



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

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE MUROS CORTOS DE HORMIGÓN
ARMADO CON CARGA AXIAL POR UN MODELO DE INTERACCIÓN DE CORTE-
FLEXIÓN**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SERGIO ANDRÉS GUTIÉRREZ COFRÉ

**SANTIAGO DE CHILE
2012**



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

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE MUROS CORTOS DE HORMIGÓN
ARMADO CON CARGA AXIAL POR UN MODELO DE INTERACCIÓN DE CORTE-
FLEXIÓN**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

SERGIO ANDRÉS GUTIÉRREZ COFRÉ

**PROFESOR GUÍA:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
MAXIMILIANO ASTROZA INOSTROZA
AUGUSTO HOLMBERG FUENZALIDA**

**SANTIAGO DE CHILE
ABRIL 2012**

RESUMEN

Los muros de hormigón armado (H.A.) son habitualmente usados como elementos estructurales resistentes para abordar demandas de rigidez y resistencia. Aquellos con baja relación de aspecto (menor a 2), denominados muros cortos, se caracterizan por un comportamiento controlado por corte, y por tanto presentan modos de falla frágiles y respuestas poco dúctiles. Para mejorar la representación y análisis de los muros de H.A., Massone et al. (2006) han propuesto una alternativa de análisis que consiste en un modelo de interacción corte-flexión que agrega ambas componentes de deformación en el comportamiento de paneles de H.A. incorporados en la formulación tradicional de elementos de fibra uniaxial apilados.

El modelo de interacción propuesto ha sido previamente estudiado, mostrando una respuesta razonablemente buena en la predicción del comportamiento experimental de muros doblemente empotrados. Para extender su aplicabilidad a muros en voladizo, se toman en consideración los resultados de un programa experimental (once muros en voladizo) conducido por Terzioğlu (2011) en la Universidad de Bogaziçi, Turquía, y el cual forma parte del proyecto FONDECYT No.11080010.

Este trabajo valida experimentalmente la capacidad de predicción del modelo en términos de la respuesta global (curva carga-deformación), las componentes de deformación interna y el uso de una expresión de expansión lateral de muros, calibrada por un modelo bidimensional de elementos finitos, que mejora la predicción del modelo de interacción. Por otro lado, se estudia el efecto de la carga axial en la respuesta de los muros según la predicción de los modelos de fibra en flexión y de interacción corte-flexión. Para el análisis del efecto de la carga axial se toman en consideración además, los resultados de un programa experimental realizado por Massone (2006) en UCLA.

En general, la respuesta global del modelo de interacción muestra una buena correlación con los resultados experimentales tanto en rigidez como en la capacidad resistente y su degradación. Los resultados muestran una razón promedio entre la predicción y el registro experimental en capacidad (V_{mod}/V_{exp}) de 0.93 y en deformación al 10% de degradación de la capacidad ($\delta_{mod}/\delta_{exp}$) de 1.20, con coeficientes de variación de 0.07 y 0.38, respectivamente. Estos indicadores revelan que entrega una mejor predicción del comportamiento que la obtenida por el modelo de fibra en flexión pura o la aplicación del mismo modelo de interacción, pero sin la expresión calibrada de expansión lateral.

El modelo predice, comúnmente, una adecuada distribución de las componentes de deformación interna del muro, con una participación alrededor del 75% de la componente de corte en el desplazamiento lateral de techo. Por otro lado, la expresión calibrada de expansión lateral es capaz de reproducir relativamente bien la forma del perfil de expansión y la magnitud de las deformaciones. Otra de las observaciones es que la predicción del modelo de interacción captura el aumento de capacidad y rigidez por efecto de la carga axial, como también lo hace el modelo de flexión. Evitando la sofisticación del modelo de interacción, se propone un análisis simplificado en flexión para la estimación de la sobrecapacidad. La comparación de esta metodología con la aplicación de las expresiones de diseño del código ACI318-08 revela que es capaz de reducir los errores en la estimación de la capacidad de carga lateral.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Motivación.....	1
1.2	Objetivos.....	2
1.3	Metodología.....	3
1.4	Alcances por capítulo.....	3
1.5	Discusión bibliográfica.....	4
2	DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE INTERACCIÓN.....	8
2.1	Descripción Modelo de interacción.....	8
2.2	Modelos constitutivos de los materiales.....	11
2.2.1	Modelo constitutivo del hormigón.....	11
2.2.2	Modelo constitutivo del acero de refuerzo.....	13
3	DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA DE ENSAYOS	14
3.1	Descripción de las probetas.....	14
3.1.1	Descripción del espécimen SW-T6-S1-8.....	16
3.1.2	Descripción del espécimen SW-T1-S2-9.....	16
3.1.3	Descripción del espécimen SW-T1-N5-S1-10.....	17
3.1.4	Descripción del espécimen SW-T1-N10-S1-11.....	17
3.1.5	Descripción de los pedestales.....	17
3.2	Propiedades de los materiales.....	17
3.2.1	Acero de refuerzo.....	18
3.2.2	Hormigón.....	19
3.3	Construcción de especímenes.....	20
3.4	Instalación Experimental.....	21
3.5	Instrumentación.....	22
3.6	Medición y cálculo de las componentes de deformación.....	23
3.6.1	Componentes de deformación por corte y flexión (en el muro).....	24
3.6.2	Componentes de deformación por corte y flexión (entre pedestales).....	26
3.6.3	Componentes de deslizamiento y rotación en la interfaz muro-pedestal inferior.....	27
3.6.4	Perfil de expansión lateral del muro.....	27

4	RESULTADOS DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL Y VALIDACIÓN DEL MODELO.....	28
4.1	Observaciones experimentales y comportamiento.....	28
4.1.1	Comportamiento SW-T6-S1-8.	28
4.1.2	Comportamiento SW-T1-S2-9.	30
4.1.3	Comportamiento SW-T1-N5-S1-10.....	31
4.1.4	Comportamiento SW-T1-N10-S1-11.....	32
4.1.5	Comportamiento de muros en la primera y segunda batería.....	33
4.2	Respuesta global (curva carga – desplazamiento).	34
4.3	Componentes de respuesta.	40
4.4	Comparación modelo interacción vs respuesta experimental.	44
4.4.1	Comparación carga máxima modelo interacción vs respuesta experimental. 44	
4.4.2	Comparación envolvente modelo interacción vs respuesta experimental. .	46
4.4.3	Comparación componentes de respuesta modelo interacción vs respuesta experimental.....	49
4.4.4	Comparación expansión lateral modelo interacción vs respuesta experimental.....	52
5	EFFECTO DE LA CARGA AXIAL	57
5.1	Efecto de la carga axial en la respuesta global.	57
5.2	Sobrecapacidad por efecto de la carga axial.	58
5.2.1	Análisis sensibilidad en sobrecapacidad por efecto de la carga axial.....	61
5.3	Estimación aproximada de la sobrecapacidad.	62
6	CONCLUSIONES	68
	REFERENCIAS.....	72
	ANEXO A	74
	ANEXO B.....	83
	ANEXO C.....	95
	ANEXO D.....	109

ÍNDICE DE TABLAS

3.1 Propiedades de los especímenes del programa experimental.....	15
5.1 Capacidad de carga lateral en caso patrón (con carga axial nula).....	59
5.2 Predicción de la capacidad empleando factores de sobrecapacidad y caso patrón de acuerdo a ACI 318-08 (cap.11 y cap. 21) – Programa UCH.....	67
5.3 Predicción de la capacidad empleando factores de sobrecapacidad y caso patrón de acuerdo a ACI 318-08 (cap.11 y cap. 21) – Programa UCLA.....	67
A.1 Propiedades y características probetas del programa experimental UCH.....	75
A.2 Tensión de fluencia y parámetro de endurecimiento de las barras de acero.....	81
A.3 Valores referenciales de longitud de los sensores según relación de aspecto de las probetas	82
B.1 Factor α_p para cálculo componente de deformación de flexión y corrección de la componente de corte entre pedestales.....	84
D.1 Parámetros empleados en el análisis de carga axial para la modelación de muros ensayados en los programas UCH y UCLA.....	110

ÍNDICE DE FIGURAS

2.1 Elemento modelo de interacción y acciones de membrana sobre el panel de H.A. (Massone, 2010).....	8
2.2 Modelo del panel de H.A. y paso del campo de deformaciones al campo de tensiones resultantes (Massone, 2010).	9
2.3 Modelo del muro en voladizo: modelo de interacción (izquierda), modelo de elementos finitos (derecha) (Massone, 2010).	10
2.4 Modelo constitutivo uniaxial del hormigón en compresión y tracción (Opazo, 2012).	12
2.5 Modelo constitutivo uniaxial del acero de refuerzo (Opazo, 2012).....	13
3.1 Ensayo y calibración modelo del acero de barras de diámetro 8 mm (Opazo, 2012)	18
3.2 Ensayo y calibración modelo del acero de barras de diámetro 16 mm (Opazo, 2012) ..	19
3.3 Ensayo y calibración modelo del acero de barras de diámetro 22 mm (Opazo, 2012) ..	19
3.4 Moldaje inferior y preparación de armadura del muro (Terzioğlu, 2011).....	20
3.5 Instalación de sensores de deformación (Terzioğlu, 2011).....	21
3.6 Vista 3D de la instalación experimental (Terzioğlu, 2011).	21
3.7 Configuración para aplicación de carga axial (Terzioğlu, 2011).....	22
3.8 Ejemplo de colocación de LVDT's (Terzioğlu, 2011).	23
3.9 Componentes de deformación.....	24
3.10 Esquema configuración sensores de desplazamiento sobre el muro.	25
3.11 Determinación componente de corte no corregida.	25
3.12 Esquema configuración sensores de desplazamiento entre pedestales.....	26
4.1 Aparición de primera grietas diagonales en muro SW-T6-S1-8 (Terzioğlu, 2011).	28
4.2 Patrón de fisuras en estado último de carga en muro SW-T6-S1-8 (Terzioğlu, 2011) ..	29
4.3 Nivel de daño moderado y severo en muro SW-T6-S1-8 (Terzioğlu, 2011).....	30
4.4 Grietas principales en el estado último de carga en muro SW-T1-S2-9 (Terzioğlu, 2011).	31
4.5 Daño severo en muro SW-T1-S2-9 (Terzioğlu, 2011).....	31
4.6 Daño moderado y severo en muro SW-T1-N5-S1-10 (Terzioğlu, 2011).	32
4.7 Daño severo en muro SW-T1-N10-S1-11 (Terzioğlu, 2011).	33
4.8 Falla por deslizamiento en muro SW-T3-S1-5 (Terzioğlu, 2011).	34
4.9 Respuesta global SW-T6-S1-8.	35

4.10 Respuesta global SW-T1-S2-9.	36
4.11 Respuesta global SW-T1-N5-S1-10.....	36
4.12 Respuesta global SW-T1-N10-S1-11.....	37
4.13 Resultados experimentales, comparación carga lateral máxima (mínima).	38
4.14 Resultados experimentales, comparación deformación al alcanzar carga lateral máxima (mínima).....	39
4.15 Resultados experimentales, comparación <i>drift</i> al 90% de la carga lateral máxima (mínima).	39
4.16 Resultados experimentales, comparación Carga Residual (2% de <i>drift</i>).....	40
4.17 Componentes de respuesta experimental, espécimen SW-T6-S1-8.....	41
4.18 Componentes de respuesta experimental, espécimen SW-T1-S2-9.....	42
4.19 Componentes de respuesta experimental, espécimen SW-T1-N5-S1-10.	43
4.20 Componentes de respuesta experimental, espécimen SW-T1-N10-S1-11.	43
4.21 Comparación de capacidad de carga lateral.....	45
4.22 Comparación respuesta global, SW-T6-S1-8.....	46
4.23 Comparación respuesta global, SW-T1-S2-9.....	47
4.24 Comparación respuesta global, SW-T1-N5-S1-10.....	47
4.25 Comparación respuesta global, SW-T1-N10-S1-11.....	48
4.26 Comparación componentes de respuesta, SW-T6-S1-8.....	50
4.27 Comparación componentes de respuesta, SW-T1-S2-9.....	50
4.28 Comparación componentes de respuesta, SW-T1-N5-S1-10.	51
4.29 Comparación componentes de respuesta, SW-T1-N10-S1-11.	51
4.30 Comparación perfiles de expansión (deriva positiva), SW-T6-S1-8.....	52
4.31 Comparación perfiles de expansión (deriva negativa), SW-T6-S1-8.....	53
4.32 Comparación perfiles de expansión (deriva positiva), SW-T1-S2-9.....	53
4.33 Comparación perfiles de expansión (deriva negativa), SW-T1-S2-9.....	54
4.34 Comparación perfiles de expansión (deriva positiva), SW-T1-N5-S1-10.	54
4.35 Comparación perfiles de expansión (deriva negativa), SW-T1-N5-S1-10.	55
4.36 Comparación perfiles de expansión (deriva positiva), SW-T1-N10-S1-11.	55
4.37 Comparación perfiles de expansión (deriva negativa), SW-T1-N10-S1-11.	56
4.38 Comparación perfiles de expansión (deriva negativa respecto marco externo), SW-T6-S1-8.....	56
5.1 Respuesta global especímenes con carga axial.	58
5.2 Sobrecapacidad por efecto de carga axial – Programa experimental UCH.	59
5.3 Sobrecapacidad por efecto de carga axial – Programa experimental UCLA.....	60
5.4 Efecto de la cuantía de borde en la sobrecapacidad por carga axial predicha por el modelo: programa UCH (arriba) y programa UCLA (abajo).	61
5.5 Análisis seccional.	63
5.6 Sobrecapacidad estimada vs modelo interacción, programa UCH.	65
5.7 Sobrecapacidad estimada vs modelo interacción, programa UCLA.	66
A.1 Geometría y detalle de armadura de muro Tipo 1.....	76
A.2 Geometría y detalle de armadura de muro Tipo 2.....	76
A.3 Geometría y detalle de armadura de muro Tipo 3.....	77
A.4 Geometría y detalle de armadura de muro Tipo 4.....	77
A.5 Geometría y detalle de armadura de muro Tipo 5.....	78
A.6 Geometría y detalle de armadura de muro Tipo 6.....	78
A.7 Geometría y detalle de armadura de pedestales superior e inferior.	79
A.8 Ensayo y calibración modelo del acero de barras empleadas en la primera batería de ensayos (Opazo, 2012).	80

A.9 Ensayo y calibración modelo del acero de barras empleadas en la segunda y tercera batería de ensayos (Opazo, 2012).	81
A.10 Esquema de pedestales y mecanismo de fijación a la losa de reacción (Terzioğlu, 2011).	82
B.1 Respuesta global SW-T2-S1-1.....	84
B.2 Respuesta global SW-T1-S1-2.....	85
B.3 Respuesta global SW-T2-S2-3.....	85
B.4 Respuesta global SW-T2-S3-4.....	86
B.5 Respuesta global SW-T3-S1-5.....	86
B.6 Respuesta global SW-T4-S1-6.....	87
B.7 Respuesta global SW-T5-S1-7.....	87
B.8 Componentes de respuesta SW-T2-S1-1.....	88
B.9 Componentes de respuesta SW-T1-S1-2.....	89
B.10 Componentes de respuesta SW-T2-S2-3.....	89
B.11 Componentes de respuesta SW-T2-S3-4.....	90
B.12 Componentes de respuesta SW-T3-S1-5.....	90
B.13 Componentes de respuesta SW-T4-S1-6.....	91
B.14 Componentes de respuesta SW-T5-S1-7.....	91
B.15 Componente de flexión SW-T3-S1-5.....	92
B.16 Componente de flexión SW-T4-S1-6.....	93
B.17 Componentes de flexión SW-T6-S1-8.....	94
C.1 Comparación respuesta global SW-T2-S1-1.....	96
C.2 Comparación respuesta global SW-T1-S1-2.....	97
C.3 Comparación respuesta global SW-T2-S2-3.....	97
C.4 Comparación respuesta global SW-T2-S3-4.....	98
C.5 Comparación respuesta global SW-T3-S1-5.....	98
C.6 Comparación respuesta global SW-T4-S1-6.....	99
C.7 Comparación respuesta global SW-T5-S1-7.....	100
C.8 Comparación componentes de respuesta SW-T2-S1-1.....	101
C.9 Comparación componentes de respuesta SW-T1-S1-2.....	101
C.10 Comparación componentes de respuesta SW-T2-S2-3.....	102
C.11 Comparación componentes de respuesta SW-T2-S3-4.....	102
C.12 Comparación componentes de respuesta SW-T5-S1-7.....	103
C.13 Perfil de expansión lateral SW-T2-S1-1, deriva positiva.....	104
C.14 Perfil de expansión lateral SW-T2-S1-1, deriva negativa.....	104
C.15 Perfil de expansión lateral SW-T1-S1-2, deriva positiva.....	105
C.16 Perfil de expansión lateral SW-T1-S1-2, deriva negativa.....	105
C.17 Perfil de expansión lateral SW-T2-S2-3, deriva positiva.....	106
C.18 Perfil de expansión lateral SW-T2-S2-3, deriva negativa.....	106
C.19 Perfil de expansión lateral SW-T2-S3-4, deriva positiva.....	107
C.20 Perfil de expansión lateral SW-T2-S3-4, deriva negativa.....	107
C.21 Perfil de expansión lateral SW-T5-S1-7, deriva positiva.....	108
C.22 Perfil de expansión lateral SW-T5-S1-7, deriva negativa.....	108

LISTA DE DEFINICIÓN DE SÍMBOLOS

A_g :	Área bruta de hormigón.
α :	Distancia entre extremo superior del muro y el centro de rotación para sensores sobre el muro (fracción de la altura).
α_p :	Distancia entre extremo superior del muro y el centro de rotación para sensores entre pedestales (fracción de la altura).
β :	Factor de reducción (debilitamiento) del <i>peak</i> de tensión en compresión del hormigón.
$D1, D2$:	Lectura sensores diagonales.
δ :	Deriva (<i>drift</i>) o desplazamiento lateral de techo.
ε_0 :	Deformación unitaria correspondiente a la tensión máxima en compresión del hormigón.
ε_1 :	Deformación unitaria principal del hormigón en tracción
ε_{cr} :	Deformación unitaria de fisuración del hormigón.
E_c :	Módulo de elasticidad del hormigón.
E_s :	Módulo de elasticidad del acero.
$\varepsilon_x(y)$:	Deformación normal horizontal a la altura y .
$\varepsilon_{x,max}$:	Deformación normal horizontal máxima.
ε_y :	Deformación normal vertical.
f'_c :	Capacidad máxima (tensión) del hormigón en compresión.
f_{cr} :	Tensión de fisuración del hormigón.
f_s :	Tensión en el acero.
F_y, σ_y :	Tensión de fluencia en el acero.
γ_{xy} :	Distorsión angular (γ_{yx}).
h_w, h :	Altura del muro.
l_w :	Longitud del muro.
M :	Momento flector.
N :	Carga axial.
n, k :	Parámetros calibrados para ajuste de la curva tensión-deformación del hormigón.
ρ_b :	Cuantía de armadura de borde.
ρ_l :	Cuantía de armadura vertical en el alma.
ρ_h, ρ_t :	Cuantía de armadura horizontal en el alma.
s, u_d :	Componente de desplazamiento lateral por deslizamiento.
σ_c :	Tensión en el hormigón.
σ_x :	Tensión normal horizontal.
θ, θ_w :	Curvatura medida con sensores sobre el muro.
θ_p :	Curvatura medida con sensores entre pedestales.
$\theta_{rot_interfaz}$:	Curvatura rotación interfaz muro-pedestal inferior.
U_f, u_f :	Deformación por flexión.
$U_{s_corregido}$:	Deformación por corte corregido (u_c).
$U_{s_original}$:	Deformación por corte sin corregir.
u_θ :	Componente de desplazamiento lateral por rotación de cuerpo rígido.
V :	Esfuerzo de corte.
$V_{experimental}$:	Capacidad de carga lateral experimental promedio.

V_{modelo} : Predicción de la capacidad de carga lateral por el modelo de interacción corte-flexión.

V_n : Capacidad nominal al esfuerzo de corte.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación.

Los muros de hormigón armado (H.A.) son usados habitualmente como elementos estructurales resistentes para abordar demandas de rigidez y resistencia. Desde el punto de vista de su diseño, los métodos actualmente utilizados como el ACI 318-08, promueven un desempeño sísmico que evita la falla por corte en favor de un comportamiento más dúctil, como lo es la falla por flexión. El tipo de falla o el esfuerzo que controla el comportamiento de muros de hormigón armado está influenciado, entre otros parámetros, por la relación de aspecto, es decir, la razón que existe entre su altura y su largo. Los elementos con baja relación de aspecto se conocen como “muros cortos”, mientras que los con mayor relación reciben la denominación de “muros esbeltos”.

En el caso de muros cortos (usualmente con relación de aspecto menor a 2), las fallas frágiles o poco dúctiles predominan en su comportamiento. Ante tal escenario, tiene gran valor conocer la resistencia y la rigidez de los muros al corte, tanto para promover la fluencia por flexión, como para determinar la distribución de los esfuerzos en el diseño de elementos que forman parte del sistema estructural.

En el análisis de muros es una práctica común separar la respuesta debida a la acción del corte y de la flexión, no obstante, hay evidencia empírica de que existe interacción entre ambas incluso en muros relativamente esbeltos (Massone y Wallace, 2004). De tal manera, la posibilidad de acoplar tales efectos a través de un modelo de interacción de corte-flexión puede permitir una mejor descripción de la respuesta.

En la literatura existen varios modelos que acoplan las respuestas de corte y flexión, sin embargo, pocos de ellos han mostrado resultados satisfactorios en distintos escenarios de carga o condiciones de borde, además de permitir un desarrollo numérico preciso y, al mismo tiempo, eficiente. En el afán de cubrir tales requerimientos, una alternativa es el modelo de interacción de corte-flexión desarrollado por Massone, Orakcal y Wallace (2006).

El modelo de interacción de corte-flexión propuesto está basado en la formulación tradicional que no considera acoplamiento. Consiste en elementos con fibras uniaxiales apilados y conectados por vigas infinitamente rígidas en sus extremos. Adicionalmente, para simular la interacción corte-flexión, agrega un resorte en el centro de rotación a cada fibra del elemento, logrando que pueda ser tratado como un panel de hormigón armado sujeto a acciones en su plano. El modelo está actualmente implementado en la plataforma computacional OpenSees.

Para representar el comportamiento constitutivo de los paneles de H.A., se toman en consideración modelos constitutivos uniaxiales del acero de refuerzo (Menegotto y Pinto, 1973) y hormigón (Belarbi y Hsu, 1994; Popovics, 1973) ya desarrollados. Bajo los supuestos de perfecta adherencia entre materiales y que las direcciones principales de tensiones y de deformaciones unitarias son coincidentes, se obtiene el modelo

constitutivo del H.A. por superposición. El comportamiento de los materiales ha sido detallado por Massone, Orakcal y Wallace (2006), indicando además que existe verificación de que para la condición de carga de corte puro, tal representación posee buena correlación entre su predicción de la respuesta del material y la observada empíricamente. De manera que esto valida su utilización en el modelo de interacción para muros de H.A. en análisis.

En el desarrollo de la metodología numérica tras el modelo de interacción, es necesario completar el campo de tensiones o de deformaciones unitarias, considerando que las deformaciones normales verticales y las de corte son conocidas. Para esos efectos se pueden usar supuestos como deformación horizontal nula o tensiones normales horizontales nulas en el muro. Sin embargo, la comparación de predicciones con resultados experimentales muestra que ninguno de los dos supuestos es capaz de reproducir la respuesta de muros cortos en forma precisa. Por tal motivo, el modelo ha sido mejorado reemplazando el uso de los mencionados supuestos por una expresión de la expansión lateral calibrada de acuerdo al análisis de un modelo bidimensional de elementos finitos.

Con las herramientas mencionadas, y otras que serán detalladas en el desarrollo del trabajo, la intención de esta memoria es validar el modelo de interacción de corte-flexión a través del cotejo de la predicción de la respuesta global del modelo y la empírica de una batería de ensayos especialmente preparada. Asimismo, se tiene la oportunidad de evaluar las posibilidades y limitaciones del modelo de expansión lateral.

Este trabajo corresponde a la continuación de una tesis similar desarrollada por Opazo (2012), donde se estudia la respuesta analítica de siete probetas correspondientes a un programa experimental especialmente preparado. Ambos trabajos son parte del proyecto FONDECYT con título "Load-Displacement Response in Short Reinforced Concrete Walls via Finite Element Formulation With Flexure and Shear Interaction and Experimental Verification" (No. 11080010).

En este trabajo, además de estudiar la respuesta del último set de probetas (cuatro muros) que incluye carga axial, se compara la consistencia del modelo en todos los ensayos, estudiando, por ejemplo, predicción de variaciones de capacidad, rigidez, ductilidad, distribución de deformaciones entre flexión y corte para los distintos parámetros considerados en la matriz de ensayo. Además, se estudia el efecto de la carga axial en la rigidez, capacidad de carga y capacidad de deformación.

1.2 Objetivos.

El objetivo principal de este trabajo es validar un modelo de interacción corte-flexión propuesto por Massone, Orakcal y Wallace (2006), en cuanto a la respuesta global que entrega. Es decir, el propósito es encontrar una adecuada correlación entre las curvas de carga-deformación obtenidas con el modelo y la respuesta experimental en los muros cortos con carga axial del programa de ensayos considerado.

Adicionalmente, existen tres objetivos secundarios. Se pretende estudiar la validez de la expresión analítica usada para estimar la expansión lateral del muro, comparar la

distribución de las componentes de deformación por flexión y corte, y, finalmente, estudiar las variaciones de la respuesta para los distintos parámetros contemplados en la matriz de ensayo, en especial la carga axial, y compararlo con las predicciones.

1.3 Metodología.

El trabajo se dividió en tres partes: investigación bibliográfica, revisión de datos experimentales y validación del modelo de interacción de corte-flexión.

En primer lugar, a través de la recopilación de antecedentes se buscó reunir la información relevante y necesaria para la familiarización con el tema de trabajo. El nivel de profundización permitió alcanzar el entendimiento del modelo de interacción corte-flexión, conocer sus supuestos, limitaciones o herramientas empleadas para su desarrollo. Así también, el estudio bibliográfico permitió el conocimiento de las técnicas empleadas en el desarrollo experimental para la medición de la respuesta de experiencias similares.

Luego, se recopilaron los datos de los ensayos dentro del marco de trabajo. El programa experimental se llevó a cabo en la Universidad de Bogaziçi (Turquía) e incluyó el ensayo de un total de once muros cortos de hormigón armado en voladizo. En esta parte del trabajo se revisó el procedimiento de ensayo, las características de los especímenes y la instrumentación, con la finalidad de detectar los problemas asociados.

Por último, se llevó a cabo la comparación entre la respuesta prevista de acuerdo al modelo y la observada a través de la experimentación. El análisis se centra en la respuesta global dada por la curva de carga-deformación, la expansión lateral de los muros y las componentes de deformación debido al corte y la flexión. También se estudió el efecto de la carga axial en los resultados experimentales y su correlación con la predicción del modelo de interacción. Se entregan conclusiones y comentarios del trabajo.

1.4 Alcances por capítulo.

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

Incluye la motivación del trabajo, los alcances, objetivos, y la metodología a usar.

CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE INTERACCIÓN

Explicación de los supuestos y limitaciones del modelo de interacción.

CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA DE ENSAYOS

Descripción detallada del programa de ensayos, diseño e instrumentación de las probetas, estudio de formas de falla, análisis de respuesta de sensores (posibles problemas), etc.

CAPÍTULO 4: RESULTADOS DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL Y VALIDACIÓN DEL MODELO

Comparación de resultados experimentales y la respuesta entregada por el modelo.

CAPÍTULO 5: EFECTO DE LA CARGA AXIAL

Resultados que muestran el efecto de la carga axial en el comportamiento de muros cortos. Comparación entre el resultado experimental y la predicción del modelo de fibra en flexión y de interacción corte-flexión.

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES

Incluye conclusiones y comentarios del trabajo.

1.5 Discusión bibliográfica

En esta sección se comentan y discuten los antecedentes bibliográficos que sirven como base para el estudio del comportamiento de muros cortos de hormigón armado y su modelación. Es por ello que se sintetiza lo realizado por algunos investigadores en temas de estudio que guardan relación con el propósito de este trabajo.

Paulay, Priestley y Synge (1982) estudiaron el comportamiento dúctil de muros cortos a través de un programa experimental. En su trabajo se revisaron los modos de falla de muros cortos en función de parámetros como el tipo de sección transversal, el acero de refuerzo, la resistencia a compresión del hormigón y las condiciones de borde. En su trabajo se señala que los mecanismos de falla por corte, más probables en elementos con baja relación de aspecto, tienen limitada ductilidad y rápida degradación de la rigidez y resistencia. Establecen e identifican que en el diseño sísmico existen tres mecanismos de falla por corte que deben ser evitados para permitir el comportamiento dúctil en flexión. La primera de ellas es la falla por tracción diagonal, caracterizado por la aparición de grietas diagonales entre las esquinas de los muros debido a insuficiente refuerzo transversal en el alma. La segunda de ellas es la compresión diagonal y se presenta en muros sometidos altos esfuerzos de corte y con adecuado refuerzo horizontal. Se caracteriza por grietas que se abren y cierran en cada ciclo produciendo disminución de la resistencia a compresión del hormigón. El daño se produce en las esquinas inferiores y puede expandirse en todo el largo del muro provocado por la inversión de la carga cíclica. El último modo de falla identificado es el deslizamiento por corte que se presenta en casos en que la cantidad de refuerzo vertical en el alma no es adecuada. Se caracteriza por una grieta horizontal por flexión se desarrolla a lo largo de la base permitiendo el deslizamiento del muro.

Lefas, Kotsovos y Ambraseys (1990) realizaron un estudio del comportamiento de muros de hormigón armado para identificar los conceptos que pudieran formar la base teórica para el desarrollo de procedimientos de diseño. Investigaron el efecto de la relación de aspecto, carga axial, resistencia del hormigón y cantidad de refuerzo horizontal en el alma sobre los modos de falla, resistencia y deformaciones. Entre las observaciones que realizaron está que la aplicación de carga axial puede no sólo aumentar la rigidez lateral, sino también reducir el nivel de deformaciones en el estado último. Encontraron que el efecto de los niveles de refuerzo horizontal especificados por códigos de diseño no era tan significativo para la capacidad al corte. Notaron además, que variaciones en la resistencia a compresión del hormigón no afectan considerablemente la capacidad de carga de los muros que poseen las mismas

características geométricas y de refuerzo. Aparte de otras consideraciones también encontraron que el daño en todos los muros ensayados se concentró en el tercio inferior de los especímenes.

Hidalgo, Ledezma y Jordan (2002) estudiaron el comportamiento de muros de hormigón armado controlados por modos de falla por corte. Uno de los propósitos más importantes fue ampliar la escasa investigación desarrollada a la fecha. El programa experimental usado consideró 26 especímenes de muros cortos de tamaño real sometidos a ciclos de desplazamientos horizontales crecientes. Todos los ensayos fueron realizados sin carga axial y con los especímenes impedidos de girar en ambos extremos. La carga horizontal se aplicó en la mitad de la altura. Los parámetros de estudio fueron la relación de aspecto mecánica (varió entre 0.35 y 1.0), cantidad de refuerzo vertical y horizontal en el alma y la resistencia a la compresión del hormigón. Las conclusiones presentadas guardan relación con la capacidad de deformación, la absorción y características de disipación de energía y efecto del refuerzo vertical distribuido en el comportamiento sísmico. Determinaron que la capacidad de deformación mostró ser menor en los ejemplares con menor relación de aspecto mecánica (M/Vl_w), la energía absorbida y disipada por los muros se mostró independiente de la variación en la geometría y cantidad de refuerzo de las probetas. Las barras de acero verticales tuvieron poca o nula influencia en la capacidad de carga lateral sugiriendo que la instalación experimental empleada no tuvo efecto significativo sobre ellas.

Massone, Orakcal y Wallace (2006) propusieron el modelo analítico que acopla la respuesta por flexión y corte en muros de hormigón armado. En el trabajo presentan las características, hipótesis y limitaciones del modelo. Indican que logra predecir razonablemente bien la respuesta de carga-deformación para muros esbeltos. Señalan además, que pese a subestimar las deformaciones inelásticas de corte, logra representar exitosamente la capacidad al corte y el comportamiento no lineal acoplado de corte-flexión. Notaron que las diferencias entre resultados experimentales y analíticos se hacen más importantes en cuanto la relación de aspecto mecánica de los muros disminuye. Como conclusiones destacan el hecho de que las predicciones pueden ser perfeccionadas con la inclusión de mejores supuestos sobre la distribución de esfuerzos o deformaciones unitarias horizontales en el muro.

En un trabajo posterior, Massone, Orakcal y Wallace (2009) dieron cuenta nuevamente del modelo de interacción corte-flexión que fue implementado, validado y mejorado usando resultados de ensayos. El programa experimental que emplearon incluyó muros controlados por comportamiento de corte sometidos a cargas cíclicas y con una robusta instrumentación. Los resultados mostraron que el modelo era altamente sensible a los supuestos sobre tensiones y deformaciones unitarias transversales (horizontales). En tal sentido, el uso de una expresión calibrada para la expansión lateral mejoró la predicción de la resistencia de corte y el comportamiento de carga-desplazamiento. Otro aspecto que mejoró la correlación entre la predicción del modelo y los resultados experimentales fue la incorporación de un resorte rotacional para la representación del comportamiento en la interface del muro con el pedestal.

Massone (2010) continuó trabajando con el modelo de interacción corte flexión agregando una expresión calibrada para la expansión lateral de muros con el fin de estudiar la predicción de la resistencia de muros cortos. La expresión fue calibrada usando una modelación en elementos finitos en dos dimensiones que incluyó el comportamiento de panel de hormigón armado usado en el modelo de interacción. El estudio con la modelación en elementos finitos mostró que la expansión lateral de muros era principalmente dependiente de la relación de aspecto, acero de refuerzo, nivel de carga axial y nivel de deriva o desplazamiento de techo sobre la altura del muro (*drift*). La expresión mostró experimentalmente una buena predicción de la deformación horizontal normal a distintos niveles de *drift*. Se realizó un estudio de sensibilidad de los parámetros involucrados en el modelo de interacción para identificar los aspectos críticos o susceptibles a mejoras.

Las modificaciones, mejoras y nuevas características del modelo planteadas en estos últimos trabajos son las que están presentes en el planteamiento que se pretende validar en este trabajo.

Kuang y Ho (2008) estudiaron el comportamiento sísmico y ductilidad de muros cortos de hormigón armado sin detallamiento sísmico. El programa experimental contempló ocho especímenes con relaciones de aspecto entre 1.0 y 1.5, sometidos a cargas cíclicas. El propósito del estudio fue chequear las características inherentes de ductilidad de muros y las posibilidades de mejoramiento del desempeño que ofrecen los detallamientos en acero. Observaron que el comportamiento de muros sin diseño sísmico considerado no posee la ductilidad suficiente y que la respuesta no es adecuada para sismos moderados.

Ceresa, Petrini, Pinho y Sousa (2009) desarrollaron un modelo de interacción corte-flexión basado en elementos de fibra para el análisis de estructuras de marcos de hormigón armado. Tuvieron por motivación que para el comportamiento de elementos de hormigón armado la componente por flexión de la respuesta estaba razonablemente bien lograda, no así la componente de corte de la respuesta. Pese a existir diversidad de modelos que acoplaban el efecto de corte y flexión, muy pocos mostraron ser exitosos bajo cargas cíclicas, correspondientes al caso sísmico. Se incorporó un modelo confiable para el hormigón armado agrietado bajo cargas cíclicas como un elemento de fibra bi-axial en el modelo de elementos viga-columna de Timoshenko en dos dimensiones. Dentro de sus conclusiones exponen que el modelo logró buena predicción al comparar con la información experimental, no fue necesario algún ajuste con la información de los ensayos, por tanto los parámetros de entrada del modelo se restringen a variables de ingeniería (resistencia materiales, propiedades geométricas), y que la degradación de la resistencia luego de la máxima capacidad no fue bien capturada, por lo que sugieren mejoras en el modelo hormigón agrietado.

Finalmente, hay que referirse a la tesis de Terzioğlu (2011) que constituye la fuente de la información experimental que es empleada en este trabajo. El autor buscó llevar a cabo un programa experimental (posteriormente será detallado) para investigar el comportamiento de muros cortos ante cargas laterales y determinar correlaciones entre carga-desplazamiento y componentes de corte y flexión. Además, el análisis de los resultados se orientó a la comparación con códigos y recomendaciones de diseño.

No obstante, el aspecto que hace tan valiosa la información recolectada es que el programa fue conducido (desde la instrumentación hasta la presentación de los registros) con el propósito de servir para el estudio de modelos de comportamiento de muros cortos, objetivo principal de este trabajo. De hecho, la tesis asociada a la ejecución de los ensayos también forma parte del proyecto FONDECYT, No. 11080010.

2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE INTERACCIÓN

2.1 Descripción Modelo de interacción

El modelo de interacción corte-flexión ha sido propuesto por Massone et al. (2006) con el objetivo de capturar mejor el comportamiento de muros de hormigón armado. La ventaja que ofrece es que, a diferencia de otros modelos tradicionales, considera el acoplamiento entre las componentes de corte y de flexión observado experimentalmente, mejorando ciertos aspectos de la predicción de la respuesta.

El modelo está basado en la formulación tradicional de elementos de fibra uniaxial apilados. Sin embargo, para incluir la interacción mencionada en el modelo clásico, éste debe ser modificado. Es por ello que a nivel de cada macrofibra se asigna un resorte de corte de propiedades no lineales, permitiendo que puedan ser tratadas como paneles bidimensionales de hormigón armado (figura 2.1), como lo sugirió inicialmente Petrangeli et al. (1999). Estos se encuentran sujetos a acciones de membrana, esto es, esfuerzos normales y de corte uniformes en su plano. En consecuencia, la respuesta axial y de corte en cada fibra (panel) queda ligada, con lo que debe entenderse que la interacción es considerada en ese nivel.

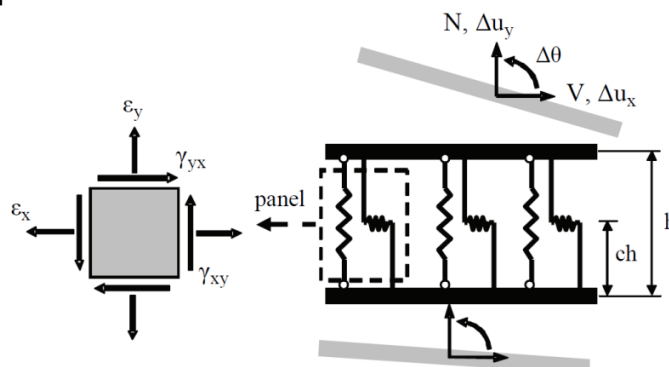


Figura 2.1 Elemento modelo de interacción y acciones de membrana sobre el panel de H.A. (Massone, 2010).

En el macro elemento las componentes de deformación axial vertical y de distorsión angular son determinadas con los seis grados de libertad existentes (tres en cada extremo del elemento). Para ello se asume que la deformación de corte es uniforme en la sección y que las secciones planas permanecen planas (Hip. Bernoulli). No obstante, tales consideraciones no son suficientes para completar el campo de deformaciones.

Para obtener la componente que falta, la deformación unitaria normal horizontal ϵ_x , existen dos alternativas. La primera opción es que la deformación axial horizontal que permite alcanzar el equilibrio horizontal, con una tensión normal definida (en tal dirección), sea estimada numéricamente. Dicho de otro modo, se debe iterar sobre el valor de la deformación axial horizontal para que la resultante de fuerza horizontal en el hormigón y el acero sea, por ejemplo, cero. Para fijar el valor de la tensión normal horizontal esta puede ser asumida nula, lo que es consistente con las condiciones de borde del muro. La otra alternativa es que la deformación horizontal sea conocida, por lo que el proceso iterativo deja de ser necesario. En este escenario se puede asumir

deformación horizontal nula siendo consistente con las restricciones impuestas por los pedestales.

Cualquiera de los procedimientos permite completar el campo de deformaciones, que mediante el uso las relaciones constitutivas de los materiales y las propiedades geométricas de los elementos, lleva a conocer el campo de tensiones en cada material.

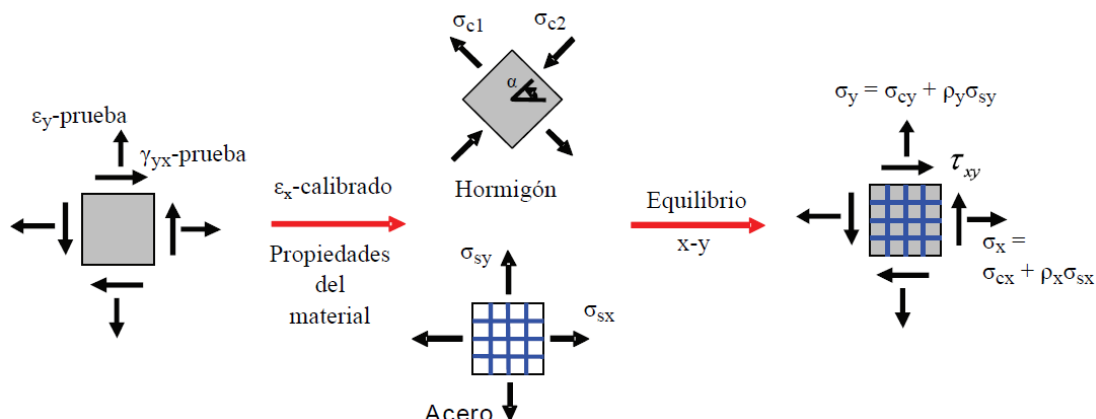


Figura 2.2 Modelo del panel de H.A. y paso del campo de deformaciones al campo de tensiones resultantes (Massone, 2010).

No obstante, estudios experimentales muestran que el supuesto de deformaciones horizontales nulas, razonable para muros de muy baja relación de aspecto y con grandes pedestales en los extremos superior e inferior limitan la expansión lateral, o el supuesto de tensiones horizontales nulas, consistente con la ausencia de cargas horizontales aplicadas en la altura, no son capaces de reproducir correctamente las respuestas observadas en muros con baja relación de aspecto (Massone et al., 2006, 2009). Por tal razón, se propone el uso de una expresión calibrada para la expansión horizontal promedio que ha mostrado mejorar las predicciones.

La expresión calibrada se formuló mediante el uso de un modelo bidimensional de elementos finitos (figura 2.3). El muro es discretizado en elementos rectangulares de cuatro nodos regidos por las mismas leyes constitutivas que definen comportamiento del panel de hormigón armado empleado en el modelo de interacción. A diferencia de lo que ocurre en tal planteamiento, en este caso la expansión lateral es parte de las ecuaciones de equilibrio y no se requieren los supuestos antes mencionados (tensiones o deformaciones nulas) para completar el campo de deformaciones. El modelo de elementos finitos considera dos condiciones de borde usuales para los ensayos de muros: voladizo (curvatura simple) y biempotrado (doble curvatura). Los distintos parámetros que se analizaron fueron la cuantía de acero en el alma (dirección vertical y horizontal), cantidad de acero de refuerzo de borde, nivel de carga axial, resistencia a la compresión y tensión de fluencia del acero.

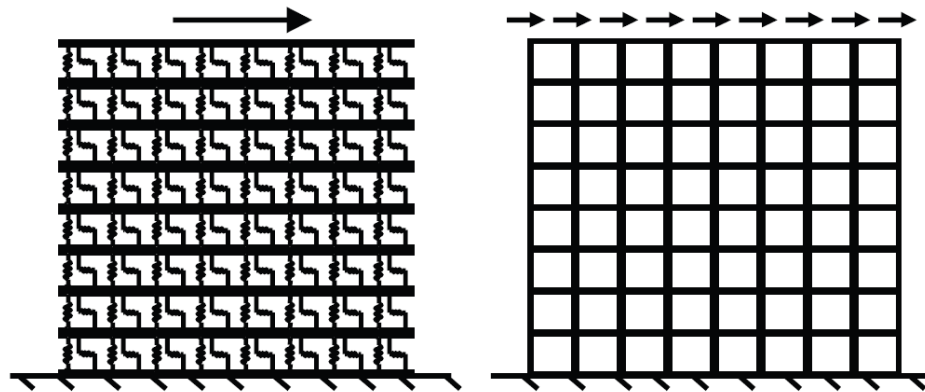


Figura 2.3 Modelo del muro en voladizo: modelo de interacción (izquierda), modelo de elementos finitos (derecha) (Massone, 2010).

El modelo reveló que la deformación horizontal alcanza su mayor valor a media altura en muros doblemente empotrados, y una altura levemente menor en el caso en voladizo. También se notó que la magnitud del máximo valor incrementó con mayores niveles de desplazamiento superior (o *drift*).

Las expresiones que representan el perfil de expansión lateral no incluyen todos los parámetros posibles, ni pretenden ser exactas o únicas, pero si entregar expresiones verificables que mejoran la respuesta observada en el modelo de interacción. Los perfiles de acuerdo a la condición de borde se caracterizan de la siguiente manera:

Curvatura doble:

$$\varepsilon_{x,max} = 0.0033 (100 \rho_h + 0.25)^{-0.53} \left(\frac{h_w}{l_w} + 0.5\right)^{0.47} \left(\frac{100N}{f'_c A_g} + 5\right)^{0.25} \cdot (100\delta)^{1.4} \quad (2-1)$$

$$\frac{\varepsilon_x(y)}{\varepsilon_{x,max}} = \text{seno}^{0.75} \left(\frac{y}{h_w} \pi\right) \quad (2-2)$$

Curvatura simple:

$$\varepsilon_{x,max} = 0.0055 (100 \rho_h + 0.25)^{-0.44} \cdot (100\delta)^{1.4} \quad (2-3)$$

$$\frac{\varepsilon_x(y)}{\varepsilon_{x,max}} = \begin{cases} \text{seno}^{0.75} \left(\frac{y}{0.76h_w} \pi\right) & 0 \leq y \leq 0.38h_w \\ \text{seno}^{0.75} \left(\frac{y}{1.24h_w} \pi\right) & 0.38h_w < y \leq h_w \end{cases} \quad (2-4)$$

Donde:

- $\varepsilon_{x,max}$: Deformación normal horizontal máxima,
- $\varepsilon_x(y)$: Deformación normal horizontal a la altura y ,
- ρ_h : Cuantía de armadura horizontal,
- h_w : Altura del muro,
- l_w : Longitud del muro,
- N : Carga axial,
- A_g : Área bruta de hormigón,
- f'_c : Capacidad del hormigón en compresión,
- δ : Deriva (*drift*).

La expresión calibrada para expansión lateral es usada en reemplazo de los supuestos mencionados para completar el campo de deformaciones en el modelo de interacción, y de igual manera lleva a conocer el campo de tensiones y de deformaciones en cada material.

2.2 Modelos constitutivos de los materiales.

Para concluir la descripción del modelo de interacción y sus supuestos, hay que referirse a la caracterización del comportamiento del panel de H.A. El comportamiento del hormigón armado en cada fibra considera la superposición de modelos constitutivos uniaxiales para el hormigón y el acero.

En el primero de los materiales mencionados la ley constitutiva se aplica en las direcciones principales, asumiendo que las direcciones principales de deformaciones y de tensiones son las mismas. Mientras que en el segundo de ellos se utiliza en la dirección de las barras de refuerzo. Luego la superposición se hace bajo el supuesto de perfecta adherencia entre el acero y el hormigón (figura 2.2).

2.2.1 Modelo constitutivo del hormigón.

En el caso del hormigón, para obtener un modelo confiable del comportamiento del panel, la relación constitutiva implementada en el modelo analítico del hormigón debe considerar efectos de compresión biaxial, reducción de la capacidad en compresión por agrietamiento debido a la tracción en la dirección ortogonal, y efecto de las barras de refuerzo en lugares donde se presentan grietas o daños a través de tensiones promedio (figura 2.4).

Para representar el comportamiento en tracción del hormigón se considera comportamiento lineal hasta la fisuración, y luego el decaimiento propuesto por Belarbi y Hsu (1994). La expresión que define la curva es:

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c & \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cr} \\ f_{cr} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cr}} \right)^{0.4} & \varepsilon_c > \varepsilon_{cr} \end{cases} \quad (2-5)$$

Donde:

$\varepsilon_{cr} = 0.00008$ (Deformación unitaria de fisuración),

$f_{cr} = 0.313 \sqrt{f'_c [MPa]}$ (Tensión de fisuración),

$E_c = 3917 \sqrt{f'_c [MPa]}$ (Módulo de elasticidad del hormigón).

Por otro lado, el comportamiento en compresión queda descrito por el uso de la curva base de Thorenfeldt. Esta es calibrada por Collins y Porasz (1989) y Carreira y Kuang-Han (1985) de acuerdo a la resistencia del hormigón, emplea la expresión para la deformación en el peak de capacidad de Wee et al. (1996), y es actualizada por la introducción del parámetro de debilitamiento en compresión por agrietamiento ortogonal propuesto por Vecchio y Collins (1993). Las expresiones, basadas en las ecuaciones de Popovics (1973), que definen la curva son:

$$\sigma_c = f'_c \frac{n \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^{nk}} \quad (2-6)$$

$$\varepsilon_0 = 0.00078 (f'_c [MPa])^{1/4} \quad (2-7)$$

$$\beta = \frac{1}{0.9 + 0.27 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0}} \quad (2-8)$$

Donde:

- f'_c : Máxima capacidad del hormigón en compresión,
- ε_0 : Deformación unitaria correspondiente a la tensión máxima,
- β : Factor de reducción (debilitamiento),
- n, k : Parámetros calibrados para ajuste de la curva de acuerdo a la resistencia del hormigón.
- $\varepsilon_1/\varepsilon_0$: ε_1 es la deformación principal en tracción, y la razón $\varepsilon_1/\varepsilon_0$ se considera positiva.

Para calibrar la curva de hormigones con relativamente alta resistencia ($f'_c \leq 20 [MPa]$), se emplean las expresiones propuestas por Collins y Porasz (1989).

$$n = 0.8 + \frac{f'_c [MPa]}{17} \quad (2-9)$$

$$k = \begin{cases} 1, & 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_0 \\ 0.67 + \frac{f'_c [MPa]}{62}, & \varepsilon_0 < \varepsilon \end{cases} \quad (2-10)$$

En el caso de hormigones con baja resistencia a la compresión ($f'_c > 20 [MPa]$), las expresiones toman la forma propuesta por Carreira y Kuang-Han (1985).

$$n = 1.55 + \left(\frac{f'_c [MPa]}{32.4}\right)^3, \quad k = 1 \quad (2-11)$$

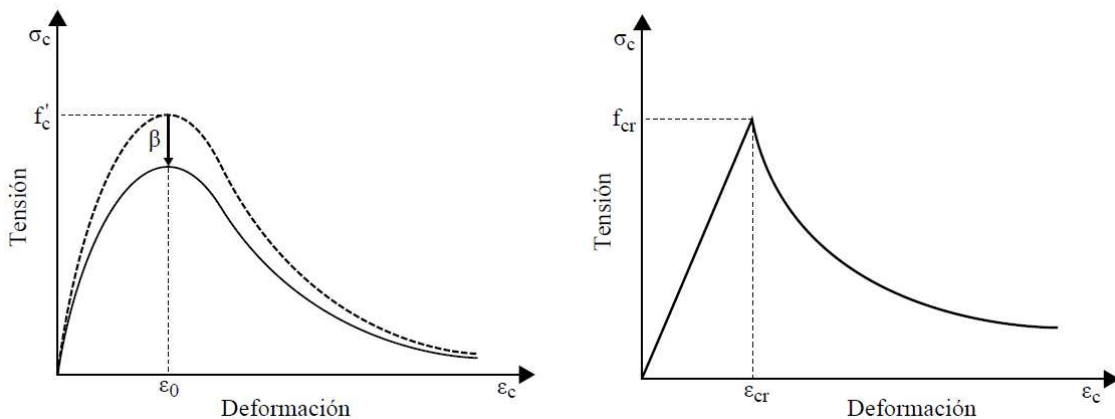


Figura 2.4 Modelo constitutivo uniaxial del hormigón en compresión (izquierda) y tracción (derecha) (Opazo, 2012).

2.2.2 Modelo constitutivo del acero de refuerzo.

El acero es representado por la ley constitutiva uniaxial propuesta en el modelo de Menegotto y Pinto (1973) que consta de una zona de transición entre los tramos rectos inicial y posterior al punto de fluencia (figura 2.5). Las rectas se caracterizan por sus pendientes E_s (modulo de elasticidad) y bE_s (E_p), donde b es la razón de endurecimiento post-fluencia. La curvatura que existe como transición entre las dos curvas es el parámetro R . Las propiedades cíclicas no son incorporadas en el presente modelo de muro.

Para considerar efectos de las grietas de hormigón sobre las barras de acero embebidas, Belarbi y Hsu (1994) desarrollaron una curva tensión-deformación alternativa. Esta puede ser incorporada directamente en la ecuación de Menegotto y Pinto, y ha sido usada para la calibración del modelo. Tal como proponen, la tensión y deformación de fluencia efectiva (intersección de las asíntotas) se reducen al 91% de los valores correspondientes a barras desnudas, y el parámetro de curvatura monótonico queda descrito por la siguiente expresión analítica:

$$R_0 = \frac{1}{9B-0.2} \leq 25, \text{ donde } B = \frac{1}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{\sigma_y} \right)^{1.5} \quad (2-12)$$

$$f_s = \frac{(E_s - E_p)\varepsilon_s}{\left[1 + \left(\frac{E_s - E_p}{f_0}\right)^{1/R}\right]} + E_p\varepsilon_s \quad (2-13)$$

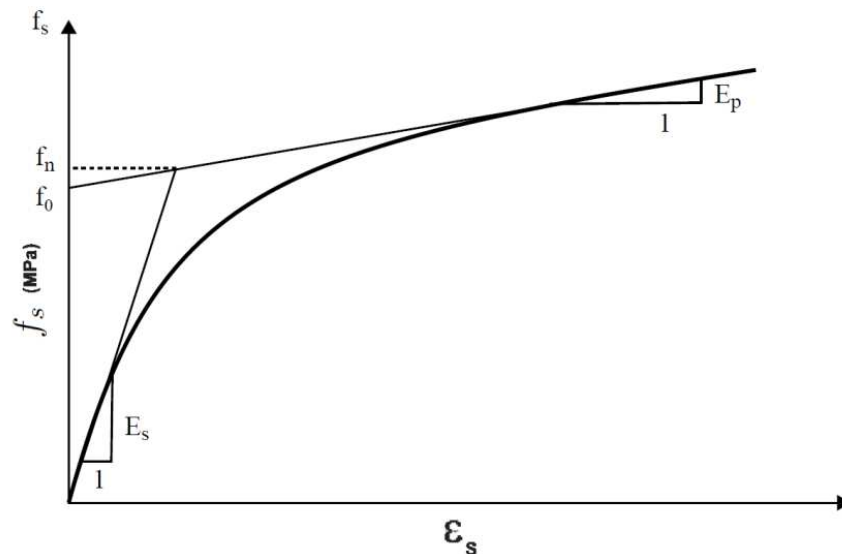


Figura 2.5 Modelo constitutivo uniaxial del acero de refuerzo (Opazo, 2012).

A pesar de que pueden implementarse modelos cíclicos de los materiales, el presente modelo considera sólo carga monótonica. Por lo mismo, el estudio debe basarse en la predicción analítica de la envolvente de respuesta obtenida de ensayos cíclicos.

3 DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA DE ENSAYOS

El programa de ensayos fue llevado a cabo con el objeto de investigar el comportamiento de muros cortos ante cargas laterales. Por tal motivo, el diseño de probetas, su construcción, instrumentación y procedimiento de ensayo buscó que los resultados obtenidos permitieran describir la respuesta global de carga-desplazamiento, las componentes de desplazamiento de corte y flexión, distribución de deformaciones horizontales, como también, realizar la comparación con códigos y recomendaciones de diseño.

La ejecución de los ensayos fue conducida por Terzioğlu (2011), alumno de magister en la Universidad de Boğaziçi, Turquía. Terzioğlu utilizó los ensayos como parte de su trabajo de tesis teniendo dentro de sus metas brindar información experimental detallada, mediante una robusta instrumentación, para el estudio de modelos de comportamiento de muros cortos. Por lo tanto, la mayor parte de la información experimental utilizada y mencionada en este trabajo, se basa en la que ha sido reportada como parte de los contenidos de la tesis señalada.

El programa se organizó en tres baterías de ensayos, con un total de once especímenes de muros cortos en voladizo. La primera batería de ensayos se conformó por tres probetas que se ensayaron a fines del 2009 y comienzos del 2010. La segunda etapa contempló cuatro probetas ensayadas entre julio y octubre de 2010. El último set de ensayos incluyó cuatro probetas que fueron ensayadas a mediados de 2011. Las primeras dos baterías no consideraron carga axial y han sido analizadas en la tesis de Opazo (2012).

Todos los especímenes fueron sometidos a desplazamientos cíclicos aplicados en su extremo superior correspondiendo a niveles incrementales de *drift*. Otros parámetros considerados fueron la relación de aspecto, cantidad de refuerzo en el alma (en ambas direcciones), refuerzo longitudinal de borde y la resistencia del hormigón en compresión.

En este capítulo se presentan detalles sobre los materiales empleados, características de las probetas, y la instrumentación utilizada en la última batería de ensayos que, salvo por pequeñas diferencias, es prácticamente la misma que en todo el programa.

3.1 Descripción de las probetas

Los once muros tienen por características comunes su longitud (150 cm), espesor (12 cm), diámetro de las barras de refuerzo en el alma (8 mm) y la presencia de pedestales superior e inferior. Las variaciones en la geometría (relación de aspecto) y la distribución y cantidad de acero de refuerzo definen seis tipos distintos de muros. La altura de las probetas varía entre 50 y 150 cm, la cuantía de acero en el alma en ambas direcciones oscila entre 0.34 y 0.68%, mientras que la cuantía de acero de borde está acotada por los valores de 0.65 y 9.75%.

La primera batería incluye tres muros con relación de aspecto 0.5 con diferencias en la cantidad de refuerzo en el alma. La segunda batería consta de cuatro muros, dos

con relación de aspecto 0.5, uno con 0.33 y otro con 1.0. La última batería de ensayos también involucra cuatro muros, uno con relación de aspecto 1.0 y los restantes con 0.5. Dos de los muros con menor relación de aspecto de la última batería tienen la particularidad de haber sido sometidos a carga axial (uno a $5\% f'_c \cdot A_g$ y otro a $10\% f'_c \cdot A_g$).

El nombre de las probetas sigue una nomenclatura -idéntica a la identificación en el programa experimental- que incluye el tipo de muro y su posición en la secuencia de ensayos. Por ejemplo, en la probeta denominada "SW-TX-SY-Z", "TX" indica que corresponde al tipo X, "SY" al ejemplar "Y" del tipo "X", mientras que el valor "Z" señala el orden en la secuencia de ensayos. En el caso de especímenes que consideran carga axial no nula la notación incluye "N5" o "N10" indicando el nivel de carga (porcentaje de la capacidad de carga axial) empleado. Los ensayos asociados a la última batería corresponden en la secuencia de ensayos desde el 8 en adelante. Para hacer referencia a las probetas dentro del análisis de los resultados se emplea también el número correspondiente al orden en la secuencia de ensayos.

Tabla 3.1 Propiedades de los especímenes del programa experimental.

Batería	Especimen	h [cm]	Carga Axial [% $A_g f'_c$]	f'_c [MPa]	Malla vertical		Malla horizontal		Refuerzo de borde	
					ρ_l [%]	F_y [MPa]	ρ_t [%]	F_y [MPa]	ρ_b [%]	F_y [MPa]
1	SW-T2-S1-1	75	0	19.3	0.68	473	0.68	473	5.15	437
	SW-T1-S1-2	75	0	23.7	0.34	473	0.34	473	5.15	437
	SW-T2-S2-3	75	0	25.8	0.68	473	0.68	473	5.15	437
2	SW-T2-S3-4	75	0	29	0.68	572	0.68	572	5.15	525
	SW-T3-S1-5	75	0	32.1	0.68	572	0.68	572	0.65	572
	SW-T4-S1-6	50	0	34.8	0.68	572	0.68	572	3.95	509
	SW-T5-S1-7	150	0	35	0.68	572	0.34	572	9.75	536
3	SW-T6-S1-8	150	0	22.6	0.68	572	0.68	572	9.75	536
	SW-T1-S2-9	75	0	24	0.34	572	0.34	572	5.15	525
	SW-T1-N5-S1-10	75	5	26.3	0.34	572	0.34	572	5.15	525
	SW-T1-N10-S1-11	75	10	27	0.34	572	0.34	572	5.15	525

Observaciones: h: altura del muro, ρ_l : cuantía de refuerzo vertical, ρ_t : cuantía de refuerzo horizontal, ρ_b : cuantía de refuerzo longitudinal de borde, el espesor de los muros es 12 cm y el largo 150 cm en cada una de las probetas.

Para la clasificación de los ejemplares, se ha dispuesto que pertenezcan a un mismo tipo aquellos que poseen la misma relación de aspecto, acero de refuerzo en el alma (ambas direcciones) y refuerzo de borde. Cualquier variación de tales características se traduce en una denominación distinta. Las propiedades de los materiales, que en el caso del hormigón varían probeta a probeta y en el caso del acero entre la primera y las siguientes baterías, no están reflejadas en la identificación de las probetas.

Las características de acero de refuerzo en el alma (ambas direcciones) y longitudinal en el borde, nivel de carga axial, como también propiedades de resistencia de materiales son mostradas en la Tabla 3.1 para todas las probetas del programa de ensayos. Cabe mencionar que la clasificación de acuerdo al acero de refuerzo se hace usando la cuantía.

El diseño (geometría y detalles de refuerzo) de cada espécimen se encuentra en el anexo A.

A continuación, se realiza una descripción más detallada de las probetas pertenecientes a la última batería del programa experimental. Las dos anteriores han sido tratadas por Opazo (2012) y para mayor información también puede consultarse la tesis de Terzioğlu (2011).

3.1.1 Descripción del espécimen SW-T6-S1-8.

El espécimen SW-T6-S1-8 es el de mayor relación de aspecto de la última batería de ensayos siendo igual a 1.0. Posee una altura (h) y longitud (l) igual a 1500 mm.

Esta probeta es una de las con mayor cantidad de refuerzo en el alma en ambas direcciones. Las cuantías transversal (horizontal) y vertical (longitudinal) son iguales a $p_t = p_l = 0.68\%$. En ambas direcciones se han utilizado barras de 8 mm de diámetro con espaciamiento de 125 mm, dispuestas en dos capas (mallas) separadas por 62 mm al igual que en todas las probetas. Las barras verticales no tienen ganchos para su anclaje, puesto que sus extremos están suficientemente embebidos en los pedestales. En las barras horizontales se emplearon ganchos en 180° .

El acero de refuerzo longitudinal de borde es de $4\phi 22$ en cada borde, sin presencia de elementos de confinamiento (estribos). Las barras longitudinales tienen patas de anclaje en 90° en ambos pedestales.

3.1.2 Descripción del espécimen SW-T1-S2-9.

El espécimen SW-T1-S2-9 tiene una relación de aspecto igual a 0.5. Posee una altura (h) igual a 750 mm y una longitud (l) de 1500 mm.

El refuerzo en el alma se encuentra uniformemente distribuido y dispuesto en dos capas. Las cuantías transversal (horizontal) y vertical (longitudinal) son iguales a $p_t = p_l = 0.34\%$. Las barras empleadas tienen 8 mm de diámetro y espaciamiento de 250 mm. Una vez más, debido a que las dimensiones de los pedestales permiten el anclaje recto, las barras verticales no tienen ganchos para tal propósito. Al contrario, la falta de espacio determina que en las barras horizontales se emplearan ganchos en 180° .

El acero de refuerzo longitudinal de borde considerado en el diseño, $4\phi 16$ en cada borde, se ha dispuesto con el fin de observar fluencia por flexión. Para observar el

efecto de los elementos de confinamiento en los extremos la probeta posee estribos. Las barras longitudinales tienen patas de anclaje en 90° en ambos pedestales.

3.1.3 Descripción del espécimen SW-T1-N5-S1-10.

El espécimen SW-T1-N5-S1-10 también tiene una relación de aspecto igual a 0.5. Posee las mismas dimensiones que las otras probetas de la misma relación de aspecto, es decir, altura (h) igual a 750 mm y longitud (l) de 1500 mm. Este es uno de los dos ejemplares a los que se les aplica carga axial, en este caso 240 kN, equivalente al 5% de su capacidad.

Una vez más el refuerzo en el alma se encuentra uniformemente distribuido y dispuesto en dos capas. Tal como indica la definición del tipo 1 las cuantías de acero de refuerzo son iguales en ambas direcciones y equivalentes a $\rho_t = \rho_l = 0.34\%$. Las barras utilizadas tienen 8 mm de diámetro y espaciamiento de 250 mm. Las dimensiones de los pedestales permiten el anclaje recto, por tanto no son necesarios ganchos en los extremos de las barras verticales. No obstante en la dirección perpendicular la falta de espacio determina que en las barras posean ganchos en 180°.

El acero de refuerzo longitudinal es de 4 ϕ 16 en cada borde, sin la presencia de elementos de confinamiento en los bordes. Las barras longitudinales tienen patas de anclaje en 90° en ambos pedestales.

3.1.4 Descripción del espécimen SW-T1-N10-S1-11.

El espécimen SW-T1-N10-S1-11 posee las mismas propiedades geométricas y de refuerzo que el ejemplar SW-T1-N5-S1-10, siendo la diferencia el nivel de la carga axial aplicada, en este caso 480 kN, equivalente al 10% de su capacidad.

3.1.5 Descripción de los pedestales.

Todas las probetas poseen pedestales en sus extremos superior e inferior. El primero tiene por finalidad funcionar como viga de transferencia de la carga lateral, mientras que el segundo es el que permite conectar el muro con la losa de reacción (suelo firme). Ambos han sido diseñados para que puedan responder a los niveles de esfuerzo de corte y momento flector esperados. Adicionalmente, el dimensionamiento del pedestal inferior busca evitar el deslizamiento del espécimen incluso a grandes niveles de carga. Con el mismo propósito se agregaron dos placas de acero en cada uno de los extremos del pedestal.

El diseño (geometría y detalles de refuerzo) de los pedestales y un esquema del mecanismo de fijación a la losa de reacción se pueden encontrar en el anexo A.

3.2 Propiedades de los materiales.

Las propiedades de los materiales han sido elegidas para reproducir las condiciones de construcción en Chile, o sea, resistencia a la compresión del hormigón (f_c') igual a 25 MPa y tensión de fluencia del acero de refuerzo (F_y) igual a 420 MPa.

Pese a que los componentes fueron solicitados a los proveedores para cumplir con tales requerimientos, para mayor precisión las propiedades se determinaron mediante ensayos de laboratorio. Es así como se identificaron variaciones hasta del 40% con respecto a la resistencia a la compresión del hormigón solicitado.

3.2.1 Acero de refuerzo.

El acero de refuerzo fue recibido en dos partidas. Una de ellas fue utilizada en la primera batería, mientras que la otra en la segunda y tercera tanda de ensayos de muros. Cada diámetro de acero de refuerzo empleado fue ensayado para determinar sus parámetros de respuesta. Con el propósito de incorporar las propiedades del acero en los modelos de los materiales, Opazo (2012) realizó una calibración de los resultados de los ensayos. Las curvas que representan las barras empleadas en las probetas de la última batería de ensayos se muestran en las figuras 3.1 a 3.3. Los gráficos relativos a las barras consideradas en la primera y segunda batería están contenidos en el anexo A.

De acuerdo a la información experimental y el modelo adoptado para el material, la tensión de fluencia de las barras y el parámetro de endurecimiento de cada diámetro se muestra en la tabla A.2.

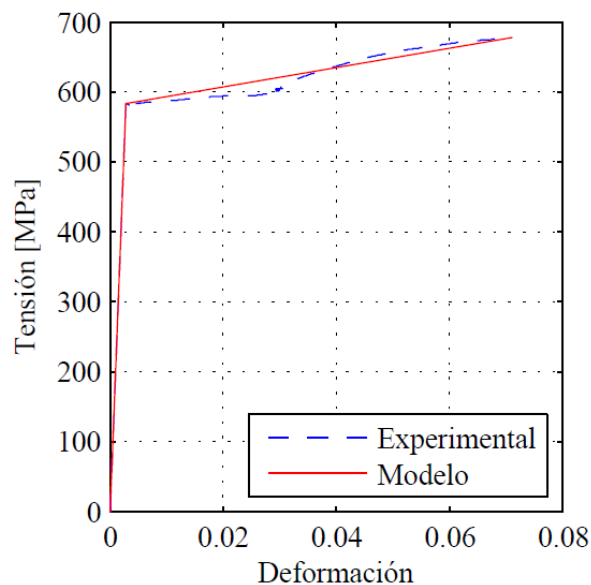


Figura 3.1 Ensayo y calibración modelo del acero de barras de diámetro 8 mm (Opazo, 2012).

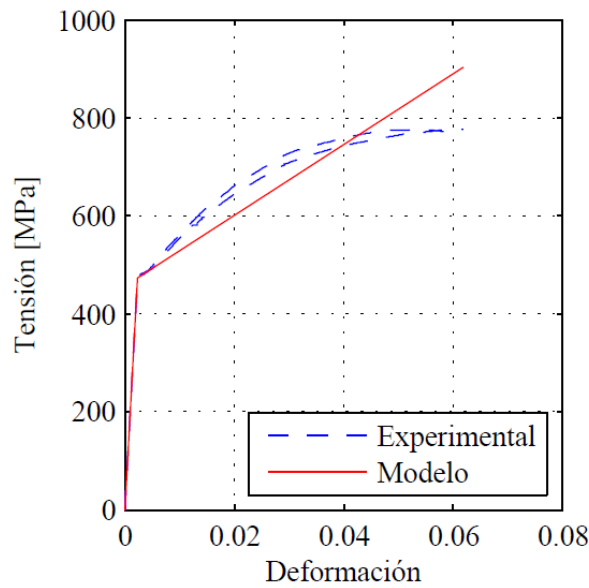


Figura 3.2 Ensayo y calibración modelo del acero de barras de diámetro 16 mm (Opazo, 2012).

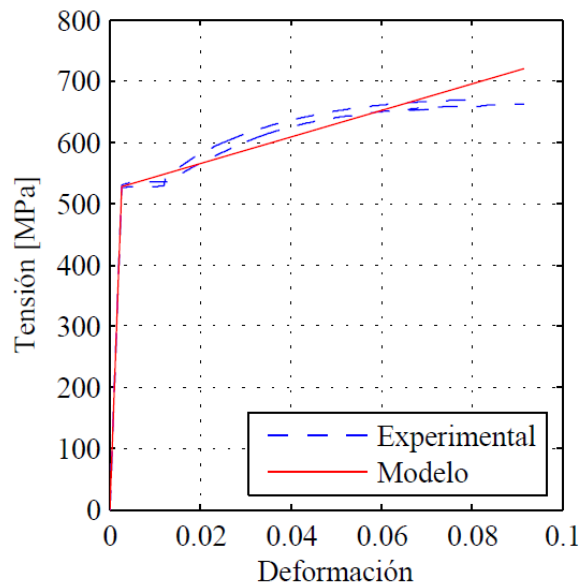


Figura 3.3 Ensayo y calibración modelo del acero de barras de diámetro 22 mm (Opazo, 2012).

3.2.2 Hormigón.

La dosificación solicitada al proveedor es la que permitió una resistencia a la compresión alrededor de 25 MPa. Por otro lado, el agregado debió tener un tamaño máximo de 1 cm debido a la congestión de armaduras en las probetas.

Para determinar la resistencia a la compresión alcanzada por los muros en el momento de su ensayo, se ensayaron comúnmente tres probetas cilíndricas en una fecha representativa a la ocurrencia de la experiencia de laboratorio. Los resultados de

las resistencias variaron entre 20 y 35 MPa dependiendo de la fecha de los ensayos. El valor más representativo de f_c' adoptado con tales antecedentes se muestra en la tabla 3.1.

3.3 Construcción de especímenes.

De la misma manera que los ensayos se realizaron en tres sets, la construcción se hizo en tres conjuntos: tres probetas en junio de 2009, cuatro probetas en junio de 2010 y cuatro probetas en mayo 2011. El proceso constructivo fue el mismo en las tres tandas, salvo una diferencia en el hormigonado de la tercera batería. En ese caso el vertido del hormigón se realizó en dos fases por las dificultades de las experiencias anteriores.

La construcción de las probetas no escapó al procedimiento usual para elementos de hormigón armado: preparación del moldaje, colocación de armaduras (figura 3.4), vertido del hormigón, tiempo de endurecimiento y curado, y posterior descimbre. Las pequeñas diferencias con la faena constructiva clásica, tienen su justificación en la necesidad de brindar las condiciones adecuadas para la aplicación de cargas o desplazamientos y la medición de la respuesta durante el ensayo.

Para el cableado se dejaron perforaciones en las superficies del moldaje, mientras que para la instalación del actuador se dispusieron pasadas con tubos de PVC en el pedestal superior. Adicionalmente, para la aplicación mediante cables de la carga axial, se colocaron barras de 16 mm de diámetro en el pedestal inferior.

La instalación de sensores de deformación en las barras de acero (*strain gauges*) se hizo con el siguiente procedimiento. Primero se pulieron las barras seleccionadas, luego la superficie fue limpiada con alcohol y, finalmente se fijaron los sensores. Además, para evitar deformaciones durante el proceso de hormigonado, se usaron capas protectoras (figura 3.5).

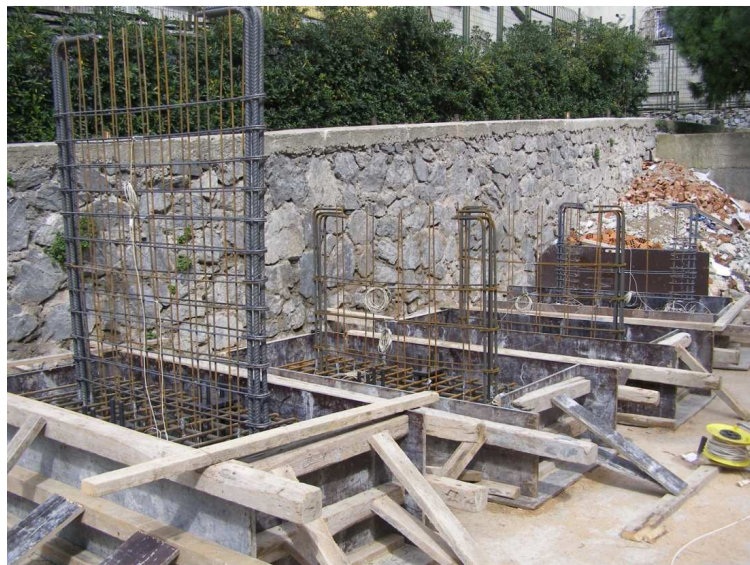


Figura 3.4 Moldaje inferior y preparación de armadura del muro (Terzioğlu, 2011).



Figura 3.5 Instalación de sensores de deformación (Terzioğlu, 2011).

3.4 Instalación Experimental.

Para el ensayo de las probetas fue requerido fijar cada una de ellas contra la losa de reacción. Para ello se utilizaron barras a través de los agujeros en el pedestal inferior que fueron ajustadas mediante tuercas. Además, entre la superficie del pedestal inferior y el suelo se utilizó una capa de yeso que niveló y evitó cualquier efecto no deseado por irregularidades en las caras en contacto.

Las barras empleadas fueron seleccionadas con una tensión de fluencia tal que no fluyeran antes de una fuerza horizontal de 1000 kN, correspondiente al nivel máximo de aplicación del actuador. Para prevenir el deslizamiento del pedestal inferior se usaron placas apernadas al suelo y en contacto con sus extremos, logrando que el fenómeno descrito no fuera observado en ninguna probeta del plan de ensayos.

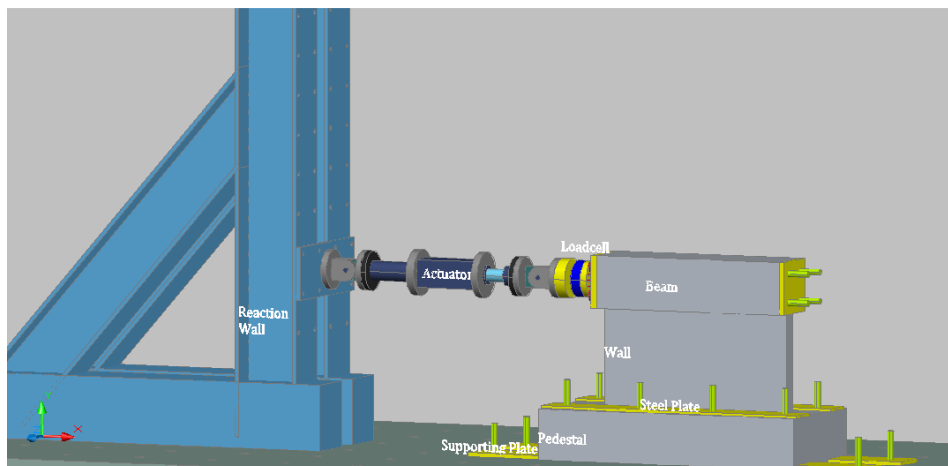


Figura 3.6 Vista 3D de la instalación experimental (Terzioğlu, 2011).

En cuanto a la aplicación de cargas existen dos sistemas involucrados. En el caso de la carga lateral, esta se aplicó con un actuador fijo a un marco externo de

acero conectado al pedestal superior (figura 3.6). Mientras que en el caso de la carga axial, presente en los últimos dos especímenes, se usó un sistema de cuatro cables pretensados conectados de forma especial entre el pedestal inferior y una viga de acero transversal ubicada sobre el extremo superior del muro (figura 3.7). La carga fue ejercida con un cilindro hidráulico ubicado entre el pedestal superior y la viga mencionada.

Finalmente, para prevenir efectos fuera del plano, se instalaron fijaciones al nivel del pedestal superior. Esta medida se tomó resguardando que tampoco se viera afectada la respuesta dentro del plano.



Figura 3.7 Configuración para aplicación de carga axial (Terzioğlu, 2011).

3.5 Instrumentación.

Para medir las deformaciones en el hormigón y el acero se utilizaron *strain-gauges* y DC-LVDT's (*Linear Variable Differential Transducers*). La carga lateral aplicada fue medida con un sensor instalado directamente en el actuador.

Los *strain-gauges* se instalaron en las barras de refuerzo (30 en cada espécimen) en distintas ubicaciones. Aquellos distribuidos en la altura permitieron monitorear la deformación en barras horizontales, los ubicados en la base permitieron medir deformaciones donde el momento es máximo y aquellos dentro de los pedestales

observar los efectos de penetración. También se siguió la fluencia de barras longitudinales de borde.

La instrumentación externa fue llevada a cabo con LVDT's. Hubo tres configuraciones usadas en todos los especímenes de la última batería de ensayos, cuyo objetivo fue medir respuesta global, componentes de respuesta y expansión lateral del muro (figura 3.8). Salvo en las dos primeras probetas, las configuraciones para medir las componentes de respuesta (flexión y corte) montadas sobre los muros fueron replicadas entre los pedestales. El propósito fue seguir monitoreando en niveles de daño importantes, ya que los equipos montados en la superficie del muro, para dicho caso, deben ser retirados para evitar su deterioro.

La configuración que permitió medir la deformación por corte en los muros consistió en ubicar un par de LVDT's en forma diagonal entre las esquinas de los muros. Por otro lado, la configuración que permitió medir la deformación por flexión corresponde a un par de LDVT's ubicados verticalmente en los extremos de la cara del muro. Por último, la tercera configuración es un conjunto de LVDT's horizontales distribuidos en la altura para la medición de deformaciones horizontales (determinación de perfiles de expansión lateral).

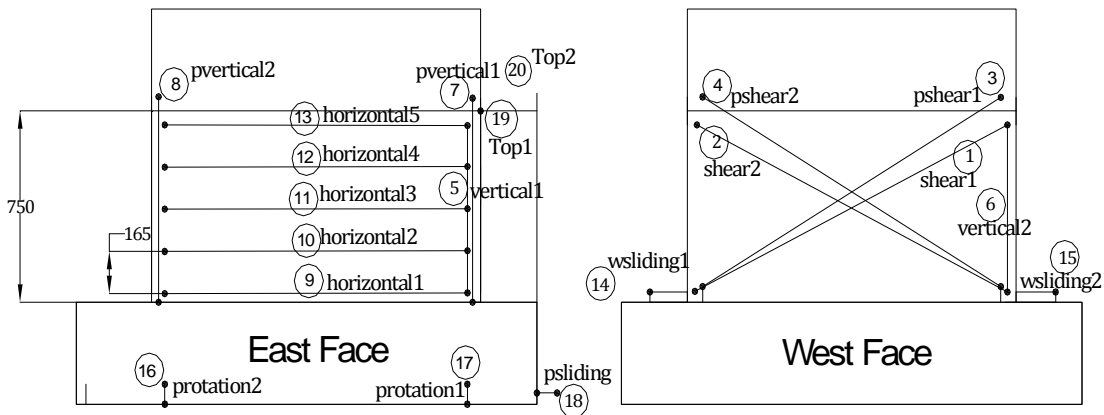


Figura 3.8 Ejemplo de colocación de LVDT's (Terzioğlu, 2011).

El desplazamiento horizontal, para la determinación de la respuesta global, fue medido desde el marco externo y es relativo al pedestal inferior, por lo que efectos no deseados de rotación o deslizamiento en la interacción losa-pedestal inferior no afectan la respuesta. De todas maneras se empleó un par que permitió registrar la rotación del pedestal inferior con respecto a la losa de reacción. Adicionalmente, se instaló un par de sensores que midió el deslizamiento en la interfaz del muro con el pedestal inferior.

3.6 Medición y cálculo de las componentes de deformación.

El desplazamiento lateral del muro se descompone en cuatro componentes de deformación del muro: corte, flexión, deslizamiento en la interfaz muro-pedestal inferior y rotación de cuerpo rígido en la interfaz muro-pedestal inferior (figura 3.9). La única de ellas que es medida directamente por los sensores es el deslizamiento, las otras deben ser calculadas empleando algunos supuestos sobre las mediciones realizadas. Desde

el punto de vista teórico, la suma de las cuatro componentes debe ser igual al desplazamiento lateral medido desde el marco externo.

A continuación, se explican los procedimientos tanto para la estimación de las componentes de deformación del desplazamiento lateral superior, como para determinación de la expansión lateral del muro.

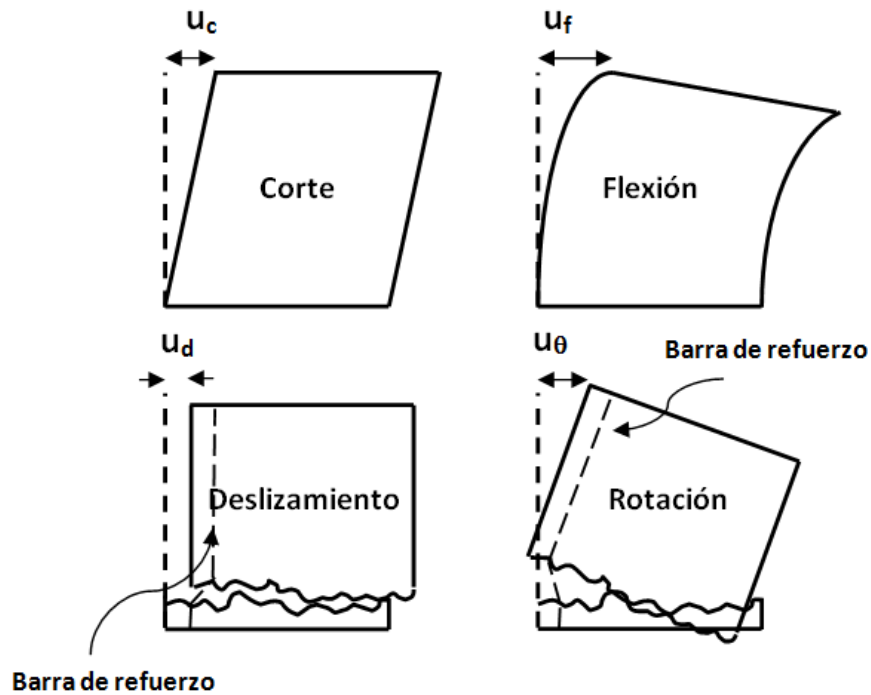


Figura 3.9 Componentes de deformación.

3.6.1 Componentes de deformación por corte y flexión (en el muro).

Para medir las componentes del desplazamiento lateral superior del muro se ha empleado un método basado en una aproximación común. Tal como se ha mencionado, se colocó un par de sensores verticales en los bordes del muro y otro par diagonalmente entre las esquinas. Estos sensores fueron ubicados a aproximadamente 5 cm de la interface entre el fin del muro y el pedestal. Los desplazamientos axiales fueron medidos usando los dos sensores verticales dispuestos en los bordes. Estas mediciones fueron usadas para calcular rotaciones dividiendo los desplazamientos axiales relativos por la distancia entre los sensores verticales.

Para determinar la contribución por flexión para el desplazamiento lateral superior se debe definir la ubicación del centro de rotación. El desplazamiento por flexión en la parte superior del muro, para una curvatura dada, puede ser calculado como:

$$U_f = \alpha \cdot \theta \cdot h \quad (3-1)$$

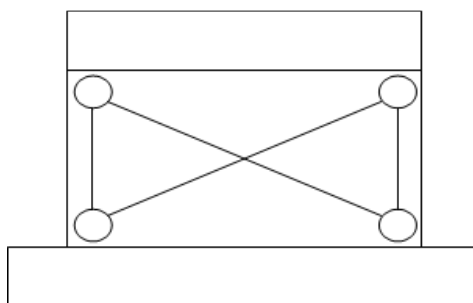


Figura 3.10 Esquema configuración sensores de desplazamiento sobre el muro.

Donde α es la distancia del centro de rotación medida desde la parte superior del muro (fracción de la altura), θ es la rotación sobre el nivel del piso y h es la altura del muro. Dado que todos los muros fueron cargados bajo curvatura simple y la distribución de curvatura de todos los especímenes es triangular y, asumiendo un comportamiento lineal elástico en flexión, corresponde a un valor de α igual a 0.67.

La deformación por corte de los ejemplares fue determinada usando sensores diagonales (figura 3.11). Si el centro de rotación no coincide con el centro geométrico de la altura del muro, las medidas de la diagonal están influenciados por las deformaciones por flexión y necesitan ser corregidas (Massone y Wallace, 2004). La componente de corte no corregida del desplazamiento lateral superior puede ser calculada por:

$$U_{s_original} = \delta = \frac{\sqrt{D1^2 - h^2} - \sqrt{D2^2 - h^2}}{2} \quad (3-2)$$

δ

↔

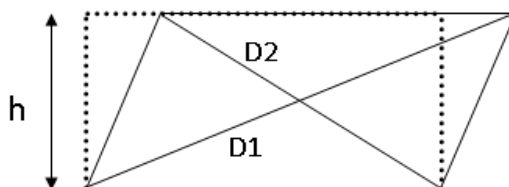


Figura 3.11 Determinación componente de corte no corregida.

La expresión sugerida por Massone y Wallace (2004) para la corrección de la componente de corte promedio, usando la deformación no corregida calculada con la configuración de sensores diagonales en X, es la siguiente:

$$U_{s_corregida} = U_{s_original} + (0.5 - \alpha) \cdot \theta \cdot h \quad (3-3)$$

La razón de la corrección es que al usar el valor $U_{s_original}$ se está realizando una sobre estimación de la deformación de corte, debido a que se ignora la contribución de la deformación por flexión que está siendo medida.

En esta aproximación, existen dos grandes limitaciones. Primero, es imposible colocar los potenciómetros y puntos de referencia exactamente en las esquinas de la sección de muro, por lo que la medición no corresponde a todas las deformaciones que

se presentan. En segundo lugar, como consecuencia de que el hormigón se daña en las esquinas inferiores, es imposible realizar mediciones con precisión para altos niveles de *drift* por deterioro del sistema de fijación.

3.6.2 Componentes de deformación por corte y flexión (entre pedestales).

Se emplearon las mismas configuraciones y con el mismo propósito que las dispuestas sobre el muro (figura 3.12).

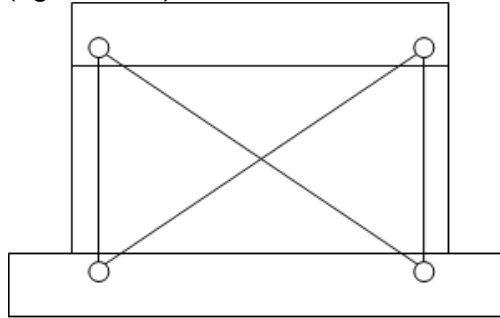


Figura 3.12 Esquema configuración sensores de desplazamiento entre pedestales.

En este caso, para medir la componente de flexión se colocaron dos potenciómetros verticales entre los pedestales en los bordes del muro. Nuevamente para calcular rotación (θ_p) o curvatura, se dividen los desplazamientos axiales relativos por la distancia entre los sensores verticales. Sin embargo, estos sensores miden tanto la deformación por flexión, como la rotación de cuerpo rígido que puede darse en la interfaz ($\theta_{rot_interfaz}$). En consecuencia, no puede considerarse la misma ubicación del centro de rotación (α_p) empleada con sensores sobre el muro.

Para determinar la ubicación del centro de rotación (factor α_p) se asume que la suma entre las componentes de flexión medida sobre el muro y la rotación de la interfaz debe ser igual a la de flexión medida entre los pedestales. La igualdad mencionada se reduce a la siguiente expresión para obtener el valor de α_p :

$$\alpha_p = \frac{\alpha_{\theta_w + \theta_{rot_interfaz}}}{\theta_p} \quad (3-4)$$

El cálculo es realizado para cada punto registrado (dentro del rango de validez de los datos), por lo que el estimador para el valor final de α_p adoptado corresponde al promedio. Los valores adoptados se indican en la tabla B.1.

La componente de corte del desplazamiento lateral puede ser calculada con el mismo procedimiento que la deformación de corte anterior. Sin embargo, en este caso, la deformación de corte contiene la deformación de corte por deslizamiento en la interface muro-pedestal. La expresión para la deformación de corte no corregida toma la forma:

$$U_{s_original} = \bar{\delta} + s = \frac{\sqrt{D1^2 - h^2} - \sqrt{D2^2 - h^2}}{2} \quad (3-5)$$

Donde s es la deformación por deslizamiento relativa al pedestal inferior.

3.6.3 Componentes de deslizamiento y rotación en la interfaz muro-pedestal inferior.

El deslizamiento en la interfaz muro – pedestal inferior (s) es determinado como el promedio de la deformación medida por los sensores ubicados en los extremos del muro (uno a cada lado, ver figura 3.2).

El giro en la interfaz muro – pedestal inferior ($\theta_{rot_interfaz}$) es calculado como la diferencia entre la curvatura determinada con los sensores sobre el muro y los entre pedestales.

$$\theta_{rot_interfaz} = \theta_p - \theta_w \quad (3-6)$$

Luego, la componente de desplazamiento horizontal correspondiente a la rotación de cuerpo rígido se calcula con la siguiente expresión:

$$u_\theta = h \cdot \theta_{rot_interfaz} \quad (3-7)$$

3.6.4 Perfil de expansión lateral del muro.

La deformación normal horizontal promedio se midió usando los sensores ubicados horizontalmente a lo alto de los muros. La expansión lateral promedio se calcula como la división de la elongación medida por los sensores y el largo de los mismos.

4 RESULTADOS DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL Y VALIDACIÓN DEL MODELO

En este capítulo se da a conocer el detalle de la respuesta observada en los muros ensayados en la última (tercera) parte del programa experimental, como también se expone la predicción obtenida mediante el análisis monotónico del modelo de interacción propuesto. La presentación de los resultados y la comparación con el modelo se centran en la respuesta global, las componentes de deformación y perfil de expansión lateral.

En los anexos B y C se agregan los gráficos, en el mismo formato que en este capítulo, con la información relativa a los siete muros restantes que completan el programa experimental.

4.1 Observaciones experimentales y comportamiento.

La robusta instrumentación y las observaciones experimentales reportadas permiten hacer referencia al modo de falla, el patrón de fisuras, la capacidad máxima y residual, y los niveles de deformación respectivos. La descripción del comportamiento que se presenta, se basa en la carga del actuador y los desplazamientos registrados desde el marco externo, que pueden diferir de las deformaciones internas del muro.

4.1.1 Comportamiento SW-T6-S1-8.

Este espécimen tiene una relación de aspecto igual a 1.0, la mayor del programa experimental. Posee un 0.68% de cuantía de refuerzo en el alma en ambas direcciones y 9.75% de cuantía de acero longitudinal de borde. La geometría que posee lo hacen comparable con el espécimen SW-T5-S1-7, perteneciente a la segunda batería de ensayos, puesto que sólo difieren en la cantidad de acero distribuido verticalmente en el alma, no obstante existen diferencias importantes en la capacidad de los materiales empleados (35% en el hormigón y 16% en el acero).



Figura 4.1 Aparición de primera grietas diagonales en muro SW-T6-S1-8 (Terzioğlu, 2011).

Los primeros tres niveles de deriva, efectuados con control por carga, no produjeron daños. La primera grieta por tracción diagonal se formó al 0.04% de *drift*, correspondiendo a un 20% de la capacidad lateral (figura 4.1). Luego de la formación de las primeras grietas, la rigidez del muro disminuyó. Dicho efecto se dio hasta el 0.15% *drift*, luego de lo cual la rigidez se mantuvo constante hasta que se alcanzó la máxima carga lateral. A los siguientes niveles de *drift* se formaron nuevas grietas diagonales, mientras que las existentes se ensancharon con una distribución uniforme (figura 4.2). La más grande de ellas llegó a medir 1.6 mm. La capacidad lateral fue de 766 y 736 [kN] a los 0.8% y 1.0% de *drift* en las direcciones negativa y positiva, respectivamente.

Los sensores de deformación en las barras de acero mostraron que el refuerzo horizontal en el alma no fluyó, mientras que el refuerzo de borde y vertical en el alma sí lo hicieron una vez alcanzada la capacidad de carga lateral.

La tipología de falla identificada es la falla por compresión diagonal. Esta se manifestó, primeramente, con el aplastamiento del hormigón en las esquinas inferiores del muro y luego, con la trituration que se propagó a lo largo de la base hacia el centro del muro. El desprendimiento del hormigón se inició al 1.2% de *drift*, una vez que la degradación de la resistencia ya había comenzado. También se observó trituration a lo largo de las grietas diagonales en la parte inferior.

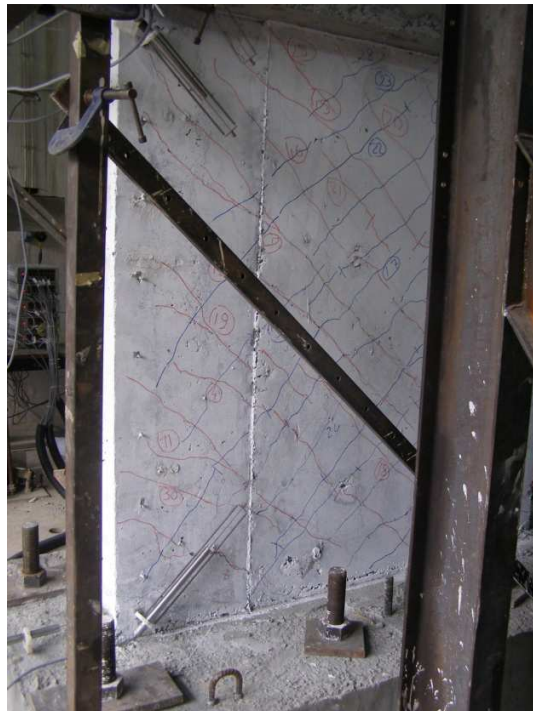


Figura 4.2 Patrón de fisuras en estado último de carga en muro SW-T6-S1-8 (Terzioğlu, 2011).



Figura 4.3 Nivel de daño moderado y severo en muro SW-T6-S1-8 (Terzioğlu, 2011).

4.1.2 Comportamiento SW-T1-S2-9.

Este ejemplar tiene una relación de aspecto igual a 0.5, posee un 0.34% de cuantía de refuerzo en el alma en ambas direcciones y 5.15% de cuantía de acero longitudinal de borde. Posee confinamiento en las regiones de borde con estribos espaciados a cada 75 mm en toda la altura del muro.

Las primeras grietas diagonales se formaron cercanas a las esquinas inferiores durante el primer ciclo del 0.05% de *drift* (en ambas direcciones) produciendo la disminución de la rigidez del muro. En los tres siguientes niveles de *drift* se formaron nuevas grietas, las más importantes orientadas en 45 grados y encontrándose casi en forma perpendicular en el centro del muro. Al final del 0.6% de *drift* el máximo espesor de grieta fue 1.6 mm (figura 4.4). La máxima capacidad de carga lateral se alcanzó al 0.6% de *drift* (en ambas direcciones) con valores de 602 y 524 [kN] para desplazamientos de techo negativos y positivos, respectivamente. A partir de ese punto comenzó el aplastamiento del hormigón, en los siguientes niveles de desplazamiento el daño empezó a concentrarse en la parte inferior por compresión diagonal, mientras que no hubo incremento en el deterioro a lo largo de las grietas diagonales ortogonales (figura 4.5).

Los sensores de deformación indicaron que el refuerzo horizontal no fluyó, mientras que el refuerzo vertical y el de borde sí lo hicieron previamente a alcanzarse la capacidad de carga lateral.

El muro falló por tracción diagonal, pero a grandes niveles de *drift*, se produjo desprendimiento del hormigón en las esquinas inferiores, cuya propagación a lo largo de la base se manifestó como el aplastamiento de un caso de falla por compresión diagonal.



Figura 4.4 Grietas principales en el estado último de carga en muro SW-T1-S2-9 (Terzioğlu, 2011).



Figura 4.5 Daño severo en muro SW-T1-S2-9 (Terzioğlu, 2011).

4.1.3 Comportamiento SW-T1-N5-S1-10.

Este ejemplar tiene las mismas características geométricas y de refuerzo que el SW-T1-S1-9. La única diferencia es la carga axial aplicada correspondiente al 5% de su capacidad de carga axial, es decir, 240 kN.

La formación de grietas y el modo de falla de este espécimen es muy similar a la del espécimen base (carga axial nula) SW-T1-S1-9. Las principales grietas diagonales se formaron en ambas direcciones al 0.3% de *drift*, extendiéndose desde la esquina inferior a la superior y cruzándose perpendicularmente en la zona central del muro. Al 0.8% de *drift* (ambas direcciones) se alcanzó la máxima capacidad de carga lateral de 781 [kN] en deriva negativa y 796 [kN] en deriva positiva. En promedio corresponde a un incremento cercano al 40% con respecto al caso sin carga axial. La trituración del

hormigón comenzó en el centro del ejemplar, indicando un modo de falla por tracción diagonal. En niveles de *drift* posteriores, las esquinas inferiores sufrieron aplastamiento por esfuerzos de compresión en puntales diagonales (figura 4.6).



Figura 4.6 Daño moderado y severo en muro SW-T1-N5-S1-10 (Terzioğlu, 2011).

Los sensores de deformación indicaron que el refuerzo vertical de borde fluyó antes de alcanzarse la capacidad de carga lateral.

4.1.4 Comportamiento SW-T1-N10-S1-11.

Este espécimen es el último ensayado en el programa experimental. Tiene idéntica geometría y armadura de refuerzo que los dos anteriores, no obstante considera la aplicación de una carga axial de 480 kN, que es equivalente al 10% de su capacidad.

Las grietas diagonales se formaron al 0.05% de *drift*, de forma similar a lo ocurrido en los dos casos anteriores. A los siguientes niveles de desplazamiento de techo, la distribución y propagación de grietas se dio de la misma manera a las dos probetas anteriores, sin embargo al 0.8% de *drift* se formó una grieta horizontal que conectó grietas diagonales y empezó a concentrar el daño (figura 4.7). Posiblemente, la magnitud de la carga axial produjo una variación en la orientación de las grietas haciéndolas horizontales cerca del centro del muro.

La capacidad de carga axial fue alcanzada al 0.8% de *drift* en ambas direcciones, con un valor de 865 [kN] en ciclos positivos y 720 [kN] en ciclos negativos. Al primer ciclo del 1.0% de *drift* el ejemplar experimentó una muy repentina degradación en la carga lateral junto a un daño importante en la grieta principal (diagonal cerca de las esquinas y horizontal en el centro).

Los sensores de deformación indicaron que las barras de refuerzo en el alma no fluyeron, a diferencia de las de borde que lo hicieron antes de alcanzarse la capacidad de carga lateral.



Figura 4.7 Daño severo en muro SW-T1-N10-S1-11 (Terzioğlu, 2011).

4.1.5 Comportamiento de muros en la primera y segunda batería.

En general, el tipo de falla, patrón de grietas y tipo de respuesta observada en las primeras dos baterías de ensayos coinciden con las descritas para el último conjunto de probetas. Sin embargo, a modo de breve recuento, se comentan los rasgos más importantes de las probetas no detalladas.

Los muros SW-T2-S1-1 y SW-T2-S2-3, que poseen las mismas características (salvo el hormigón) y ensayados en la primera batería de ensayos, mostraron fallas por compresión diagonal bajo efectos de corte y flexión. Sin embargo, mostraron diferencias en la respuesta global (capacidades máxima de 798 [kN] y 684 [kN] al 1.0% y 0.78% de *drift*, respectivamente) que no pueden justificarse solamente por la utilización de hormigón de distinta resistencia. Lo que puede justificar las diferencias son eventuales problemas en el vertido del hormigón. Con el motivo de descartar tales inconvenientes, en la segunda batería se consideró otro muro con iguales características (SW-T2-S3-4). En dicho muro, el comportamiento también estuvo controlado por compresión diagonal con efectos de corte y flexión, alcanzando una carga lateral máxima de 838 [kN] al 0.61% de *drift*. En este último caso, las propiedades de resistencia de los materiales son significativamente mayores, por lo que se justifica una mayor capacidad y a un menor nivel de deriva que en los otros muros del mismo tipo.

El espécimen SW-T1-S1-2 falló por tracción diagonal al igual que el otro muro del tipo 1 ensayado sin carga (SW-T1-S2-9). La capacidad de carga lateral máxima fue de 636 [kN] al 0.78% de *drift*.

El muro SW-T3-S1-5 fue diseñado de manera de tener la misma armadura en el alma que los muros tipo 2, pero al mismo tiempo, una menor cantidad de acero longitudinal de borde. Tal configuración permitió la fluencia por flexión y observar una falla por deslizamiento (figura 4.8). La capacidad de carga lateral máxima alcanzada fue la menor del programa completo, es decir, 444 [kN] al 0.4% de *drift*.



Figura 4.8 Falla por deslizamiento en muro SW-T3-S1-5 (Terzioğlu, 2011).

La probeta SW-T4-S1-6 alcanzó una capacidad de carga lateral máxima de 912 [kN] al 0.6% de *drift*. La trituración del hormigón en la parte inferior del muro se propagó a lo largo del muro produciendo un importante aplastamiento. La falla predominante fue la compresión diagonal, similar a los ejemplares del tipo 2.

El muro SW-T5-S1-7 alcanzó una capacidad de carga lateral máxima de 710 [kN] al 0.6% de *drift*. Al alcanzarse la capacidad se inició el desprendimiento del hormigón en el centro del muro por efecto de la compresión diagonal. Además, las esquinas inferiores sufrieron daños por esfuerzos de compresión, por lo que puede decirse que la falla se debe a una combinación de efectos de corte y flexión.

4.2 Respuesta global (curva carga – desplazamiento).

En esta sección se exponen los gráficos de respuesta global de los muros de la tercera batería de ensayos (figura 4.9 a 4.12). La carga corresponde a la sollicitación lateral y el desplazamiento al monitoreado desde el marco externo.

La ventaja de considerar el desplazamiento lateral medido desde el marco externo es que hace posible hacer un seguimiento del comportamiento general a lo largo de todo el ensayo. De manera que, sin corresponder a los niveles exactos de deformación interna en el muro, permite identificar cambios de rigidez, carga lateral máxima, simetría o asimetría de la respuesta y las características de la degradación. No obstante, para otros análisis presentados más adelante se deben emplear curvas de respuesta global con otras estimaciones, con lo que el rango de deformaciones válidas se reduce, ya que los sensores internos se removieron luego de alcanzar la capacidad máxima.

En la respuesta global se han identificado los puntos de máxima carga lateral, degradación al 90% de la capacidad de carga y capacidad residual al 2% de *drift* en ambas direcciones. Los puntos mencionados han sido identificados sobre la envolvente de respuesta para su comparación.

La envolvente se conforma por los puntos correspondientes a la carga máxima del primer ciclo de cada nivel de desplazamiento de techo impuesto. Cabe recordar que que la metodología de carga, mayormente efectuada por control de desplazamiento, consideró tres ciclos por cada nivel de *drift*. El control por carga se llevó a cabo en los primeros dos ciclos, debido a la alta rigidez inicial.

En el anexo B se adjuntan los gráficos de respuesta global correspondientes a las dos primeras baterías de ensayos.

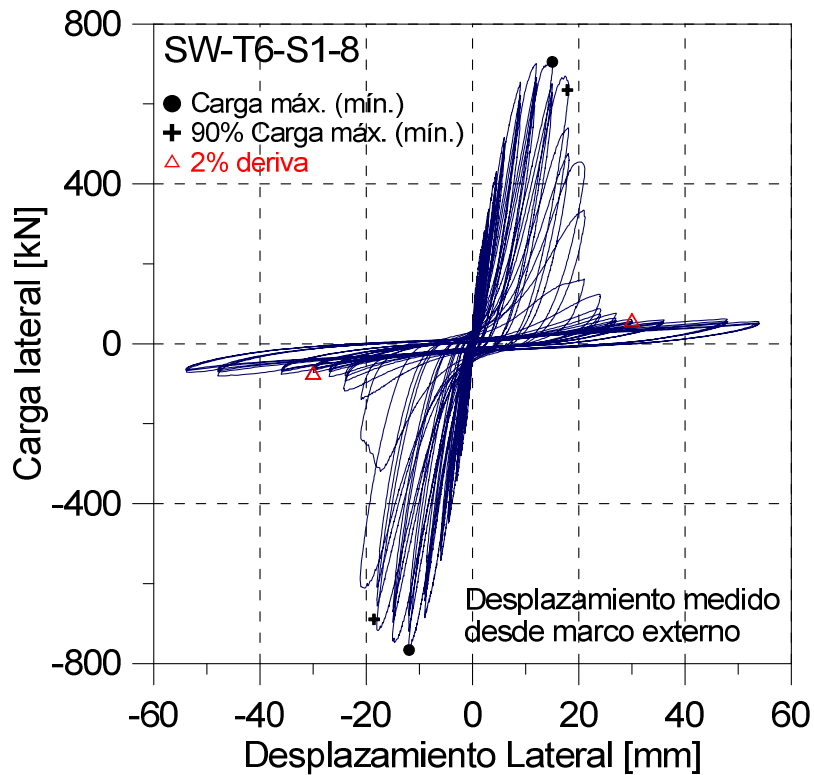


Figura 4.9 Respuesta global SW-T6-S1-8.

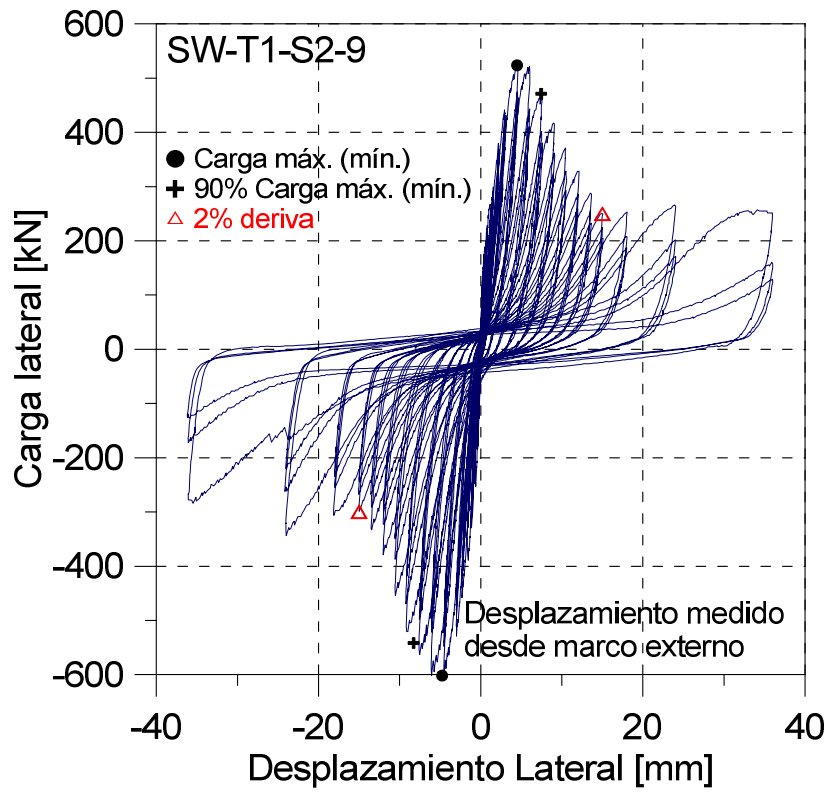


Figura 4.10 Respuesta global SW-T1-S2-9.

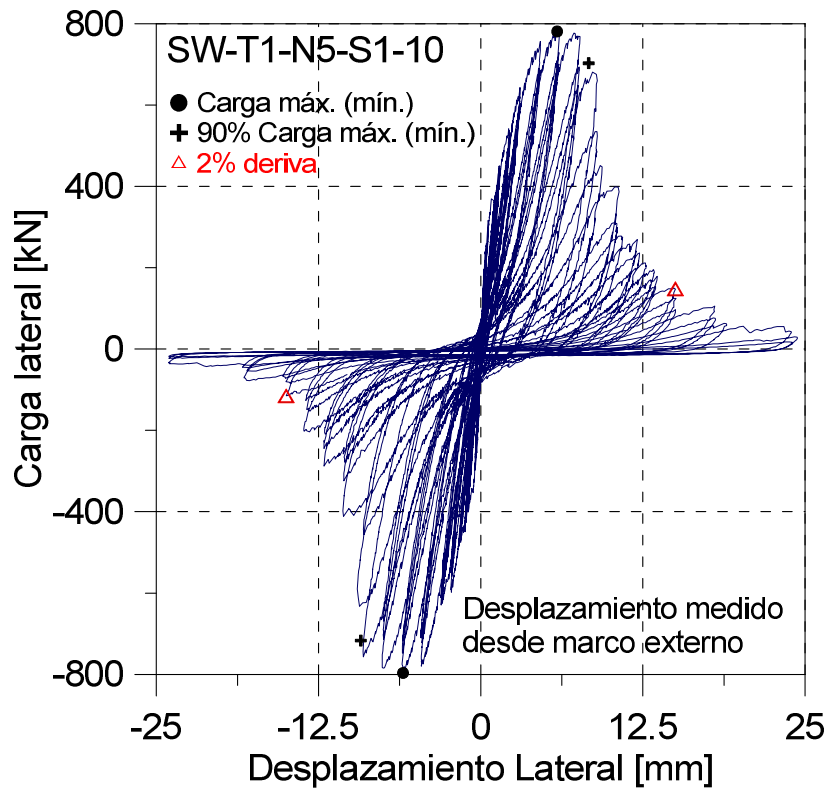


Figura 4.11 Respuesta global SW-T1-N5-S1-10.

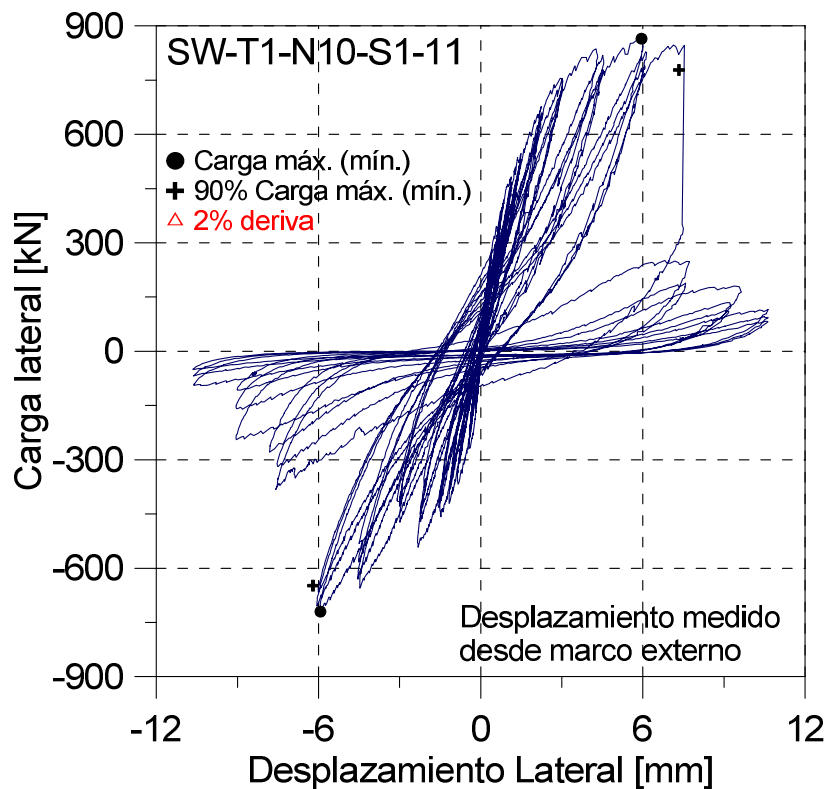


Figura 4.12 Respuesta global SW-T1-N10-S1-11.

Todas las curvas de carga – desplazamiento lateral obtenidas en el programa experimental muestran una respuesta razonablemente simétrica, por lo que es posible descartar problemas asociados a la instrumentación o ejecución de los ensayos que puedan distorsionar los resultados en tal sentido.

La degradación de los especímenes se observa más repentina en aquellos muros con proporcionalmente mayor armadura, mientras que más atenuada en aquellos con menores valores de cuantía de borde.

La figura 4.13 entrega las cargas laterales observadas en todos los especímenes del programa de ensayos. El muro que alcanzó la mayor capacidad fue el SW-T4-S1-6 (912 [kN]), consistente con el hecho de poseer la mayor cuantía de borde del programa en proporción a su geometría. Por otro lado, la menor capacidad se dio en el SW-T3-S1-5 (444 [kN]), consistente con poseer en proporción, y en cantidad absoluta de acero, la menor armadura de borde (2 ϕ 8). Otra característica del muro No. 5 es que presenta la mayor variación porcentual entre las capacidades alcanzadas en cada dirección (desviación estándar de 25%).

Los muros del tipo 2 (No. 1, 3 y 4 en la secuencia de ensayos) llegan a mostrar casi el doble de capacidad que el muro No. 5 pese a tener geometría común e igual cantidad de acero en el alma. Esto indica gran efecto de la cantidad de acero de borde, cambiando además el modo de falla observado.

Los dos muros del tipo 1 ensayados sin carga axial (No. 2 y 9), a pesar de poseer diferencias en las propiedades de los materiales empleados, muestran capacidades similares.

Los muros No. 7 y 8 se diferencian en que el segundo posee el doble de armadura vertical en el alma (0.68%) y fue construido con un hormigón con resistencia alrededor del 35% menor (tabla A.1). El muro No. 8 muestra una capacidad levemente mayor, lo que revela un efecto más importante del parámetro relativo a la cantidad de armadura que de la resistencia del hormigón.

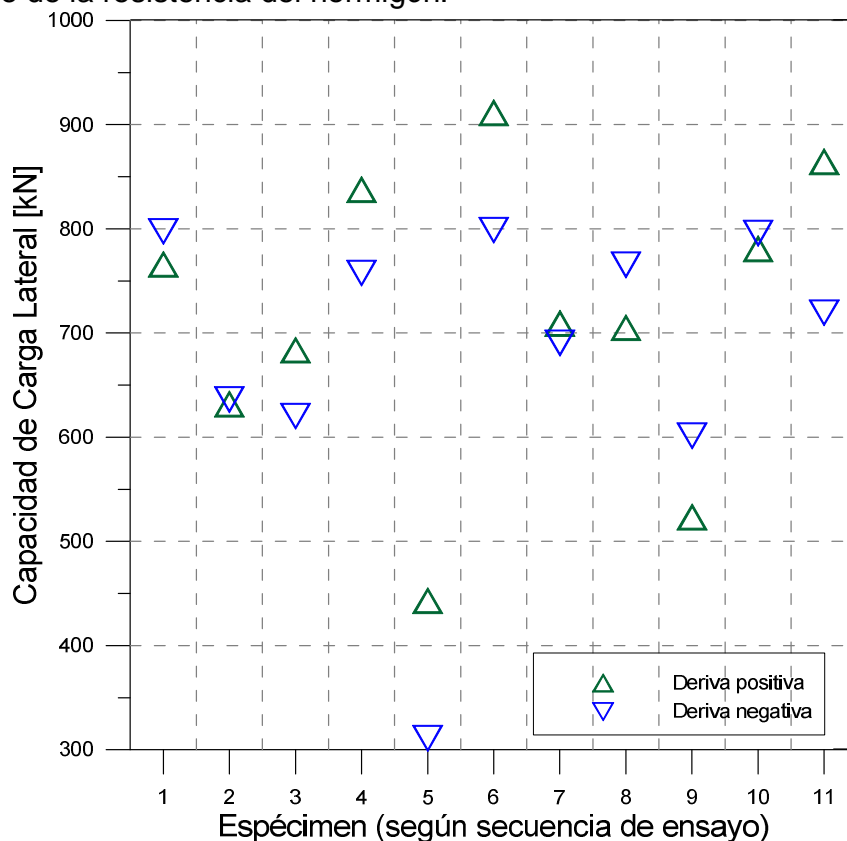


Figura 4.13 Resultados experimentales, comparación carga lateral máxima (mínima).

La figura 4.14 muestra los niveles de *drift* en que la carga lateral máxima es alcanzada. La información que brinda el gráfico permite hablar de respuestas razonablemente simétricas en todos los ejemplares. En efecto, la mayor discrepancia entre los valores de *drift* mencionados se dio en el SW-T2-S3-4 (desviación estándar de 34%). No es posible referirse mayormente a los niveles de deformación, puesto que el registro que se emplea no considera exclusivamente las deformaciones sobre el muro, sino que también la interacción con el pedestal inferior (deslizamiento y rotación de cuerpo rígido).

La figura 4.15 muestra que en general, en todos los muros la degradación del 10% de la capacidad también es simétrica en los niveles de desplazamiento. Las diferencias entre ambas direcciones de deriva son semejantes a los que se pueden observar al alcanzar la carga máxima. La única excepción es el muro SW-T4-S1-6, que muestra diferencias importantes.

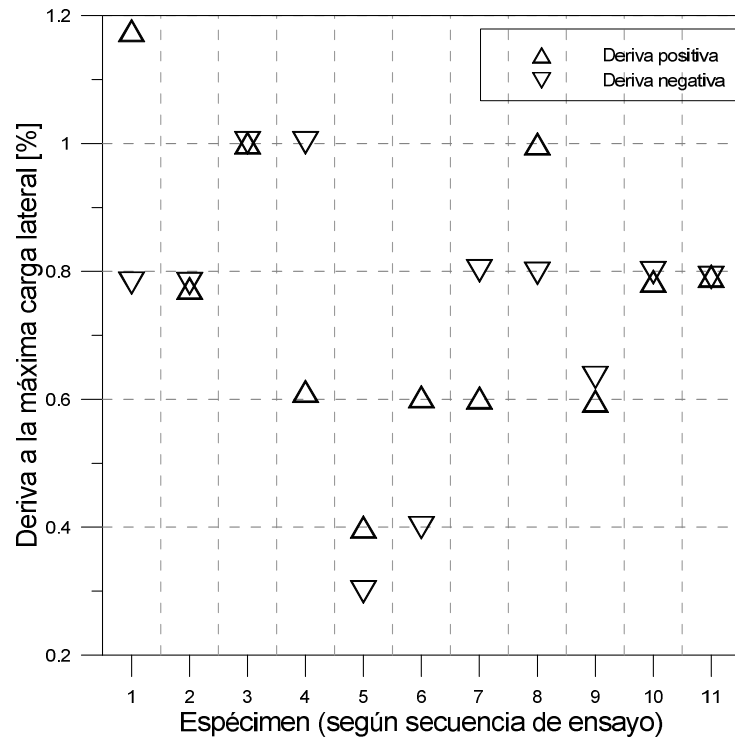


Figura 4.14 Resultados experimentales, comparación deformación al alcanzar carga lateral máxima (mínima).

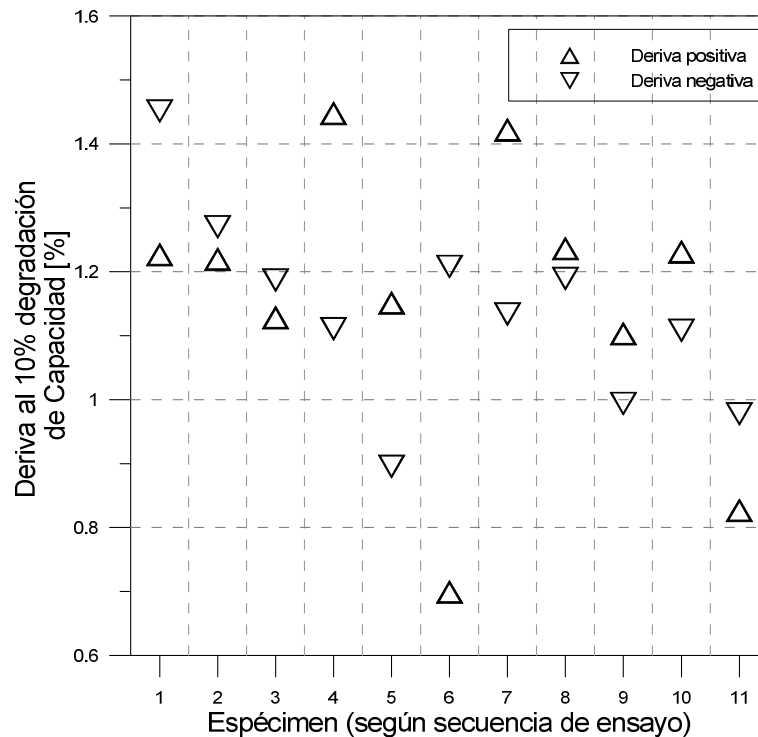


Figura 4.15 Resultados experimentales, comparación *drift* al 90% de la carga lateral máxima (mínima).

En la figura 4.16 se muestran los niveles de carga al 2% de deriva normalizados por la capacidad máxima de cada espécimen. En el gráfico no se incluye el muro SW-T1-N10-S1-11, puesto que su ensayo concluyó antes de que se pudiera alcanzar el nivel de deformación mencionado.

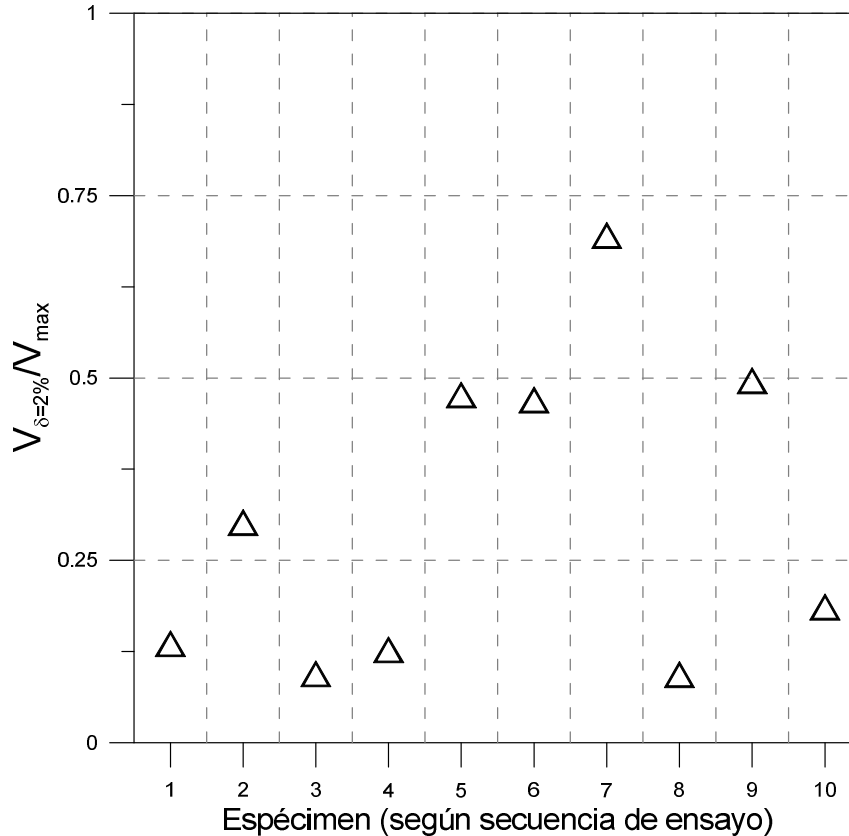


Figura 4.16 Resultados experimentales, comparación Carga Residual (2% de *drift*).

Los muros del tipo 2 (No. 1, 3 y 4) muestran niveles de degradación de carga similares. Los muros No. 7 y 8 presentan gran diferencia en la razón de capacidad residual, posiblemente porque la menor cantidad de acero vertical distribuida en el muro No. 7 ofrece en una falla menos frágil. Los muros del tipo 1 sin carga axial (No. 2 y 9) muestran mayor capacidad de deformación que el del mismo tipo con carga axial (No. 10).

4.3 Componentes de respuesta.

En los siguientes gráficos se muestran las componentes del desplazamiento lateral superior obtenidas con la instrumentación colocada sobre el muro (para corte y flexión), y con las metodologías mencionada en el capítulo 3 para las de deslizamiento y rotación en la interfaz.

Toda la información de las componentes de deformación es graficada en los rangos en que las lecturas de los sensores se consideran confiables para la respuesta global. Dicho de otro modo, se han eliminado los datos que sugieren estar distorsionados por daño local o desprendimiento del hormigón, entre otras causas. Por ello, algunos de los gráficos muestran una respuesta hasta distintos niveles de

deformación en ambas direcciones de ensayo. Además existen errores asociados a la instrumentación o estimación de las componentes a partir de las lecturas, que no pueden ser resueltos y deben reconocerse, puesto que limitan las conclusiones.

Los gráficos tienen por eje horizontal el desplazamiento lateral superior total (medido desde el marco externo) en la envolvente de los ensayos y como vertical las respectivas componentes. Se grafican tanto la componentes como la suma de ellas. Con esta definición en el caso ideal la suma de las componentes corresponde a una recta con pendiente de 45 grados.

En el Anexo B se adjuntan los gráficos correspondientes a las dos primeras baterías de ensayos.

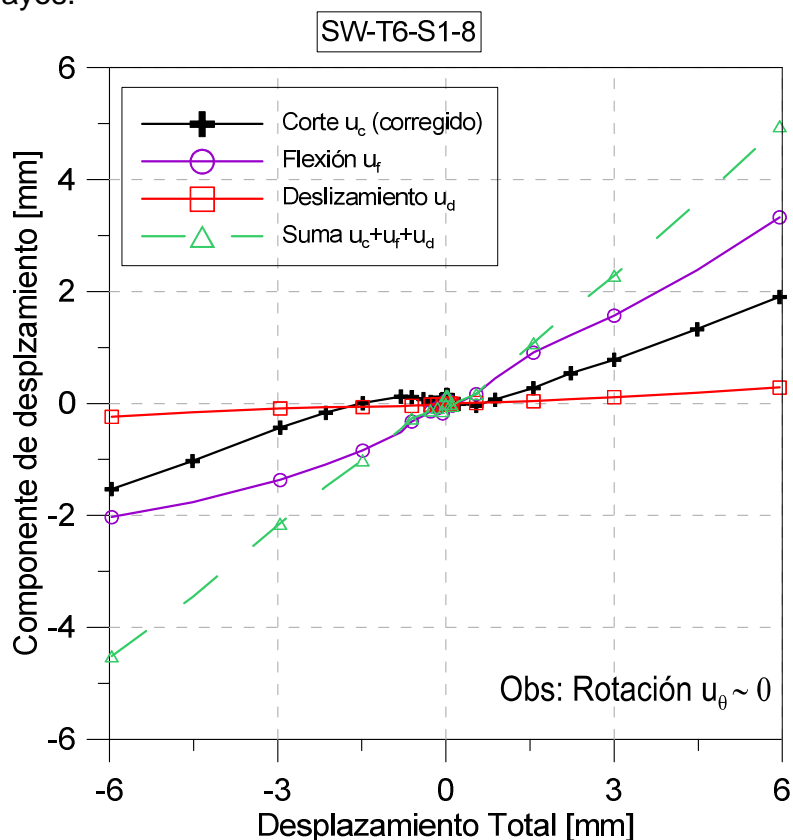


Figura 4.17 Componentes de respuesta experimental, espécimen SW-T6-S1-8.

La figura 4.17, correspondiente a la distribución de componentes del muro SW-T6-S1-8, no se considera la rotación de cuerpo rígido en la interfaz. Esto se debe a que al comparar las componentes de flexión calculadas con las dos metodologías disponibles (empleando sensores sobre el muro y entre pedestales) casi no se encuentra diferencia, lo que implica un escaso efecto de la supuesta rotación (figura B.17). En conocimiento de dicho antecedente, la componente de flexión (u_f) se ha mantenido como la correspondiente a la medida con los sensores internos.

Los resultados de este muro tienen dos características relevantes. Por un lado existe un tramo para desplazamientos, en cada dirección, en que la componente de corte tiene valores con el signo contrario al desplazamiento aplicado. Tal inconsistencia

se debe a la corrección que se realiza para descontar la deformación por flexión que los sensores de corte incluyen en su lectura. Por otro lado, existe una pérdida de la simetría de la contribución de la componente de flexión, que se manifiesta con un comportamiento poco confiable en desplazamientos negativos.

En todos los gráficos de distribución de componentes (figura 4.17 a 4.20) es posible notar pérdida de la simetría a mayores niveles de desplazamiento de techo, característica que limita el máximo nivel de deformaciones que se utiliza en el análisis de los perfiles de expansión que se presenta más adelante.

Al considerar el programa experimental completo se puede notar que existen dos muros que muestran que el aporte de la componente de flexión es el más importante, se trata de las probetas No. 7 y 8, ambas de relación de aspecto 1.0.

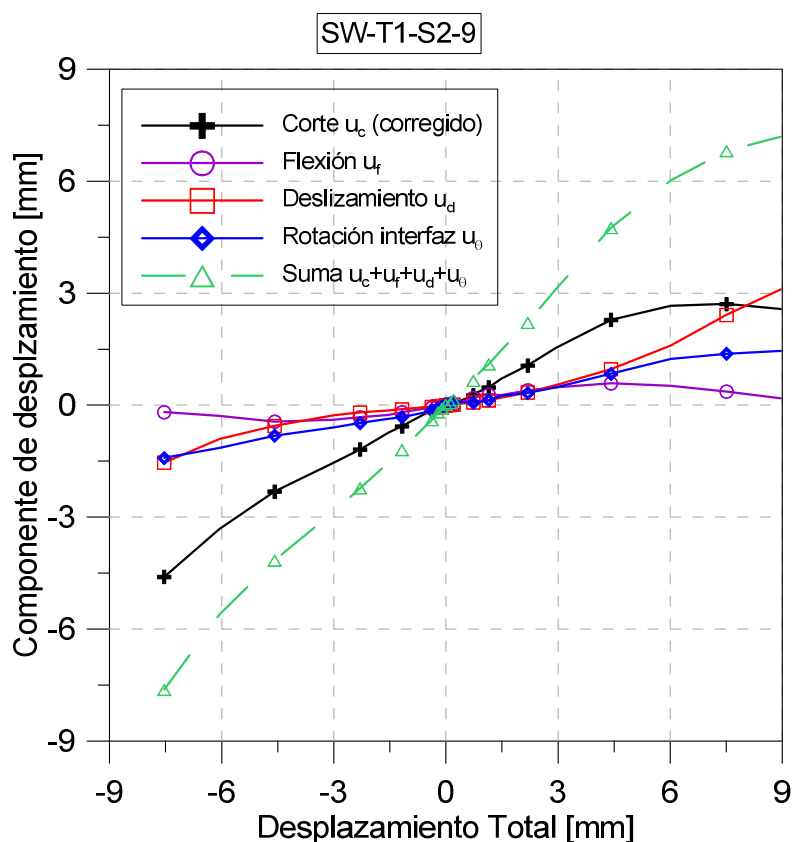


Figura 4.18 Componentes de respuesta experimental, espécimen SW-T1-S2-9.

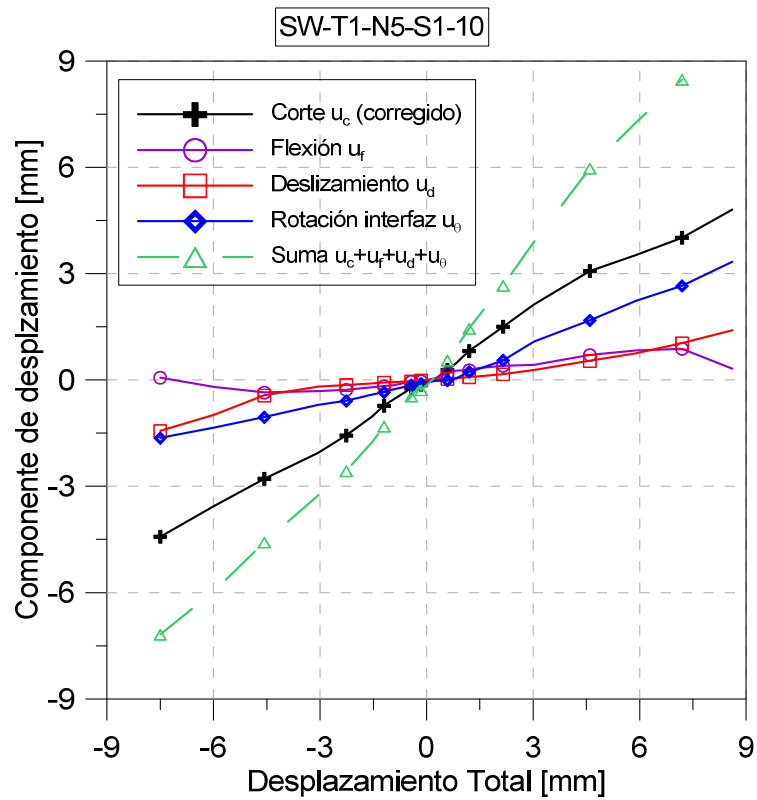


Figura 4.19 Componentes de respuesta experimental, espécimen SW-T1-N5-S1-10.

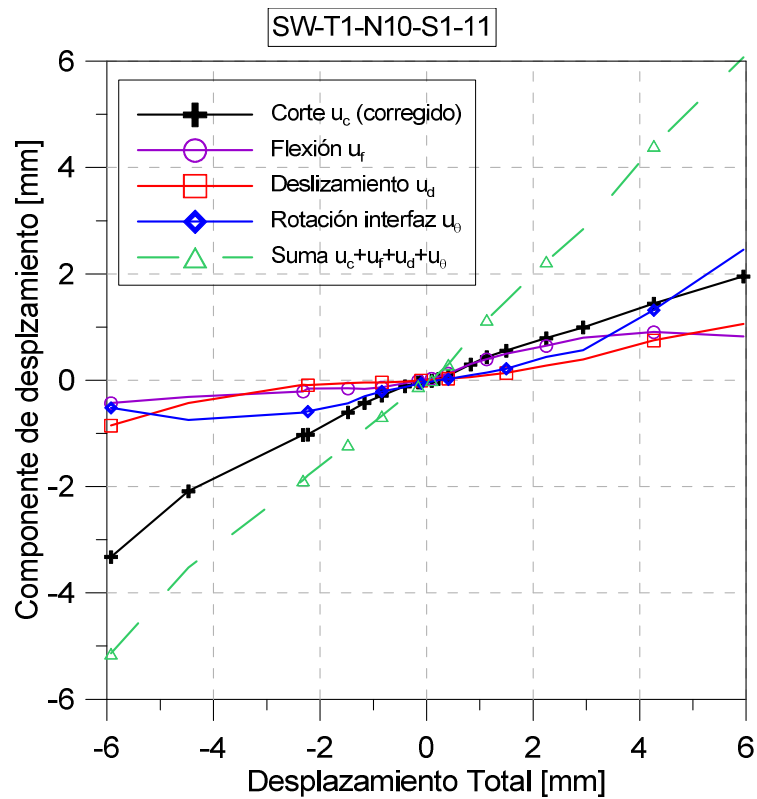


Figura 4.20 Componentes de respuesta experimental, espécimen SW-T1-N10-S1-11.

Respecto a los resultados de la primera y segunda baterías es necesario comentar que existen dos probetas cuyo registro de componentes mostró problemas, se trata de los muros SW-T3-S1-5 y SW-T4-S1-6. Tal como Opazo (2012) declaró, los sensores verticales sobre el muro arrojaron lecturas no confiables (figuras B.15 y B.16), por tanto no fue posible distinguir entre la componente de flexión interna y la rotación en la interfaz. En el apéndice B los gráficos correspondientes a dichos casos, en lugar de incluir la componente de flexión medida sobre el muro, muestran la componente de flexión global, es decir aquella que es medida entre pedestales y contiene la rotación en la interfaz.

4.4 Comparación modelo interacción vs respuesta experimental.

A continuación se presentan los resultados que permiten contrastar la evidencia experimental con la predicción del modelo de interacción en términos de la respuesta global, las componentes de respuesta y el perfil de expansión lateral.

El modelo sólo supone las deformaciones internas del muro, es decir, el deslizamiento y la rotación en la interfaz del muro con el pedestal inferior no son incorporados en él. Por esta razón, al pretender hacer comparables los resultados, el desplazamiento de techo no puede ser considerado como el medido desde el marco externo, sino que como la suma de la deformación por flexión y corte medida con los sensores sobre el muro. En el caso de los muros SW-T3-S1-5 y SW-T4-S1-6, en que no es posible desagregar la respuesta se considera el desplazamiento total medido desde el marco externo descontando el deslizamiento de la interfaz.

La comparación incluye además, cuando sea conveniente, la utilización de diferentes supuestos para completar el campo de deformaciones y tensiones usados en el modelo de interacción corte-flexión (tensiones normales horizontales nulas, $\sigma_x = 0$; y deformaciones normales horizontales nulas, $\varepsilon_x = 0$), como también la respuesta de un modelo de flexión simple.

En el Anexo C se adjuntan los gráficos correspondientes a las dos primeras baterías de ensayos.

4.4.1 Comparación carga máxima modelo interacción vs respuesta experimental.

El primer aspecto de comparación mostrado es la capacidad de carga lateral máxima alcanzada empleando sobre el modelo de interacción tensiones normales horizontales nulas, deformaciones normales horizontales nulas y la expresión calibrada para expansión lateral.

En la figura 4.21 se puede notar que en todos los casos el uso de la expresión calibrada entrega una capacidad menor a la que predice el supuesto de deformaciones nulas ("x"), y mayor al del caso con tensiones nulas ("+"). Prácticamente en todos los casos la capacidad experimental ($V_{experimental}$) cae entre los límites superior e inferior del modelo de interacción.

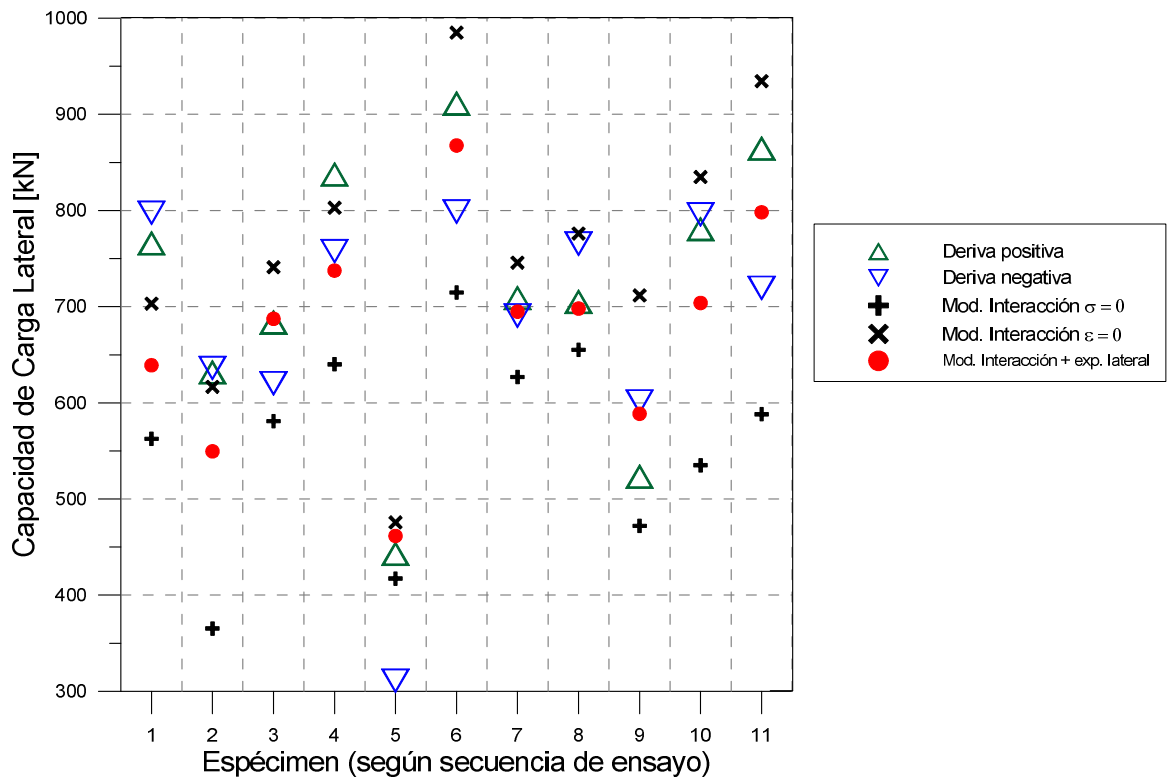


Figura 4.21 Comparación de capacidad de carga lateral.

La razón promedio entre el predicción de la capacidad mediante el modelo y el valor experimental ($V_{modelo}/V_{experimental}$) es igual a: 1.10 para $\epsilon_x = 0$; 0.82 para $\sigma_x = 0$; y 0.98 para la expresión de expansión calibrada. La dispersión de los datos es similar en los tres casos, con desviaciones estándar de 0.12, 0.14 y 0.11, respectivamente. Estos resultados se obtienen al considerar la capacidad de carga experimental de los especímenes ($V_{experimental}$) como el promedio entre los valores registrados en las direcciones de ensayo (deriva positiva y negativa).

Ahora bien, repitiendo el análisis pero empleando para la normalización el valor máximo de carga lateral, la razón ($V_{modelo}/V_{experimental}$) es igual a: 1.04 para $\epsilon_x = 0$; 0.77 para $\sigma_x = 0$; y 0.93 para la expresión de expansión calibrada. La dispersión de los datos se reduce con respecto a la utilización de la carga experimental promedio como denominador, con desviaciones estándar de 0.08, 0.11 y 0.07, en cada caso respectivamente. Los indicadores muestran que el supuesto de expansión lateral nula entrega los mejores resultados, pese a que su utilización entrega en promedio estimaciones del lado no conservador. El porcentaje de error al emplearlo (sobreestimación del 4%) es similar al que se tiene con la utilización de la expresión de expansión lateral (subestimación del 7%), mientras que el supuesto de tensiones normales horizontales nulas entrega resultados considerablemente menores (subestimación del 23%).

La determinación de la razón $V_{modelo}/V_{experimental}$ considerando la máxima carga lateral registrada en lugar del promedio, es más apropiada al pretender comparar los datos experimentales con la predicción del modelo con sus distintos supuestos. Esto se

debe a que el modelo no es capaz de incluir los daños producidos por la aplicación cíclica de la carga lateral, puesto que en lugar de eso asume una aplicación monótonica. Este efecto se puede notar al efectuar la normalización con el menor valor de capacidad registrado, el cociente mencionado es igual a: 1.17 para $\varepsilon_x = 0$; 0.87 para $\sigma_x = 0$; y 1.04 para la expresión de expansión calibrada. Es importante mencionar que la dispersión de los datos prácticamente se duplica, alcanzando valores de desviaciones estándar de 0.18, 0.19 y 0.18, respectivamente.

4.4.2 Comparación envolvente modelo interacción vs respuesta experimental.

Como ya se ha mencionado, debido a los supuestos existentes en la modelación de los materiales, la comparación con la respuesta empírica debe hacerse considerando la envolvente de respuesta. Este último, se aplica con los distintos supuestos ya empleados en el punto 4.4.1. La degradación no es mostrada o sujeta a comparación, ya que los sensores sobre el muro pierden precisión por daño local.

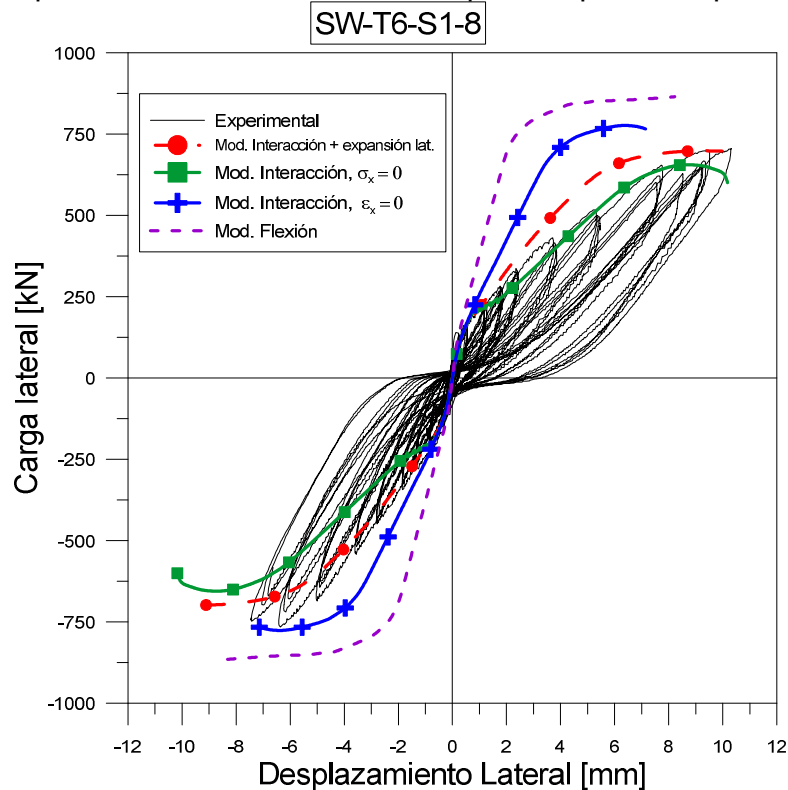


Figura 4.22 Comparación respuesta global, SW-T6-S1-8.

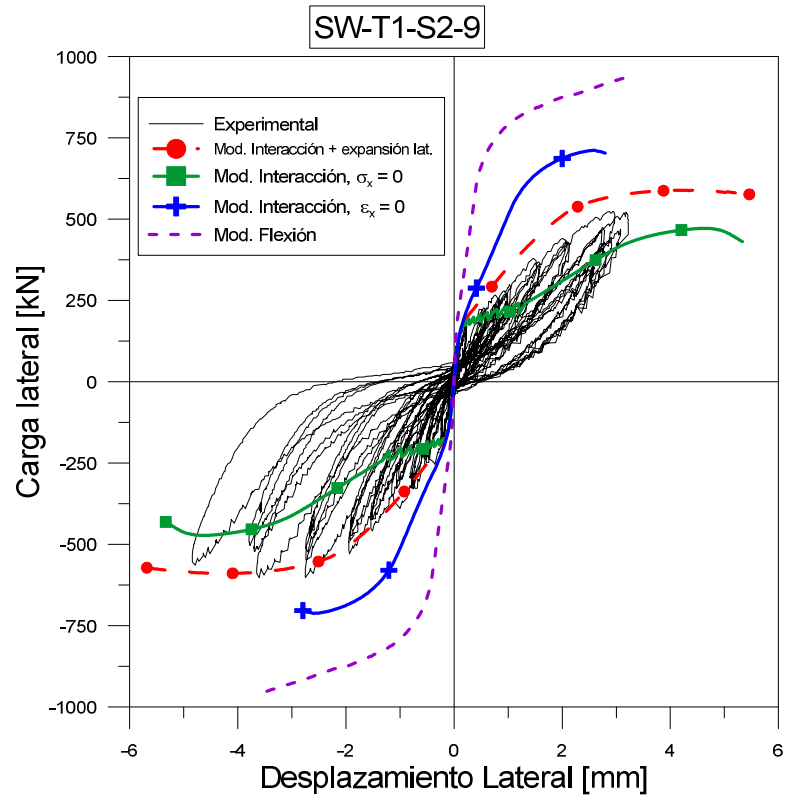


Figura 4.23 Comparación respuesta global, SW-T1-S2-9.

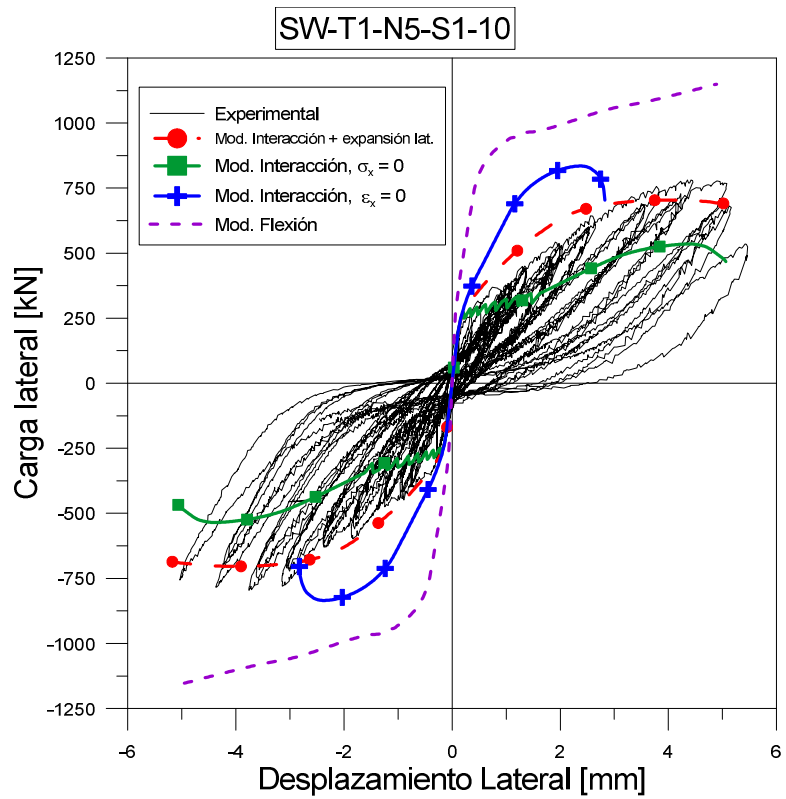


Figura 4.24 Comparación respuesta global, SW-T1-N5-S1-10.

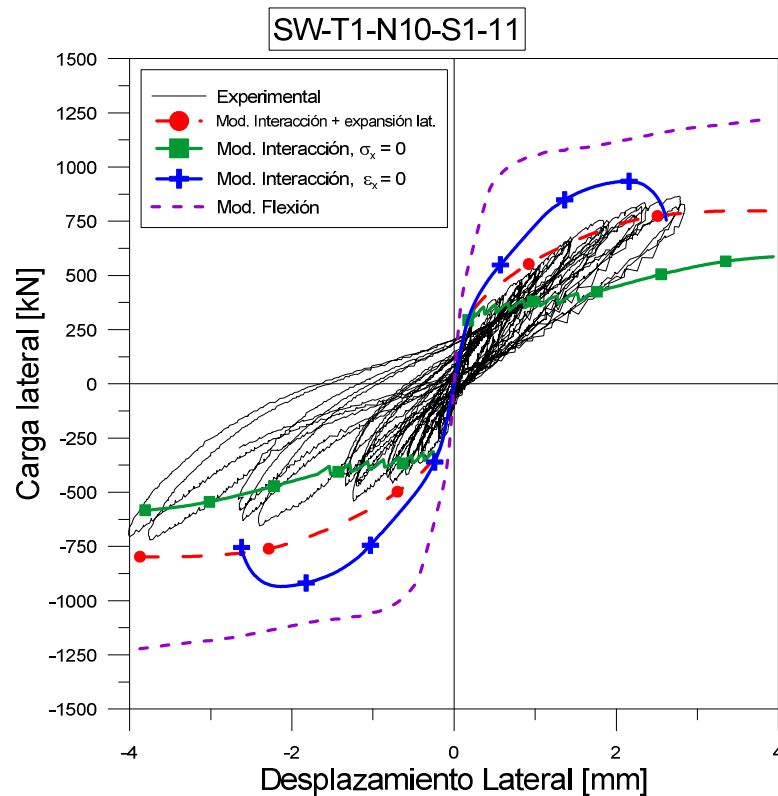


Figura 4.25 Comparación respuesta global, SW-T1-N10-S1-11.

En los gráficos de comparación de respuesta global se observa que en todos los casos el modelo de flexión predice una capacidad mayor a la experimental, de hecho no se registra degradación de la capacidad en el análisis realizado hasta el 2% de deriva. Otra característica de su predicción es que evidencia una sobreestimación de la rigidez. Esto último, se debe a que su aplicación, que no considera el efecto de la deformación por corte, está en contradicción con los modos de falla observados que muestran gran influencia de dicha componente.

Otro aspecto de comparación se trata de los niveles de deformación al alcanzar la máxima carga lateral y al 10% de degradación de la capacidad. El parámetro utilizado para la comparación es la razón entre la deformación predicha por el modelo y la registrada experimentalmente ($\delta_{modelo} / \delta_{experimental}$). Para la normalización de los resultados al alcanzar la capacidad, se ha empleado la deformación ($\delta_{experimental}$) correspondiente a la mayor de la carga lateral entre las dos direcciones de ensayo. Por otro lado, para el análisis del nivel de deformación al producirse un 10% de la degradación de la capacidad, se toma para la normalización el promedio entre la deformación registrada en ambas direcciones.

El promedio de la razón entre la deformación predicha por el modelo al alcanzar la capacidad y el valor experimental ($\delta_{modelo} / \delta_{experimental}$) es igual a: 0.84 al emplear el supuesto $\epsilon_x = 0$; 0.45 para $\sigma_x = 0$; y 1.37 para la expresión de expansión calibrada. La dispersión de los datos es elevada en los tres casos, con desviaciones estándar de 0.53, 0.45 y 0.53, respectivamente.

Es claro que los resultados predichos están lejos de mostrar una buena correlación con el registro experimental, sin embargo al realizar esta comparación debe tenerse en cuenta que la curva de respuesta global del modelo, empleando el supuesto $\sigma_x = 0$ y el perfil de expansión calibrado, suele mostrar zonas cercanas a la carga máxima con baja pendiente o prácticamente horizontales. Esto produce que una carga similar a la máxima pueda estar asociada a una deformación mucho mayor o menor que la correspondiente al *peak* de capacidad, de modo que puede explicar tanto la variación de los resultados como las grandes sub o sobrestimaciones de las deformaciones en estos casos. Ahora bien, no es posible emplear el mismo argumento para la curva global que entrega el modelo con la inclusión de $\varepsilon_x = 0$, puesto que se trata de una respuesta con una pérdida de la rigidez más repentina, y por tanto una deformación asociada a la capacidad de carga lateral mayormente acotada. En este caso se puede decir que efectivamente la utilización de dicho supuesto tiene como consecuencia la subestimación del desplazamiento al alcanzarse la carga máxima.

Por otro lado, en el caso del análisis de los niveles de deformación al 10% de la degradación de la capacidad, el promedio de la razón ($\delta_{modelo} / \delta_{experimental}$) es igual a: 0.66 para $\varepsilon_x = 0$; 0.99 para $\sigma_x = 0$; y 1.20 para la expresión de expansión calibrada. La dispersión de los datos es mejor que para el análisis en la máxima carga lateral, con desviaciones estándar de 0.18, 0.25 y 0.38, respectivamente. Estos resultados son consistentes con la justificación que se ha dado sobre la dispersión y la calidad de la predicción del desplazamiento al alcanzar la capacidad de carga lateral que entrega el modelo de interacción.

4.4.3 Comparación componentes de respuesta modelo interacción vs respuesta experimental.

A continuación, se presenta la comparación de los resultados de la distribución de componentes observadas experimentalmente y la predicción del modelo de interacción corte-flexión mediante el uso de la expresión calibrada para expansión lateral.

En general, todos los muros mostraron una buena correlación entre la predicción y la respuesta experimental. No obstante, en los muros SW-T5-S1-7 y SW-T6-S1-8 la predicción del modelo no es consistente con los datos experimentales que muestran una mayor componente de flexión.

Cabe mencionar que los muros SW-T3-S1-5 y SW-T4-S1-6 quedan excluidos de este análisis, puesto que no es posible hacer el desglose de las componentes internas de deformación por los motivos previamente expuestos.

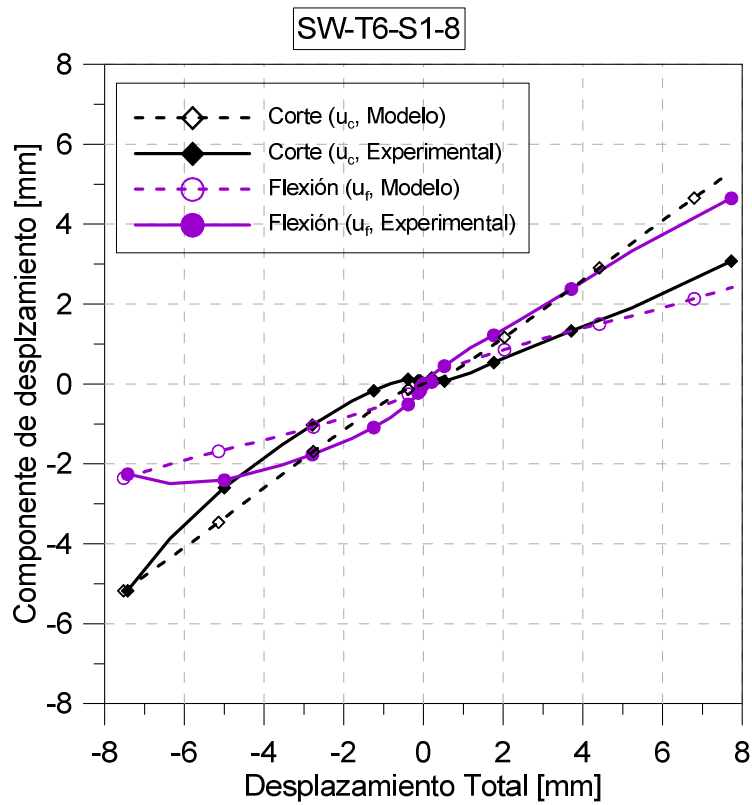


Figura 4.26 Comparación componentes de respuesta, SW-T6-S1-8.

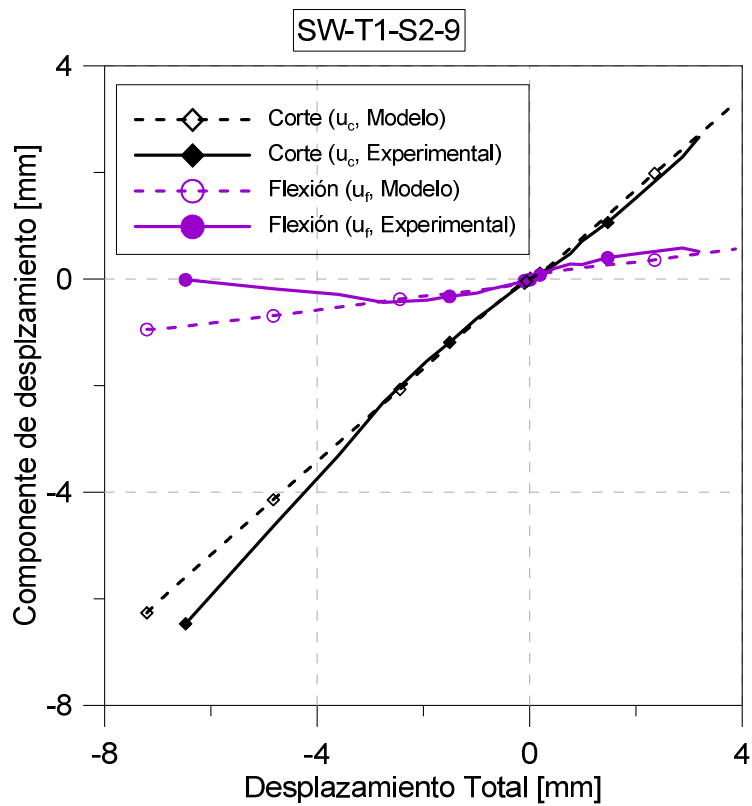


Figura 4.27 Comparación componentes de respuesta, SW-T1-S2-9.

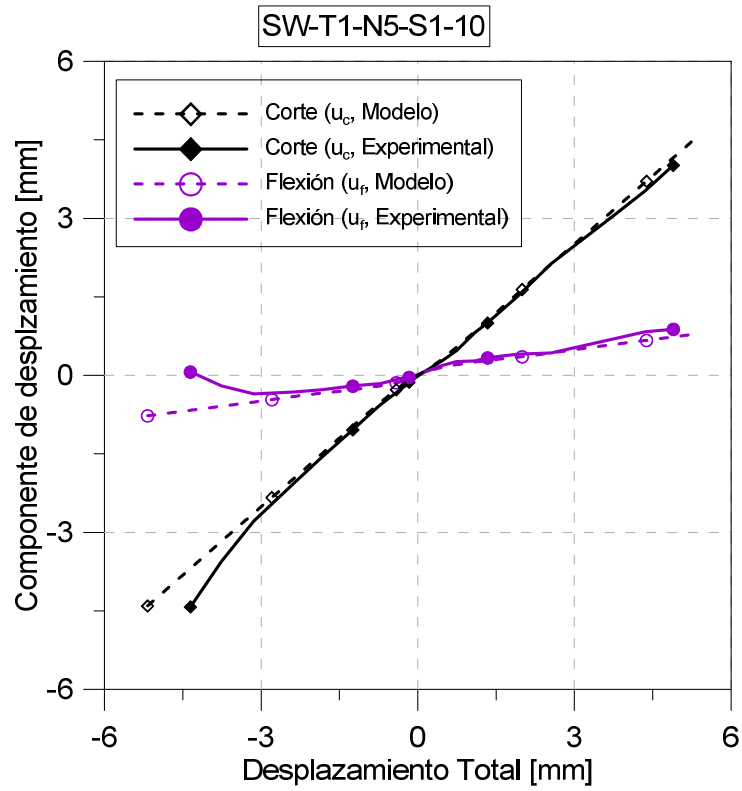


Figura 4.28 Comparación componentes de respuesta, SW-T1-N5-S1-10.

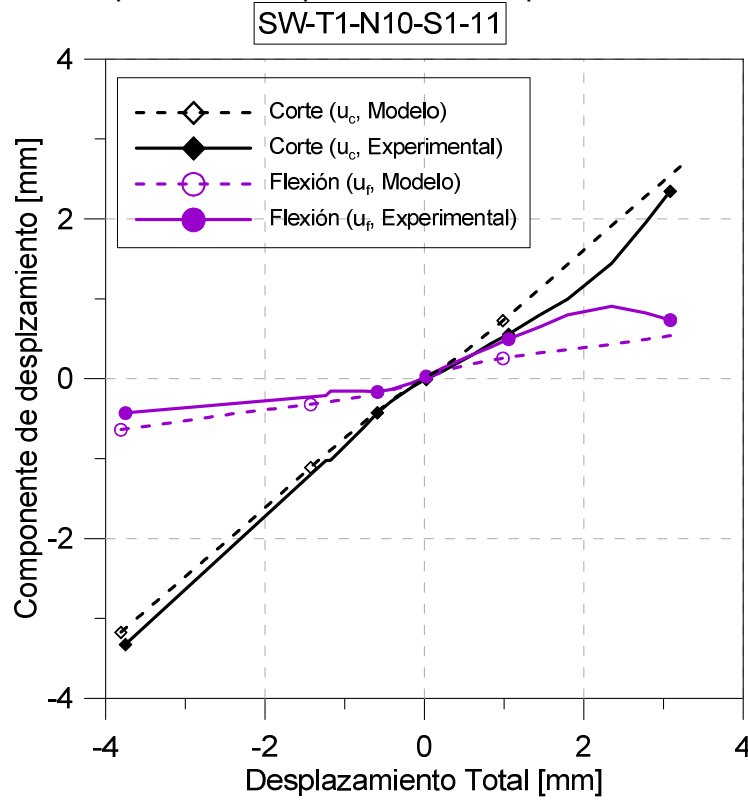


Figura 4.29 Comparación componentes de respuesta, SW-T1-N10-S1-11.

4.4.4 Comparación expansión lateral modelo interacción vs respuesta experimental.

En esta sección se muestran los gráficos de los perfiles de deformación horizontal unitaria promedio (figura 4.30 a 4.38). El nivel de *drift* se calcula con la suma de las componentes de deformación interna del muro.

Las medidas indican que las deformaciones horizontales suelen incrementarse a la media altura del muro, lo que es consistente con la presencia de pedestales que confinan los extremos. No obstante, cuando se presenta agrietamiento importante en la zona inferior, las deformaciones horizontales pueden amplificarse en tal sector pudiendo superar los valores de la zona media.

La comparación entre perfiles teóricos y experimentales se realiza en función de los niveles de *drift* identificados. No obstante, los errores cometidos en la estimación y medición de las componentes de deformación provocan inconsistencias entre los perfiles comparados. Tal situación es notoria para el muro SW-T6-S1-8 sometido a desplazamientos laterales negativos.

Con la información del comportamiento SW-T6-S1-8 es posible proponer una alternativa que permite la comparación del perfil de expansión para deriva negativa. El análisis de los sensores de respuesta en flexión indica que la componente de rotación de cuerpo rígido se puede considerar despreciable. Adicionalmente, los gráficos de distribución de componentes indican que el deslizamiento en la interfaz tiene bajo efecto (menor al 5%). Por tanto, asumir que la suma de componentes de deformación interna es igual a la medida desde el marco externo es una aproximación razonable. La figura 4.38 muestra la comparación con el supuesto mencionado.

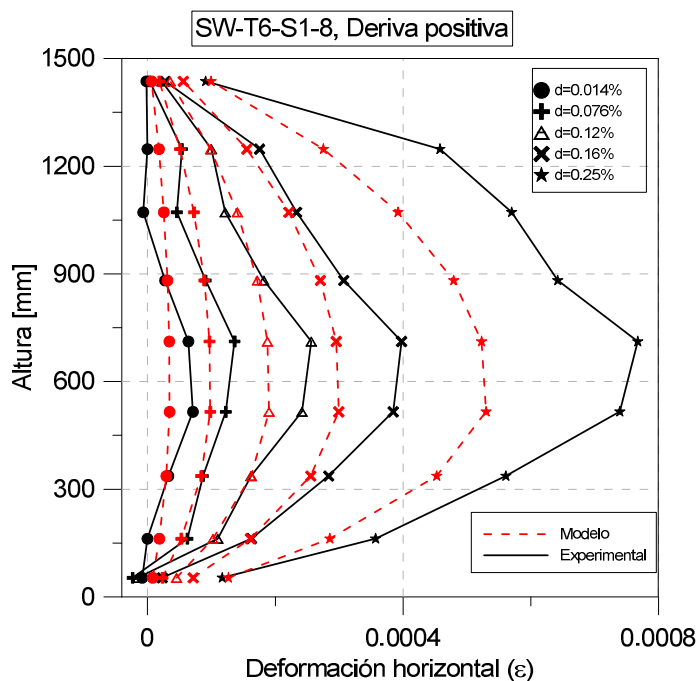


Figura 4.30 Comparación perfiles de expansión (deriva positiva), SW-T6-S1-8.

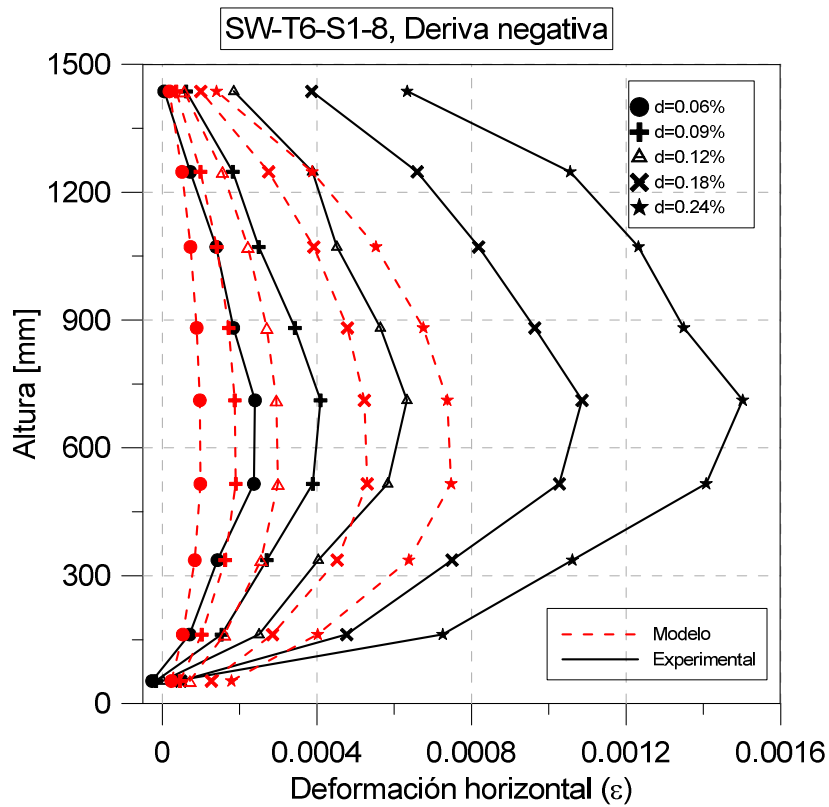


Figura 4.31 Comparación perfiles de expansión (deriva negativa), SW-T6-S1-8.

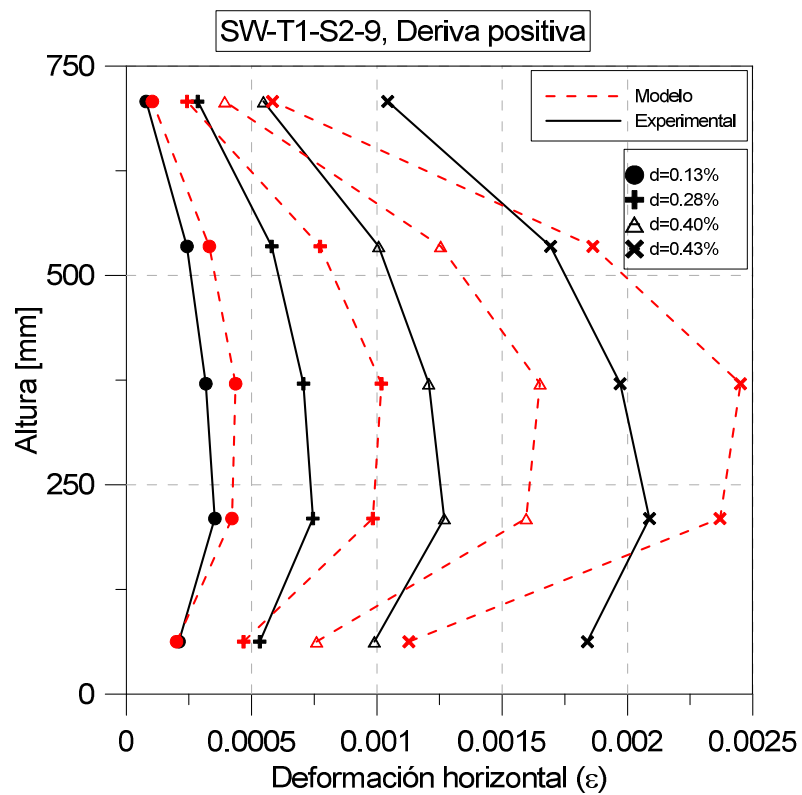


Figura 4.32 Comparación perfiles de expansión (deriva positiva), SW-T1-S2-9.

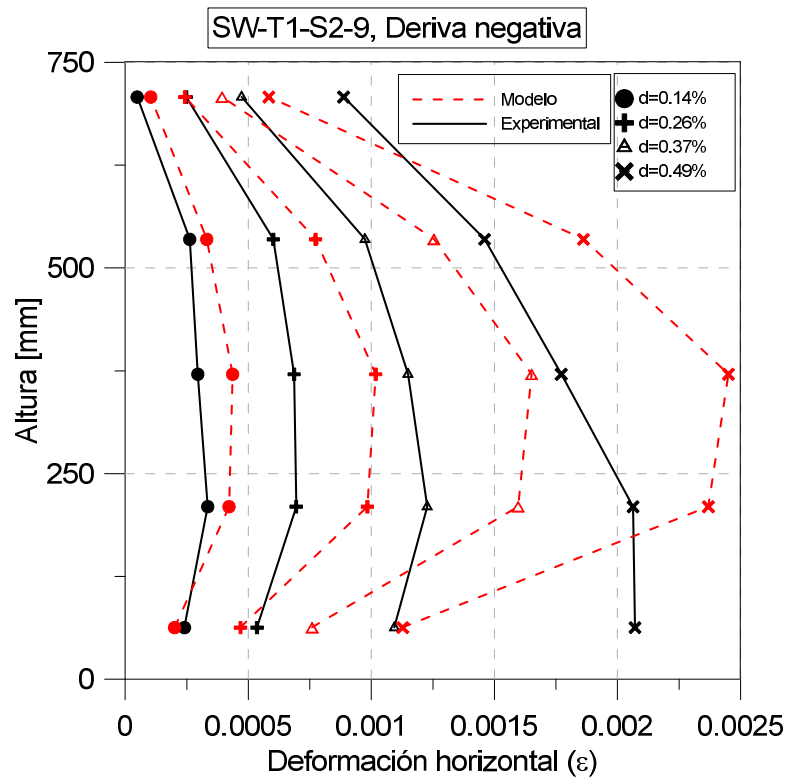


Figura 4.33 Comparación perfiles de expansión (deriva negativa), SW-T1-S2-9.

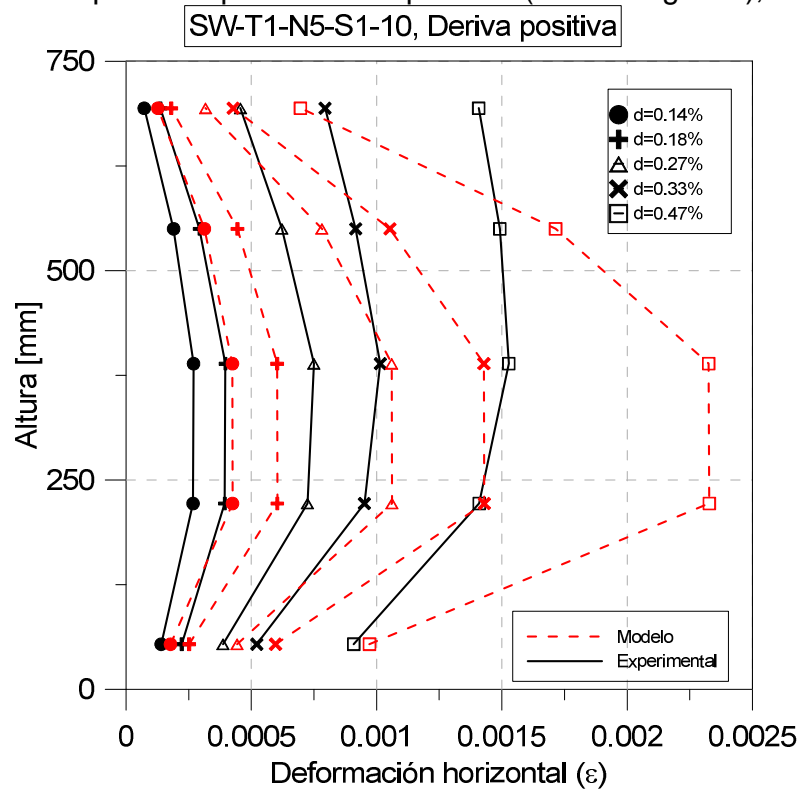


Figura 4.34 Comparación perfiles de expansión (deriva positiva), SW-T1-N5-S1-10.

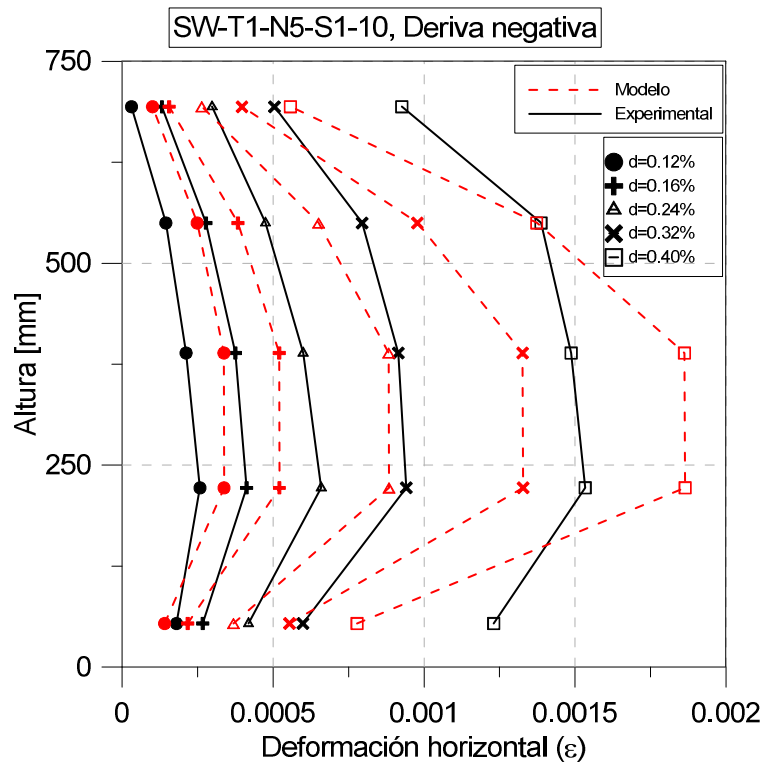


Figura 4.35 Comparación perfiles de expansión (deriva negativa), SW-T1-N5-S1-10.

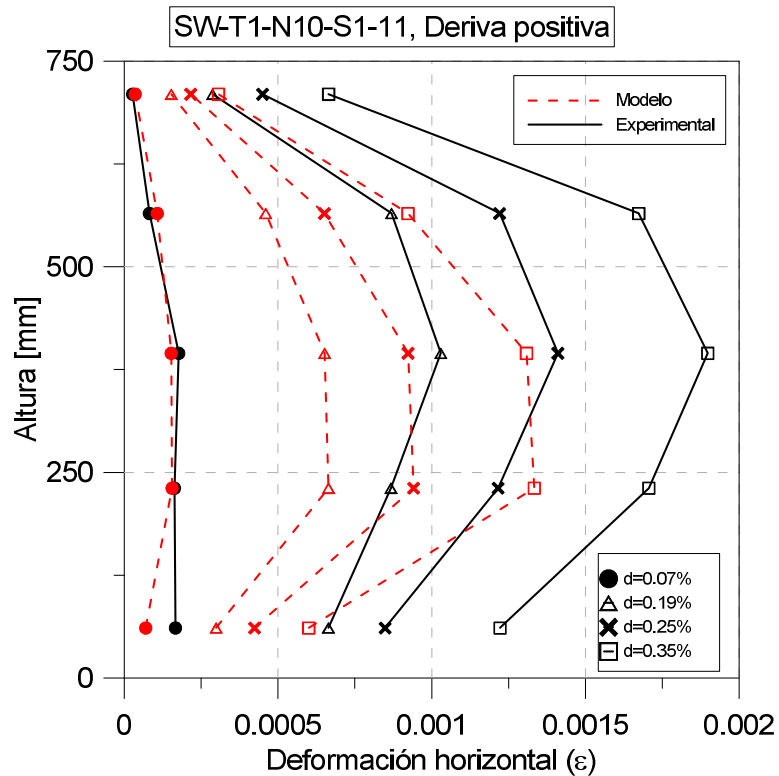


Figura 4.36 Comparación perfiles de expansión (deriva positiva), SW-T1-N10-S1-11.

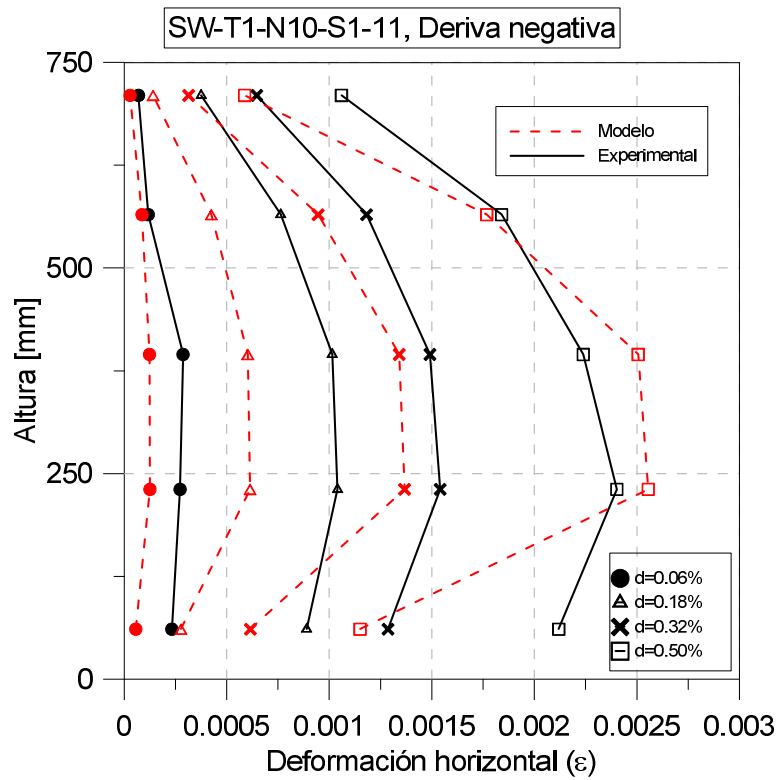


Figura 4.37 Comparación perfiles de expansión (deriva negativa), SW-T1-N10-S1-11.

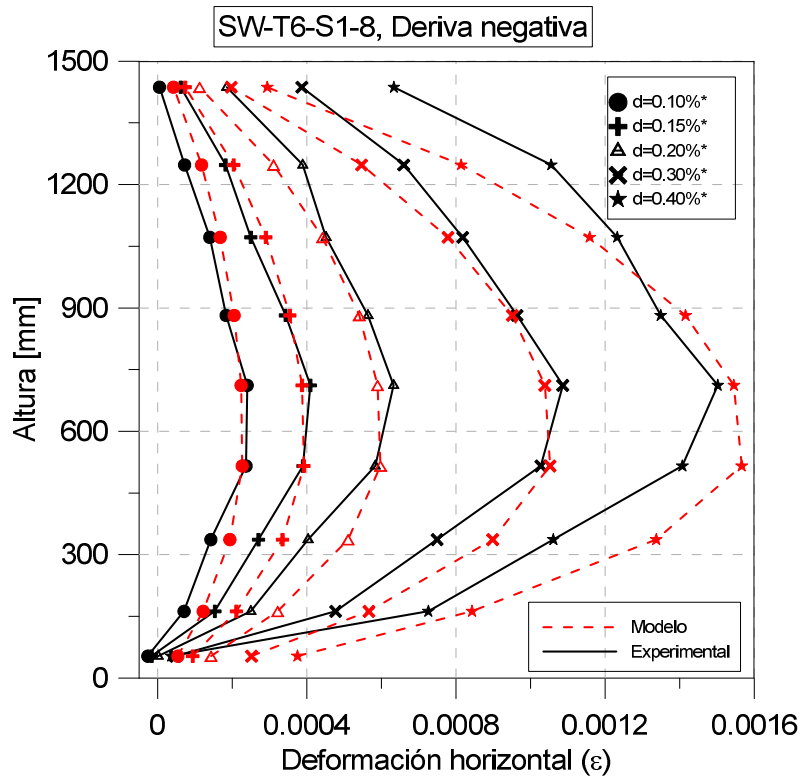


Figura 4.38 Comparación perfiles de expansión (deriva negativa respecto marco externo), SW-T6-S1-8.

5 EFECTO DE LA CARGA AXIAL

La aplicación de la carga axial sobre un muro produce alteraciones en su comportamiento. El efecto puede notarse en la variación de su capacidad de carga lateral, rigidez y forma en que se produce la degradación. En este capítulo se muestran los resultados experimentales obtenidos y la repercusión que tiene la presencia de carga axial en la predicción del modelo de interacción.

Para estudiar el efecto de la carga axial se toman en consideración los últimos tres muros ensayados en el programa de ensayos (programa UCH): SW-T1-S1-8, SW-T1-N5-S1-10 y SW-T1-N10-S1-11. El primero de ellos es el caso patrón, ensayado sin carga axial, mientras que los otros dos son sometidos a cargas de compresión: uno al 5% y el otro al 10% de su capacidad. Los tres ejemplares poseen las mismas características geométricas y de armadura de refuerzo, además de haber sido construidos con materiales de propiedades mecánicas similares, por tanto comparables sin pérdida de generalidad.

El muro SW-T1-S1-2, que forma parte de la primera batería de ensayos, posee el mismo diseño que los últimos tres muros del programa, sin embargo los materiales empleados en su construcción son distintos, por lo que no puede ser considerado como referencia en la comparación entre ellos.

Para ampliar la información experimental disponible, se consideran los resultados de la investigación realizada por Massone (2006) en la Universidad de California (UCLA). El programa experimental mencionado (programa UCLA) consideró 14 especímenes de muros cortos a escala ensayados bajo la condición de doble curvatura, de los cuales cinco son empleados para el análisis de esta sección. Dichos ejemplares son de un mismo tipo, es decir, poseen las mismas características geométricas y de detallamiento de armadura. Las dimensiones que poseen son 122 cm de altura, 137 cm de largo, 15.2 cm de espesor y cuantía de armadura de borde de 1.33% ($F_y = 424$ [MPa]). La única variación entre los especímenes es la resistencia a compresión del hormigón, que toma valores entre 28.3 y 32 [MPa]. Uno de ellos fue sometido a carga axial nula (caso patrón), un par a un 5% de su capacidad y otro par a un 10%. La carga horizontal se aplicó en la mitad de la altura manteniendo los extremos impedidos de girar. Mayor información puede encontrarse en la fuente citada.

5.1 Efecto de la carga axial en la respuesta global.

La figura 5.1 muestra la envolvente de la respuesta experimental en los muros de tipo 1 (T1) del programa UCH. El eje vertical corresponde a la carga medida por el actuador, mientras que el eje horizontal considera el desplazamiento lateral desde el marco externo.

De la comparación de la respuesta global se puede notar que la presencia de carga axial no sólo produce un incremento de la capacidad de carga, sino también de la rigidez lateral. Adicionalmente, la aplicación de mayores niveles de la carga axial produce una degradación más repentina de la capacidad del elemento y un comportamiento más frágil.

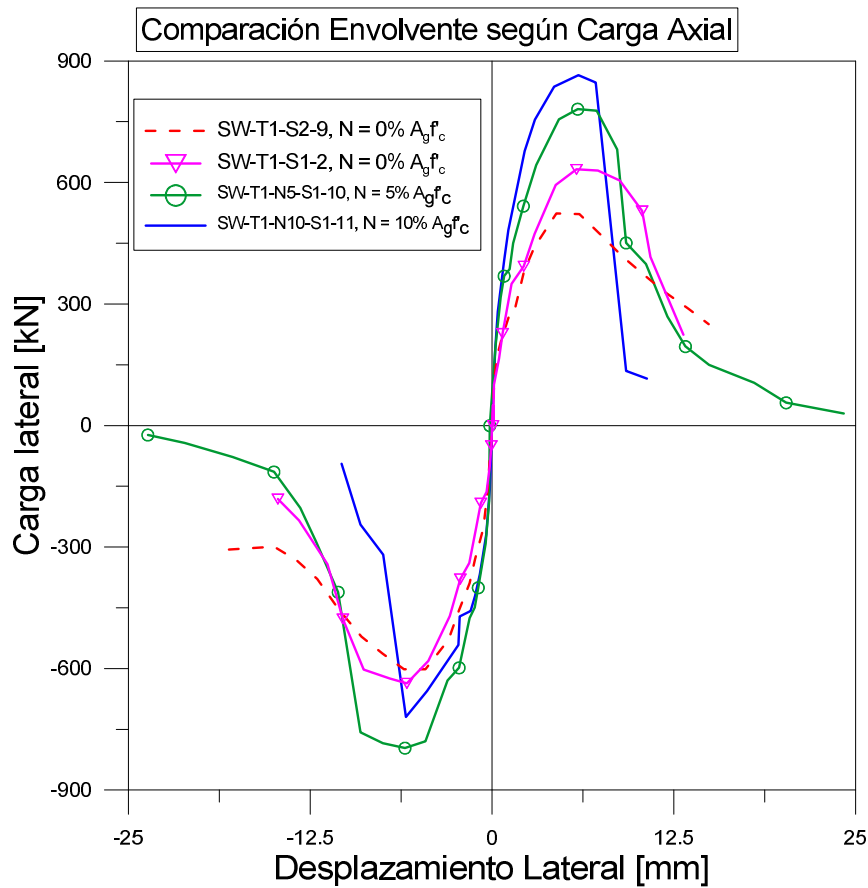


Figura 5.1 Respuesta global especímenes con carga axial.

5.2 Sobrecapacidad por efecto de la carga axial.

Las distintas curvas de respuesta global para especímenes sometidos a carga axial muestran un aumento de capacidad a niveles progresivos de la aplicación de la misma. Este fenómeno también ha sido observado en otros programas experimentales que consideran muros cortos ensayados en voladizo o bi-empotrados. Asimismo, tanto el modelo de flexión como el de interacción capturan el incremento de capacidad. En las figuras 5.2 y 5.3 se muestran dichas tendencias en los dos programas experimentales mencionados.

Para agregar los puntos de tendencia experimental se considera como la capacidad de carga lateral del muro (V) la mayor entre las alcanzadas en ambas direcciones de ensayo. La normalización se hace empleando la capacidad de carga lateral (V_0) observada en el muro patrón (muro con carga axial nula).

Los puntos correspondientes a la predicción de los modelos se han obtenido al realizar el análisis a muros con las mismas propiedades de cada uno de los ensayados. La normalización realiza de igual forma que en el caso de los datos experimentales.

En ambos programas las predicciones de los modelos, pese a entregar valores ligeramente menores a los observados, muestran muy buena correlación con los resultados experimentales. Es posible notar además, que existe una diferencia

importante entre los factores de sobrecapacidad que se tienen en cada programa. De acuerdo a las figuras 5.2 y 5.3 los muros ensayados en doble curvatura presentan valores superiores de sobrecapacidad tanto al 5% como al 10% de la capacidad de carga axial.

Los factores de sobrecapacidad correspondientes al modelo de flexión son similares a los del modelo de interacción, sin embargo no debe olvidarse que existe una normalización con respecto al caso patrón que encubre diferencias importantes entre ellos. Los valores absolutos de capacidad son mostrados en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Capacidad de carga lateral en caso patrón (con carga axial nula).

Programa	Mod. Flexión [kN] (*)	Mod. Interacción [kN]
UCH (Test No. 9)	852	596
UCLA (Test No. 5)	766	469

(*) Se considera como capacidad la carga lateral registrada al alcanzar una deformación unitaria de 0.003 en la fibra más comprimida del hormigón.

El modelo de interacción captura la sobrecapacidad como consecuencia natural de una correcta predicción de la capacidad. El modelo de flexión también es capaz de capturar la sobrecapacidad, pero no se debe a la misma causa, puesto que en este caso no existe una buena predicción de la capacidad. Evidentemente, lo que permite que los factores de sobrecapacidad predichos se ajusten con los observados, es la normalización que se realiza empleando el caso patrón, no obstante no se puede afirmar qué es exactamente lo que se corrige al hacerlo.

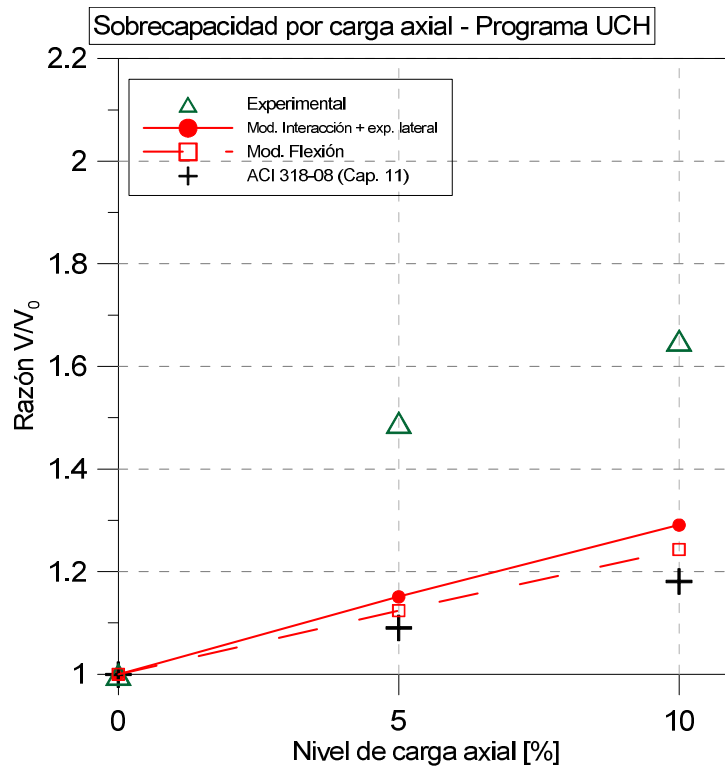


Figura 5.2 Sobrecapacidad por efecto de carga axial – Programa experimental UCH.

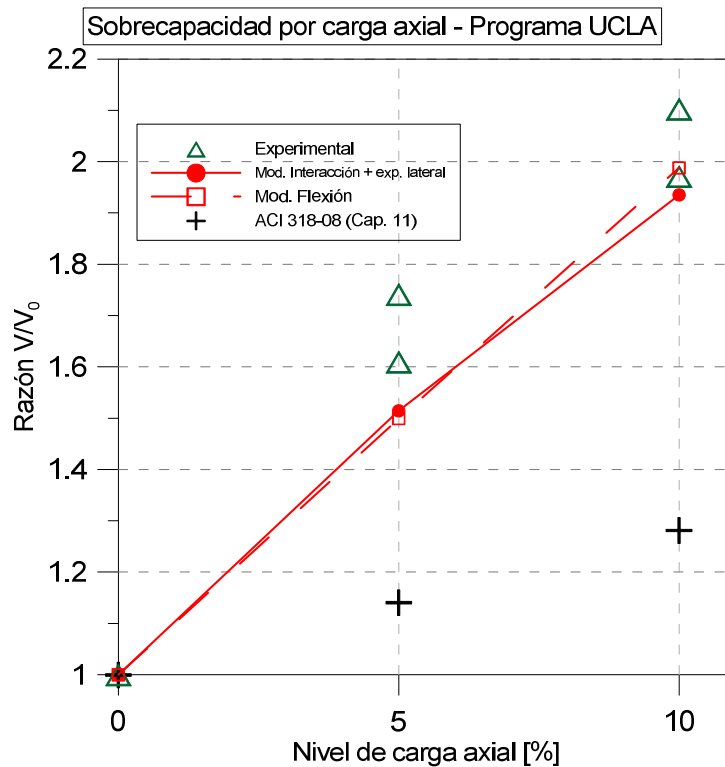


Figura 5.3 Sobrecapacidad por efecto de carga axial – Programa experimental UCLA.

La sobrecapacidad también ha sido determinada en base al código ACI 318-08 de acuerdo a la expresión propuesta para la resistencia al corte en el capítulo 11. La resistencia nominal de la sección es la suma de las capacidades individuales del hormigón y el acero. La resistencia nominal del hormigón indicada, que incluye el efecto de la carga axial (N_u) y aplica en este caso, toma la forma $V_c = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}bd + \frac{N_u d}{4l_w}$, donde V_c es la resistencia nominal del hormigón, $\lambda = 1$ para el hormigón de peso normal, b es el espesor del muro y d debe tomarse como el 80% del largo del muro ($0.8l_w$). No obstante, la resistencia nominal (V_c) no debe superar $0.83A_{cw}\sqrt{f'_c}$ [MPa] bd , donde A_{cw} representa la sección bruta del muro completo. En el caso del acero la expresión de la resistencia nominal es $V_s = \frac{A_v F_y d}{s}$, donde A_v es el área de refuerzo al cortante con espaciamiento s . La tendencia de sobrecapacidad resultante se muestra en las figuras 5.2 y 5.3.

Se puede notar que la expresión de diseño entregada por el código está lejos de considerar el aumento de capacidad por efecto de carga axial observado en el programa UCLA, más aún cuando se trata de magnitudes importantes de esta.

En el ACI 318-08 existen expresiones para el diseño sísmico de elementos en el capítulo 21, sin embargo la resistencia nominal al corte en tal caso no considera ningún tipo de sobrecapacidad por efecto de carga axial.

5.2.1 Análisis sensibilidad en sobrecapacidad por efecto de la carga axial.

Con el propósito de observar la influencia de distintos parámetros en la sobrecapacidad que predice el modelo de interacción se variaron las cantidades de acero de refuerzo, propiedades mecánicas de los materiales, condición de borde o relación de aspecto. Como resultado, se pudo identificar que la condición de borde y la armadura de longitudinal de borde constituyen dos variables de gran impacto.

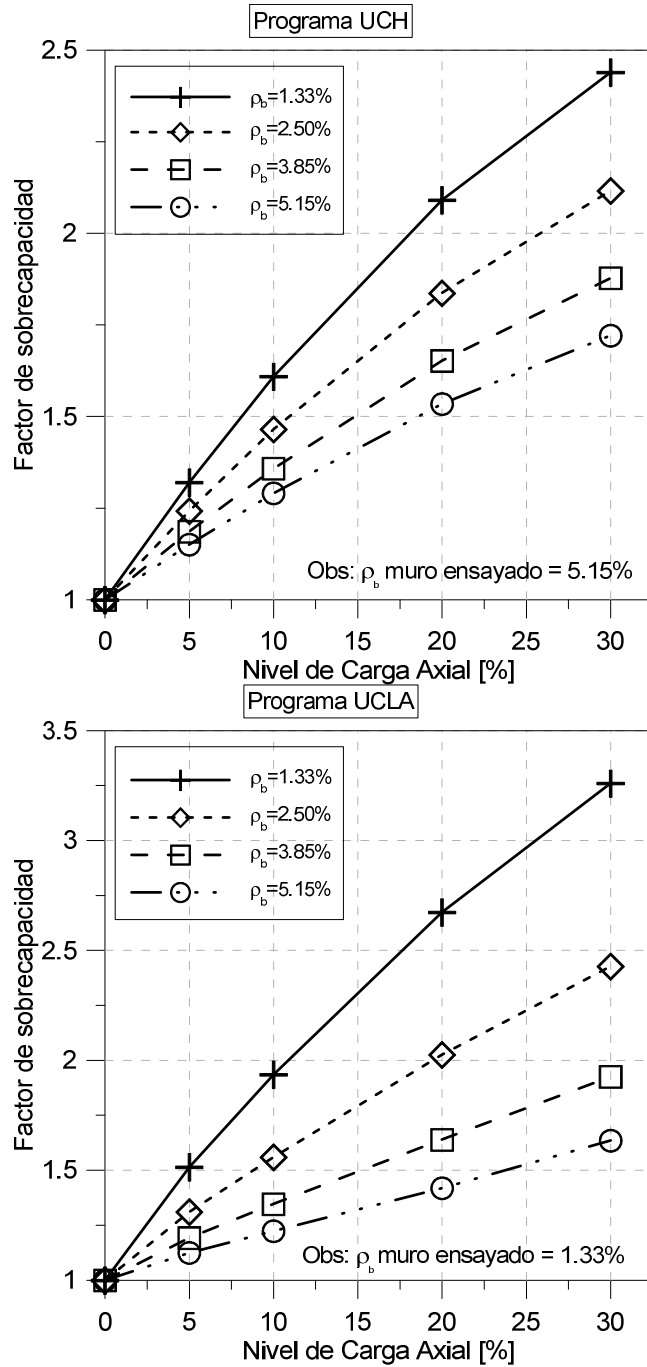


Figura 5.4 Efecto de la cuantía de borde en la sobrecapacidad por carga axial predicha por el modelo: programa UCH (arriba) y programa UCLA (abajo).

Por tal razón, considerando las características del espécimen patrón de cada programa de ensayos, se modificó la cantidad de refuerzo de borde para ver su efecto en la sobrecapacidad por carga axial. Tanto en los muros en voladizo como en los bi-empotrados (figura 5.4), la disminución de la cuantía mencionada llevó a alcanzar mayores valores de sobrecapacidad.

El análisis conjunto de las figuras 5.2 a 5.4 permite indicar un reparo en la expresión de diseño del código ACI-318-08. Es evidente que su utilización en muros cortos sometidos a cargas axiales, sea cual sea su condición de borde, puede llevar a resultados extremadamente conservadores.

Ante tal observación parece ineludible intentar dar con una expresión o metodología que permita evitar diseños que subestimen en demasía la capacidad de los elementos en cuestión. Una potencial metodología se discute a continuación.

5.3 Estimación aproximada de la sobrecapacidad.

Como ya ha sido mencionado, el modelo de flexión, que no considera deformación por corte y por tal motivo no es capaz de entregar una buena predicción de la capacidad en muros controlados por corte, puede reproducir razonablemente bien la sobrecapacidad en distintas condiciones. Es más, incluso un análisis seccional en flexión sencillo, sin la sofisticación de los modelos de materiales presentes en el modelo de interacción, puede capturar el incremento de la capacidad en algunos casos.

La expresión simplificada que se propone considera una deformación unitaria (ϵ_c) del 0.003 y bloque de compresión equivalente en el hormigón, una fracción del acero distribuido en el alma en fluencia y la totalidad de la armadura de borde fluyendo tanto en compresión como en tracción. El diagrama que describe el análisis seccional se muestra en la figura 5.5. Los requerimientos para el equilibrio de fuerzas en secciones rectangulares de muros, presentes en la figura 5.5 y ecuaciones 5-1 y 5-2 han sido introducidas por Wallace (1994).

Al despejar la ecuación de equilibrio de fuerzas, se obtiene la posición de la línea neutra c (ec.1). Donde P es la carga axial ($P = 0$ en el caso patrón), A_s y A_s' las cantidades de acero de borde, ρ_l la cuantía de acero longitudinal en el alma, t_w el espesor del muro y β_1 el factor que define la profundidad del bloque de compresión según el tipo de hormigón.

$$c = \frac{P + A_s F_y + \rho_l t_w l_w F_y - A_s' F_y}{0.85 f_c' t_w \beta_1 + 2 \rho_l t_w F_y} \quad (5-1)$$

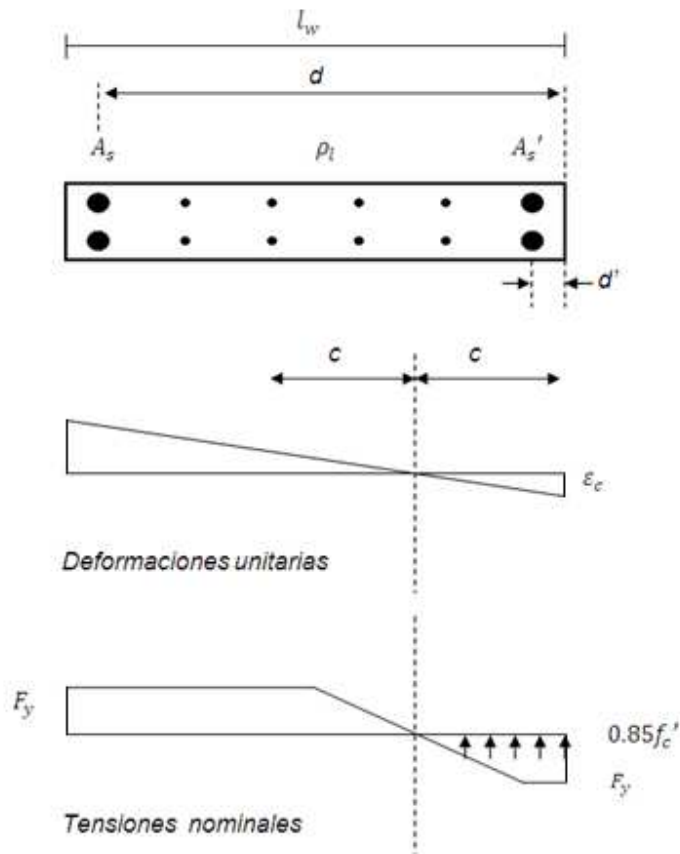


Figura 5.5 Análisis seccional.

Conocida la posición de la línea neutra sólo resta realizar la sumatoria de momento. La expresión 5-2 muestra las fuerzas involucradas y su brazo palanca con respecto al eje de simetría de la sección, lugar donde la fuerza axial es aplicada. La profundidad del bloque de compresión se denomina $a = \beta_1 c$.

$$\begin{aligned}
 M = & 0.85f'_c at_w \left(\frac{h-a}{2} \right) && \text{Bloque compresión} \\
 & && \text{hormigón} \\
 & + A_s' F_y \left(\frac{h}{2} - d' \right) && \text{Acero de borde comprimido} \\
 & + A_s F_y \left(d - \frac{h}{2} \right) && \text{Acero de borde traccionado} \\
 & + \rho_l t_w (l_w - 2c) F_y \left(\frac{h}{2} - \frac{(l_w - 2c)}{2} \right) && \text{Acero vertical distribuido en} \\
 & && \text{el alma} \\
 & + 0.65 F_y t_w c \rho_l (1.288c) &&
 \end{aligned} \tag{5-2}$$

La sobrecapacidad estimada corresponde al cociente entre el momento resultante (M) para cierto nivel de carga axial (P) y el momento del caso patrón, debido a que es equivalente a hacerlo en términos de la fuerza horizontal correspondiente.

La comparación entre la estimación de la sobrecapacidad mediante el modelo de flexión, el análisis seccional aproximado en flexión y la predicción del modelo de interacción se muestra en las figuras 5.6 y 5.7. Se consideran las características del caso patrón de cada programa con distintos niveles de armadura de borde (entre 1.33% y 5.15%).

El resultado de la aplicación del modelo de flexión al variar la cantidad de acero de borde del muro de referencia (patrón), entrega resultados similares a los del modelo de interacción en ambos programas de ensayos.

La estimación de la capacidad mediante la expresión aproximada tiene buenos resultados en el programa de UCH, no así en el de UCLA. Sin embargo, la razón no es que el modelo de flexión no capture bien la sobrecapacidad, sino que es la expresión aproximada que no lleva a una correcta representación (figura 5.7). Para hacer más general el uso de la aproximación deben estudiarse en detalle sus limitaciones, o cómo mejorar sus supuestos para que se asemeje más a la respuesta del análisis que representa.

Debe recordarse, que en el análisis al tomar el muro patrón del programa UCH se consideran muros con una reducción de la cuantía de acero borde, por lo que se puede estar induciendo a una falla por flexión en lugar de una por corte. Análogamente, al aumentar la cuantía de borde del muro de referencia en el programa UCLA se lleva a respuestas más controladas por corte, por lo que se podrían justificar los resultados levemente mejores de la predicción de la estimación en flexión en el programa UCH.

Una limitación importante de la expresión aproximada y que puede afectar los resultados en el programa UCLA, se da en la estimación de la capacidad del caso patrón. Puede que el supuesto de que la armadura de compresión se encuentra en fluencia sea incorrecto, lo que impide que la normalización por ese valor muestre la tendencia que ha sido obtenida en el modelo en flexión.

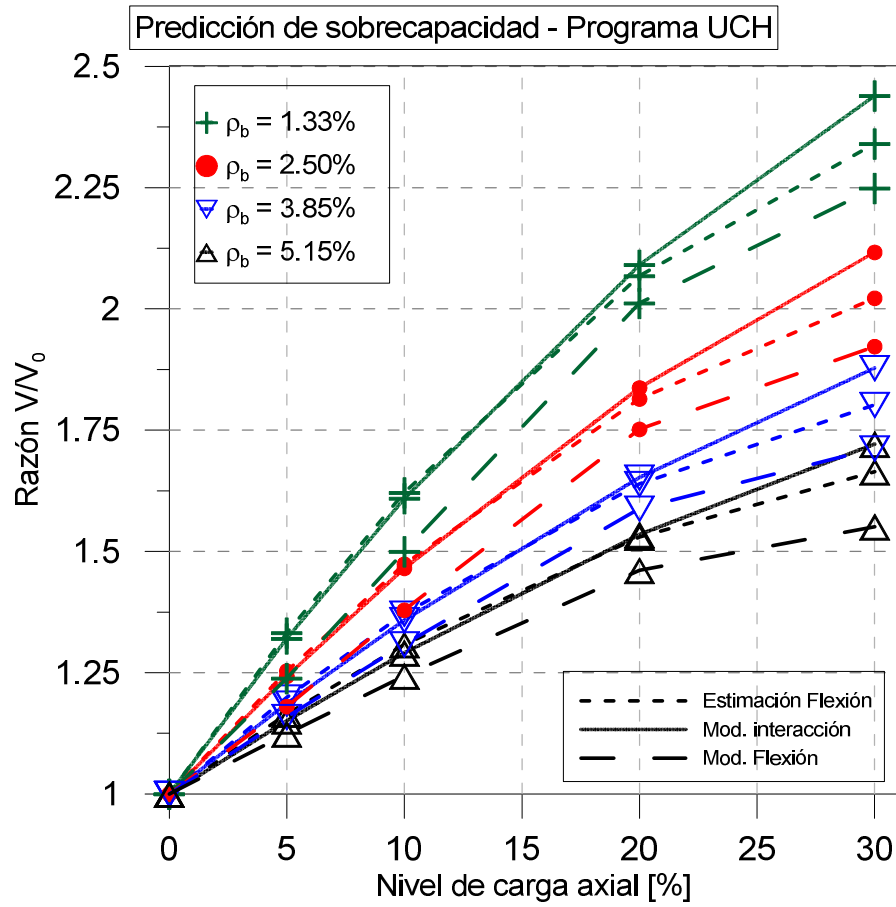


Figura 5.6 Sobrecapacidad estimada vs modelo interacción, programa UCH.

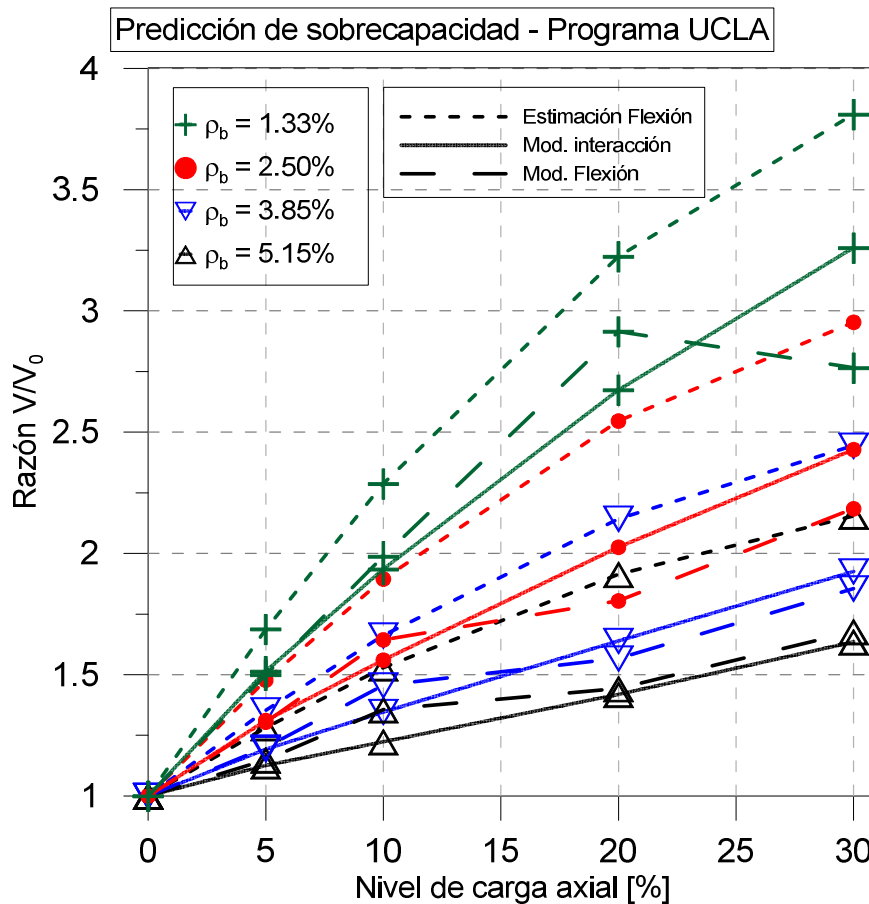


Figura 5.7 Sobrecapacidad estimada vs modelo interacción, programa UCLA.

Conocer correctamente la magnitud de la capacidad del ejemplar patrón, permite que la aplicación de los factores de sobrecapacidad adecuados, conduzca a una precisa estimación de la capacidad de un muro de las mismas características con algún nivel de carga axial. Se ha considerado como razonable la tendencia que se puede obtener con los modelos de interacción y flexión, y parcialmente en el caso de la estimación por flexión. A continuación, se muestran los valores que se predicen tomando como capacidad base la que queda definida por las expresiones de diseño indicadas en los capítulos 11 y 21 del código ACI 318-08, y la ponderación de los factores en distintos escenarios. Además se indican los valores de carga máxima experimentales. Los resultados se muestran en las tablas 5.2 y 5.3 para los programas UCH y UCLA, respectivamente.

Tabla 5.2 Predicción de la capacidad empleando factores de sobrecapacidad y caso patrón de acuerdo a ACI 318-08 (cap.11 y cap. 21) – Programa UCH.

$f_c' \cdot A_g$	Experimental	ACI 318-08		Capacidad empleando:					
				Factores por Modelo de Interacción		Factores por Modelo de Flexión		Factores por Estimación por flexión	
				Cap. 11 [kN]	Cap. 21 [kN]	Cap. 11 [kN]	Cap. 21 [kN]	Cap. 11 [kN]	Cap. 21 [kN]
0	602	476	578	476	578	476	578	476	578
5	796	520	578	548	665	536	650	555	673
10	865	563	578	615	746	592	718	623	756

Tabla 5.3 Predicción de la capacidad empleando factores de sobrecapacidad y caso patrón de acuerdo a ACI 318-08 (cap.11 y cap. 21) – Programa UCLA.

$f_c' \cdot A_g$	Experimental	ACI 318-08		Capacidad empleando:					
				Factores por Modelo de Interacción		Factores por Modelo de Flexión		Factores por Estimación por flexión	
				Cap. 11 [kN]	Cap. 21 [kN]	Cap. 11 [kN]	Cap. 21 [kN]	Cap. 11 [kN]	Cap. 21 [kN]
0	405	444	532	444	532	444	532	444	532
5	653 / 706*	506	532	672	806	665	798	749	898
10	852 / 799*	569	532	859	1030	882	1058	1015	1217

*Se muestran dos valores, correspondientes a las dos probetas ensayadas.

6 CONCLUSIONES

Este trabajo valida experimentalmente un modelo de interacción que integra las respuestas de corte y flexión en muros cortos de hormigón armado. El análisis se centra en la capacidad de predicción del modelo en términos de la respuesta global (curva carga-deformación) y las componentes de deformación interna (corte y flexión). Además, se ha validado el uso de una expresión de expansión lateral de muros. Por otro lado, se ha estudiado el efecto de la carga axial en la respuesta de muros cortos conforme a la modelación.

Para la validación del modelo se tomaron en consideración los resultados de un programa experimental llevado a cabo por Terzioğlu (2011) en la Universidad de Bogaziçi, Turquía, que formó parte del proyecto FONDECYT No. 11080010. Se consideraron los resultados de once especímenes de muros cortos ensayados en voladizo, dos de los cuales fueron sometidos a carga axial. La ejecución de los ensayos fue llevada a cabo entre los años 2009 y 2011, organizada en tres baterías de ensayos. Los primeros dos sets (siete muros) forman parte del análisis de una tesis similar a este trabajo realizada por Opazo (2012).

La respuesta de los muros del programa experimental es consistente con el diseño proporcionado en cada caso. Todas las probetas mostraron modos de falla controlados por corte, como lo son la compresión diagonal, la tracción diagonal o el deslizamiento.

Se analizó la predicción de la respuesta global de acuerdo al modelo de interacción en estudio, comparándola con la respuesta experimental registrada. La predicción considera distintos escenarios o hipótesis empleados en el desarrollo del modelo, que consisten en tensión horizontal normal nula ($\sigma_x = 0$), expansión lateral nula (deformación horizontal normal, $\varepsilon_x = 0$) y la utilización de la expresión calibrada de expansión lateral ($\varepsilon_x(y)$). Además, se agregó la predicción que se realiza mediante un modelo de flexión simple, que no considera deformación por corte.

La comparación entre la respuesta global experimental y la predicha bajo los tres supuestos del modelo interacción es consistente con los resultados esperados (figura 4.21). La aplicación del supuesto de tensiones horizontales nulas ($\sigma_x = 0$) produjo una curva de carga-deformación más compacta y, generalmente, con menor capacidad máxima carga. Al considerar la totalidad de los muros del programa de ensayos, el valor promedio de la razón entre la predicción del modelo de interacción con dicho supuesto y la máxima carga observada ($V_{\sigma=0}/V_{experimental}$) es igual a 0.77 con un factor de variación de 0.11. La hipótesis de deformaciones horizontales nulas ($\varepsilon_x = 0$) condujo a una respuesta más rígida y frágil, y que, excepto en los dos primeros muros, alcanza una capacidad de carga mayor. Dentro del programa la razón promedio entre la predicción bajo este supuesto y la máxima carga registrada ($V_{\varepsilon=0}/V_{experimental}$) es igual a 1.04 con factor de variación de 0.08. En cuanto a la utilización de la expresión calibrada de expansión lateral, muestra resultados similares en predicción de la capacidad que el supuesto $\varepsilon_x = 0$, mientras que mejora la predicción en rigidez,

degradación. La relación entre la predicción y el valor experimental máximo es 0.93, con un factor de variación de 0.07.

La comparación de la respuesta global también se realizó en términos de la deformación. El análisis consideró los valores de ella tanto al alcanzar la máxima capacidad de carga lateral como al registrarse un 10% de su degradación. Los resultados muestran pobre correlación con la deformación para el máximo de carga, la razón entre la predicción del modelo y el registro experimental ($\delta_{\text{modelo}} / \delta_{\text{experimental}}$) es igual a: 0.84 al emplear el supuesto $\varepsilon_x = 0$; 0.45 para $\sigma_x = 0$; y 1.37 para la expresión de expansión calibrada. La dispersión de los datos es elevada en los tres casos, con desviaciones estándar de 0.53, 0.45 y 0.53, respectivamente. En la comparación de los niveles de deformación al degradar un 10% de la capacidad los resultados son mejores en dispersión y en la predicción de la deformación, salvo con el supuesto de deformaciones horizontales nulas. La razón $\delta_{\text{modelo}} / \delta_{\text{experimental}}$ es igual a: 0.66 al emplear el supuesto $\varepsilon_x = 0$; 0.99 para $\sigma_x = 0$; y 1.20 para la expresión de expansión calibrada. La dispersión de los datos es elevada en los tres casos, con desviaciones estándar de 0.18, 0.25 y 0.38, respectivamente.

La respuesta global obtenida por el modelo de flexión muestra en rigidez y degradación de la capacidad que no es capaz de reproducir el comportamiento de muros cortos controlados por corte. Pese a que en algunos casos la predicción de la capacidad no sea tan alejada a la observada, la rigidez siempre es mucho mayor, mientras que la degradación de la respuesta está lejos de capturar el daño por acoplamiento de las componentes de deformación.

Por otro lado, se comparó el resultado experimental de distribución de componentes y la predicción que entrega el modelo de interacción con el uso del perfil de expansión lateral. Las componentes de corte y flexión predichas (figuras 4.26 a 4.29) tienen muy buena correlación con los resultados experimentales, mostrando un corte preponderante. Sin embargo, existen dos muros, ambos con la mayor relación de aspecto (1.0) y cuantía de acero de borde de 9.75%, que muestran experimentalmente una componente mayor de flexión.

Otro análisis realizado consistió en contrastar los perfiles de expansión lateral teóricos y experimentales (figuras 4.30 a 4.38). Los resultados muestran que en los distintos niveles de *drift* las deformaciones horizontales se reducen en torno a los pedestales superior e inferior, mientras que alcanzan su máximo valor en torno a la media altura. El modelo es capaz de reproducir relativamente bien la forma de los perfiles, como también la magnitud de la expansión correspondiente. Tal como puede inferirse de su efecto positivo en la predicción de la respuesta global, el perfil de expansión lateral calibrado es más cercano al real que el obtenido bajo el supuesto de deformaciones horizontales nulas o el consistente con el supuesto de tensiones horizontales nulas.

Las comparaciones y análisis realizados demuestran que el modelo de interacción corte-flexión con la incorporación de la expresión calibrada para la

deformación horizontal promedio entrega una predicción razonablemente buena en capacidad resistente, rigidez y componentes de deformación.

Tanto en la predicción del modelo como en los resultados experimentales la presencia de carga axial en muros de las mismas características produce un incremento de la capacidad y rigidez, además de conducir a un comportamiento más frágil y limitado en deformación. Tomando en consideración los resultados de los tres muros del programa que sirven para el análisis de carga axial y aprovechando los resultados cinco muros de otro programa experimental (Massone, 2006), se estudió la tendencia de sobrecapacidad, definida como el cociente entre la capacidad a cierto nivel de carga axial y el caso patrón, sin carga axial.

Una consecuencia de que el modelo de interacción entregue una buena predicción de la capacidad de los muros, es que también reproduce correctamente el incremento de ella por la presencia de carga axial (figura 5.2 y 5.3). Sin embargo, no es una característica exclusiva del modelo de interacción, puesto que el modelo de flexión, que está lejos de ser una buena aproximación de la capacidad para muros controlados por corte, también captura valores razonables de sobrecapacidad (porcentualmente). Los factores obtenidos mediante ambos modelos, consistentes con los resultados experimentales, son ampliamente superiores a los obtenidos por la aplicación de las expresiones de diseño presentes en el código ACI 318 08.

Considerando la predicción de los modelos, la sobrecapacidad por carga axial mostró ser muy susceptible a la condición de borde (muros en voladizo o bi-empotrados) y a la armadura longitudinal en las cabezas de muro (figura 5.4). Para ejemplares de geometría similar, la condición de doble curvatura lleva a factores de sobrecapacidad mayores, mientras que el aumento de la cuantía de borde a valores menores.

Puesto que el impacto de la cantidad de acero de borde no es considerado en las expresiones de diseño, se pretendió dar con una aproximación de la sobrecapacidad de muros con carga axial. Considerando los buenos resultados que entrega el modelo de flexión, se propuso el cálculo del incremento mediante su simplificación en un análisis seccional (cálculo manual). La expresión simplificada mostró resultados dispares, en el caso de los muros en voladizo una correcta predicción y en el caso de muros en doble curvatura discrepancias importantes (figuras 5.6 y 5.7).

La determinación de los factores de sobrecapacidad según el modelo de interacción, modelo de flexión y estimación por análisis seccional simplificado en flexión, puede ser utilizada directamente en el cálculo de la capacidad de los muros. Para evaluar su efecto se realizó la ponderación de la capacidad del muro patrón, que es obtenida de la aplicación de las expresiones de los capítulos 11 y 21 del código ACI318-08, por los factores de sobrecapacidad mencionados (tablas 5.2 y 5.3).

La capacidad del caso patrón del programa UCH es subestimada por las dos expresiones, en un 21% la del capítulo 11 y en 4% la del capítulo 21. No obstante, la aplicación de los factores de sobrecapacidad de los distintos métodos de análisis entrega valores de capacidad más cercanos a los experimentales que las expresiones

de diseño. Por otro lado, la capacidad del caso patrón del programa UCLA es sobrestimada por ambas expresiones, en 10% la del capítulo 11 y en un 31% la del capítulo 21. Nuevamente el error en la estimación de la capacidad empleando la ponderación por los factores de los distintos análisis es menor que la aplicación directa de las expresiones de diseño.

Estos resultados señalan que aún en caso de que la predicción del caso base no es completamente precisa, la utilización de factores de sobrecapacidad del modelo de flexión e interacción .pueden conducir a una mejor estimación de la capacidad que las expresiones de diseño actuales. Como también se ha mostrado que en ciertos casos, la estimación simplificada en flexión puede ser más precisa que las expresiones de diseño, la profundización en este aspecto puede llevar a importantes mejoras en el diseño.

REFERENCIAS

- ACI 318-08. 2008. "Building code requirements for structural concrete and commentary". Committee 318. American Concrete Institute.
- Belarbi, H. & Hsu, T.C.C. 1994. "Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete". ACI Structural Journal. V. 91. No. 4. pp. 465-474.
- Carreira, D.J. & Kuang-Han, C. 1985. "Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression". ACI Journal Proceedings. V. 82. No. 6. pp. 797-804.
- Ceresa P., Petrini L., Pinho R., & Sousa R. 2009. "A fibre flexure–shear model for seismic analysis of RC-framed structures". Earthquake Engng. Struct. Dyn. 38. pp. 565–586.
- Collins, M.P., & Porasz, A.. 1989. "Shear Strength for High Strength Concrete". Bulletin No. 193 – Design Aspects of High Strength Concrete. Comite Euro-International du Beton (CEB). pp. 75-83.
- Hidalgo P., Ledezma C., & Jordana R. 2002. "Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear Walls", Earthquake Spectra. V. 18. No. 2. pp. 287-308.
- Kuang J.S., Ho Y. B. 2008. "Seismic Behavior and Ductility of Squat Reinforced Concrete Shear Walls with Nonseismic Detailing". ACI Structural Journal. V. 105. No. 2. pp. 225-231.
- Lefas I.D., Kotsovos M.D., & Ambraseys N.N. 1990. "Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism". ACI Structural Journal. V. 87. No. 1. pp. 23-31.
- Massone, L. M. 2006. "RC Wall Shear-Flexure Interaction: Analytical and Experimental Responses". PhD dissertation. University of California- Los Angeles.
- Massone, L. M. 2010. "Strength Prediction of Squat Structural Walls via Calibration of a Shear-Flexure Interaction Model". Engineering Structures. V. 32. No. 4. pp. 922-932.
- Massone, L. M., Orakcal, K., & Wallace, J. W. 2006. "Shear - Flexure Interaction for Structural Walls". SP-236. ACI Special Publication / Deformation Capacity and Shear Strength of Reinforced Concrete Members Under Cyclic Loading. pp. 127-150.
- Massone, L. M., Orakcal, K., & Wallace, J. W. 2009. "Modeling of Squat Structural Walls Controlled by Shear". ACI Structural Journal. V. 106. No 5. pp. 646-655.
- Massone, L. M, & Wallace, J. W. 2004. "Load-Deformation Responses of Slender Reinforced Concrete Walls". ACI Structural Journal. V. 101. No 1. pp. 103-113.

- Menegotto, M. & Pinto, E. 1973. "Method of Analysis for Cyclically loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements Under Combined Walls". *ACI Structural Journal*. V. 101. No. 5. pp. 688-699.
- Opazo, Gabriel. 2012. "Análisis y Modelación de Ensayos de Muros Cortos de Hormigón Armado". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Paulay T., Priestley M.J.N., & Syngge A.J. 1982. "Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls". *ACI Journal Proceedings*. V. 79. No. 4. pp. 257-269.
- Petrangeli, M, Pinto, P.E. & Ciampi, V. 1999. "Fiber Element for Cyclic Bendig and Shear of RC Structures. I: Theory". *Journal of Engineering Mechanics*. ASCE. V. 125, No. 9. pp. 41-46.
- Popovics, S. 1973. "A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete". *Coment and Concrete Research*. V. 3. No. 4. pp 583-679.
- Terzioğlu, T. 2011. "Experimental Evaluation of the lateral load behavior of squat structural walls". M-Phil. Thesis. Department of Civil Engineering, Boğaziçi University.
- Vecchio, F.J., & Collins, M.P. 1993. "Compression response of cracked reinforced concrete". *Journal of Structural Engineering*. ASCE. V. 119. No. 2. pp 3590-3610.
- Wallace J.W. 1994. "New Methodology for Seismic Design of RC Shear Walls". *Journal of Structural Engineering*. ASCE. V. 120, No. 3.
- Wee, T.H., Chin, M.S., & Mansur, M.A. 1996. "Stress-Strain Relationship of High-Strength Concrete in Compression". *Journal of Material in Civil Engineering*. ASCE. V. 8. No. 8. pp. 70-76.

ANEXO A.

Detalle:

Los contenidos de este apéndice guardan relación con los aspectos generales del programa de ensayos UCH que no han sido detallados en el cuerpo del trabajo. En esta sección se encuentran: la descripción de las características geométricas de las probetas ensayadas, las propiedades de los materiales utilizados, esquemas con el diseño de los distintos tipos de muros, figuras con los resultados de los ensayos de tracción del acero de refuerzo y los parámetros de las curvas calibradas para su utilización en los modelos de materiales, un esquema de la instalación experimental y las dimensiones de los sensores empleados para el registro de los datos.

Tabla A.1 Propiedades y características probetas del programa experimental UCH.

Batería	Especimen	Carga axial [%]	h [cm]	f'_c [MPa]	Malla transversal			Malla Longitudinal			Refuerzo de borde		
					Barras	ρ_t [%]	F_y [MPa]	Barras	ρ_t [%]	F_y [MPa]	Barras	ρ_t [%]	F_y [MPa]
1	SW-T2-S1-1	0	75	19.3	Ø8@125mm	0.68	473	Ø8@125mm	0.68	473	4 Ø16	5.15	437
	SW-T1-S1-2	0	75	23.7	Ø8@125mm	0.34	473	Ø8@250mm	0.34	473	4 Ø16	5.15	437
	SW-T2-S2-3	0	75	25.8	Ø8@125mm	0.68	473	Ø8@125mm	0.68	473	4 Ø16	5.15	437
2	SW-T2-S3-4	0	75	29.0	Ø8@125mm	0.68	572	Ø8@125mm	0.68	572	4 Ø16	5.15	525
	SW-T3-S1-5	0	75	32.1	Ø8@125mm	0.68	572	Ø8@125mm	0.68	572	2 Ø8	0.65	572
	SW-T4-S1-6	0	50	34.8	Ø8@125mm	0.68	572	Ø8@125mm	0.68	572	4 Ø14	3.95	509
	SW-T5-S1-7	0	150	35.0	Ø8@125mm	0.68	572	Ø8@250mm	0.34	572	4 Ø22	9.75	536
3	SW-T6-S1-8	0	150	22.6	Ø8@125mm	0.68	572	Ø8@125mm	0.68	572	4 Ø22	9.75	536
	SW-T1-S2-9	0	75	24.0	Ø8@250mm	0.34	572	Ø8@250mm	0.34	572	4 Ø16	5.15	525
	SW-T1-N5-S1-10	5	75	26.3	Ø8@250mm	0.34	572	Ø8@250mm	0.34	572	4 Ø16	5.15	525
	SW-T1-N10-S1-11	10	75	27.0	Ø8@250mm	0.34	572	Ø8@250mm	0.34	572	4 Ø16	5.15	525

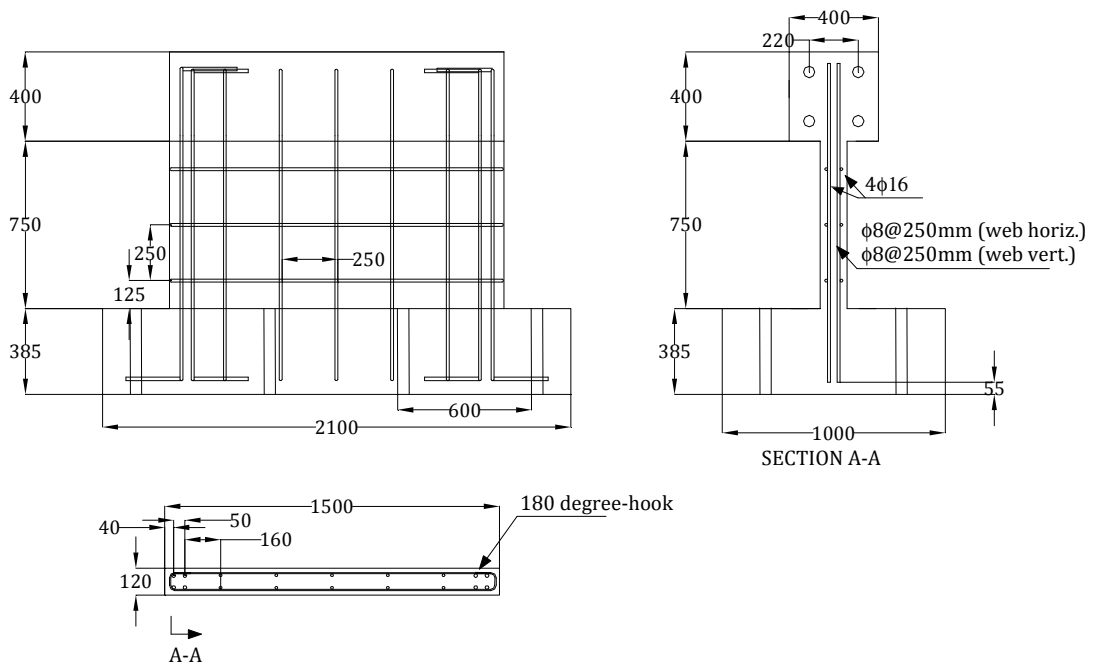


Figura A.1 Geometría y detalle de armadura de muro Tipo 1.

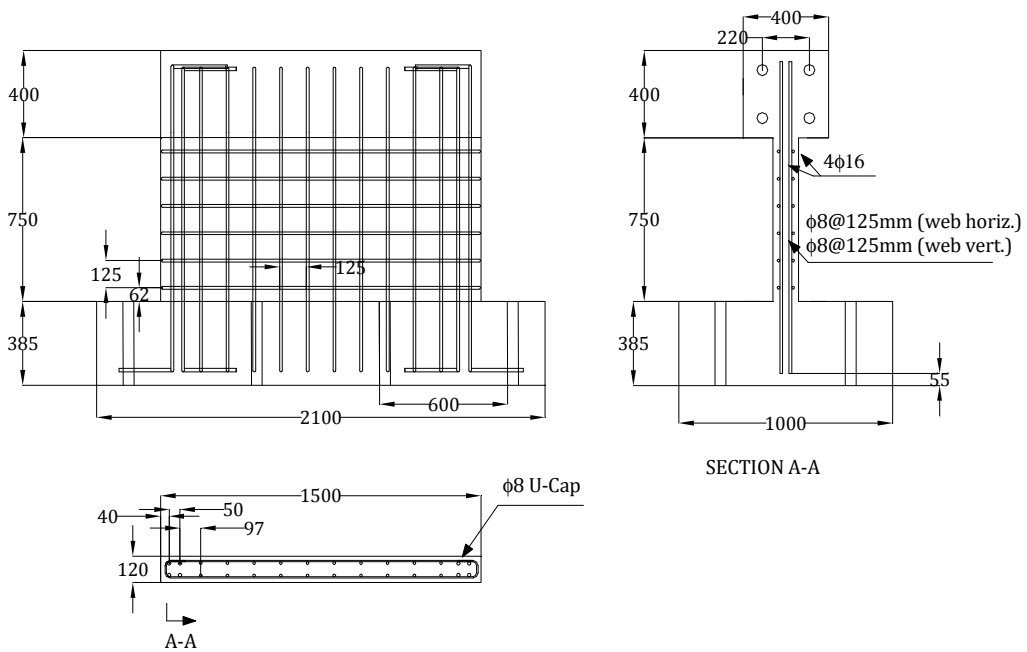


Figura A.2 Geometría y detalle de armadura de muro Tipo 2.

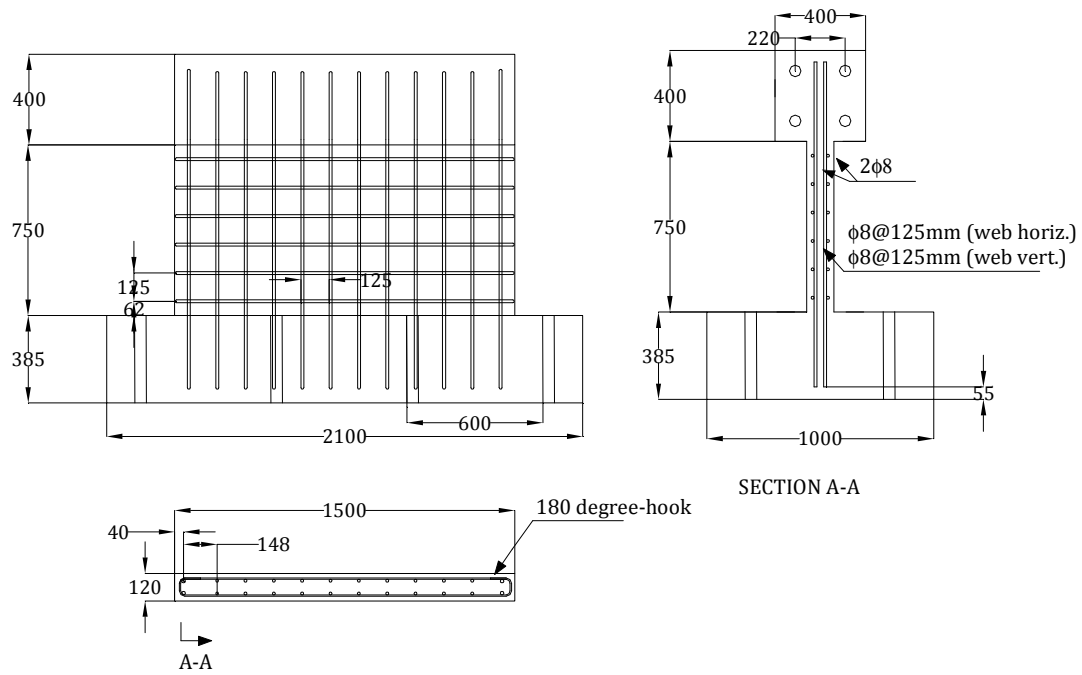


Figura A.3 Geometría y detalle de armadura de muro Tipo 3

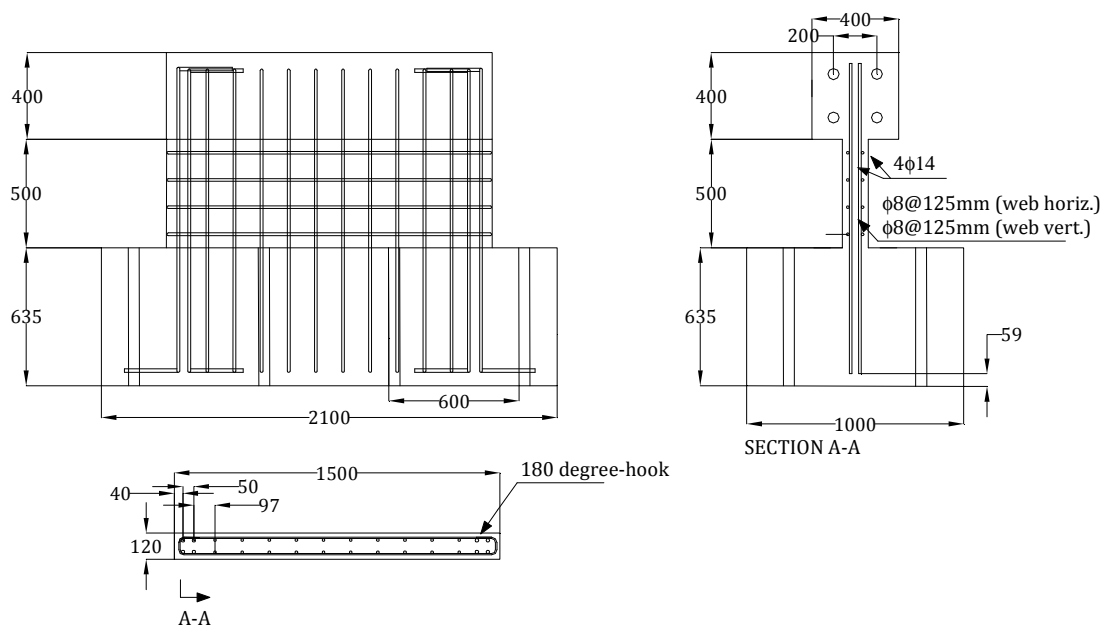


Figura A.4 Geometría y detalle de armadura de muro Tipo 4

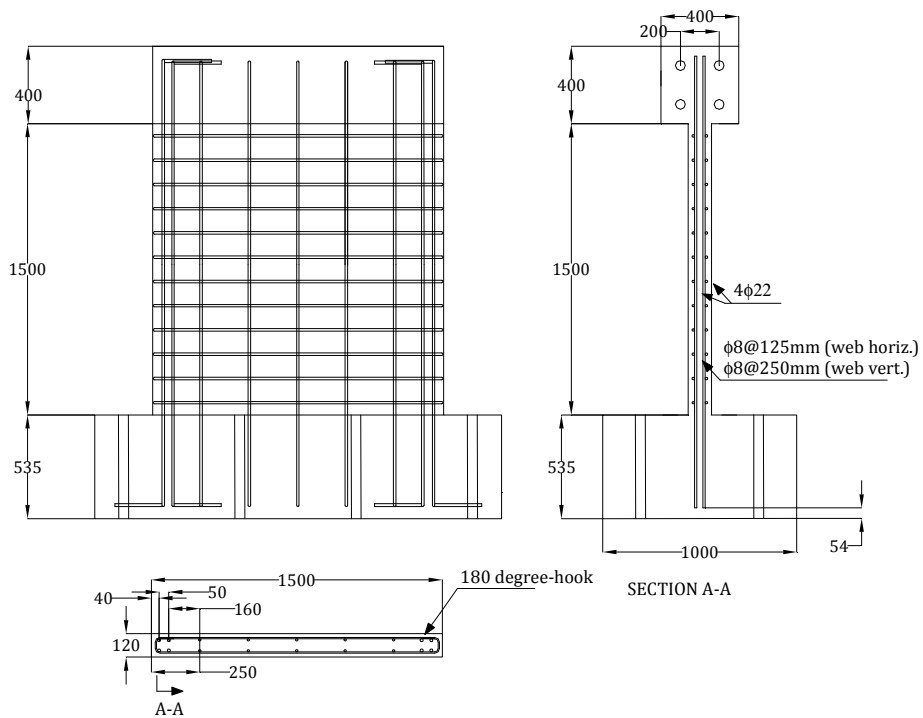


Figura A.5 Geometría y detalle de armadura de muro Tipo 5

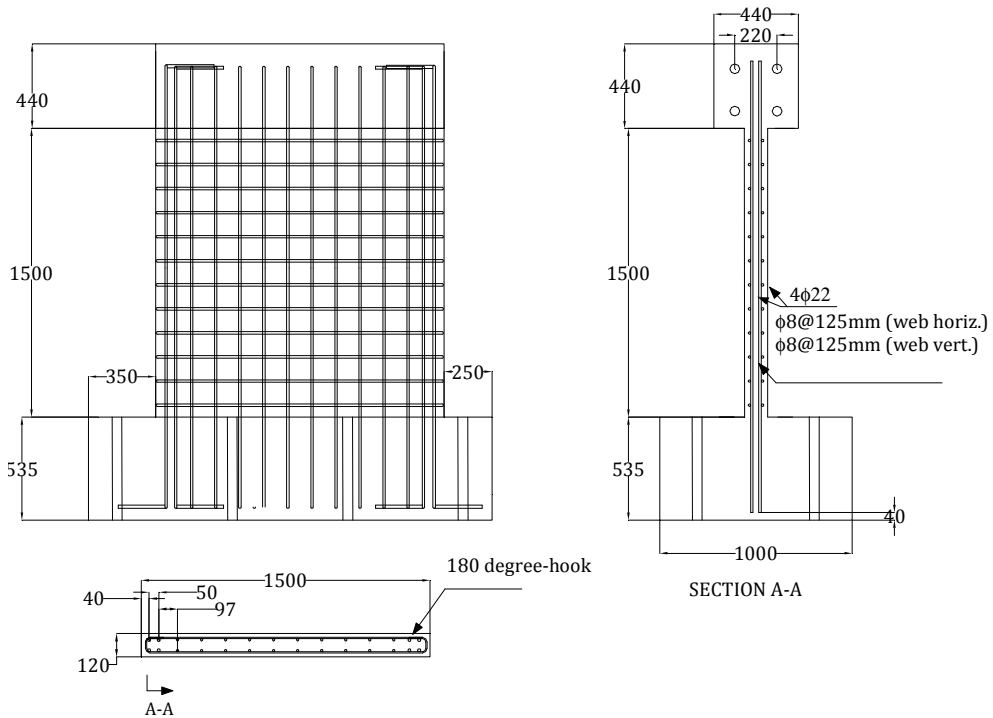


Figura A.6 Geometría y detalle de armadura de muro Tipo 6.

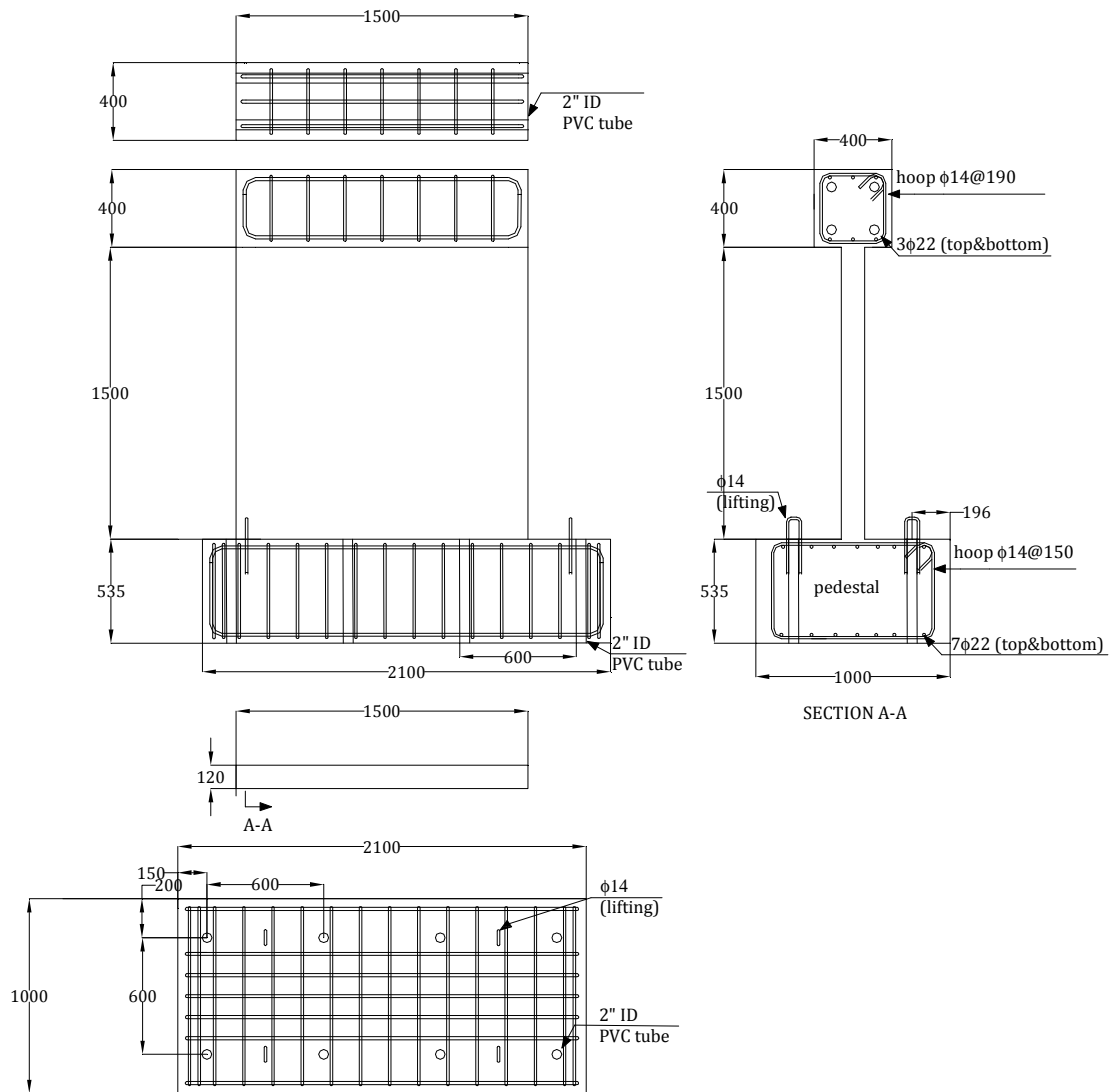
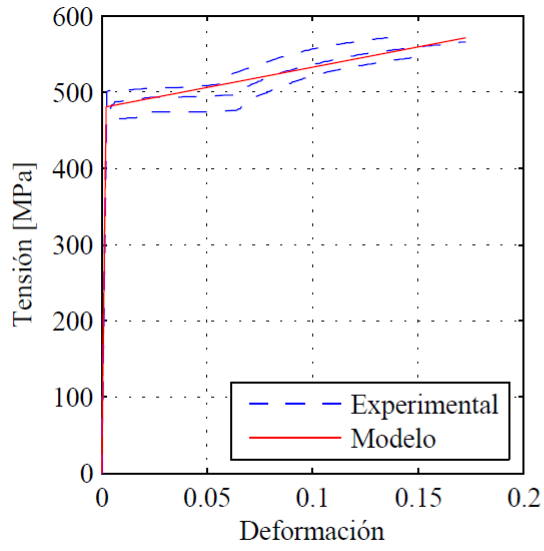
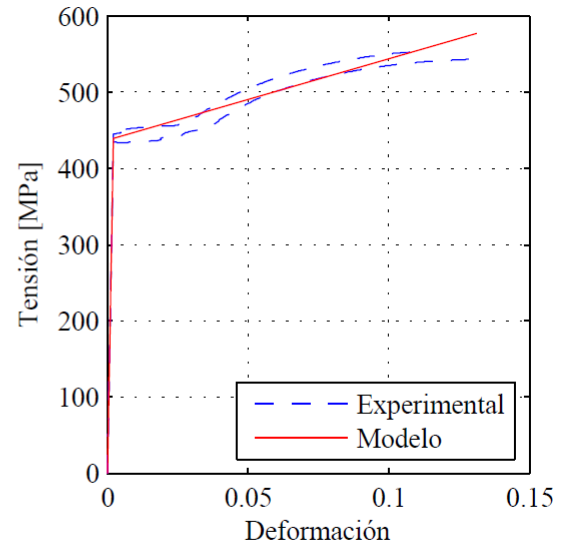


Figura A.7 Geometría y detalle de armadura de pedestales superior e inferior.



(a) Barra 8 mm



(b) Barra 16 mm

Figura A.8 Ensayo y calibración modelo del acero de barras empleadas en la primera batería de ensayos (Opazo, 2012).

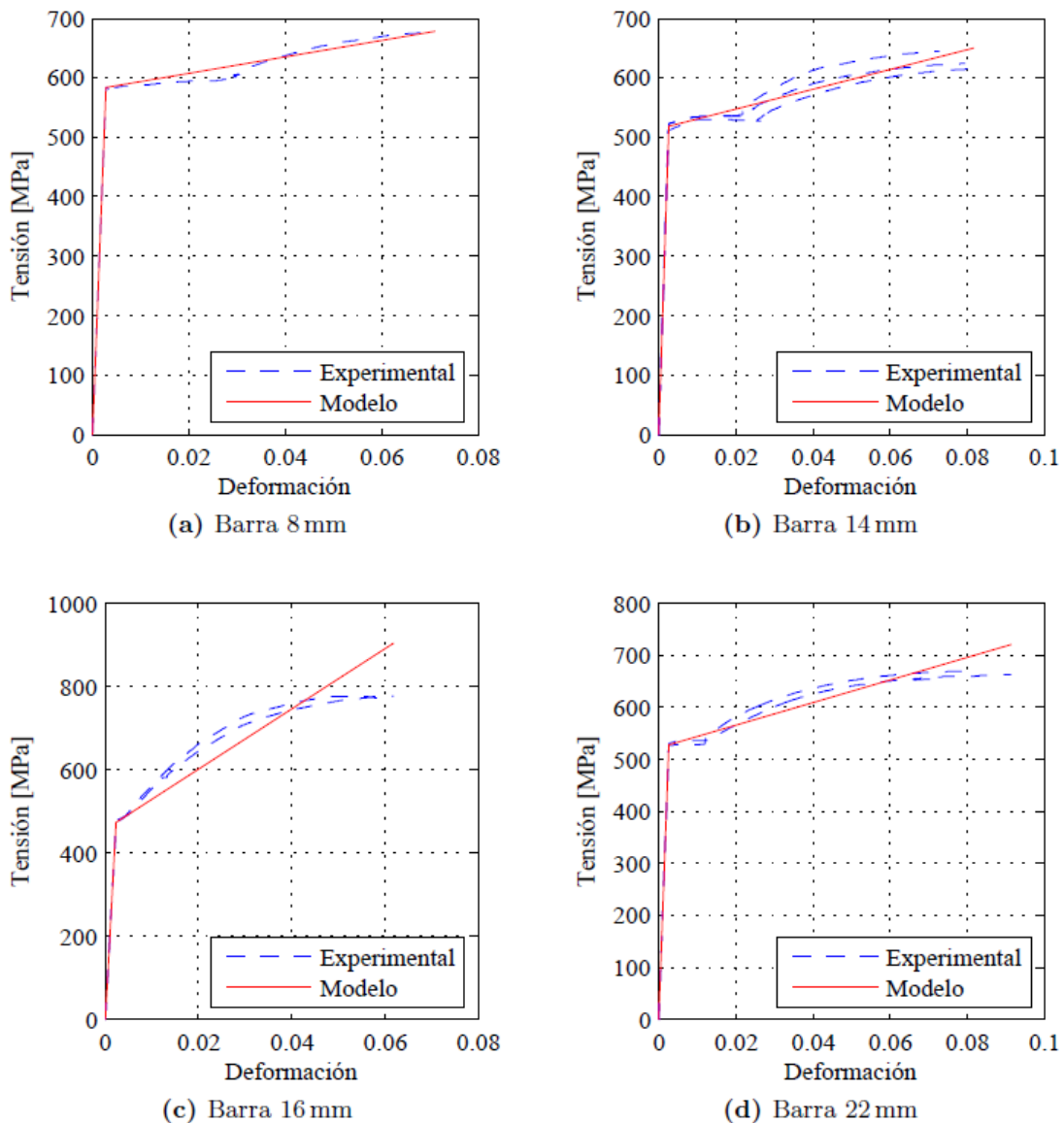


Figura A.9 Ensayo y calibración modelo del acero de barras empleadas en la segunda y tercera batería de ensayos (Opazo, 2012).

Tabla A.2 Tensión de fluencia y parámetro de endurecimiento de las barras de acero.

Diámetro barra [mm]	1ª Batería		2ª y 3ª Batería	
	Fy [Mpa]	b	Fy [Mpa]	b
8	481	0,0027	584	0,0069
14	-	-	519	0,0830
16	440	0,0053	473	0,0361
22	-	-	528	0,0108

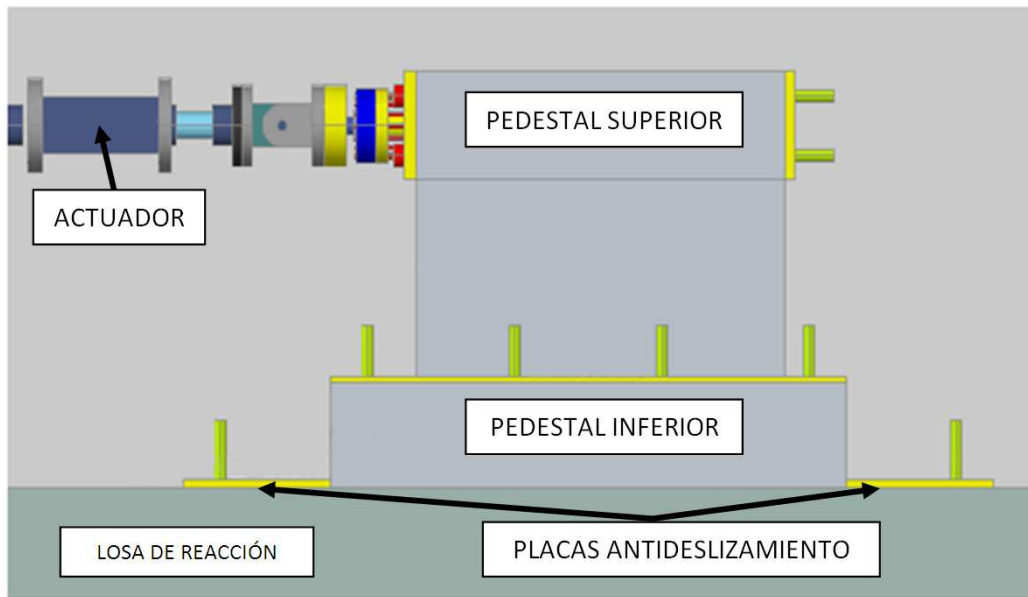


Figura A.10 Esquema de pedestales y mecanismo de fijación a la losa de reacción (Terzioğlu, 2011).

Tabla A.3 Valores referenciales de longitud de los sensores según relación de aspecto de las probetas

Nombre (Según Figura 3.8)	Relación de aspecto		
	0.33	0.50	1.00
	Longitud aproximada [cm]		
Vertical (Flexión sobre el muro)	400	650	1370
Shear (Corte sobre el muro)	1440	1520	1920
Pvertical (Flexión entre pedestales)	520	730	1550
Pshear (Corte entre pedestales)	1430	1540	2120
Horizontal (Expansión Lateral)	1380	1380	1380

ANEXO B.

Detalle:

Los contenidos de este apéndice permiten completar los resultados de respuesta experimental entregados en el cuerpo del trabajo, además de brindar información adicional para algunos casos especiales. En esta sección se encuentran: los factores para corrección de la respuesta de corte medida entre pedestales, las curvas de respuesta global y de distribución de componentes de deformación interna en las dos primeras baterías de ensayos, figuras que muestran las lecturas consideradas no confiables y la validación de algunas hipótesis empleadas en el análisis de datos experimentales.

Tabla B.1 Factor α_p para cálculo componente de deformación de flexión y corrección de la componente de corte entre pedestales.

Probeta	α_p
SW-T2-S1-1	0.80
SW-T1-S1-2	0.79
SW-T2-S2-3	0.89
SW-TS-S3-4	0.87
SW-T3-S1-5	0.83
SW-T4-S1-6	0.75
SW-T5-S1-7	0.73
SW-T6-S1-8	0.68
SW-T1-S2-9	0.87
SW-T1-N5-S1-10	0.86
SW-T1-N10-S1-11	0.83

B.1 Respuesta global

A continuación se presentan los gráficos de respuesta global (en el mismo formato adoptado en el cuerpo del trabajo) de los especímenes 1 al 7 en la secuencia de ensayos.

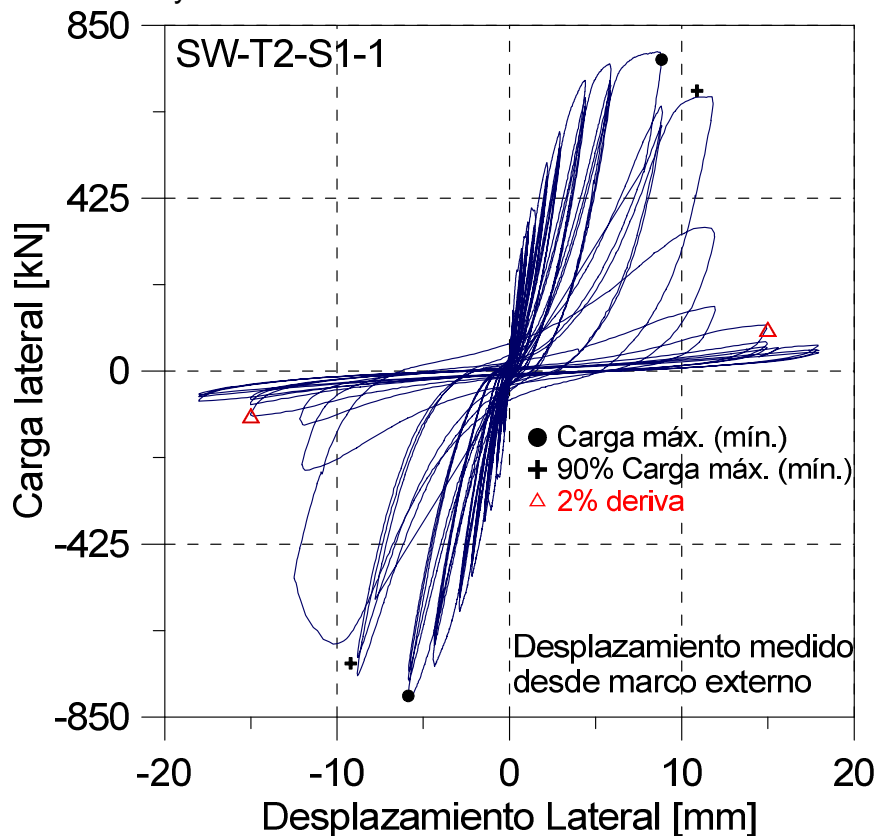


Figura B.1 Respuesta global SW-T2-S1-1.

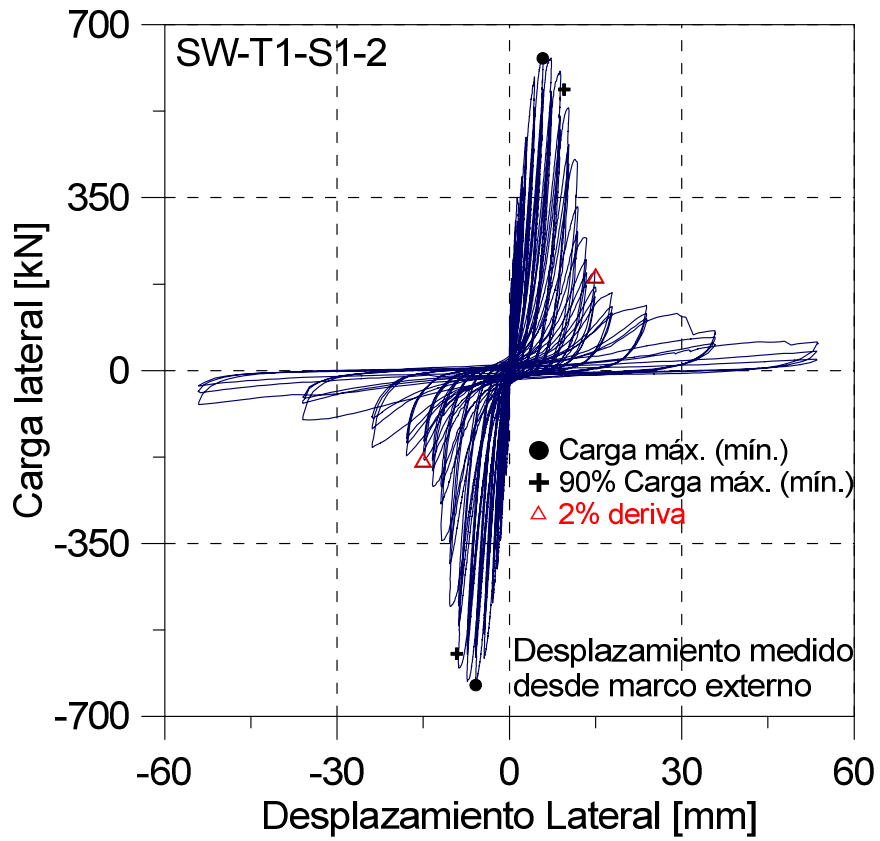


Figura B.2 Respuesta global SW-T1-S1-2.

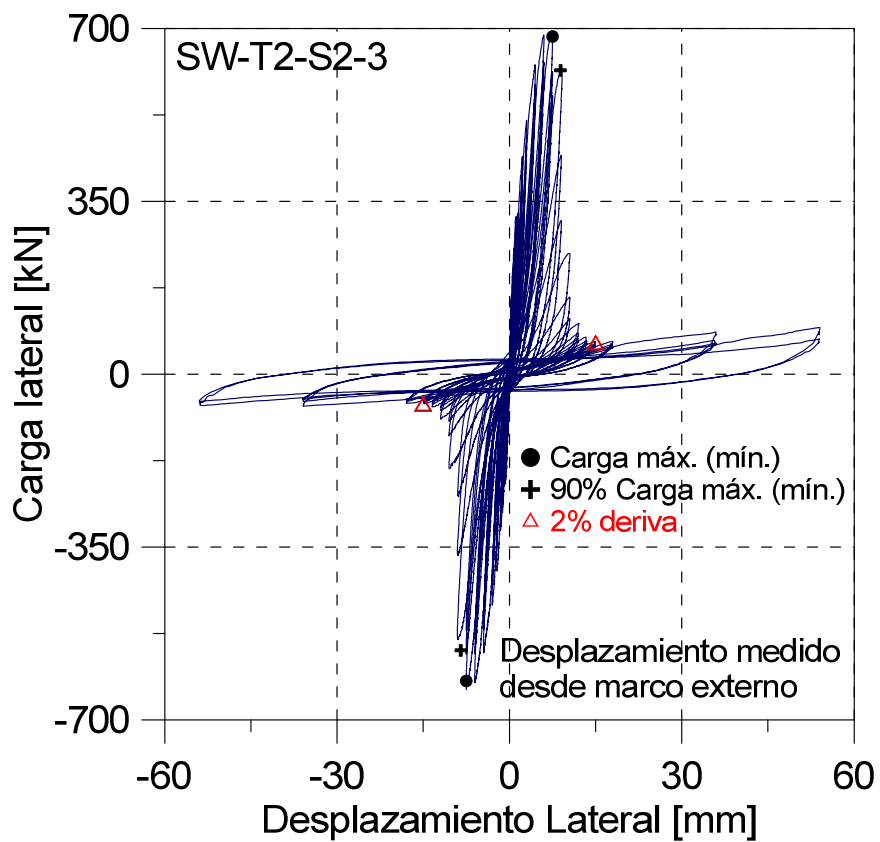


Figura B.3 Respuesta global SW-T2-S2-3.

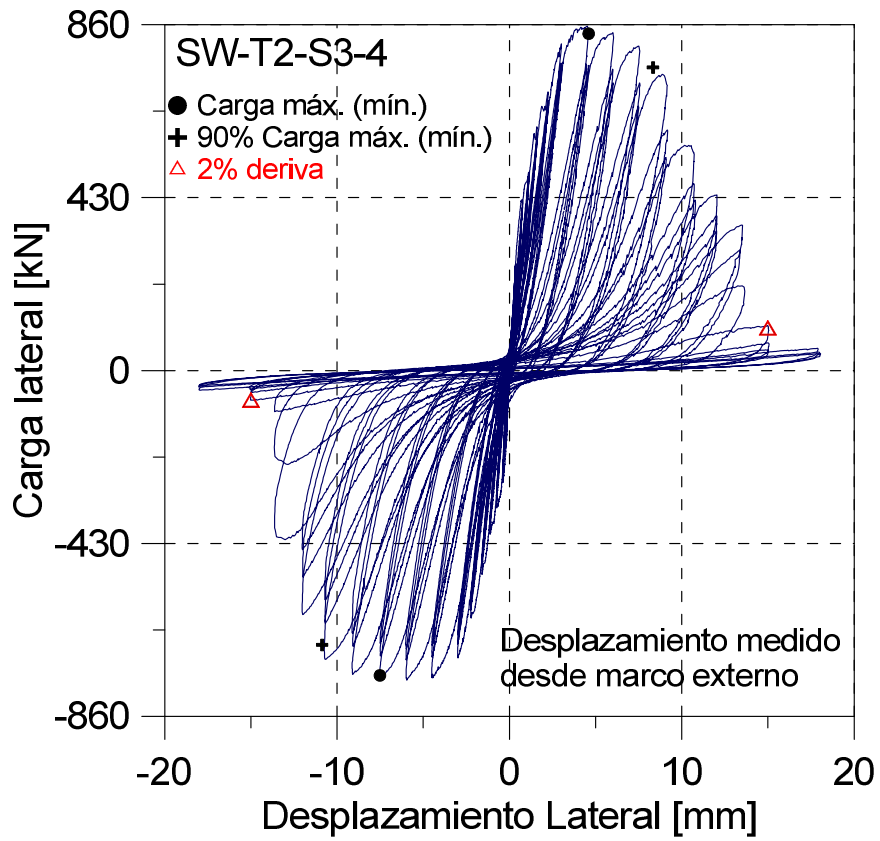


Figura B.4 Respuesta global SW-T2-S3-4.

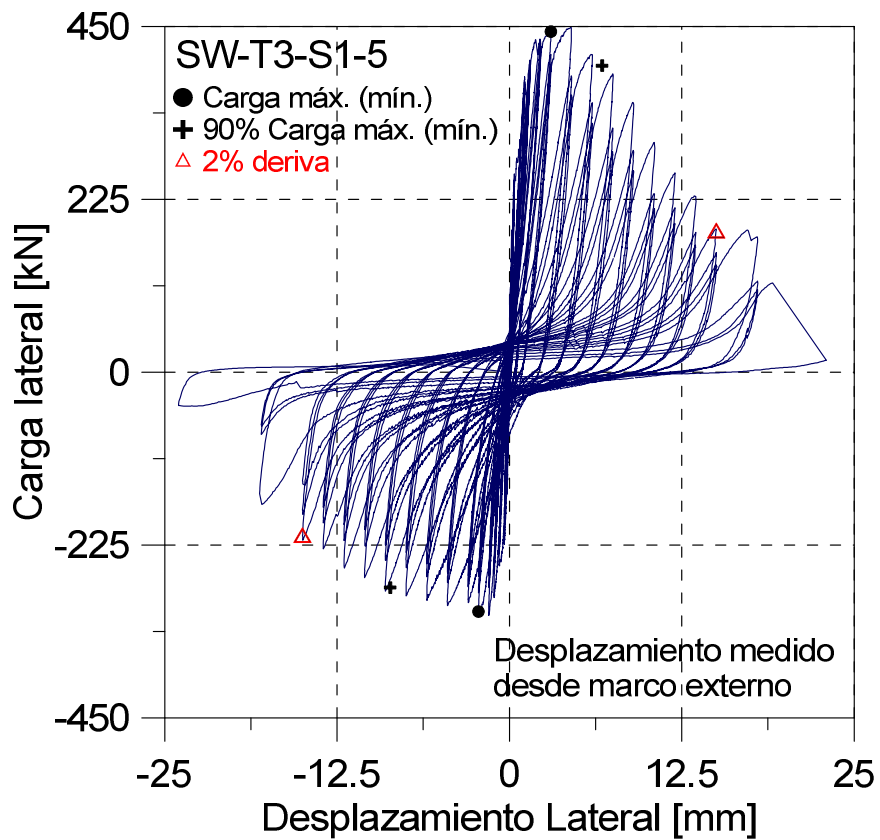


Figura B.5 Respuesta global SW-T3-S1-5.

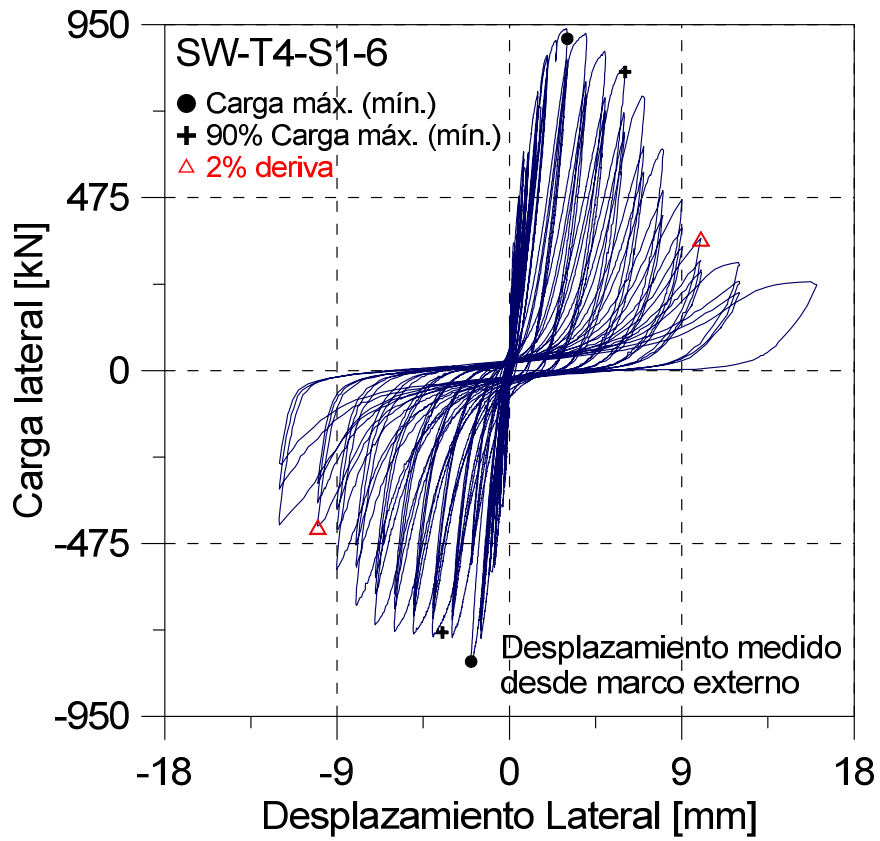


Figura B.6 Respuesta global SW-T4-S1-6.

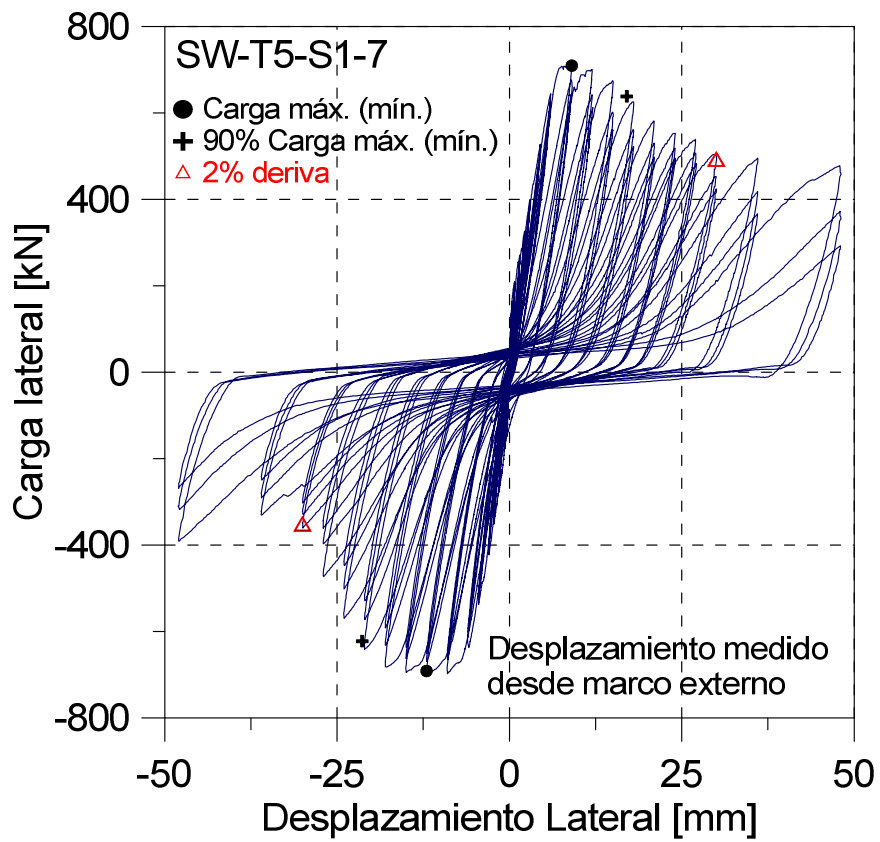


Figura B.7 Respuesta global SW-T5-S1-7.

B.2 Componentes de Respuesta

Los gráficos de componentes de respuesta exponen los resultados de manera equivalente a lo realizado en el cuerpo del trabajo. Los muros 5 y 6 en la secuencia de ensayos constituyen una excepción, puesto que en esos casos no es posible separar la rotación de cuerpo rígido en la interfaz muro- pedestal inferior de la flexión interna. En aquellos especímenes se muestra la componente de flexión global, es decir, la suma de las componentes mencionadas, en lugar de cada una ellas por separado.

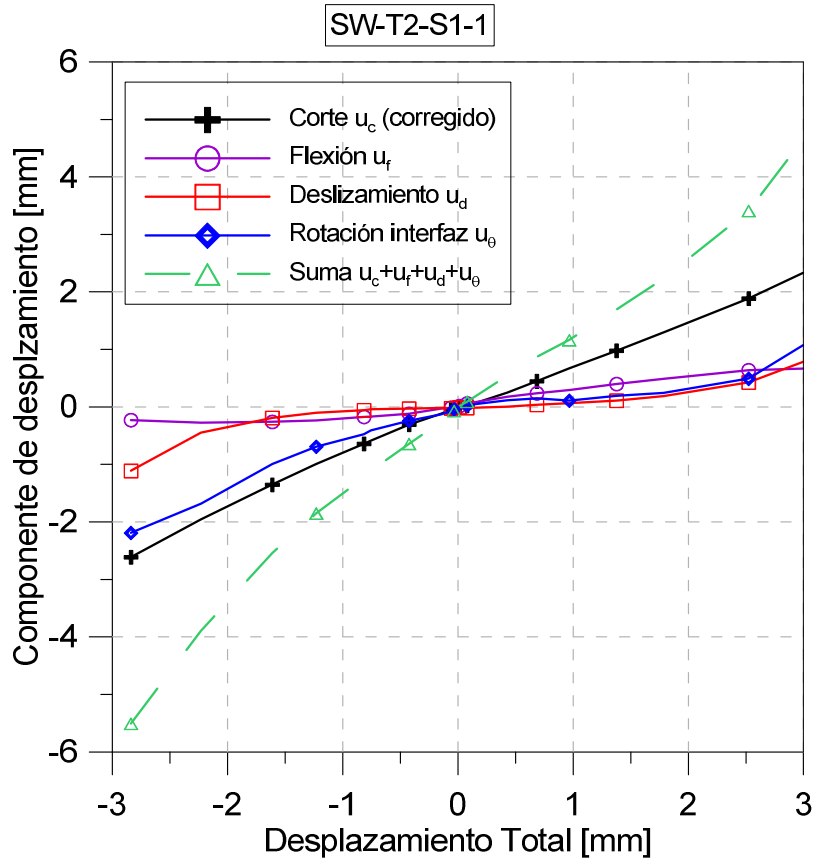


Figura B.8 Componentes de respuesta SW-T2-S1-1.

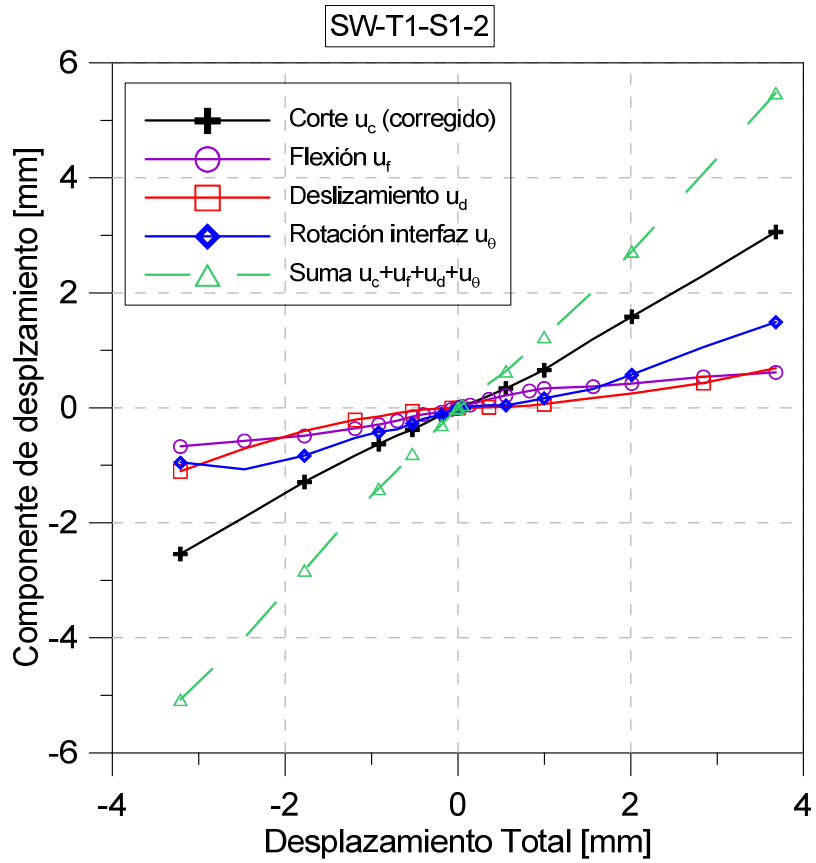


Figura B.9 Componentes de respuesta SW-T1-S1-2.

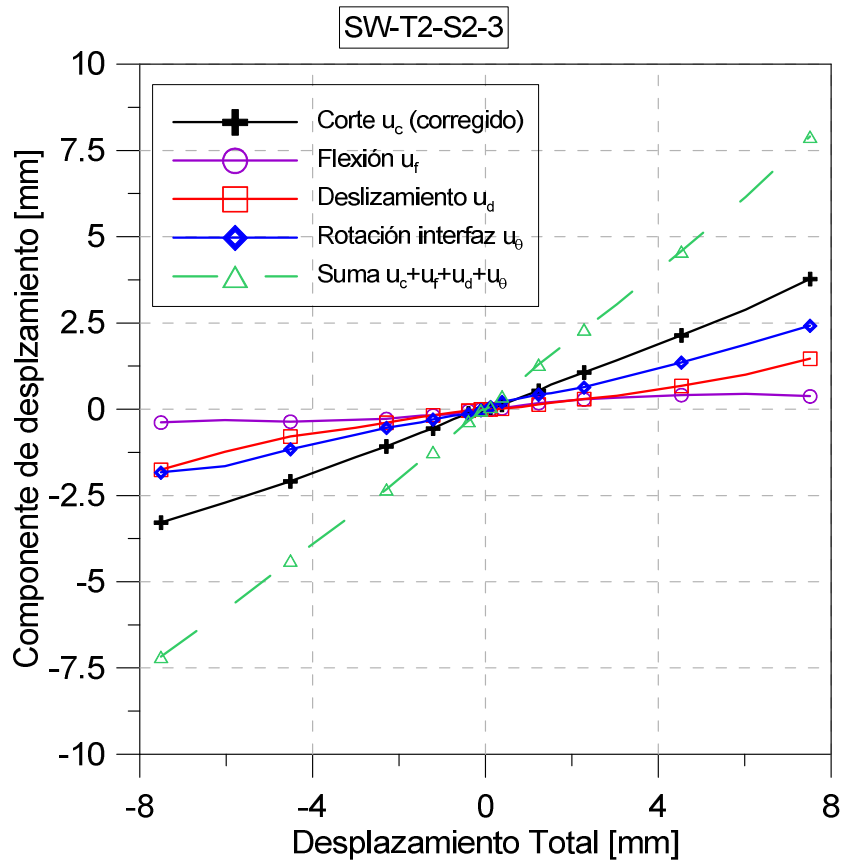


Figura B.10 Componentes de respuesta SW-T2-S2-3.

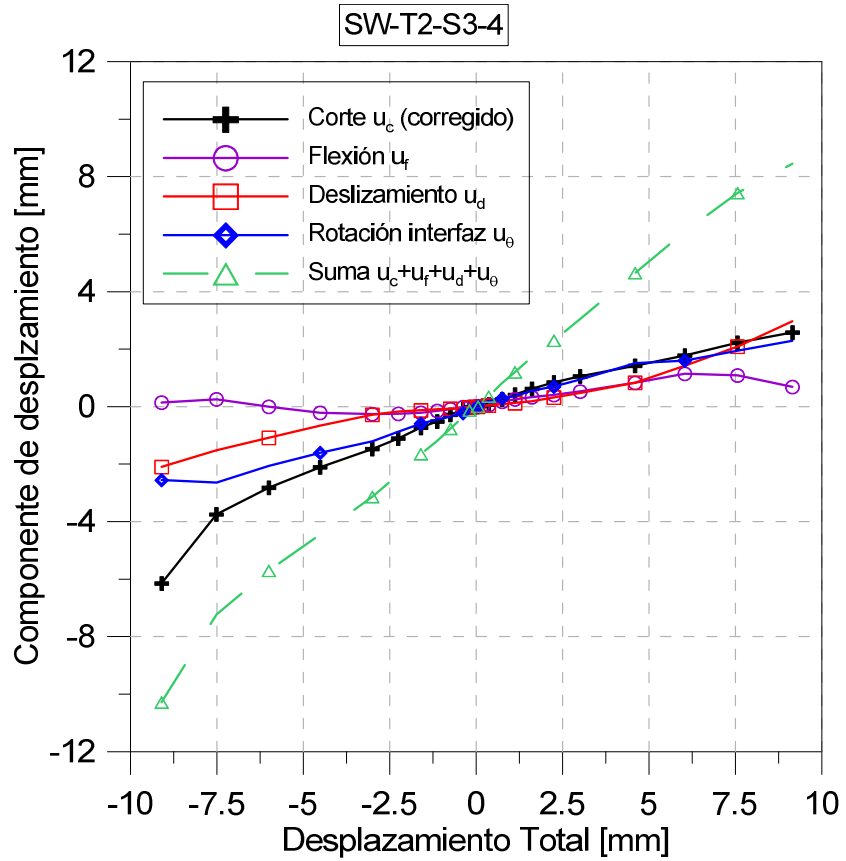


Figura B.11 Componentes de respuesta SW-T2-S3-4.

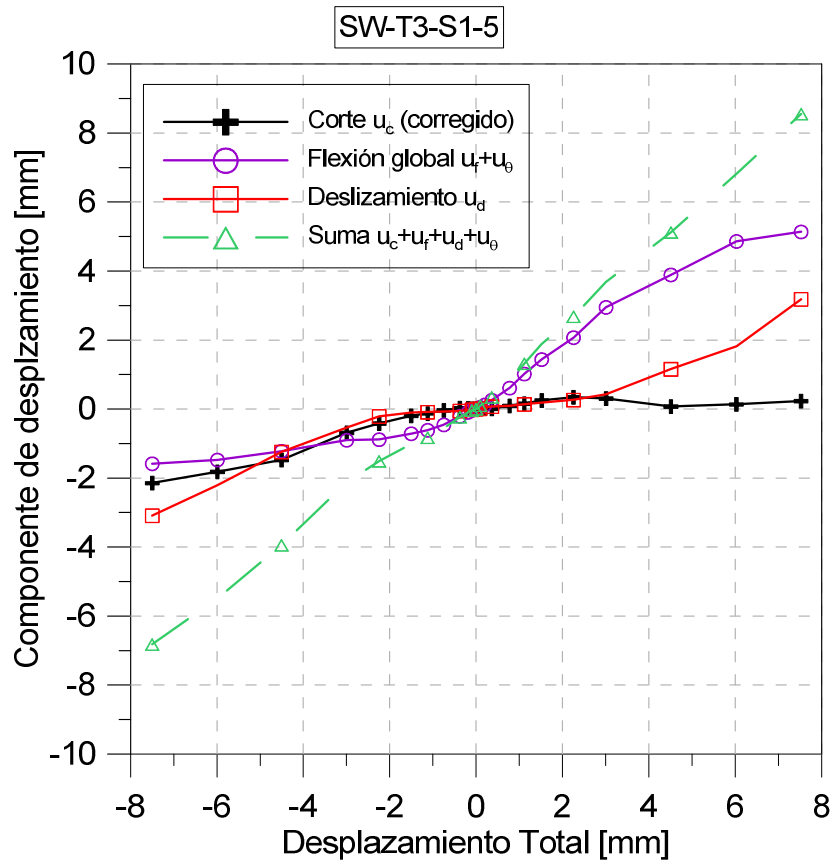


Figura B.12 Componentes de respuesta SW-T3-S1-5.

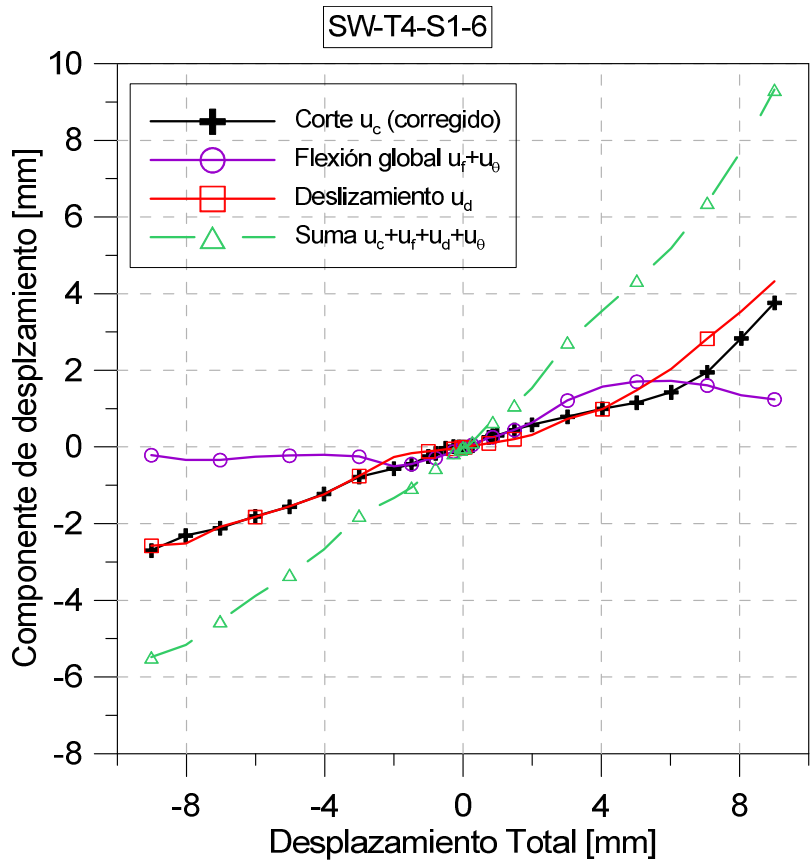


Figura B.13 Componentes de respuesta SW-T4-S1-6.

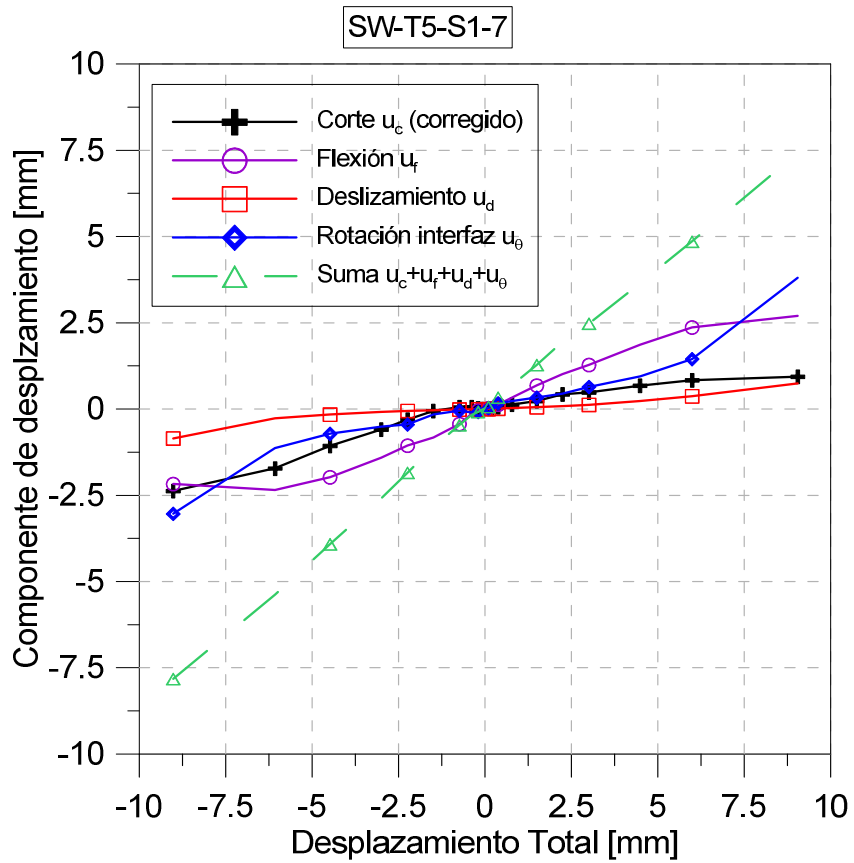


Figura B.14 Componentes de respuesta SW-T5-S1-7.

B.3 Componentes de flexión con lecturas no confiables en los sensores sobre el muro.

De acuerdo a lo comentado en el cuerpo del trabajo, y reiterado en el punto B.2, se presentan a continuación las componentes de flexión calculadas con los sensores sobre el muro que son excluidas del análisis. La inconsistencia con los niveles de deformación aplicados y su limitado rango de validez impiden que puedan ser incorporados en la comparación con el modelo validado.

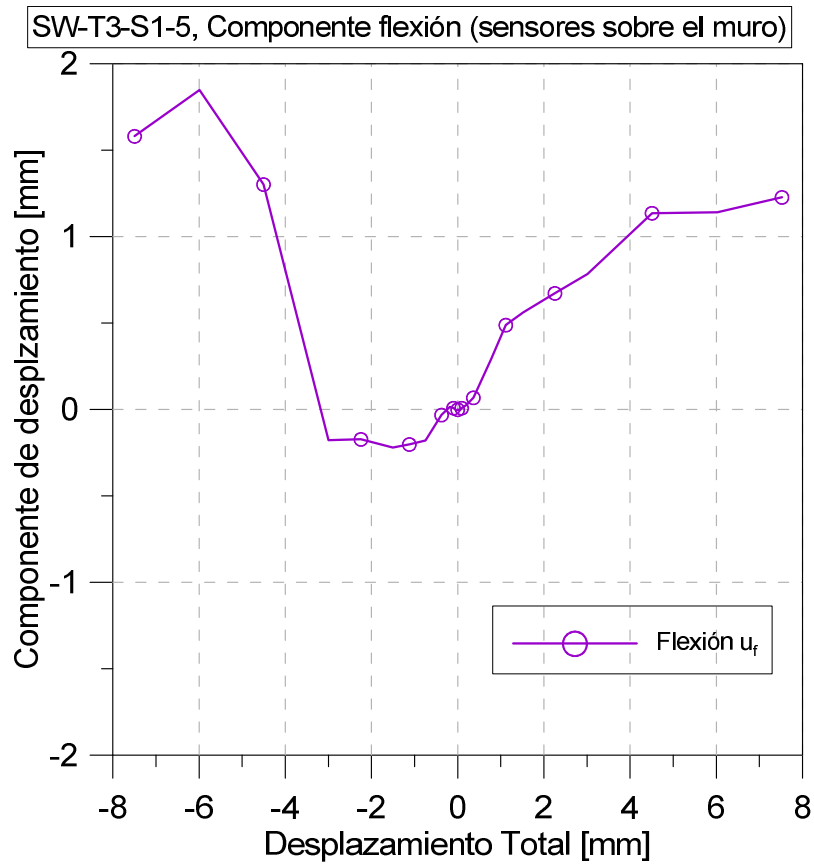


Figura B.15 Componente de flexión SW-T3-S1-5.

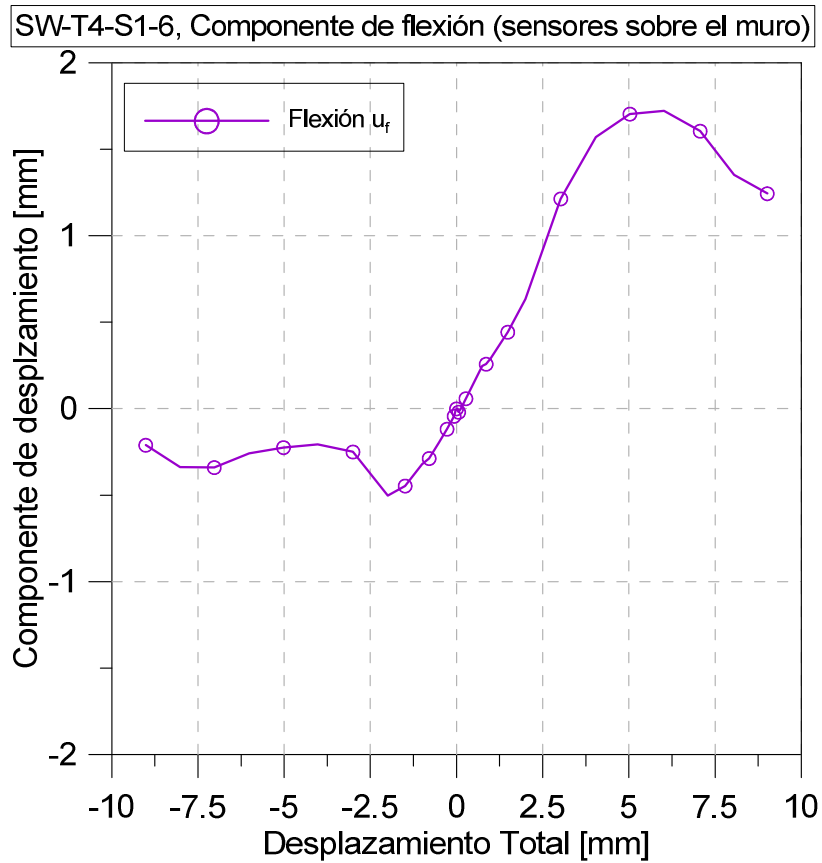


Figura B.16 Componente de flexión SW-T4-S1-6.

B.4 Efecto de la baja rotación en la interfaz muro-pedestal en el muro No. 8 (SW-T6-S1-8).

El muro 8 en la secuencia de ensayos presenta un escaso efecto de rotación en la interfaz muro-pedestal inferior. Dos evidencias de ello son la figura B.17 y el valor $\alpha_p=0.68$ mostrado en la tabla B.2.

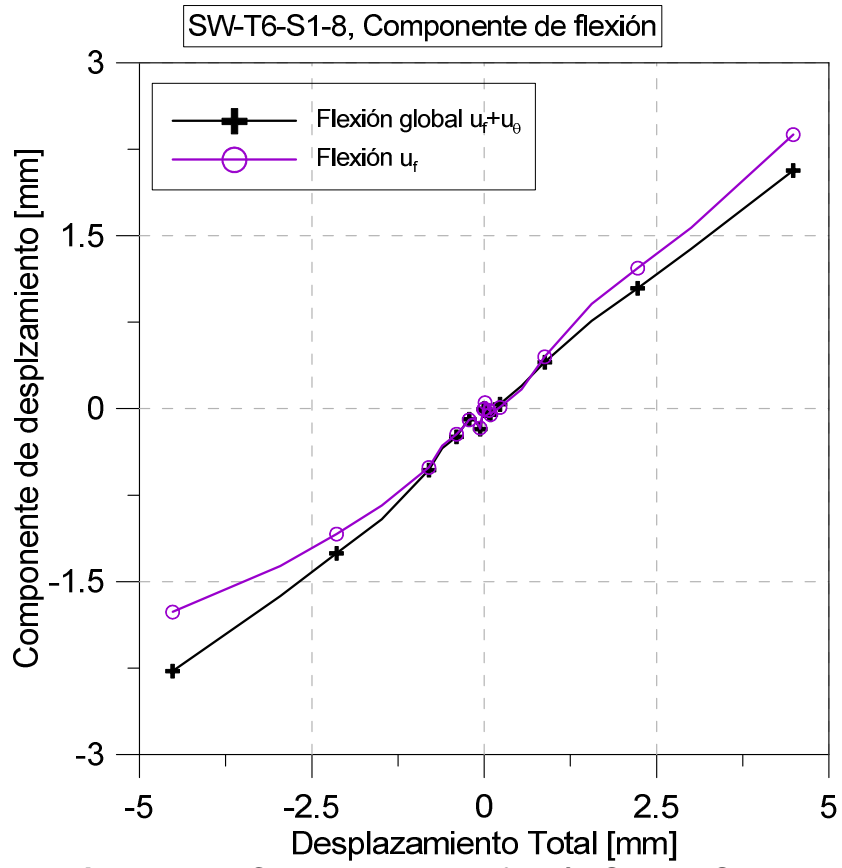


Figura B.17 Componentes de flexión SW-T6-S1-8

ANEXO C.

Detalle:

Los contenidos de este apéndice completan los mostrados en la comparación de la respuesta experimental con la predicción del modelo de interacción. La sección incluye los gráficos de comparación de la respuesta global, de distribución de componentes y perfiles de expansión de las primeras dos baterías de ensayos.

C.1 Respuesta global.

A continuación se presentan los gráficos de comparación de respuesta global experimental con los modelos de interacción (bajo distintos supuestos) y flexión, correspondientes a las dos primeras baterías de ensayos. El formato es el mismo al empleado en el cuerpo del trabajo.

En los muros 5 y 6 de la secuencia de ensayos, debido a problemas en la lectura de los sensores de deformación interna, el desplazamiento lateral (eje horizontal) corresponde al desplazamiento registrado desde el marco externo.

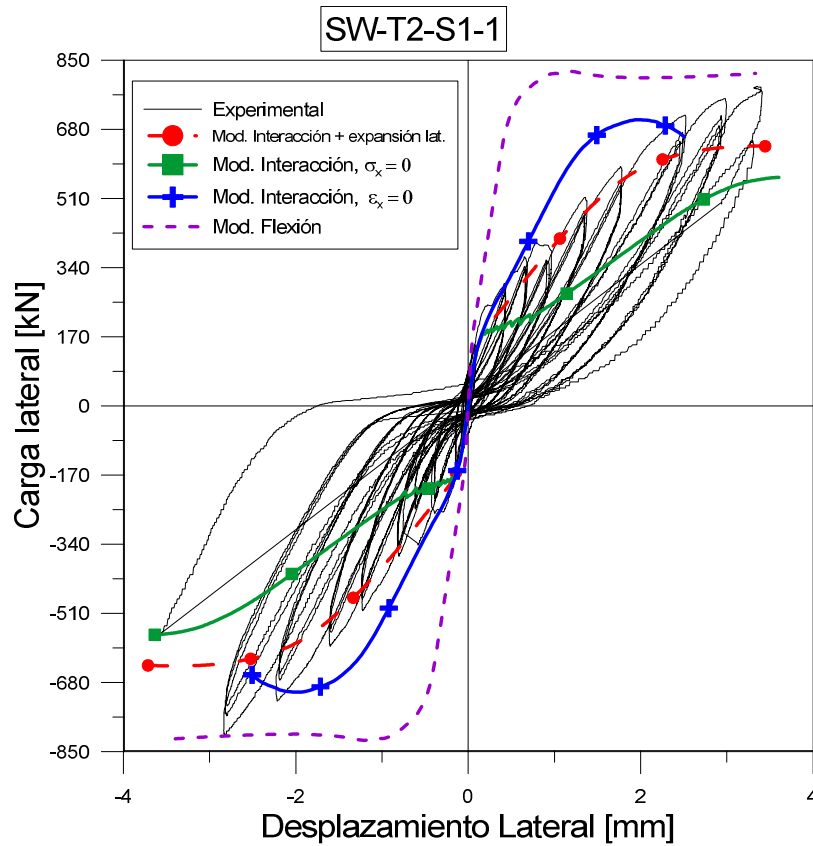
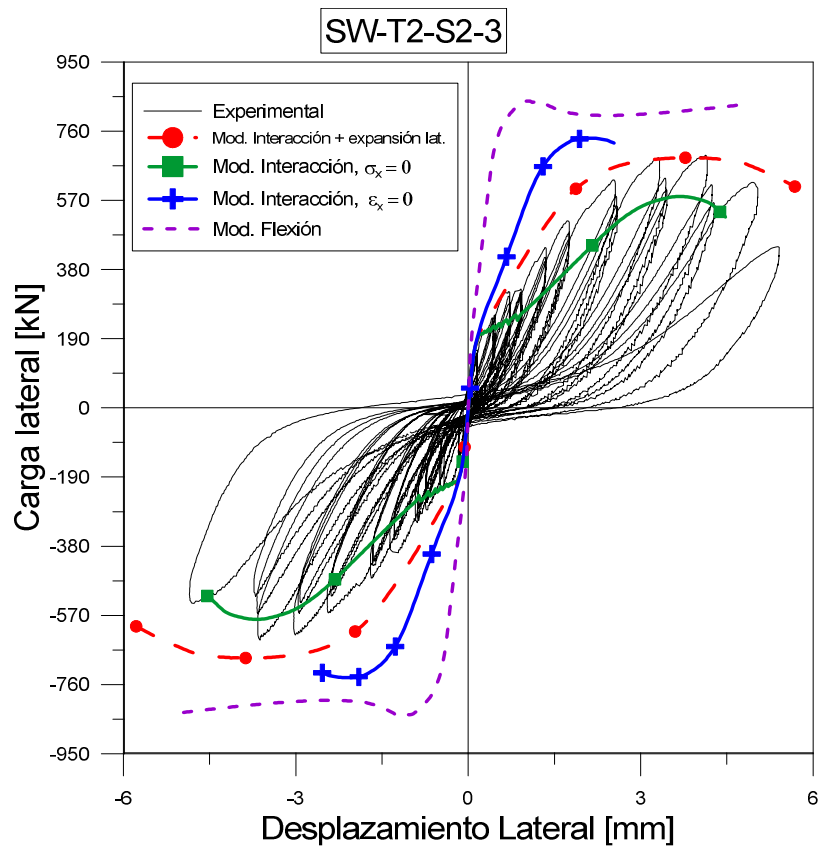
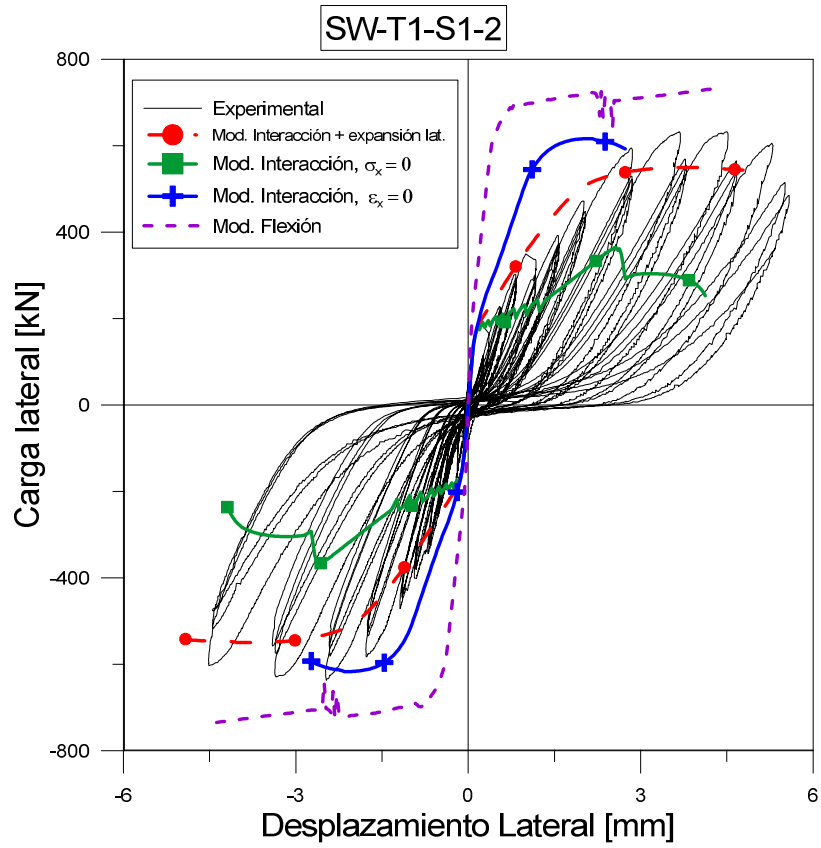


Figura C.1 Comparación respuesta global SW-T2-S1-1.



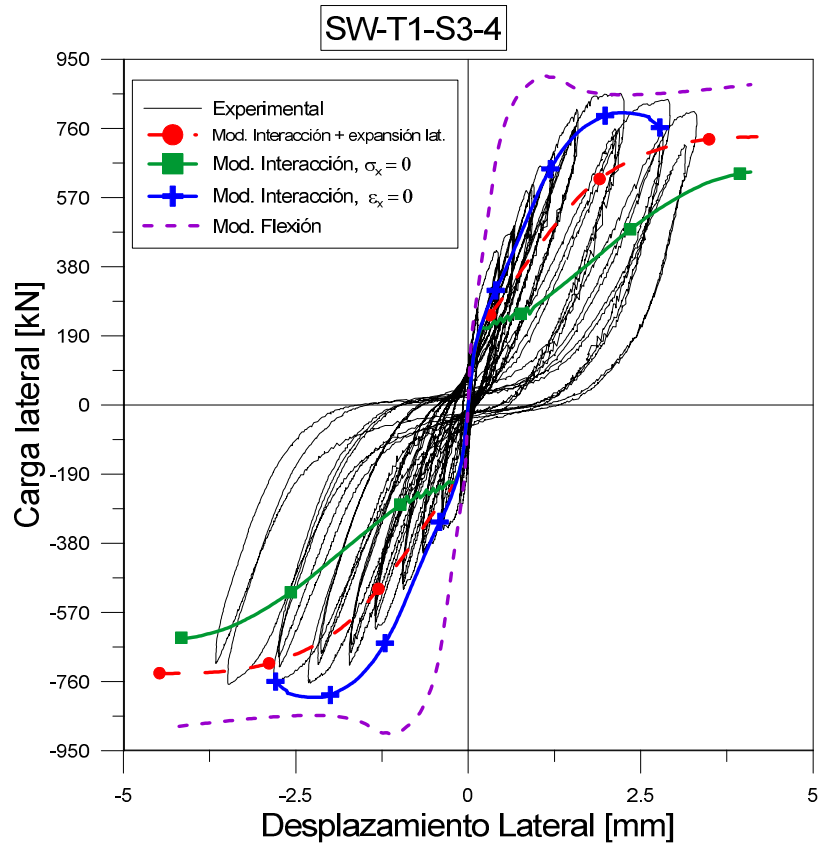
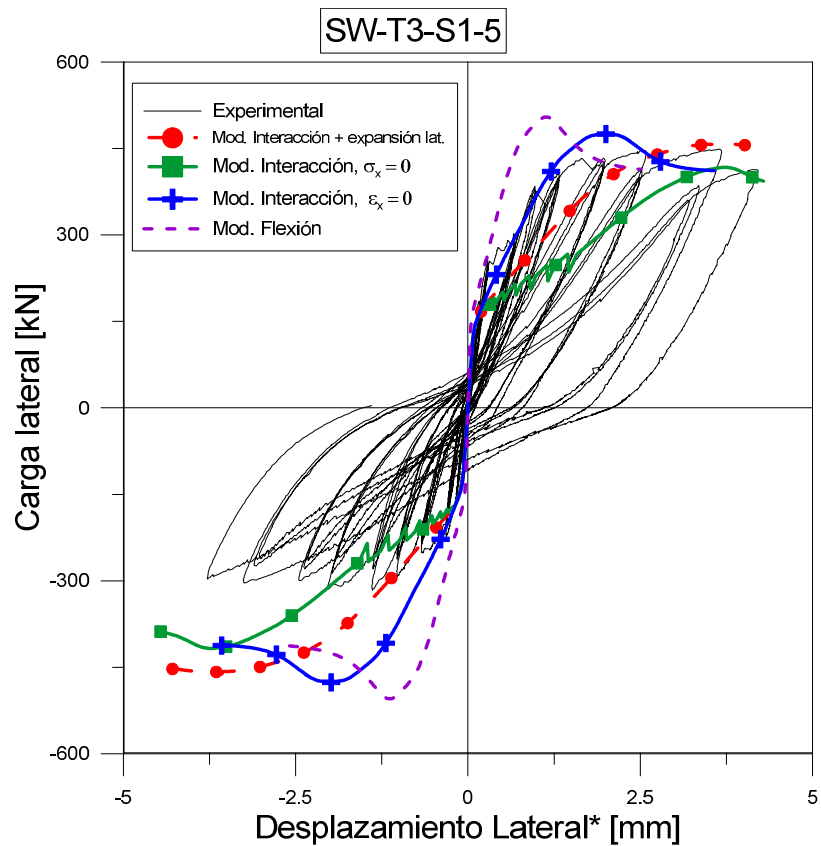
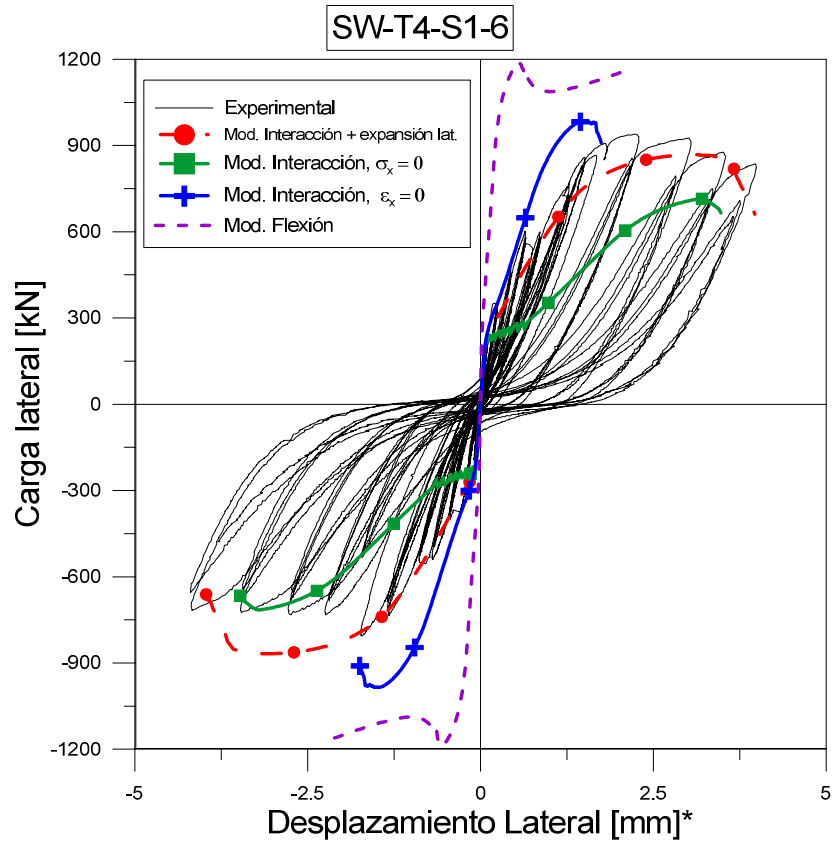


Figura C.4 Comparación respuesta global SW-T2-S3-4.



*Desplazamiento lateral calculado como el medido desde el marco externo descontando el deslizamiento.

Figura C.5 Comparación respuesta global SW-T3-S1-5.



*Desplazamiento lateral calculado como el medido desde el marco externo descontando el deslizamiento.

Figura C.6 Comparación respuesta global SW-T4-S1-6.

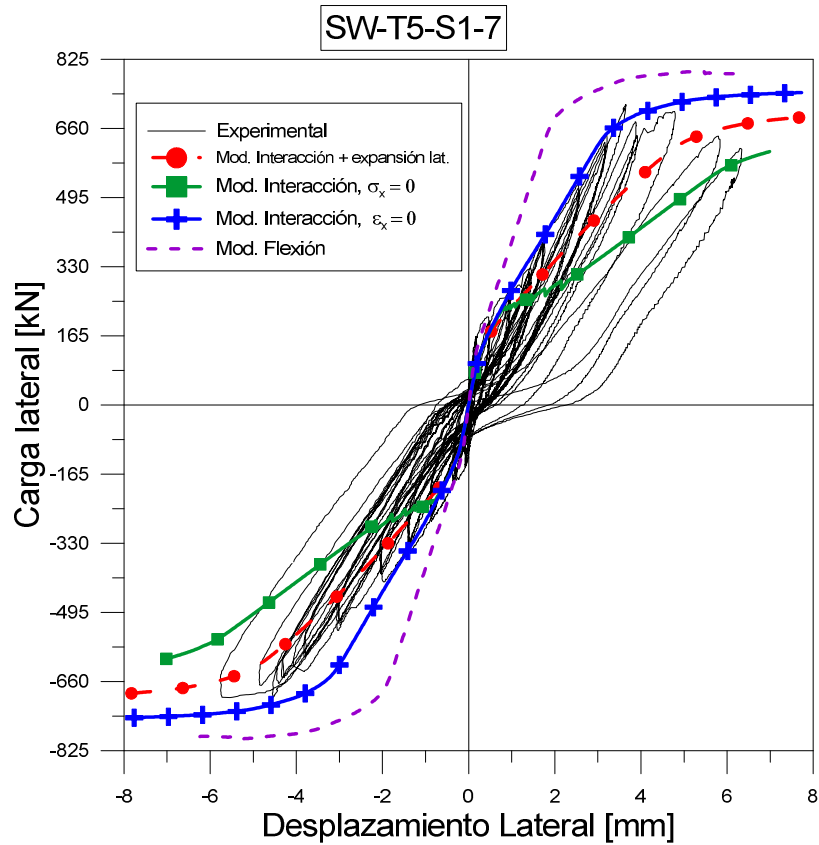


Figura C.7 Comparación respuesta global SW-T5-S1-7.

C.2 Componentes de Respuesta.

Los gráficos de comparación de distribución de las componentes de respuesta se muestran en el mismo formato usado en el cuerpo de trabajo. Conforme a lo ampliamente comentado sobre la información experimental válidamente registrada en los muros 5 y 6, estos no pueden ser incorporados en esta sección.

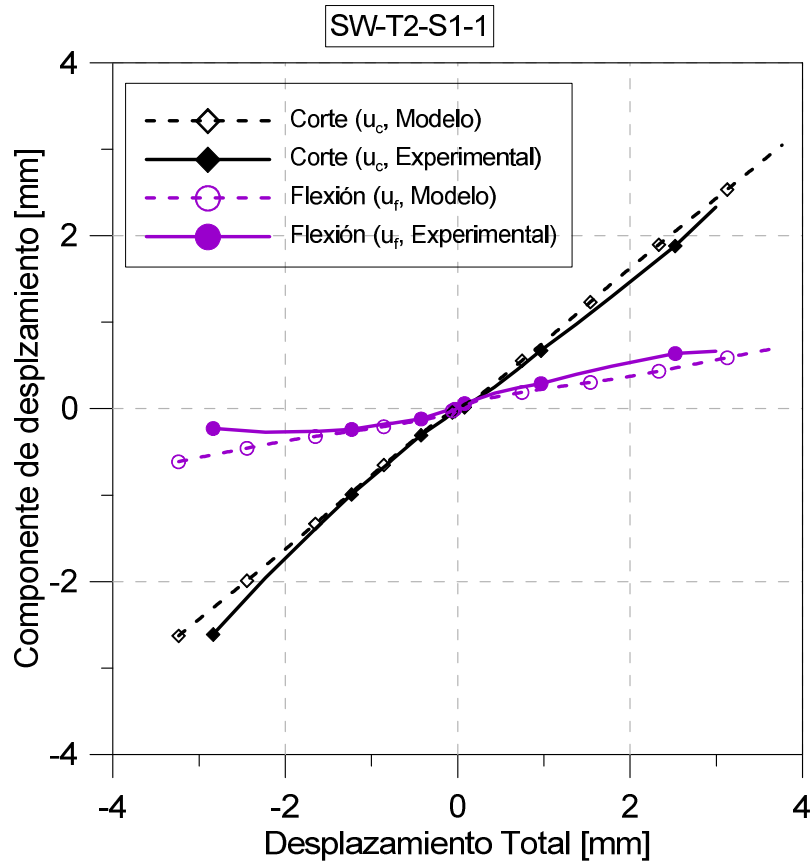


Figura C.8 Comparación componentes de respuesta SW-T2-S1-1.

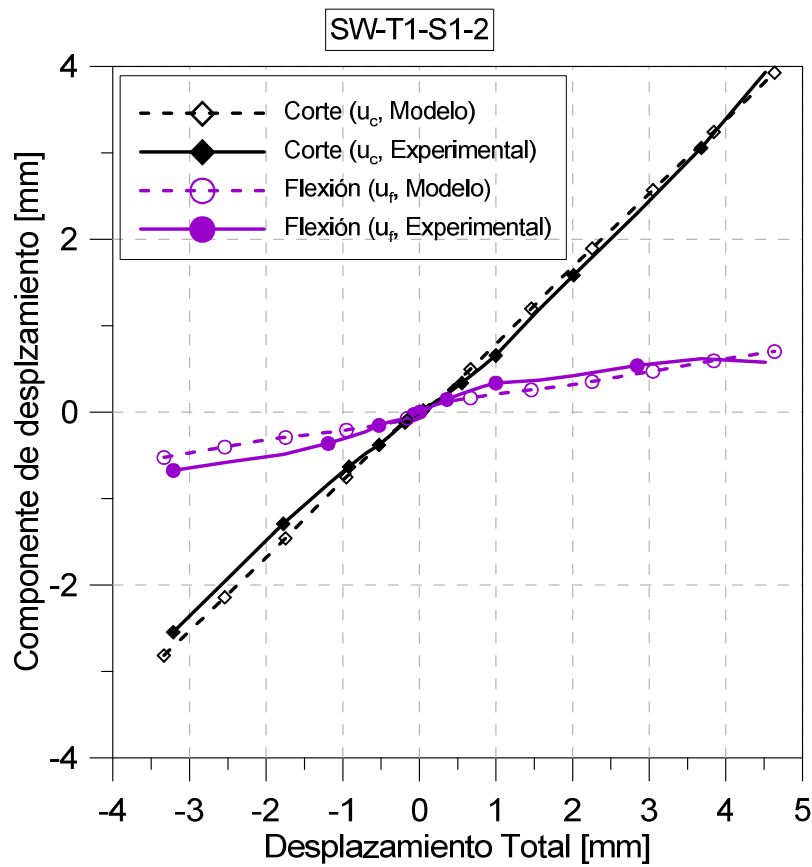


Figura C.9 Comparación componentes de respuesta SW-T1-S1-2.

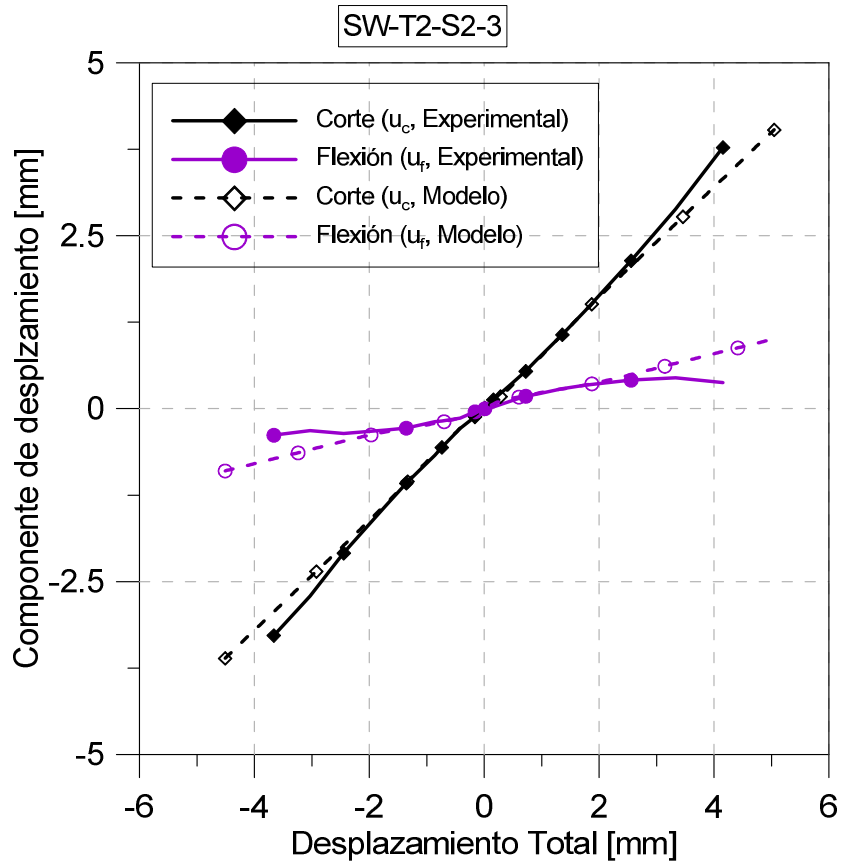


Figura C.10 Comparación componentes de respuesta SW-T2-S2-3.

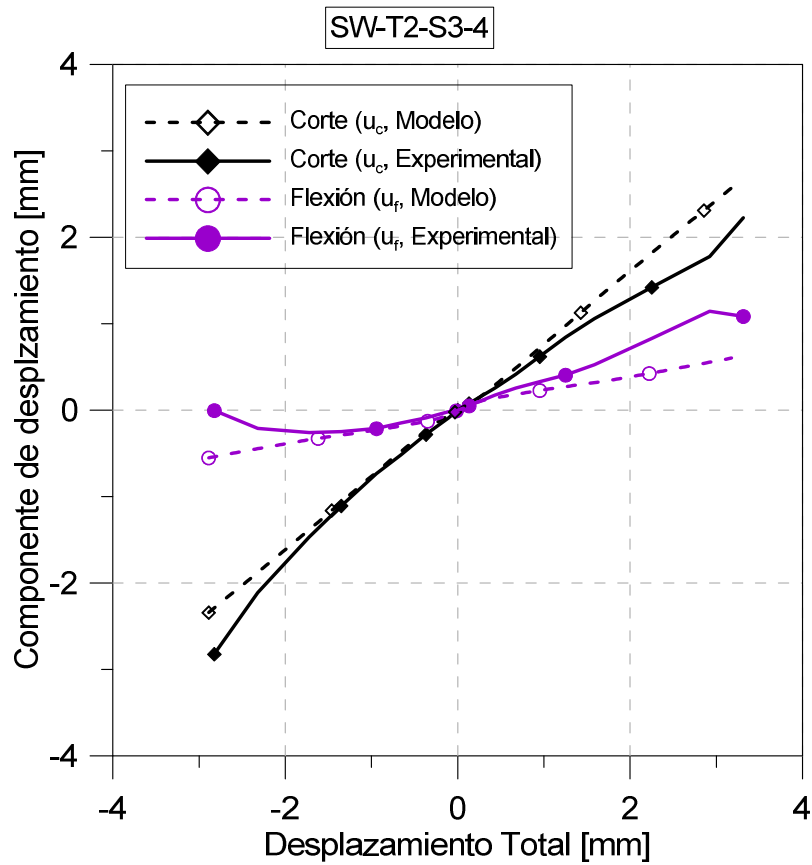


Figura C.11 Comparación componentes de respuesta SW-T2-S3-4.

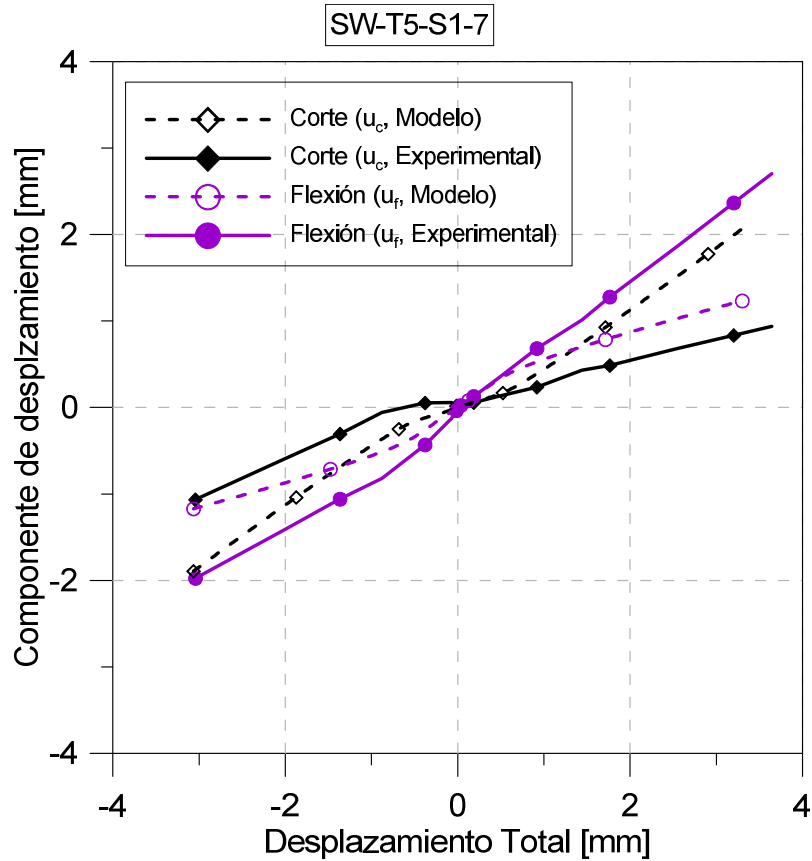


Figura C.12 Comparación componentes de respuesta SW-T5-S1-7.

C.3 Perfil de expansión lateral.

Al igual que en el punto C.3 los gráficos expuestos en esta sección siguen el formato presente en el cuerpo del trabajo. Naturalmente, tampoco es posible mostrar resultados referentes a los muros 5 y 6.

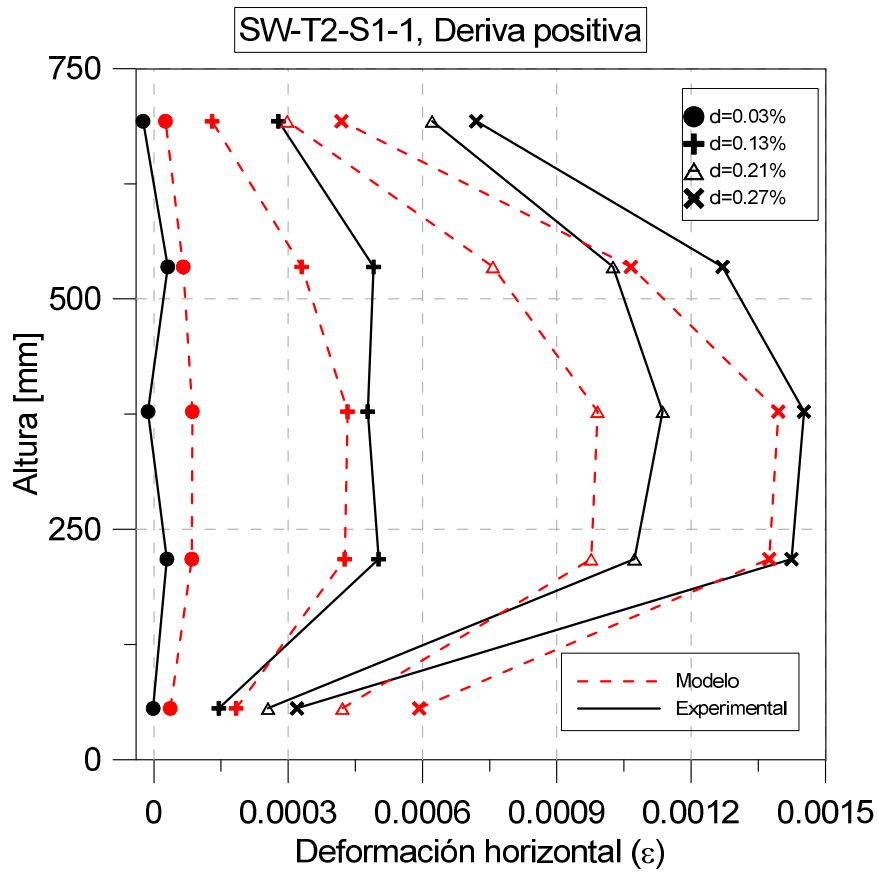


Figura C.13 Perfil de expansión lateral SW-T2-S1-1, deriva positiva.

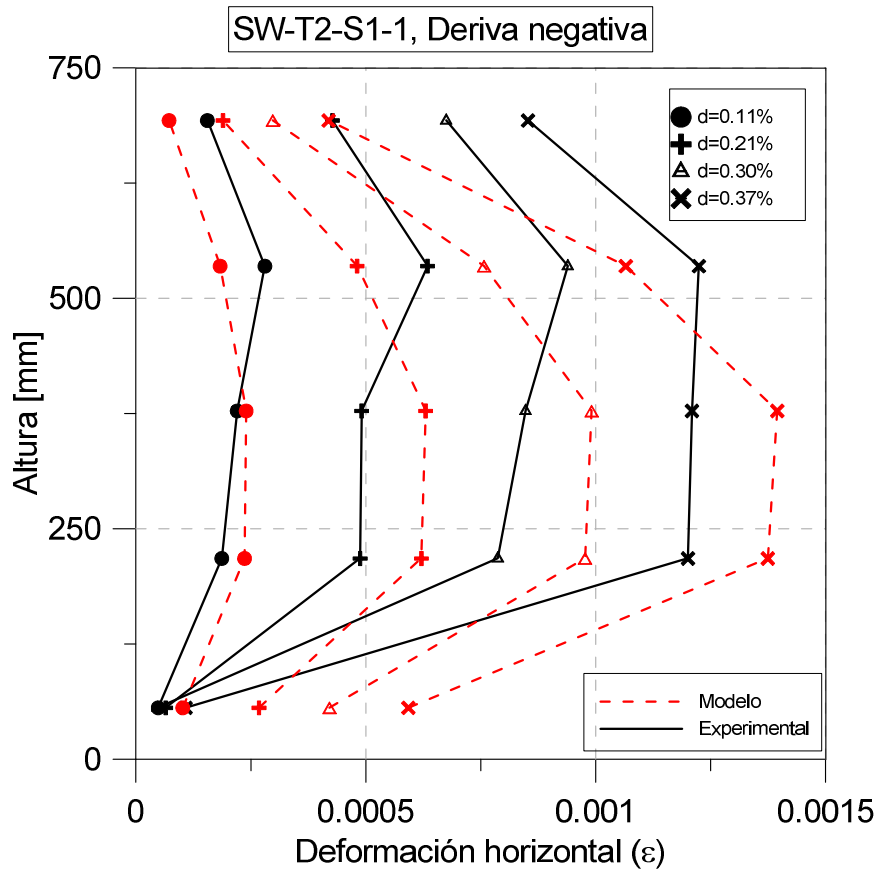


Figura C.14 Perfil de expansión lateral SW-T2-S1-1, deriva negativa.

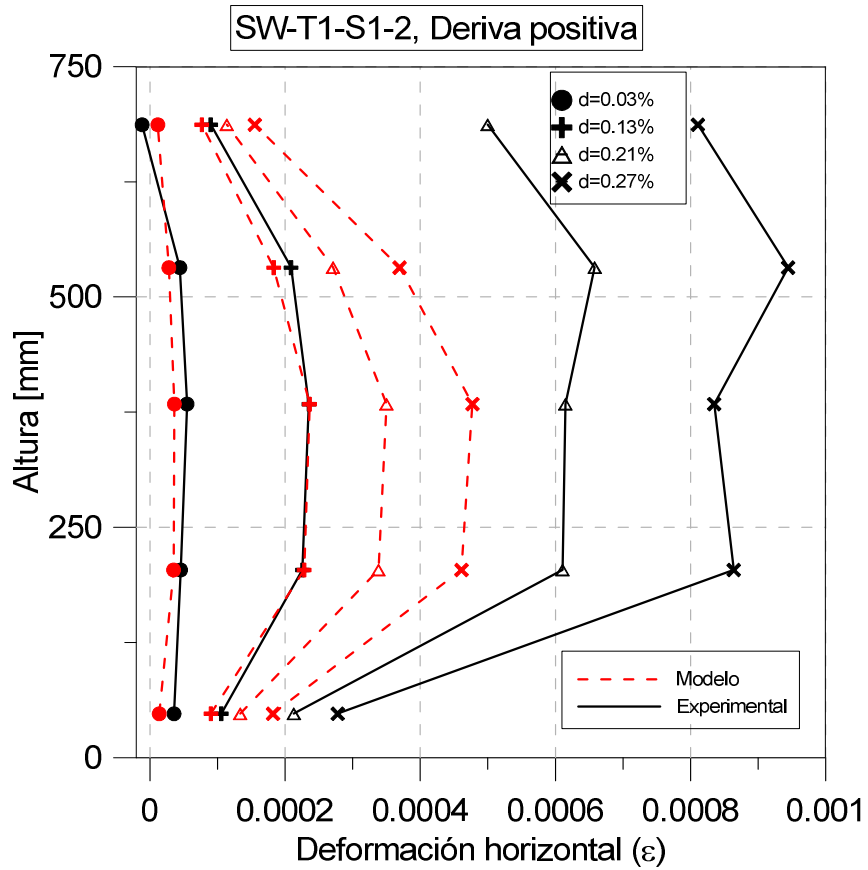


Figura C.15 Perfil de expansión lateral SW-T1-S1-2, deriva positiva.

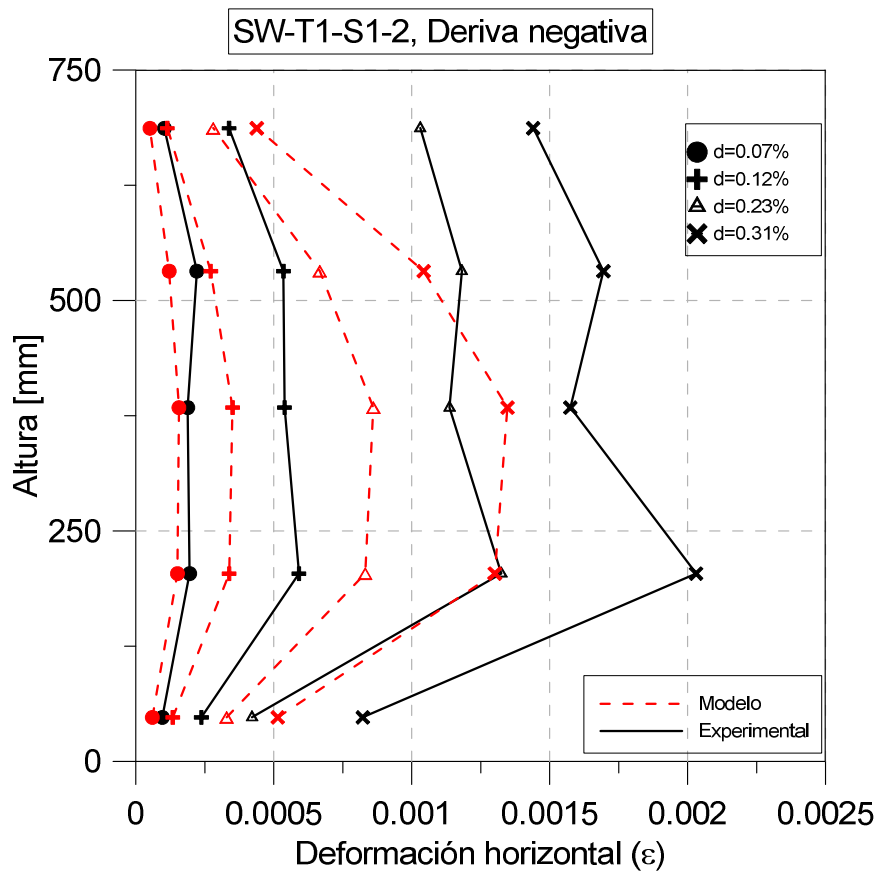


Figura C.16 Perfil de expansión lateral SW-T1-S1-2, deriva negativa.

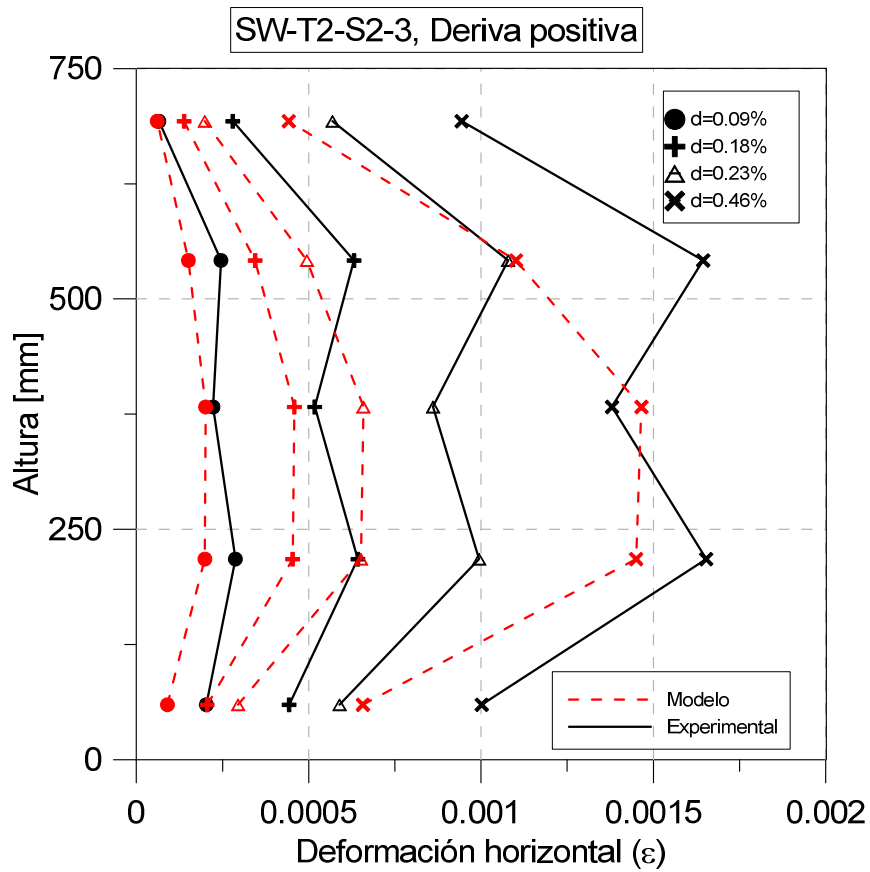


Figura C.17 Perfil de expansión lateral SW-T2-S2-3, deriva positiva.

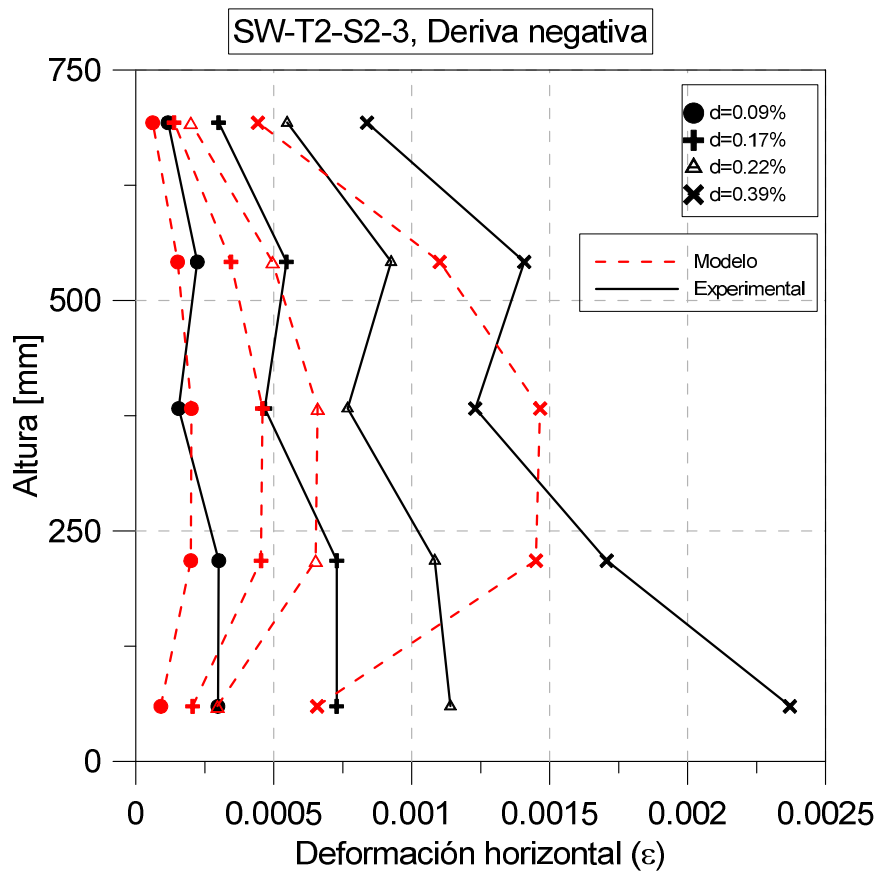


Figura C.18 Perfil de expansión lateral SW-T2-S2-3, deriva negativa.

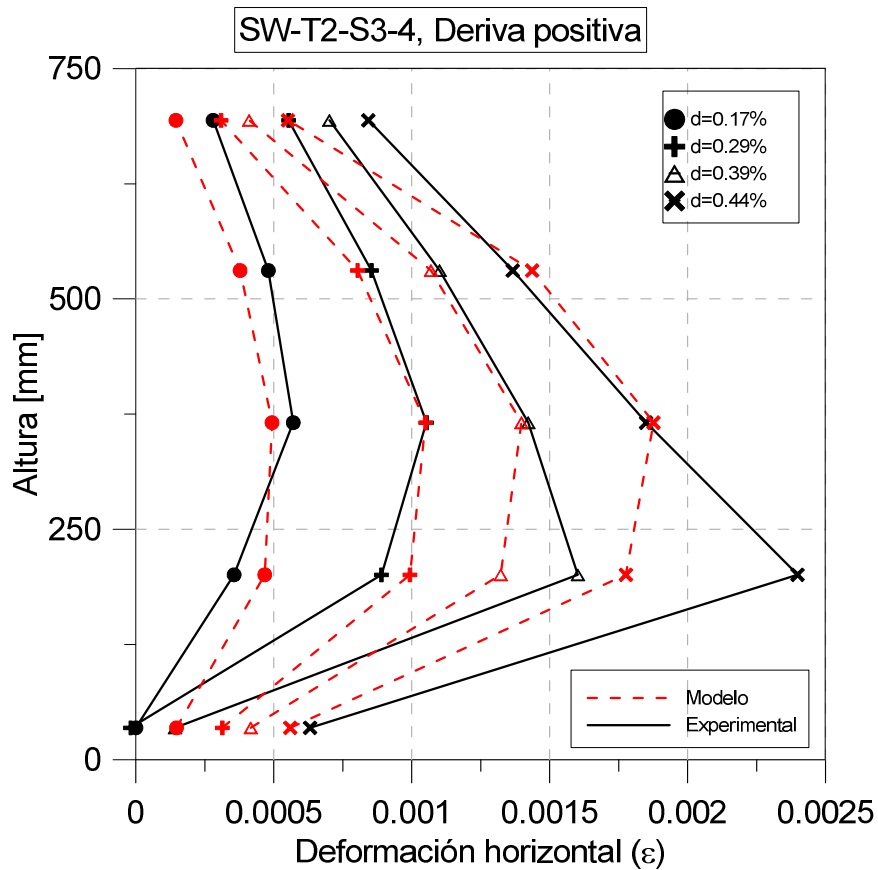


Figura C.19 Perfil de expansión lateral SW-T2-S3-4, deriva positiva.

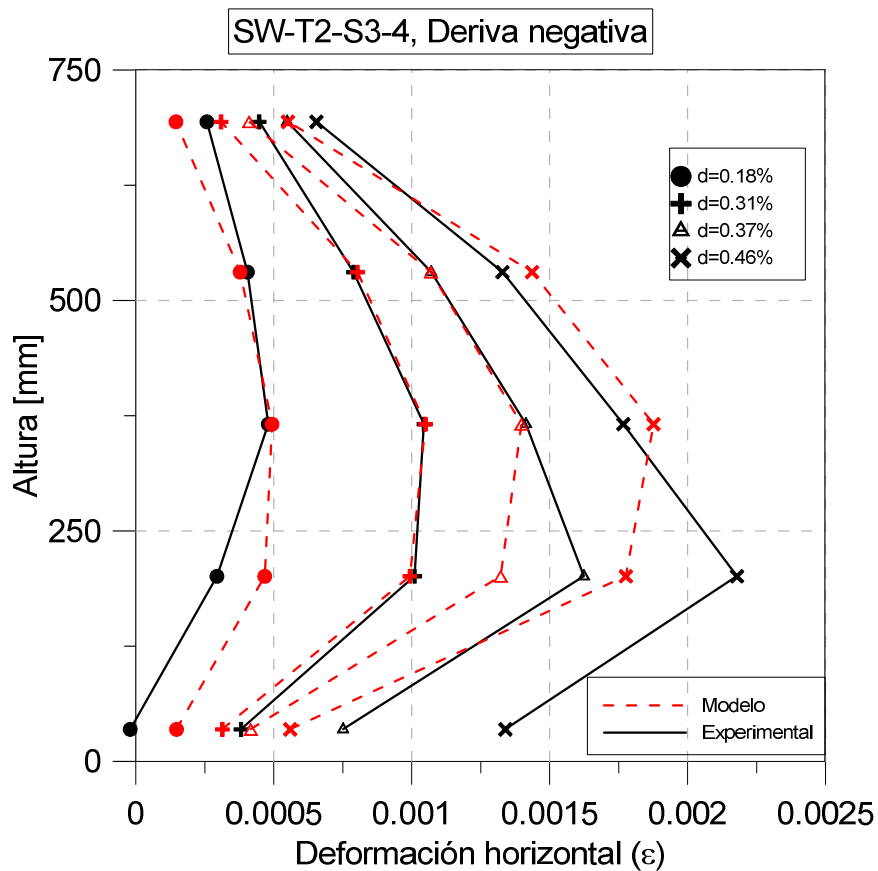


Figura C.20 Perfil de expansión lateral SW-T2-S3-4, deriva negativa.

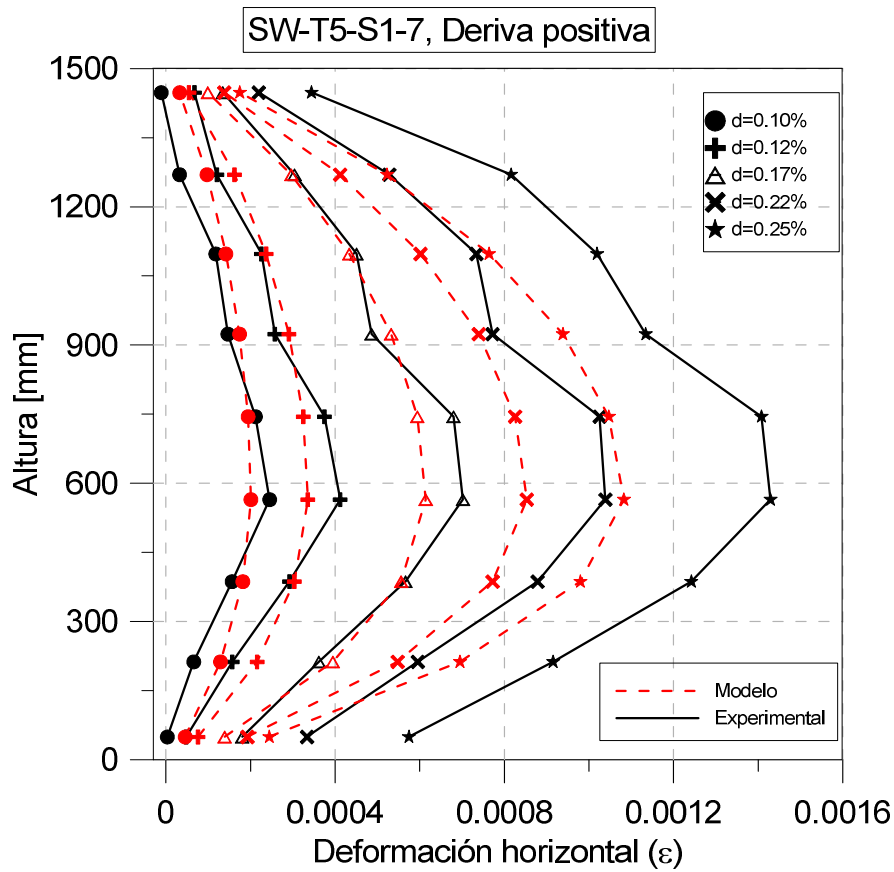


Figura C.21 Perfil de expansión lateral SW-T5-S1-7, deriva positiva.

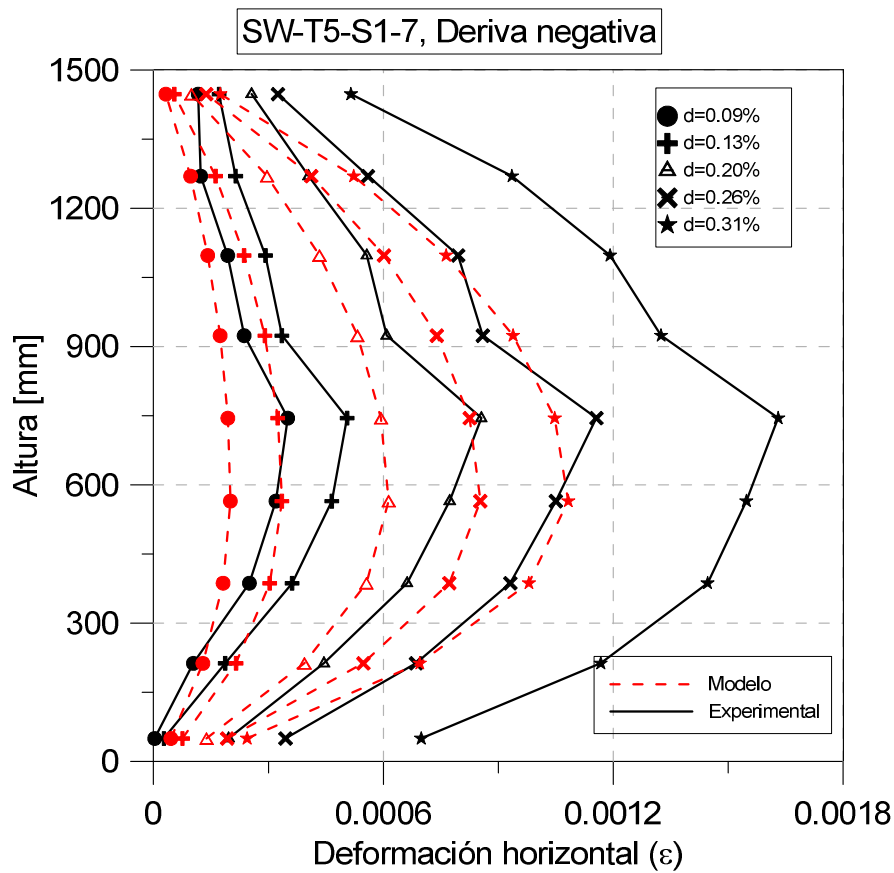


Figura C.22 Perfil de expansión lateral SW-T5-S1-7, deriva negativa.

ANEXO D.

Detalle:

El contenido de este apéndice es el detalle de las características de los muros ensayados en los programas UCH y UCLA empleados para el análisis del efecto de la carga axial.

Tabla D.1 Parámetros empleados en el análisis de carga axial para la modelación de muros ensayados en los programas UCH y UCLA.

Test	PROGRAMA UCH			PROGRAMA UCLA				
	No. 9	No. 10	No. 11	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No.9
h [cm]	75,0	75,0	75,0	121,9	121,9	121,9	121,9	121,9
l [cm]	150,0	150,0	150,0	137,2	137,2	137,2	137,2	137,2
b [cm]	12,0	12,0	12,0	15,2	15,2	15,2	15,2	15,2
l _w [cm]	124,0	124,0	124,0	111,8	111,8	111,8	111,8	111,8
D _L [cm]	13,0	13,0	13,0	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7
% Carga axial	0,0	5,1	9,9	10,9	10,8	5,8	5,8	0,9
Acero en malla vertical	l							
Fy [Mpa]	584	584	584	424	424	424	424	424
b	0,0069	0,0069	0,0069	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008
ρ [%]	0,340	0,340	0,340	0,231	0,231	0,231	0,231	0,231
Acero en malla horizontal								
Fy [Mpa]	584	584	584	424	424	424	424	424
b	0,0069	0,0069	0,0069	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008
ρ [%]	0,340	0,340	0,340	0,278	0,278	0,278	0,278	0,278
Acero de refuerzo de borde								
Fy [Mpa]	473	473	473	424	424	424	424	424
b	0,0361	0,0361	0,0361	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008
ρ [%]	5,150	5,150	5,150	1,333	1,333	1,333	1,333	1,333
Hormigón								
fc' [Mpa]	24,0	26,3	27,0	28,3	31,4	31,9	32,0	29,9

h: Altura, l: largo, b: espesor, l_w: longitud alma, D_L: Longitud elemento de borde, F_y: Tensión de fluencia, b: Parámetro de endurecimiento, ρ: Cuantía, f'_c: Capacidad del hormigón a la compresión