.13), lo que tiene directa relación con las mayores deformaciones unitarias en el borde de la sección (Figura 5.11a). Como se mencionó previamente, el muro M3 es afectado por dos variables: la reducción de su espesor, que ya se explicó cómo impacta en la capacidad de deformación; y la longitud del muro. Dado que el muro M3 presenta una curvatura idéntica al resto, pero con un eje neutro más largo, las deformaciones unitarias son naturalmente mayores. Además, considerando la expresión 5.1, que estima el desplazamiento de techo último (δ_u) en función de la curvatura última (ϕ_u), la longitud de la rótula plástica (l_p) y la altura del muro (h_w), se puede definir la expresión 5.2, que relaciona la tasa de crecimiento de la deformación unitaria $\varepsilon_c/(\delta_u/h_w)$, junto con la longitud del eje neutro (c) y el largo del muro (l_w). En este contexto, mientras mayor sea la relación c/l_w , mayor será la tasa de crecimiento $\varepsilon_c/(\delta_u/h_w)$, lo cual ocurre en el muro M3.

$$\delta_u = \phi_u l_p h_w = \frac{\varepsilon_c l_w}{c} \frac{h_w}{2} \quad 5.1$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\left(\frac{\delta_u}{h_w}\right)} = 2 \frac{c}{l_w} \quad 5.2$$

En la Figura 5.14 se muestra un esquema que resume los puntos clave que explican y facilitan el entendimiento del fenómeno descrito anteriormente.

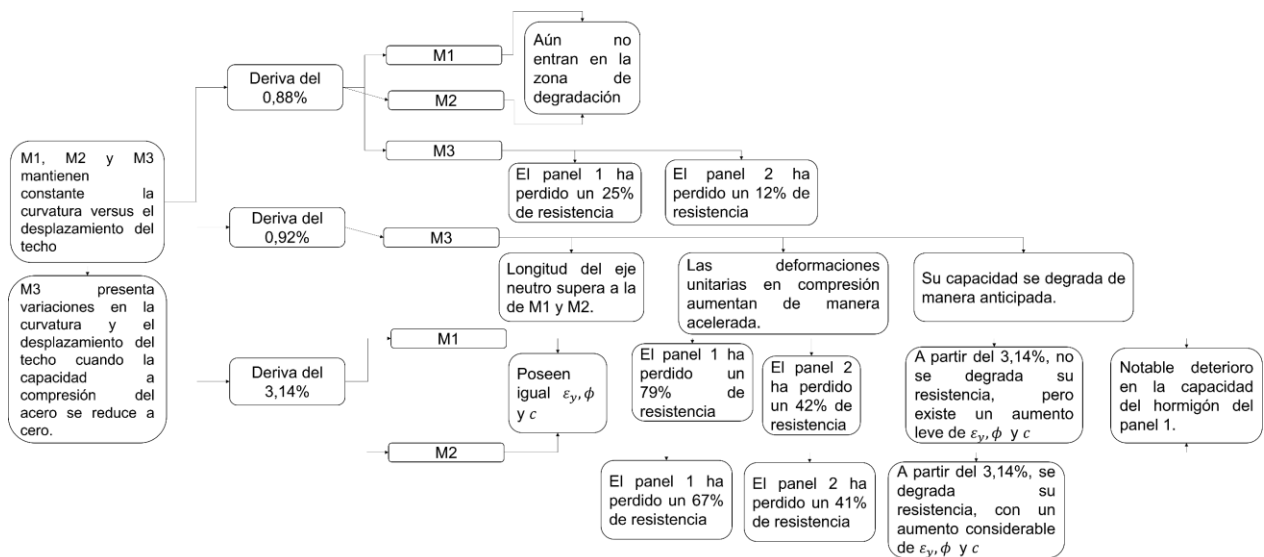


Figura 5.14 Esquema resumen con los puntos claves.

El análisis previo nos revela que al reducir el espesor y aumentar la longitud de un muro, manteniendo constantes las demás relaciones, se establece un umbral mínimo de confinamiento que determina la ductilidad del muro, el cual se alcanza en los ensayos de Jara [22]. La magnitud de este confinamiento mínimo depende del nivel de confinamiento en la muestra. Si al ocurrir la pérdida del hormigón de recubrimiento, el nivel de confinamiento en la sección no es apropiado con relación al espesor del muro, el hormigón confinado en el elemento de borde más solicitado no será capaz de mantener el equilibrio con una profundidad constante del eje neutro. Esto ocasionará un aumento en la profundidad del eje neutro para mantener dicho equilibrio, lo que, a su vez, incrementará las deformaciones unitarias y la curvatura. Esto se traducirá en una reducción de la capacidad de deformación del muro. Siguiendo esta premisa, si aumentamos el nivel de confinamiento en el muro M2, deberíamos retrasar su falla, ya que, en el momento de perder el recubrimiento, la muestra aún conservaría una capacidad residual significativa en el hormigón confinado. No obstante, esta lógica no se aplicaría al muro M3. Esto se debe a que, incluso si aumentáramos el nivel de confinamiento, la limitación de la inestabilidad lateral en la muestra persistiría. De esta restricción surge la noción de un nivel mínimo de confinamiento.

En la Figura 5.15 se ilustra el comienzo del desprendimiento del hormigón de recubrimiento en los ensayos experimentales realizados por Jara [22]. Tanto el muro M1 como el M2 muestran que este desprendimiento inicia en el primer ciclo, cuando se alcanza un nivel de deriva del 1.65 %, durante la carga en la dirección negativa. Por otro lado, en el caso del muro M3, el inicio se da en el primer ciclo en un nivel de deriva del 1.2 %. La Figura 5.16 presenta el punto en el cual ocurre una pérdida sustancial del recubrimiento. Para los muros M1 y M2, a una deriva del 3 % se produce la pérdida significativa del hormigón de recubrimiento; en el caso del muro M1, esto sucede en el primer ciclo de carga, mientras que en el muro M2 ocurre en el segundo ciclo. Para el muro M3, dicha pérdida relevante ocurre en el segundo ciclo del nivel de deriva del 1.2 %. Estos puntos se alinean bastante con las deformaciones de techo en las cuales se alcanza la capacidad residual última del hormigón no confinado en los modelos numéricos. Esto valida el análisis descrito en este capítulo con relación a las derivas en las cuales se alcanza la capacidad residual última del hormigón de recubrimiento, tal como se observa en el modelo, y contribuye a la comprensión del efecto de la esbeltez en la capacidad de deformación.

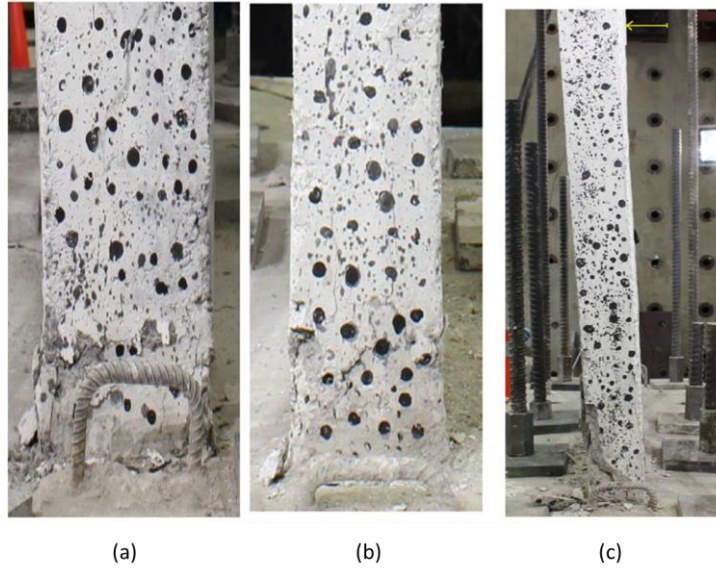


Figura 5.15 Inicio del descascaro del hormigón. Muro M1 deriva del 1.65 % primer ciclo (a); Muro M2 deriva del 1.65 % primer ciclo (b); Muro M3 deriva de 1.2 % primer ciclo (c) (adaptada de Jara [22]).

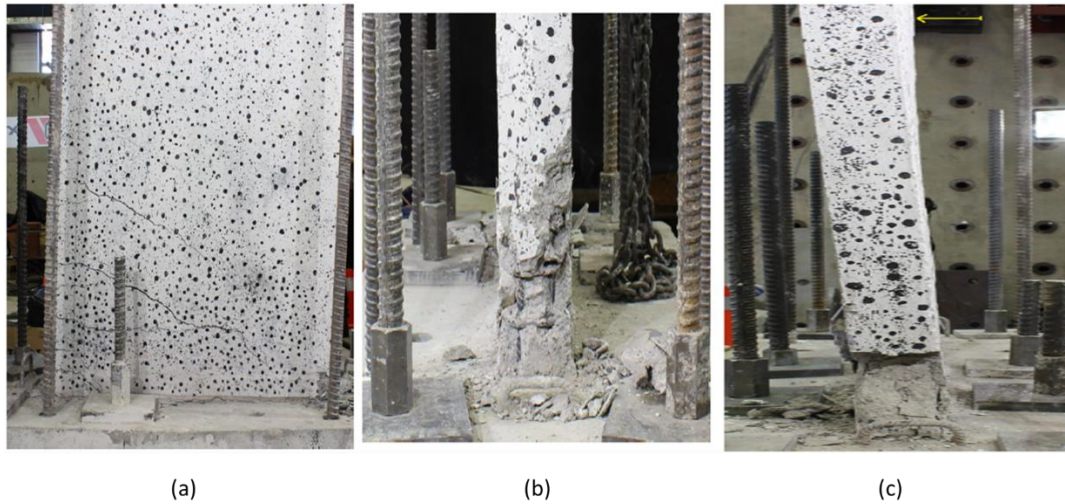


Figura 5.16 Pérdida considerable del recubrimiento en el elemento de borde. Muro M1 deriva del 3 % primer ciclo (a); Muro M2 deriva del 3 % segundo ciclo (b); Muro M3 deriva de 1.2 % segundo ciclo (c) (adaptada de Jara [22]).

5.3. Inestabilidad

En esta sección, se lleva a cabo un análisis que amalgama diversos enfoques para evaluar la falla relacionada con la inestabilidad lateral. Estos enfoques incluyen la consideración del desplazamiento crítico tal como lo definen Paulay y Priestley [5]. Además, se incorpora la propuesta de la deformación unitaria crítica presentada por Chai y Elayer [7], junto con las deformaciones unitarias promedio en tracción de los paneles 2 y 9, que son los más solicitados en los elementos de borde (similar a la Figura 3.8 y Figura 3.9). Estas deformaciones unitarias se determinan conforme a los criterios de modelación que se detallan en el capítulo 4.3 Análisis de Sensibilidad. En este análisis, se parte de la premisa de que la longitud del muro que experimenta el pandeo fuera del plano es igual al 0.7 veces la altura libre del muro, la cual está representada

por h_w . Es crucial destacar que esta elección de longitud no sugiere que $0.7h_w$ sea la dimensión óptima para predecir con precisión la longitud de pandeo de un muro cuando su colapso se debe a la inestabilidad lateral. La selección de esta longitud específica se fundamenta en el hecho de que es la que presenta una mayor cantidad de muros donde las deformaciones unitarias promedio alcanzan o superan el límite establecido por las metodologías de Paulay y Priestley [5] y Chai y Elayer [7], de esta manera es posible generar tendencias con una mayor cantidad de datos.

En este capítulo se define la deformación unitaria promedio ($\varepsilon_{y-Promedio}$) del panel 9, asumiendo una altura de pandeo igual a 0.7 veces la altura libre del muro. Esto equivale al promedio ponderado de las deformaciones unitarias verticales de cada elemento asociado a la deriva que provoca una reducción del 10 % en la capacidad del muro o cuando la tensión en compresión del acero llega a cero. La expresión 5.3 detalla cómo estimar $\varepsilon_{y-Promedio}$, donde ε_{y-i} se refiere a la deformación unitaria del elemento i al alcanzar la reducción del 10 % en la capacidad del muro o cuando la tensión en compresión del acero llega a cero, h_w es la altura del muro, l_p es la altura del elemento de la base y equivale al largo de la rótula plástica. Δh representa la longitud de los demás elementos y se define como $\Delta h = (h_w - l_p) / 9$, h_n corresponde a la altura del elemento n -ésimo necesaria para completar la longitud de $0.7h_w$. La Figura 5.17 esquematiza los elementos (de color crema) empleados para estimar la deformación unitaria promedio. Un círculo negro indica el número de cada panel, mientras que una flecha azul muestra hasta qué elemento es necesario considerar para alcanzar la altura de pandeo en cuestión.

$$\varepsilon_{y-Promedio} = \left(l_p \cdot \varepsilon_{y-1} + h_n \cdot \varepsilon_{y-n} + \sum_{i=2}^{n-1} \Delta h \cdot \varepsilon_{y-i} \right) \frac{1}{0.7h_w} \quad 5.3$$

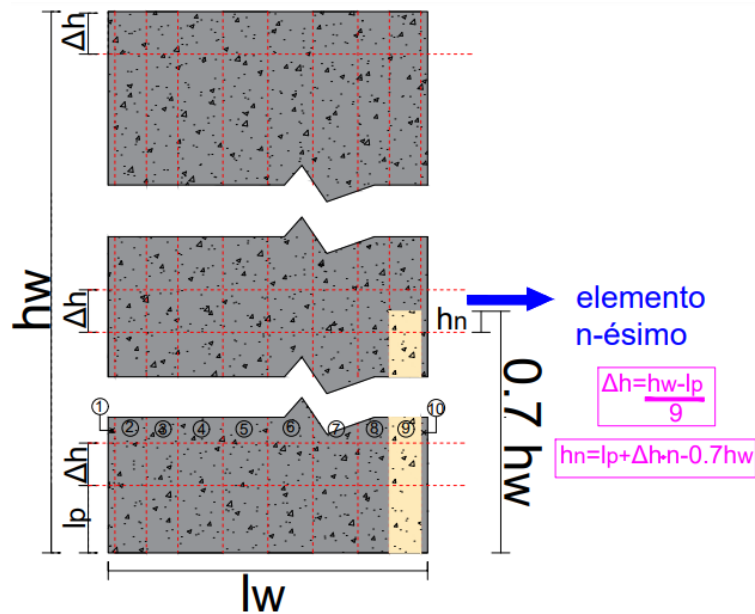


Figura 5.17 Detalles necesarios en la discretización de la sección para estimar la deformación unitaria promedio.

La Figura 5.18 presenta la relación entre la deformación unitaria límite en tracción, según los modelos de Paulay y Priestley [5] y Chai y Elayer [7], y el factor de esbeltez (λ_b), considerando una altura de pandeo de $0.7h_w$, donde h_w representa la altura libre del muro. Los muros rectangulares con una altura efectiva (“shear span”) igual o inferior a 1.5 se destacan de color azul, mientras que de color rojo se identifican los muros rectangulares con una altura efectiva mayor a 1.5. Los muros con recrecio en ambos elementos de borde se distinguen de color magenta. A partir de la figura, no es evidente una correlación directa entre la deformación unitaria límite y la esbeltez del muro (λ_b) a medida que λ_b aumenta. La tendencia lineal de los datos se muestra en color negro y con un trazo punteado. En este caso, el coeficiente de determinación es de 0.01, la pendiente es de -0.000036 y el coeficiente de posición es de 0.018. Estos valores son muy pequeños y están relacionados con la notable dispersión presente en la muestra.

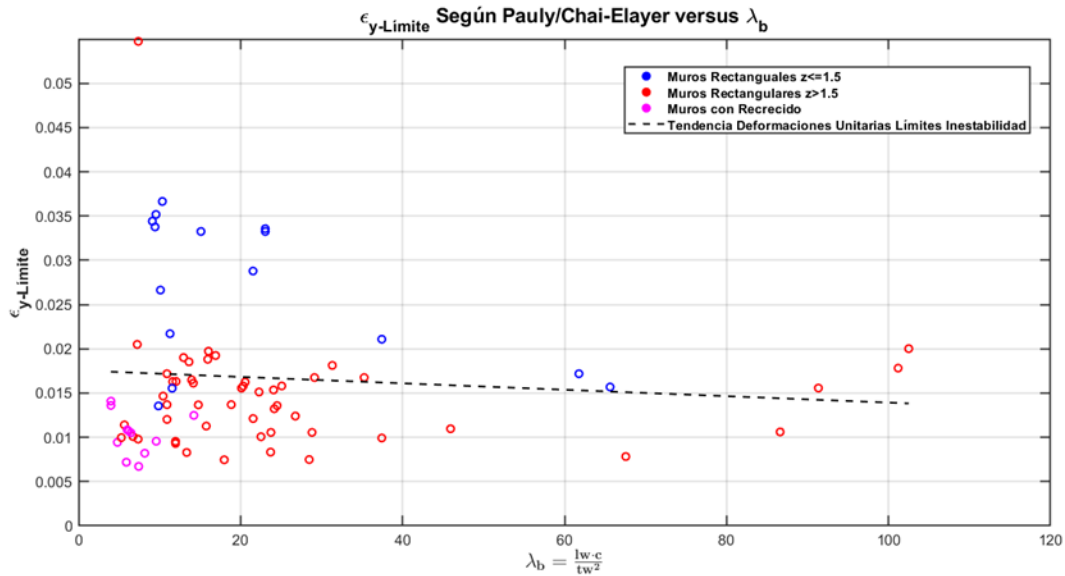


Figura 5.18 Deformación unitaria límite según el criterio de Pauly y Priestley [5] y Chai y Elayer [7] para una altura de deformación promedio de $0.7h_w$, con h_w la altura libre del muro.

En la Figura 5.19 se exhiben las deformaciones unitarias promedio del panel 9 para altura promedio de $0.7h_w$. Estas están definidas conforme al criterio combinado de falla, que considera la menor capacidad resultante de la falla por hormigón o acero de igual manera que el capítulo 5.2 Capacidad de Deformación. Los muros rectangulares con una altura efectiva (“*shear span*”) igual o inferior a 1.5 se representan en color azul, mientras que aquellos con una altura superior a 1.5 se muestran de color rojo. Además, los muros con recrecido están marcados en color magenta. De forma análoga a la deformación unitaria límite, no se observa una tendencia descendente clara en la medida que la sección se torna más esbelta. En este caso, el coeficiente de determinación es de 0.02, la pendiente es de -0.000071 (aproximadamente el doble de la deformación unitaria límite), y el coeficiente de posición es de 0.017. Tales valores son sumamente pequeños y son influenciados por la evidente dispersión en la muestra, similar a lo visto en la deformación unitaria límite (Figura 5.18). En resumen, la deformación unitaria promedio, al igual que la deformación unitaria límite al emplear una altura de pandeo de $0.7h_w$, no presentan una reducción pronunciada a medida que la esbeltez del muro aumenta.

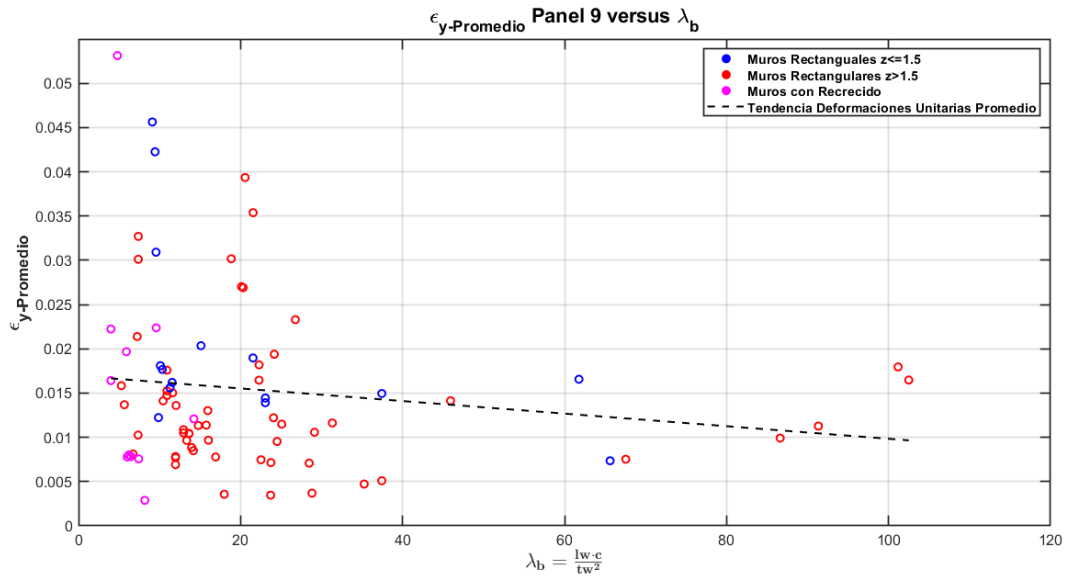


Figura 5.19 Deformación unitaria promedio según el criterio combinado para una altura de $0.7h_w$, con h_w la altura libre del muro.

En la Figura 5.20a se ilustra la relación entre la deformación unitaria límite y la esbeltez en los muros donde la deformación unitaria promedio (Figura 5.19) es igual o mayor que la deformación unitaria límite (Figura 5.18), similar a lo presentado en el capítulo 3.3 Comparación con el Modelo de Paulay y Priestley [5]. De los 82 muros que se han logrado modelar, 33 cumplen con esta condición. De estos, 6 muros cuentan con recreido (representados en color magenta), 3 son muros rectangulares con una altura efectiva ("shear span") igual o inferior a 1.5, y 24 son muros rectangulares con una altura superior a 1.5. En este subgrupo de 33 muros, no se evidencia una tendencia clara a la disminución. El coeficiente de determinación del grupo es de 0.002, mientras que la pendiente y el coeficiente de posición son 0.000015 y 0.014, respectivamente además la mayoría está en un rango de esbeltez entre 0 y 30. En la Figura 5.20b, se muestra el cociente entre la deformación unitaria promedio (Figura 5.19) cuando se cumple el criterio de falla por hormigón o acero y la deformación unitaria límite (Figura 5.18) establecido por los modelos de Paulay y Priestley [5] y Chai y Elayer [7] para el subgrupo de 33 muros de la Figura 5.20a. La tendencia general indica una disminución en este cociente. No obstante, el coeficiente de determinación es de 0.02, mientras que la pendiente y el coeficiente de posición son de -0.0071 y 1.65, respectivamente. A partir de esto, es plausible deducir que, en la mayoría del rango de esbeltez, esta tendencia resulta en un valor de cociente mayor a 1, esto se debe a que hay 3 muros que se separan mucho de la muestra. De los 33 muros, 16 presentan una razón de deformación superior a 1, y dentro de este subgrupo, 3 muros alcanzan una razón superior a 2. En resumen, al examinar la relación entre las deformaciones unitarias promedio y la deformación unitaria límite en los muros donde existe la intersección de ambas, asumiendo una altura de pandeo de $0.7h_w$, no es factible llegar a conclusiones definitivas respecto al conjunto de muros, debido a la ausencia de una tendencia claramente definida. Además, se observa la presencia de ciertos muros que se desvían significativamente de la muestra.

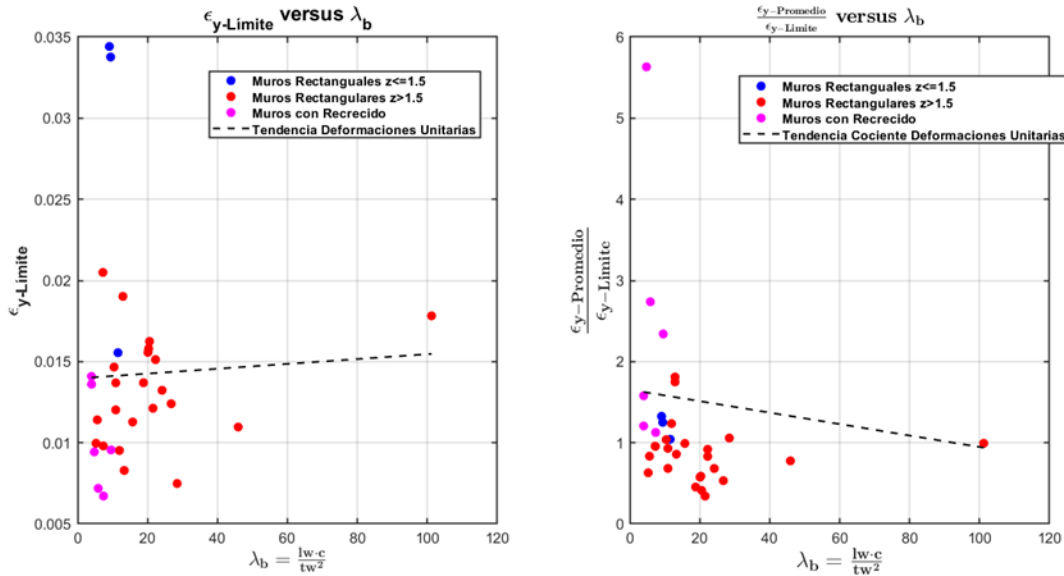


Figura 5.20 Muros donde existe el cruce entre la deformación unitaria límite y promedio. Deformación unitaria límite (a); Cociente entre la deformación unitaria límite y la deformación unitaria última según el criterio combinado para una altura promedio de $0.7h_w$, con h_w la altura libre del muro (b).

En la Figura 5.21a se ilustra la variación de la deriva en función de la esbeltez (λ_b). Este valor corresponde a la intersección entre la deformación unitaria límite (Figura 5.18) y la deformación unitaria promedio (Figura 5.19) de los 33 muros de la Figura 5.20a. Entre estos 33 muros, 3 corresponden a muros rectangulares con una altura efectiva ("shear span") igual o inferior a 1.5 (representados en azul), y 24 tienen una altura efectiva superior a 1.5 (representados en rojo). Los restantes 6 muros presentan recrecido en ambos elementos de borde (representados en magenta). En la figura, la tendencia lineal asociada a la inestabilidad lateral (representada por una línea punteada negra) muestra una correlación clara entre la deriva y la esbeltez: a medida que la esbeltez aumenta, la capacidad de deformación disminuye. El coeficiente de determinación (R^2) es 0.07, lo cual está relacionado con la notable dispersión de los datos. La mayoría de la muestra se encuentra distribuida en un rango de esbeltez entre 0 y 30. Es importante resaltar que la presencia del muro con una esbeltez de 101 ejerce una influencia considerable en la pendiente de la tendencia del grupo. Si la deriva de este muro fuera mayor, la tendencia continuaría aumentando en esa misma dirección. Del mismo modo, en caso contrario, se daría una situación similar. La pendiente y el coeficiente de posición de esta línea de tendencia son -0.017 y 2.71, respectivamente. Al comparar la pendiente con la asociada a los datos experimentales (línea continua de color negro) y las obtenidas numéricamente a través del criterio combinado (línea segmentada de color negro), ambas calculadas en el capítulo 5.2 Capacidad de Deformación y mostradas en la Tabla 5.2, se observa una diferencia del 31 % y 21 %, respectivamente. Esta discrepancia explica la rotación que se aprecia en la figura. En cuanto al coeficiente de posición, se evidencia una diferencia del 17 % y 12 % respectivamente.

En la Figura 5.21b, se presenta el cociente entre la deriva asociada a la intersección entre la deformación unitaria límite (Figura 5.18) y la deformación unitaria promedio (Figura 5.19) de los 33 muros de la Figura 5.20a, junto con la deriva experimental y la deriva obtenida del modelo numérico E-SFI. Estas últimas dos derivas están asociadas a los mismos 33 muros y se extraen del capítulo 5.2 Capacidad de Deformación. En color rojo, se exhibe el cociente entre la deriva

asociada a la inestabilidad lateral (Figura 5.21b) y las derivas numéricas obtenidas del modelo ESFI según el criterio combinado definido en el capítulo 5.2 Capacidad de Deformación; a este cociente se le llama Grupo 1. La pendiente y el coeficiente de posición de este conjunto son 0.0006 y 0.85, respectivamente, lo que se traduce en una recta con una leve inclinación ascendente. El coeficiente de determinación es 0.0006. En color azul, se muestra el cociente entre la deriva asociada a la inestabilidad lateral (Figura 5.21b) y la deriva experimental propia de cada muro; a este cociente se le llama Grupo 2. La pendiente y el coeficiente de posición de este grupo son 0.0012 y 0.80, respectivamente, indicando una tendencia con una leve inclinación ascendente, similar al Grupo 1. El coeficiente de determinación de esta tendencia es 0.005. Dado que el Grupo 2 tiene un coeficiente de posición menor que el Grupo 1, se produce la leve rotación que se observa en la figura. Además, como el Grupo 1 tiene un coeficiente de posición menor, su deriva base comienza en un valor inferior. En color negro, se muestra el cociente entre la deriva del modelo E-SFI y los datos experimentales; a este conjunto se le llama Grupo 3. En este caso, la pendiente y el coeficiente de posición de las líneas de tendencia son 0.00009 y 0.99, respectivamente. Por lo tanto, la tendencia es prácticamente una recta constante con un valor de 0.99, y el coeficiente de determinación del grupo es 0.0001. En este grupo de datos, la mayor diferencia es del 25%. Estos resultados sugieren que el modelo E-SFI proporciona una cantidad equitativa de datos con derivas tanto mayores como menores que las experimentales, lo que contribuye a compensar el error del conjunto. En resumen, el modelo E-SFI junto con la metodología simplificada de pandeo predicen mejor la capacidad de deformación última de este subgrupo de muros. Además, la combinación de los modelos de inestabilidad con las curvas de deformaciones unitarias promedio rescatadas del modelo E-SFI, logran predecir de manera razonable la deformación última, lo que sugiere una correlación entre las variables capturadas por cada modelo.

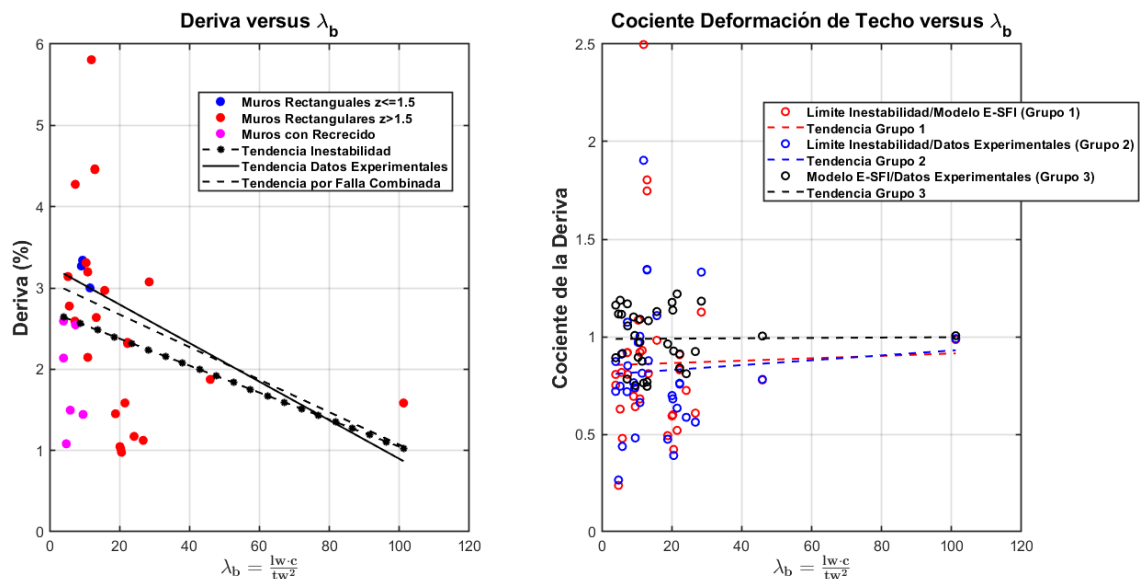


Figura 5.21 Muros donde existe el cruce entre la deformación unitaria límite y promedio para una altura promedio de $0.7h_w$, con h_w la altura libre del muro. Capacidad de deformación última (a); Cociente entre la deformación última según inestabilidad, criterio combinado y datos experimentales (b).

Capítulo 6

Resumen y Conclusiones

En este estudio, ampliamos el modelo analítico propuesto por Paulay y Priestley [5] para estimar el desplazamiento crítico (ξ) al incorporar la profundidad del eje neutro en muros de hormigón armado rectangulares. Este modelo expandido abarca la geometría completa de la sección transversal, el nivel de carga axial, la disposición del refuerzo longitudinal y utiliza una ley constitutiva elastoplástica para el acero. Además, para la distribución de tensiones en compresión del hormigón, se asume la aproximación del rectángulo equivalente. A partir de este modelo diseñado para secciones transversales rectangulares, se desarrolla una extensión específica para muros en forma de T. Se lleva a cabo una comparación entre el desplazamiento crítico calculado mediante el modelo de Paulay y Priestley [5] y la extensión a muros rectangulares en un conjunto de siete casos. Los resultados revelan una diferencia promedio del 19 % entre ambas estimaciones.

Se estima la capacidad de deformación última en muros de hormigón armado a través del modelo macroscópico no lineal E-SFI y la metodología simplificada que incorpora el efecto del pandeo del refuerzo longitudinal, según la propuesta de Pugh et al. [6]. En este trabajo, la capacidad de deformación última se define como el valor más bajo entre la deriva que ocasiona una reducción del 10 % en la capacidad del muro y la deriva en la cual la tensión de compresión en el acero alcanza el valor de cero, simulando de esta manera el pandeo del refuerzo longitudinal. Se propone y valida una metodología de modelación, además de llevar a cabo un análisis de sensibilidad para comprender el efecto de la energía de fractura del hormigón no confinado, la altura del primer elemento, la longitud de referencia del acero (L_{gage}) y el efecto de regularizar el acero. La altura de los muros se considera igual al punto de aplicación de la carga. Si la altura efectiva ("*shear span*") del muro es mayor que la altura de aplicación de la carga, esta diferencia se considera como una relación de momento adicional en el análisis. Para la discretización en altura y dirección transversal, se utilizan 10 elementos y 10 paneles, respectivamente. Se regulariza tanto del acero como el hormigón a lo largo de toda la altura. La energía de fractura del hormigón no confinado se asume igual a $Gf_c = f'_c$, y la altura de referencia del acero (L_{gage}) se fija en 400 mm. Para los muros con una altura efectiva ("*shear span*") igual o menor a 1.5, se asume un endurecimiento por deformación regularizada del acero del 2.5 % y una longitud del primer elemento igual al largo de la rótula plástica, definida como $l_p = 0.5l_w$ (donde l_w representa el largo del muro). En muros con una altura efectiva superior a 1.5, se considera que la razón de endurecimiento por deformación del acero es del 1.0 % y la longitud del primer elemento es igual al largo de la rótula plástica, definida como $l_p = 0.2l_w + 0.044z$, donde l_w es el largo del muro y z es la longitud efectiva ("*shear span*"). Para los muros con altura efectiva superior a 1.5, se realiza un análisis semicíclico en el que solo se modela la envolvente de la histéresis. En el primer ciclo de carga, el modelo se lleva hasta una deriva cercana o igual al fallo del muro. Luego, se descarga y vuelve a cargarse hasta una deriva en la que se produce el corte del acero o se presenta una reducción del 10 % en la capacidad. En los muros con altura efectiva igual o inferior a 1.5, se cargan solo en una dirección. Para validar la metodología de modelación en muros con altura efectiva superior a 1.5, se seleccionan 14 muros de hormigón armado con

sección transversal rectangular. Estos muros se ensayaron bajo condiciones de curvatura simple, carga axial constante y cargas laterales cíclicas. La metodología propuesta logra capturar la capacidad de deformación última del muro, con un coeficiente de determinación (R^2) obtenido al compararla con las deformaciones experimentales de 0.63. Al excluir los muros que presentaron una degradación prematura en el primer ciclo de carga, el coeficiente de determinación aumenta a 0.82.

Del análisis de sensibilidad se desprende que a medida que la energía de fractura aumenta, la capacidad de deformación del muro también se incrementa. Se puede observar además que cuando la altura del primer elemento toma valores como l_p , $0.75l_p$ y $0.5l_p$, la deformación última muestra una notable consistencia; no obstante, esta coherencia no se mantiene al considerar una altura de $0.25l_p$. Al llevar a cabo la regularización del acero, las respuestas últimas resultan prácticamente uniformes para alturas comprendidas entre l_p y $0.5l_p$. En última instancia, se evidencia que a medida que el largo de referencia del acero aumenta, la capacidad de deformación disminuye.

A partir de la metodología definida, se replica parte de la base de datos estudiada por Abdullah y Wallace [3], así como los muros ensayados por Jara[22]Tripathi et al.[4] y Dashti [24, 25]. Con estos modelos se cuantifica el impacto de la esbeltez (λ_b) en la capacidad de deformación. De los 174 muros totales, se modelan exitosamente 82. Se descartan 19 muros por el tipo de geometría que presentan (muros T, H y L), debido a las limitaciones inherentes del modelo E-SFI al momento de discretizar la sección transversal del muro. Se eliminan 27 muros por no tener toda la información crítica para su modelación. Se descartan 30 muros porque fallan de forma prematura en el primer ciclo de carga. Y se descartan 14 muros porque no presentan degradación alguna cuando se cargan hasta una deriva 1.5 veces la de rotura. A partir de estos 14 muros se identifica que la metodología no aplica cuando la capacidad en compresión del hormigón no confinado (f'_c) es superior a 40 MPa. De los 82 muros que se logran modelar de manera exitosa, se identifica que el modelo E-SFI junto con la metodología descrita capturan de manera razonable la capacidad de deformación última en muros de hormigón armado, con un coeficiente de determinación de 0.55 al comparar las derivas numéricas con las experimentales. Al graficar la capacidad de deformación versus la esbeltez, se identifica una fuerte correlación negativa: a mayor esbeltez, menor capacidad. Al comparar la tendencia de los datos experimentales con los numéricos, existe una diferencia en la pendiente del ajuste del 13 % y en el coeficiente de posición del 5 %. Por lo tanto, el modelo presenta una dispersión no menor a la hora de estimar la capacidad de deformación, pero estima la tendencia del grupo de muy buena manera. Se separan los muros que presentan una reducción en su capacidad del 10 % (falla del hormigón) de aquellos que fallan por alcanzar una capacidad en compresión del acero igual a cero. Se separan los muros que presentan una reducción en su capacidad del 10 % (falla del hormigón) de aquellos que fallan por alcanzar una capacidad en compresión del acero igual a cero (falla del acero producto del pandeo). Se aprecia que estos últimos muros experimentan una degradación un poco más lenta que los primeros. Al clasificar los muros de acuerdo con su nivel de demanda de corte, se obtiene la misma correlación que al separarlos según su altura efectiva: aquellos muros con una demanda de corte mayor (muros con una altura efectiva igual o inferior a 1.5) experimentan un impacto negativo en su capacidad de deformación. Al comparar los ajustes entre los muros con un nivel de demanda alto ($v_{max}/\sqrt{f'_c} > 0.42 MPa$) y moderado a

bajo ($v_{max}/\sqrt{f'_c} \leq 0.42 MPa$), existe una diferencia en la deriva base de la tendencia que equivale a una deformación del 0.7 %. No existe una tendencia significativa entre el nivel de carga axial (en un rango del 0 % al 30 %) y la capacidad de deformación. La esbeltez (λ_b) incorpora el impacto de la carga axial a través de la profundidad del eje neutro (c).

Las deformaciones unitarias promedio obtenidas del modelo E-SFI, al igual que las deformaciones unitarias límite según los modelos de Paulay y Priestley [10] y Chai y Elayer [11], no presentan una reducción pronunciada a medida que aumenta la esbeltez del muro cuando se asume una altura de pandeo de $0.7h_w$. Al examinar la relación entre las deformaciones unitarias promedio y la deformación unitaria límite en los muros donde existe la intersección de ambas, asumiendo una altura de pandeo de $0.7h_w$, no se pueden sacar conclusiones definitivas respecto al conjunto de muros, debido a la ausencia de una tendencia clara. Además, se observa la presencia de ciertos muros que se desvían significativamente de la muestra. El modelo E-SFI junto con la metodología simplificada de pandeo del refuerzo predicen mejor la capacidad de deformación última de aquellos muros donde existe una intersección entre la deformación unitaria límite y promedio (33 muros de los 82 modelados). Al obtener la tendencia de la razón entre la capacidad de deformación del modelo numérico E-SFI y la deriva experimental, se obtiene una recta prácticamente horizontal con un valor de 0.99. Además, la combinación de los modelos de inestabilidad con las curvas de deformaciones unitarias promedio obtenidas del modelo E-SFI logra predecir de manera razonable la tendencia lineal y deformación última del grupo, lo que sugiere una correlación entre las variables capturadas por cada modelo. Si se compara la pendiente obtenida del ajuste lineal con la asociada a los datos experimentales y las obtenidas numéricamente del modelo E-SFI, se observan diferencias del 31 % y 21 %, respectivamente.

Capítulo 7

Bibliografía

- [1] L. M. Massone, P. Bonelli, R. Lagos, C. Lüders, J. Moehle, y J. W. Wallace, “Seismic design and construction practices for RC structural wall buildings”, *Earthquake Spectra*, vol. 28, n° SUPPL.1, 2012, doi: 10.1193/1.4000046.
- [2] J. W. Wallace *et al.*, “Damage and implications for seismic design of RC structural wall buildings”, *Earthquake Spectra*, vol. 28, n° SUPPL.1, 2012, doi: 10.1193/1.4000047.
- [3] S. A. Abdullah y J. W. Wallace, “Drift capacity of reinforced concrete structural walls with special boundary elements”, *ACI Struct J*, vol. 116, n° 1, pp. 183–194, ene. 2019, doi: 10.14359/51710864.
- [4] M. Tripathi, R. P. Dhakal, y F. Dashti, “Bar buckling in ductile RC walls with different boundary zone detailing: Experimental investigation”, *Eng Struct*, vol. 198, nov. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109544.
- [5] T. Paulay y M. J. N. Priestley, “Stability of Ductile Structural Walls”.
- [6] J. S. Pugh, L. N. Lowes, y D. E. Lehman, “Nonlinear line-element modeling of flexural reinforced concrete walls”, *Eng Struct*, vol. 104, pp. 174–192, dic. 2015, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.08.037.
- [7] C. Y y E. D, “Lateral Stability of Reinforced Concrete Columns under Axial Reversed Cyclic Tension and Compression”, *ACI STRUCTURAL*, 1999.
- [8] R. P. Dhakal y K. Maekawa, “Reinforcement Stability and Fracture of Cover Concrete in Reinforced Concrete Members”, doi: 10.1061/ASCE0733-94452002128:101253.
- [9] Rosa José, “Modelo histerético de barras de acero de refuerzo susceptibles al pandeo local y global”, Tesis de Magister, Universidad de Chile, Santiago de Chile, 2021.
- [10] L. M. Massone y D. Moroder, “Buckling modeling of reinforcing bars with imperfections”, *Eng Struct*, vol. 31, n° 3, pp. 758–767, mar. 2009, doi: 10.1016/j.engstruct.2008.11.019.
- [11] L. M. Massone y E. E. López, “Modeling of reinforcement global buckling in RC elements”, *Eng Struct*, vol. 59, pp. 484–494, feb. 2014, doi: 10.1016/j.engstruct.2013.11.015.
- [12] C. Kelly Herrick y M. J. Kowalsky, “Out-of-Plane Buckling of Ductile Reinforced Structural Walls due to In-Plane Loads”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 143, n° 3, mar. 2017, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0001660.
- [13] F. Dashti, R. P. Dhakal, S. Pampanin, F. Dashti, R. P. Dhakal, y S. Pampanin, “Numerical simulation of shear wall failure mechanisms Towards the Development of Rapid Loss

Estimation Methodology for Loss Optimisation Seismic Design View project Probabilistic Seismic Hazard Assessment for Nepal View project Numerical simulation of shear wall failure mechanisms 2014 NZSEE Conference”, 2014. [En línea]. Disponible en: <https://www.researchgate.net/publication/280010332>

- [14] F. Dashti, R. P. Dhakal, y S. Pampanin, “SIMULATION OF OUT-OF-PLANE INSTABILITY IN RECTANGULAR RC STRUCTURAL WALLS SPONSE (Seismic Performance of Non-Structural Elements) View project Probabilistic structural fire engineering View project”. [En línea]. Disponible en: <https://www.researchgate.net/publication/280010350>
- [15] F. Dashti, R. P. Dhakal, y S. Pampanin, “Numerical Modeling of Rectangular Reinforced Concrete Structural Walls”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 143, nº 6, jun. 2017, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0001729.
- [16] F. Dashti, R. P. Dhakal, y S. Pampanin, “Validation of a Numerical Model for Prediction of Out-of-Plane Instability in Ductile Structural Walls under Concentric In-Plane Cyclic Loading”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 144, nº 6, jun. 2018, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0002013.
- [17] F. Dashti, R. P. Dhakal, y S. Pampanin, “Evolution of out-of-plane deformation and subsequent instability in rectangular RC walls under in-plane cyclic loading: Experimental observation”, *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 47, nº 15, pp. 2944–2964, dic. 2018, doi: 10.1002/eqe.3115.
- [18] F. Dashti, R. P. Dhakal, y S. Pampanin, “A parametric investigation on applicability of the curved shell finite element model to nonlinear response prediction of planar RC walls”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 17, nº 12, pp. 6515–6546, dic. 2019, doi: 10.1007/s10518-019-00582-8.
- [19] L. Massone, C. López, y K. Kolozvari, “EFFICIENT SHEAR-FLEXURE INTERACTION MODEL FOR REINFORCED CONCRETE WALLS”, 2020.
- [20] L. M. Massone, C. N. López, y K. Kolozvari, “Formulation of an efficient shear-flexure interaction model for planar reinforced concrete walls”, *Eng Struct*, vol. 243, sep. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112680.
- [21] McKenna F, Fenves G, Scott M, y Jeremic B, “Open system for earthquake engineering simulation”, University of California, Berkeley, 2000.
- [22] Jara Sebastián, “Estudio experimental de la inestabilidad lateral y pandeo de barras de refuerzo en muros esbeltos de hormigón armado y su influencia en la ductilidad”, Memoria, Universidad de Chile, Santiago de Chile, 2022.
- [23] L. N. Lowes, D. E. Lehman, A. C. Birely, D. A. Kuchma, K. P. Marley, y C. R. Hart, “Earthquake response of slender planar concrete walls with modern detailing”, *Eng Struct*, vol. 43, pp. 31–47, oct. 2012, doi: 10.1016/j.engstruct.2012.04.040.

- [24] Dashti Farhad, "Out-of-plane instability of rectangular reinforced concrete walls under in-plane loading", Ph.D. dissertation, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2017.
- [25] F. Dashti, M. Tripathi, R. P. Dhakal, y S. Pampanin, "THE EFFECT OF AXIAL LOAD ON PROGRESSION OF OUT-OF-PLANE INSTABILITY IN RECTANGULAR RC WALLS".
- [26] L. Montejo y M. Kowalsky, "Seismic Load Path Effects in Reinforced Concrete Bridge Columns and Wall Piers View project Reinforced Concrete Filled Steel Tubes in Soil View project", 2007. [En línea]. Disponible en: <https://www.researchgate.net/publication/272829686>
- [27] NZS3101:2006, "Concrete Structures Standard- The design of concrete structures. Wellington: Standards New Zealand". 2008.
- [28] A. Rosso, J. P. Almeida, y K. Beyer, "Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings", *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 14, n° 2, pp. 455–484, feb. 2016, doi: 10.1007/s10518-015-9827-x.
- [29] P. Fernando, P. Torres, y J. Moehle, "Lateral buckling in reinforced concrete walls", 2014. [En línea]. Disponible en: <https://www.researchgate.net/publication/321749134>
- [30] P. Fernando, P. Torres, J. Moehle, P. F. Parra, C. A. Arteta, y J. P. Moehle, "Stability of reinforced concrete wall boundaries", 2015. [En línea]. Disponible en: <https://www.researchgate.net/publication/321749426>
- [31] P. F. Parra y J. P. Moehle, "Stability of slender wall boundaries subjected to earthquake loading", *ACI Struct J*, vol. 114, n° 6, pp. 1627–1636, nov. 2017, doi: 10.14359/516851700836.
- [32] P. F. Parra y J. P. Moehle, "Effects of strain gradients in the onset of global buckling in slender walls due to earthquake loading", *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 18, n° 7, pp. 3205–3221, may 2020, doi: 10.1007/s10518-020-00821-3.
- [33] ACI Committee. (2008), "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary. American Concrete Institute".
- [34] R. P. Dhakal y K. Maekawa, "Reinforcement Stability and Fracture of Cover Concrete in Reinforced Concrete Members", doi: 10.1061/ASCE0733-94452002128:101253.
- [35] M. Papia, G. Russo, y G. Zingone, "INSTABILITY OF LONGITUDINAL BARS IN RC COLUMNS".
- [36] S. J. Pantazopoulou, "DETAILING FOR REINFORCEMENT STABILITY IN RC MEMBERS".
- [37] Mesa Alvaro, "Implementación de un modelo de refuerzo de acero con pandeo en OpenSees", Memoria, Universidad de Chile, Santiago de Chile, 2021.

- [38] L. Lowes, C. B. Coughlin, P. Lundeen, L. N. Lowes, y D. E. Lehman, “Recommendations for Modeling the Nonlinear Response of Slender Reinforced Concrete Walls Using PERFORM-3D Evaluation and Retrofit of Non-Ductile Concentrically Braced Frames View project Evaluation of ASCE 31 Tier 1 using Earthquake-Damaged Building Data View project Recommendations for Modeling the Nonlinear Response of Slender Reinforced Concrete Walls Using PERFORM-3D”, 2018. [En línea]. Disponible en: www.csiamerica.com
- [39] D. Ugalde, P. F. Parra, y D. Lopez-Garcia, “Assessment of the seismic capacity of tall wall buildings using nonlinear finite element modeling”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 17, n° 12, pp. 6565–6589, dic. 2019, doi: 10.1007/s10518-019-00644-x.
- [40] “NIST. Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design. NIST GCR 17-917- 45. Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology; 2017.”.
- [41] ACI Committee. (2014), “Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary. American Concrete Institute”.
- [42] K. Kolozvari *et al.*, “Comparative study of state-of-the-art macroscopic models for planar reinforced concrete walls”, *ACI Struct J*, vol. 115, n° 6, pp. 1637–1657, nov. 2018, doi: 10.14359/51710835.
- [43] K. Orakcal y J. W. Wallace, “Flexural modeling of reinforced concrete walls-Experimental verification Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Shear Walls Designed and Constructed Prior to Enforcement of the Recent Seismic Design Codes View project Utilizing Remote Sensing to Assess the Implication of Tall Building Performance on the Resilience of Urban Centers View project”, 2006. [En línea]. Disponible en: <https://www.researchgate.net/publication/288986595>
- [44] A. Vulcano, V. Bertero, y V. Colotti, “Analytical modeling of R/C structural walls. In 9th World Conference on Earthquake Engineering (pp. 41–44).”, 1988.
- [45] A. Calabrese, J. P. Almeida, y R. Pinho, “Numerical issues in distributed inelasticity modeling of RC frame elements for seismic analysis”, *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 14, n° SUPPL. 1, pp. 38–68, 2010, doi: 10.1080/13632461003651869.
- [46] “OpenSees(<https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/File:Concrete02.jpg>)”.
- [47] M. Saatcioglu y S. R. Razvi, “Strength and Ductility of Confined Concrete”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 118, n° 6, pp. 1590–1607, jun. 1992, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1992)118:6(1590).
- [48] M. Menegotto y E. Pinto, “Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending”, *Proceedings, IABSE Symposium, Lisbon, Portugal*, pp. 15–22, 1973, doi: 10.5169/seals-13741.

- [49] F. E. Fllippou, E. P. Popov, y V. V Bertero, "EFFECTS OF BOND DETERIORATION ON HYSTERETIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE JOINTS by NATIONAL TECHNICAL INFORMATION SERVICE".
- [50] "OpenSees (<https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/File:SteelMPF.png>)".
- [51] Christos A. Zeris y Stephen A. Mahin, "Analysis of reinforced concrete beam-columns under uniaxial excitation", 1988.
- [52] J. Coleman y E. Spacone, "Localization Issues in Force-Based Frame Elements", *Journal of Structural Engineering*, vol. 127, n° 11, pp. 1257–1265, nov. 2001, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(2001)127:11(1257).
- [53] J. Coleman y E. Spacone, "Localization issues in nonlinear frame elements", *Modelling of Inelastic Behaviour of RC Structures Under Seismic Loads*, pp. 403–419, 2001.
- [54] M. H. Scott y G. L. Fenves, "Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam-Column Elements", 2006, doi: 10.1061/ASCE0733-94452006132:2244.
- [55] D. Addessi y V. Ciampi, "A regularized force-based beam element with a damage-plastic section constitutive law", *Int J Numer Methods Eng*, vol. 70, n° 5, pp. 610–629, abr. 2007, doi: 10.1002/nme.1911.
- [56] H. Nakamura, "Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete", 2001. [En línea]. Disponible en: <https://www.researchgate.net/publication/284702663>
- [57] D. C. Jansen, S. P. Shah, y / Member, "EFFECT OF LENGTH ON COMPRESSIVE STRAIN SOFTENING OF CONCRETE", 1997.
- [58] J. A. Vásquez, J. C. de la Llera, y M. A. Hube, "A regularized fiber element model for reinforced concrete shear walls", *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 45, n° 13, pp. 2063–2083, oct. 2016, doi: 10.1002/eqe.2731.
- [59] J. D. Pozo, M. A. Hube, y Y. C. Kurama, "Effect of material regularization in plastic hinge integration analysis of slender planar RC walls", *Eng Struct*, vol. 239, jul. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112302.
- [60] ACI Committee. (2005), "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary. American Concrete Institute".
- [61] ACI Committee. (2011), "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary. American Concrete Institute".
- [62] Anna C Birely, "Seismic Performance of Slender Reinforced Concrete Structural Walls", Thesis, University of Washington, 2012.
- [63] F. Dashti, R. P. Dhakal, y S. Pampanin, "TESTS ON SLENDER DUCTILE STRUCTURAL WALLS DESIGNED ACCORDING TO NEW ZEALAND STANDARD", 2017.

- [64] F. Dashti, R. P. Dhakal, S. Pampanin, F. Dashti, R. P. Dhakal, y S. Pampanin, "AN EXPERIMENTAL STUDY ON OUT-OF-PLANE DEFORMATIONS OF RECTANGULAR STRUCTURAL WALLS SUBJECT TO IN-PLANE LOADING Ground Motion Selection for Seismic Collapse Fragility Prediction of RC Frame Buildings View project Damping models for inelastic time history analysis View project AN EXPERIMENTAL STUDY ON OUT-OF-PLANE DEFORMATIONS OF RECTANGULAR STRUCTURAL WALLS SUBJECT TO IN-PLANE LOADING", 2017. [En línea]. Disponible en: <https://www.researchgate.net/publication/313426368>
- [65] T. S. Welt, L. M. Massone, J. M. LaFave, D. E. Lehman, S. L. McCabe, y P. Polanco, "Confinement Behavior of Rectangular Reinforced Concrete Prisms Simulating Wall Boundary Elements", *Journal of Structural Engineering*, vol. 143, n° 4, abr. 2017, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0001682.
- [66] S. A. Abdullah y J. W. Wallace, "UCLA-RCWALLS DATABASE FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL WALLS Utilizing Remote Sensing to Assess the Implication of Tall Building Performance on the Resilience of Urban Centers View project Drift Capacity of RC Walls with Special Boundary Elements View project", 2018. [En línea]. Disponible en: <https://www.researchgate.net/publication/324227431>

ANEXOS

ANEXO A

Curvas Metodología de Modelación

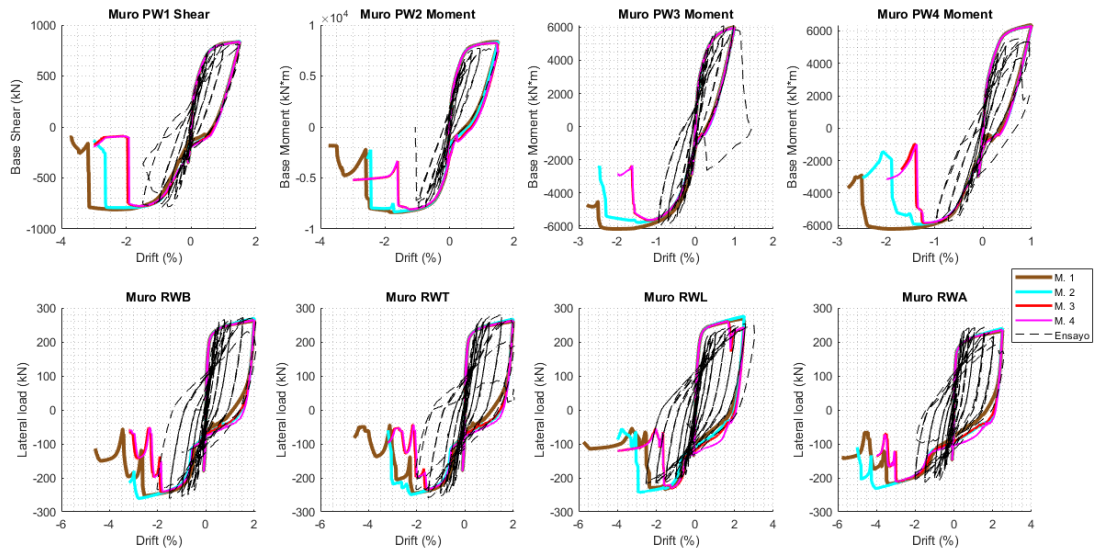


Figura 7.1 Efecto de las metodologías M. 1, M. 2, M. 3 y M. 4 parte 1/2 de la base de datos.

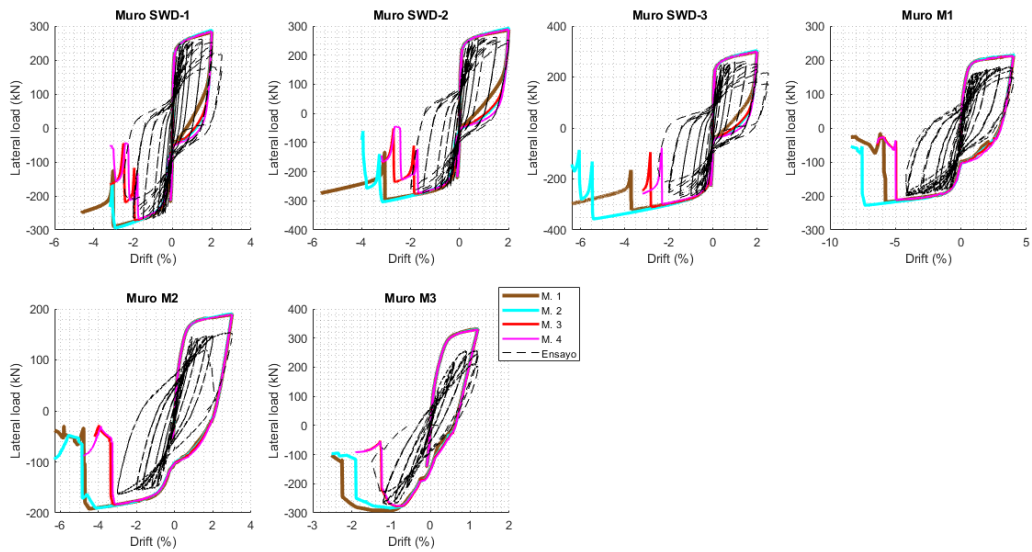


Figura 7.2 Efecto de las metodologías M. 1, M. 2, M. 3 y M. 4 parte 2/2 de la base de datos.

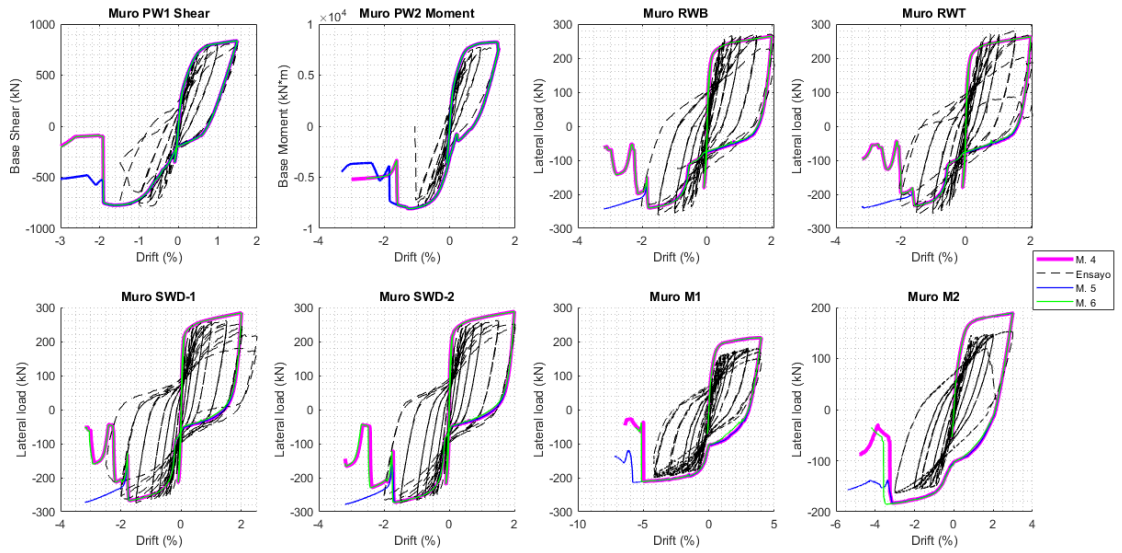


Figura 7.3 Efecto de las metodologías M. 4, M. 5 y M. 6 parte 1/2 de la base de datos.

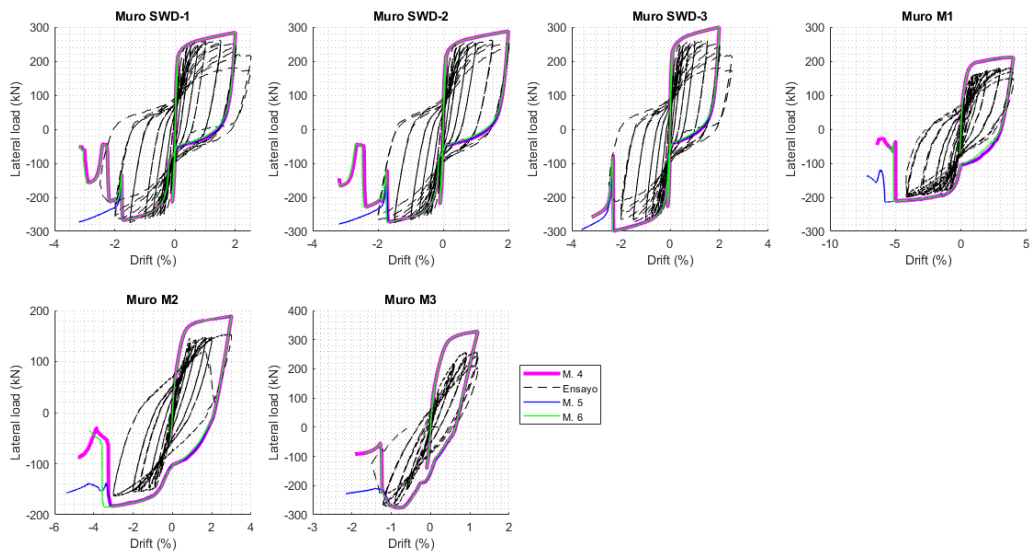


Figura 7.4 Efecto de las metodologías M. 4, M. 5 y M. 6 parte 2/2 de la base de datos.

ANEXO B

Histéresis Base de Datos

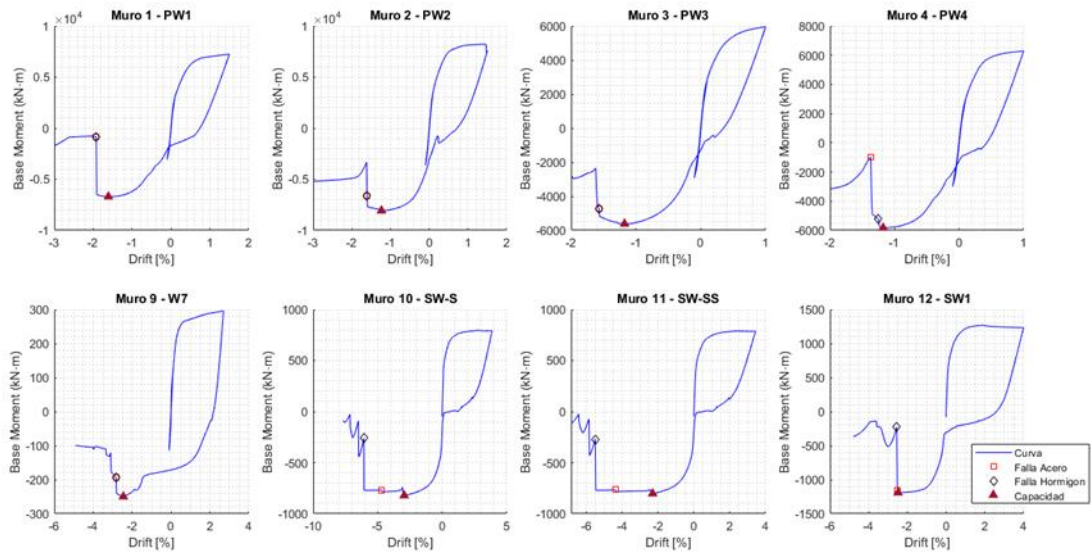


Figura 7.5 Envolvente momento versus desplazamiento base de datos 1/11.

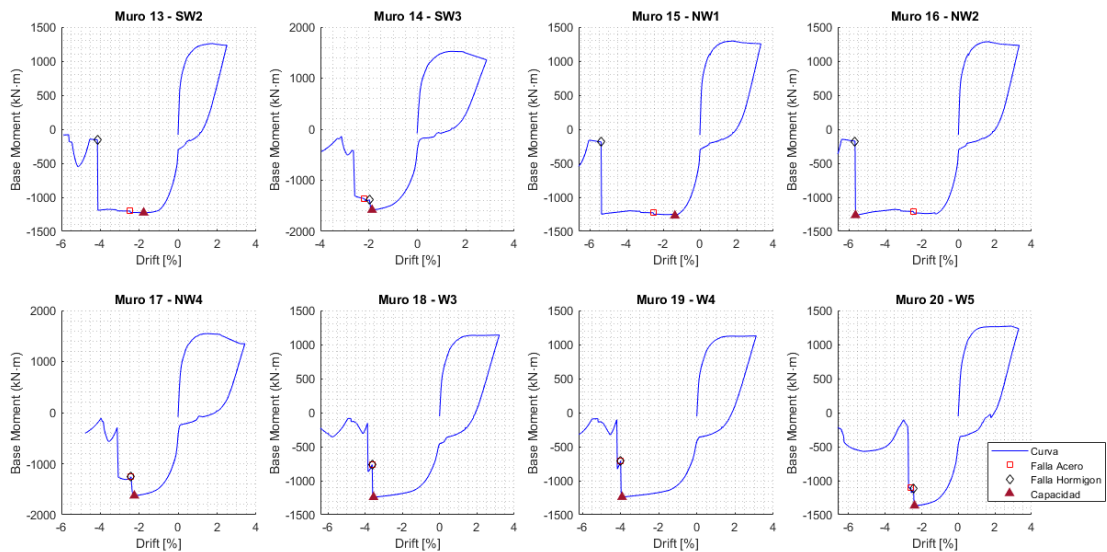


Figura 7.6 Envolvente momento versus desplazamiento base de datos 2/11.

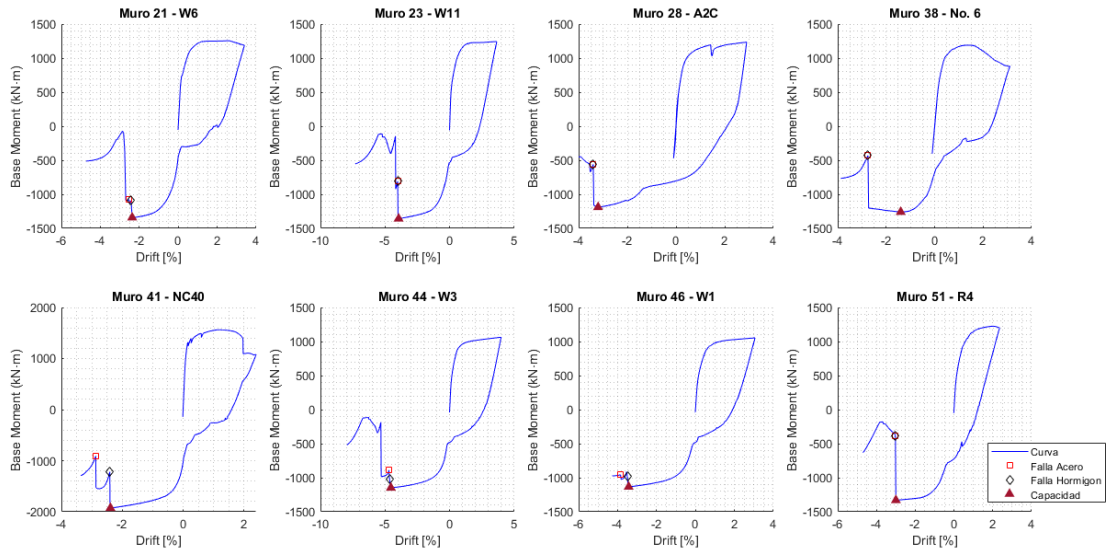


Figura 7.7 Envolvente momento versus desplazamiento base de datos 3/11.

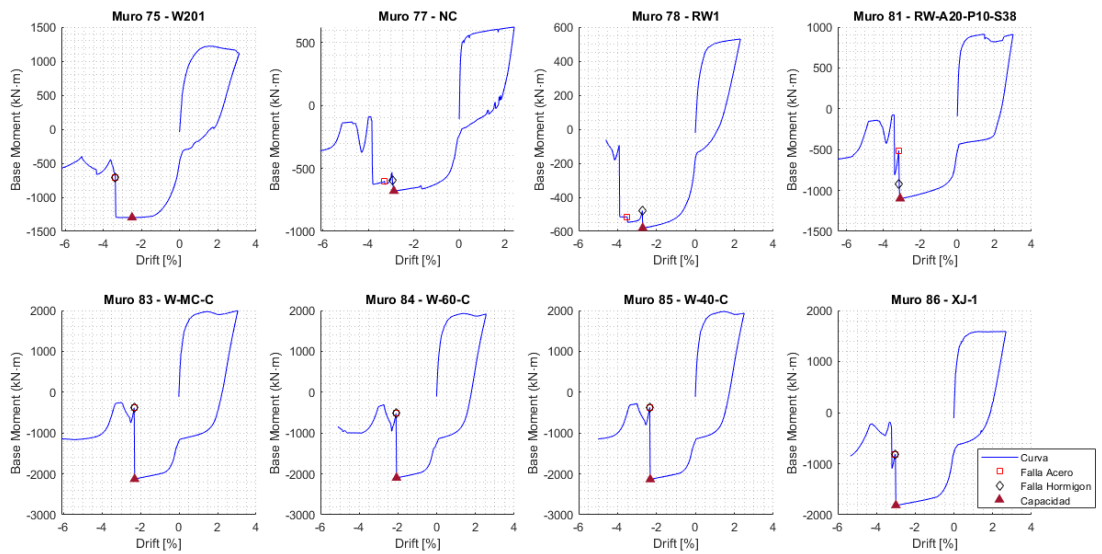


Figura 7.8 Envolvente momento versus desplazamiento base de datos 4/11.

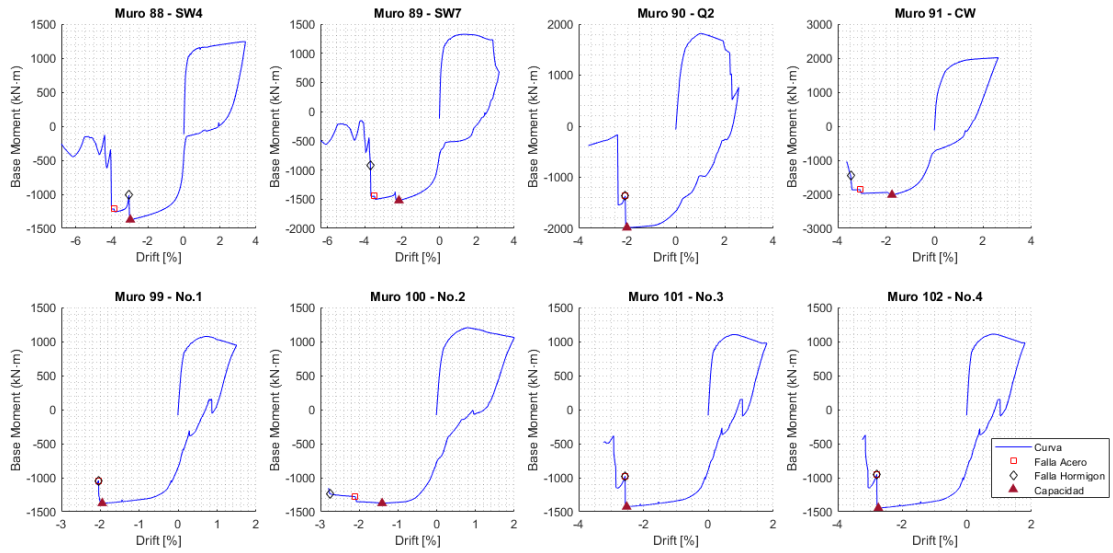


Figura 7.9 Envolvente momento versus desplazamiento base de datos 5/11.

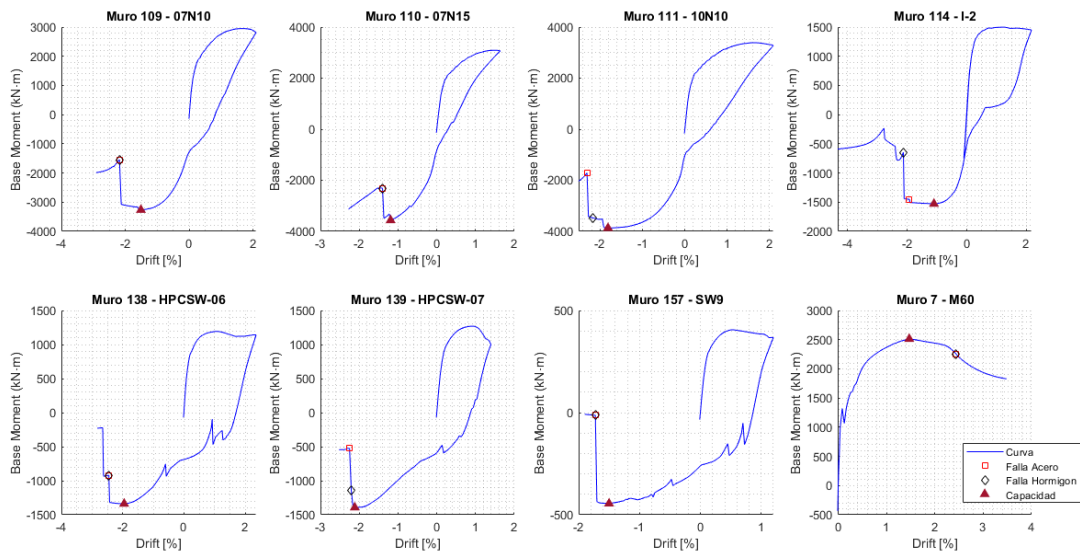


Figura 7.10 Envolvente momento versus desplazamiento base de datos 6/11.

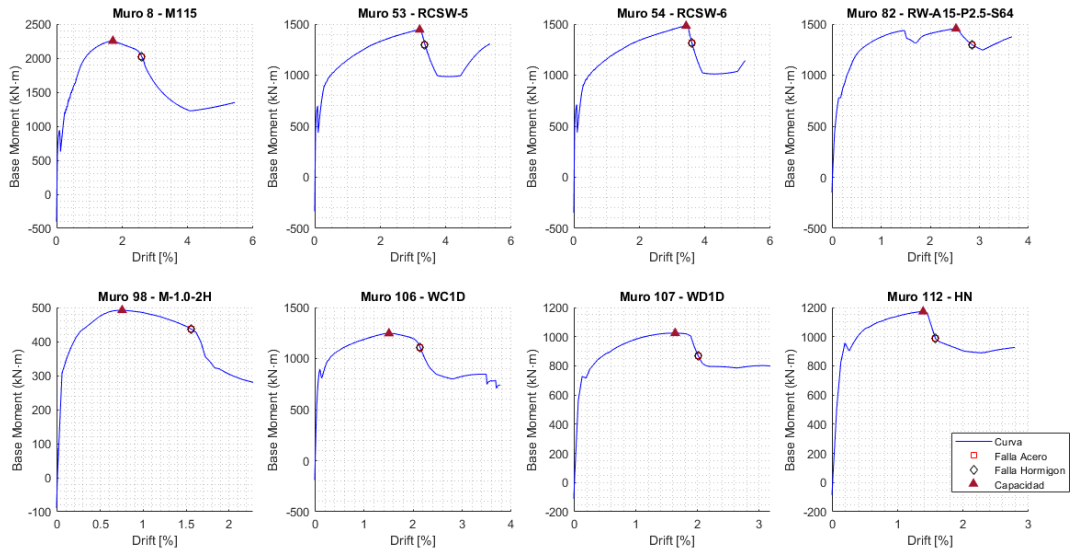


Figura 7.11 Envoltura momento versus desplazamiento base de datos 7/11.

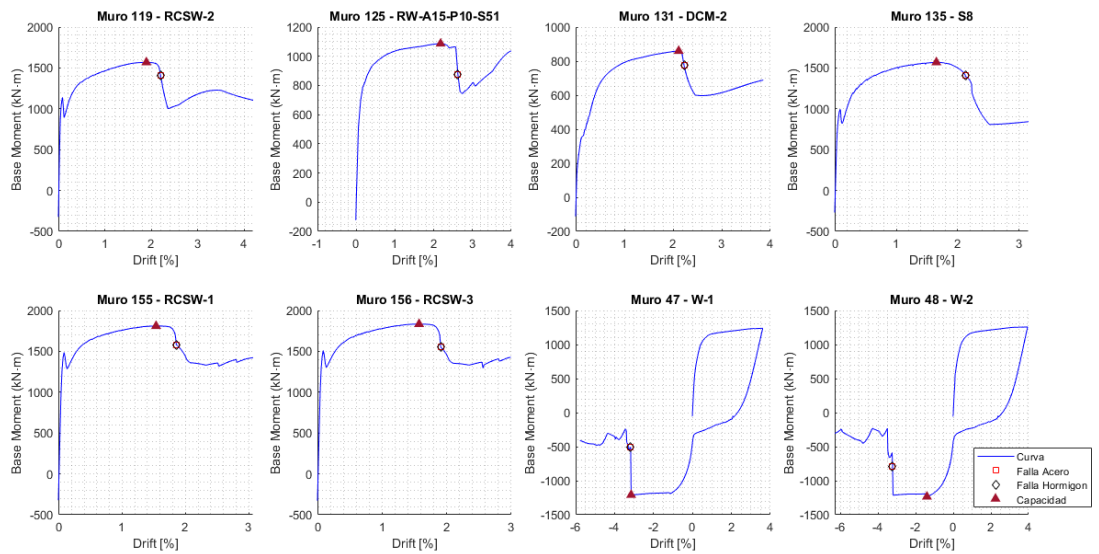


Figura 7.12 Envoltura momento versus desplazamiento base de datos 8/11.

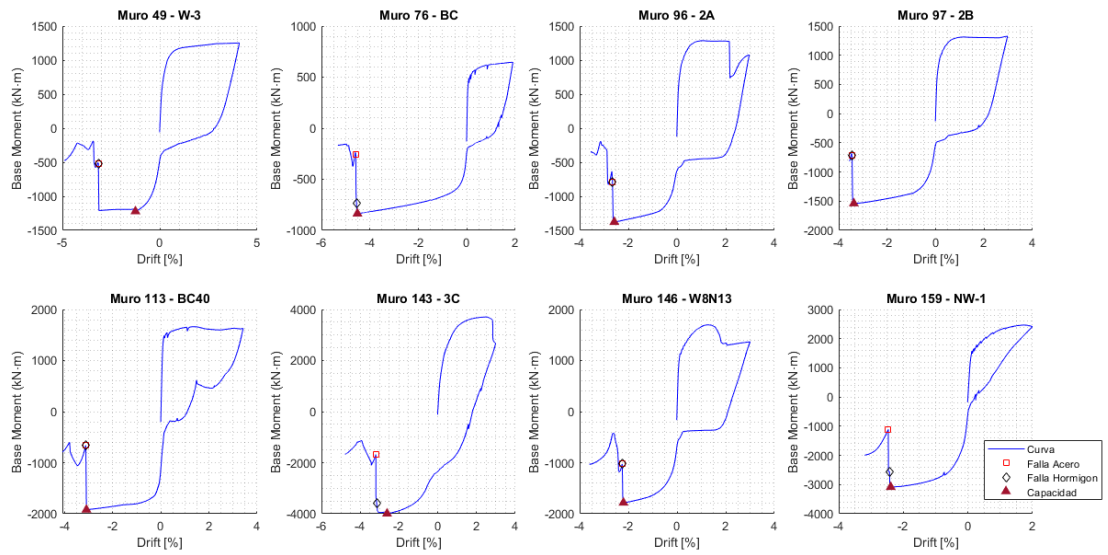


Figura 7.13 Envolvente momento versus desplazamiento base de datos 9/11.

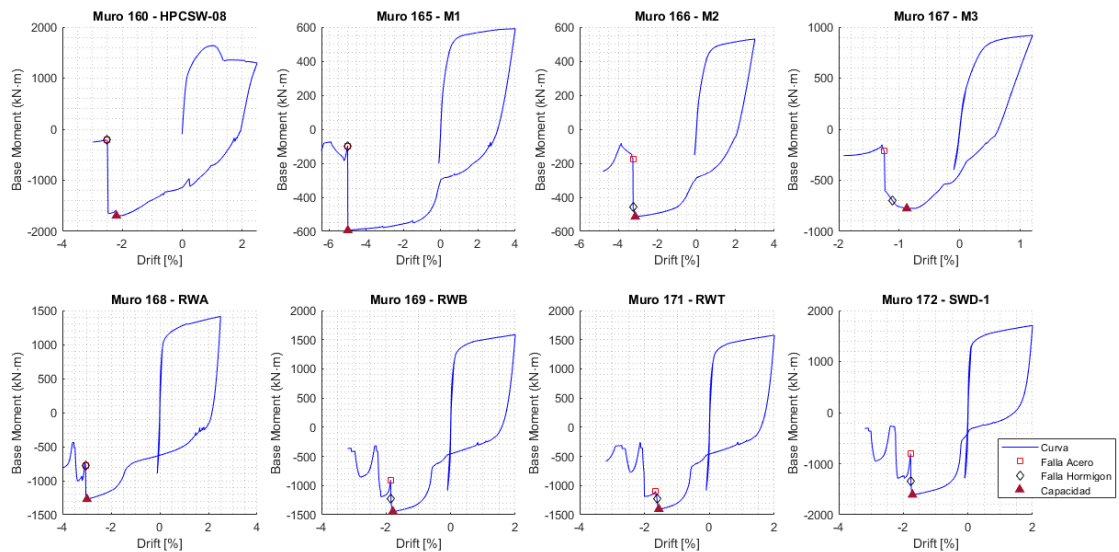


Figura 7.14 Envolvente momento versus desplazamiento base de datos 10/11.

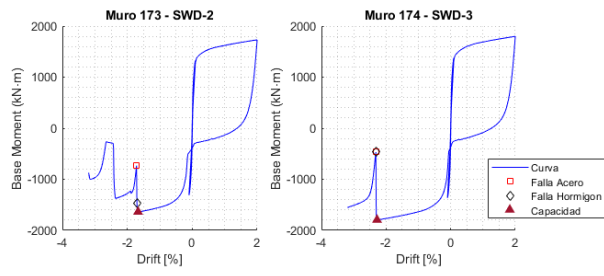


Figura 7.15 Envolvente momento versus desplazamiento base de datos 11/11.

ANEXO C

Deformaciones Unitarias Promedio en Tracción Base de Datos

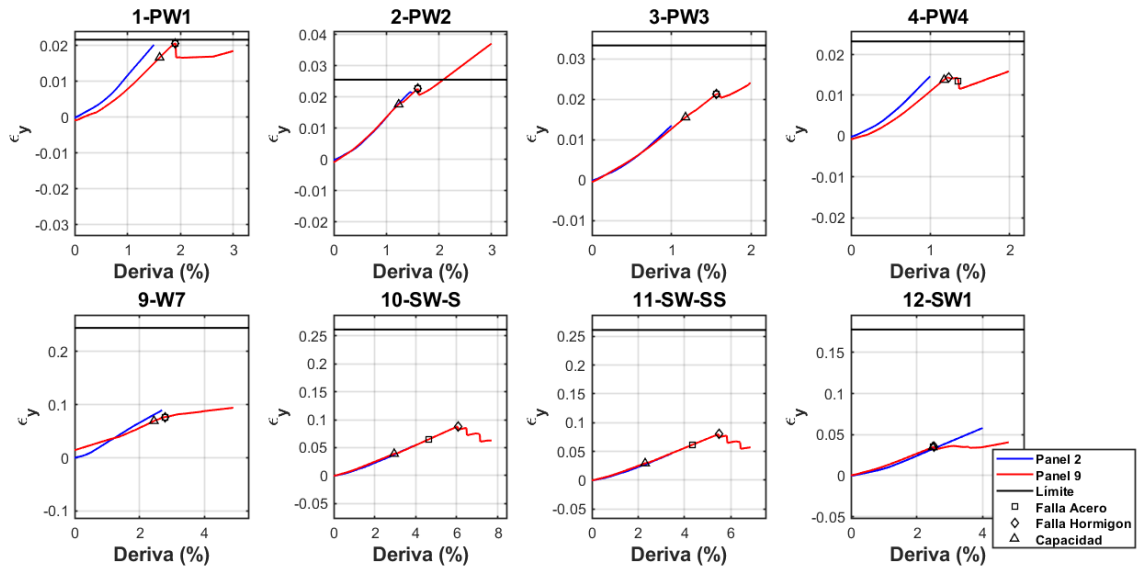


Figura 7.16 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio l_p 1/11.

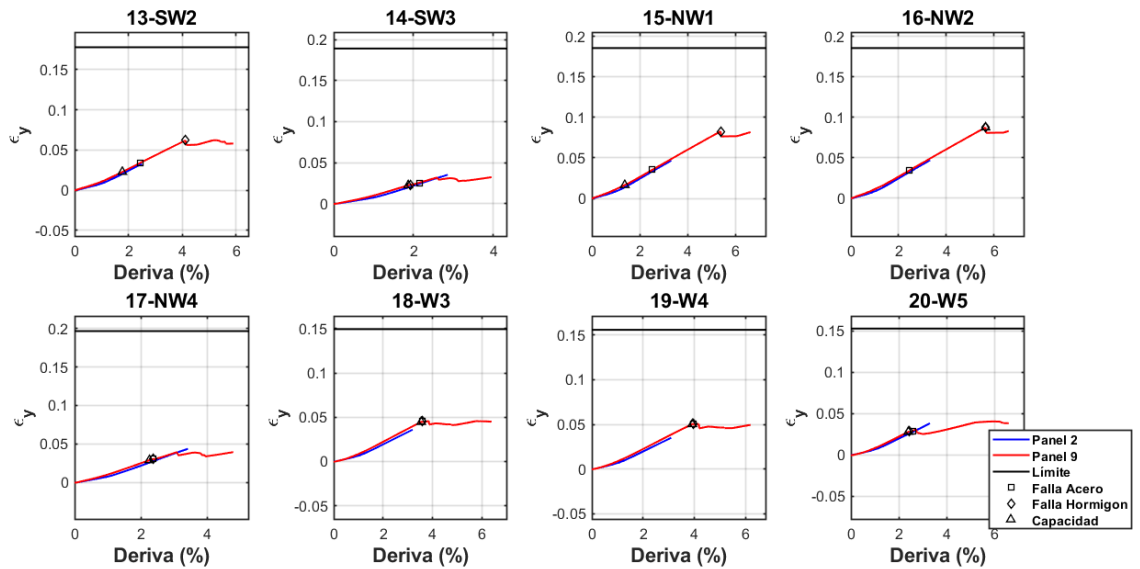


Figura 7.17 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio l_p 2/11.

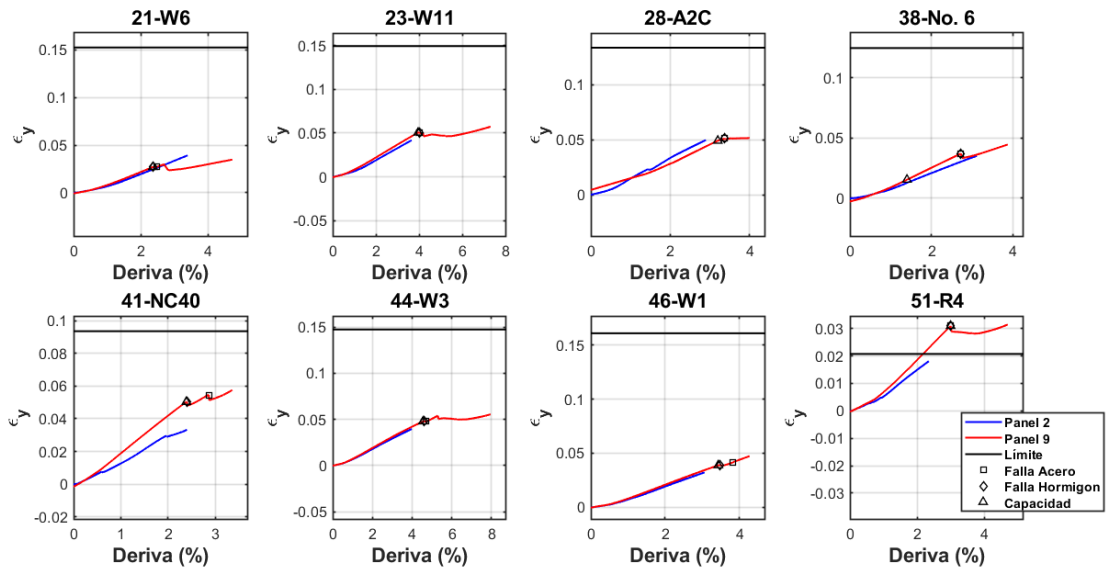


Figura 7.18 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio l_p 3/11.

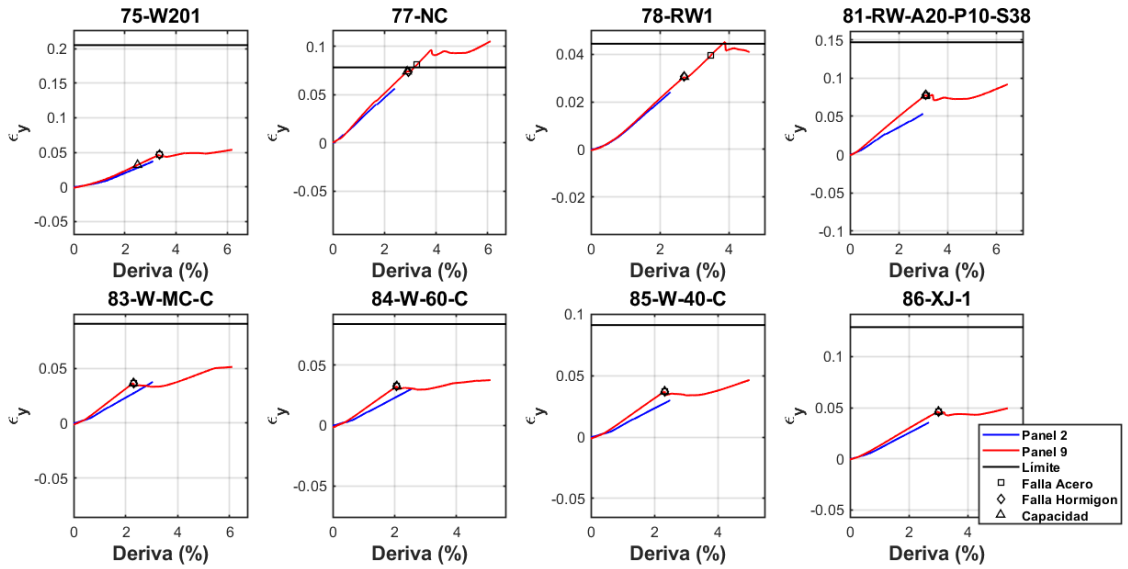


Figura 7.19 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio l_p 4/11.

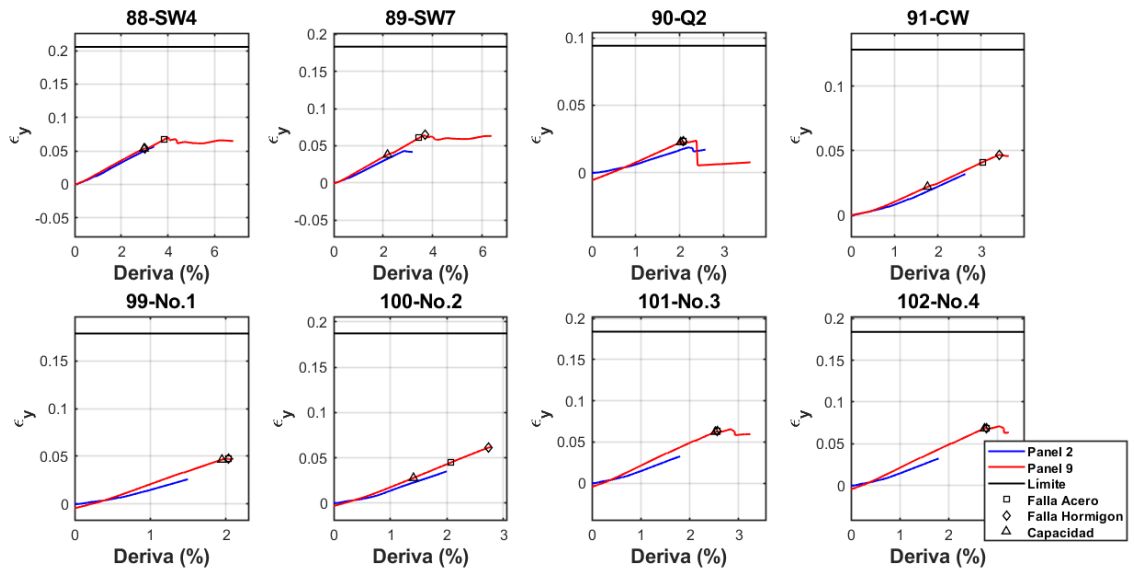


Figura 7.20 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio l_p 5/11.

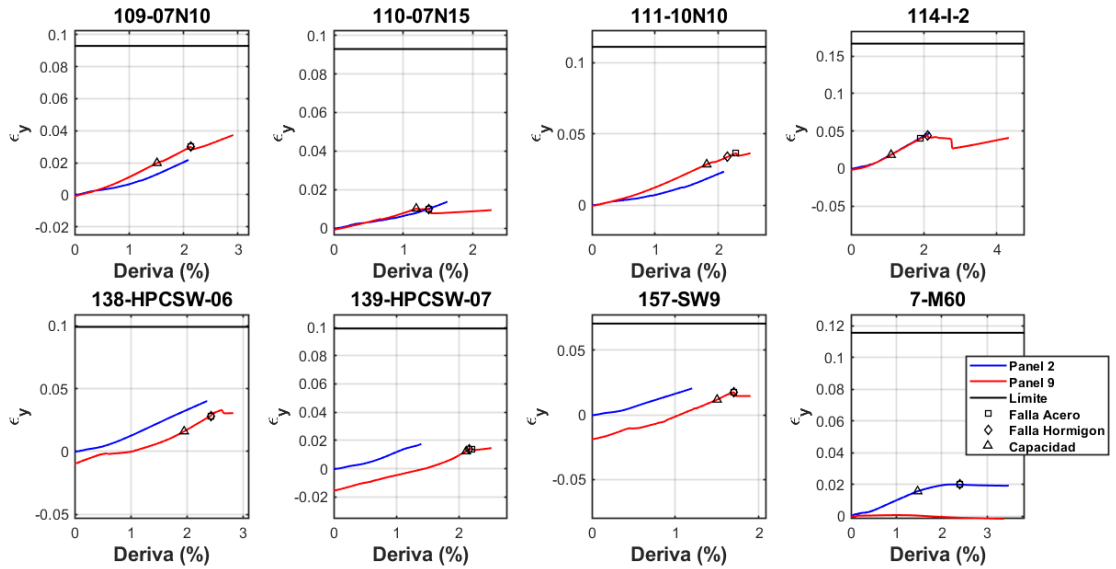


Figura 7.21 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio l_p 6/11.

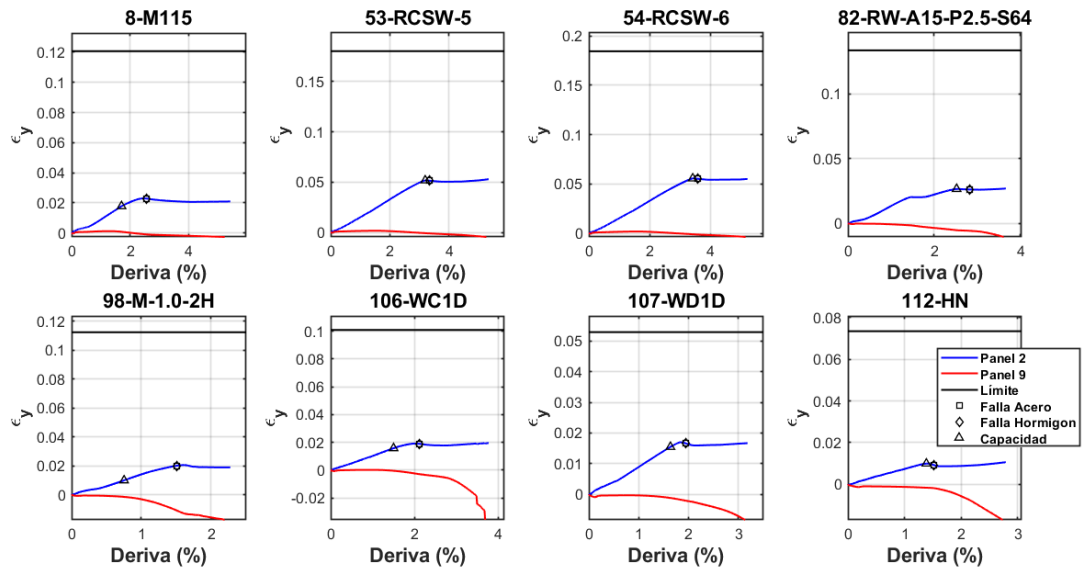


Figura 7.22 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio l_p 7/11.

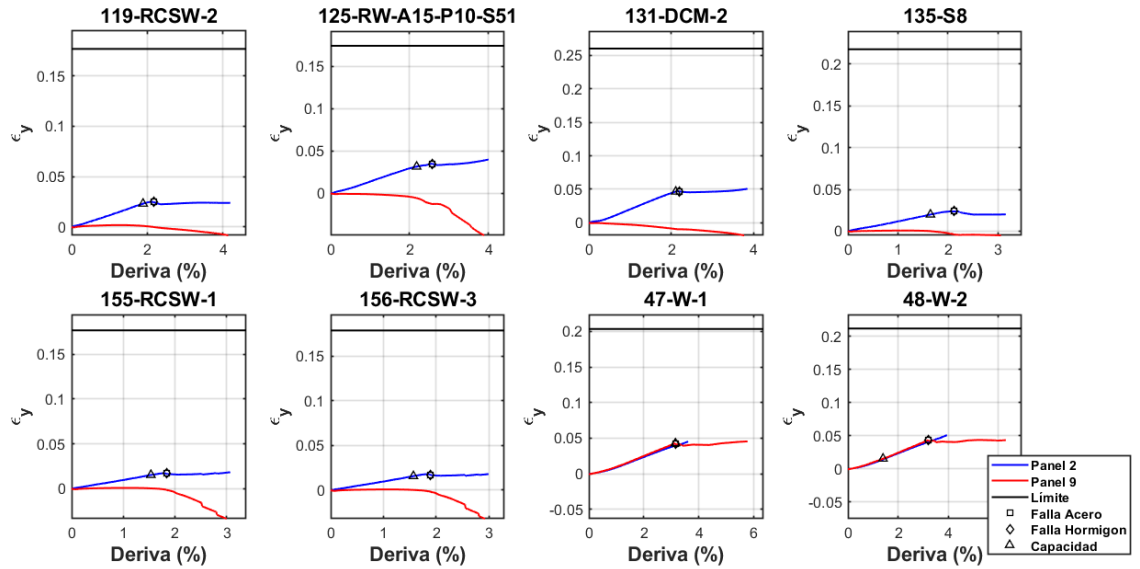


Figura 7.23 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio l_p 8/11.

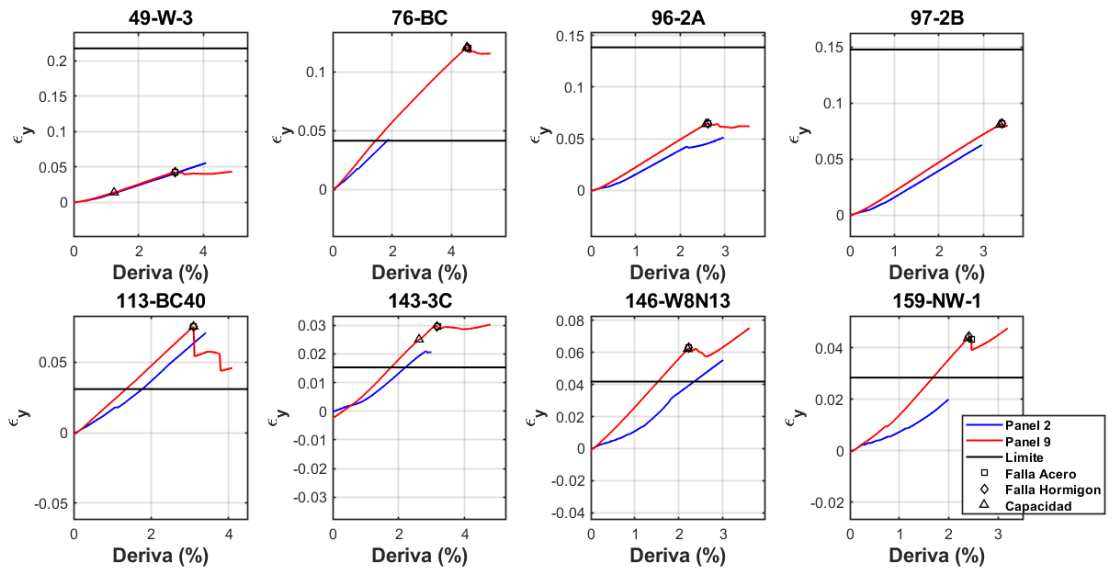


Figura 7.24 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio l_p 9/11.

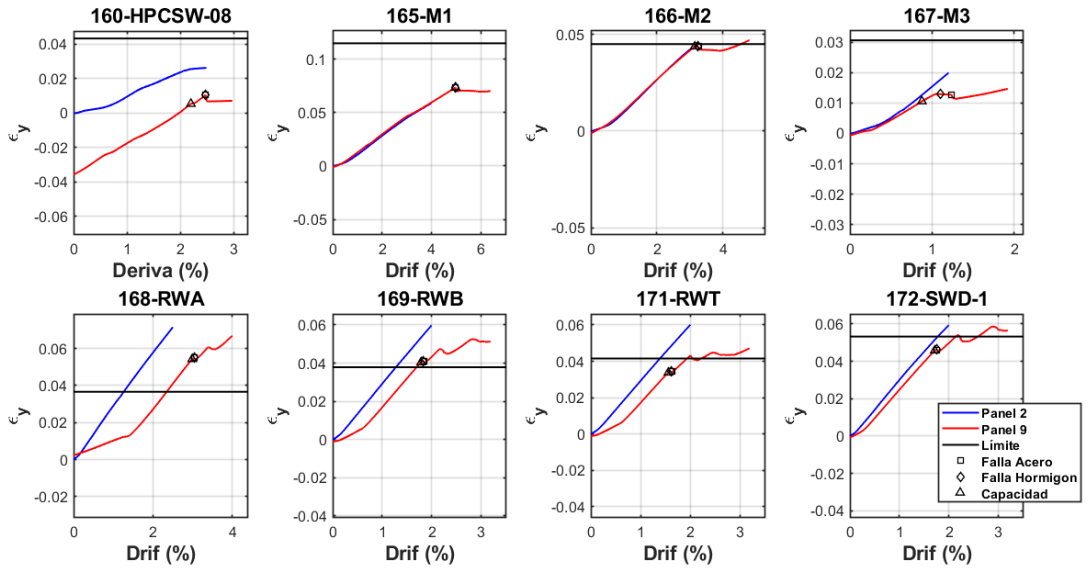


Figura 7.25 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio l_p 10/11.

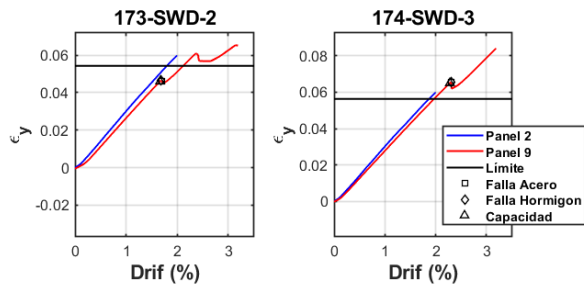


Figura 7.26 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio l_p 11/11.

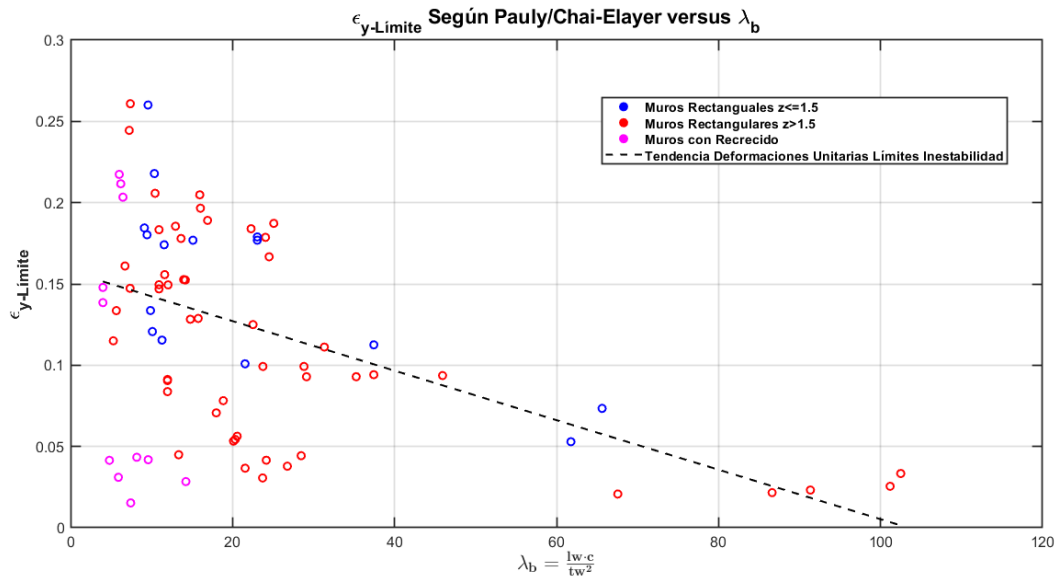


Figura 7.27 Deformación unitaria límite según el criterio de Pauly y Priestley [5] y Chai y Elayer [7] para una altura de deformación promedio de l_p , con l_p la altura de la rotula plástica del muro.

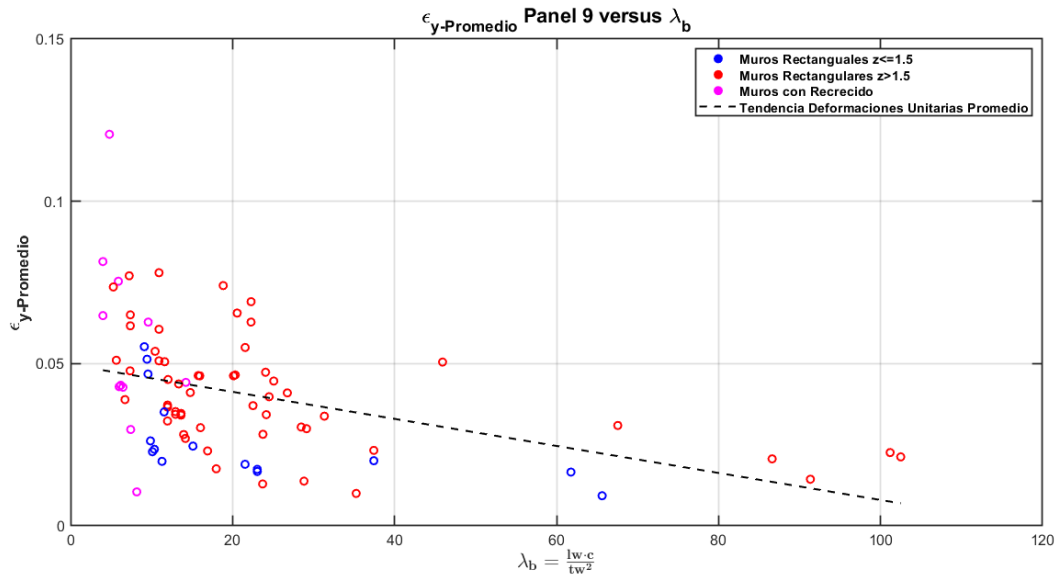


Figura 7.28 Deformación unitaria promedio según el criterio combinado para una altura de l_p , con l_p la altura de la rotula plástica del muro.

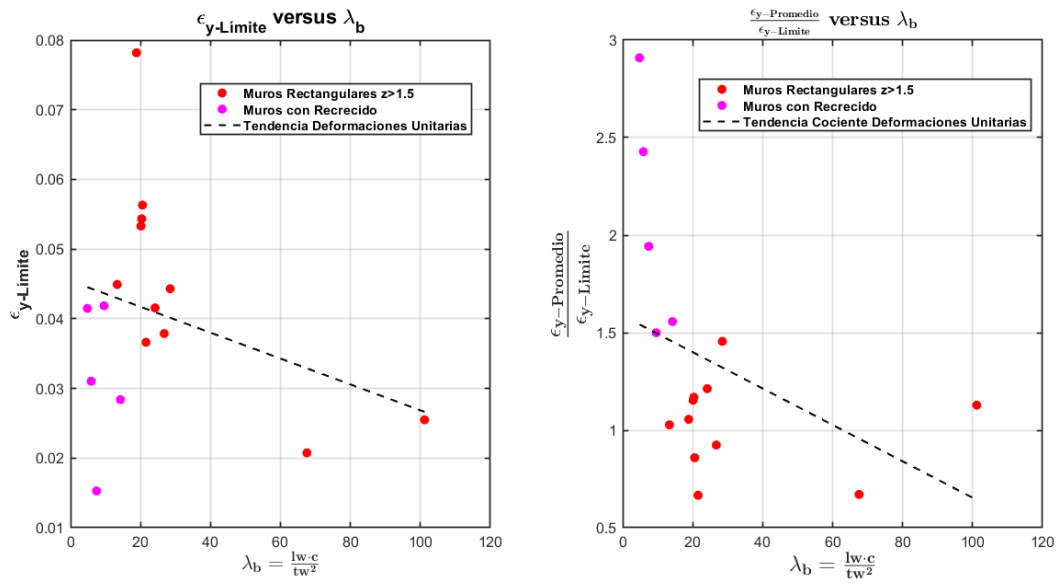


Figura 7.29 Muros donde existe el cruce entre la deformación unitaria límite y promedio. Deformación unitaria límite (a); Cociente entre la deformación unitaria límite y la deformación unitaria última según el criterio combinado para una altura promedio de l_p , con l_p la altura de la rotula plástica del muro(b).

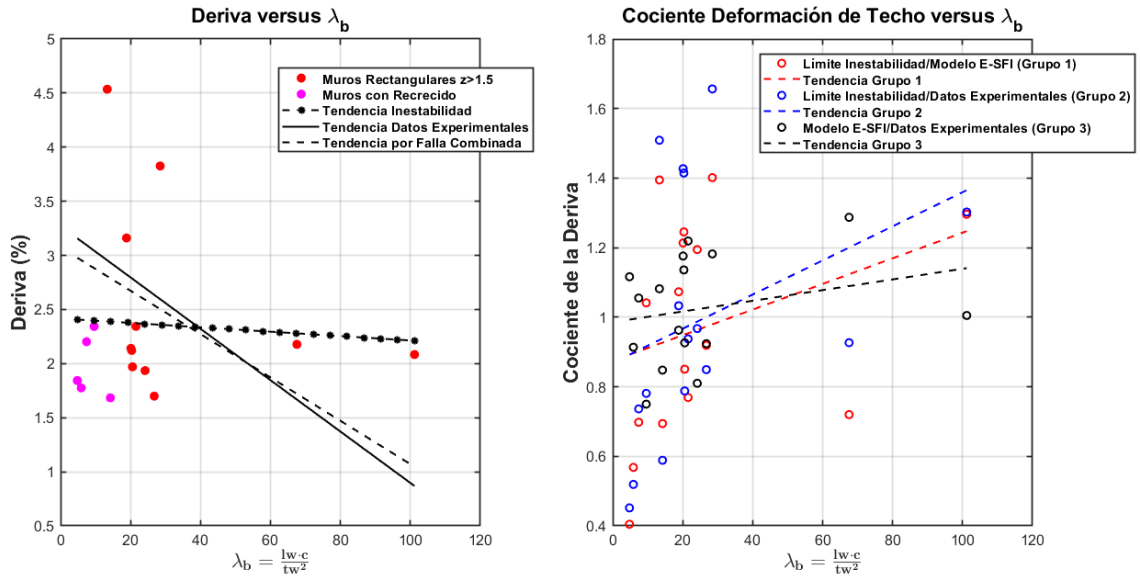


Figura 7.30 Muros donde existe el cruce entre la deformación unitaria límite y promedio para una altura promedio de l_p , con l_p la altura de la rotula plástica del muro. Capacidad de deformación última (a); Cociente entre la deformación última según inestabilidad, criterio combinado y datos experimentales (b).

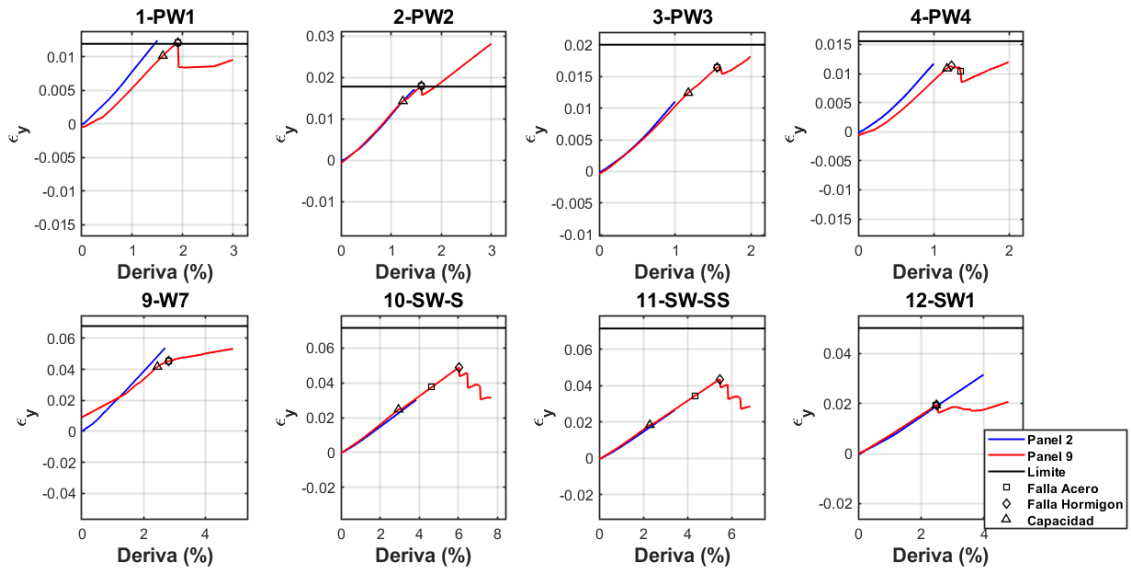


Figura 7.31 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2l_p$ 1/11.

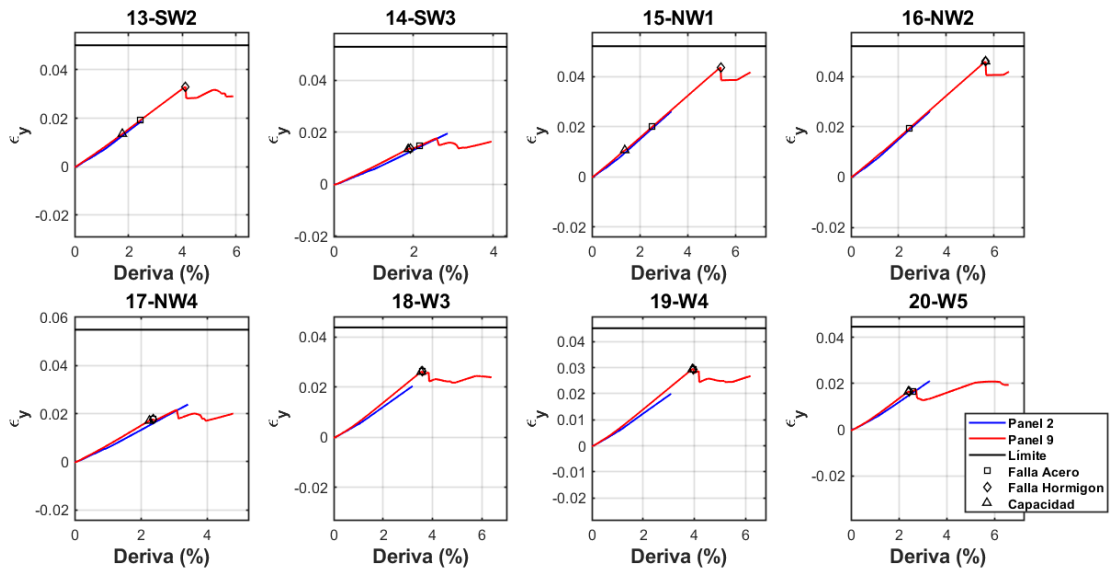


Figura 7.32 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2l_p$ 2/11.

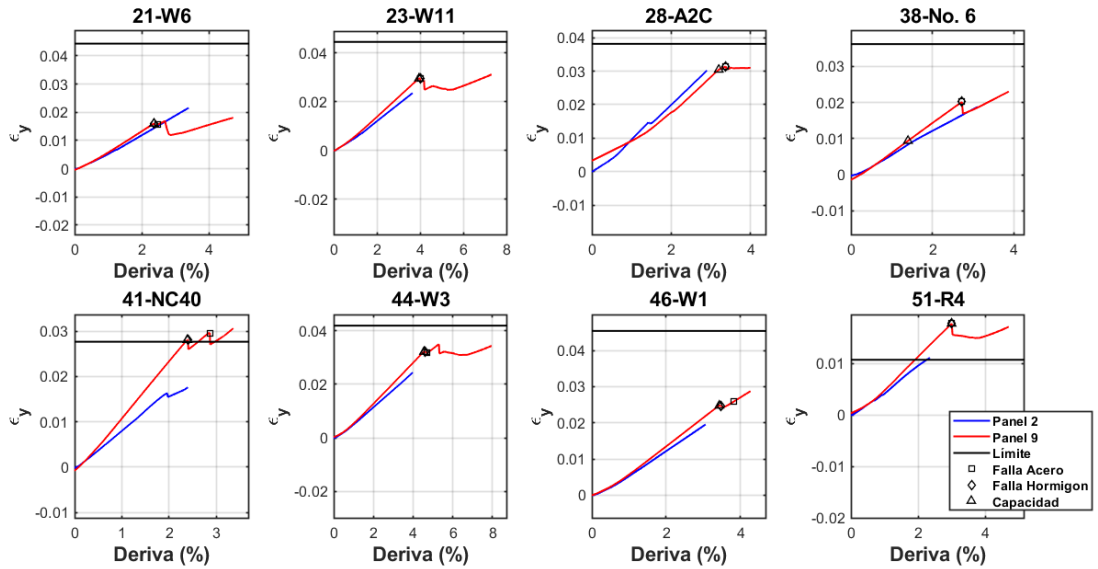


Figura 7.33 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2l_p$ 3/11.

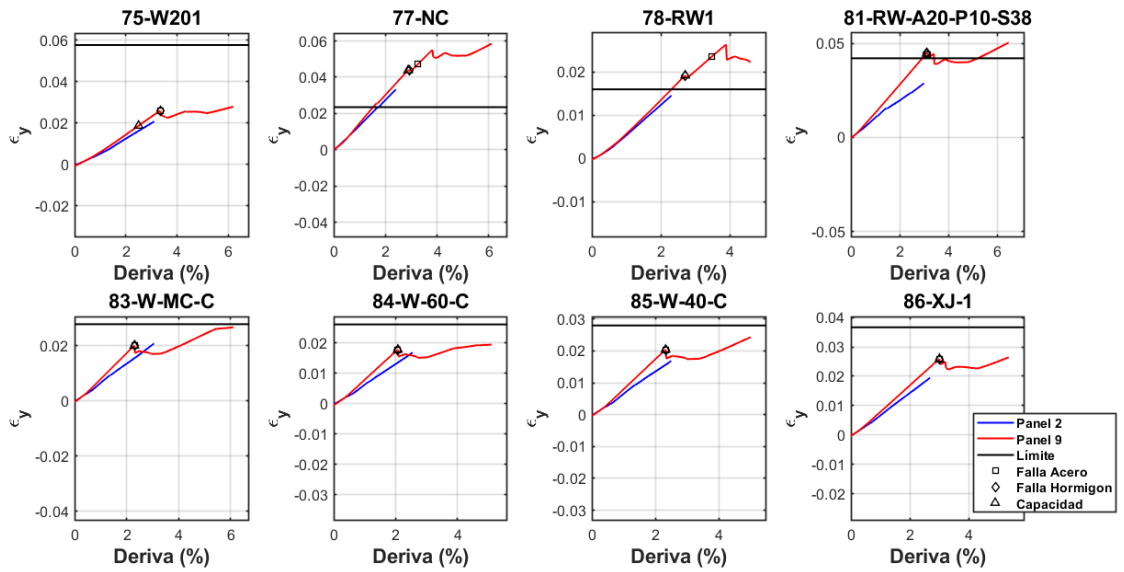


Figura 7.34 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2l_p$ 4/11.

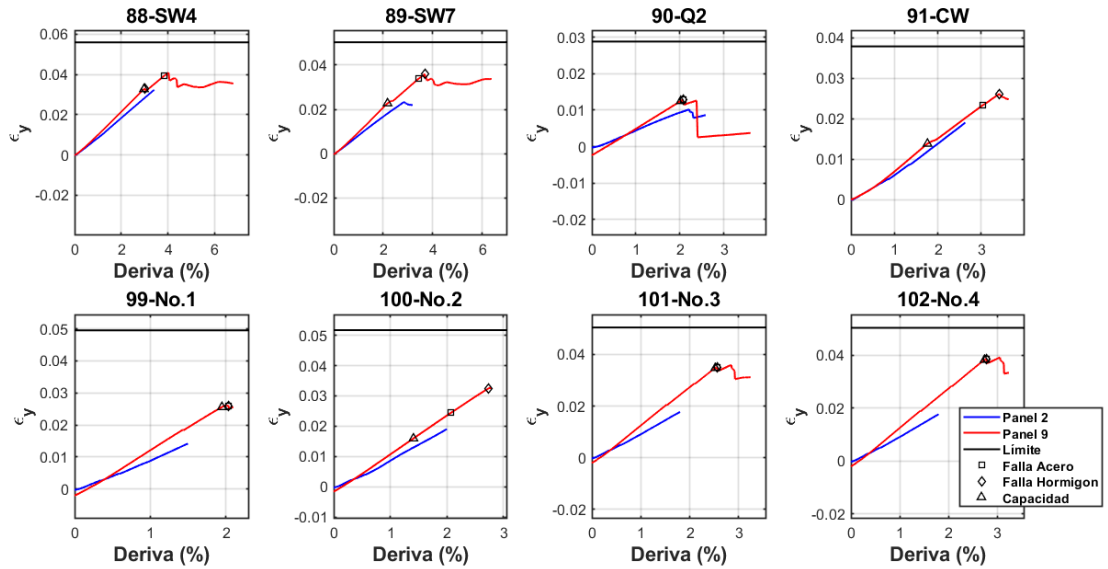


Figura 7.35 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2l_p$ 5/11.

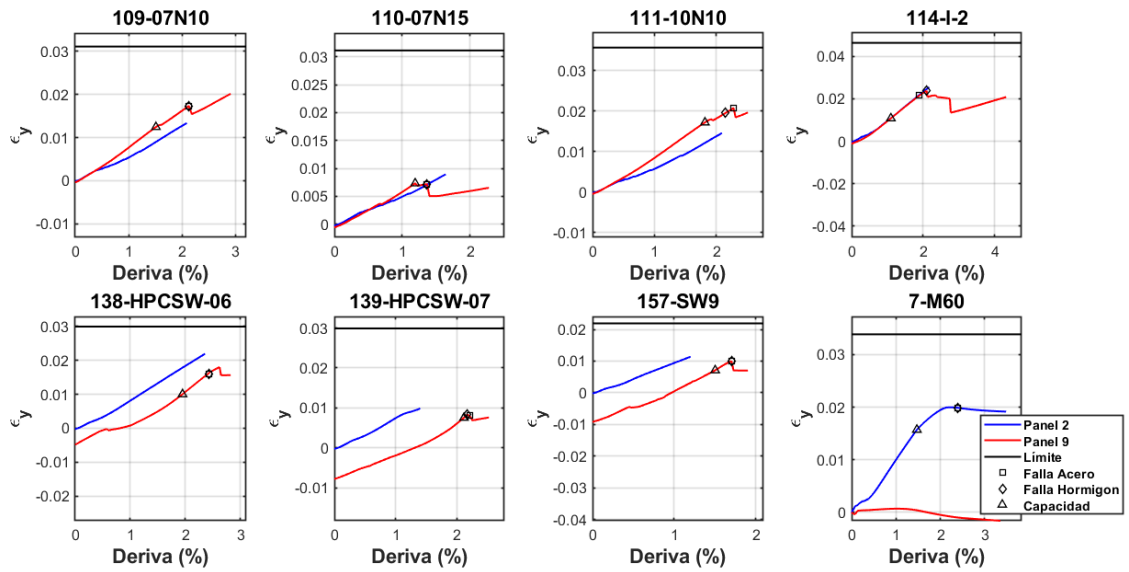


Figura 7.36 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2l_p$ 6/11.

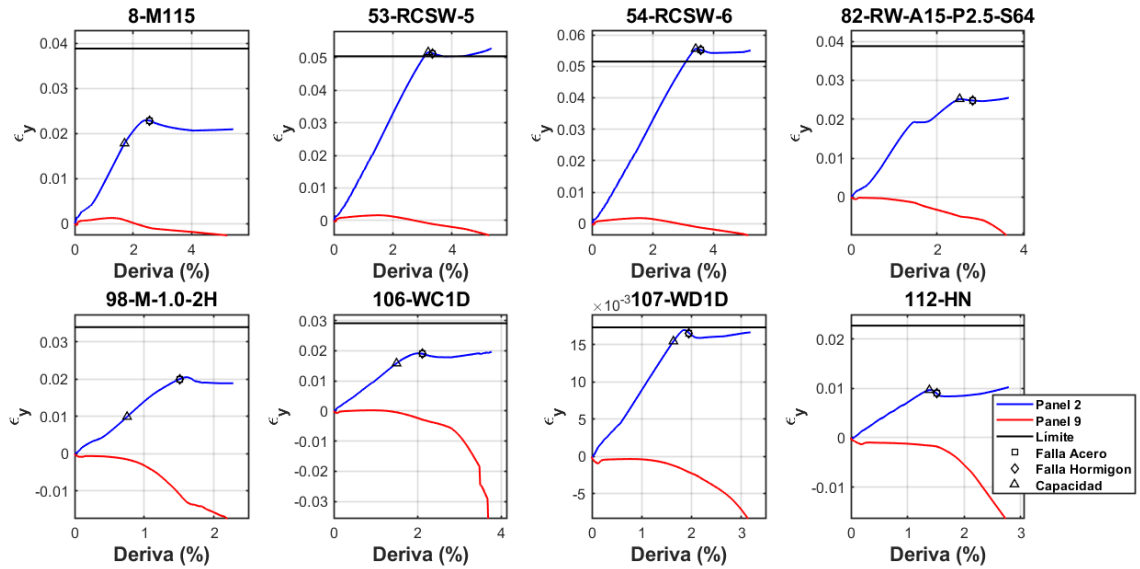


Figura 7.37 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2l_p$ 7/11.

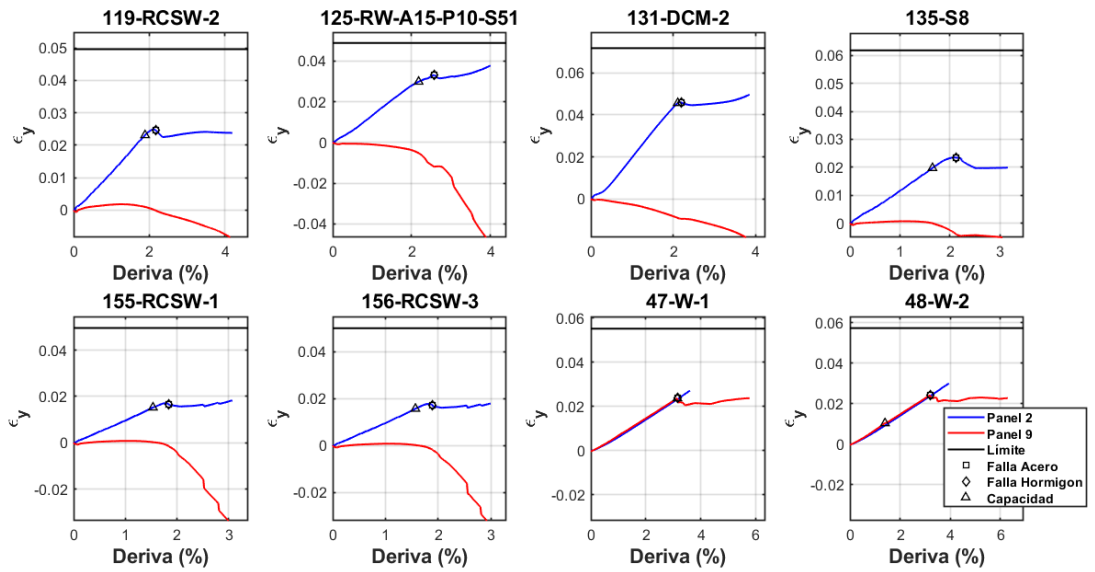


Figura 7.38 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2l_p$ 8/11.

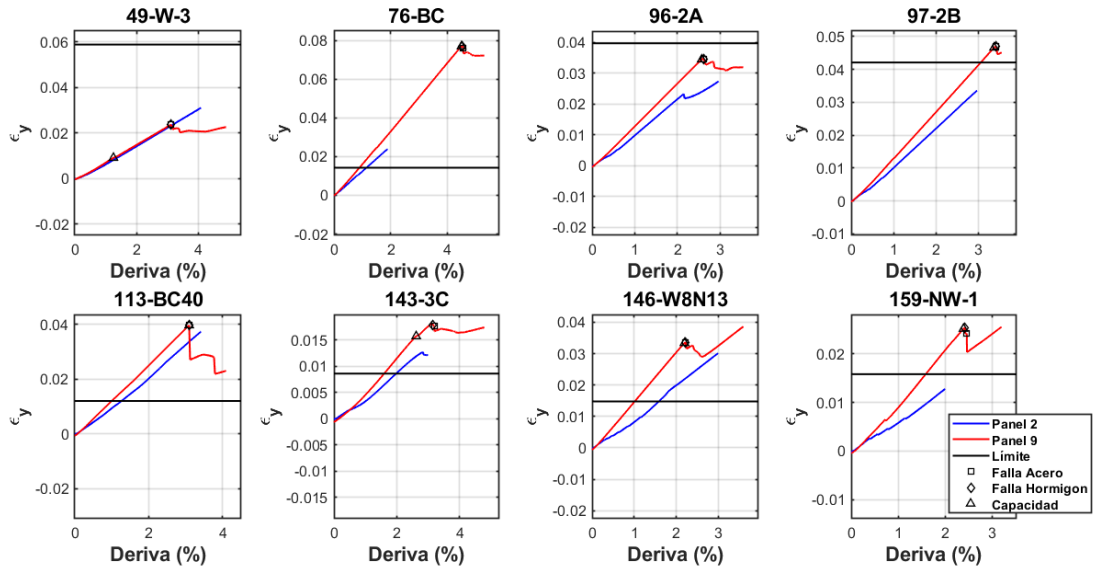


Figura 7.39 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2l_p$ 9/11.

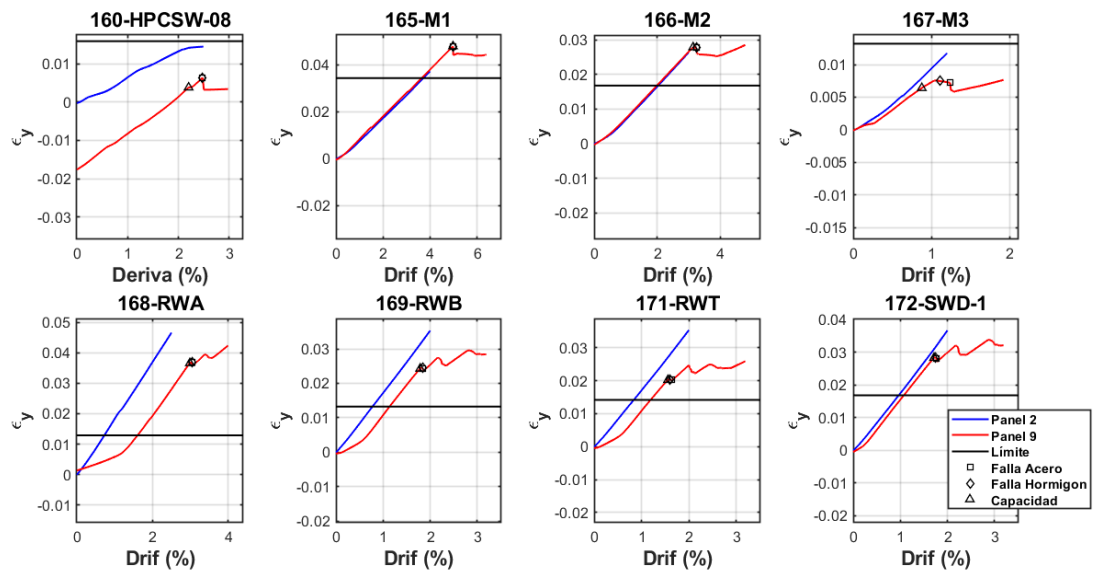


Figura 7.40 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2l_p$ 10/11.

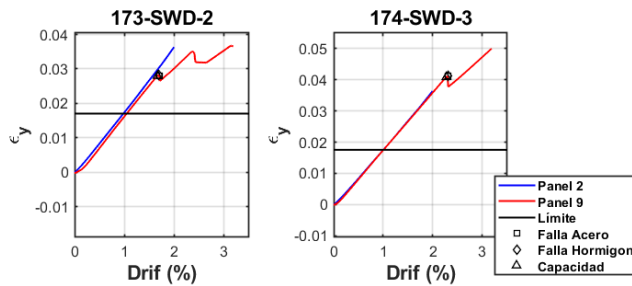


Figura 7.41 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $2l_p$ 11/11.

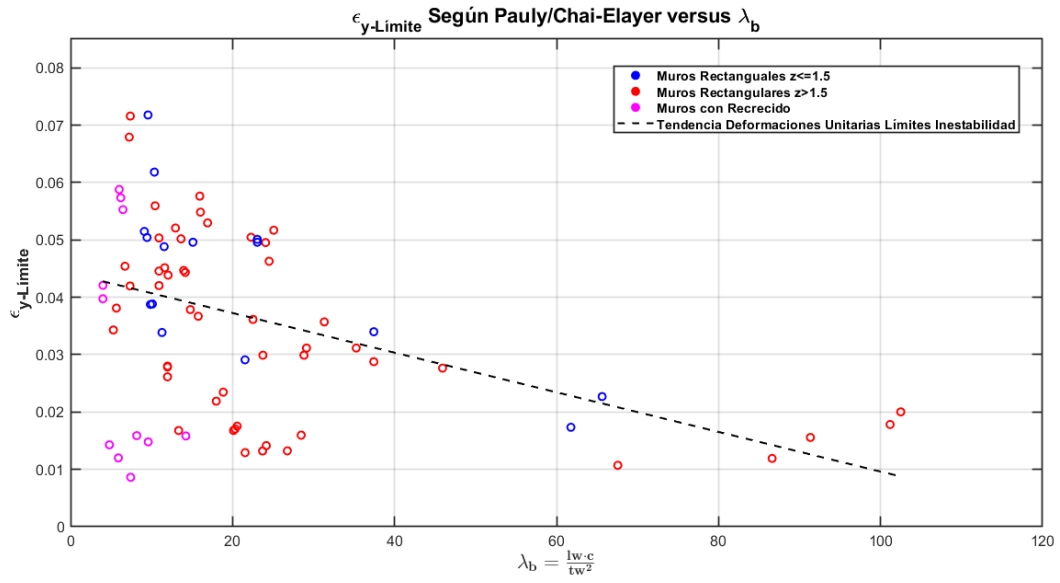


Figura 7.42 Deformación unitaria límite según el criterio de Pauly y Priestley [5] y Chai y Elayer [7] para una altura de deformación promedio de $2l_p$, con l_p la altura de la rotula plástica del muro.

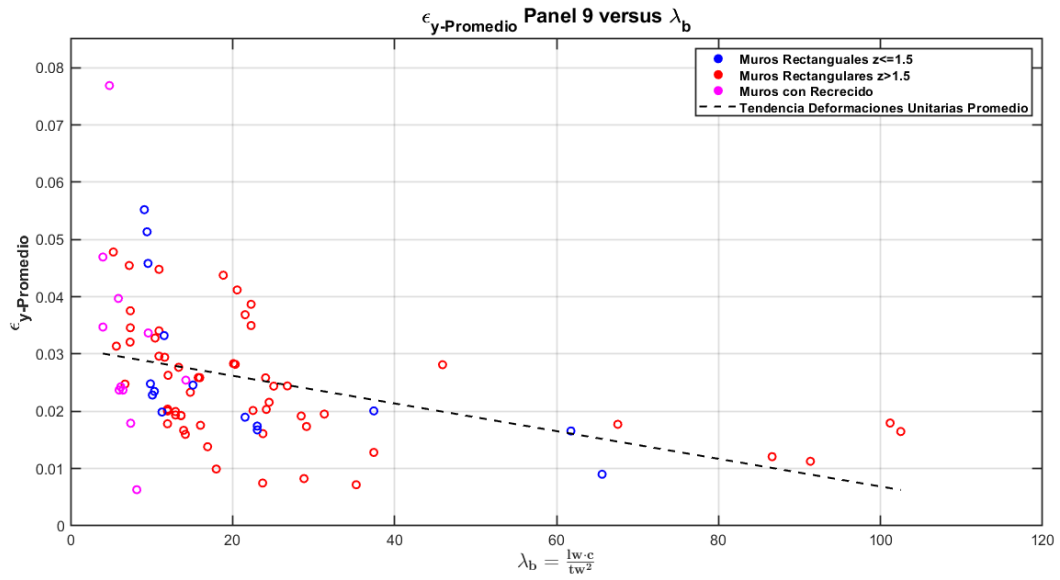


Figura 7.43 Deformación unitaria promedio según el criterio combinado para una altura de $2l_p$, con l_p la altura de la rotula plástica del muro.

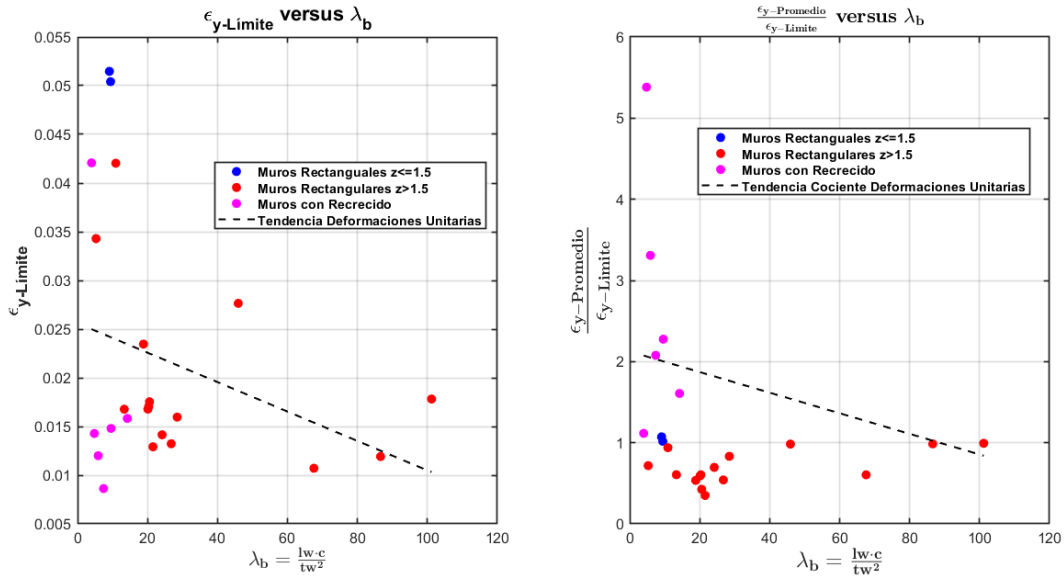


Figura 7.44 Muros donde existe el cruce entre la deformación unitaria límite y promedio. Deformación unitaria límite (a); Cociente entre la deformación unitaria límite y la deformación unitaria última según el criterio combinado para una altura promedio de $2l_p$, con l_p la altura de la rotula plástica del muro (b).

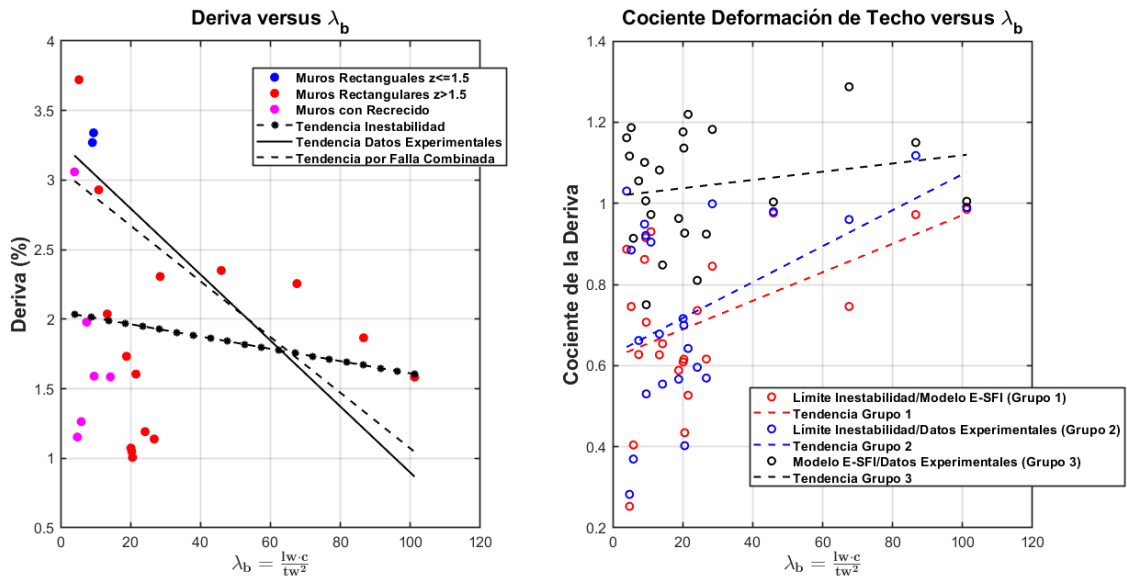


Figura 7.45 Muros donde existe el cruce entre la deformación unitaria límite y promedio para una altura promedio de $2l_p$, con l_p la altura de la rotula plástica del muro. Capacidad de deformación última (a); Cociente entre la deformación última según inestabilidad, criterio combinado y datos experimentales (b).

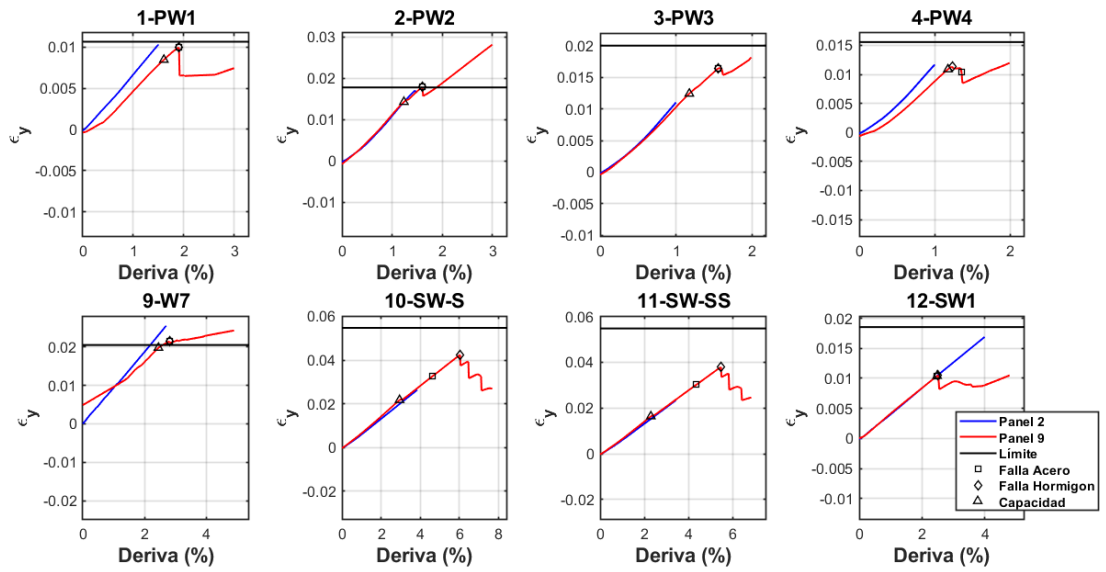


Figura 7.46 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7h_w$ 1/11.

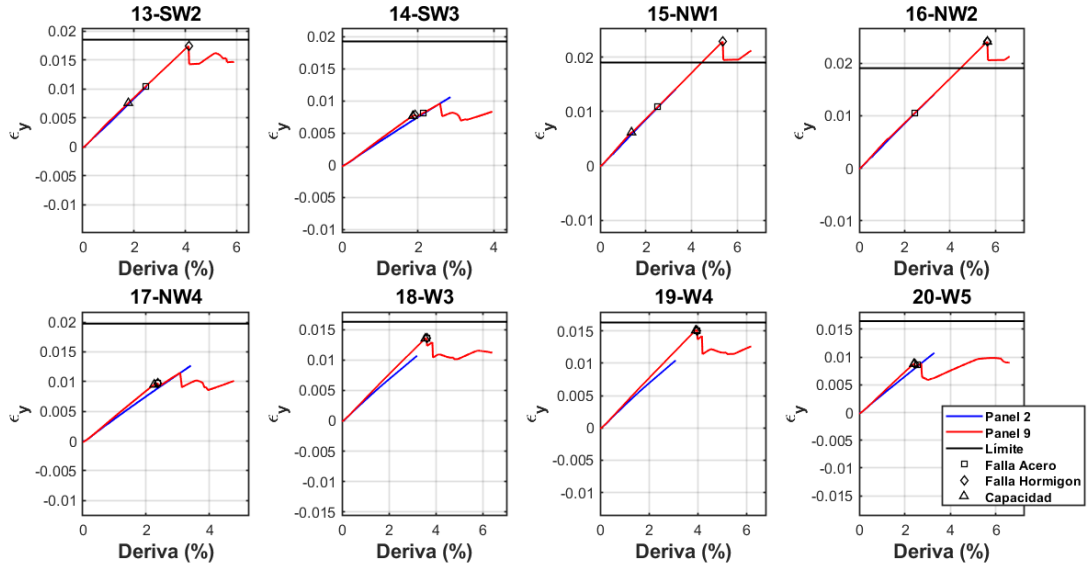


Figura 7.47 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7h_w$ 2/11.

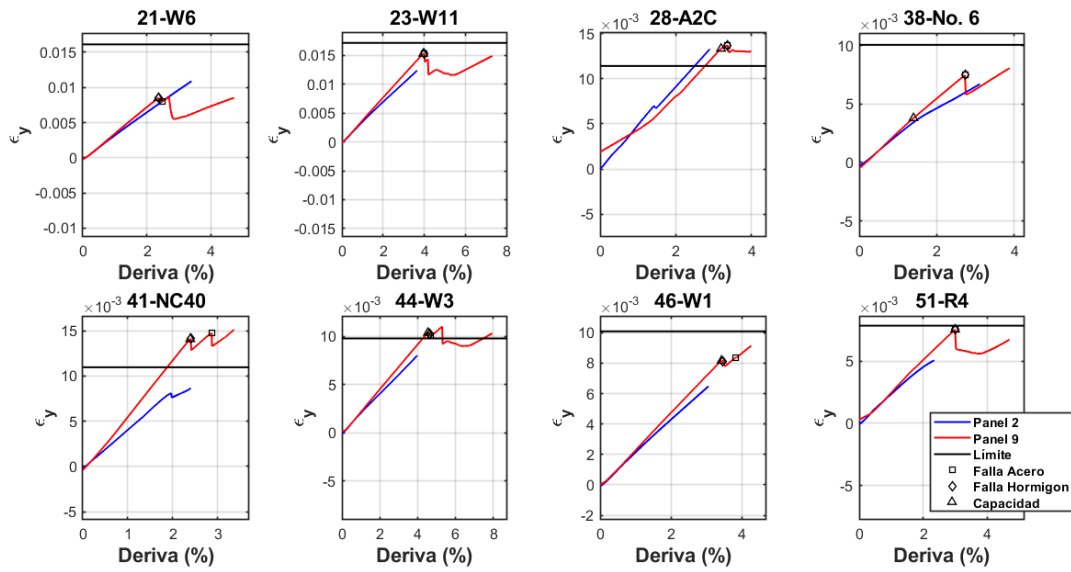


Figura 7.48 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7h_w$ 3/11.

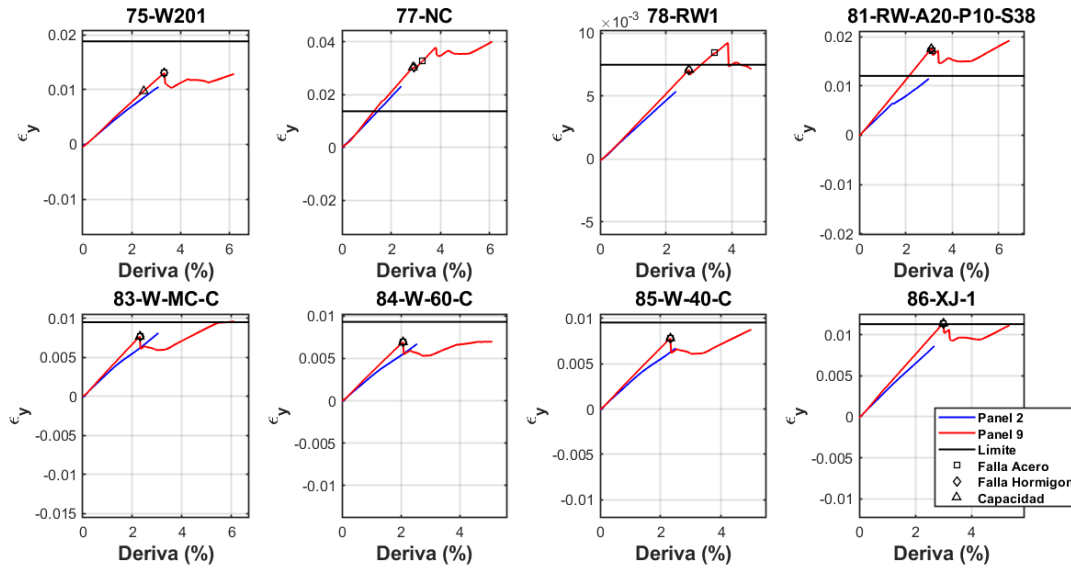


Figura 7.49 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7h_w$ 4/11.

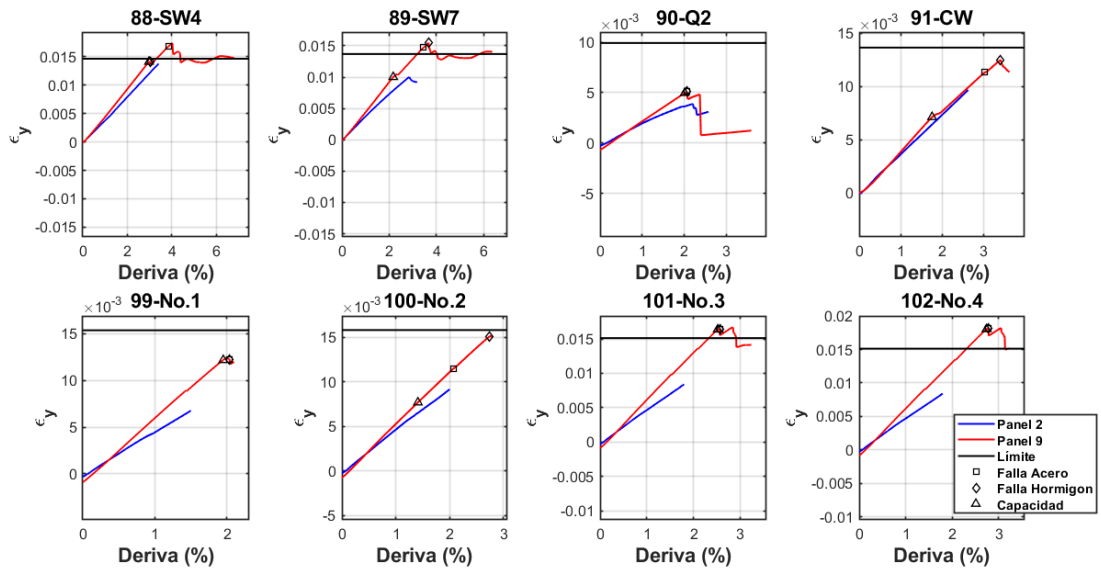


Figura 7.50 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7h_w$ 5/11.

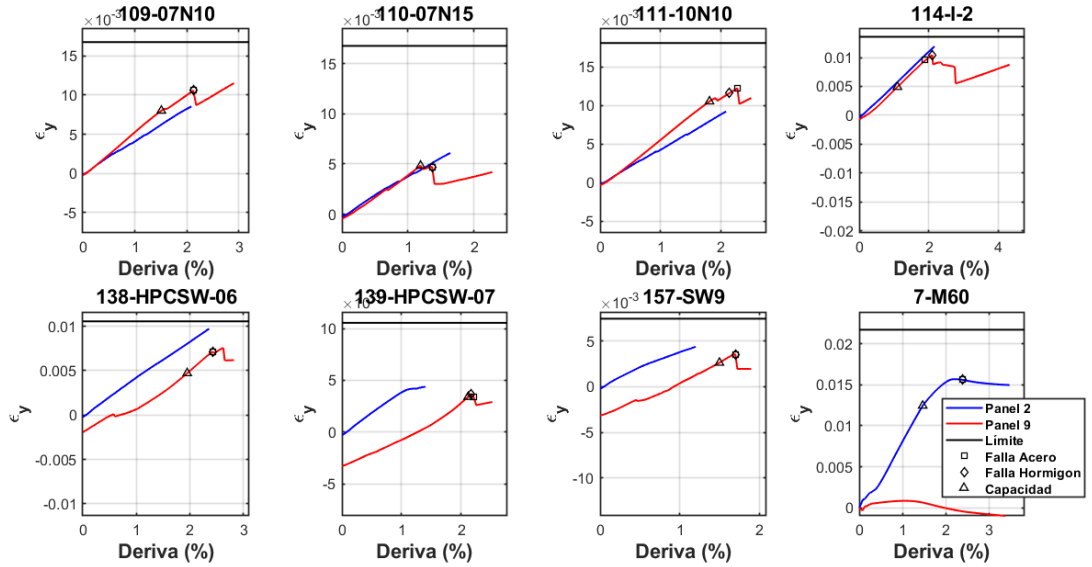


Figura 7.51 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7h_w$ 6/11.

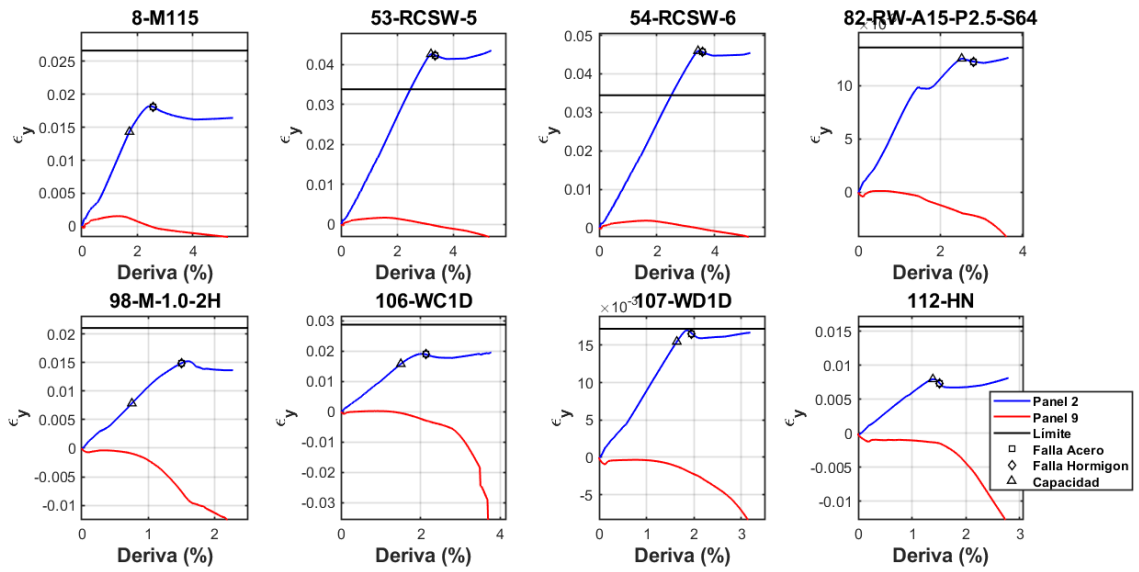


Figura 7.52 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7h_w$ 7/11.

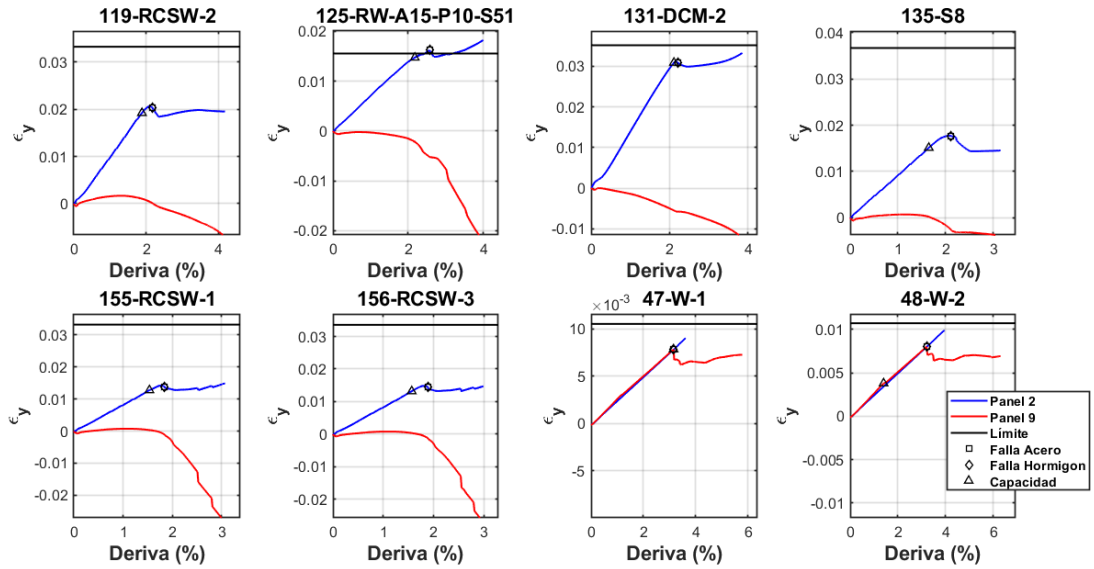


Figura 7.53 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7h_w$ 8/11.

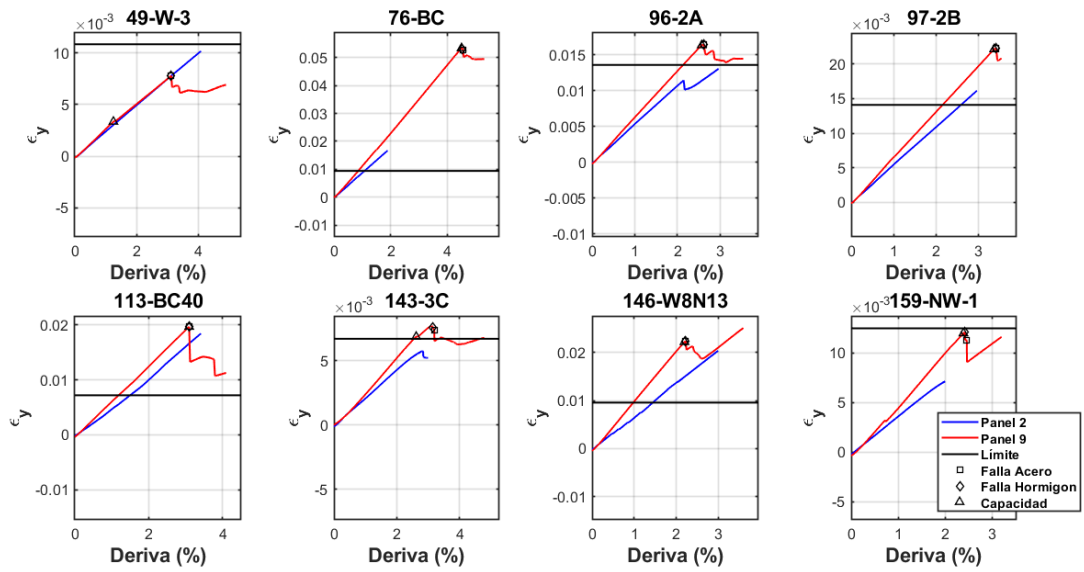


Figura 7.54 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7h_w$ 9/11.

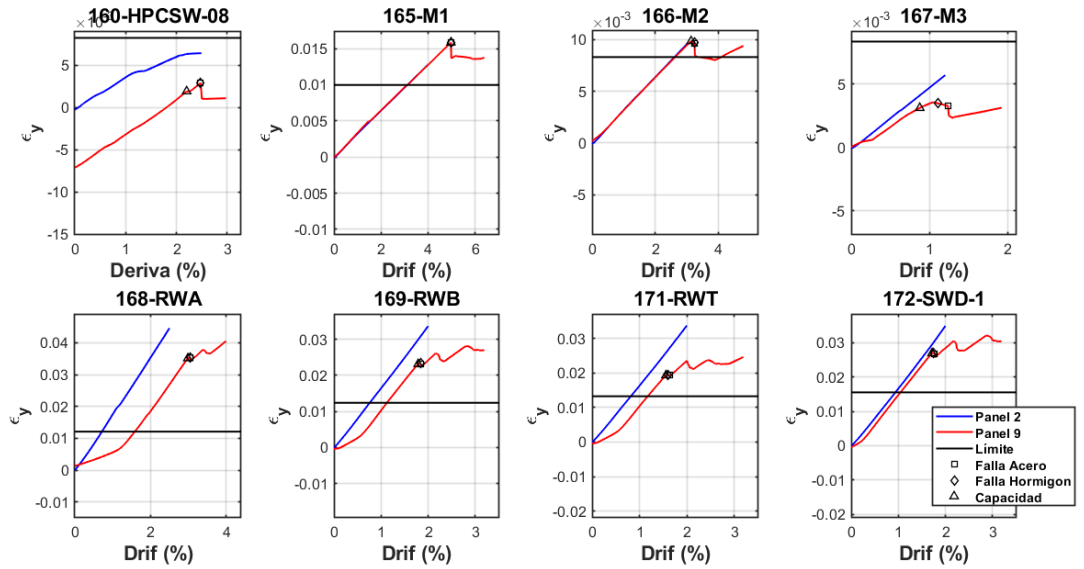


Figura 7.55 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7h_w$ 10/11.

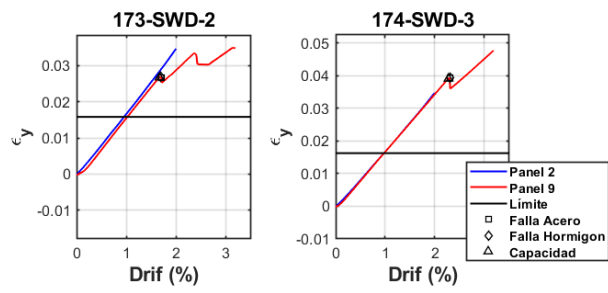


Figura 7.56 Deformaciones unitarias en tracción para una altura promedio $0.7h_w$ 11/11.