



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

**ESTIMACIÓN ANALÍTICA DE LA CAPACIDAD AL CORTE DE MUROS  
CORTOS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE UN MODELO PANEL**

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

**MARCO ANTONIO ULLOA LANAS**

**PROFESOR GUÍA:  
LEONARDO MASSONE SANCHEZ**

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

**SANTIAGO DE CHILE**

**2013**

RESUMEN DE LA MEMORIA  
PARA OPTAR AL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL  
POR: MARCO ULLOA L.  
FECHA: 08/04/2013  
PROF.GUÍA: Sr. LEONARDO MASSONE S.

Los muros cortos de hormigón armado son usados comúnmente en estructuras las cuales necesitan tener resistencia a demandas sísmicas, es por esta razón que es necesario poder tener una herramienta que permita construir la respuesta carga-desplazamiento, y más importante aún que permita determinar la capacidad máxima que resiste el elemento estructural.

En este trabajo se implementan modelos para predecir la capacidad al corte de muros cortos de hormigón armado mediante la formulación tipo panel. Esta formulación considera al muro de hormigón armado como un solo elemento, el cual representa el estado de deformaciones y tensiones promedio del muro corto. Se asume que la dirección principal de tensiones del elemento, es igual a la dirección principal de deformaciones con el fin de simplificar el análisis. Para representar el comportamiento de los materiales se utilizan leyes constitutivas recomendadas en la literatura, en el caso del hormigón se considera la degradación de la capacidad de compresión debido a las fisuras provocadas por la tracción en el hormigón. Para poder obtener la zona de degradación de la curva carga-desplazamiento, se modificaron las leyes constitutivas del acero de refuerzo distribuido vertical, agregando la descarga cíclica de éste con el fin de poder predecir la deformación en la cual comienza la degradación del muro

Los modelos implementados se pueden diferenciar en dos categorías; (i) modelos con ángulo variable y (ii) modelos con ángulo fijo. En el primer caso, se considera que la dirección principal de tensiones y deformaciones (dirección de la falla), es variable para cada estado de desplazamiento, lo que genera inconsistencia en la predicción de la deformación del puntal de compresiones para niveles altos de deriva. Para los modelos con ángulo fijo se propone una dirección de falla fija la cual depende de la relación de aspecto y el nivel de carga axial. Esta dirección es obtenida, suponiendo el estado de deformación del elemento tipo panel mediante las calibraciones de expansión lateral (Massone, 2010) y expansión vertical del muro (utilizada en el trabajo de Villar, 2010).

En términos de capacidad, los resultados de las comparaciones con la base de datos experimental de 252 ensayos revelan que los modelos con ángulo fijo tienen mejores predicciones que los modelos de ángulo variable. La razón promedio entre la capacidad predicha versus la capacidad experimental son valores cercanos a uno, y a su vez tienen un menor nivel de dispersión. Los valores promedios son iguales a: 0.77 para mod. " $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_L$ ", 0.78 para mod. " $\varepsilon_t$  y  $\sigma_L = N/A$ " 0.97 para mod. " $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$ ", 0.87 para mod. " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$ ", 0.85 mod. " $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$  y  $\sigma_L = N/A$ ". Las dispersiones fueron iguales a: 0.31, 0.28, 0.27, 0.24 y 0.24 respectivamente

Se compara las repuestas globales predichas por los modelos de ángulo fijo con los datos experimentales, Terzioğlu (2011). Los modelos con ángulo fijo sobreestiman la deformación experimental, teniendo un nivel de dispersión no despreciable. Para muros con poca cuantía de refuerzo distribuido los modelos no logran capturar la respuesta carga-desplazamiento, sobreestimando de sobremanera la ductilidad del muro.

## AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco a mis padres Fernando Ulloa Reyes y María Soledad Lanas por la forma en la que me educaron, basada en la libertad y el amor. Agradezco a mi Padre y a mi hermano Nicolás Ulloa Lanas por ayudarme a conocer mis habilidades matemáticas y físicas, sin las cuales mi destino habría sido otro.

Agradezco a mi profesor guía, Leonardo Massone, por darme la oportunidad de realizar este trabajo y por tener una muy buena disposición para ayudarme con todas las dudas que surgieron en el camino.

Agradezco a Patricia Sigoña por brindarme su apoyo y amor en este largo proceso, teniendo una voluntad inmensa para cooperarme en cualquier cosa que necesitara para realizar este trabajo.

Agradezco a mis amigos Francisco Abarca, Patricio Ahumada, Enzo De Vico y Diego Soto por ser parte de mis amistades más importantes durante estos años universitarios.

Por último, quiero dedicarle este trabajo a mi primo Matías Errázuriz Lanas quién me enseñó que la vida hay que disfrutarla a cada instante como si fuera el último, quién me enseñó que somos afortunados de poder tener salud para realizar nuestros sueños, quién me enseñó a nunca dejar de tener en cuenta de que somos mortales, quién me enseñó a dar amor sin esperar nada de vuelta.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>9</b>
1.1. Antecedentes generales.....	9
1.2. Objetivos. ....	9
1.2.1. Objetivo General.....	9
1.2.2. Objetivos Específicos .....	10
1.3. Metodología. ....	10
1.3.1. Introducción .....	10
1.3.2. Modelo tipo Panel de Kaseem et al (2010) para muros cortos. ....	10
1.3.3. Modelo tipo Panel modificado para muros cortos. ....	10
1.3.4. Comparación de base de datos con ecuaciones de la literatura .....	10
1.3.5. Implementación del modelo Kaseem et al (2010). ....	11
1.3.6. Respuesta cíclica de modelos de ángulo fijo. ....	11
1.3.7. Conclusiones. ....	11
<b>2. MODELO TIPO PANEL DE KASEEM PARA MUROS CORTOS.....</b>	<b>12</b>
2.1. Resumen modelo Kaseem et al (2010).....	12
2.2. Modelo geométrico.....	12
2.3. Condiciones de equilibrio y compatibilidad.....	13
2.4. Leyes constitutivas de los materiales. ....	15
2.4.1. Comportamiento del hormigón armado. ....	15
2.4.2. Comportamiento del acero de refuerzo. ....	17
2.5. Algoritmo de solución. ....	17
<b>3. MODELO TIPO PANEL MODIFICADO PARA MUROS CORTOS.....</b>	<b>19</b>
3.1. Modificaciones .....	19
3.2. Descripción datos experimentales .....	22
3.3. Modelos con ángulo variable.....	22
3.3.1. Modelo $\varepsilon_t$ y $\varepsilon_L$ calibrados.....	23
3.3.2. Modelo $\varepsilon_t$ calibrado y $\sigma_L = N/A$ .....	26
3.4. Modelos con ángulo fijo.....	27

3.4.1.	Modelo $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$ y $\sigma_L = N/A$ .....	30
3.4.2.	Modelo $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$ y $\sigma_L = N/A$ .....	30
3.4.3.	Modelo $\alpha_{(f_c=f_{ut}=0)}$ y $\sigma_L = NA$ .....	31
3.5.	Comparación de parámetros estadísticos de los modelos implementados.....	35
3.6.	Tendencias generales.....	37
3.6.1.	Sensibilidad a la relación de aspecto ( $H_w/L_w$ ).....	37
3.6.2.	Sensibilidad al parámetro $\rho_L f_{yL}$ y $\rho_t f_{yt}$ .....	39
3.6.3.	Sensibilidad al parámetro $N/f'_c t_w L_w$ .....	42
3.6.4.	Sensibilidad al parámetro $f'_c$ .....	44
3.6.5.	Sensibilidad a la forma del muro y condiciones de borde.....	46
3.6.6.	Sensibilidad a la tensión de corte promedio ( $\tau_{Lt}$ ) observada en el ensayo.	48
3.6.7.	Resumen tendencias generales. ....	50
3.7.	Tendencias específicas.....	51
3.7.1.	Variación de la cantidad de armadura distribuida vertical ( $\rho_L f_{yL}$ ).....	51
3.7.2.	Variación de la cantidad de armadura distribuida horizontal ( $\rho_t f_{yt}$ ). ....	52
3.7.3.	Variación de la capacidad de compresión del hormigón ( $f'_c$ ).....	53
3.7.4.	Variación de la relación de aspecto ( $H_w/L_w$ ).....	54
3.7.5.	Variación del nivel de carga axial ( $N/f'_c A_g$ ).....	55
<b>4.</b>	<b>COMPARACION CON MODELOS SIMPLES DE LA LITERATURA.....</b>	<b>58</b>
4.1.	Instituto Americano de Hormigón (ACI 318-08 Cap.21).....	58
4.2.	Código Mexicano (MCBC-04).....	59
4.3.	Código Europeo (EC8, 1988).....	59
4.4.	Código Nueva Zelanda (NZS-06).....	60
4.5.	Comparación modelos literatura con resultados experimentales.....	61
<b>5.</b>	<b>COMPARACIÓN DE PREDICCIONES DE CAPACIDAD DEL MODELO KASEEM ET AL (2010) CON MODELO “<math>\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}</math> y <math>\sigma_L = N/A</math>”.....</b>	<b>64</b>
5.1.	Comparación con base de datos original menos ensayos sin armadura vertical y horizontal (225 ensayos).....	64
5.2.	Tendencias generales Kaseem (2010).....	65
5.2.1.	Sensibilidad a la relación de aspecto ( $H_w /L_w$ ),Kaseem et al (2010). ....	65
5.2.2.	Sensibilidad a los parámetros $\rho_L f_{yL}$ y $\rho_t f_{yt}$ ,Kaseem et al (2010).....	66
5.2.3.	Sensibilidad al parámetro $N/f'_c t_w L_w$ Kaseem et al (2010).. ....	67

5.2.4.	Sensibilidad al parámetro $f'_c$ Kaseem et al (2010).....	68
5.2.5.	Sensibilidad a la forma del muro y condiciones de borde Kaseem et al (2010)..	68
5.2.6.	Sensibilidad a la tensión de corte promedio ( $\tau_{Lt}$ ) observada en el ensayo Kaseem et al (2010).....	69
5.2.7.	Resumen tendencias generales Kaseem et al (2010). .....	70
5.3.	Comparación $\alpha_{ensayo}$ , $\alpha_{Kaseem}$ y $\alpha_{(fc=0.5fct)}$ .....	71
<b>6.</b>	<b>RESPUESTA CÍCLICA MODELOS CON ÁNGULO FIJO .....</b>	<b>73</b>
6.1.	Ley constitutiva cíclica acero de refuerzo.....	73
6.2.	Ley constitutiva cíclica hormigón en dirección principal. ....	74
6.3.	Descripción muros ensayados, Terzioğlu (2011). ....	74
6.4.	Comparación modelos ángulo fijo vs respuesta global ensayos. ....	75
6.4.1.	Comparación capacidad máxima modelos ángulo fijo vs capacidad experimental. ....	75
6.4.2.	Comparación curva carga-desplazamiento modelos con ángulo fijo vs envolvente respuesta experimental. ....	78
<b>7.</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>84</b>
	<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>88</b>
	<b>ANEXO A:.....</b>	<b>90</b>
	<b>ANEXO B:.....</b>	<b>103</b>

## INDICE DE FIGURAS

<b>Figura 2.1.</b> Configuración geométrica muro corto de hormigón armado y estado tensional del elemento A, Kaseem et al (2010). .....	13
<b>Figura 2.2.</b> Puntal de compresión del elemento panel, Kaseem et al (2010) .....	13
<b>Figura 2.3.</b> Curva de hormigón armado en compresión, Zhang y Hasu (1998). .....	15
<b>Figura 2.4.</b> Curva de hormigón armado en tracción Gupta y Rangan (1998). .....	16
<b>Figura 2.5.</b> Ley constitutiva acero de refuerzo distribuido vertical y horizontal. ....	17
<b>Figura 3.1.</b> Modelo de interacción flexión-corte (Massone, 2010). .....	19
<b>Figura 3.2.</b> Elemento de interacción flexión-corte (Massone, 2010). .....	20
<b>Figura 3.3.</b> Variación del ángulo del puntal en función de la deriva para modelo $\varepsilon_t$ y $\varepsilon_L$ calibrados, a) Muros con carga axial (T-5 Massone) b) Muros sin carga axial (G-8 Gallety) .....	24
<b>Figura 3.4.</b> Curva carga-desplazamiento y deformación puntal-desplazamiento para modelo $\varepsilon_t$ y $\varepsilon_L$ calibrados, a) Muros con carga axial (T-5 Massone) b) Muros sin carga axial (G-8 Gallety) .....	25
<b>Figura 3.5.</b> Variación del ángulo del puntal en función de la deriva para modelo $\varepsilon_t$ calibrado y $\sigma_L = N/A$ . .....	26
<b>Figura 3.6.</b> Variación en predicción modelo en función del estado tensional para el cual se fija la dirección de falla. ....	28
<b>Figura 3.7.</b> Curva carga-desplazamiento y deformación puntal-desplazamiento para modelos con ángulo fijo , ensayado por Endo, ID 5 Reporte de Hirosawa, 1975. ....	32
<b>Figura 3.8.</b> Curva carga-desplazamiento y deformación puntal-desplazamiento para modelos con ángulo fijo , ensayado por Hirosawa, ID 53 Reporte de Hirosawa, 1975. .	33
<b>Figura 3.9.</b> Sensibilidad al parámetro $\rho_t f_{yt} / \rho_L f_{yL}$ .....	34
<b>Figura 3.10.</b> Comparación de parámetros estadísticos de modelos implementados. ....	35
<b>Figura 3.11.</b> % de predicción de falla a corte y flexión para cada modelo implementado. ....	36
<b>Figura 3.12.</b> $V_{Modelo} / V_{Ensayo}$ vs $H_w / L_w$ . .....	38
<b>Figura 3.13.</b> $V_{Modelo} / V_{Ensayo}$ vs $\rho_L f_{yL}$ .....	40
<b>Figura 3.14.</b> $V_{Modelo} / V_{Ensayo}$ vs $\rho_t f_{yt}$ . .....	41
<b>Figura 3.15.</b> $V_{Modelo} / V_{Ensayo}$ vs $N / f'_c t_w L_w$ . .....	43
<b>Figura 3.16.</b> $V_{Modelo} / V_{Ensayo}$ vs $f'_c$ .....	45
<b>Figura 3.17.</b> $V_{Modelo} / V_{Ensayo}$ vs Forma sección muro y $V_{Modelo} / V_{Ensayo}$ vs Condiciones de borde. ....	47
<b>Figura 3.18.</b> $V_{Modelo} / V_{Ensayo}$ vs $V_{Ensayo} / t_w L_w$ .....	49
<b>Figura 3.19.</b> Comparación del % de variación en el rango del parámetro estudiado. ....	50
<b>Figura 3.20.</b> Impacto en la capacidad lateral provocado por el aumento en la cantidad de armadura vertical. ....	52
<b>Figura 3.21.</b> Impacto en la capacidad lateral provocado por el aumento en la cantidad de armadura distribuida horizontal. ....	53
<b>Figura 3.22.</b> Impacto en la capacidad lateral provocado por el aumento en la cantidad de armadura distribuida horizontal. ....	54

<b>Figura 3.23.</b> Impacto en la capacidad lateral provocado por el aumento en la cantidad de armadura distribuida horizontal. ....	55
<b>Figura 3.24.</b> Comparación entre evidencia experimental y predicción de modelos del impacto en la capacidad lateral provocado por el aumento del nivel de carga axial. ....	56
<b>Figura 3.25.</b> Predicción del impacto en la capacidad lateral provocado por el aumento del nivel de carga axial (0% hasta un 65% de $N/f_c A_g$ ). ....	57
<b>Figura 4.1.</b> Comparación de parámetros estadísticos de modelos literatura y modelo ángulo fijo. ....	62
<b>Figura 5.1.</b> $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$ vs $H_w/L_w$ .....	66
<b>Figura 5.2.</b> $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$ vs $\rho_L f_{yL}$ , $\rho_t f_{yt}$ .....	67
<b>Figura 5.3.</b> $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$ vs $N/f_c t_w L_w$ .....	67
<b>Figura 5.4.</b> $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$ vs $f_c$ .....	68
<b>Figura 5.5.</b> $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$ vs Forma sección muro y condición de borde.....	69
<b>Figura 5.6.</b> $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$ vs $V_{Ensayo}/t_w L_w$ .....	70
<b>Figura 5.7.</b> Comparación del % de variación en el rango del parámetro estudiado.....	71
<b>Figura 5.8.</b> Comparación entre ángulos puntal de ensayo, modelo Kaseem et al (2010) y modelo $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$ .....	72
<b>Figura 6.1.</b> Ley constitutiva cíclica acero de refuerzo.....	73
<b>Figura 6.2.</b> Ley constitutiva cíclica hormigón en compresión.....	74
<b>Figura 6.3.</b> Comparación capacidad máxima experimental vs modelos ángulo fijo.....	76
<b>Figura 6.4.</b> Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T2-S1-1 .....	78
<b>Figura 6.5.</b> Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T1-S1-2 .....	79
<b>Figura 6.6.</b> Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T6-S1-8 .....	79
<b>Figura 6.7.</b> Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T1-S2-9 .....	80
<b>Figura 6.8.</b> Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T1-N5-S1-10.....	80
<b>Figura 6.9.</b> Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T1-N10-S1-11.....	81
<b>Figura B.0.1.</b> Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T2-S1-3.....	104
<b>Figura B.0.2.</b> Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T1-S3-4.....	104
<b>Figura B.0.3.</b> Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T3-S1-5.....	105
<b>Figura B.0.4.</b> Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T5-S1-6.....	105
<b>Figura B.0.5.</b> Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T5-S1-7.....	106



# **1. INTRODUCCIÓN**

## **1.1. Antecedentes generales.**

En un país sísmico como Chile es de gran importancia que los muros de hormigón armado que componen la gran mayoría de estructuras tengan un buen desempeño durante algún evento sísmico. Para ello es fundamental contar con una buena herramienta de análisis para poder predecir el comportamiento que tendrán estos elementos estructurales ante eventuales sollicitaciones sísmicas.

Dentro de los muros de hormigón armado, existen los llamados muros cortos (relación de altura vs ancho menor que dos) los cuales son muy comunes en plantas nucleares, fachadas, y a nivel de estacionamientos en edificios tanto habitacionales como de oficinas.

En las estructuras de hormigón armado se pueden diferenciar dos regiones; la B y la D. Las regiones B son aquellas alejadas de la zona de aplicación de las cargas y debido a esto es posible aplicar la hipótesis de Bernoulli siguiendo la teoría de flexión. Las regiones D son aquellas que se encuentran cercanas a los puntos de aplicación de las cargas en donde los esfuerzos no se distribuyen uniformemente y las secciones planas no se mantienen planas. En el caso de los muros cortos la región característica es la D dado su geometría, poca esbeltez y que los flujos de carga son sumamente distorsionados. Es por esto que es necesario un método de modelamiento que nos permita predecir el comportamiento de estos muros, además de un conocimiento del tipo de fallas y fuerzas que afectan a los muros cortos.

En esta memoria se implementa un modelo tipo panel para la determinación de la capacidad al corte de muros cortos. Este modelo está basado en el modelo de Kaseem et al. (2010). El modelo de Kaseem et al. (2010) estima el ángulo de inclinación de la compresión diagonal calibrando los valores del ángulo del puntal que mejor se ajusta a la capacidad de corte vista en los ensayos. El modelo implementado en esta memoria obtiene este valor utilizando la expansión lateral (Massone, 2010) y vertical del muro (usada en el trabajo de Villar, 2010).

## **1.2. Objetivos.**

### **1.2.1. Objetivo General**

El objetivo general de esta memoria es determinar la capacidad al corte de muros cortos de hormigón armado utilizando un modelo tipo panel que considera la degradación de la capacidad resistente del hormigón y la estimación de la inclinación de la falla considerando la expansión lateral (Massone, 2010) y vertical del muro (utilizada en el trabajo de Villar, 2010).

## 1.2.2. Objetivos Específicos

- Analizar y comparar la capacidad del corte obtenido mediante el modelo tipo panel con una base de datos ya existente que tiene 252 ensayos de muros con relación de aspecto menor a 2 con diferentes condiciones de borde (curvatura simple y curvatura doble).

- Comparar los resultados de capacidad al corte obtenidos en el presente estudio con algunas ecuaciones disponibles en la literatura.

- Implementación el modelo de Kaseem et al (2010) para obtener la capacidad al corte y comparar estos resultados con la base de datos existente.

- Comparación de respuesta global teórica predicha por el modelo implementado con la respuesta global experimental de muros ensayados por Terzioğlu (2011).

## 1.3. Metodología.

Para lograr el objetivo planteado se realiza las etapas siguientes:

### 1.3.1. Introducción

En este primer capítulo se presenta la motivación, los objetivos y la metodología a usar.

### 1.3.2. Modelo tipo Panel de Kaseem et al (2010) para muros cortos.

Se describe las características del modelo Kaseem et al (2010). Las características a describir son los supuestos, las características geométricas, las leyes constitutivas y las condiciones de compatibilidad.

### 1.3.3. Modelo tipo Panel modificado para muros cortos.

Se describe las modificaciones hechas al modelo de Kaseem et al (2010). Se implementan 5 modelos, los cuales se pueden dividir en modelos de ángulo variable y modelos de ángulo fijo. Los modelos implementados esta memoria plantea buscar el ángulo de inclinación de la compresión diagonal mediante la expansión del muro. Para ello se utilizan las calibraciones de expansión lateral (Massone, 2010) y expansión vertical del muro (utilizada en el trabajo de Villar, 2010). Además se describe la base de datos para posteriormente verificar los resultados predichos por los modelos implementados.

### 1.3.4. Comparación de base de datos con ecuaciones de la literatura

Se recopila la información de modelos existentes en la literatura los cuales describen fallas de corte en muros cortos de hormigón armado. Los resultados obtenidos con los diferentes modelos se comparan con los resultados de los ensayos y con el modelo implementado en éste trabajo.

1.3.5. Comparación de predicción de capacidad del modelo Kaseem et al (2010) con modelo “ $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$ ”.

Se reconstruye el modelo de Kaseem para obtener la capacidad al corte y además se comparan los resultados obtenidos mediante éste modelo con la base de datos disponible.

1.3.6. Respuesta cíclica de modelos de ángulo fijo.

Se implementa leyes constitutivas cíclicas para poder obtener la curva completa de carga-desplazamiento. Se contrasta la respuesta cíclica de los modelos con ángulo fijos propuestos con la respuesta experimental obtenida para una batería de 11 ensayos la cuál fue ejecutada por Terzioğlu (2011), Turquía.

1.3.7. Conclusiones.

Se presentan las conclusiones.

## **2. MODELO TIPO PANEL DE KASEEM PARA MUROS CORTOS.**

En este capítulo se presenta la formulación tipo panel utilizada por Kaseem et al (2010), pretendiendo explicar la teoría en la cual se basa, las leyes constitutivas consideradas en su modelación y los principales supuestos que propone para simplificar el análisis.

### **2.1. Resumen modelo Kaseem et al (2010)**

El modelo de Kaseem et al (2010), se basa en la teoría propuesta por Vecchio y Collins en 1986 [4], llamada "Compression Field Theory" la cual es capaz de predecir la respuesta de elementos de hormigón armado sometidos a carga lateral y carga axial. El concepto de hormigón fisurado es incorporado en esta teoría como un nuevo material con nuevas leyes constitutivas las cuales representan el comportamiento biaxial del hormigón en compresión.

Este modelo queda caracterizado por el análisis del estado tensional promedio del elemento de hormigón armado, aplicando ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y las respectivas leyes constitutivas del acero de refuerzo y del hormigón. El ángulo de inclinación de la falla propuesta por Kaseem et al (2010), la cual es considerada igual al ángulo de deformaciones y tensiones principales, fue encontrado como el valor del ángulo que mejor predecía la capacidad al corte de los muros para una base de datos de 100 ensayos.

La modelación del hormigón está basada en la ley constitutiva del hormigón propuesta por Zhang y Hsu (1998) [9], la cual representa el estado tensional en las direcciones principales del elemento de hormigón estudiado. Esta ley constitutiva considera la degradación de la curva de compresión del hormigón debido a la deformación de tracción que se produce en la dirección perpendicular al eje principal de compresión, lo que provoca fisuración en el hormigón, degradando la capacidad a la compresión.

Los muros a los cuales tiene alcance este modelo son aquellos en los que la dirección de la armadura vertical y horizontal coincide con los bordes verticales y horizontales del muro. Además de que la disposición de armadura se distribuya de manera uniforme a lo largo de la sección del muro.

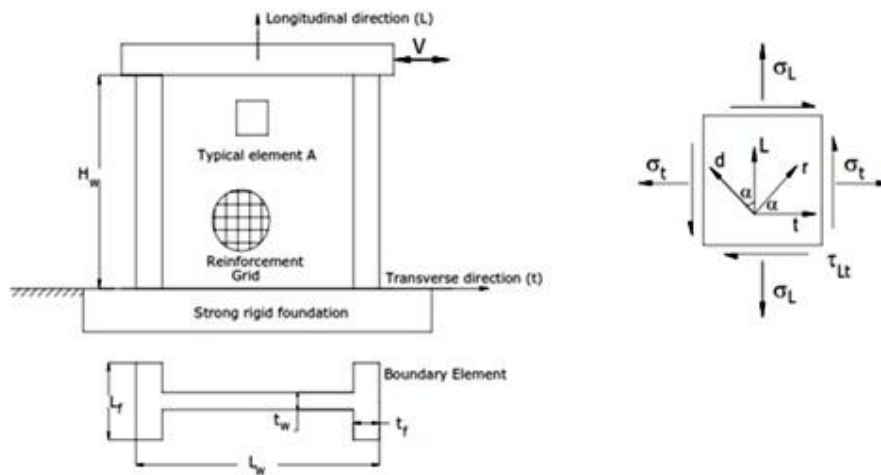
El análisis del estado de tensiones y de deformaciones promedio del elemento de hormigón armado en la dirección principal se hace utilizando el círculo de Mohr, asumiendo que la dirección principal de tensiones y deformaciones coincide.

La capacidad al corte en el muro corto queda determinada como el pick de la curva carga-desplazamiento.

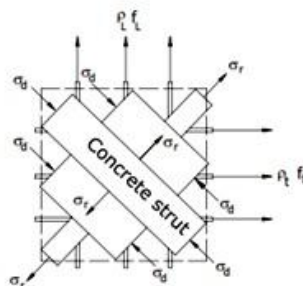
### **2.2. Modelo geométrico**

Una vez que se desarrolla la grieta diagonal en el elemento, las barras de acero estarán sujetas a tracción y el hormigón actuará como un puntal de compresión, lo que forma un conjunto de puntales de compresión y tensores de tracción. En la figura 2.1 se

muestra los refuerzos horizontales y verticales los cuales están orientados en las direcciones  $L$  y  $t$  formando el sistema de coordenadas  $L - t$ . La dirección del puntal de compresión es considerada en la dirección  $d$ , la cual está inclinada un ángulo  $\alpha$  con respecto a la dirección longitudinal de las barras verticales (figura 2.2). Esta dirección es considerada como la dirección principal de compresión del elemento, y la dirección perpendicular a ésta es denominada  $r$  (figura 2.3). Este nuevo sistema de coordenadas es denominado  $d - r$ .



**Figura 2.1.** Configuración geométrica muro corto de hormigón armado y estado tensional del elemento A, Kaseem et al (2010).



**Figura 2.2.** Puntal de compresión del elemento panel, Kaseem et al (2010)

### 2.3. Condiciones de equilibrio y compatibilidad.

Asumiendo que las barras de acero sólo están sometidas a tensiones de tracción y que la dirección principal de tensiones ocurre en un ángulo  $\alpha$  con respecto a la vertical, las ecuaciones que gobiernan el equilibrio en el sistema  $L-t$  quedan representadas de la siguiente manera:

$$\sigma_L = \sigma_d \cos^2 \alpha + \sigma_r \sin^2 \alpha + \rho_L f_L \quad (2.1)$$

$$\sigma_t = \sigma_d \sin^2 \alpha + \sigma_r \cos^2 \alpha + \rho_t f_t \quad (2.2)$$

$$\tau_{Lt} = (-\sigma_d + \sigma_r) \cos \alpha \sin \alpha \quad (2.3)$$

Donde " $f_L$ " y " $f_t$ " son la tensión promedio del refuerzo en las direcciones L y t respectivamente. Los parámetros " $\rho_L$ " y " $\rho_t$ " son las cuantías de acero correspondientes a las direcciones L y t respectivamente. Las tensiones " $\sigma_L$ " y " $\sigma_t$ " son las tensiones normales en las direcciones L y t y " $\tau_{Lt}$ " la tensión de corte en el plano L – t. Las tensiones " $\sigma_d$ " y " $\sigma_r$ " son las tensiones principales en la dirección de la falla.

Asumiendo que la distribución de tensiones en el alma del muro es uniforme, la fuerza de corte puede ser expresada como sigue:

$$V = \tau_{Lt} t_w d_w \quad (2.4)$$

Donde " $t_w$ " es el espesor del alma (figura 2.1) y " $d_w$ " es el largo horizontal del muro entre los centros de los elementos de borde (figura 2.1).

En el caso de que no haya elementos de borde " $d_w$ " se asume igual a " $0.8L_w$ " , donde " $L_w$ " es el largo del muro.

Para la compatibilidad de deformaciones se usa el mismo principio de transformación utilizado en las condiciones de equilibrio resultando las siguientes ecuaciones:

$$\varepsilon_L = \varepsilon_d \cos^2 \alpha + \varepsilon_r \sin^2 \alpha \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_d \sin^2 \alpha + \varepsilon_r \cos^2 \alpha \quad (2.6)$$

$$\gamma_{Lt} = 2(\varepsilon_r - \varepsilon_d) \cos \alpha \sin \alpha \quad (2.7)$$

Donde " $\varepsilon_L$ ", " $\varepsilon_t$ ", " $\varepsilon_d$ " y " $\varepsilon_r$ " son las deformaciones promedio en las direcciones L, t, d y r respectivamente. Y " $\gamma_{Lt}$ " es la deformación de corte promedio en el sistema de coordenadas L-t.

Asumiendo que la deformación en el techo del muro es mayormente gobernada por el esfuerzo de corte, es razonable considerar que ésta deformación puede ser calculada por la deformación de corte usando la siguiente igualdad:

$$\Delta = \gamma_{Lt} H_w \quad (2.8)$$

Donde " $H_w$ " es la altura del muro (figura 2.1).

## 2.4. Leyes constitutivas de los materiales.

### 2.4.1. Comportamiento del hormigón armado.

La ley constitutiva para el hormigón usada en este modelo es la propuesta por Zhang y Hasu (1998) la que considera la degradación de la capacidad a compresión del hormigón debido a la deformación de tracción en la dirección ortogonal a la de compresión.

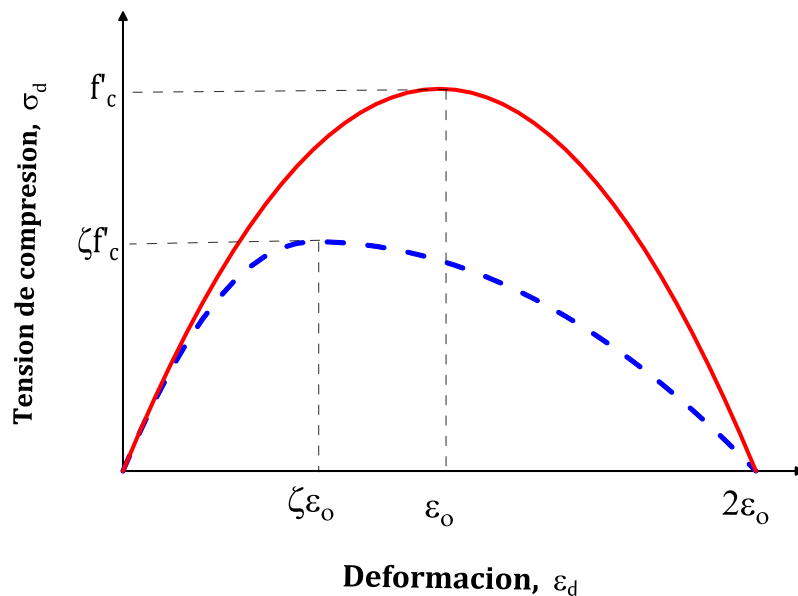
La dirección principal de deformaciones en el hormigón no necesariamente es la misma que la dirección principal de tensiones. Sin embargo Zhang y Hsu consideran una simplificación al asumir que el eje principal de deformaciones y tensiones coinciden.

Como se explicó anteriormente, la tensión principal en el concreto  $\sigma_d$  no sólo es función de la deformación principal  $\varepsilon_d$  si no que también de la deformación en la otra dirección principal  $\varepsilon_r$ . Las ecuaciones que representan este modelo son las siguientes:

$$\sigma_d = -\zeta f'_c \left[ 2 \left( \frac{-\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \right) - \left( \frac{-\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \text{para } \varepsilon_d \leq \zeta \varepsilon_0 \quad (2.9)$$

$$\sigma_d = -\zeta f'_c \left[ 1 - \left( \frac{\frac{-\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} - 1}{\frac{2}{\zeta} - 1} \right)^2 \right] \quad \text{para } \varepsilon_d \leq \zeta \varepsilon_0 \quad (2.10)$$

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c}} \frac{1}{\sqrt{1+400\varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1+400\varepsilon_r}} \quad (2.11)$$



**Figura 2.3.** Curva de hormigón armado en compresión, Zhang y Hasu (1998).

Donde " $f'_c$ " es la tensión máxima de compresión de un cilindro estándar de hormigón (MPa), " $\sigma_d$ " es la tensión principal media del hormigón en la dirección d (positiva para tracción), " $\zeta$ " es el coeficiente de reducción, " $\varepsilon_d$ " y " $\varepsilon_r$ " son las

deformaciones principales medias en la dirección  $d$  y  $r$ , respectivamente (Positiva para tracción), " $\epsilon_0$ " deformación de un cilindro de concreto correspondiente a una tensión cilíndrica de " $f'_c$ ".

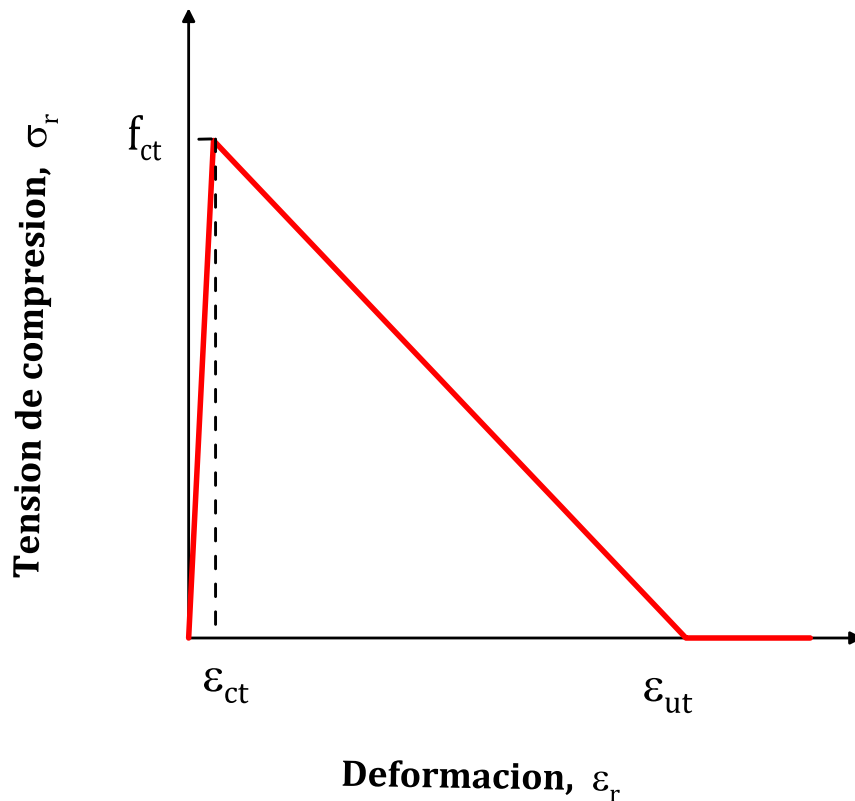
Bajo tracción, la ley constitutiva entre la tensión principal  $\sigma_r$ , y la deformación principal  $\epsilon_r$ , propuesta por Gupta y Rangan (1998) es la siguiente:

$$\sigma_r = E_c \epsilon_r \quad \text{para } 0 \leq \epsilon_r \leq \epsilon_{ct} \quad (2.12)$$

$$\sigma_r = f'_{ct} \frac{(\epsilon_{ut} - \epsilon_r)}{(\epsilon_{ut} - \epsilon_{ct})} \quad \text{para } \epsilon_{ct} < \epsilon_r \leq \epsilon_{ut} \quad (2.13)$$

$$\sigma_r = 0 \quad \text{para } \epsilon_{ut} < \epsilon_r \quad (2.14)$$

Donde, " $f'_{ct}$ " es la tensión de tracción del hormigón (MPa), tomada igual a  $0.4\sqrt{f'_c}$  con  $\epsilon_{ct} = f'_{ct}/E_c$ . La deformación última sobre la cual la tensión es cero, denominada como " $\epsilon_{ut}$ ", es igual a 0.002 ya que para un acero con tensión de fluencia de 400 Mpa, la deformación de fluencia es igual a 0.002. Es por esta razón que Gupta y Rangan (1998) considera que para niveles de deformación igual a 0.002 o superiores la resistencia de tracción del hormigón es despreciable.



**Figura 2.4.** Curva de hormigón armado en tracción Gupta y Rangan (1998).



## 2.4.2. Comportamiento del acero de refuerzo.

El modelo constitutivo del acero es uniaxial, asumiendo que la tensión de corte desarrollada en el acero es cero. El comportamiento uniaxial se asume elasto-plástico, además de que existe perfecta adherencia entre el acero y el hormigón. La relación de tensión - deformación quedan definida como:

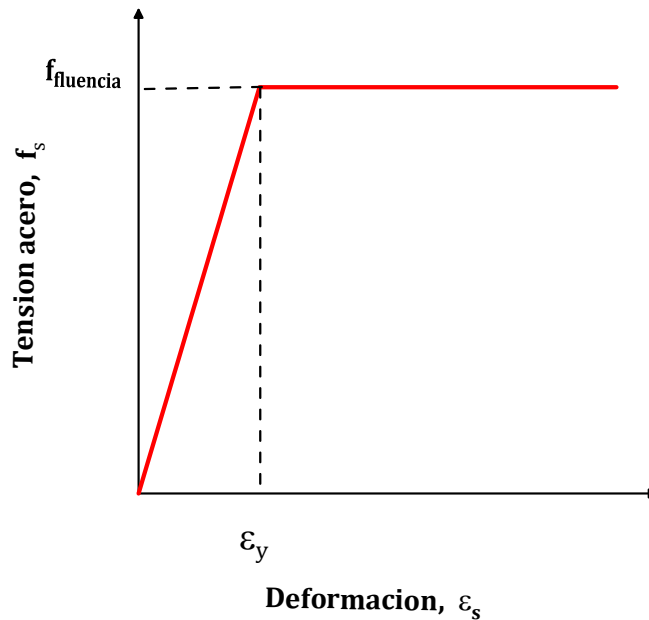
$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{para} \quad \varepsilon_s < \varepsilon_y \quad (2.15)$$

$$f_s = f_y \quad \text{para} \quad \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \quad (2.16)$$

Siendo " $E_s$ " el módulo elástico de las barras de acero, " $f_y$ " la tensión de fluencia del acero, " $f_s$ " y " $\varepsilon_s$ " la tensión y deformación del acero, respectivamente. Como se asume perfecta adherencia las deformaciones promedio del acero en los ejes L y t son iguales a las deformaciones promedio de las deformaciones del panel. Es decir,

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_t \quad \text{para el refuerzo transversal y}$$

$$\varepsilon_{sL} = \varepsilon_L \quad \text{para el refuerzo longitudinal.}$$



**Figura 2.5.** Ley constitutiva acero de refuerzo distribuido vertical y horizontal.

## 2.5. Algoritmo de solución.

El análisis de capacidad del corte del muro corto contiene 16 incógnitas:  $V, \sigma_L, \sigma_t, \tau_{Lt}, \sigma_d, \sigma_r, f_L, f_t, \alpha, \zeta, \Delta, \varepsilon_r, \varepsilon_d, \varepsilon_L, \varepsilon_t$  y  $\gamma_{Lt}$ . Y existen 13 ecuaciones dentro de las cuales están las de equilibrio, compatibilidad y las leyes constitutivas del material. Esta indeterminación es reducida especificando " $\gamma_{Lt}$ " en cada estado de carga, y calculando

la tensión longitudinal,  $\sigma_L$ , desde el equilibrio con la carga vertical “N” utilizando la siguiente expresión:

$$\sigma_L = \frac{N}{A} \quad (2.17)$$

Donde A es igual al área entre los centroides de los elementos de borde.

La otra indeterminación, Kaseem et al (2010) la reduce calibrando el ángulo  $\alpha$  de inclinación de la falla. Esta expresión calibra los valores de los ángulos de falla que mejor predicen la capacidad al corte de los muros de la base de datos de 100 ensayos, utilizando la formulación anteriormente expuesta.

La selección de los muros ensayados fueron muros solicitados a carga axial y lateral (68 muros) y otros sujetos a carga lateral solamente (32 muros).

Esta calibración consideró la relación que había entre el ángulo  $\alpha$  y una serie de parámetros que podían tener influencia. Entre éstos están las dimensiones geométricas, las cuantías de armadura, la capacidad del hormigón, y las cargas aplicadas al muro.

Las relaciones obtenidas por este estudio, se indican a continuación:

-Para muros sujetos a carga lateral y axial:

$$\alpha = 57.16x_1^2 - 117.6x_1 + 87.1 \quad (2.18)$$

Donde  $x_1 = (H_w/d_w)(N/A\sqrt{f'_c})^{0.1}$ .

-Para muros sujetos sólo a carga lateral:

$$\alpha = -7.339x_2^2 + 65.74x_2 - 87.67 \quad (2.19)$$

Donde  $x_2 = \sqrt{f'_c} + (\rho_l/f_{yL})/(\rho_t/f_{yt})^{0.1}$ .

En estas ecuaciones,  $H_w$  y  $d_w$  están en mm ; N en kN ; A , en mm<sup>2</sup>;  $f'_c$ ,  $f_{yL}$  y  $f_{yt}$  en Mpa.

Este modelo permite generar la curva completa de carga vs desplazamiento ya que para cada estado de deformaciones se sabe el estado de tensiones. Además cabe destacar que al proponer el ángulo de falla por medio de las ecuaciones 2.18 y 2.19 el problema se reduce a uno de 1 grado de libertad.

### 3. MODELO TIPO PANEL MODIFICADO PARA MUROS CORTOS

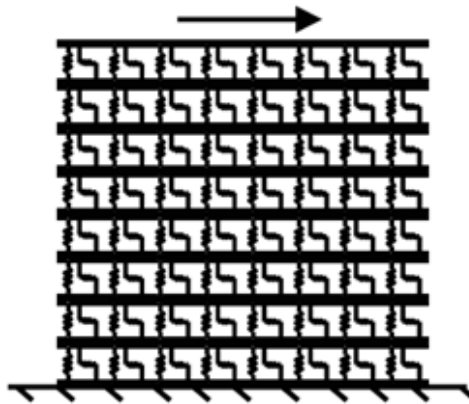
En el presente capítulo se describen las modificaciones realizadas al modelo Kaseem et al (2010), presentando las nuevas hipótesis consideradas para el desarrollo de 5 implementaciones diferentes. Las predicciones de estas implementaciones se comparan con la base de datos de 252 ensayos disponible de la literatura, comparando la capacidad predicha versus la capacidad observada experimentalmente con el fin de analizar las tendencias generales y específicas para cada uno de los 5 modelos propuestos.

#### 3.1. Modificaciones

El modelo de Kaseem et al (2010) para muros sin carga axial, no considera la no existencia de armadura transversal y/o armadura longitudinal, debido a que el ángulo de inclinación del puntal se indefine y no se puede obtener resultados con el modelo.

A diferencia del trabajo de Kaseem et al (2010), en este trabajo se obtiene la inclinación de la falla de compresión a través de las deformaciones unitarias promedio verticales (Massone, 2010) y/o horizontales (utilizada en el trabajo de Villar, 2010). basadas en el nivel de desplazamiento lateral de muro (deriva).

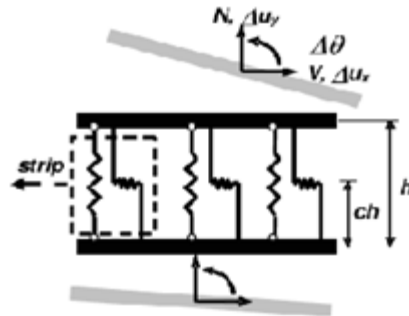
El procedimiento para obtener el estado de tensiones para cada uno de los diferentes modelos implementados se realiza a través de un control por desplazamientos, imponiendo una deriva ( $\delta$ ) en el borde superior del muro para luego poder obtener el estado de deformaciones y tensiones promedio del panel de hormigón armado y así obtener la carga lateral que produce esta deriva. Este procedimiento se repite para cada incremento de deriva.



**Figura 3.1.** Modelo de interacción flexión-corte (Massone, 2010).

La calibración de la deformación unitaria media horizontal y vertical del muro a diferentes alturas fue basada en un modelo interacción flexión-corte (Massone, 2010) el cual acopla las respuestas de elementos estructurales ante esfuerzos de flexión y corte.

Este modelo está basado en elementos finitos bidimensional (figura 3.1), los cuales incluyen el comportamiento biaxial del hormigón y su reducción de capacidad de compresión debido a la tracción en la dirección ortogonal a la de compresión. Además estos elementos finitos (figura 3.2) incorporan un resorte de corte para poder captar la interacción flexión-corte.



**Figura 3.2.** Elemento de interacción flexión-corte (Massone, 2010).

En el estudio de Massone (2010) el muro fue discretizado en 8 elementos verticales y 8 elementos horizontales. Para muros cantiléver los nueve nodos inferiores fueron restringidos en los 3 grados de libertad (desplazamiento vertical, horizontal y giro) y los nueve nodos superiores fueron forzados a moverse lo mismo en la dirección lateral, para reproducir el efecto del pedestal. Las restricciones al desplazamiento vertical en los 9 nodos superiores fueron diferenciados de acuerdo a las condiciones de borde del muro: para muros cantiléver, el desplazamiento vertical se determina asumiendo que la sección gira permaneciendo plana y para muros con doble empotramiento, el desplazamiento vertical es el mismo para los 9 nodos.

Del estudio se determinó la expansión lateral del muro en función de la altura, calculando el promedio de deformación transversal de cada uno de los 8 elementos finitos correspondientes a cada uno de los 9 niveles. Con estos valores se calibró una expresión la cual consideró los parámetros más influyentes.

La calibración de las deformaciones se hizo con los resultados analíticos obtenidos con el modelo de interacción, para una matriz amplia de parámetros geométricos, propiedades de los materiales, cuantías de armadura y niveles de carga axial ( $H_w/L_w = 0.33-1.4$ ;  $\rho_t = 0-1\%$ ;  $\rho_L = 0-1\%$ ;  $\rho_b = 1-6\%$ ;  $N = 0-0.3f'_c A_g$ ). Según el estudio, la deformación horizontal máxima viene dado por las siguientes expresiones:

Doble curvatura:

$$\varepsilon_{t,max} = 0.0033(100\rho_t + 0.25)^{-0.53} \left(\frac{H_w}{L_w} + 0.5\right)^{0.47} \left(\frac{100N}{f'_c t_w L_w} + 5\right)^{0.25} (100\delta)^{1.4} \quad (3.1)$$

$$\frac{\varepsilon_t(y)}{\varepsilon_{t,max}} = \sin^{0.75} \left(\frac{y}{H_w} \pi\right) \quad (3.2)$$

Curvatura simple:

$$\varepsilon_{t,max} = 0.0055(100\rho_t + 0.25)^{-0.44}(100\delta)^{1.4} \quad (3.3)$$

$$\frac{\varepsilon_t(y)}{\varepsilon_{t,max}} = \begin{cases} \sin^{0.75} \left( \frac{y}{0.76H_w} \pi \right) & \text{para } 0 \leq y \leq 0.38H_w \\ \sin^{0.75} \left( \frac{y+0.24H_w}{1.24H_w} \pi \right) & \text{para } 0.38H_w \leq y \leq H_w \end{cases} \quad (3.4)$$

Siendo  $\rho_t$  la cuantía de refuerzo horizontal,  $L_w$  el largo del elemento de corte,  $t_w$  el espesor del alma del muro,  $H_w$  la altura del elemento de corte,  $f'_c$  tensión máxima de compresión de un cilindro estándar de hormigón,  $N$  la fuerza axial aplicada sobre el muro y  $\delta = \Delta/H_w$  o "deriva", igual al desplazamiento lateral del muro con respecto a la altura.

Los valores máximos de deformaciones en promedio se ubican a  $0.5H_w$  para muros con doble curvatura, y a  $0.38H_w$  para muros con curvatura simple. Dado que para la implementación de los modelos expuestos en este trabajo se requiere del campo de deformaciones promedio, es necesario obtener este valor utilizando las expresiones para la expansión lateral del muro. Para ello se integra la expresión desde 0 a  $H_w$  y luego se divide por  $H_w$  obteniendo como valor promedio  $0.69\varepsilon_{t,max}$ .

Para la deformación vertical se promedió los valores de deformación vertical de los 9 nodos del eje central del muro. La expresión obtenida para este valor es la siguiente:

Curvatura doble:

$$\varepsilon_{L,centro} = 0.0094(100\rho_t + 0.25)^{-0.17} \left( \frac{H_w}{L_w} + 0.5 \right)^{-0.16} \left( \frac{100N}{f'_c t_w L_w} + 5 \right)^{-0.35} (100\delta) + eN \quad (3.5)$$

Curvatura simple:

$$\varepsilon_{L,centro} = 0.0089(100\rho_t + 0.25)^{-0.25} \left( \frac{H_w}{L_w} + 0.5 \right)^{-0.37} \left( \frac{100N}{f'_c t_w L_w} + 5 \right)^{-0.34} (100\delta)^{0.93} + eN \quad (3.6)$$

Donde  $eN = -\frac{N}{t_w L_w E_c}$  es la deformación normal vertical estimada (elástica) producto de la carga axial.  $N$  es la carga axial aplicada sobre el muro,  $E_c$  es el módulo de elasticidad del hormigón. Esta calibración no está en la publicación de Massone (2010) sin embargo es utilizada en el trabajo de Villar (2010).

Con las expresiones de expansión del muro más el nivel de deriva ( $\gamma_{Lt}$ ), es posible obtener directamente la dirección principal de deformaciones para cada estado de carga, mediante los círculos de Mohr. Cuando se determina el ángulo del puntal de esta manera, el valor del ángulo del puntal es variable, ya que el estado de deformaciones cambia a cada paso. A este tipo de modelos se les denomina de ángulo variable. Para el caso en que se considere que el ángulo del puntal no varía con respecto al nivel de

deformaciones (como lo hace Kaseem et al (2010)), se les denomina modelos de ángulo fijo.

Las expresiones para la expansión del muro consideran los efectos del corte y flexión en el desplazamiento de techo del muro, por lo tanto al utilizarlas se está haciendo un análisis aproximado ya que en los modelos implementados en esta memoria se asume que la deriva ( $\delta$ ) viene dada solamente por la contribución del esfuerzo de corte.

Para poder predecir la forma de falla del muro, se implementó un modelo de flexión simple implementado a través de un análisis seccional utilizando la misma ley constitutiva del hormigón y para el acero de refuerzo pero con la diferencia de que para el hormigón en compresión se utilizó un valor para el factor de reducción de capacidad,  $\zeta$ , igual a uno.

### **3.2. Descripción datos experimentales**

La base de datos utilizada contiene 252 ensayos, los cuales se recolectaron para estudiar los modelos implementados. Esta base de datos resume el trabajo de Hiroswawa [9] y Mohammadi-Doostdar and Saatcioglu [10], y las publicaciones de Massone et al [11], Hidalgo et al [12], Yamada et al [13], Antebi et al [14], Barda et al [15], Benjamin and Williams [16], Cardenas et al [17], and Galletly [18]. La base de datos incluye tanto muros con elementos de borde (68%) como muros de sección rectangular (32%).

La base de datos contiene muros en voladizo en los cuales se permite la rotación en el extremo superior, y muros doblemente empotrados, en donde los extremos superior e inferior se restringen al giro. Los ensayos en voladizo son el 85% y los doblemente empotrados el 15% de la base de datos.

El porcentaje de armadura de refuerzo vertical de borde en la base de datos va desde 0.7% hasta 11%. Las armaduras verticales y horizontales varían en porcentajes entre 0% y 3.7% mientras que la tensión de fluencia de todas las barras de refuerzo se encuentran entre 209 MPa y 624 MPa. La resistencia a la compresión del hormigón varía entre 12.4 MPa y 63.4 MPa. La carga axial, a pesar de aplicarse en algunos casos (carga axial mayor a  $0.01f'_c L_w t_w$ ), alcanzó un valor máximo de  $0.27f'_c L_w t_w$ , donde  $L_w$  y  $t_w$  son la longitud y el grosor del muro respectivamente.

### **3.3. Modelos con ángulo variable.**

En esta sección se presentará los modelos que consideran un ángulo variable para el puntal de compresión del muro de hormigón armado. Es decir, que el plano de tensiones y deformaciones principales va rotando junto a la variación de la deriva en la parte superior del muro. Este supuesto es razonable siempre y cuando se logre ver una estabilización del ángulo del puntal para cierto nivel de deriva, ya que de acuerdo a evidencias experimentales, una vez que se genera la primera fisura, el puntal de compresiones se define.

Conociendo el campo de deformaciones en el sistema L-t, es posible deducir el ángulo de la dirección principal de deformaciones mediante las ecuaciones (2.5), (2.6) y (2.7) llegando a la siguiente expresión:

$$\frac{\gamma_{Lt}}{2} \tan(\alpha)^2 + (\varepsilon_t - \varepsilon_L) \tan(\alpha) - \frac{\gamma_{Lt}}{2} = 0$$

Resolviendo la ecuación anterior se obtiene el ángulo del puntal en función del campo de deformaciones en el sistema L – t (Ecuación 3.7 y 3.8).

$$\alpha_1(\varepsilon_L, \varepsilon_t, \gamma_{Lt}) = \tan^{-1} \left( -\frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_L)}{\gamma_{Lt}} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_L}{\gamma_{Lt}}\right)^2 + 1} \right) \quad (3.7)$$

Y

$$\alpha_2(\varepsilon_L, \varepsilon_t, \gamma_{Lt}) = \tan^{-1} \left( -\frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_L)}{\gamma_{Lt}} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_L}{\gamma_{Lt}}\right)^2 + 1} \right) = \alpha_1 - \pi/2 \quad (3.8)$$

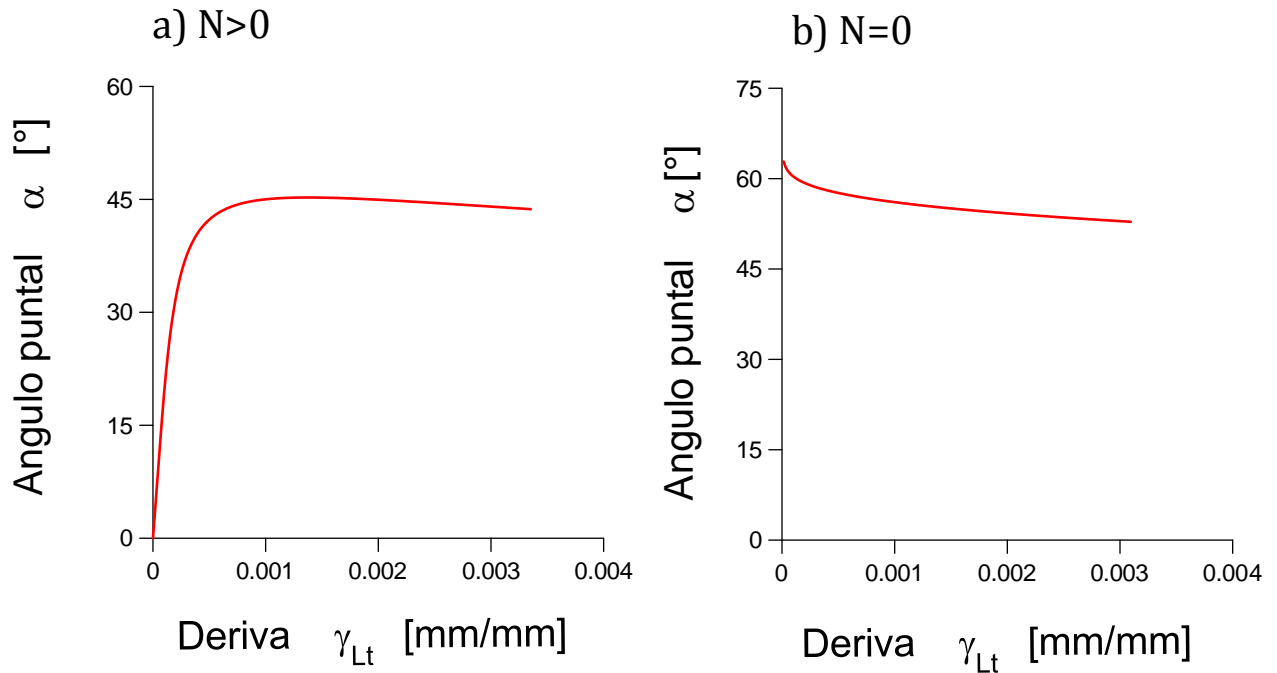
En donde  $\alpha_1$  corresponde a la inclinación respecto la vertical de la dirección principal de compresión, y  $\alpha_2$  la inclinación de la dirección principal de tracción. De acuerdo a la formulación planteada en este trabajo, el valor de la dirección principal  $\alpha$  viene dado por la ecuación 3.7.

### 3.3.1. Modelo $\varepsilon_t$ y $\varepsilon_L$ calibrados.

La principal característica de este modelo, es que el algoritmo de solución es no iterativo. Esto es debido a que conocido el estado de deformación de un elemento ( $\varepsilon_t, \varepsilon_L$  y  $\gamma_{Lt} = \delta$ ) es posible obtener el estado de tensiones ( $\sigma_t, \sigma_L$  y  $\tau_{Lt}$ ) mediante las leyes constitutivas de los materiales y con eso la integración del esfuerzo cortante resistente de forma directa (Ec 2.4).

En este modelo a diferencia de los que se analizan en este trabajo, no es necesario suponer valores para el estado tensional del elemento, por lo tanto no asegura cumplir con el equilibrio en la dirección vertical ( $\sigma_y = N/A$ ) como lo hace Kaseem et al (2010).

El ángulo del puntal de compresiones es determinado por la expresión (3.5) ya que para cada incremento de desplazamiento se tiene la información del campo de deformaciones en el sistema L-t ( $\varepsilon_t, \varepsilon_L$  y  $\gamma_{Lt}$ ). Este ángulo es medido con respecto el eje vertical, como se indicó en la figura 2.2.

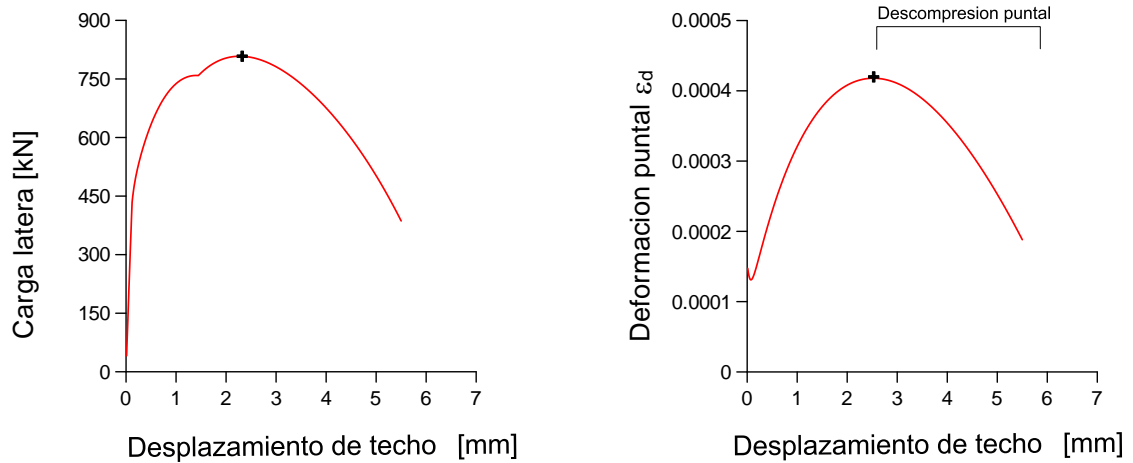


**Figura 3.3.** Variación del ángulo del puntal en función de la deriva para modelo  $\epsilon_t$  y  $\epsilon_L$  calibrados, a) Muros con carga axial (T-5 Massone) b) Muros sin carga axial (G-8 Gallety)

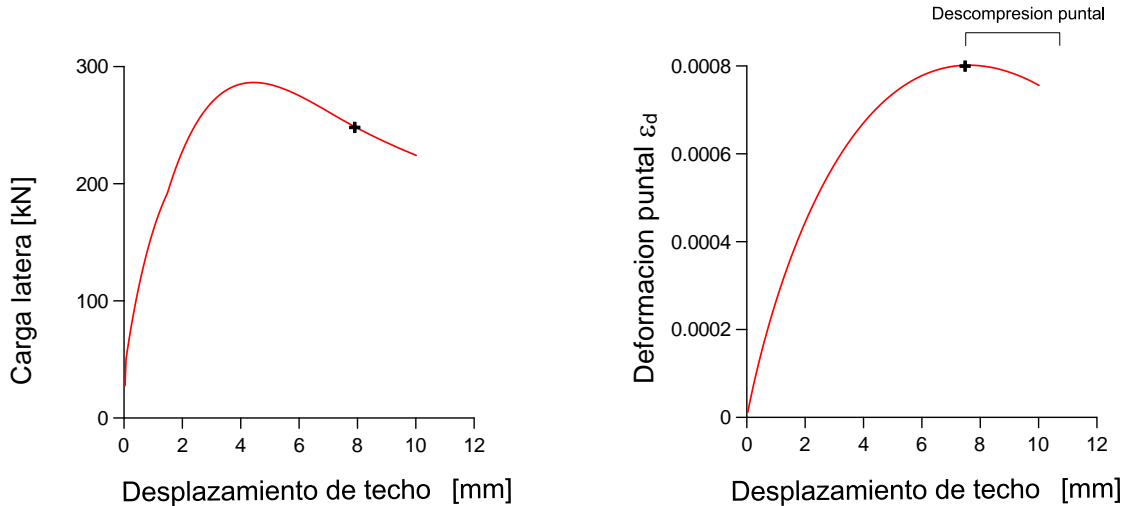
En la figura 3.3 se muestra la variación del ángulo del puntal predicha por el modelo para el espécimen T-5 (Massone, 2010) con carga axial y el espécimen G-8 (Gallety) sin carga axial, pertenecientes a la base de datos de 252 ensayos. Esta variación es un resultado común para los casos con y sin carga axial por lo que basta solo con estos especímenes para poder ejemplificar la variación de la dirección principal predicha por este modelo. Para muros con carga axial, se logra apreciar que el ángulo inicialmente tiene una mayor inclinación y con el aumento de la deriva se va tornando más horizontal hasta llegar a una “estabilización” de este valor (el ángulo está medido con respecto la vertical, entonces mientras más pequeño el valor de  $\alpha$ , la inclinación del puntal con respecto la horizontal es mayor). Esto tiene sentido, ya que en el momento en que el muro no tiene carga lateral ( $\gamma_{Lt} = 0$ ) la dirección principal de compresión debería encontrarse vertical ( $0^\circ$  respecto la vertical) ya que el elemento estructural solo resiste la carga vertical  $N$ . A medida que se empieza a aplicar la carga lateral, el hormigón armado debe redistribuir sus tensiones para poder resistir esta carga, volviendo el puntal de compresiones más horizontal. Para muros sin carga axial, el puntal tiene el proceso inverso, teniendo un aumento de inclinación del puntal a medida que se aumenta la carga.



### a) T-5 Massone



### b) G-8 Gallety



**Figura 3.4.** Curva carga-desplazamiento y deformación puntal-desplazamiento para modelo  $\epsilon_t$  y  $\epsilon_L$  calibrados, a) Muros con carga axial (T-5 Massone) b) Muros sin carga axial (G-8 Gallety)

Una de las características que tiene la formulación tipo panel, es la capacidad de poder obtener la curva carga-desplazamiento del muro como se muestra en la figura 3.4. Sin embargo del gráfico deformación del puntal-desplazamiento de techo se desprende que el supuesto del campo de deformaciones ( $\epsilon_t, \epsilon_L$ ) pierde sentido físico en la predicción de la deformación del puntal de compresiones,  $\epsilon_d$ , ya que predice la descompresión del puntal a pesar de hacer el análisis mediante un control por desplazamientos monotónico. Esto indica que el modelo es consistente sólo para los niveles de deriva en los cuales la deformación predicha del puntal es creciente. Esta limitación genera la imposibilidad de poder saber el desplazamiento último del muro dado que no es posible obtener el estado de carga para el cual la deformación del puntal llega al 0.3%, sin embargo se puede obtener la capacidad máxima que resiste el muro ya que ésta deficiencia ocurre siempre en la rama descendente de la curva.

En la tabla 3.1 se muestran los parámetros estadísticos para poder realizar la comparación entre los modelos y la respuesta experimental. Los parámetros incluidos son; la razón promedio entre la capacidad teórica y la capacidad experimental, y la desviación estándar para la base de datos de 252 ensayos.

**Tabla 3.1.** Comparación capacidad al corte del modelo  $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_L$  calibrados, con capacidad experimental.

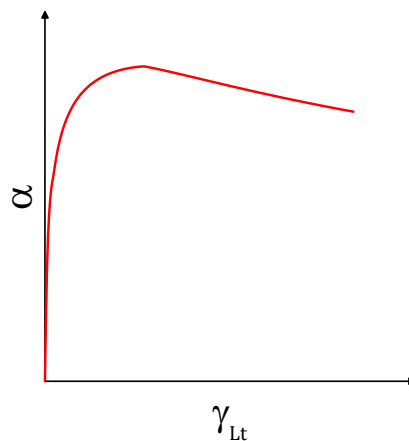
	$V_{\text{modelo}}/V_{\text{ensayo}}$	Desviación Estándar	Nº de Ensayos
Todos los ensayos	0.77	0.31	252
Muros con falla de corte	0.69	0.31	186
Muros con fallas de flexión	1.0	0.14	66

El modelo subestima la capacidad al corte del muro de hormigón armado en un 23% para esta base de datos. Además predice que un 74 % de los muros de la base de datos fallan por corte (Compresión diagonal).

### 3.3.2. Modelo $\varepsilon_t$ calibrado y $\sigma_L = N/A$ .

A diferencia del modelo anterior, este modelo es iterativo ya que para completar el campo de deformaciones del elemento tipo panel, se debe resolver una ecuación no lineal dada por la condición de equilibrio en la dirección vertical ( $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ).

Este modelo sigue considerando un ángulo variable para el puntal de compresiones y dado que la deformación vertical promedio,  $\varepsilon_L$ , es obtenida a partir de la ecuación de equilibrio, el ángulo del puntal predicho es diferente del modelo anteriormente expuesto. La variación del ángulo del puntal de compresiones en función de la deriva queda representada en términos generales por la siguiente curva:



**Figura 3.5.** Variación del ángulo del puntal en función de la deriva para modelo  $\varepsilon_t$  calibrado y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ .

Se logra apreciar que a partir de cierto nivel de deriva, la variación del ángulo de compresión se disminuye.

En la tabla 3.2 se muestran los parámetros estadísticos para poder realizar la comparación entre los modelos y la respuesta experimental. Los parámetros incluidos son; la razón promedio entre la capacidad teórica y la capacidad experimental, y desviación estándar para la base de datos de 252 ensayos.

**Tabla 3.2.** Comparación capacidad al corte del modelo  $\varepsilon_t$  conocido y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ , con capacidad experimental.

	$V_{\text{modelo}} / V_{\text{ensayo}}$	Desviación Estándar	Nº de Ensayos
Todos los ensayos	0.78	0.28	252
Muros con falla de corte	0.71	0.27	191
Muros con fallas de flexión	1.01	0.15	61

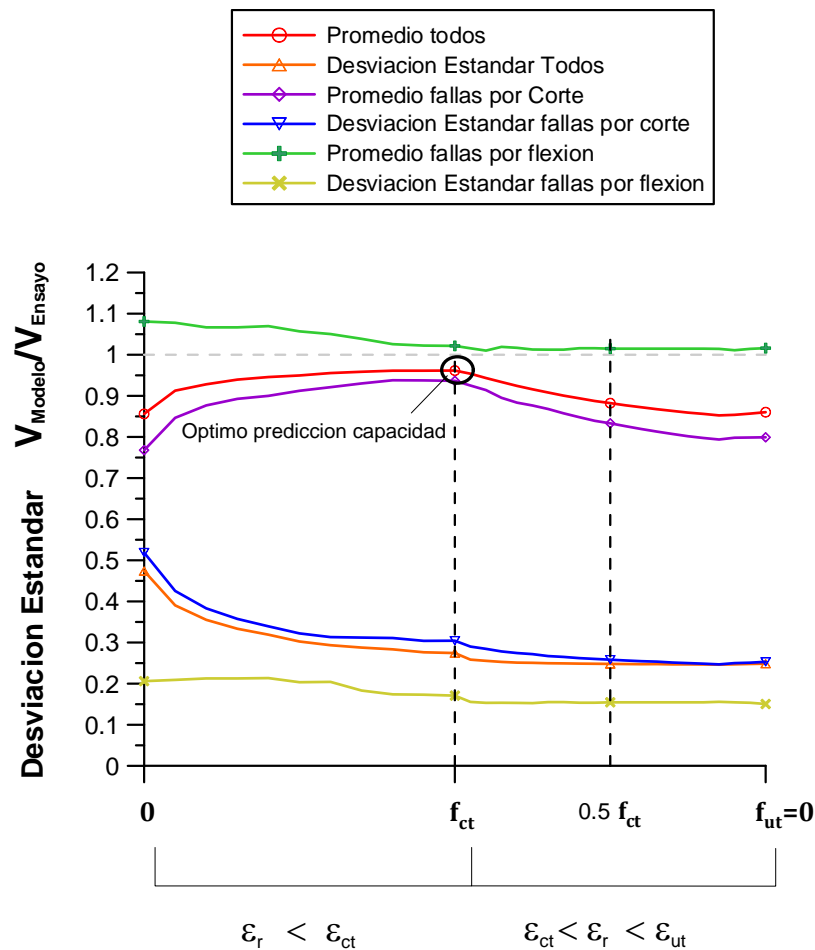
El modelo subestima la capacidad al corte del muro de hormigón armado en un 22% para ésta base de datos. Además predice que un 76 % de los muros de la base de datos falla por corte (Compresión diagonal).

### 3.4. Modelos con ángulo fijo

Estos modelos asumen que el ángulo del puntal (dirección principal de tensiones y deformaciones), se mantiene constante a lo largo de todos los incrementos de desplazamientos del muro, tal como lo hace Kaseem et al (2010).

Para pequeñas deformaciones laterales de techo aún no se han generado grietas en el muro, por lo tanto el ángulo del puntal no se ha definido completamente. Una vez comenzada la fisuración del hormigón en tracción diagonal, el ángulo del puntal comienza a estabilizarse y se mantiene a lo largo del aumento de la deriva.

Tomando como supuestos el estado de deformaciones del elemento ( $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_L$  calibrados) el ángulo es obtenido para el nivel de deriva en el cuál comienza la fisuración del hormigón en tracción. Esto ocurre cuando la tensión de tracción del hormigón en la dirección  $r$  alcanza el valor  $\sigma_r = f_{ct}$ . Sin embargo es posible que el puntal de compresiones a estos niveles de tensión aún no se haya estabilizado, es por eso que se hace un análisis para poder ver si existe algún estado tensional óptimo para el cual se logran buenas predicciones tanto en capacidad, como en predicción de tipo de falla.



**Figura 3.6.** Variación en predicción modelo en función del estado tensional para el cual se fija la dirección de falla.

En la figura 3.6 se muestra el resultado obtenido de este análisis, incorporando los estados tensionales antes y después del comienzo de la fisuración ( $\sigma_r = f_{ct}$ ). Se logra apreciar que el óptimo en términos de capacidad (valor cercano a 1) se logra para niveles de tensiones levemente superiores a  $\sigma_r = f_{ct}$ . A medida que se aleja del estado tensional óptimo (siendo menor, o mayor el valor) el modelo comienza a subestimar la capacidad del muro. En términos de dispersión y predicción de falla, se puede observar que a medida que se fija el ángulo del puntal a niveles superiores de tensiones, la dispersión tiene una tendencia clara a disminuir. Esto ocurre debido a que a partir del óptimo se produce una disminución considerable de la desviación estándar obtenida para la predicción de fallas por flexión. Esto nos indica que el modelo está prediciendo de mejor forma el tipo de falla que tendrá el muro de hormigón armado. Es por eso que se escoge un valor intermedio para fijar el ángulo del puntal ( $\sigma_r = 0.5f_{ct}$ ), para poder tener una buena predicción tanto en capacidad como en predicción de tipo de falla. Además se analiza los estados tensionales  $\sigma_r = f_{ct}$  y  $\sigma_r = f_{ut}$  para analizar el impacto que tiene fijar el ángulo a diferentes niveles de desplazamientos tanto en la sensibilidad del modelo a los diferentes parámetros de modelamiento, como a forma de respuesta carga-desplazamiento.

El algoritmo para poder obtener el ángulo del puntal a los diferentes niveles de desplazamiento lateral es el siguiente:

1. Establecer el nivel de tensión de tracción (o deformación), para el cual se desea encontrar el ángulo del puntal. Por ejemplo:  $\sigma_r = f_{ct}$  (ó  $\varepsilon_r = \varepsilon_{ct}$ ).
2. Seleccionar un valor para  $\gamma_{Lt}$  y un paso  $\Delta\gamma_{Lt}$ .
3. Calcular la expansión del muro  $\varepsilon_t, \varepsilon_L$  con las ecuaciones (3.1), (3.3), (3.5), (3.6) según corresponda el caso.
4. Calcular el ángulo de la dirección principal de deformaciones ( puntal) mediante la ecuación (3.7)

$$\alpha(\varepsilon_L, \varepsilon_t, \gamma_{Lt}) = \tan^{-1} \left( -\frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_L)}{\gamma_{Lt}} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_L}{\gamma_{Lt}}\right)^2 + 1} \right)$$

5. Calcular la deformación principal de tracción. Mediante las ecuaciones 2.6 y 2.7 se obtiene,

$$\varepsilon_r = \frac{\gamma_{Lt}}{2} \tan \alpha + \varepsilon_t \quad (3.9)$$

6. Si la deformación principal de tracción es mayor o igual (con algún nivel de tolerancia escogido) que la establecida en el punto 1, el ángulo del puntal es el calculado en el punto 4. Si es menor, se incrementa la deriva en  $\Delta\gamma_{Lt}$  y se vuelve repetir desde el punto 3 al punto 5.

En los modelos presentados en este apartado se propone una expresión para el ángulo del puntal, las cuales se obtuvieron calibrando los ángulos encontrados mediante el algoritmo mostrado anteriormente para la base de datos de 252 ensayos.

En los modelos presentados en este apartado se propone una expresión para el ángulo del puntal encontrado a 3 niveles de tensiones diferentes ( $\sigma_r = f_{ct}$ ,  $\sigma_r = 0.5f_{ct}$  y  $\sigma_r = f_{ut}$ ). Las expresiones fueron calibradas mediante el método de mínimos cuadrados. La forma de la calibración es del tipo  $\alpha = C_{tte}(\text{Parametro}_1)^{k_1} \dots \dots (\text{Parametro}_N)^{k_N}$  ya que al ser así las variables desconocidas que minimizan el error son únicas. Los parámetros más influyentes para el valor del ángulo del puntal fueron la relación de aspecto y el nivel de carga axial de los muros.

3.4.1. Modelo  $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$  .

La calibración del ángulo del puntal propuesta por este modelo es la siguiente:

Muros cantiléver:

$$\alpha_{puntal} = 175.2 \left( \frac{H_w}{L_w} + 5 \right)^{-0.605} \left( \frac{N}{f'_{ct} t_w L_w} + 1 \right)^{-4.6} \quad (3.6)$$

Muros con doble empotramiento:

$$\alpha_{puntal} = 90.6 \left( \frac{H_w}{L_w} + 5 \right)^{-0.25} \left( \frac{N}{f'_{ct} t_w L_w} + 1 \right)^{-6.65} \quad (3.7)$$

Las calibraciones muestran una buena correlación con los ángulos teóricos. Para el caso de cantiléver el factor de correlación ( $R^2$ ) fue 0.98 y para los muros con doble empotramiento 0.99.

En la tabla 3.3 se muestran los parámetros estadísticos para poder realizar la comparación entre los modelos y la respuesta experimental. Los parámetros incluidos son; la razón promedio entre la capacidad teórica y la capacidad experimental, y desviación estándar para la base de datos de 252 ensayos.

**Tabla 3.3.** Comparación capacidad al corte del modelo  $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$  calibrado y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$  , con capacidad experimental.

	$V_{\text{modelo}}/V_{\text{ensayo}}$	Desviación Estándar	Nº de Ensayos
Todos los ensayos	0.97	0.27	252
Muros con falla de corte	0.95	0.3	175
Muros con fallas de flexión	1.03	0.18	77

El modelo predice de muy buena manera la capacidad al corte obteniendo como promedio el 97% de la capacidad al corte obtenida en los ensayos. Además predice que un 69% de los muros de la base de datos falla por corte (Compresión diagonal).

3.4.2. Modelo  $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$  .

La calibración del ángulo del puntal obtenida con éste modelo es la siguiente:

Muros cantiléver:

$$\alpha_{puntal} = 143.4 \left( \frac{H_w}{L_w} + 5 \right)^{-0.54} \left( \frac{N}{f'_{ct} t_w L_w} + 1 \right)^{-1.36} \quad (3.8)$$

Muros con doble empotramiento:

$$\alpha_{puntal} = 102.6 \left( \frac{H_w}{L_w} + 5 \right)^{-0.36} \left( \frac{N}{f'_{ct_w} L_w} + 1 \right)^{-2.27} \quad (3.9)$$

Las calibraciones muestran una buena correlación con los ángulos teóricos. Para el caso de cantiléver el factor de correlación ( $R^2$ ) fue 0.94 y para los muros con doble empotramiento 0.99.

En la tabla 3.4 se muestran los parámetros estadísticos para poder realizar la comparación entre los modelos y la respuesta experimental. Los parámetros incluidos son; la razón promedio entre la capacidad teórica y la capacidad experimental, y desviación estándar para la base de datos de 252 ensayos.

**Tabla 3.4.** Comparación capacidad al corte del modelo  $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  calibrado y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ , con capacidad experimental.

	$V_{\text{modelo}}/V_{\text{ensayo}}$	Desviación Estándar	Nº de Ensayos
Todos los ensayos	0.89	0.24	252
Muros con falla de corte	0.84	0.26	183
Muros con fallas de flexión	1.02	0.15	69

El modelo subestima la capacidad al corte del muro de hormigón armado en un 11% para ésta base de datos. Además predice que un 73 % de los muros de la base de datos falla por corte (Compresión diagonal).

3.4.3. Modelo  $\alpha_{(f_c=f_{ut}=0)}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ .

La calibración del ángulo del puntal obtenida con este modelo es la siguiente:

Muros cantiléver:

$$\alpha_{puntal} = 136.3 \left( \frac{H_w}{L_w} + 5 \right)^{-0.53} \left( \frac{N}{f'_{ct_w} L_w} + 1 \right)^{-1.17} \quad (3.8)$$

Muros con doble empotramiento:

$$\alpha_{puntal} = 107.27 \left( \frac{H_w}{L_w} + 5 \right)^{-0.41} \left( \frac{N}{f'_{ct_w} L_w} + 1 \right)^{-2.1} \quad (3.9)$$

Las calibraciones muestran una buena correlación con los ángulos teóricos. Para el caso de cantiléver el factor de correlación ( $R^2$ ) fue 0.93 y para los muros con doble empotramiento 0.95.

En la tabla 3.5 se muestran los parámetros estadísticos para poder realizar la comparación entre los modelos y la respuesta experimental. Los parámetros incluidos

son; la razón promedio entre la capacidad teórica y la capacidad experimental, y desviación estándar para la base de datos de 252 ensayos.

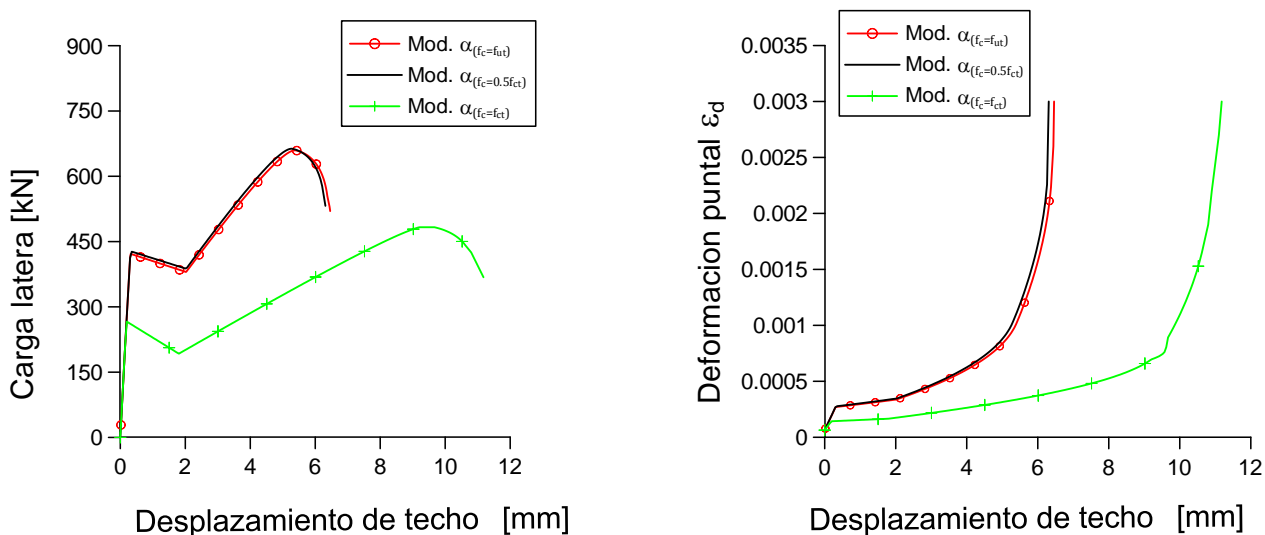
**Tabla 3.5.** Comparación capacidad al corte del modelo  $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$  calibrado y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ , con capacidad experimental.

	$V_{\text{modelo}}/V_{\text{ensayo}}$	Desviación Estándar	Nº de Ensayos
Todos los ensayos	0.85	0.24	252
Muros con falla de corte	0.8	0.24	191
Muros con fallas de flexión	1.0	0.15	61

El modelo subestima la capacidad al corte del muro de hormigón armado en un 15% para ésta base de datos. Además predice que un 76 % de los muros de la base de datos falla por corte (Compresión diagonal).

En las figuras 3.7 y 3.8 se muestran las curvas carga-desplazamiento predicha por los modelos de ángulo fijo implementados para dos especímenes reportados por Hirosawa (1975).

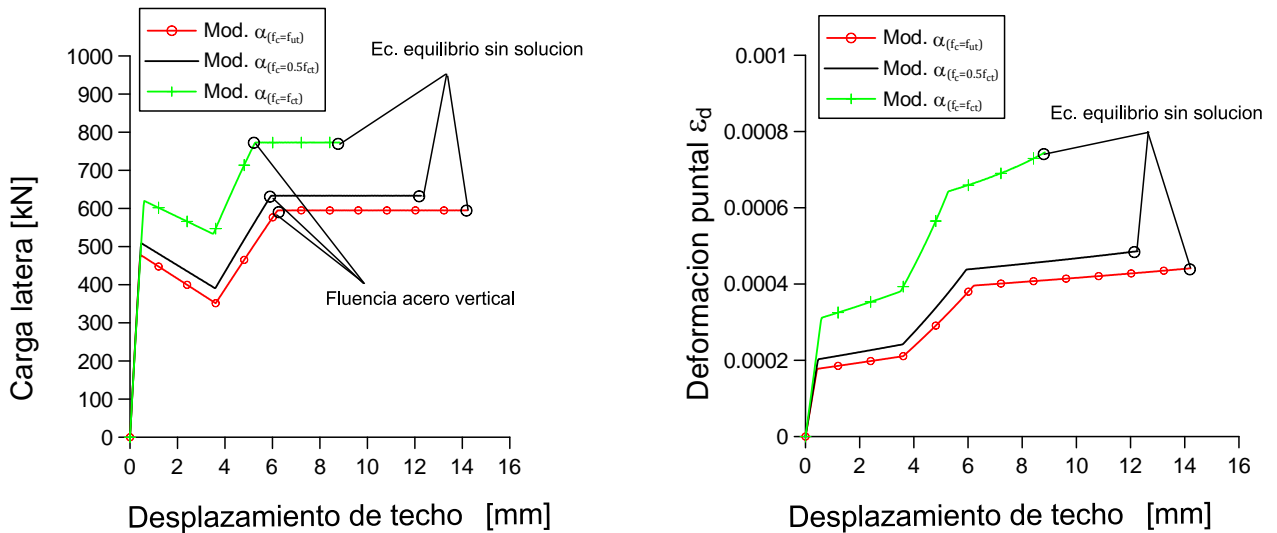
Endo, ID 5 Reporte Hirosawa (1975)



**Figura 3.7.** Curva carga-desplazamiento y deformación puntal-desplazamiento para modelos con ángulo fijo , ensayado por Endo, ID 5 Reporte de Hirosawa, 1975.



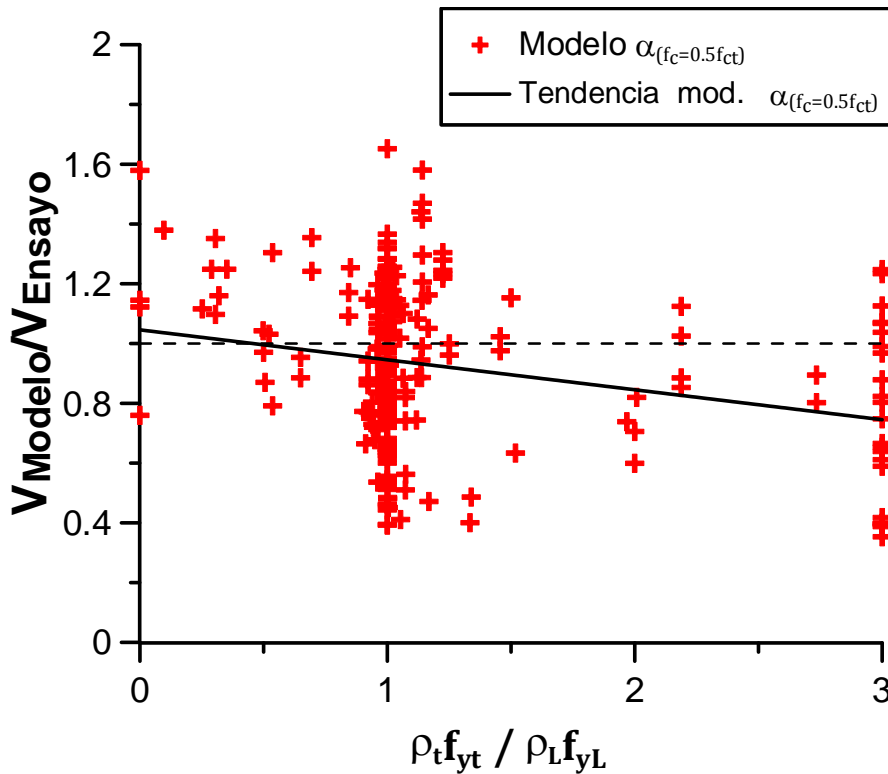
## Kokusho, ID 54 Reporte Hirosawa (1975)



**Figura 3.8.** Curva carga-desplazamiento y deformación puntal-desplazamiento para modelos con ángulo fijo, ensayado por Hirosawa, ID 53 Reporte de Hirosawa, 1975.

Para el primer espécimen, Endo ID 5, se logra apreciar que todos los modelos predicen que el muro falla por compresión diagonal antes de que la armadura vertical distribuida alcance la fluencia, esto se puede deducir dado que la curva no revela la fluencia elastoplástica del acero (región con pendiente igual a cero). Para el segundo espécimen seleccionado, Hirosawa ID 53, los modelos predicen la fluencia de la armadura vertical distribuida, sin embargo en el gráfico en el que se muestra la deformación del puntal se puede observar que no logra llegar al 0.003. Esto ocurre dado que no se logra encontrar una solución que satisfaga la ecuación de equilibrio vertical ya que el hormigón tiene un nivel de degradación importante el cual provoca que no sea posible mantener el equilibrio con la tensión del acero vertical distribuido. Para solucionar este problema, y poder obtener la curva completa de carga-desplazamiento es necesario implementar una ley constitutiva cíclica para el acero de refuerzo, y así poder permitir la descarga de éste y mantener el equilibrio vertical. A pesar de esta deficiencia, es posible obtener la carga máxima que resiste el muro.

Otra deficiencia de los modelos de ángulo fijo implementado, es que no captura el parámetro de cantidad de armadura horizontal, ya que en la formulación no es incorporada, dado que la ecuación de equilibrio vertical sólo incluye la cantidad de refuerzo vertical distribuido y el ángulo del puntal propuesto no depende de la cantidad de acero distribuido. La figura 3.9, representa la tendencia que tiene el modelo a la razón entre la cantidad de armadura horizontal y vertical distribuida. Se logra apreciar que cuando la cantidad de acero horizontal es menor que la cantidad de acero vertical ( $\rho_t f_{yt} / \rho_L f_{yL} < 1$ ), el modelo tiende a sobreestimar la capacidad del muro. Para cantidades de acero vertical distribuido mayores a la cantidad de acero horizontal distribuido el modelo tiende a subestimar la capacidad del muro, teniendo una buena predicción para el caso en que  $\rho_t f_{yt} = \rho_L f_{yL}$ .

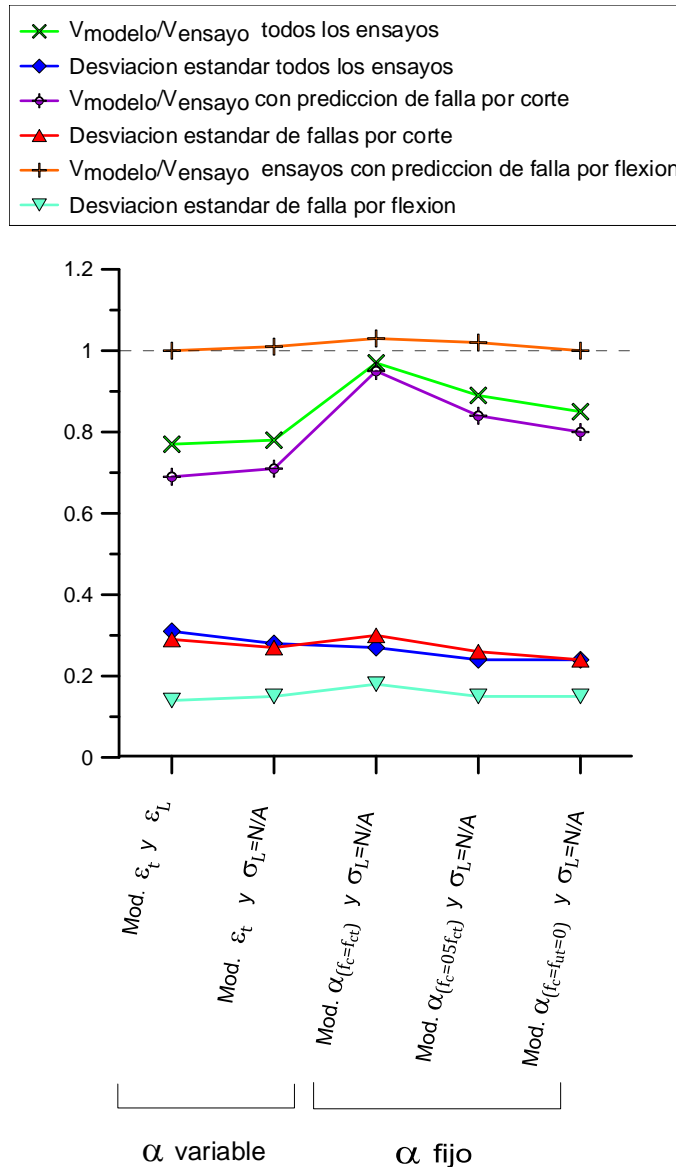


**Figura 3.9.** Sensibilidad al parámetro  $\rho_L f_{yt}/\rho_L f_{yL}$ .

La importancia de la armadura vertical para la resistencia al corte de muros cortos, fue evidenciada experimentalmente por Barda et al (1977), donde concluyó acerca de la influencia que tiene la armadura vertical distribuida en la capacidad última de los muros en voladizo. Esto está en la misma línea de las provisiones dadas por el ACI-318-08, en donde recomiendan que en el diseño sísmico, la cuantía de armadura vertical distribuida no puede ser menor que la cuantía de armadura horizontal distribuida para muros con relación de aspecto menores que 2. (ACI-318-08, 21.6.4.3).

### 3.5. Comparación de parámetros estadísticos de los modelos implementados.

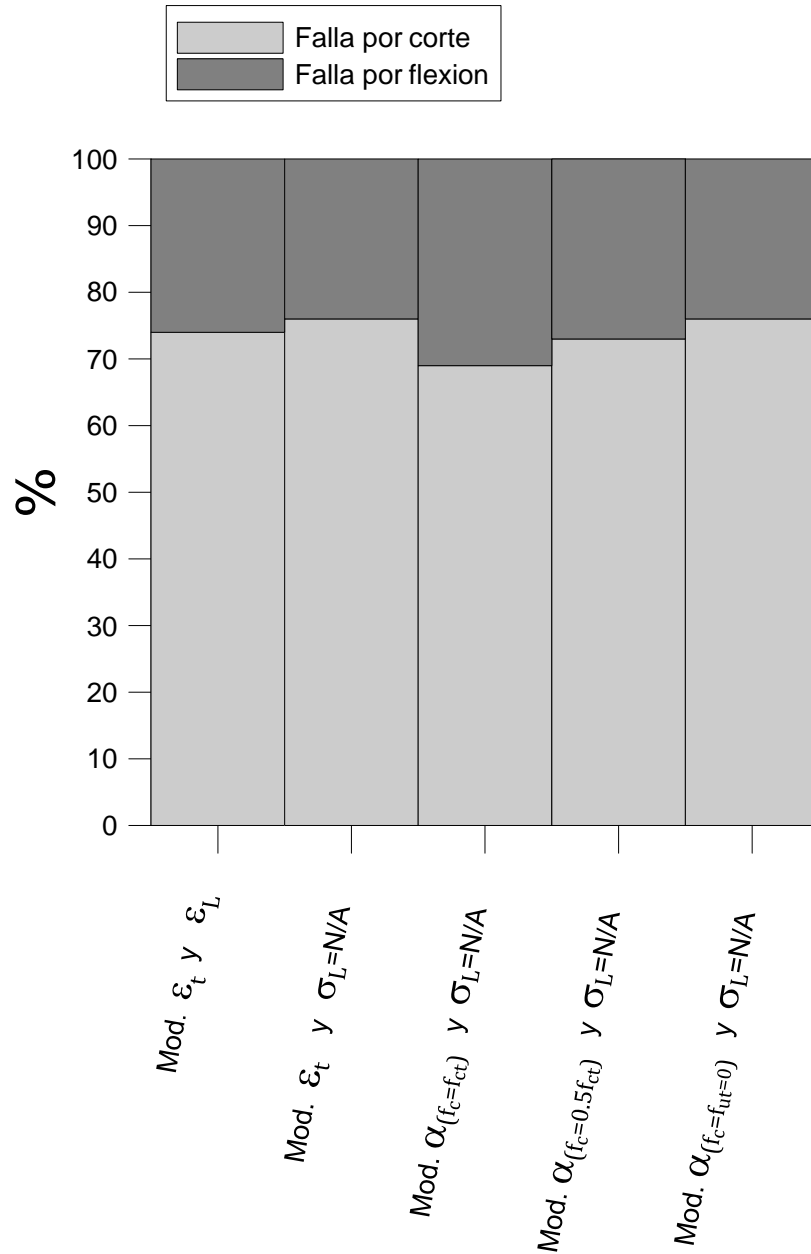
En esta sección se resumirá los resultados mostrados en los apartados anteriores, para poder tener una visión general de los modelos implementados en este trabajo.



**Figura 3.10.** Comparación de parámetros estadísticos de modelos implementados.

En la figura 3.10, se muestra los parámetros estadísticos para cada modelo implementado. Se desprende que en término de promedio los modelos con ángulo variable implementados subestiman la capacidad en mayor medida que los modelos con ángulo fijo, por lo tanto los modelos con ángulo fijo tienen una mejor predicción en términos de capacidad, teniendo promedio de 0.97 para el modelo " $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$ ,  $\sigma_L = N/A$ ", 0.89 para el modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$ ,  $\sigma_L = N/A$ " y 0.85 para el modelo " $\alpha_{\text{conocido}}(f_c=f_{ut})$ ,  $\sigma_L = N/A$ ". El modelo " $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$ ,  $\sigma_L = N/A$ " es el que tiene un valor promedio más

cercano a 1, sin embargo la dispersión de la predicción de fallas por flexión es la mayor entre todos los modelos, lo que nos indica que de cierta manera no tiene una buena predicción del tipo de falla comparativamente con los otros modelos.



**Figura 3.11.** % de predicción de falla a corte y flexión para cada modelo implementado.

La cantidad de muros con predicción por falla de corte es muy similar para todos los modelos implementados (figura 3.11), prediciendo falla por corte en promedio un 75% de la base de datos de 252 ensayos. De todos los modelos, el que predice un mayor número de fallas por flexión es el modelo de ángulo fijo modelo " $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$  ,  $\sigma_L = N/A$  ", esto es una consecuencia de ser el modelo que tiene un valor más alto en promedio de la predicción del valor de la resistencia al corte de los muros.

### 3.6. Tendencias generales.

A continuación se analiza y compara las tendencias generales de los modelos con respecto a diferentes parámetros característicos de los muros de hormigón armado: relación de aspecto, cuantías de acero vertical y horizontal, nivel de carga axial, capacidad a la compresión del hormigón, condiciones de borde y nivel de tensión de corte vista en el muro durante el ensayo, con el fin de poder obtener información acerca la sensibilidad de los modelos a la variación de estos parámetros.

#### 3.6.1. Sensibilidad a la relación de aspecto ( $H_w/L_w$ ).

La gran mayoría de los modelos muestran una dependencia con respecto a este parámetro (2% - 20% de variación en el rango analizado). En la figura 3.12 se logra apreciar las tendencias para cada modelo.

Los modelos " $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_L$  calibrados", " $\alpha_{\text{conocido}} (f_c=0.5f_{ct}=0)$  y  $\sigma_L = N/A$ " y " $\alpha_{\text{conocido}} (f_c=f_{ut}=0)$  y  $\sigma_L = N/A$ " predicen de una mejor manera la capacidad al corte para muros con relación de aspecto mayores a 1. Lo contrario sucede para el modelo " $\varepsilon_t$  conocido y  $\sigma_L = N/A$ ", quien tiene valores promedios más cercanos a 1 para relaciones de aspecto menores a 1. El modelo " $\varepsilon_t$  calibrado y  $\sigma_L = N/A$ " y el modelo " $\alpha_{\text{conocido}} (f_c=f_{ct})$  y  $\sigma_L = N/A$ " son los que capturan de mejor manera la variación de la relación de aspecto, teniendo un 3% y un 10% de variación en el rango estudiado, respectivamente.

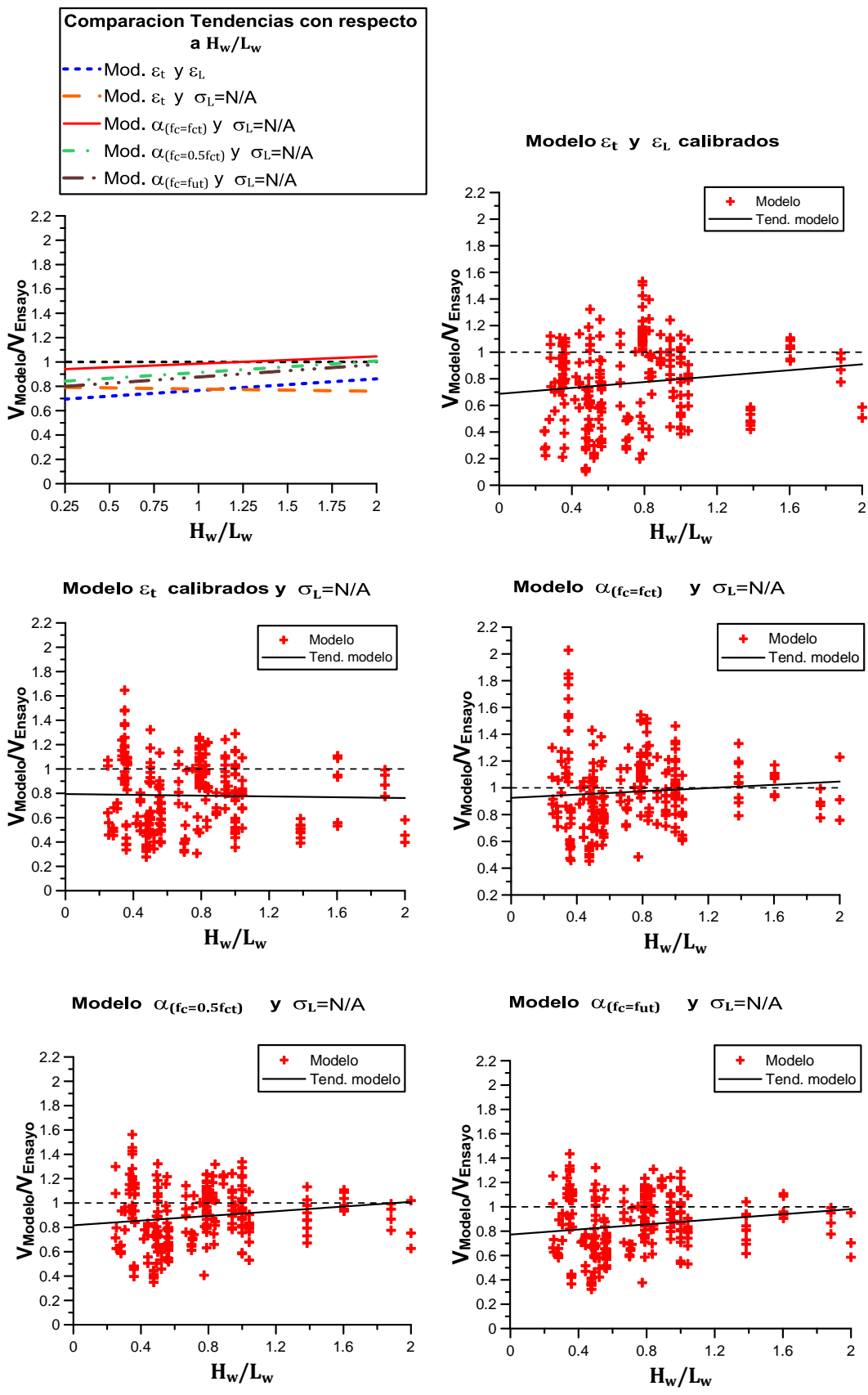


Figura 3.12.  $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$  vs  $H_w/L_w$ .

### 3.6.2. Sensibilidad al parámetro $\rho_L f_{yL}$ y $\rho_t f_{yt}$ .

Todos los modelos implementados tienen una gran dependencia con respecto a este parámetro (20%-115% en el rango estudiado), como muestra la figura 3.13 y 3.14. La tendencia general es a aumentar la capacidad al corte predicha a medida que se aumenta el valor de este parámetro. Sin embargo hay algunos modelos que logran capturar esta variación del parámetro de una mejor manera.

Los modelos de ángulo variable tienen una mayor dependencia en comparación con los modelos de ángulo fijo. Los modelos “ $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_L$  calibrados”, “ $\varepsilon_t$  calibrado y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ” son los más sensibles a este parámetro teniendo una porcentaje de variación superior al 80% en el rango estudiado.

Los modelos de ángulo fijo muestran una menor dependencia a este parámetro (alrededor de un 50% de variación en el rango estudiado). El modelo “ $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ” presenta una buena predicción en términos de promedio para valores de  $\rho f_y$  menores a 4 MPa.

Para los modelos con ángulo fijo, se puede apreciar que el efecto de fijar el ángulo del puntal a un nivel de deformación mayor, tiene como resultado una mayor sensibilidad a la cantidad y configuración de los aceros de refuerzo distribuido vertical y horizontal. Esto se puede deber a que al fijar el ángulo en niveles de deformaciones  $\varepsilon_r = \varepsilon_{ut} = 0.002$  (modelo “ $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ”), es probable que el refuerzo distribuido vertical y/o horizontal ya esté fluyendo, por lo que el estado de tensiones varía de forma diferente obteniendo como resultado la dependencia directa del ángulo de la dirección principal con el parámetro de fluencia  $\rho f_y$ .

Las tendencias mostradas para las cuantías verticales y horizontales son muy similares ya que para la base de datos estudiadas en la gran mayoría de los casos la cuantía vertical es igual a la cuantía horizontal. Cabe notar que en los modelos de ángulo fijo, los cuales usan el supuesto de equilibrio vertical  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ , captan la variación de la armadura vertical a través de esta condición de equilibrio y la variación de la armadura horizontal no es capturada por estos modelos, y que los ángulos del puntal propuestos sólo dependen de la relación de aspecto y del nivel de carga axial. Por el contrario el modelo “ $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_L$  calibrados” sólo captan la variación de la armadura horizontal ya que las calibraciones de la expansión del muro no dependen de la cuantía vertical. Finalmente el modelo “ $\varepsilon_t$  calibrado y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ” capta la variación de ambos parámetros; la armadura horizontal a través la calibración de las deformación promedio lateral y la variación de la armadura vertical a través de la ecuación de equilibrio vertical.

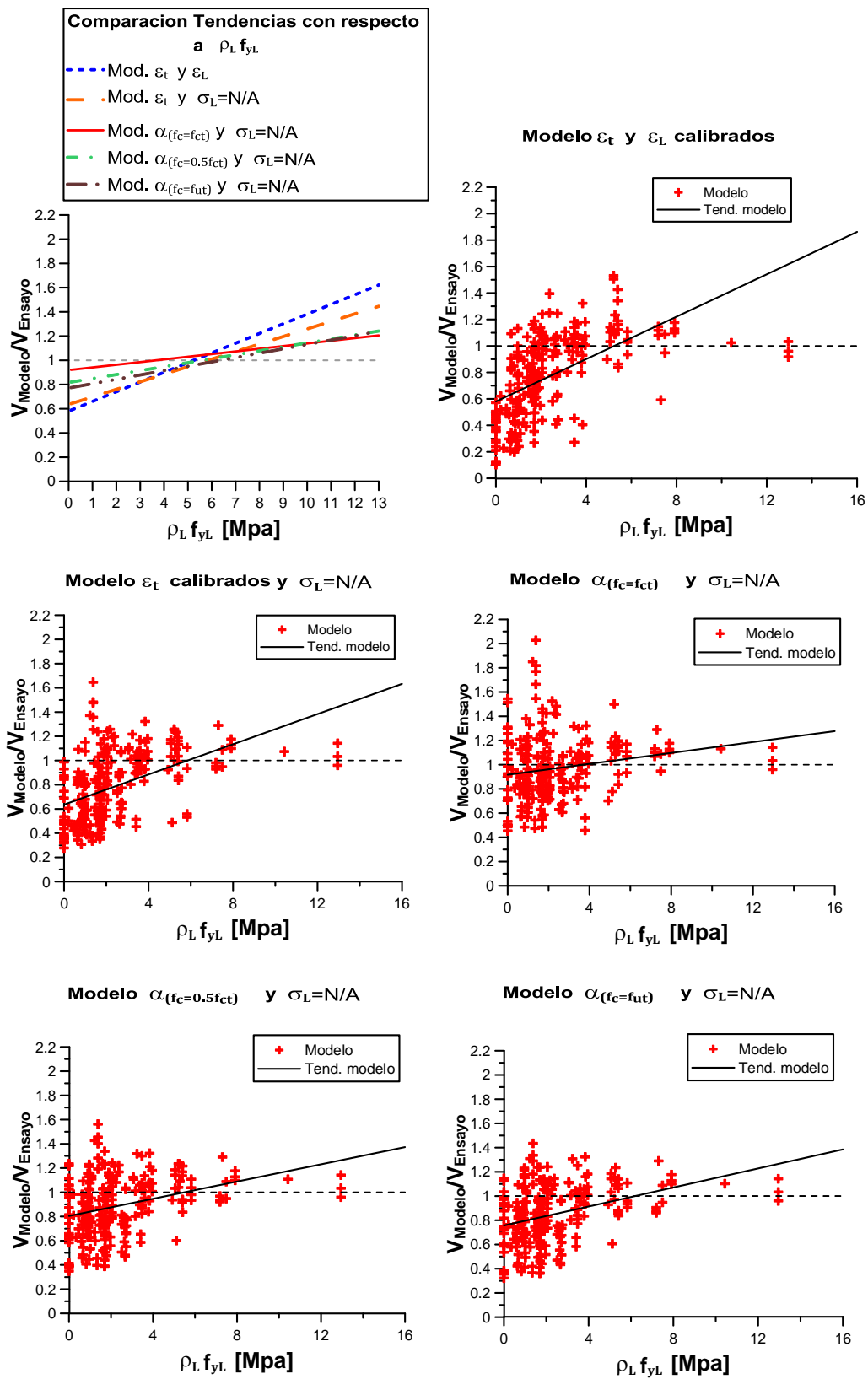


Figura 3.13.  $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$  vs  $\rho_L f_{yL}$ .



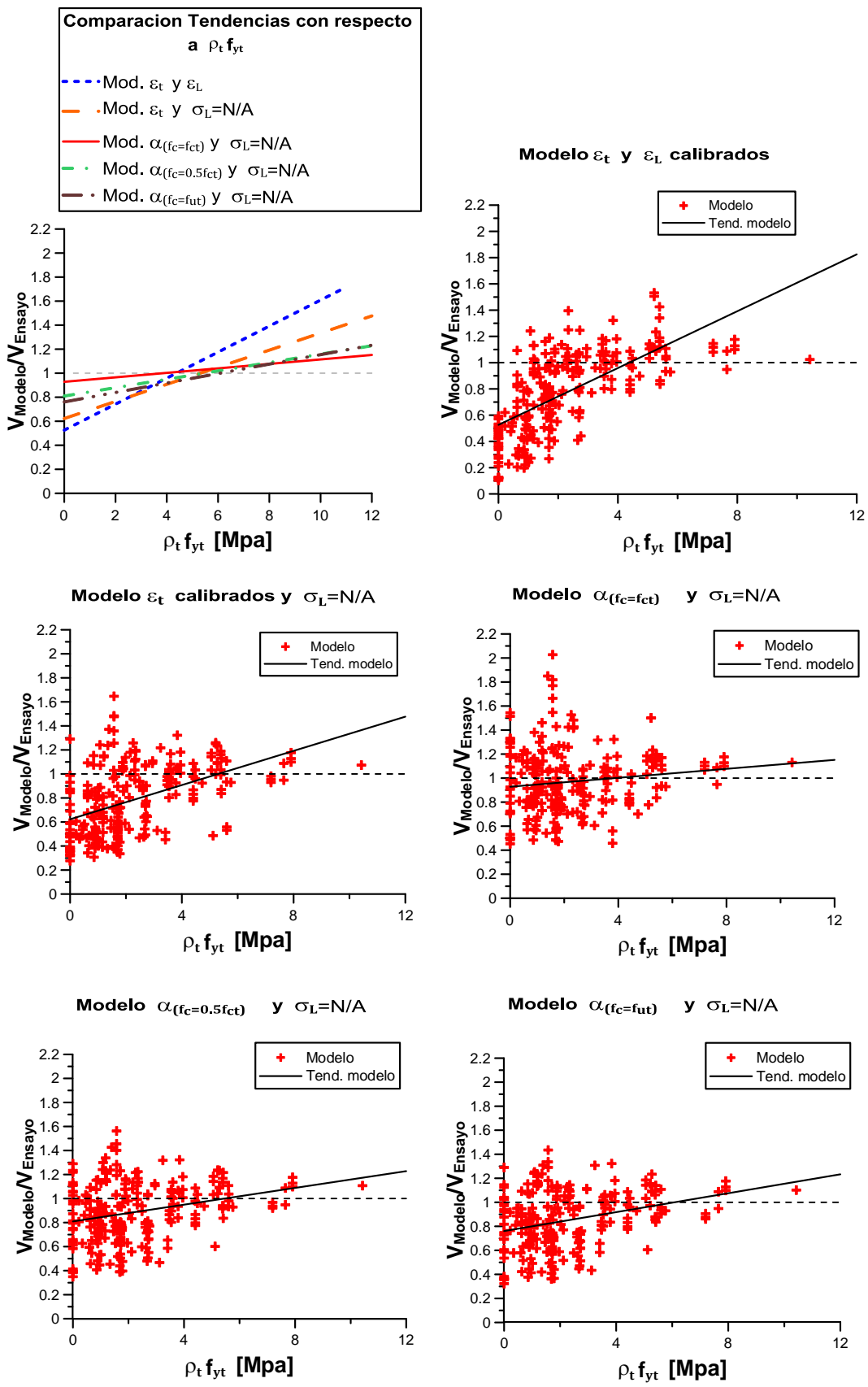


Figura 3.14.  $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$  vs  $\rho_t f_{yt}$ .

### 3.6.3. Sensibilidad al parámetro $N/f'_c t_w L_w$ .

La figura 3.15 muestra la dependencia de los modelos implementados con el nivel de carga axial. Para la base de datos existe tan solo un 15% de especímenes con un nivel de carga axial mayor a  $0.01f'_c t_w L_w$ . Todos los modelos son sensibles a la variación de este parámetro (alrededor de un 40% de variación en el rango disponible).

Los modelos “ $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_L$  calibrados”, “ $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ”, el modelo “ $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ” y el modelo “ $\varepsilon_t$  calibrado y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ” tienden a subestimar la capacidad para muros sin carga axial, y para muros con carga axial logran tener una buena predicción de la capacidad (valor promedio cercano a 1). Por el contrario, el modelo “ $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ” tiene una muy buena predicción para muros en ausencia de carga axial y tiende a subestimar la capacidad para muros con carga axial. Esto muestra una clara deficiencia del modelo de ángulo fijo “ $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ”, ya que de cierta manera no captura el efecto que produce la carga axial en el comportamiento del muro.

La variación de la sensibilidad vista para los tres modelos con ángulo fijo propuestos indica que al definir el ángulo del puntal a niveles de deformaciones mayores se mejora la predicción a la resistencia al corte para muros con carga axial.

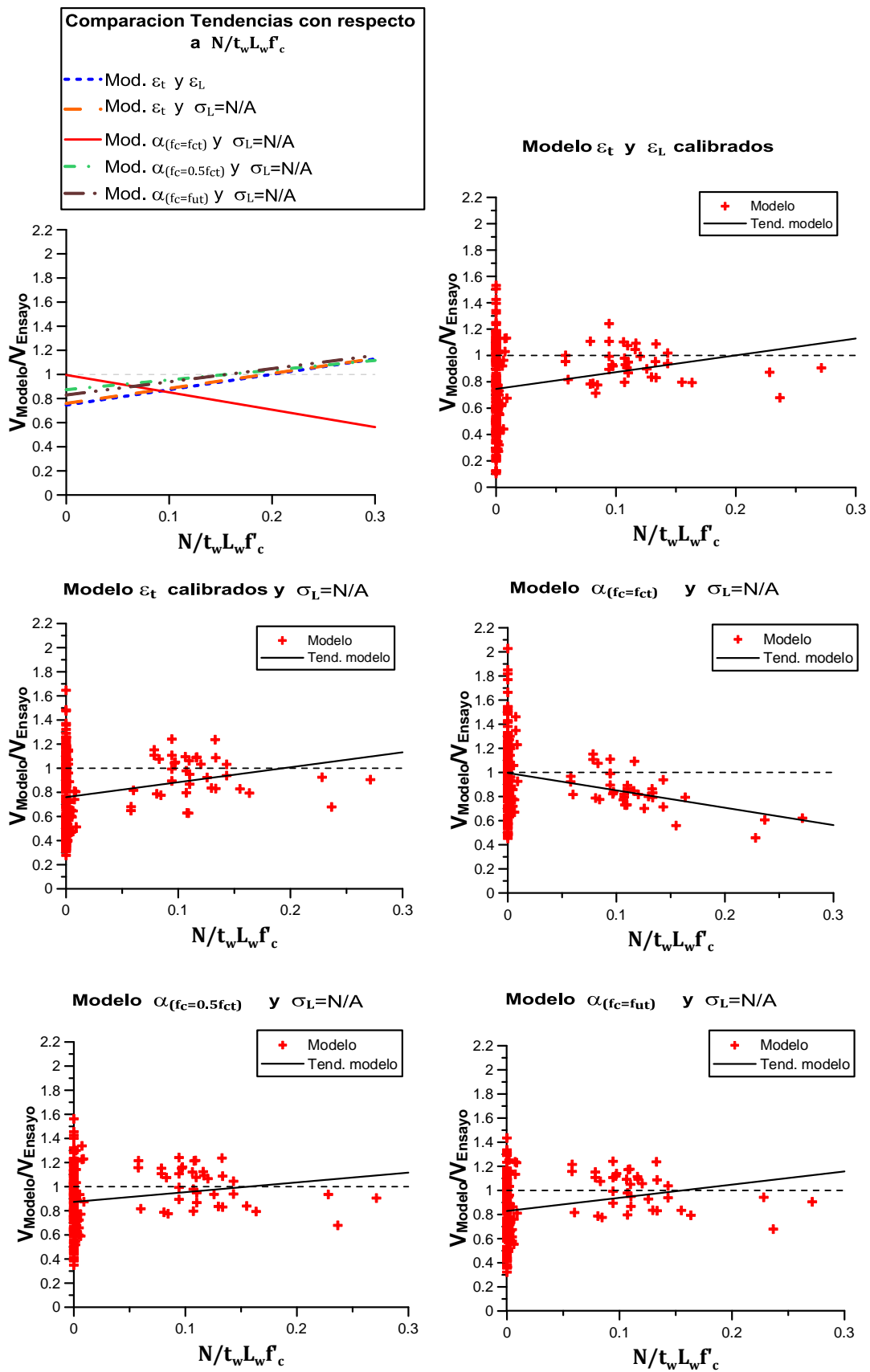


Figura 3.15.  $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$  vs  $N/f'_c t_w L_w$ .

#### 3.6.4. Sensibilidad al parámetro $f'_c$ .

La figura 3.16 muestra la dependencia de los modelos implementados con el parámetro de resistencia a la compresión del hormigón. Los modelos con ángulo variable, tienen una mayor dependencia (alrededor de un 60% de variación) que los modelos con ángulo fijo (alrededor de un 25%).

En general, todos los modelos tienen una tendencia a subestimar la capacidad al corte para hormigones con capacidades a la compresión menores a 40 MPa. Mientras que para niveles de  $f'_c$  mayores a 40 MPa tienden a sobreestimar la capacidad de los muros.

Los modelos de ángulo fijo tienen un porcentaje de variación similar, teniendo una tendencia a aumentar a medida que se fija el ángulo del puntal a niveles mayores de deriva.

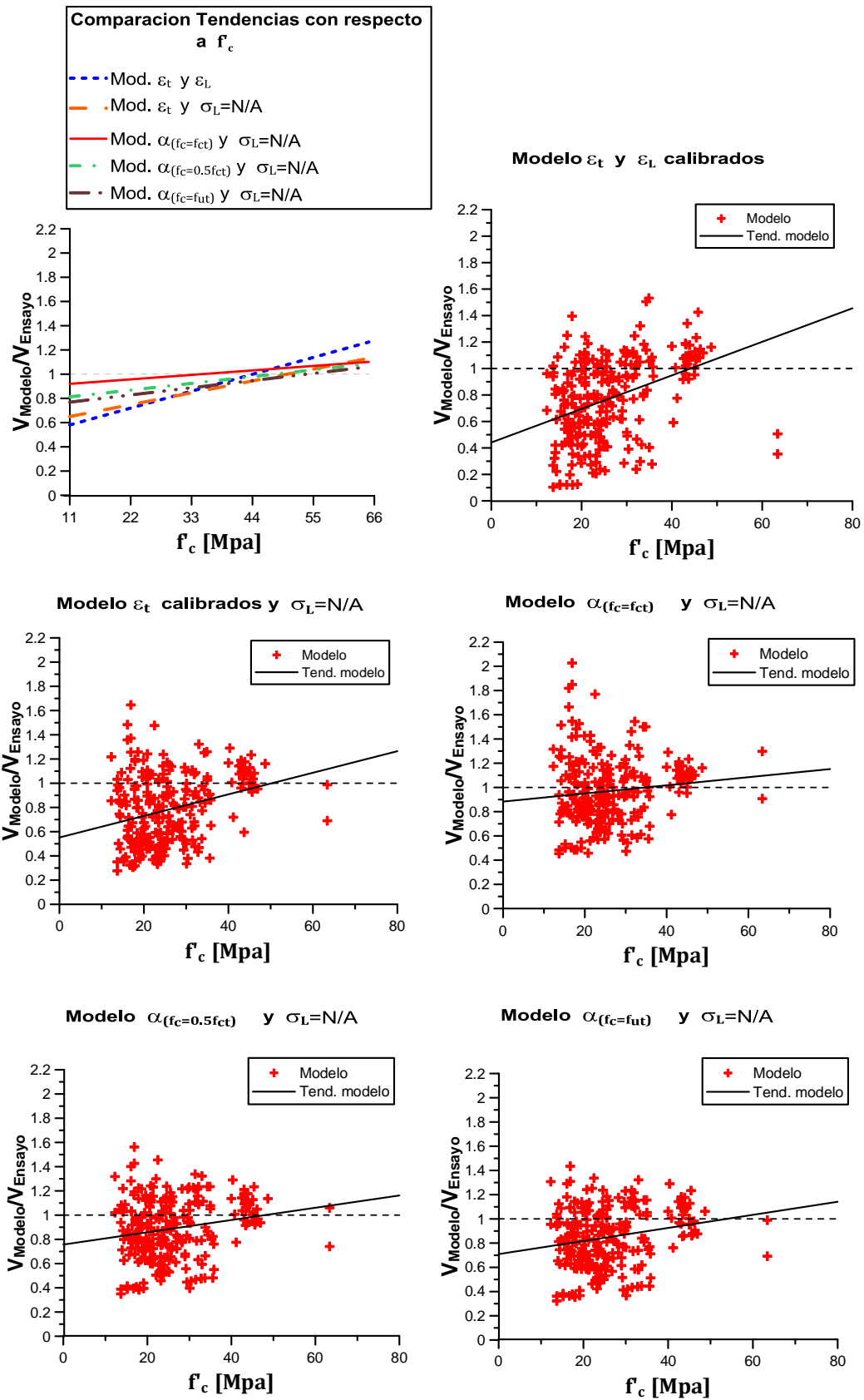


Figura 3.16.  $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$  vs  $f'_c$ .

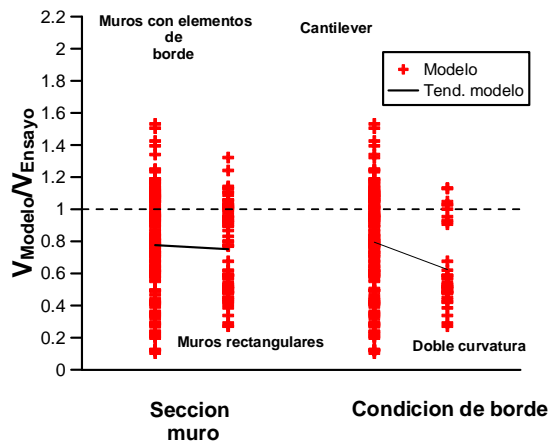
### 3.6.5. Sensibilidad a la forma del muro y condiciones de borde.

La figura 3.17 muestra las tendencias generales de los modelos implementados a la forma de la sección y a las restricciones en los bordes superior e inferior del muro. La base de datos contiene un 32% de muros rectangulares y un 68% de muros con elementos de borde. Para las condiciones de borde, la base de datos tiene un 85% de muros cantiléver, y un 15% de muros con doble curvatura.

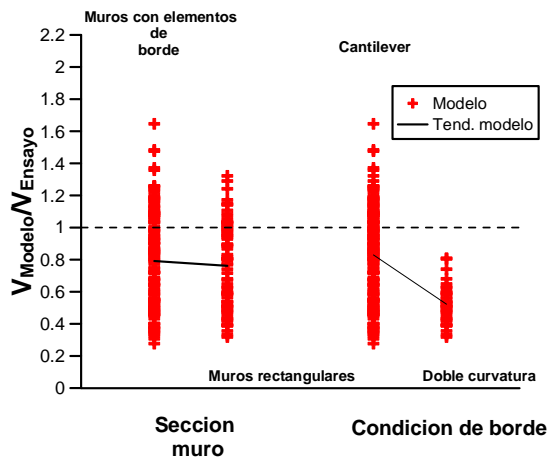
Los modelos de ángulo variable y ángulo fijo son prácticamente insensibles a la variación de la forma de la sección (alrededor de 2.5% de variación). Los modelos de ángulo fijo, si bien tienen una mayor dependencia en comparación con los de ángulo variable, tienen un pequeño porcentaje de variación en el rango estudiado (alrededor de un 10%). El modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ", y el modelo " $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ", tienen una mejor predicción en términos de capacidad para muros rectangulares, teniendo un valor promedio cercano a 1.

Por otro lado, los modelos de ángulo fijo capturan de buena manera las condiciones de borde del muro, teniendo una variación alrededor del 3%. En cambio los modelos de ángulo variable tienen una gran dependencia respecto a las condiciones de borde tendiendo a subestimar en gran medida la capacidad al corte de muros con doble curvatura.

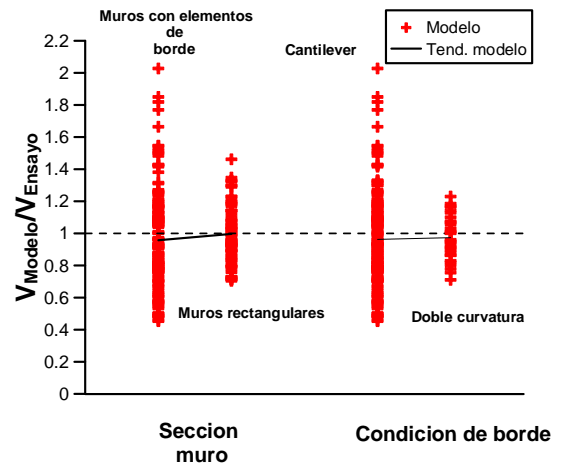
**Modelo  $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_L$  calibrados**



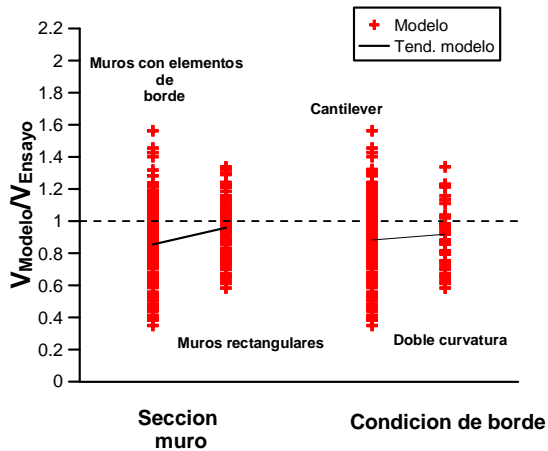
**Modelo  $\varepsilon_t$  calibrados y  $\sigma_L=N/A$**



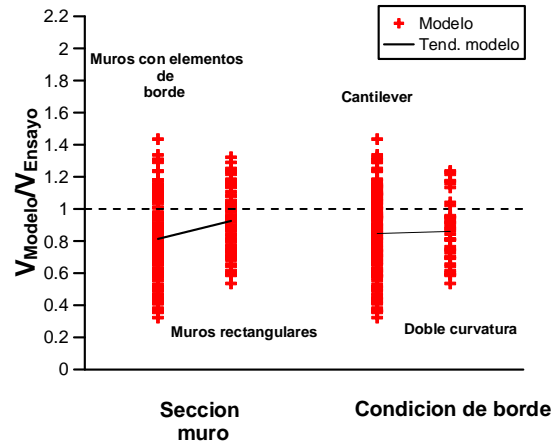
**Modelo  $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$  y  $\sigma_L=N/A$**



**Modelo  $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L=N/A$**



**Modelo  $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$  y  $\sigma_L=N/A$**



**Figura 3.17.**  $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$  vs Forma sección muro y  $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$  vs Condiciones de borde.

### 3.6.6. Sensibilidad a la tensión de corte promedio ( $\tau_{Lt}$ ) observada en el ensayo.

Este valor no es un parámetro de modelación, sin embargo sirve para poder verificar si los modelos son capaces predecir de buena manera tanto a muros con altos niveles de tensiones de corte, como a muros con bajo nivel de tensión de corte. La figura 3.18 muestra la variación que tienen los modelos implementados a este valor

Se logra apreciar que los modelos que tienen como condición el equilibrio en la vertical ( $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ) tienen una tendencia a predecir de mejor manera para niveles bajos de tensiones de corte, y para niveles altos tienden a subestimar la capacidad. El modelo " $\varepsilon_t$  calibrado y  $\sigma_L = \frac{N_p}{A}$ ", es el que tiene la menor dependencia dentro de los modelos implementados (11% de variación).

Lo contrario sucede para el modelo que no tiene como condición ningún valor para las tensiones promedio en el elemento (modelo  $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_L$  calibrados), tendiendo a mejorar su predicción para niveles altos de tensiones de corte.

Los modelos de ángulo variable tienen una menor dependencia a la tensión de corte experimental, alrededor de un 20% de variación, que los modelos con ángulo fijo, alrededor de un 45% de variación.



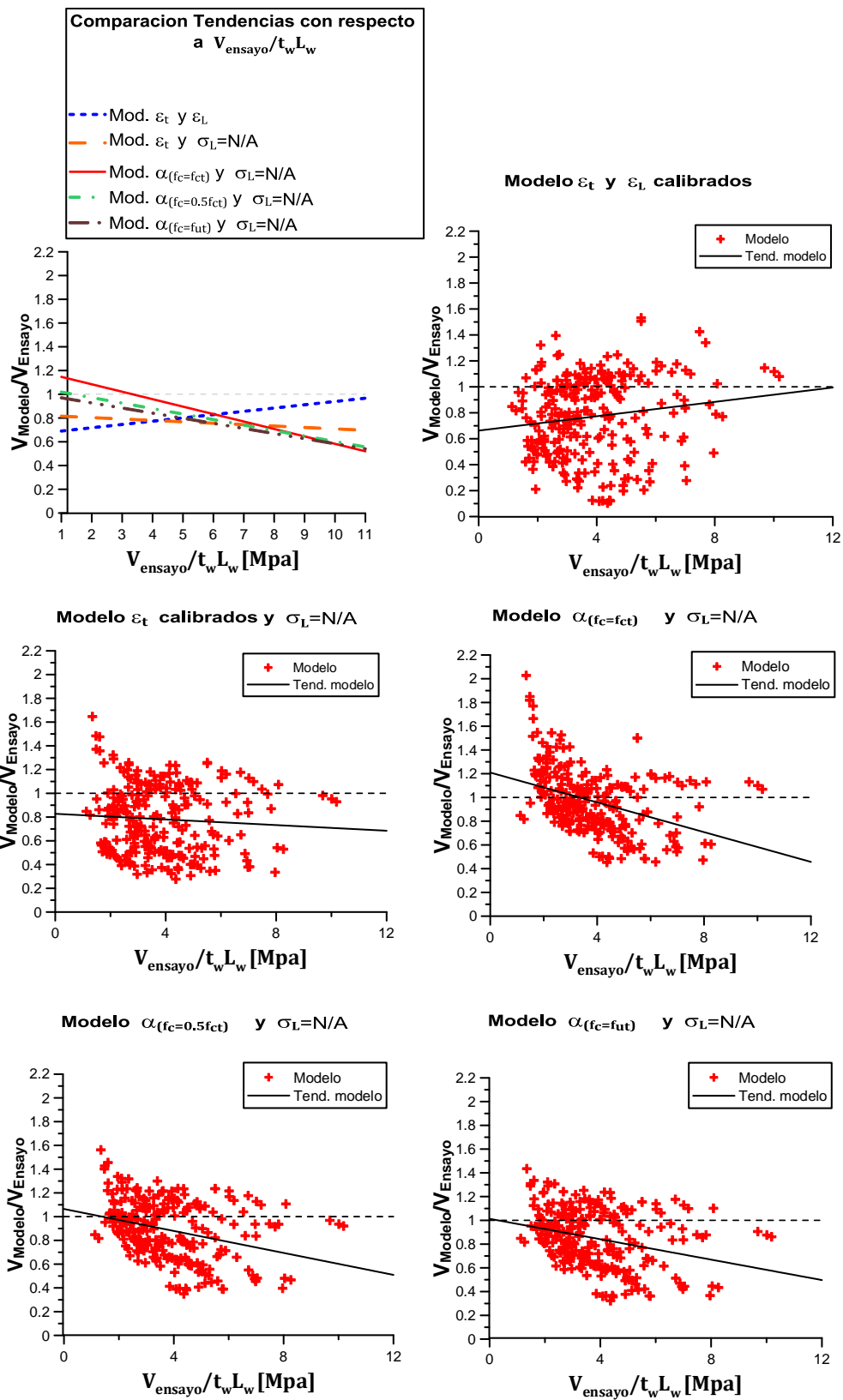
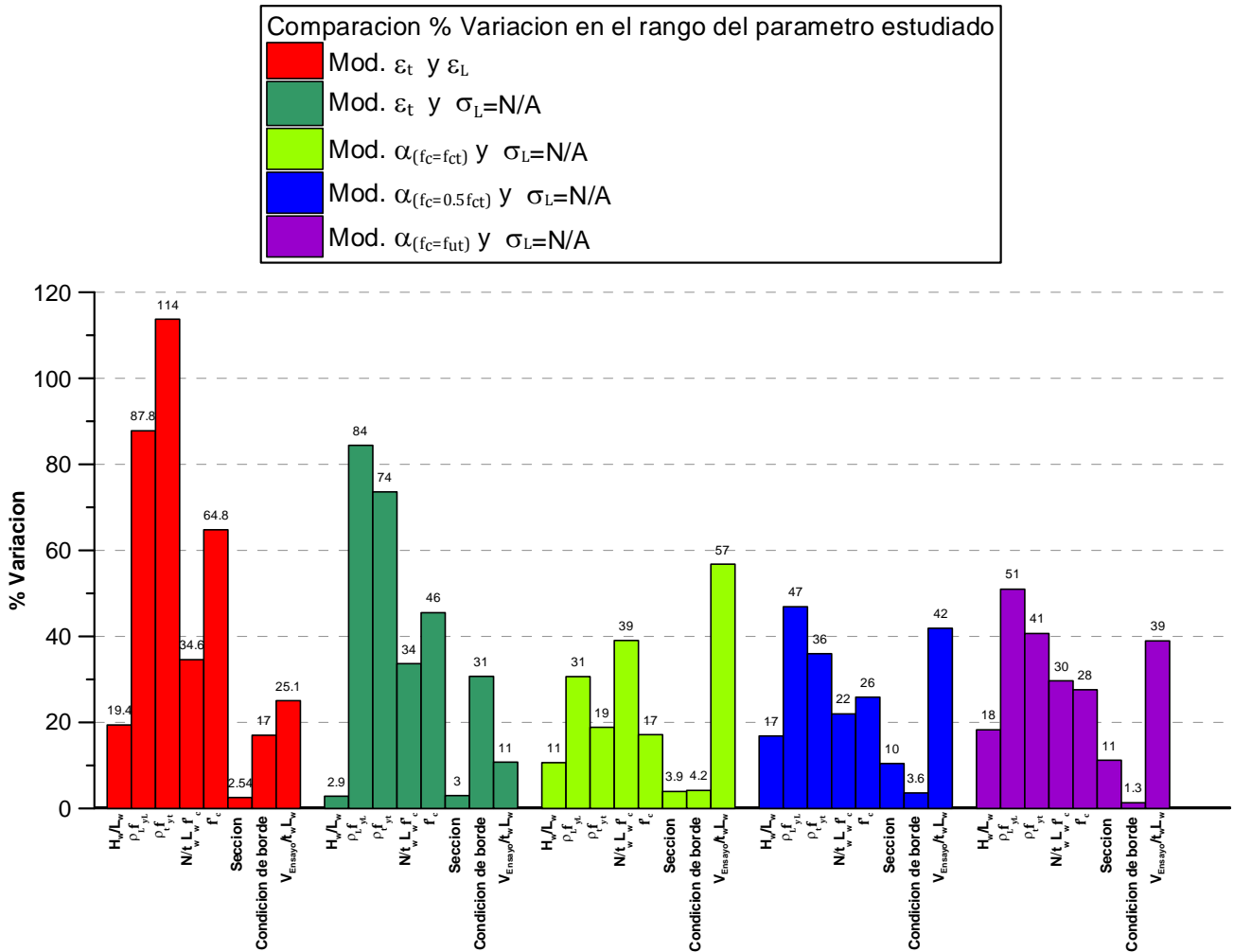


Figura 3.18.  $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$  vs  $V_{Ensayo}/t_w L_w$ .

### 3.6.7. Resumen tendencias generales.

A continuación se presenta un gráfico que resume el porcentaje de variación que tiene cada modelo al hacer el análisis de sensibilidad para los diferentes parámetros.



**Figura 3.19.** Comparación del % de variación en el rango del parámetro estudiado.

De la figura 3.19, se puede apreciar que en general los modelos con ángulo fijo capturan mejor la variación de los parámetros. Los modelos con ángulo variables “ $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_L$  calibrados”, “ $\varepsilon_t$  calibrado y  $\sigma_L = N/A$ ” tienen una notoria dependencia a la variación de la cantidad de armadura de refuerzo distribuida vertical y horizontal.

Los modelos en general capturan de mejor manera los parámetros de geometría (relación de aspecto y forma de sección transversal) en comparación con los demás parámetros estudiados.

El modelo que mejor captura la variación de los parámetros es el modelo de ángulo fijo “ $\alpha_{\text{conocido}} (f_c=f_{ct})$  y  $\sigma_L = N/A$ ” teniendo un bajo nivel de dependencia para la variación de la relación de aspecto, sección muro y condición de borde. Además de

poseer la menor dependencia con respecto a la variación de la capacidad de compresión del hormigón y a la cantidad de acero de refuerzo distribuido. Sin embargo este modelo tiene una gran dependencia al efecto de la carga axial, teniendo una excelente predicción para muros sin carga axial, y una predicción conservadora para muros con carga axial.

### 3.7. Tendencias específicas.

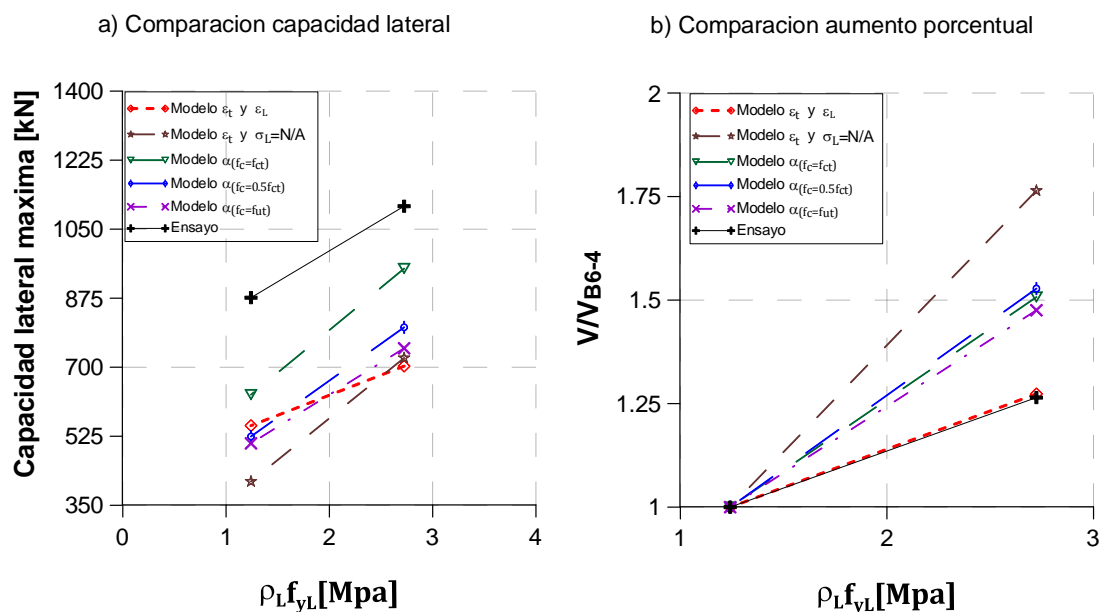
A continuación se analiza y compara las tendencias específicas de los modelos con respecto a la variación de la cantidad de armadura distribuida vertical, armadura distribuida horizontal, capacidad de compresión del hormigón, relación de aspecto y nivel de carga axial. Para realizar este análisis se seleccionan cuatro grupos de ensayos de la base de datos, más un grupo de muros ensayados por Terzioğlu (2011) [20], en los cuales la configuración geométrica de los especímenes son las mismas, pero se diferencian en los parámetros estudiados en este apartado.

#### 3.7.1. Variación de la cantidad de armadura distribuida vertical ( $\rho_L f_{yL}$ ).

Los ensayos realizados por Barda et al (1977) reflejan el impacto que tiene este parámetro en la respuesta de los muros cortos de hormigón armado. Los especímenes B-3-2 y B-6-2 tienen una relación de aspecto igual a 0.5, una cantidad del 0.5% de armadura horizontal y una capacidad a la compresión del hormigón relativamente similar. La cantidad de armadura distribuida vertical del espécimen B3-2 es el doble de la del espécimen B6-4 lo que provoca un cambio en la respuesta del muro corto, teniendo un aumento en la resistencia lateral. Esto nos indica que un aumento en la armadura vertical es equivalente a aumentar la cantidad de armadura distribuida horizontal.

**Tabla 3.6.** Propiedades especímenes B3-2 y B6-4 (Barda et al, 1977)

Ensayo	$H_w / L_w$	$t_w$ [cm]	$f'_c$ [cm]	$\rho_L$ [%]	$f_{yL}$ [MPa]	$\rho_t$ [%]	$f_{yt}$ [MPa]
<b>B3-2</b>	0.5	10.2	27	0.50	544.7	0.5	513.0
<b>B6-4</b>	0.5	10.2	21	0.25	496.4	0.5	496.4



**Figura 3.20.** Impacto en la capacidad lateral provocado por el aumento en la cantidad de armadura vertical.

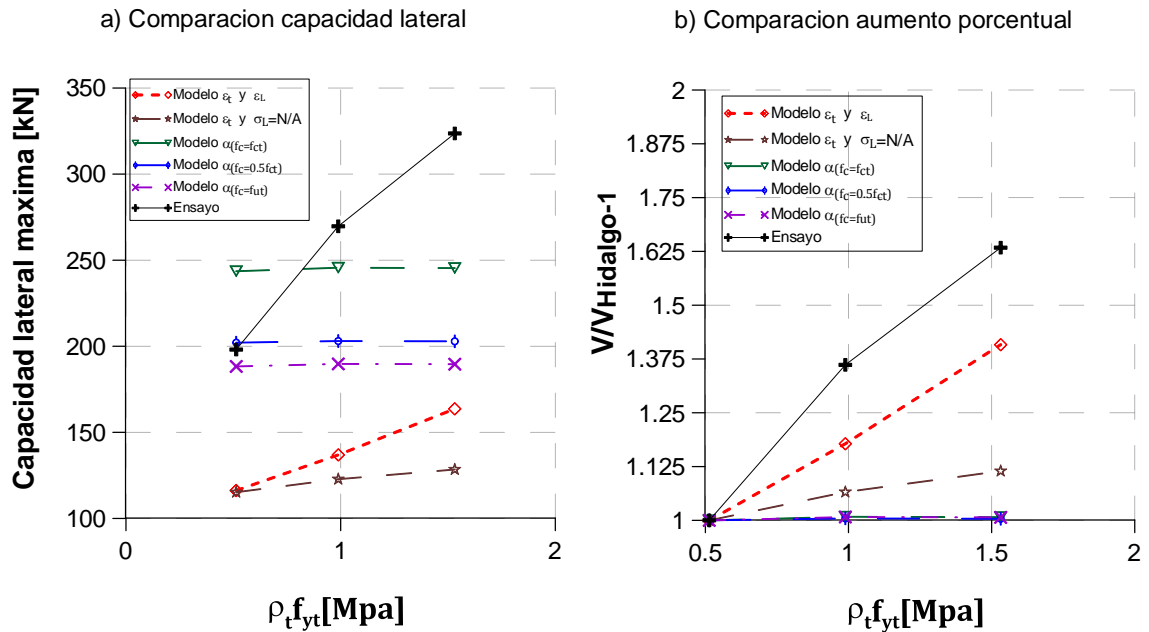
Todos los modelos presentan una tendencia predecir un aumento de la capacidad lateral de los muros al aumentar la cantidad de armadura distribuida vertical como muestra la figura 3.20a. En términos de aumento porcentual de la capacidad con respecto a la configuración con menor cantidad de armadura vertical (B6-4), se logra apreciar que el modelo que refleja el aumento de capacidad de manera prácticamente igual al visto experimentalmente es el modelo “ $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_L$  calibrados”, el cual predice un aumento del 25% de capacidad. Los modelos con ángulo fijo predicen un aumento del 50% de la capacidad.

### 3.7.2. Variación de la cantidad de armadura distribuida horizontal ( $\rho_t f_{yt}$ ).

Los ensayos de Hidalgo et al (2002) se caracterizan por estudiar el impacto de la variación específica de un parámetro de diseño en la respuesta de los muros cortos de hormigón armado con doble curvatura. Dentro de los 32 ensayos realizados por Hidalgo, se seleccionan los especímenes 1,2 y 4 los cuales poseen la misma geometría, la misma propiedad mecánica del hormigón, y la misma cantidad de armadura distribuida vertical. Lo único que diferencia un espécimen de otro es la cantidad de armadura horizontal, como muestra la tabla 3.7.

**Tabla 3.7.** Propiedades especímenes 1,2 y 4 (Hidalgo et al, 2002)

Ensayo	$H_w/L_w$	$t_w$ [cm]	$f'_c$ [cm]	$\rho_L$ [%]	$f_{yL}$ [MPa]	$\rho_t$ [%]	$f_{yt}$ [MPa]
Hidalgo-1	2.0	12.0	19.37	0.251	0.25	0.131	392.0
Hidalgo-2	2.0	12.0	19.56	0.251	0.25	0.246	402.0
Hidalgo-4	2.0	12.0	19.54	0.251	0.25	0.381	402.0



**Figura 3.21.** Impacto en la capacidad lateral provocado por el aumento en la cantidad de armadura distribuida horizontal.

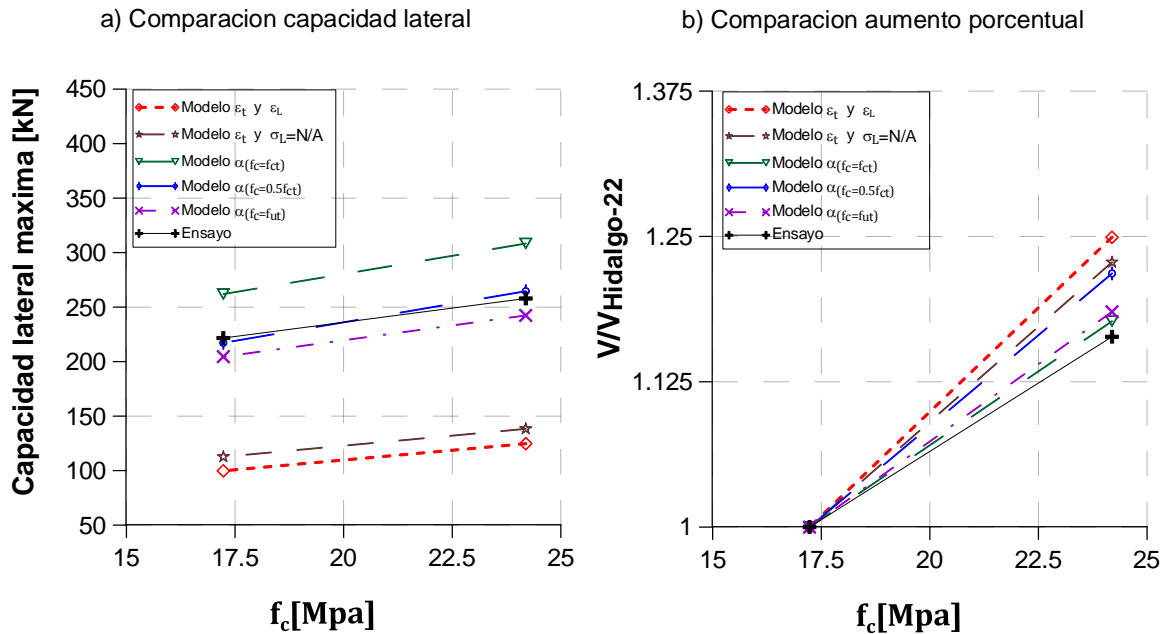
En la figura 3.21.a se grafica las capacidad experimental para observada para cada uno de los tres especímenes, junto con las capacidades predichas por los 5 modelos implementados en este trabajo. Se logra apreciar que los modelos de ángulo fijo son insensibles a este parámetro, esto es debido a que estos modelos no incorporan este parámetro en sus formulaciones. Sin embargo estiman un valor cercano de capacidad a la observada experimentalmente. En cambio los modelos de ángulo variable si logran captar el efecto de la armadura horizontal pero subestiman de sobremanera la capacidad de los muros.

### 3.7.3. Variación de la capacidad de compresión del hormigón ( $f'_c$ ).

Los especímenes 21 y 22 de los ensayos de Hidalgo et al (2002) son muros rectangulares de hormigón sin refuerzos de flexión, ni armadura distribuida vertical ni horizontal. Ambos especímenes tienen la misma geometría pero varían en la capacidad de compresión del hormigón, teniendo un valor de  $f'_c$  de 17 MPa el espécimen 22, y el uno de 24 MPa el espécimen 21 como muéstrala tabla 3.8.

**Tabla 3.8.** Propiedades especímenes 21 y 22 (Hidalgo et al, 2002)

Ensayo	$H_w / L_w$	$t_w$ [cm]	$f'_c$ [MPa]	$\rho_L$ [%]	$f_{yL}$ [MPa]	$\rho_t$ [%]	$f_{yt}$ [MPa]
Hidalgo-21	1.4	10.0	24.19	0.0	0.0	0.0	0.0
Hidalgo-22	1.4	10.0	17.23	0.0	0.0	0.0	0.0



**Figura 3.22.** Impacto en la capacidad lateral provocado por el aumento en la cantidad de armadura distribuida horizontal.

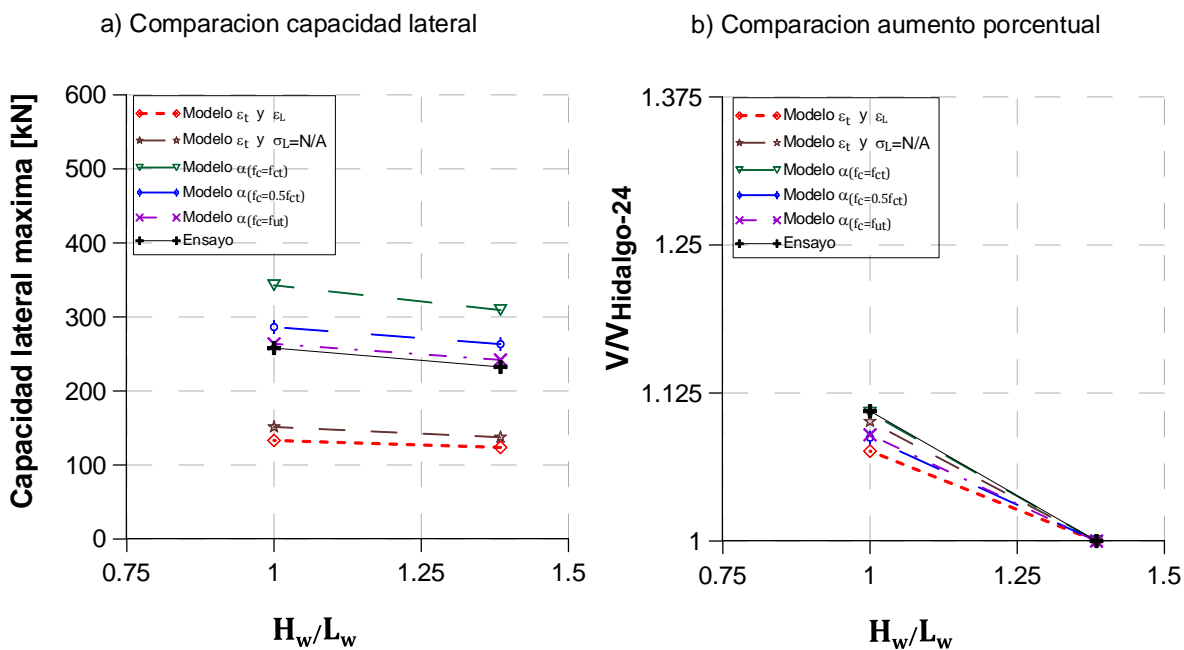
De la figura 3.22 b se puede apreciar que todos los modelos tienen una tendencia a predecir un aumento en la capacidad de acuerdo al aumento de la calidad del hormigón. El aumento porcentual visto en los ensayos es de alrededor del 15%. Los modelos que predicen mejor el porcentaje de aumento de capacidad debido a esta variación son los con ángulo fijo, teniendo porcentajes muy similares de sobrecapacidad. Además en términos de capacidad (figura 3.22 a), los modelos de ángulo fijo predicen valores muy cercanos a los experimentales.

#### 3.7.4. Variación de la relación de aspecto ( $H_w/L_w$ ).

Los ensayos 24 y 28 poseen la misma calidad de hormigón, la misma cantidad de armadura vertical distribuida y no posee refuerzo horizontal. La diferencia radica en la relación de aspecto, teniendo un valor de 1.4 para el espécimen 24 y uno de 1.0 para el 28 como muestra la tabla 3.9.

**Tabla 3.9.** Propiedades especímenes 24 y 28 (Hidalgo et al, 2002).

Ensayo	$H_w/L_w$	$t_w$ [cm]	$f'_c$ [MPa]	$\rho_L$ [%]	$f_{yL}$ [MPa]	$\rho_t$ [%]	$f_{yt}$ [MPa]
Hidalgo-24	1.4	10.0	23.92	0.250	0.25	0.000	0.0
Hidalgo-28	1.0	10.0	23.25	0.250	0.25	0.000	0.0



**Figura 3.23.** Impacto en la capacidad lateral provocado por el aumento en la cantidad de armadura distribuida horizontal.

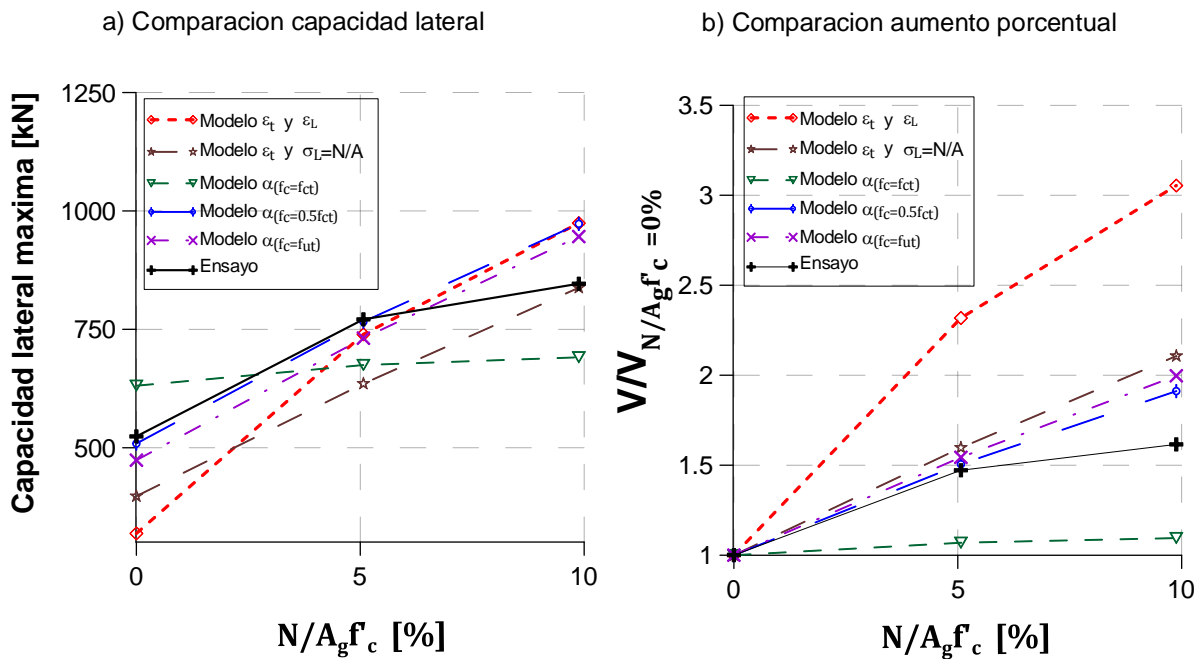
De la figura 3.23 se puede desprender que para el muro con relación de aspecto menor se observó una capacidad lateral mayor que para el muro con relación de aspecto mayor. Esto nos indica que los muros menos esbeltos tienen una mayor resistencia a la carga lateral. Este efecto es capturado por los modelos implementados. En términos de capacidad (figura 3.23 a) se logra apreciar que el modelo de ángulo fijo " $\alpha(f_c=f_{ut})$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ " es el que predice los valores más cercanos a los ensayos. El aumento porcentual (figura 3.23 b) es capturado de buena manera por todos los modelos, siendo más cercanos a los ensayos los modelos de ángulo fijo.

### 3.7.5. Variación del nivel de carga axial ( $N/A_g f'_c$ ).

Para realizar este análisis se seleccionaron tres especímenes ensayados por Terzioğlu (2011) en Turquía [20]. Los tres especímenes son iguales, pero tienen un nivel de carga axial diferente como se indica en la tabla 3.10.

**Tabla 3.10** Propiedades especímenes 24 y 28 (Hidalgo et al, 2002).

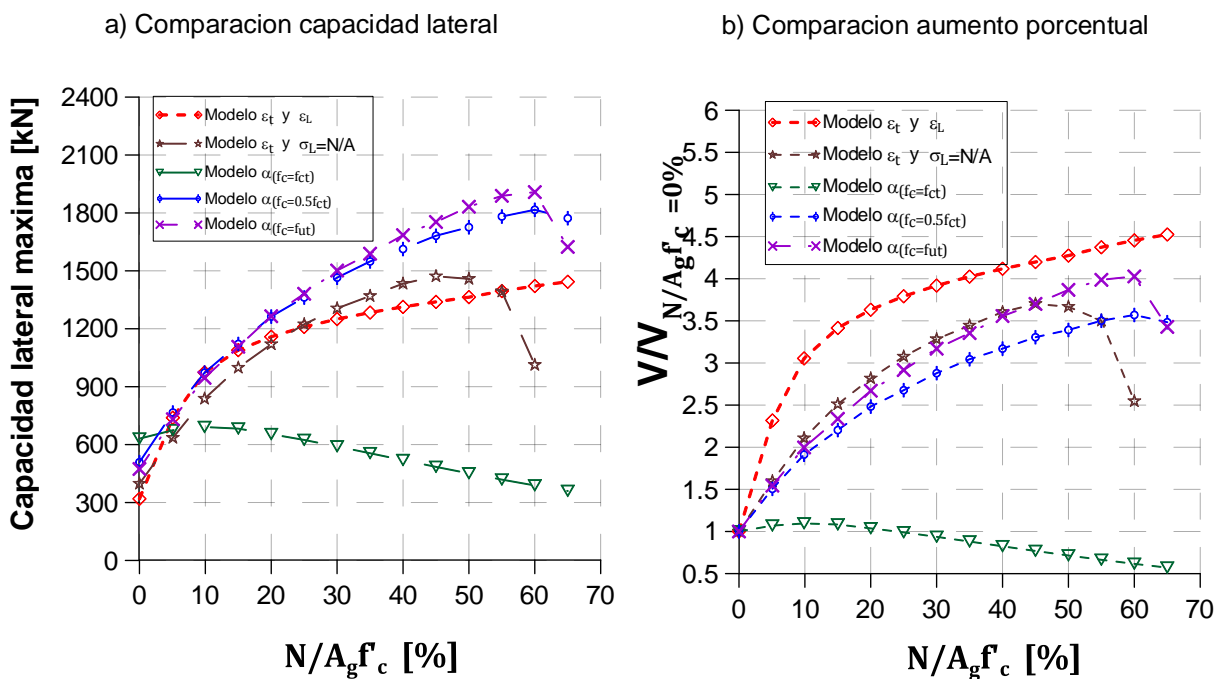
Ensayo	$H_w/L_w$	$t_w$ [cm]	$f'_c$ [MPa]	$\rho_L$ [%]	$f_{yL}$ [MPa]	$\rho_t$ [%]	$f_{yt}$ [MPa]	$N/A_g f'_c$ [%]
SW-T1-S2-9	0.50	12.00	24.00	0.340	584	0.340	584	0
SW-T1-N5-S1-10	0.50	12.00	26.30	0.340	584	0.340	584	5
SW-T1-N10-S1-11	0.50	12.00	27.00	0.340	584	0.340	584	10



**Figura 3.24.** Comparación entre evidencia experimental y predicción de modelos del impacto en la capacidad lateral provocado por el aumento del nivel de carga axial.

De la figura 3.23 se desprende que todos los modelos tienen la tendencia a predecir un aumento de la capacidad lateral dado un aumento del nivel de carga axial al que está sometido el muro. El modelo “ $\alpha(f_c=f_{ct})$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ”, como ya se analizó en capítulos anteriores, posee una mala predicción de capacidad para muros con carga axial, tendiendo a subestimar la capacidad del muro. En cambio los otros dos modelos de ángulo fijo, para los casos analizados, muestran una buena predicción para un nivel de carga axial del 5% de la capacidad a la compresión del muro, sin embargo para el 10% de carga axial sobreestiman la capacidad. Los resultados experimentales muestran que a medida que se aumenta el nivel de carga axial, la sobrecapacidad contribuida por la compresión de la carga axial comienza a disminuir. Este comportamiento se entiende de mejor manera al ponerse en el caso extremo en que exista una carga axial muy grande, lo que produce que el muro antes de ser solicitado por cargas laterales tenga una deformación del puntal muy grande. Esto provoca que al aplicar una carga lateral pequeña sobre el muro, éste falle rápidamente por compresión diagonal. Esto nos indica que la carga axial contribuye al aumento de la capacidad al corte de muros, pero hay un cierto nivel de carga axial para el cual un aumento en la compresión el muro genera una pérdida de resistencia lateral.





**Figura 3.25.** Predicción del impacto en la capacidad lateral provocado por el aumento del nivel de carga axial (0% hasta un 65% de  $N/A_g f'_c$ ).

En la figura 3.25, se muestra un análisis teórico, sin comparación con datos experimentales, en donde se utilizó la misma configuración de los especímenes de Turquía estudiados, pero aplicándole niveles de carga axial desde 0%, hasta un 65%. Se logra apreciar que todos los modelos muestran una disminución de la sobrecapacidad contribuida por la carga axial. Los modelos fijo “ $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ”, “ $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ” y el modelo “ $\varepsilon_t$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ” predicen un nivel de carga axial en el cuál la capacidad comienza a disminuir, lo que concuerda con lo esperado cualitativamente. Sin embargo cuantitativamente, comparando con los 3 especímenes estudiados, sólo predice de buena manera para un nivel de carga del 5%, como se indica en la figura 3.24 b, esto nos indica que los modelos predice una menor disminución de la sobrecapacidad que lo visto experimentalmente. Sin embargo, se puede observar que lo evidenciado empíricamente está entre los valores predichos por los modelos “ $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ” y “ $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ”, lo que sugiere que un ángulo del puntal encontrado para tensiones entre  $\sigma_r = f'_c$  y  $\sigma_r = 0.5f'_c$  debiera predecir de mejor manera la sobrecapacidad.

## 4. COMPARACION CON MODELOS SIMPLES DE LA LITERATURA.

Cuatro códigos son presentados para estimar el peak de capacidad de los 252 muros pertenecientes a la base de datos estudiada en este trabajo. Los códigos implementados fueron: Instituto Americano de Hormigón (ACI 318-08 Cap.21), código Mexicano (MCBC-04), código Europeo (EC8, 1988) y el código Nueva Zelanda (NZS-06). Estos códigos consideran la contribución de parámetros como la relación de aspecto, las cuantías de acero vertical y/o horizontal, la capacidad de compresión del hormigón y los niveles de carga axial.

En la gran mayoría de modelos existentes en la literatura, la resistencia al corte viene dada por la superposición de las contribuciones del hormigón y del acero de refuerzo distribuido ( $V_n = V_c + V_s$ ). En general la contribución del hormigón es obtenida de resultados experimentales de muros sin refuerzo horizontal (suponiendo que el aporte del hormigón es igual a la de un muro sin refuerzos), y la del acero mediante un modelo puntal-tensor que asume un ángulo de  $45^\circ$  para la grieta y que el acero de refuerzo horizontal está fluyendo.

### 4.1. Instituto Americano de Hormigón (ACI 318-08 Cap.21).

El capítulo 21 del ACI 318-08 superpone la contribución de la resistencia al corte del hormigón y del acero de refuerzo horizontal. La contribución del hormigón depende de la relación de aspecto del muro, siendo mayor para muros con menor relación de aspecto. Para la contribución del acero sólo se considera que el refuerzo horizontal distribuido aporta a la resistencia de corte, asumiendo que todas las barras de acero se encuentran en fluencia.

$$V_{n1} = V_c + V_s \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_w \quad (4.1)$$

$$V_c = \alpha_c\sqrt{f'_c}A_w \quad (4.2)$$

$$V_s = \rho_t f_y A_w \quad (4.3)$$

Donde  $V_{n1}$  (N) es la resistencia nominal al corte,  $f'_c$  (Mpa) es la resistencia de compresión del hormigón,  $A_w$  ( $\text{mm}^2$ ) es el área bruta de la sección transversal,  $\rho_t$  es la cuantía de acero transversal, y  $f_y$  (Mpa) es la tensión de fluencia del acero de refuerzo. El coeficiente  $\alpha_c$  es función de la relación de aspecto. Este coeficiente toma un valor de 0.25 para  $H_w/L_w < 1.5$ , y 0.17 para  $H_w/L_w > 2$ . Una interpolación lineal puede ser usada para valores de relación de aspecto entre 1.5 y 2.

## 4.2. Código Mexicano (MCBC-04).

La sección 6.5 de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, propone un set de ecuaciones semi-empíricas basadas en la analogía puntal-tensor para predecir la capacidad máxima de muros de hormigón armado. Este modelo calcula el peak de capacidad como la suma de las fuerzas resistidas por el hormigón y la armadura transversal. La contribución del hormigón depende de la relación de aspecto y en algunos casos de la cuantía de armadura vertical distribuida. La resistencia del acero es función sólo de la armadura transversal.

$$V_{n2} = V_c + V_s \quad (4.4)$$

$$V_c = 0.27A_w\sqrt{0.85f'_c} \quad (4.5)$$

$$V_c = 0.3t_w d_w (0.2 + 20\rho_L)\sqrt{0.85f'_c} \quad (4.6)$$

$$V_c = 0.16t_w d_w\sqrt{0.85f'_c} \quad (4.7)$$

$$V_s = \rho_t f_y A_w \quad (4.8)$$

Donde  $V_{n2}$  (N) es la resistencia nominal al corte,  $f'_c$  (Mpa) es la resistencia de compresión del hormigón,  $A_w$  (mm<sup>2</sup>) es el área bruta de la sección transversal,  $t_w$  (mm) es el espesor del alma del muro,  $d_w$  (mm) es la altura útil del muro igual a  $0.8L_w$  para muros rectangulares, y distancia entre los centroides de los elementos de borde para muros con elementos de borde,  $\rho_t$  y  $\rho_L$  es la cuantía de acero transversal y longitudinal respectivamente, y  $f_y$  (Mpa) es la tensión de fluencia del acero de refuerzo.

La contribución del hormigón,  $V_c$ , es función de la relación de aspecto. La ecuación (4.5) se utiliza para relaciones de aspecto menores a 1.5. Cuando la relación de aspecto es mayor que 2, se utilizan las ecuaciones (4.6) y (4.7). La ecuación (4.6) se aplica cuando  $\rho_L \leq 1.5\%$  y la ecuación (4.7) en otro caso. Para muros con relaciones de aspecto intermedios,  $1.5 < H_w/L_w < 2$ , se permite hacer una interpolación lineal para determinar la contribución del hormigón.

## 4.3. Código Europeo (EC8, 1988).

En las recomendaciones de diseño sísmico europeo la contribución del hormigón es despreciable para muros con bajo nivel de carga axial. A diferencia de los códigos ACI y MCBC la contribución del acero es función del acero de refuerzo transversal y longitudinal. Para cuantías iguales de acero ( $\rho_t = \rho_L$ ) la contribución del acero de refuerzo es igual a las del ACI y MCBC.

$$V_{n3} = V_c + V_s \quad (4.9)$$

$$V_c = 0 \quad (4.10)$$

$$V_c = 0.15t_w d_w \sqrt{f'_c} \quad (4.11)$$

$$V_s = [\rho_t f_{yt} (H_w/t_w - 0.3) + \rho_L f_{yL} (1.3 - H_w/t_w)] t_w d_w \quad (4.12)$$

Donde  $V_{n3}$  (N) es la resistencia nominal al corte,  $f'_c$  (Mpa) es la resistencia de compresión del hormigón,  $t_w$ (mm) es el espesor del alma del muro,  $d_w$ (mm) es la altura útil del muro igual a  $0.8L_w$  para muros rectangulares, y distancia entre los centroides de los elementos de borde para muros con elementos de borde,  $\rho_t$  y  $\rho_L$  es la cuantía de acero transversal y longitudinal respectivamente,  $f_{yt}$  y  $f_{yL}$  (Mpa) son las tensiones de fluencia del acero transversal y longitudinal respectivamente.

La contribución del hormigón es función de la carga axial, para  $N_{sd}/1.5A_w f'_c < 0.1$  la contribución viene dada por la ecuación (4.10), y para  $N_{sd}/1.5A_w f'_c > 0.1$  la resistencia aplicada por el hormigón viene dada por (4.11).

De la expresión (4.12) se puede deducir que para relaciones de aspecto menores a 0.3 la contribución de resistencia de la armadura transversal es negativa, y para relaciones de aspecto mayores a 1.3 la contribución del acero de refuerzo longitudinal también lo es.

#### 4.4. Código Nueva Zelanda (NZS-06)

La sección 11.3 del código de Nueva Zelanda propone un set de ecuaciones semi-empíricas basadas en la analogía puntal-tensor para calcular la capacidad máxima de muros de hormigón armado. Este modelo superpone la contribución de resistencia del hormigón y del acero horizontal de refuerzo distribuido. La contribución del hormigón es función de la relación de aspecto, la capacidad de compresión del hormigón y del nivel de carga axial del muro y la del acero viene dada solamente por la cantidad de armadura de refuerzo transversal.

$$V_{n4} = V_c + V_s \leq 0.2f'_c \times t_w d_w \leq 8(MPa) \times t_w d_w \quad (4.13)$$

$$V_c = \left(0.27\sqrt{f'_c} + \frac{N}{4A_w}\right) t_w d_w \quad (4.14)$$

$$V_c = \left[0.05\sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left(0.1\sqrt{f'_c} + 0.2\frac{N}{A_w}\right)}{H_w - \frac{L_w}{2}}\right] t_w d_w \quad (4.15)$$

$$V_s = \rho_t f_{yt} A_w \quad (4.16)$$

Donde  $V_{n4}$  (N) es la resistencia nominal al corte,  $f'_c$  (Mpa) es la resistencia de compresión del hormigón,  $A_w$ (mm<sup>2</sup>) es el área bruta de la sección transversal,  $t_w$ (mm) es el espesor del alma del muro,  $d_w$ (mm) es la altura útil del muro igual a  $0.8L_w$  para muros rectangulares, y distancia entre los centroides de los elementos de borde para

muros con elementos de borde,  $\rho_t$  es la cuantía de acero transversal,  $f_{yt}$  (Mpa) son la tensión de fluencia del acero transversal.

El valor de la contribución del hormigón,  $V_c$ , es considerado el menor de los propuestos por (4.14) y (4.15). Para relaciones de aspecto menores a 2 la ecuación (4.15) no se aplica. La tensión de corte es limitado por un valor máximo igual al menor entre  $0.2 f'_c$  y 8 MPa.

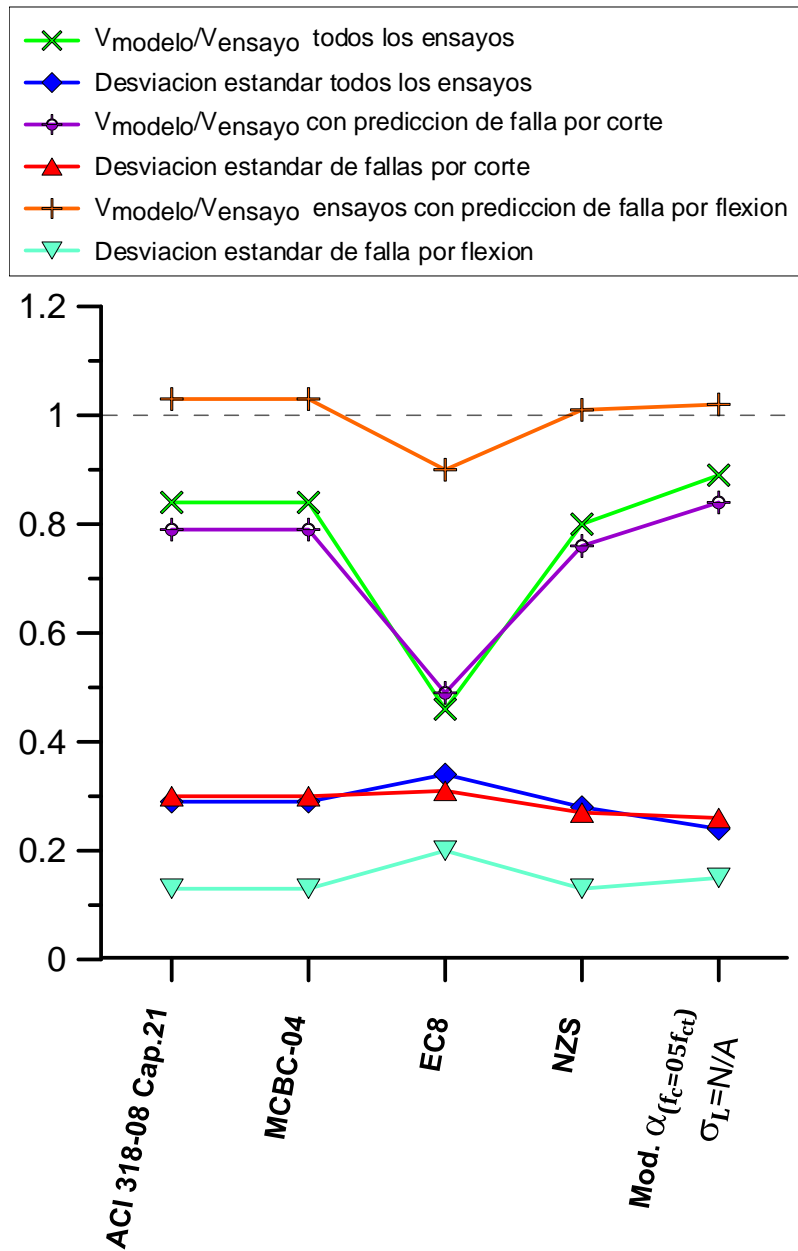
#### 4.5. Comparación modelos literatura con resultados experimentales.

La carga lateral máxima resistida en los ensayos son comparados con la carga máxima predicha por los modelos expuestos anteriormente. La predicción incorporó el análisis de falla por flexión, considerando la capacidad del muro al corte como la menor entre la predicha por un modelo de flexión simple, y por el código respectivo.

**Tabla 4.1.** Valores estadísticos ecuaciones literatura para capacidad máxima de muros

Modelo	Promedio Todos	Desv. Estándar Todos	Promedio fallas de corte	Desv. Estándar fallas corte	N° ensayos con falla de corte	Promedio fallas de flexión	Desv. Estándar fallas flexión	N° ensayos con falla de flexión
ACI 318-08	0.84	0.3	0.79	0.30	197	1.03	0.13	55
MCBC-04	0.84	0.3	0.79	0.30	197	1.03	0.13	55
EC8	0.46	0.34	0.49	0.31	230	0.9	0.2	22
NZS-06	0.8	0.28	0.76	0.27	206	1.01	0.13	46
Mod. $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$	0.89	0.24	0.84	0.26	183	1.02	0.15	69

La figura 4.1 revela claramente que la razón promedio entre la capacidad predicha y la capacidad experimental del muro más pequeña es la del código Europeo, subestimando la capacidad en un 54% aproximadamente, y es el código que tiene mayor dispersión. Los resultados entre el código ACI-318, Mexicano y el código de Nueva Zelanda son comparables, subestimando la capacidad en aproximadamente un 16% tanto en términos de valor promedio, como en dispersión. Además se puede desprender que el modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ " es el que tiene el valor promedio más cercano a 1 entre los códigos implementados, subestimando la capacidad de los muros un 11% en promedio. Los datos expuestos en la figura 4.1 y la tabla 4.1 revelan que el modelo de ángulo fijo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ " presenta una mejor predicción en términos de capacidad con respecto a las ecuaciones de la literatura.



**Figura 4.1.** Comparación de parámetros estadísticos de modelos literatura y modelo ángulo fijo.

Los códigos ACI-318-08 y el MCBC-04 tienen prácticamente la misma predicción a pesar de tener diferencias en la formulación. Esto es debido a que tan solo 13 de los 252 ensayos de la base de datos tienen una relación de aspecto entre 1.5 y 2.0, zona en las que radica la diferencia entre ambos códigos, dado que el código mexicano considera el efecto de la cantidad de refuerzo vertical. Para muros con relación de aspecto menor a 1.5 la contribución del hormigón de ambos códigos es prácticamente la misma ( $V_{c-ACI} = 0.25A_w\sqrt{f'_c}$  ,  $V_{c-MCBC} = 0.27A_w\sqrt{0.85f'_c} \approx 0.25A_w\sqrt{f'_c}$ ).

**Tabla 4.2.** Valores estadísticos ecuaciones literatura para capacidad máxima de muros con carga axial (32 ensayos).

	ACI-318-08	MCBC-04	EC8	NZS-06	Mod. $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$
Promedio	0.78	0.78	0.63	0.83	1.01
Dispersión	0.22	0.22	0.26	0.17	0.16

En la tabla 4.2 se observa que de los cuatro códigos de la literatura implementados, el NZS-06 es el que mejor predice la capacidad al corte de los 32 muros con carga axial de la base de datos utilizada, tanto en términos de valor promedio como en dispersión. Esto revela la utilidad de la incorporación de manera simple de los efectos de la carga axial en la resistencia del muro a cargas laterales que hace el código de Nueva Zelanda. Por otro lado, el modelo de ángulo fijo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ " es el que tiene mejor predicción de capacidad con un valor promedio muy cercano a 1, y la menor dispersión de los 5 modelos.

## 5. COMPARACIÓN DE PREDICCIONES DE CAPACIDAD DEL MODELO KASEEM ET AL (2010) CON MODELO “ $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$ Y $\sigma_L = N/A$ ”.

En el presente apartado se comparan los resultados obtenidos mediante la implementación del modelo Kaseem (2010) con la base de datos, obteniendo los parámetros estadísticos y analizando las tendencias generales debido a la variación de los diferentes parámetros de modelación. Además se contraponen los resultados obtenidos con el modelo “ $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$ ”. Estos dos modelos, tienen el mismo algoritmo de solución, la única diferencia radica en la proposición de dos calibraciones diferentes para el ángulo del puntal.

Como se indica en el Capítulo 2 del presente trabajo, el modelo de Kaseem es un modelo con ángulo fijo que considera un solo elemento de hormigón armado (panel) el cual representa el estado de tensiones y deformaciones promedio del muro, al igual que los modelos implementados en esta memoria. Para obtener el campo de deformaciones y tensiones se usa la ecuación de equilibrio vertical ( $\sigma_L = N/A$ ), más un valor calibrado para el ángulo del puntal de compresiones (dirección principal de tensiones y deformaciones) la cual queda representada por las ecuaciones 2.18 y 2.19.

### 5.1. Comparación con base de datos original menos ensayos sin armadura vertical y horizontal (225 ensayos).

El ángulo del puntal propuesto por Kaseem se indefine cuando no hay presencia de armadura horizontal o vertical, es por eso que para este apartado se eliminan aquellos ensayos en los cuales no exista armadura horizontal o vertical quedando una nueva base de datos de 225 ensayos. Los parámetros estadísticos son los siguientes:

**Tabla 5.1.** Comparación capacidad al corte del Kaseem (2010) con capacidad experimental.

	$V_{\text{modelo}}/V_{\text{ensayo}}$	Desviación Estándar	Nº de Ensayos
Todos los ensayos	0.86	0.32	225
Muros con falla de corte	0.82	0.35	170
Muros con fallas de flexión	0.99	0.14	55

El modelo de Kaseem (2010) subestima la capacidad al corte del muro de hormigón armado en un 14% para esta base de datos. Además predice que un 76 % de los muros de la base de datos falla por corte (Compresión diagonal).



La desviación estándar es un 8% mayor que la del modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$ ", lo que nos indica que tiene un mayor grado de dispersión con respecto a su valor promedio.

**Tabla 5.2.** Comparación capacidad al corte del modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$ " con capacidad experimental para base de datos de 225 ensayos.

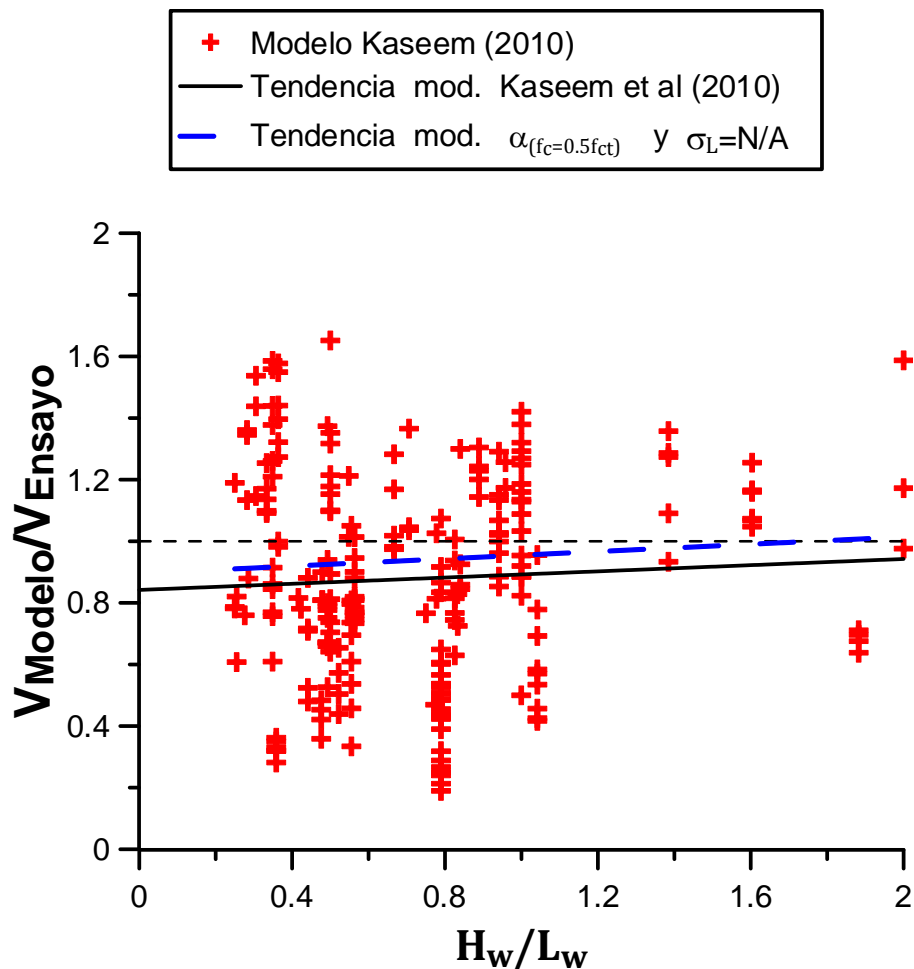
	$V_{\text{modelo}}/V_{\text{ensayo}}$	Desviación Estándar	Nº de Ensayos
Todos los ensayos	0.91	0.24	225
Muros con falla de corte	0.87	0.25	157
Muros con fallas de flexión	1.01	0.15	68

## 5.2. Tendencias generales Kaseem (2010).

A continuación se analiza y compara las tendencias generales del modelo Kaseem (2010) con respecto a diferentes parámetros característicos de los muros de hormigón armado; relación de aspecto, cuantías de acero vertical y horizontal, nivel de carga axial y capacidad a la compresión del hormigón con el fin de poder obtener información acerca la sensibilidad a estos parámetros.

### 5.2.1. Sensibilidad a la relación de aspecto ( $H_w/L_w$ ), Kaseem et al (2010).

La figura 5.1, muestra la dependencia del modelo de Kaseem a este parámetro. Se logra apreciar que este modelo captura bien la variación de la relación de aspecto, teniendo un porcentaje variación del 6.1% en el rango estudiado. El porcentaje de variación del modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$ ", es levemente menor al de Kaseem, alcanzando un 5.9% en el rango estudiado.



**Figura 5.1.**  $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$  VS  $H_w/L_w$

5.2.2. Sensibilidad a los parámetros  $\rho_L f_{yL}$  y  $\rho_t f_{yt}$ , Kaseem et al (2010).

Como se muestra en la figura 5.2 el modelo de Kaseem presenta un 20% de variación en el rango estudiado con respecto a la cantidad de acero vertical distribuido. El modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ " tiene una mayor dependencia, alcanzando un 59% de variación. Por otro lado, el modelo de Kaseem no captura de buena manera la variación de la cantidad de armadura horizontal distribuida, tendiendo a subestimar la capacidad para muros con altos niveles de cuantía horizontal.

A diferencia con los modelos implementados que usan como condición el equilibrio vertical, el modelo de Kaseem tiene una tendencia decreciente con respecto a la cuantía vertical y horizontal. Esto debe ser en parte por la influencia de este parámetro en la definición del ángulo del puntal propuesto por Kaseem et al (2010). En cambio los modelos implementados capturan el efecto de la cuantía vertical solamente a través de la ecuación de equilibrio vertical.

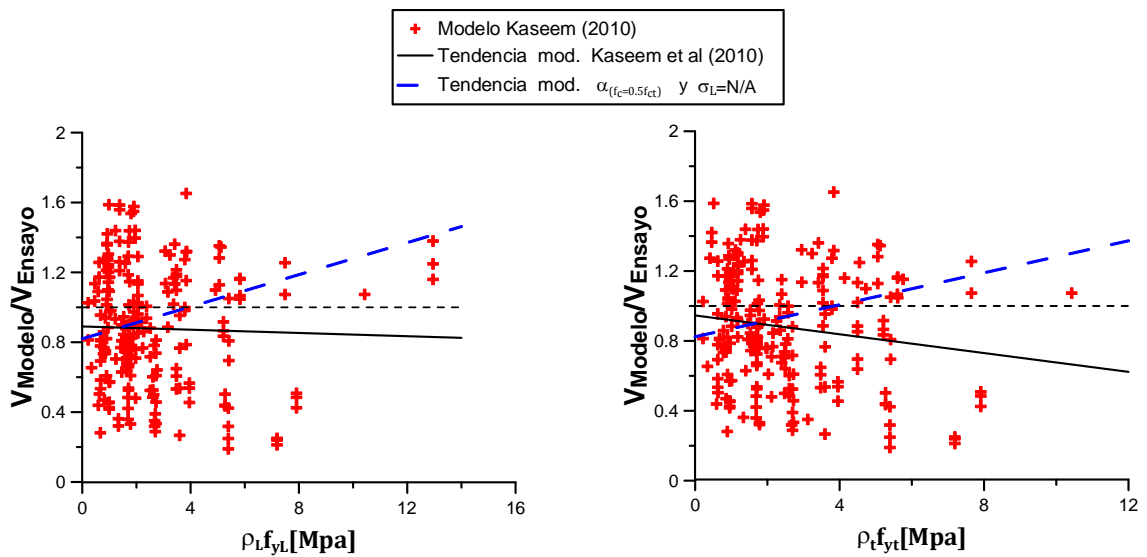


Figura 5.2.  $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$  vs  $\rho_L f_{yL}$ ,  $\rho_L f_{yt}$ .

### 5.2.3. Sensibilidad al parámetro $N/f'_c t_w L_w$ Kaseem et al (2010).

En la figura 5.3 se observa que ambos modelos presentan una pequeña tendencia a la variación de este parámetro (20% aprox. en el rango estudiado), subestimando la capacidad de muros sin carga axial, y a su vez prediciendo de buena manera para muros con carga axial. Esto indica que la ecuación de equilibrio vertical junto con la dependencia del parámetro de carga axial en el ángulo del puntal, capturan de buena manera el efecto de la carga axial en la respuesta de los muros cortos de hormigón armado.

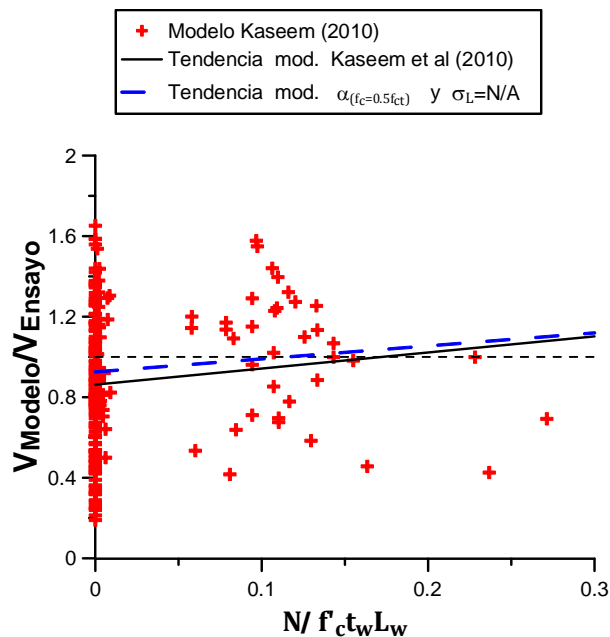
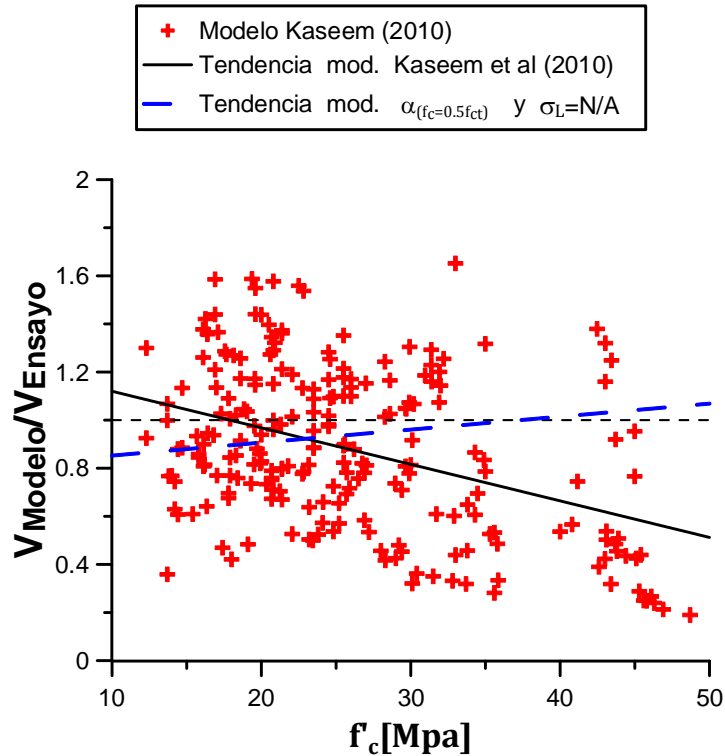


Figura 5.3.  $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$  vs  $N/f'_c t_w L_w$ .

#### 5.2.4. Sensibilidad al parámetro $f'_c$ Kaseem et al (2010).

La sensibilidad del modelo de Kaseem a este parámetro es notoria (figura 5.4), teniendo una clara tendencia a subestimar la resistencia al corte de muros con altos niveles de capacidad a la compresión del hormigón. El porcentaje de variación en el rango estudiado alcanza un 58%. En cambio el modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ " captura de mejor manera el efecto de la capacidad a la compresión del hormigón, teniendo un 13% de variación, subestimando a muros con menores niveles de capacidad de compresión y mejorando su predicción para valores más altos.



**Figura 5.4.**  $V_{\text{Modelo}}/V_{\text{Ensayo}}$  vs  $f'_c$ .

#### 5.2.5. Sensibilidad a la forma del muro y condiciones de borde Kaseem et al (2010).

Ambos modelos tienen mejor predicción de capacidad lateral para muros rectangulares (figura 5.5), tendiendo a subestimar la capacidad de muros con elementos de borde. El modelo de Kaseem presenta una mayor sensibilidad a la variación de la forma de la sección transversal en comparación con el modelo de ángulo fijo propuesto.

Por otro lado, el modelo de Kaseem tiene una gran sensibilidad a las condiciones de borde del muro, subestimando la capacidad lateral de muros con curvatura simple y sobreestimando la de muros con doble curvatura (34% de variación). El modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ " tiene prácticamente cero sensibilidad a las condiciones de borde, esto en parte es debido a que el ángulo del puntal propuesto considera la variación de condiciones de borde, cosa que no hace el modelo de Kaseem.

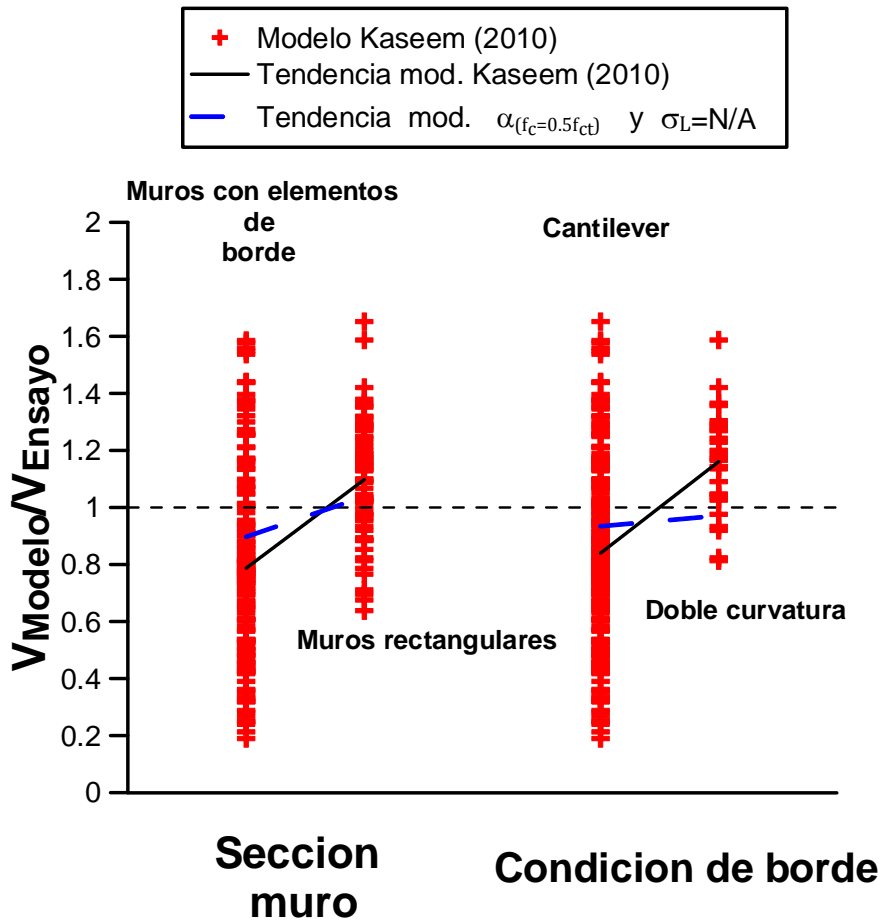


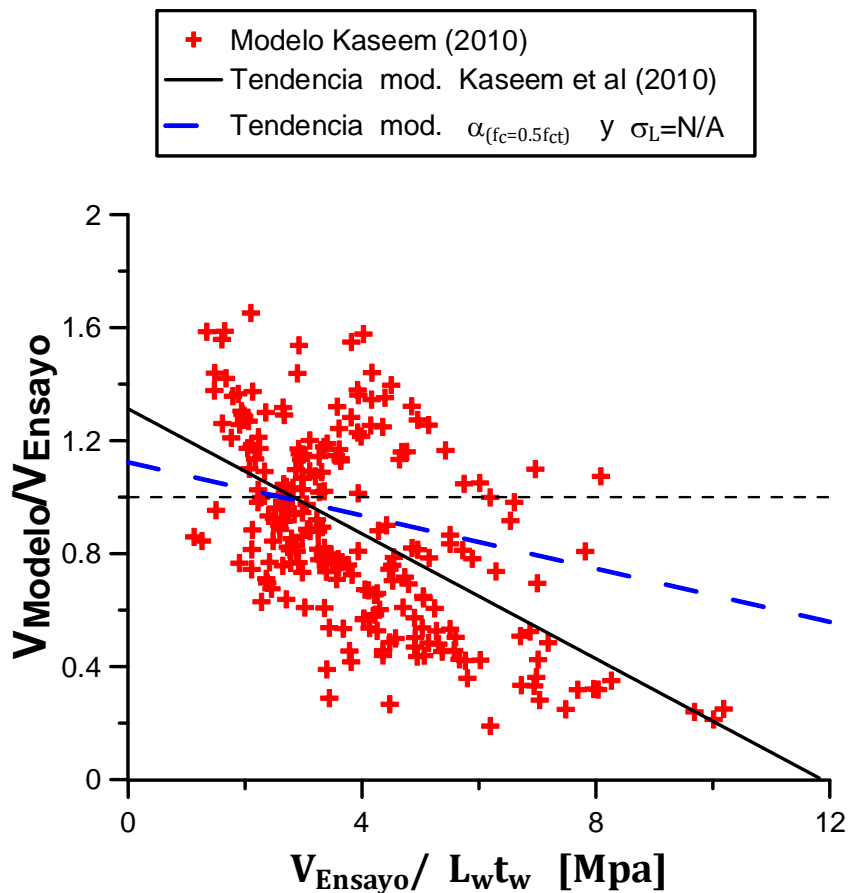
Figura 5.5.  $V_{Modelo}/V_{Ensayo}$  vs Forma sección muro y

$V_{Modelo}/V_{Ensayo}$  vs Condiciones de Borde.

### 5.2.6. Sensibilidad a la tensión de corte promedio ( $\tau_{Lt}$ ) observada en el ensayo Kaseem et al (2010).

La tensión de corte promedio vista en la capacidad máxima experimental, no es un parámetro de modelación, sin embargo sirve para verificar si los modelos tienen algún grado de sensibilidad en su predicción con respecto este valor.

Ambos modelos tienen tendencia a subestimar la capacidad de muros que tienen altos niveles de tensiones de corte. Esto puede ser en parte a que estos muros se caracterizan por tener una pequeña sección transversal útil ( $d_w t_w$ ), parámetro que es directamente proporcional con la capacidad que predicen ambos modelos ( $V = \tau_{Lt} d_w t_w$ ). El modelo de Kaseem tiene una mayor sensibilidad al parámetro alcanzado un 100% de variación en el rango estudiado, en cambio el modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ " tiene alrededor de un 40%.



**Figura 5.6.**  $V_{\text{Modelo}}/V_{\text{Ensayo}}$  vs  $V_{\text{Ensayo}}/t_w L_w$ .

### 5.2.7. Resumen tendencias generales Kaseem et al (2010).

En la figura 5.7 se muestra el resumen del indicador de sensibilidad usado para el análisis, el porcentaje de variación según la tendencia lineal que tienen los modelos a diferentes parámetros. Se puede desprender que en general el modelo "  $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$  " captura de mejor manera que Kaseem et al (2010) la variación del nivel de carga axial, de la capacidad a la compresión del hormigón, de la sección transversal del muro, de las condiciones de borde y del nivel de tensión de corte experimental. Por otro lado el modelo de Kaseem et al (2010) tiene menor dependencia con respecto a la cantidad de armadura vertical distribuida, parámetro que es capturado en ambos modelos por la ecuación de equilibrio vertical, sin embargo Kaseem et al (2010) también lo captura a través del ángulo del puntal que propone. Lo mismo ocurre para la variación de armadura horizontal, sólo que en menor medida. Cabe destacar que dentro de la formulación del modelo de ángulo fijo "  $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$  " no se encuentra incorporado el parámetro de cuantía horizontal.

La variación de relación de aspecto es bien capturado por ambos modelos, teniendo prácticamente el mismo valor de porcentaje de variación.

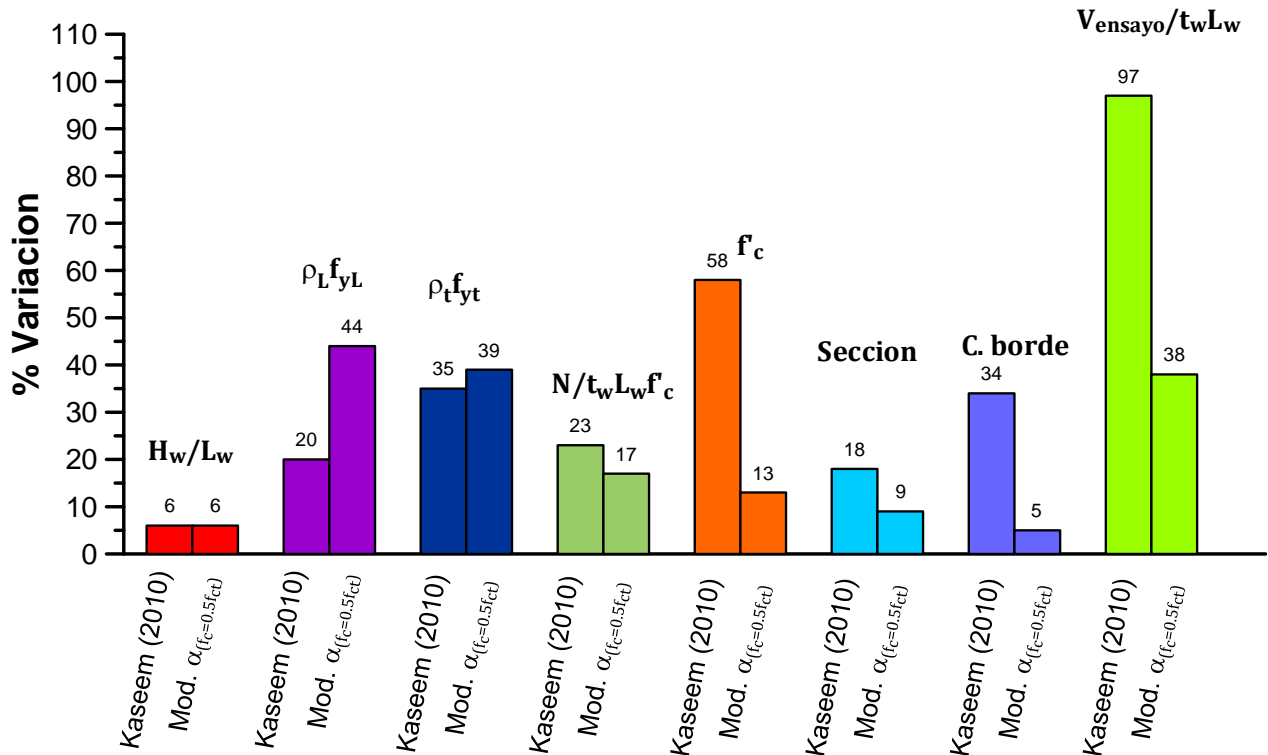
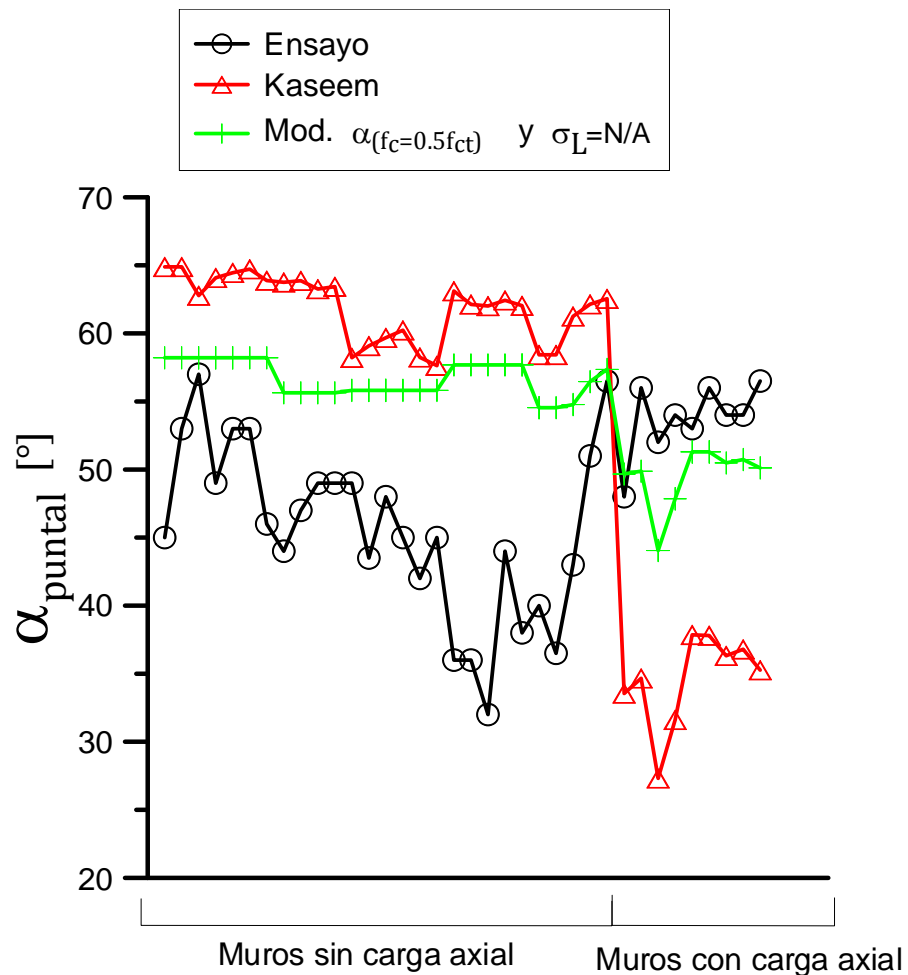


Figura 5.7. Comparación del % de variación en el rango del parámetro estudiado.

### 5.3. Comparación $\alpha_{ensayo}$ , $\alpha_{Kaseem}$ y $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$ .

En la figura 5.8 se muestra los ángulos predichos para la dirección principal del panel de hormigón, propuestos por Kaseem, y por el modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ " comparados con el ángulo observado en los ensayos para el puntal de compresión. El ángulo del puntal está medido con respecto a la vertical.

Se seleccionaron 30 ensayos reportados por Hirosawa (1975) pertenecientes a la base de datos estudiada en este trabajo. Los 30 especímenes fueron seleccionados de tal forma de que la predicción de falla tanto del modelo de Kaseem et al (2010) y del modelo de ángulo fijo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ " fuera de corte. Además de escoger los muros en los cuales la grieta de corte estuviera relativamente bien definida. Los ángulos experimentales de falla fueron medidos sobre las figuras del estado de fisuración reportado por Hirosawa (1975), con compás. Hay que tener en cuenta que esta medición puede tener errores, tanto por la grieta seleccionada, como por la imprecisión del instrumento de medición.



**Figura 5.8.** Comparación entre ángulos puntal de ensayo, modelo Kaseem et al (2010) y modelo  $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$ .

En la figura 5.8 se logra apreciar que en la mayoría de los ensayos se cumple que  $\alpha_{\text{ensayo}} < \alpha_{(f_c=0.5f_{ct})} < \alpha_{\text{Kaseem}}$  es decir que el ángulo del ensayo es una cota inferior para los ángulos propuestos por los modelos. Esto no ocurre para un grupo de ensayos, los cuales tienen además del efecto de la fuerza cortante, el efecto de la carga axial. En general los ángulos predichos por el modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ " son más parecidos a los propuestos por Kaseem et al (2010), esto se ve más claramente para los casos de muros con carga axial, en donde el modelo de ángulo fijo propuesto tiene valores del ángulo de falla muy similares a los ángulos medidos experimentalmente.

Es importante tener presente que para los dos modelos presentados en este apartado, se asume que la dirección principal de tensiones es la misma que la dirección principal de deformaciones lo que tiene como implicancia directa el asumir que en la dirección de la grieta no existe fuerza cortante, lo cual no es cierto ya que la superficie de la grieta tiene un coeficiente de roce, y al aplicar un desplazamiento de techo en el muro el plano de la grieta desliza generando una tensión de corte.



## 6. RESPUESTA CÍCLICA MODELOS CON ÁNGULO FIJO

En el presente capítulo se contrasta la respuesta cíclica de los modelos con ángulo fijos propuestos en este trabajo con la respuesta experimental obtenida para una batería de 11 ensayos la cuál fue ejecutada por Terzioğlu (2011), Turquía.

La incorporación de la respuesta cíclica en los modelos con ángulo fijo se realiza para poder obtener la carga última que resiste el muro. Esto es necesario cuando la capacidad del muro queda determinada por la cantidad de armadura distribuida vertical (el acero de refuerzo vertical ha alcanzado la fluencia en el pick de la curva carga-desplazamiento), ya que en el momento en que el hormigón en compresión diagonal comienza a descargar (rama descendente, ley constitutiva) el acero de refuerzo también lo debe hacer para poder mantener el equilibrio vertical. No es necesario incorporar la respuesta cíclica cuando en el pick de la curva carga-desplazamiento el acero de refuerzo vertical no ha alcanzado la fluencia.

Se hizo una modelación simplificada de las leyes constitutivas para la descarga ya que no es necesario hacer ciclos histeréticos, sino que sólo permitir la descarga del acero de refuerzo vertical.

### 6.1. Ley constitutiva cíclica acero de refuerzo.

La degradación del acero de refuerzo es modelada como una descarga lineal con una pendiente igual al módulo de elasticidad del acero. En la figura 6.1 se logra apreciar una rama descendente después de la fluencia, lo que grafica el comportamiento del acero cuando sufre ciclos de carga y descarga (sin cambiar de signo la tensión). Se logra apreciar que una vez que el acero está fluyendo, al momento de descargarlo, descarga de manera lineal teniendo una tensión menor a la de fluencia, y si se vuelve a cargar, la tensión en el acero crece linealmente hasta llegar a la fluencia nuevamente ( $\varepsilon_s^*$ ).

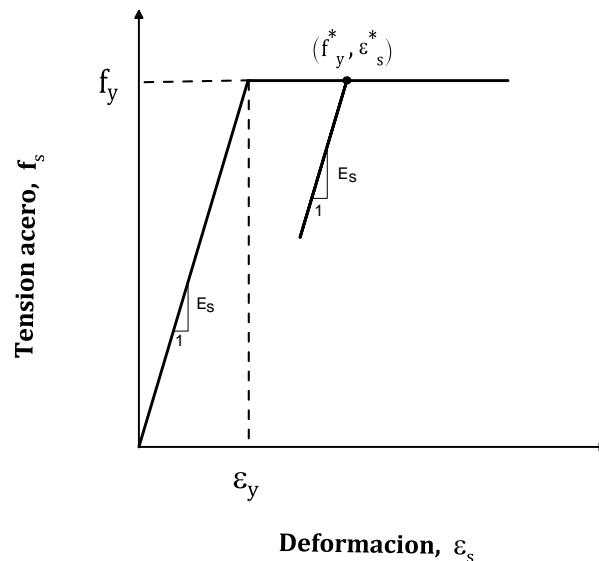


Figura 6.1. Ley constitutiva cíclica acero de refuerzo

## 6.2. Ley constitutiva cíclica hormigón en dirección principal.

El comportamiento cíclico del hormigón se modeló con una descarga lineal con pendiente igual al módulo de elasticidad del hormigón. En la figura 6.2 se aprecia una rama descendente que representa la descarga del hormigón para un ciclo de descarga (sin cambiar de signo), para posteriormente volver a cargarlo hasta que vuelva a recuperar la deformación en la cual comenzó la descarga ( $\varepsilon_c^*$ ) y luego retoma la rama correspondiente a la ley constitutiva monotónica.

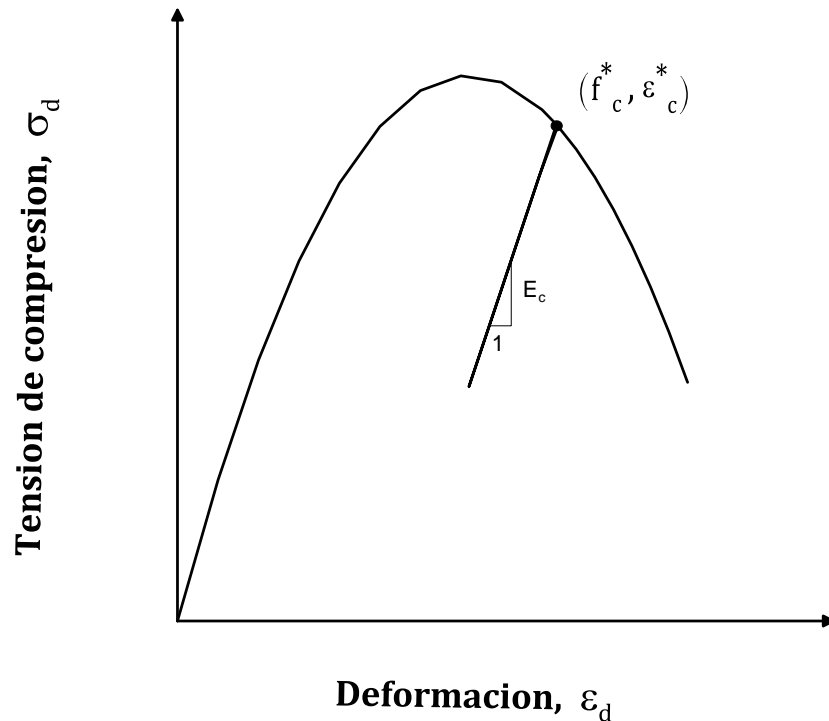


Figura 6.2. Ley constitutiva cíclica hormigón en compresión

## 6.3. Descripción muros ensayados, Terzioğlu (2011).

El programa experimental llevado a cabo por Terzioğlu (2011), conforma 11 muros en voladizo los cuáles fueron diseñados para fallar debido al esfuerzo de corte (falla compresión diagonal, falla tracción diagonal y deslizamiento). Se realizó una instrumentación la cual puede determinar la contribución de desplazamiento por corte flexión, deslizamiento y rotación. Todos los especímenes fueron sometidos a desplazamientos cíclicos en su extremo a través de aumentos incrementales de la deriva.

Todos los especímenes tienen como característica en común la longitud (150 cm), su espesor (12 cm), y el diámetro de las barras de repartición (8mm). La relación de aspecto varía entre 0.33 y 1, el porcentaje de cuantía vertical y horizontal varía entre un 0.34 y 0.68% y la cuantía de borde varía entre 0.65% y 9.75%.

**Tabla 6.1.** Propiedades especímenes ensayos Terzioğlu (2011).

	$H_w$ [cm]	$L_w$ [cm]	$t_w$ [cm]	$f'_c$ [Mpa]	Malla vertical		Malla horizontal		$P_{axial}$ [% $A_g f'_c$ ]	Arm. borde		$V_{test}$ [kN]
					$\rho_t$ [%]	$f_{yt}$ [Mpa]	$\rho_L$ [%]	$f_{yL}$ [Mpa]		$\rho_b$ [%]	$f_{yb}$ [Mpa]	
SW-T2-S1-1	75	150	12	19.3	0.68	481	0.68	481	0	5.15	440	766.4
SW-T1-S1-2	75	150	12	23.7	0.34	481	0.34	481	0	5.15	440	632.4
SW-T2-S2-3	75	150	12	25.8	0.68	481	0.68	481	0	5.15	440	684.1
SW-T2-S3-4	75	150	12	29	0.68	584	0.68	584	0	5.15	473	838.1
SW-T3-S1-5	75	150	12	32.1	0.68	584	0.68	584	0	0.65	584	443.6
SW-T4-S1-6	50	150	12	34.8	0.68	584	0.68	584	0	3.95	519	911.9
SW-T5-S1-7	150	150	12	35	0.34	584	0.68	584	0	9.75	528	709.7
SW-T6-S1-8	150	150	12	22.6	0.68	584	0.68	584	0	9.75	528	705.6
SW-T1-S2-9	75	150	12	24	0.34	584	0.34	584	0	5.15	473	523.9
SW-T1-N5-S1-10	75	150	12	26.3	0.34	584	0.34	584	5	5.15	473	796
SW-T1-N10-S1-11	75	150	12	27	0.34	584	0.34	584	10	5.15	473	846.4

Los especímenes SW-T1-S2-9, SW-T1-N5-S1-10 y SW-T1-N10-S1-11 tienen las mismas características geométricas y propiedad de los materiales, pero tienen diferentes niveles de carga axial ( $0\%A_g f'_c$ ,  $5\%A_g f'_c$  y  $10\%A_g f'_c$ , respectivamente).

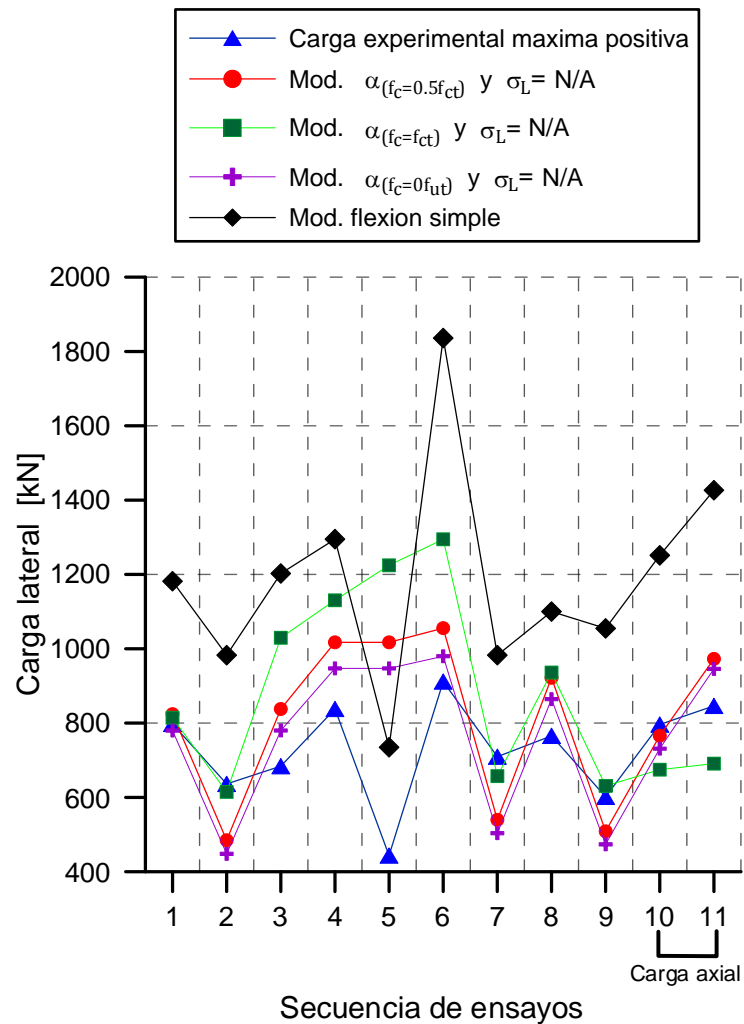
#### 6.4. Comparación modelos ángulo fijo vs respuesta global ensayos.

A continuación se presentará los resultados obtenidos con los modelos de ángulo fijo con el fin de contrastarlos con la respuesta experimental de los especímenes. Para poder hacer comparable los resultados es necesario considerar el desplazamiento experimental de techo como la deformación de corte medida con los sensores, eliminando las contribuciones de flexión, deslizamiento y rotación, ya que los modelos implementados sólo consideran la deformación por corte de los muros. Para los especímenes SW-T3-S1-5 y SW-T4-S1-6 se consideró el desplazamiento lateral experimental total (medido desde un marco externo) para efectos de comparación, ya que durante el ensayo hubo problemas en la lectura de los sensores para los desplazamientos internos.

##### 6.4.1. Comparación capacidad máxima modelos ángulo fijo vs capacidad experimental.

La capacidad máxima queda definida como el pick de la curva carga-desplazamiento. Dado que los especímenes fueron cargados cíclicamente, se tiene dos valores máximos de capacidad experimental, uno asociado a la deriva positiva y el otro a la negativa. Si bien se implementó la ley constitutiva cíclica para los modelos con ángulo fijo, ésta implementación se hizo con el fin de permitir la descarga del acero para obtener la curva descendente teórica de los especímenes, por lo tanto no se están considerando los efectos de ciclos reversibles, los cuales degradan los materiales en

cada ciclo. Es por esta razón que se seleccionó el valor máximo de capacidad experimental para realizar las comparaciones.



**Figura 6.3.** Comparación capacidad máxima experimental vs modelos ángulo fijo.

En la figura 6.3, se puede observar que para los especímenes sin carga axial, la capacidad predicha por el modelo “ $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$ ,  $\sigma_L = N/A$ ” es mayor que las predichas por el resto de los modelos de ángulo fijo implementados. A su vez en el modelo “ $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$ ,  $\sigma_L = N/A$ ” ocurre lo contrario, siendo en la mayoría de los casos una cota inferior. Para los ensayos que tienen carga axial las capacidades estimadas entre los modelos “ $\alpha_{(f_c=0.7f_{ct})}$ ,  $\sigma_L = N/A$ ” y “ $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$ ,  $\sigma_L = N/A$ ” son similares, y tienen una mejor predicción que el modelo “ $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$ ,  $\sigma_L = N/A$ ”. Lo que indica nuevamente que a medida que se fija el ángulo a niveles de deformaciones mayores, el modelo de ángulo fijo predice de mejor manera la capacidad al corte para muros con carga axial.

Por otro lado, la capacidad predicha mediante el modelo de flexión simple es notoriamente mayor en casi todos los especímenes, excepto en el SW-T3-S1-5 en donde la capacidad predicha por flexión es la menor entre todos los modelos,

acercándose al valor experimental. Esto es debido a que el espécimen SW-T3-S1-5 al tener poca cuantía de armadura de borde, las deformaciones inelásticas se desarrollan principalmente en las deformaciones post-fluencia del acero de refuerzo vertical de flexión la cual después de varios ciclos de carga reversibles genera un deslizamiento a lo largo de las grietas de flexión que se interconectan provocando la falla por deslizamiento. Es por esta razón que la predicción del modelo de flexión es más certero para este espécimen en comparación con los modelos de ángulo fijo, ya que los efectos del esfuerzo de flexión para este espécimen son considerables.

Como se puede apreciar en la tabla 6.2, los modelos de ángulo fijo predicen una falla por corte para todos los especímenes menos el SW-T3-S1-5. Sin embargo la predicción de flexión para este muro no es del todo certera, ya que tiene una razón de capacidad de 1.5, lo que nos indica que sobreestima la capacidad del muro en un 50%. Esto es debido a que la falla por deslizamiento no es 100% capturada por el modelo de flexión, sobreestimando la capacidad debido a no considerar los efectos del esfuerzo cortante sobre el muro.

En la tabla 6.3 se muestran los parámetros estadísticos para poder realizar la comparación entre los modelos y la respuesta experimental. Los parámetros incluidos son; la razón promedio entre la capacidad teórica y la capacidad experimental, y desviación estándar.

**Tabla 6.2.** Relación entre capacidad modelos implementados y capacidad experimental

Ensayo	Mod. $\alpha$ ( $f_c=f_{ct}$ )	Mod. $\alpha$ ( $f_c=0.5f_{ct}$ )	Mod. $\alpha$ ( $f_c=f_{ut}$ )	Predicción falla
SW-T2-S1-1	1.06	1.08	1.02	Corte
SW-T1-S1-2	0.97	0.77	0.71	Corte
SW-T2-S2-3	1.50	1.22	1.14	Corte
SW-T2-S3-4	1.35	1.21	1.13	Corte
SW-T3-S1-5	1.50	1.50	1.50	Flexión
SW-T4-S1-6	1.42	1.16	1.07	Corte
SW-T5-S1-7	0.93	0.76	0.71	Corte
SW-T6-S1-8	1.33	1.31	1.23	Corte
SW-T1-S2-9	1.20	0.97	0.90	Corte
SW-T1-N5-S1-10	0.87	0.99	0.95	Corte
SW-T1-N10-S1-11	0.82	1.15	1.12	Corte

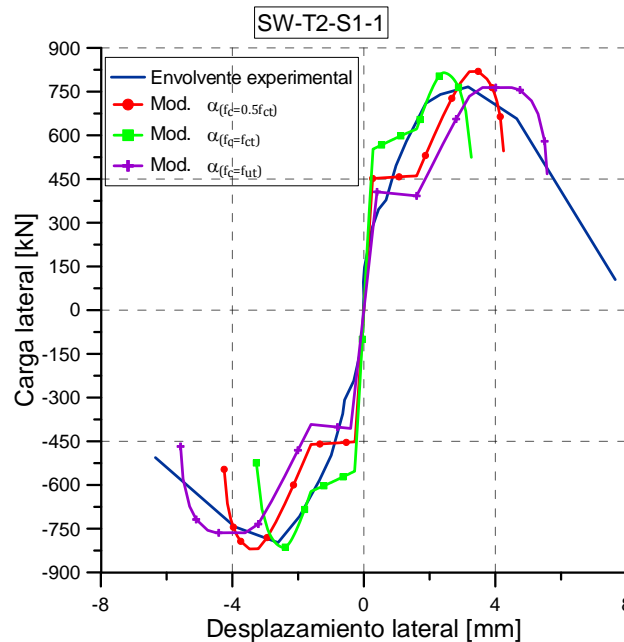
**Tabla 6.3.** Parámetros estadísticos comparación modelos implementados

Modelo	Todos los ensayos		Ensayos falla de corte	
	Promedio	Desviación estándar	Promedio	Desviación estándar
Mod. $\alpha$ ( $f_c=f_{ct}$ )	1.17	0.26	1.15	0.25
Mod. $\alpha$ ( $f_c=0.5f_{ct}$ )	1.10	0.22	1.06	0.19
Mod. $\alpha$ ( $f_c=f_{ut}$ )	1.04	0.23	1.0	0.18

Los modelos con ángulo fijo, tienen una buena predicción en términos de promedio a la capacidad de corte (cercano a 1). En términos de dispersión cabe notar que estos modelos tienen una buena predicción para muros de hormigón armado con fallas de corte por compresión diagonal y tracción diagonal, pero para muros con falla por deslizamiento el modelo no logra predecir de buena manera la capacidad, sobrestimándola.

#### 6.4.2. Comparación curva carga-desplazamiento modelos con ángulo fijo vs envoltente respuesta experimental.

Dado que los modelos implementados suponen una aplicación de carga monotónica, se utilizará la envoltente de la respuesta experimental para realizar las comparaciones. Las respuestas globales experimentales de los especímenes SW-T2-S1-1, SW-T1-S1-2, se hicieron considerando la deformación de corte interna medida con sensores internos. Para los especímenes SW-T6-S1-8, SW-T1-S2-9, SW-T1-N5-S1-10 y SW-T1-N10-S1-11 se consideró la deformación de corte externa, la cual incluye la deformación por deslizamiento y la de corte.



**Figura 6.4.** Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T2-S1-1

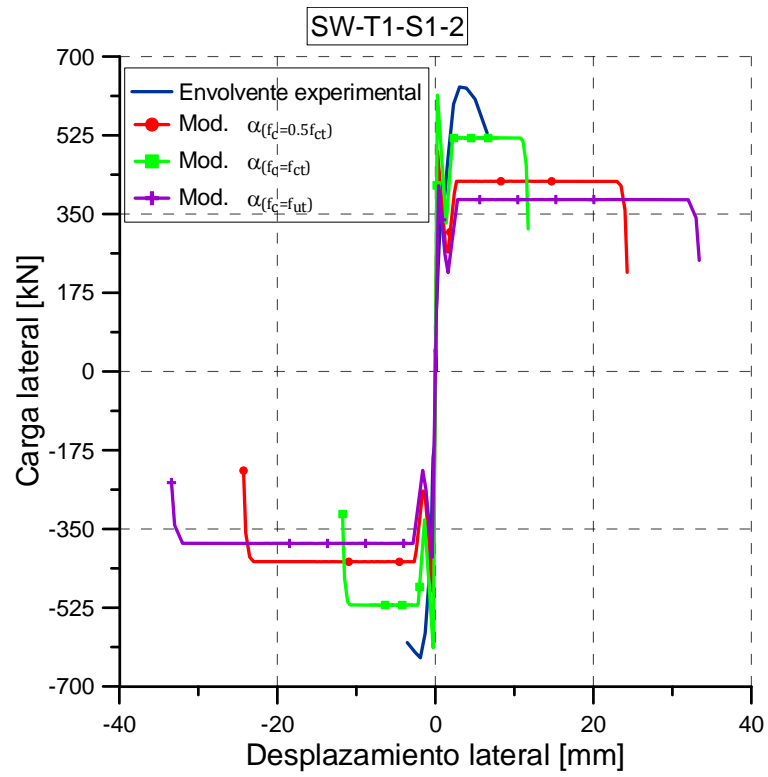


Figura 6.5. Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T1-S1-2

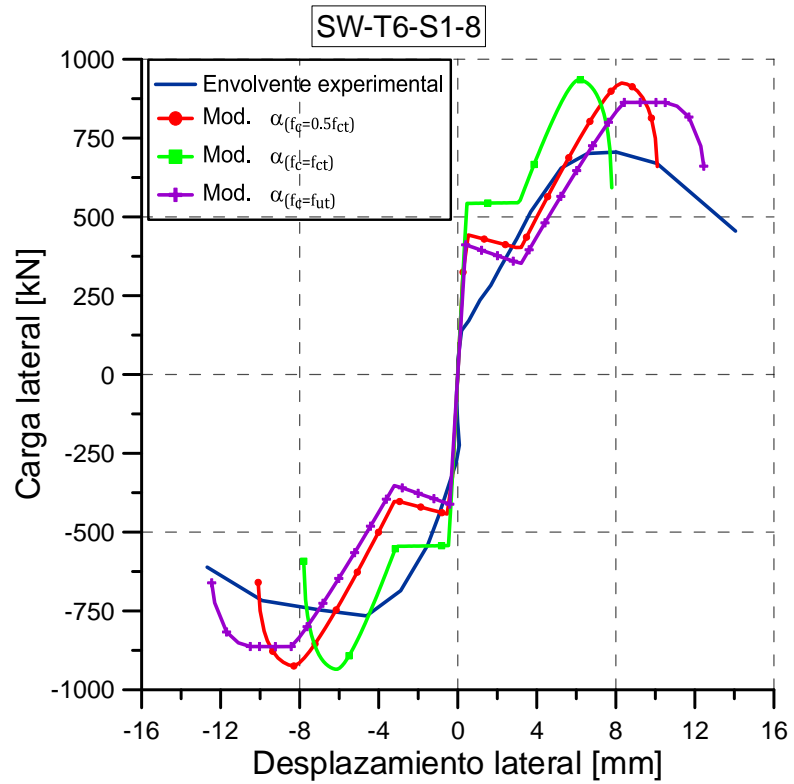


Figura 6.6. Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T6-S1-8

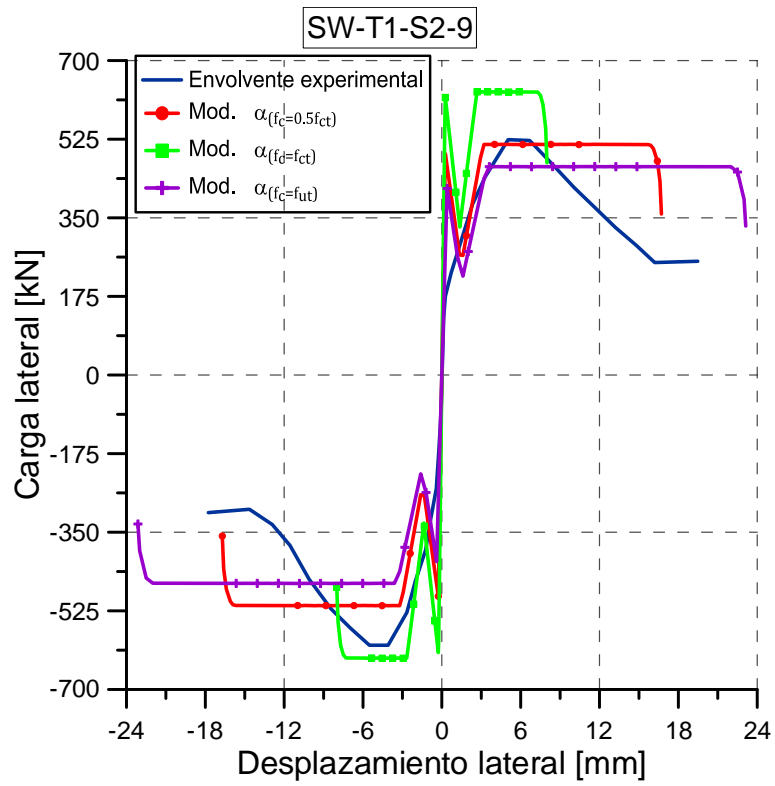


Figura 6.7. Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T1-S2-9

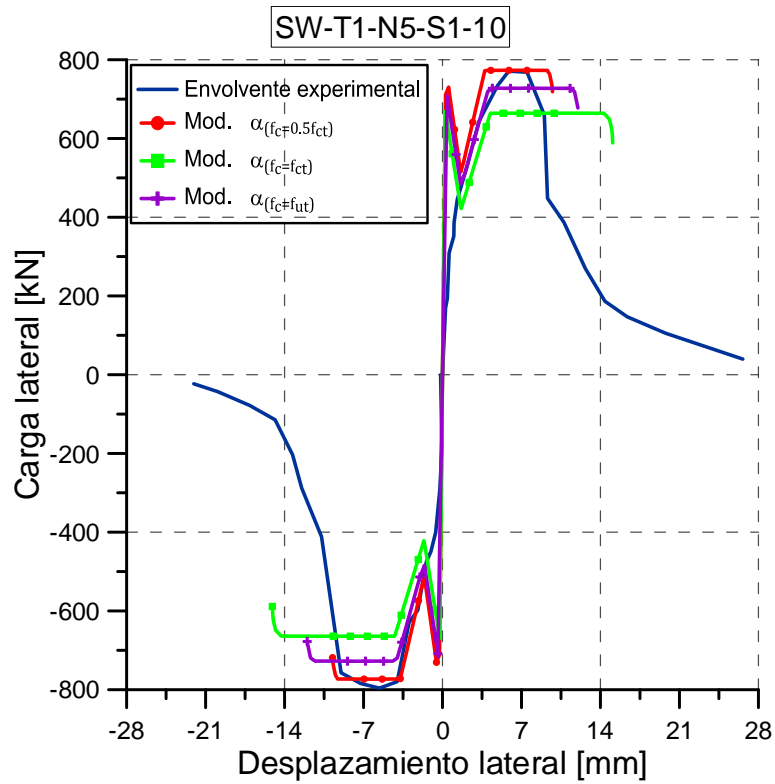
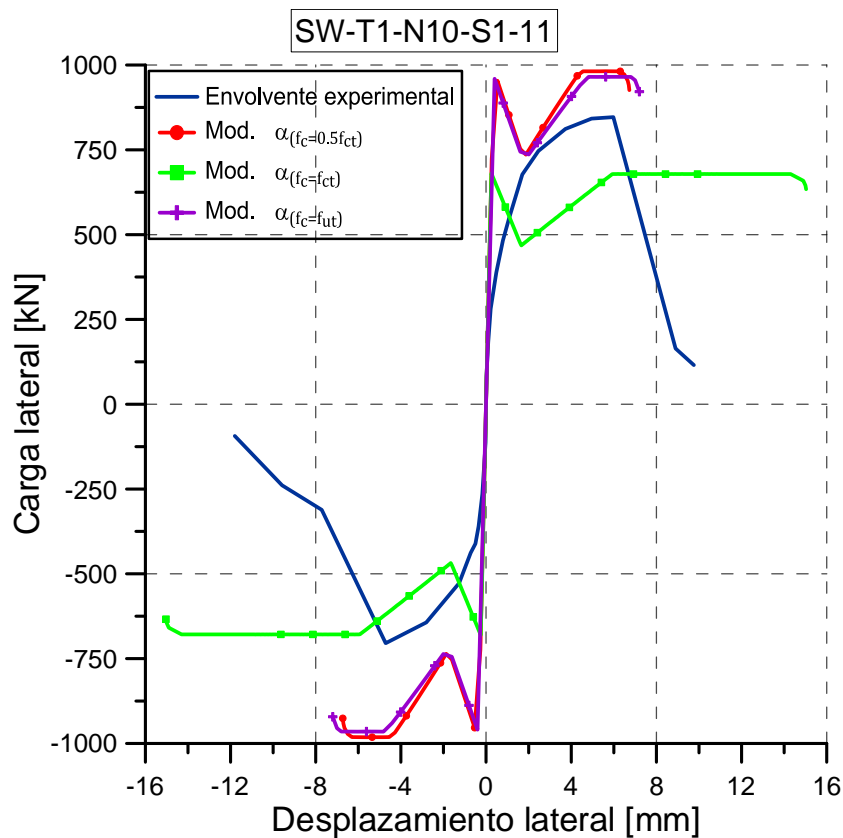


Figura 6.8. Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T1-N5-S1-10





**Figura 6.9.** Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T1-N10-S1-11

En general las rigideces de las respuestas teóricas para pequeños desplazamientos laterales son muy similares a las experimentales. Se puede apreciar en la respuesta teórica una manera muy pronunciada para el cambio de pendiente producido por la fisuración del hormigón en tracción, dado la definición simplificada de la ley constitutiva para el hormigón con refuerzo de acero. Sin embargo, la rigidez post fisuración son relativamente parecidas con las experimentales.

Otro aspecto de la respuesta experimental importantes de comparar con los modelos son los niveles de deformación para la capacidad máxima y para un 10% de degradación de capacidad. Para efectos de comparación se descartó del grupo de ensayos el espécimen que falla por deslizamiento (SW-T3-S1-5), ya que se sabe que el modelo predice que este muro no falla por compresión diagonal.

La predicción de los modelos para el caso de desplazamiento lateral en el pick de la curva carga-desplazamiento no muestra una buena correlación con los datos experimentales, teniendo valores promedio que sobreestiman la deformación y teniendo un valor de dispersión considerable (tabla 5.4). De los parámetros estadísticos mostrados en la tabla 5.4, para los casos de deformación lateral producida para el pick de la curva carga-desplazamiento, se puede desprender que los modelos de ángulo fijo tienden a mejorar la predicción para los muros con falla de compresión diagonal. Para los especímenes que tienen falla por tracción diagonal se puede ver que los modelos tienen una tendencia a sobreestimar de sobremanera la deformación, llegando a ser

diez veces mayor de la deformación experimental para el modelo  $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$ . Esto nos indica que los modelos de ángulo fijo, si bien tienen una buena predicción de capacidad para los muros que tengan falla experimental por tracción diagonal, no logran capturar bien la respuesta en términos de deformación. Esto se ve plasmado en la variación tanto del promedio como de la desviación estándar al hacer la comparación sólo con aquellos muros que tienen falla por compresión diagonal, disminuyendo el nivel de sobreestimación y de dispersión. Cabe destacar que una forma de poder predecir una falla por tracción diagonal es cuando la armadura distribuida horizontal no es lo suficientemente adecuada para prevenir este modo de falla, en general se puede decir que cuando  $\rho_t f_{yt} < f_{ct}$  la falla estará predominada por la tensión de fisuración, produciéndose una falla por tracción diagonal.

**Tabla 5.3:** Relación entre deformación al alcanzar la capacidad máxima entre modelos implementados y experimental.

Ensayo	Mod. $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$	Mod. $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$	Mod. $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$	Falla experimental
SW-T2-S1-1	0.77	1.09	1.4	Compr. Diagonal
SW-T1-S1-2	3.53	7.52	10.5	Tracción Diagonal
SW-T2-S2-3	0.73	1.64	2.3	Compr. Diagonal
SW-T2-S3-4	0.39	0.70	1.0	Compr. Diagonal
SW-T4-S1-6	0.67	1.53	2.2	Compr. Diagonal
SW-T5-S1-7	0.91	1.79	2.2	Compr. Diagonal
SW-T6-S1-8	0.76	1.04	1.3	Compr. Diagonal
SW-T1-S2-9	1.33	2.85	4.0	Tracción Diagonal
SW-T1-N5-S1-10	2.42	1.58	1.9	Compr. Diagonal
SW-T1-N10-S1-11	2.39	1.05	1.1	Compr. Diagonal

**Tabla 5.4:** Parámetros estadísticos comparación modelos implementados para nivel de desplazamiento en capacidad máxima

Modelo	Promedio todos	Desv. Estándar todos	Promedio compresión diagonal	Desv. Estándar compresión diagonal
Mod. $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$	1.4	1.0	1.13	0.8
Mod. $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$	2.1	2.0	1.3	0.38
Mod. $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$	2.8	2.8	1.7	0.54

Al hacer la comparación para la deformación lateral de techo para un 10% de degradación del muro se puede notar que la dispersión mejora para los modelos

$\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\alpha_{(f_c=0f_{ct})}$  con respecto a la deformación lateral para la carga lateral máxima, teniendo valores promedios cercanos a uno y disminuyendo su nivel de dispersión.

**Tabla 5.5:** Relación entre deformación al alcanzar el 10% de degradación de la capacidad entre modelos implementados y experimental.

Ensayo	Mod. $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$	Mod. $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$	Mod. $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$	Falla experimental
SW-T2-S1-1	0.71	0.95	1.2	Compr. Diagonal
SW-T1-S1-2	1.98	4.14	5.7	Tracción Diagonal
SW-T2-S2-3	0.67	1.34	1.9	Compr. Diagonal
SW-T2-S3-4	0.39	0.64	0.9	Compr. Diagonal
SW-T4-S1-6	0.40	0.83	1.2	Compr. Diagonal
SW-T5-S1-7	0.92	1.79	2.2	Compr. Diagonal
SW-T6-S1-8	0.68	0.90	1.1	Compr. Diagonal
SW-T1-S2-9	0.93	1.96	2.7	Tracción Diagonal
SW-T1-N5-S1-10	1.64	1.06	1.3	Compr. Diagonal
SW-T1-N10-S1-11	2.84	1.27	1.4	Compr. Diagonal

**Tabla 5.6:** Parámetros estadísticos comparación modelos implementados

Modelo	Promedio todos	Desv. Estándar todos	Promedio compresión diagonal	Desv. Estándar compresión diagonal
Mod. $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$	1.1	0.79	1.0	0.83
Mod. $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$	1.5	1.02	1.1	0.36
Mod. $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$	2	1.43	1.4	0.44

## 7. CONCLUSIONES

### 7.1. Resumen.

En este trabajo se implementan cinco modelos para predecir el comportamiento no lineal de muros cortos de hormigón armado solicitados a carga lateral y axial, utilizando una formulación simple basada en el estado de tensiones y deformaciones promedios de un panel de hormigón armado. Una de las suposiciones importantes de esta formulación es que la dirección principal de tensiones coincide con la dirección principal de deformaciones del muro, pudiendo así implementar la ley constitutiva del hormigón en compresión Zhang y Hsu (1998), el cual considera la degradación de capacidad debido a la fisuración en el hormigón en la dirección ortogonal a la de compresión. El análisis se centra principalmente en la comparación de capacidad máxima predicha con la capacidad experimental, en la sensibilidad de los modelos a la variación de los diferentes parámetros que definen un muro y finalmente la comparación de respuesta carga-desplazamiento teórica con las vistas experimentalmente.

De los cinco modelos implementados, dos de ellos son denominados modelos de ángulo variable (mod. " $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_L$ " y mod. " $\varepsilon_t$  y  $\sigma_L = N/A$ "), y los tres restantes son denominados modelos de ángulo fijo (mod. " $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$ ", " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$ ", " $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$  y  $\sigma_L = N/A$ "). La principal diferencia entre ambos tipos de modelos radica en que los de ángulo variable suponen que la inclinación de las fisuras rota en función de la expansión lateral y vertical del muro, y los de ángulo fijo consideran esta dirección fija. Lo más razonable, y de lo que hay evidencias experimentales, es que la fisura principal una vez que se forma permanece igual hasta que el muro falla por compresión diagonal.

### 7.2. Resultados predicción de capacidad máxima con base de datos.

Los modelos de ángulo fijo muestran una mejor capacidad de predicción de capacidad máxima lateral, teniendo un valor de la razón promedio entre capacidad teórica y experimental muy cercano a uno, y con un nivel de dispersión menor que los modelos de ángulo variables. Los parámetros estadísticos de los modelos de ángulo variable son comparables con los códigos ACI-318-08 o el código de Nueva Zelanda tanto en términos de promedio como en dispersión (tabla 7.1). Sin embargo los resultados obtenidos con los modelos de ángulo fijo muestran un mejor valor promedio, cercano a 1, y una menor dispersión. Además, el modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$ " presenta la mejor predicción, en comparación con los modelos de la literatura, en términos de promedio, 1.01, y en dispersión, 0.16, para muros con carga axial (32 ensayos de 252 ensayos disponibles de la base de datos). Cabe destacar que el modelo de la literatura que tiene mejor predicción para muros con carga axial es el código de Nueva Zelanda, el cuál incorpora el efecto de la carga axial en la resistencia al corte del hormigón.

**Tabla 7.1:** Resumen parámetros estadísticos modelos implementados y modelos literatura para base de datos de 252 ensayos.

Modelo	Promedio	Dispersión
Mod. “ $\varepsilon_t$ y $\varepsilon_L$ ”	0.77	0.31
Mod. “ $\varepsilon_t$ y $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ”	0.78	0.28
Mod. “ $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$ y $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ”	0.97	0.27
Mod. “ $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$ y $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ”	0.89	0.24
Mod. “ $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$ y $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ”	0.85	0.24
ACI 318-08	0.84	0.3
MCBC-04	0.84	0.3
EC8	0.46	0.34
NZS-06	0.80	0.28

Del análisis de sensibilidad de los modelos a la variación de los parámetros de modelación se desprende que los modelos implementados en general capturan de mejor manera los parámetros de geometría (relación de aspecto y forma de sección transversal) en comparación con los demás parámetros estudiados. El modelo que mejor captura la variación de los parámetros es el modelo de ángulo fijo “ $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$  y  $\sigma_L = \frac{N}{A}$ ” teniendo un bajo nivel de dependencia para la variación de la relación de aspecto, sección muro y condición de borde. Además de poseer la menor dependencia con respecto a la variación de la capacidad de compresión del hormigón y a la cantidad de acero de refuerzo distribuido. Sin embargo este modelo tiene una gran dependencia al efecto de la carga axial, teniendo una excelente predicción para muros sin carga axial, y una predicción conservadora para muros con carga axial. Esta deficiencia no la tienen los modelos de ángulo fijo “ $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$ ” y el modelo “ $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$  y  $\sigma_L = N/A$ ” lo que nos indica que son capaces de predecir de buena manera tanto a muros sin carga axial, como a muros con carga axial.

### 7.3. Comparación de parámetros estadísticos de modelo “ $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$ y $\sigma_L = N/A$ ” y Kaseem et al (2010).

El modelo de Kaseem et al (2010) tiene el mismo planteamiento que los modelos de ángulo fijo implementados, ya que imponen equilibrio en la dirección vertical y proponen un valor para el ángulo de falla que no varía durante los aumentos de desplazamientos. Según el estudio de Kaseem et al (2010) el ángulo del puntal depende

de la relación de aspecto, nivel de carga axial, y cantidad de armadura vertical y horizontal distribuida proponiendo una calibración con estos parámetros. En cambio los modelos de ángulo fijo propuestos en este trabajo, sólo dependen de la relación de aspecto y nivel de carga axial. Para realizar la comparación con la base de datos se elimina los ensayos que no tenga armadura vertical y/o horizontal ya que el ángulo propuesto por Kaseem et al (2010) se indefine, quedando una base de datos de 225 ensayos. El modelo de Kaseem et al (2010) presenta un valor promedio de 0.88 con una dispersión de 0.33, valores estadísticos que indican que los modelos de ángulo fijo tienen una mejor predicción en términos de capacidad que el propuesto por Kaseem et al (2010).

**Tabla 7.2:** Resumen parámetros estadísticos modelo Kaseem et al (2010) y modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$ " para base de datos de 225 ensayos.

Modelo	Promedio	Dispersión
Kaseem et al (2010)	0.86	0.32
Mod. " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$ y $\sigma_L = N/A$ "	0.91	0.24

En términos de sensibilidad a la variación de los diferentes parámetros el modelo de Kaseem et al (2010) captura de mejor manera la variación de la cantidad de armadura horizontal y vertical en comparación con el modelo de ángulo fijo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$ " implementado. Ambos modelos tienen prácticamente la misma sensibilidad a la variación de la relación de aspecto y del nivel de carga axial. Para el resto de los parámetros: condición de borde, forma de sección, capacidad a la compresión del hormigón y tensión de corte vista en los ensayos, el modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$  y  $\sigma_L = N/A$ " tiene menor porcentaje de variación que el modelo de Kaseem et al (2010).

#### 7.4. Comparación respuesta global experimental ensayos Terzioğlu (2011), con predicción de modelos con ángulo fijo.

La comparación de la respuesta global se hizo tanto en términos de capacidad como en términos de deformación. Se comparó el nivel de deformación al alcanzar la capacidad máxima de carga lateral, y cuando el muro se ha degradado un 10% de su capacidad. Para muros con falla experimental de tracción diagonal ( $\rho_t f_{yt} < f_{ct}$ ), los modelos de ángulo fijo mostraron no ser capaces de predecir la deformación del muro al alcanzar la capacidad máxima y al degradar el 10% de su capacidad, sin embargo, mostraron tener una buena predicción de capacidad. Para muros con falla experimental de compresión diagonal, los modelos presentaron una mejor correlación con los datos empíricos tanto para la predicción de la deformación al alcanzar la máxima capacidad como para la deformación al degradar el 10% de la capacidad del muro. Para la deformación de la capacidad máxima el valor promedio para la razón entre desplazamiento predicho por el modelo y el registro experimental es: 1.1 para el modelo " $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$ ", 1.3 para " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$ " y 1.7 para " $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$ ". La dispersión para este caso fue de: 0.8 para " $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$ ", 0.38 para " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$ " y 0.54 para " $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$ ". Al comparar con la

deformación al momento de degradar el 10% de la capacidad de los muros se obtienen mejores resultados, con valores promedios cercanos a 1, y menores niveles de dispersión, excepto para el modelo " $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$ ". Los valores promedios para los modelos son: 1.0 para el modelo " $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$ ", 1.1 para " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$ " y 1.4 para " $\alpha_{(f_c=f_{ut})}$ ". La dispersión para este caso fue de: 0.83 para " $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$ ", 0.36 para " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$ " y 0.44 para " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ut})}$ ".

En resumen, de los cinco modelos implementados los que mostraron una mejor capacidad de predicción a la capacidad máxima son los modelos de ángulo fijo. Dentro de éstos, el modelo seleccionado para comparar con modelos de la literatura fue el modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$ ", ya que es el modelo de ángulo fijo que presenta buena predicción en término de capacidad, y además presenta una menor dispersión en la predicción de capacidad para muros con fallas por flexión (capacidad obtenida con un modelo de flexión simple). También este modelo tiene una mejor predicción para muros con carga axial en comparación con el modelo " $\alpha_{(f_c=f_{ct})}$ ". Por otro lado en términos de predicción de deformación al alcanzar la capacidad máxima y el 10% de degradación de capacidad, el modelo " $\alpha_{(f_c=0.5f_{ct})}$ " es el que tiene la mejor correlación con los datos experimentales de los tres modelos de ángulo fijo implementados. La deficiencia que tienen los modelos de ángulo fijo implementados es que no consideran el efecto de la cantidad de armadura horizontal distribuida en la respuesta del muro, sin embargo muestran una buena correlación con los datos experimentales, lo que nos indica que al considerar sólo la armadura vertical distribuida es posible obtener buenas predicciones. Esto revela la importancia de la armadura vertical distribuida, tal como se ve reflejada en las recomendaciones de diseño sísmico de muros hechas por el ACI 318-08, en donde un requisito es que la cuantía de armadura vertical distribuida nunca sea menor que la cuantía de armadura horizontal distribuida para muros con relación de aspecto menores a 2.0. También Barda et al. (1977) reconoció la importancia del refuerzo vertical distribuido en la capacidad última de muros en voladizo.

## REFERENCIAS

- [1] Daniela Villar. “Modelamiento y predicción de capacidad de corte en muros cortos mediante un modelo puntal-tensor”. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile 2010.
- [2] Kaseem, W., and Elsheikh, A. (2010). “Estimation of Shear Strength of Structural Shear Walls”. *Journal of Structural Engineering, ASCE.*, 136 (10), 1215-1224.
- [3] Hwang, S.J., Fang, W.H., Lee, H.J., and Yu, H. (2001) “Analytical Model for Predicting Shear Strength of Squat Walls”. *J. Struct. Eng.*, 127(1), 43-50.
- [4] Vecchio, F., and Collins, M.P. (1986). “The modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear”. *ACI J.*, 83(2), 219-231.
- [5] Leonardo M. Massone (2010). “Strength prediction of squat structural walls via calibration of a shear-flexure interaction model”. *Engineering Structures*, 32, 922-932.
- [6] Mau, S.T, Hsu, T.T.C. (1987) “Shear Behavior of Reinforced Concrete Framed Wall Panels with Vertical Loads”. *ACI J.*, 84(2), 228-234.
- [7] Gupta, A., and Rangan, B.V. (1998) “High-Strength Concrete Structural Walls”. *ACI J.*, 95(2), 194-205.
- [8] Hsu, T.T.C., and Mo, Y.L., (1985) “Softening of Concrete in Low-Rise Shearwalls”. *ACI J.*, 82(6), 883-889.
- [9] Hirose M. Past experimental results on reinforced concrete shear walls and their analysis. *Kenichiku Kenkyu Shiryo. No. 6.* Tokyo: Building Research Institute, Ministry of Construction; 1975. p. 277 [in Japanese].
- [10] Mohammadi-Doostdar H, Saatcioglu M. Behavior and design of earthquake resistant low-rise shear walls. Report OCCERC 02-28. Ottawa Carleton Earthquake Engineering Research Center. Canada: Department of Civil Eng., University of Ottawa; 2002. p. 250.
- [11] Massone LM, Orakcal K, Wallace JW. Modeling of squat structural walls controlled by shear. *ACI Struct J* 2009; 106(5):646–55.
- [12] Hidalgo PA, Ledezma CA, Jordan RM. Seismic behavior of squat reinforced concrete shear walls. *Earthq Spectra* 2002; 18(2):287–308.
- [13] Yamada M, Kawamura H, Katagihara K. Reinforced concrete shear walls without openings; test and analysis. SP-42. ACI special publication—Shear in reinforced concrete. 1974. p. 539–58.



- [14] Antebi J, Utku S, Hansen RJ. The response of shear walls to dynamic loads. Cambridge: Department of Civil and Sanitary Eng., Massachusetts Institute of Technology; August 1960. p. 177.
- [15] Barda F, Hanson JM, Corley WG. Shear strength of low-rise walls with boundary elements. SP-53. ACI special publication—Reinforced concrete structures in seismic zones. 1977. p. 149–202.
- [16] Benjamin JR, Williams HA. The behavior of one-story reinforced concrete shear walls. *J Struct Div, ASCE* 1957; 83(3):1–49.
- [17] Cardenas AE, Russell HG, Corley WG. Strength of low-rise structural walls. SP-63. ACI special publication—Reinforced concrete structures subject to wind and earthquake forces. 1980. p. 221–41.
- [18] Galletly GD. Behavior of reinforced concrete shear walls under static load. Cambridge: Department of Civil and Sanitary Eng., Massachusetts Institute of Technology; August 1952. p. 123.
- [19] Zhang, L.-X. B., and Hsu, T. T. C. \_1998\_. “Behavior and analysis of 100 MPa concrete membrane elements.” *J. Struct. Eng.*, 124\_1\_, 24–34.
- [20] Terzioğlu, T. 2011. “Experimental Evaluation of the lateral load behavior of squat structural walls”. M-Phil. Thesis. Department of Civil Engineering, Boğaziçi University.

## ANEXO A:

En este apartado se adjunta la base de datos de 252 ensayos utilizada para la validación de los modelos implementados.

ID	Ensayo de	H <sup>1</sup> [cm]	L <sub>w</sub> total [cm]	t <sub>w</sub> [cm]	t <sub>f</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	f <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>L</sub> [%]	f <sub>yL</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>t</sub> [%]	f <sub>yt</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\frac{N}{f_c t_w l_w}$ total	V <sub>test</sub> [kN]	H <sub>w</sub> [mm]	Cond. de Borde <sup>2</sup>
1	Endo	137,50	225,00	8,00	25,00	25,00	26,00	0,493	623,7	0,474	623,7	0,079	654,10	750	1
2	Endo	137,50	225,00	8,00	25,00	25,00	24,60	0,160	623,7	0,135	623,7	0,083	558,98	750	1
3	Endo	137,50	225,00	8,00	25,00	25,00	26,00	0,160	623,7	0,135	623,7	0,079	524,66	750	1
4	Endo	137,50	225,00	5,00	25,00	25,00	24,60	0,255	623,7	0,217	623,7	0,133	466,80	750	1
5	Endo	87,50	225,00	5,00	25,00	25,00	26,00	0,789	623,7	0,758	623,7	0,126	783,55	750	1
6	Hirosawa	70,00	60,00	3,00	10,00	10,00	23,50	0,231	293,2	0,213	293,2	0,000	49,03	625	1
7	Hirosawa	70,00	60,00	3,00	10,00	10,00	27,20	0,231	293,2	0,213	293,2	0,060	66,20	625	1
8	Hirosawa	70,00	60,00	3,00	10,00	10,00	26,90	0,231	293,2	0,213	293,2	0,130	76,00	625	1
9	Hirosawa	70,00	60,00	3,00	10,00	10,00	25,70	0,231	293,2	0,213	293,2	0,271	86,30	625	1
10	Hirosawa	70,00	60,00	3,00	10,00	10,00	18,60	0,238	261,8	0,239	261,8	0,000	34,32	575	1
11	Hirosawa	70,00	60,00	3,00	10,00	10,00	18,60	0,238	261,8	0,240	261,8	0,000	36,78	575	1
12	Hirosawa	70,00	60,00	3,00	10,00	10,00	29,90	0,231	293,2	0,213	293,2	0,117	58,84	625	1
13	Hirosawa	105,00	60,00	3,00	10,00	15,00	25,20	0,209	475,6	0,201	475,6	0,000	72,57	625	1
14	Hirosawa	105,00	60,00	3,00	10,00	15,00	28,30	0,209	475,6	0,201	475,6	0,081	68,65	625	1
15	Hirosawa	105,00	60,00	3,00	10,00	15,00	28,00	0,209	475,6	0,201	475,6	0,163	78,45	625	1
16	Hirosawa	105,00	60,00	3,00	10,00	15,00	29,00	0,209	475,6	0,201	475,6	0,237	101,99	625	1
29	Ryo	132,50	230,00	7,50	25,00	25,00	23,20	0,188	335,4	0,188	335,4	0,000	965,96	1200	1
30	Ryo	132,50	230,00	8,00	25,00	25,00	33,00	0,177	335,4	0,177	335,4	0,000	931,63	1200	1
31	Ryo	132,50	155,00	8,00	25,00	25,00	17,40	0,168	485,4	0,177	485,4	0,000	608,01	1200	1
35	Kokusho	21,50	43,00	3,00	3,00	15,00	22,50	0,000	0	0,000	0,0	0,000	24,91	150	1

<sup>1</sup> Altura de aplicación de carga lateral.

<sup>2</sup> Muro curvatura simple=1; Muro curvatura doble=2.

ID	Ensayo de	H <sup>1</sup> [cm]	L <sub>w</sub> total [cm]	t <sub>w</sub> [cm]	t <sub>f</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	f <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>L</sub> [%]	f <sub>yL</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>t</sub> [%]	f <sub>yt</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\frac{N}{\frac{P}{f_c t_w l_w} \text{ total}}$	V <sub>test</sub> [kN]	H <sub>w</sub> [mm]	Cond. de Borde <sup>2</sup>
36	Kokusho	21,50	43,00	3,00	3,00	15,00	22,50	0,360	382,5	0,411	382,5	0,000	20,69	150	1
37	Kokusho	21,50	43,00	3,00	3,00	15,00	16,90	0,360	382,5	0,411	382,5	0,000	17,36	150	1
38	Kokusho	21,50	43,00	3,00	3,00	15,00	16,90	0,368	333,4	0,418	333,4	0,000	19,12	150	1
39	Kokusho	21,50	43,00	3,00	3,00	15,00	16,90	0,360	382,5	0,411	382,5	0,000	22,75	150	1
40	Kokusho	21,50	43,00	3,00	3,00	15,00	16,10	0,360	382,5	0,411	382,5	0,000	19,03	150	1
41	Kokusho	21,50	43,00	3,00	3,00	15,00	16,10	0,360	382,5	0,411	382,5	0,000	20,79	150	1
42	Kokusho	21,50	43,00	2,50	3,00	14,50	26,50	0,432	402,1	0,493	402,1	0,000	28,44	150	1
43	Kokusho	21,50	43,00	2,30	3,00	14,50	17,90	0,470	402,1	0,536	402,1	0,000	24,52	150	1
44	Kokusho	21,50	43,00	2,50	3,00	14,50	17,90	0,441	323,6	0,501	323,6	0,000	25,99	150	1
45	Kokusho	21,50	43,00	2,00	3,00	14,50	15,40	0,551	323,6	0,627	323,6	0,000	25,99	150	1
46	Kokusho	21,50	43,00	2,30	3,00	14,50	19,90	0,702	323,6	0,728	323,6	0,000	29,42	150	1
47	Kokusho	21,50	43,00	2,40	3,00	14,50	18,60	0,672	323,6	0,697	323,6	0,000	27,46	150	1
48	Kokusho	40,00	43,00	2,30	3,00	14,50	14,20	0,000	0	0,000	0,0	0,000	18,14	355	1
49	Kokusho	40,00	43,00	2,40	3,00	14,50	14,20	0,000	0	0,000	0,0	0,000	16,38	355	1
50	Kokusho	40,00	43,00	2,70	3,00	14,50	14,20	0,400	402,1	0,385	402,1	0,000	24,52	355	1
51	Kokusho	40,00	43,00	2,40	3,00	14,50	14,20	0,450	323,6	0,433	323,6	0,000	23,54	355	1
52	Kokusho	40,00	43,00	2,20	3,00	14,50	16,20	0,501	323,6	0,483	323,6	0,000	20,01	355	1
53	Kokusho	40,00	43,00	1,60	3,00	14,50	13,80	0,689	323,6	0,664	323,6	0,000	19,12	355	1
54	Kokusho	40,00	43,00	2,20	3,00	14,50	17,90	0,733	323,6	0,723	323,6	0,000	24,71	355	1
55	Kokusho	40,00	43,00	2,20	3,00	14,50	16,80	0,733	323,6	0,723	323,6	0,000	25,89	355	1
60	Kokusho	23,00	42,00	2,00	6,00	6,00	13,70	0,000	0	0,000	0,0	0,000	36,68	200	1
61	Kokusho	23,00	42,00	2,00	6,00	6,00	13,70	0,523	323,6	0,523	323,6	0,000	48,74	200	1

ID	Ensayo de	H <sup>1</sup> [cm]	L <sub>w</sub> total [cm]	t <sub>w</sub> [cm]	t <sub>f</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	f <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>L</sub> [%]	f <sub>yL</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>t</sub> [%]	f <sub>yt</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\frac{N}{P}$ [ $\frac{P}{f_c t_w l_w}$ total]	V <sub>test</sub> [kN]	H <sub>w</sub> [mm]	Cond. de Borde <sup>2</sup>
62	Kokusho	36,00	42,00	2,00	6,00	6,00	19,10	0,000	0	0,000	0,0	0,000	37,27	200	1
63	Kokusho	36,00	42,00	2,00	6,00	6,00	18,00	0,000	0	0,000	0,0	0,000	37,46	200	1
64	Kokusho	36,00	42,00	2,00	6,00	6,00	19,10	0,523	323,6	0,523	323,6	0,000	43,15	200	1
65	Kokusho	36,00	42,00	2,00	6,00	6,00	18,00	0,523	323,6	0,523	323,6	0,000	48,45	200	1
66	Kokusho	23,00	42,00	2,00	6,00	6,00	16,70	0,000	0	0,000	0,0	0,000	35,30	200	1
67	Kokusho	36,00	42,00	2,00	6,00	6,00	15,20	0,000	0	0,000	0,0	0,000	34,32	200	1
68	Kokusho	36,00	42,00	2,00	6,00	6,00	15,20	0,000	0	0,000	0,0	0,000	32,36	200	1
69	Kokusho	36,00	42,00	2,00	6,00	6,00	29,40	0,257	372,7	0,258	372,7	0,000	45,11	200	1
70	Sugano	132,50	230,00	7,40	25,00	25,00	24,10	0,184	549,2	0,184	549,2	0,000	833,57	1200	1
71	Sugano	132,50	230,00	8,30	25,00	25,00	25,20	0,074	460,9	0,074	460,9	0,000	804,15	1200	1
72	Hirosawa	170,00	170,00	16,00	17,00	16,00	17,30	0,505	407	0,263	419,2	0,000	809,05	1600	1
73	Hirosawa	170,00	170,00	16,00	17,00	16,00	20,80	0,505	407	0,263	419,2	0,094	725,69	1600	1
74	Hirosawa	170,00	170,00	16,00	17,00	16,00	20,80	0,505	407	0,568	421,6	0,094	813,95	1600	1
75	Hirosawa	170,00	170,00	16,00	17,00	16,00	13,70	0,505	407	0,568	421,6	0,143	813,95	1600	1
76	Hirosawa	170,00	170,00	16,00	17,00	16,00	14,70	0,505	407	1,083	415,2	0,133	804,15	1600	1
77	Hirosawa	170,00	170,00	16,00	17,00	16,00	18,30	0,505	407	1,083	415,2	0,107	912,02	1600	1
78	Hirosawa	170,00	170,00	16,00	17,00	16,00	20,80	0,505	407	0,611	420,7	0,094	686,47	1600	1
79	Hirosawa	170,00	170,00	16,00	17,00	16,00	13,70	0,505	407	0,611	420,7	0,143	617,82	1600	1
80	Hirosawa	170,00	170,00	16,00	17,00	16,00	14,70	0,505	407	1,083	415,2	0,133	706,08	1600	1
81	Hirosawa	170,00	170,00	16,00	17,00	16,00	18,30	0,505	407	1,083	415,2	0,107	760,02	1600	1
82	Hirosawa	170,00	85,00	16,00	8,50	16,00	20,80	0,404	407	0,568	421,6	0,094	321,17	1600	1
83	Hirosawa	170,00	85,00	16,00	8,50	16,00	17,80	0,404	407	0,568	421,6	0,110	333,43	1600	1

ID	Ensayo de	H <sup>1</sup> [cm]	L <sub>w</sub> total [cm]	t <sub>w</sub> [cm]	t <sub>f</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	f <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>L</sub> [%]	f <sub>yL</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>t</sub> [%]	f <sub>yt</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\frac{N}{f_c t_w l_w}$ total	V <sub>test</sub> [kN]	H <sub>w</sub> [mm]	Cond. de Borde <sup>2</sup>
84	Hirosawa	170,00	85,00	16,00	8,50	16,00	17,80	0,404	407	1,083	415,2	0,110	323,62	1600	1
85	Hirosawa	170,00	85,00	16,00	8,50	16,00	23,20	0,404	407	1,083	415,2	0,085	367,75	1600	1
95	Tanabe	33,00	42,00	2,00	6,00	4,00	63,40	0,000	0	0,000	0,0	0,000	38,64	300	1
96	Tanabe	33,00	42,00	4,00	4,20	4,00	63,40	0,000	0	0,000	0,0	0,000	50,41	300	1
97	Tanabe	48,00	57,00	2,00	6,00	6,00	32,10	0,000	0	0,000	0,0	0,000	51,00	450	1
98	Tanabe	48,00	57,00	3,00	6,00	6,00	32,20	0,000	0	0,000	0,0	0,000	39,23	450	1
99	Tanabe	48,00	57,00	4,00	6,00	6,00	33,30	0,000	0	0,000	0,0	0,000	58,84	450	1
100	Tanabe	48,00	57,00	1,00	6,00	6,00	31,90	3,667	284,4	3,667	284,4	0,000	46,08	450	1
101	Tanabe	48,00	57,00	2,00	6,00	6,00	34,30	1,833	284,4	1,833	284,4	0,000	62,76	450	1
102	Tanabe	48,00	57,00	2,00	6,00	6,00	30,10	1,833	284,4	1,833	284,4	0,000	74,53	450	1
103	Tanabe	48,00	57,00	2,00	6,00	6,00	34,90	1,833	284,4	1,833	284,4	0,000	62,76	450	1
104	Tanabe	48,00	57,00	3,00	6,00	6,00	35,60	1,222	284,4	1,222	284,4	0,000	94,14	450	1
105	Tanabe	48,00	57,00	3,00	6,00	6,00	34,30	1,222	284,4	1,222	284,4	0,000	89,63	450	1
106	Tanabe	48,00	57,00	3,00	6,00	6,00	33,80	1,222	284,4	1,222	284,4	0,000	86,30	450	1
107	Tanabe	48,00	57,00	4,00	6,00	6,00	32,90	0,917	284,4	0,917	284,4	0,000	98,07	450	1
108	Tanabe	48,00	57,00	4,00	6,00	6,00	35,30	0,917	284,4	0,917	284,4	0,000	97,09	450	1
109	Tanabe	48,00	57,00	4,00	6,00	6,00	35,80	0,917	284,4	0,917	284,4	0,000	101,99	450	1
110	Tanabe	48,00	57,00	1,00	6,00	6,00	45,80	1,833	294,2	1,833	294,2	0,000	42,66	450	1
111	Tanabe	48,00	57,00	1,00	6,00	6,00	43,40	1,833	294,2	1,833	294,2	0,000	43,84	450	1
112	Tanabe	48,00	57,00	2,00	6,00	6,00	43,00	1,833	294,2	1,833	294,2	0,000	68,65	450	1
113	Tanabe	48,00	57,00	2,00	6,00	6,00	48,70	1,833	294,2	1,833	294,2	0,000	70,61	450	1
114	Tanabe	48,00	57,00	3,00	6,00	6,00	40,00	1,222	294,2	1,222	294,2	0,000	70,61	450	1

ID	Ensayo de	H <sup>1</sup> [cm]	L <sub>w</sub> total [cm]	t <sub>w</sub> [cm]	t <sub>f</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	f <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>L</sub> [%]	f <sub>yL</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>t</sub> [%]	f <sub>yt</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\frac{N}{P}$ [ $\frac{P}{f_c t_w l_w}$ total]	V <sub>test</sub> [kN]	H <sub>w</sub> [mm]	Cond. de Borde <sup>2</sup>
115	Tanabe	48,00	57,00	3,00	6,00	6,00	46,10	1,222	294,2	1,222	294,2	0,000	76,49	450	1
116	Tanabe	48,00	57,00	4,00	6,00	6,00	45,30	0,917	294,2	0,917	294,2	0,000	78,45	450	1
117	Tanabe	48,00	57,00	4,00	6,00	6,00	42,60	0,917	294,2	0,917	294,2	0,000	77,47	450	1
118	Tanabe	48,00	57,00	1,00	6,00	6,00	46,30	2,444	294,2	2,444	294,2	0,000	55,21	450	1
119	Tanabe	48,00	57,00	1,00	6,00	6,00	46,90	2,444	294,2	2,444	294,2	0,000	57,08	450	1
120	Tanabe	48,00	57,00	1,00	6,00	6,00	45,60	2,444	294,2	2,444	294,2	0,000	58,06	450	1
121	Tanabe	48,00	57,00	2,00	6,00	6,00	43,70	2,444	323,6	2,444	323,6	0,000	81,89	450	1
122	Tanabe	48,00	57,00	2,00	6,00	6,00	43,90	2,444	323,6	2,444	323,6	0,000	76,49	450	1
123	Tanabe	48,00	57,00	2,00	6,00	6,00	45,10	2,444	323,6	2,444	323,6	0,000	79,92	450	1
124	Tanabe	48,00	57,00	3,00	6,00	6,00	45,40	1,630	323,6	1,630	323,6	0,000	74,53	450	1
125	Tanabe	48,00	57,00	3,00	6,00	6,00	43,10	1,630	323,6	1,630	323,6	0,000	83,95	450	1
126	Tanabe	48,00	57,00	3,00	6,00	6,00	44,40	1,630	323,6	1,630	323,6	0,000	84,53	450	1
127	Tanabe	48,00	57,00	4,00	6,00	6,00	43,80	1,222	323,6	1,222	323,6	0,000	86,30	450	1
128	Tanabe	48,00	57,00	4,00	6,00	6,00	43,10	1,222	323,6	1,222	323,6	0,000	78,45	450	1
129	Tanabe	48,00	57,00	4,00	6,00	6,00	40,80	1,222	323,6	1,222	323,6	0,000	91,89	450	1
130	Taboi	89,95	50,70	6,70	12,00	10,70	30,20	1,966	296,2	1,891	296,2	0,000	101,01	813	1
131	Taboi	89,95	50,70	6,70	12,00	10,70	31,40	1,966	296,2	1,891	296,2	0,000	161,81	813	1
132	Taboi	89,95	50,70	6,70	12,00	10,70	29,90	2,528	296,2	2,583	296,2	0,000	108,85	813	1
133	Taboi	89,95	50,70	6,70	12,00	10,70	32,20	2,528	296,2	2,583	296,2	0,000	174,56	813	1
134	Taboi	40,65	50,70	6,70	12,00	10,70	29,70	1,966	296,2	1,894	296,2	0,000	195,15	813	2
135	Taboi	40,65	50,70	6,70	12,00	10,70	28,60	1,966	296,2	1,894	296,2	0,000	184,37	813	2
136	Matui	88,00	100,00	4,00	8,00	8,00	15,80	0,331	236,8	0,331	236,8	0,000	45,11	840	1

ID	Ensayo de	H <sup>1</sup> [cm]	L <sub>w</sub> total [cm]	t <sub>w</sub> [cm]	t <sub>f</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	f <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>L</sub> [%]	f <sub>yL</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>t</sub> [%]	f <sub>yt</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\frac{N}{f_c t_w l_w}$ total	V <sub>test</sub> [kN]	H <sub>w</sub> [mm]	Cond. de Borde <sup>2</sup>
137	Matui	88,00	100,00	4,00	8,00	8,00	15,80	0,457	334,9	0,457	334,9	0,000	50,50	840	1
138	Matui	88,00	100,00	3,00	8,00	8,00	12,30	0,442	433	0,442	433,0	0,000	74,78	840	1
139	Matui	88,00	100,00	3,00	8,00	8,00	12,30	0,610	531	0,610	531,0	0,000	70,61	840	1
140	Sugano	162,00	396,00	12,00	36,00	36,00	20,60	0,663	571,7	0,663	571,7	0,120	2353,60	1440	1
141	Sugano	162,00	396,00	12,00	36,00	36,00	20,80	0,663	571,7	0,663	571,7	0,228	2942,00	1440	1
142	Sugano	162,00	396,00	12,00	36,00	36,00	21,30	0,663	571,7	0,663	571,7	0,155	3138,13	1440	1
143	Sugano	162,00	396,00	12,00	36,00	36,00	19,60	0,331	571,7	0,331	571,7	0,097	1814,23	1440	1
144	Sugano	162,00	396,00	12,00	36,00	36,00	20,80	0,333	571,7	0,333	571,7	0,097	1912,30	1440	1
145	Sugano	162,00	396,00	12,00	36,00	36,00	20,50	0,687	284,4	0,663	284,4	0,110	2137,85	1440	1
146	Sugano	162,00	396,00	12,00	36,00	36,00	19,60	0,687	284,4	0,663	284,4	0,106	1980,94	1440	1
147	Sugano	162,00	396,00	12,00	36,00	36,00	20,90	0,770	397,2	0,742	397,2	0,116	2304,56	1440	1
148	Aoyagi	136,00	272,00	8,00	32,00	32,00	19,70	0,712	353	0,764	353,0	0,000	931,63	1200	1
149	Aoyagi	136,00	272,00	8,00	32,00	32,00	25,90	0,712	353	0,764	353,0	0,000	1029,70	1200	1
150	Aoyagi	136,00	272,00	16,00	32,00	32,00	29,40	0,580	339,4	0,623	339,4	0,000	1552,39	1200	1
151	Aoyagi	136,00	272,00	8,00	32,00	32,00	23,80	0,712	353	0,764	353,0	0,000	1495,51	1200	1
152	Aoyagi	136,00	272,00	16,00	32,00	32,00	29,20	0,580	339,4	0,623	339,4	0,000	2309,47	1200	1
157	Ohono-Arakawa	35,00	90,00	10,00	10,00	10,00	30,00	0,097	224,1	0,097	224,1	0,000	249,09	700	2
158	Ohono-Arakawa	35,00	90,00	10,00	10,00	10,00	28,60	0,097	224,1	0,097	224,1	0,000	200,06	700	2
165	Yoshizaki	86,00	80,00	6,00	8,00	6,00	23,50	0,219	433,5	0,233	433,5	0,000	101,99	800	1
166	Yoshizaki	86,00	80,00	6,00	8,00	6,00	23,50	0,729	433,5	0,817	433,5	0,000	147,10	800	1
167	Yoshizaki	86,00	80,00	6,00	8,00	6,00	23,50	0,438	433,5	0,408	433,5	0,000	135,33	800	1
168	Yoshizaki	86,00	80,00	6,00	8,00	6,00	23,50	0,729	433,5	0,817	433,5	0,000	158,87	800	1



ID	Ensayo de	H <sup>1</sup> [cm]	L <sub>w</sub> total [cm]	t <sub>w</sub> [cm]	t <sub>f</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	f <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>L</sub> [%]	f <sub>yL</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>t</sub> [%]	f <sub>yt</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\frac{N}{\frac{P}{f_c t_w l_w} \text{ total}}$	V <sub>test</sub> [kN]	H <sub>w</sub> [mm]	Cond. de Borde <sup>2</sup>
169	Yoshizaki	86,00	80,00	6,00	8,00	6,00	23,50	1,167	433,5	1,167	433,5	0,000	174,56	800	1
170	Yoshizaki	86,00	120,00	6,00	12,00	6,00	24,50	0,243	433,5	0,233	433,5	0,000	159,85	800	1
171	Yoshizaki	86,00	120,00	6,00	12,00	6,00	24,50	0,778	433,5	0,817	433,5	0,000	235,36	800	1
172	Yoshizaki	86,00	120,00	6,00	12,00	6,00	24,50	0,438	433,5	0,408	433,5	0,000	219,67	800	1
173	Yoshizaki	86,00	120,00	6,00	12,00	6,00	24,50	0,778	433,5	0,817	433,5	0,000	259,88	800	1
174	Yoshizaki	86,00	120,00	6,00	12,00	6,00	24,50	1,167	433,5	1,167	433,5	0,000	274,59	800	1
175	Yoshizaki	86,00	160,00	6,00	16,00	6,00	25,50	0,219	433,5	0,233	433,5	0,000	199,08	800	1
176	Yoshizaki	86,00	160,00	6,00	16,00	6,00	25,50	0,802	433,5	0,817	433,5	0,000	321,56	800	1
177	Yoshizaki	86,00	160,00	6,00	16,00	6,00	25,50	0,365	433,5	0,408	433,5	0,000	318,72	800	1
178	Yoshizaki	86,00	160,00	6,00	16,00	6,00	25,50	0,802	433,5	0,817	433,5	0,000	382,46	800	1
179	Yoshizaki	86,00	160,00	6,00	16,00	6,00	25,50	1,167	433,5	1,167	433,5	0,000	421,69	800	1
1	Hidalgo	100,00	100,00	12,00	10,00	12,00	19,37	0,251	392	0,131	392,0	0,000	198,09	2000	2
2	Hidalgo	100,00	100,00	12,00	10,00	12,00	19,56	0,251	402	0,246	402,0	0,000	269,68	2000	2
4	Hidalgo	100,00	100,00	12,00	10,00	12,00	19,54	0,251	402	0,381	402,0	0,000	323,62	2000	2
6	Hidalgo	90,00	130,00	12,00	13,00	12,00	17,65	0,259	314	0,131	314,0	0,000	308,91	1800	2
7	Hidalgo	90,00	130,00	12,00	13,00	12,00	17,80	0,125	471	0,246	471,0	0,000	363,83	1800	2
8	Hidalgo	90,00	130,00	12,00	13,00	12,00	15,68	0,259	471	0,246	471,0	0,000	374,61	1800	2
9	Hidalgo	90,00	130,00	10,00	13,00	10,00	17,56	0,255	366	0,255	366,0	0,000	257,91	1800	2
10	Hidalgo	90,00	130,00	8,00	13,00	8,00	16,39	0,250	367	0,250	367,0	0,000	186,33	1800	2
11	Hidalgo	70,00	140,00	10,00	14,00	10,00	16,26	0,255	362	0,127	362,0	0,000	234,38	1400	2
12	Hidalgo	70,00	140,00	10,00	14,00	10,00	16,99	0,127	366	0,255	366,0	0,000	304,01	1400	2
13	Hidalgo	70,00	140,00	10,00	14,00	10,00	18,14	0,255	370	0,255	370,0	0,000	288,32	1400	2

ID	Ensayo de	H <sup>1</sup> [cm]	L <sub>w</sub> total [cm]	t <sub>w</sub> [cm]	t <sub>f</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	f <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>L</sub> [%]	f <sub>yL</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>t</sub> [%]	f <sub>yt</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\frac{N}{\frac{P}{f_c t_w l_w} \text{total}}$	V <sub>test</sub> [kN]	H <sub>w</sub> [mm]	Cond. de Borde <sup>2</sup>
14	Hidalgo	60,00	170,00	8,00	17,00	8,00	17,09	0,250	366	0,125	366,0	0,000	255,95	1200	2
15	Hidalgo	60,00	170,00	8,00	17,00	8,00	19,04	0,125	366	0,250	366,0	0,000	367,75	1200	2
16	Hidalgo	60,00	170,00	8,00	17,00	8,00	18,84	0,250	366	0,250	366,0	0,000	361,87	1200	2
21	Hidalgo	90,00	130,00	10,00	13,00	10,00	24,19	0,000	0	0,000	0,0	0,000	257,91	1800	2
22	Hidalgo	90,00	130,00	10,00	13,00	10,00	17,23	0,000	0	0,000	0,0	0,000	221,63	1800	2
23	Hidalgo	90,00	130,00	10,00	13,00	10,00	24,22	0,000	0	0,250	431,0	0,000	333,43	1800	2
24	Hidalgo	90,00	130,00	10,00	13,00	10,00	23,92	0,250	431	0,000	0,0	0,000	232,42	1800	2
25	Hidalgo	70,00	140,00	10,00	14,00	10,00	23,92	0,000	0	0,000	0,0	0,000	352,06	1400	2
26	Hidalgo	70,00	140,00	10,00	14,00	10,00	17,70	0,000	0	0,000	0,0	0,000	261,84	1400	2
27	Hidalgo	70,00	140,00	10,00	14,00	10,00	23,86	0,000	0	0,250	431,0	0,000	491,31	1400	2
28	Hidalgo	70,00	140,00	10,00	14,00	10,00	23,25	0,250	431	0,000	0,0	0,000	257,91	1400	2
29	Hidalgo	52,50	150,00	8,00	15,00	8,00	23,19	0,000	0	0,000	0,0	0,000	399,13	1050	2
30	Hidalgo	52,50	150,00	8,00	15,00	8,00	17,87	0,000	0	0,000	0,0	0,000	355,98	1050	2
31	Hidalgo	52,50	150,00	8,00	15,00	8,00	23,14	0,000	0	0,250	431,0	0,000	391,29	1050	2
32	Hidalgo	52,50	150,00	8,00	15,00	8,00	23,25	0,250	431	0,000	0,0	0,000	344,21	1050	2
1	Yamada	60,00	132,50	4,00	12,50	12,50	35,60	0,233	286	0,312	286,0	0,000	373,00	475	1
2	Yamada	60,00	132,50	4,00	12,50	12,50	30,40	0,467	286	0,467	286,0	0,000	370,00	475	1
3	Yamada	60,00	132,50	4,00	12,50	12,50	31,50	0,934	286	1,091	286,0	0,000	438,00	475	1
4	Yamada	60,00	132,50	3,00	12,50	12,50	32,80	0,622	286	0,623	286,0	0,000	276,00	475	1
5	Yamada	60,00	132,50	2,00	12,50	12,50	30,10	0,467	286	0,623	286,0	0,000	211,00	475	1
6	Yamada	60,00	132,50	2,00	12,50	12,50	33,70	0,934	286	0,935	286,0	0,000	213,00	475	1
W1	Wiradinata	115,00	200,00	10,00	20,00	10,00	24,82	0,800	434,385	0,250	424,7	0,003	573,79	1000	1

ID	Ensayo de	H <sup>1</sup> [cm]	L <sub>w</sub> total [cm]	t <sub>w</sub> [cm]	t <sub>f</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	f <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>L</sub> [%]	f <sub>yL</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>t</sub> [%]	f <sub>yt</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\frac{N}{P}$ [ $\frac{P}{f_c t_w l_w}$ total]	V <sub>test</sub> [kN]	H <sub>w</sub> [mm]	Cond. de Borde <sup>2</sup>
W2	Wiradinata	65,00	200,00	10,00	20,00	10,00	22,06	0,800	434,385	0,250	424,7	0,002	680,54	500	1
W7	Saatcioglu	163,83	200,00	10,00	20,00	10,00	44,99	0,800	449,89875	0,800	449,9	0,000	380,69	1500	1
W8	Saatcioglu	163,83	150,00	10,00	15,00	10,00	44,99	0,800	449,89875	0,800	449,9	0,000	225,41	1500	1
W3	Saatcioglu	66,00	200,00	10,00	20,00	10,00	34,99	0,800	479,892	0,390	248,2	0,000	908,63	500	1
W6	Saatcioglu	116,00	200,00	10,00	20,00	10,00	34,99	0,800	479,892	0,800	479,9	0,000	529,95	1000	1
W4	Saatcioglu	116,00	200,00	10,00	20,00	10,00	32,99	0,800	479,892	0,800	479,9	0,000	419,76	1000	1
W5	Saatcioglu	116,00	200,00	10,00	20,00	10,00	26,99	0,800	479,892	1,200	479,9	0,000	587,06	1000	1
6	Antebi	114,30	180,30	5,08	12,70	19,05	21,79	0,250	270,9735	0,250	271,0	0,001	360,29	1016	1
10	Antebi	114,30	180,30	5,08	12,70	19,05	23,17	0,250	270,9735	0,250	271,0	0,001	453,70	1016	1
13	Antebi	114,30	180,30	5,08	12,70	19,05	18,41	0,500	393,015	0,500	393,0	0,003	413,66	1016	1
25	Antebi	114,30	180,30	5,08	12,70	19,05	41,16	0,500	330,96	0,500	331,0	0,001	409,22	1016	1
32	Antebi	114,30	180,30	5,08	12,70	19,05	26,75	0,500	344,75	0,500	344,8	0,001	444,80	1016	1
35	Antebi	114,30	180,30	5,08	12,70	19,05	25,58	0,500	344,75	0,500	344,8	0,001	404,77	1016	1
37	Antebi	114,30	180,30	5,08	12,70	19,05	28,27	0,500	344,75	0,500	344,8	0,001	360,29	1016	1
41	Antebi	114,30	180,30	5,08	12,70	19,05	22,82	0,500	323,3755	0,500	323,4	0,001	471,49	1016	1
45	Antebi	114,30	180,30	7,62	12,70	19,05	20,34	0,250	313,033	0,250	313,0	0,001	409,22	1016	1
49	Antebi	114,30	180,30	7,62	12,70	19,05	14,00	0,250	319,2385	0,250	319,2	0,002	400,32	1016	1
50	Antebi	114,30	180,30	7,62	12,70	19,05	16,41	0,500	306,138	0,500	306,1	0,002	409,22	1016	1
51	Antebi	114,30	180,30	7,62	12,70	19,05	17,03	0,500	343,371	0,500	343,4	0,002	502,62	1016	1
54	Antebi	114,30	180,30	7,62	12,70	19,05	14,41	0,500	346,129	0,500	346,1	0,002	427,45	1016	1
55	Antebi	114,30	332,70	5,08	12,70	19,05	22,82	0,500	360,6085	0,500	360,6	0,001	493,73	1016	1
58	Antebi	114,30	332,70	5,08	12,70	19,05	20,00	0,500	348,1975	0,500	348,2	0,002	489,28	1016	1

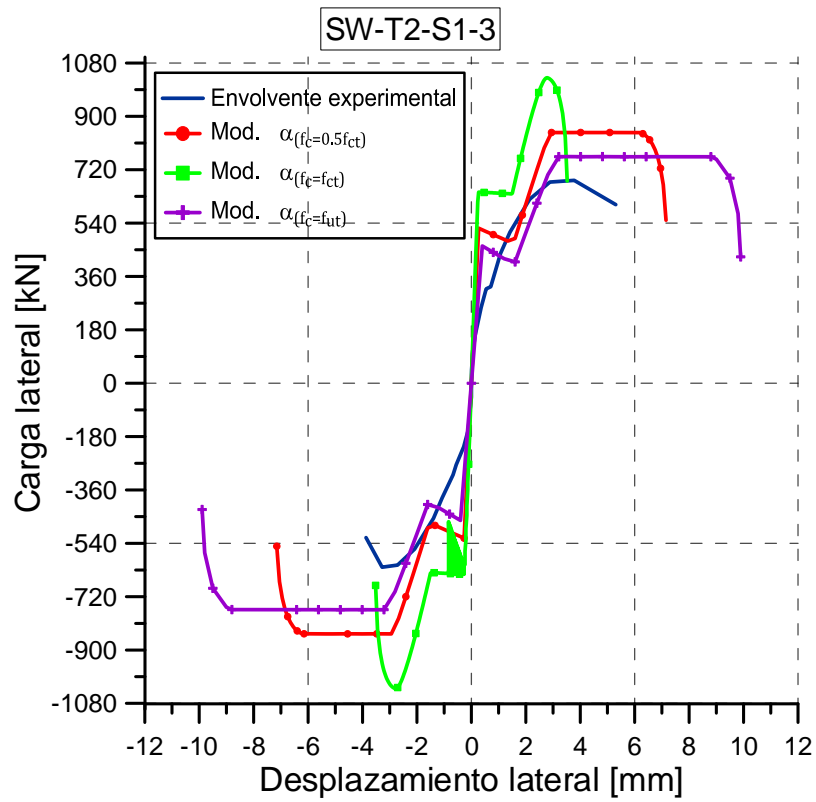
ID	Ensayo de	H <sup>1</sup> [cm]	L <sub>w</sub> total [cm]	t <sub>w</sub> [cm]	t <sub>f</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	f <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>L</sub> [%]	f <sub>yL</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>t</sub> [%]	f <sub>yt</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\frac{N}{P}$ [ $\frac{P}{f_c t_w l_w}$ total]	V <sub>test</sub> [kN]	H <sub>w</sub> [mm]	Cond. de Borde <sup>2</sup>
60	Antebi	114,30	332,70	5,08	12,70	19,05	19,58	0,500	350,266	0,500	350,3	0,002	600,48	1016	1
B1-1	Barda	102,87	190,60	10,16	10,16	60,96	28,96	0,500	543,326	0,500	495,8	0,005	1218,31	952,5	1
B2-1	Barda	102,87	190,60	10,16	10,16	60,96	16,34	0,500	551,6	0,500	499,2	0,006	978,47	952,5	1
B3-2	Barda	102,87	190,60	10,16	10,16	60,96	27,03	0,500	544,705	0,500	513,0	0,005	1108,22	952,5	1
B6-4	Barda	102,87	190,60	10,16	10,16	60,96	21,24	0,250	496,44	0,500	496,4	0,005	876,35	952,5	1
B7-5	Barda	55,25	190,60	10,16	10,16	60,96	25,72	0,500	530,915	0,500	501,3	0,003	1139,67	476,25	1
B8-5	Barda	198,12	190,60	10,16	10,16	60,96	23,44	0,500	527,4675	0,500	495,8	0,006	885,55	1905	1
4BI-1	Benjamin	55,88	61,04	5,08	10,16	12,70	20,00	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	88,96	508	1
4BI-2	Benjamin	55,88	91,52	5,08	10,16	12,70	21,37	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	154,79	508	1
4BI-3	Benjamin	55,88	122,00	5,08	10,16	12,70	19,51	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	201,49	508	1
4BI-4	Benjamin	55,88	177,88	5,08	10,16	12,70	26,20	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	293,57	508	1
3BI-1	Benjamin	91,44	172,72	5,08	12,70	9,53	21,37	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	186,82	850,9	1
1BI-1	Benjamin	91,44	172,72	5,08	12,70	19,05	20,00	0,250	341,3025	0,250	341,3	0,000	249,09	850,9	1
1BI-2a	Benjamin	91,44	172,72	5,08	12,70	19,05	22,06	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	462,59	850,9	1
1BI-2b	Benjamin	91,44	172,72	5,08	12,70	19,05	24,13	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	373,63	850,9	1
3BI-3	Benjamin	91,44	172,72	5,08	12,70	30,48	22,75	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	293,57	850,9	1
3AI-1	Benjamin	55,88	91,52	4,45	10,16	12,70	24,82	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	204,61	508	1
3AI-2	Benjamin	55,88	91,52	4,45	10,16	12,70	19,31	0,250	341,3025	0,250	341,3	0,000	137,89	508	1
1BI-1	Benjamin	45,72	86,46	2,54	6,35	9,53	21,37	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	90,29	425,45	1

ID	Ensayo de	H <sup>1</sup> [cm]	L <sub>w</sub> total [cm]	t <sub>w</sub> [cm]	t <sub>f</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	f <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>L</sub> [%]	f <sub>yL</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>t</sub> [%]	f <sub>yt</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\frac{N}{\frac{P}{f_c t_w l_w} \text{total}}$	V <sub>test</sub> [kN]	H <sub>w</sub> [mm]	Cond. de Borde <sup>2</sup>
1BII-1a	Benjamin	45,72	86,46	2,54	6,35	9,53	20,69	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	88,96	425,45	1
1BII-3	Benjamin	137,16	259,18	7,62	19,05	28,58	20,69	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	684,99	1276,35	1
NV-1	Benjamin	76,20	165,10	5,08	12,70	12,70	26,89	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	301,13	698,5	1
NV-11	Benjamin	101,60	114,30	5,08	12,70	12,70	24,82	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	222,40	952,5	1
NV-18	Benjamin	60,96	195,58	5,08	12,70	12,70	20,69	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	373,63	539,75	1
VR-3	Benjamin	91,44	172,72	5,08	12,70	19,05	21,37	0,500	341,3025	0,500	341,3	0,000	302,46	850,9	1
R-1	Benjamin	91,44	172,72	5,08	12,70	19,05	20,69	0,250	341,3025	0,250	341,3	0,000	315,81	850,9	1
A1-A	Benjamin	55,88	177,88	4,45	10,16	12,70	21,37	1,000	341,3025	1,000	341,3	0,000	311,36	501,65	1
A1-B	Benjamin	55,88	177,88	4,45	10,16	12,70	22,75	1,000	341,3025	1,000	341,3	0,000	366,96	501,65	1
A2-B	Benjamin	55,88	177,88	4,45	10,16	12,70	20,69	1,500	341,3025	1,500	341,3	0,000	329,15	501,65	1
M-1	Benjamin	88,90	157,55	5,08	12,07	19,05	22,06	0,250	358,54	0,250	358,5	0,000	214,39	863,6	1
M-4	Benjamin	88,90	157,55	5,08	12,07	19,05	21,37	0,250	358,54	0,250	358,5	0,000	178,32	863,6	1
MR-2	Benjamin	48,26	164,47	4,45	12,70	12,70	19,93	0,250	358,54	0,250	358,5	0,000	245,44	419,1	1
MR-4	Benjamin	48,26	164,47	4,45	12,70	12,70	14,41	0,250	358,54	0,250	358,5	0,000	245,44	419,1	1
SD-1A	Benjamin	63,50	122,00	5,08	10,16	10,16	16,13	0,500	293,0375	0,500	293,0	0,000	178,32	584,2	1
SD-1B	Benjamin	63,50	122,00	5,08	10,16	10,16	16,13	0,500	293,0375	0,500	293,0	0,000	178,32	584,2	1
SD-1C	Benjamin	63,50	122,00	5,08	10,16	10,16	16,13	0,500	293,0375	0,500	293,0	0,000	160,29	584,2	1
SW-7	Cardenas	205,74	190,50	7,62	19,05	7,62	43,02	0,860	448,175	0,270	413,7	0,002	519,08	1905	1

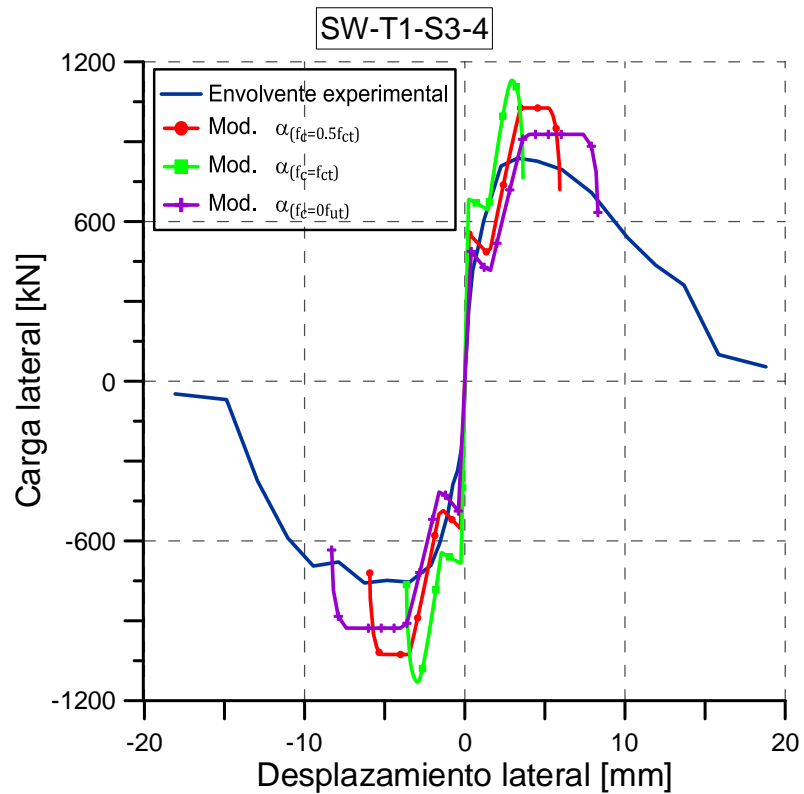
ID	Ensayo de	H <sup>1</sup> [cm]	L <sub>w</sub> total [cm]	t <sub>w</sub> [cm]	t <sub>f</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	f <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>L</sub> [%]	f <sub>yL</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>t</sub> [%]	f <sub>yt</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\frac{N}{\frac{P}{f_c t_w l_w} \text{ total}}$	V <sub>test</sub> [kN]	H <sub>w</sub> [mm]	Cond. de Borde <sup>2</sup>
SW-8	Cardenas	205,74	190,50	7,62	19,05	7,62	42,47	2,890	448,175	0,270	465,4	0,002	569,79	1905	1
SW-9	Cardenas	205,74	190,50	7,62	19,05	7,62	43,02	2,890	448,175	1,000	413,7	0,002	679,21	1905	1
SW-10	Cardenas	205,74	190,50	7,62	19,05	7,62	40,34	1,630	448,175	0,000	448,2	0,000	306,55	1905	1
SW-13	Cardenas	205,74	190,50	7,62	19,05	7,62	43,44	2,890	448,175	1,000	455,1	0,002	632,06	1905	1
A-8	Galletly	66,04	91,52	4,45	10,16	10,16	35,85	0,790	344,75	0,790	344,8	0,000	273,55	508	1
A-4	Galletly	66,04	91,52	4,45	10,16	10,16	29,65	1,570	344,75	1,570	344,8	0,000	318,03	508	1
B-8	Galletly	66,04	91,52	4,45	10,16	10,16	33,79	0,790	344,75	0,790	344,8	0,000	226,85	508	1
B-4	Galletly	66,04	91,52	4,45	10,16	10,16	34,48	1,570	344,75	1,570	344,8	0,000	284,67	508	1
C-8	Galletly	66,04	91,52	4,45	10,16	10,16	31,72	0,790	344,75	0,790	344,8	0,000	191,26	508	1
C-4	Galletly	66,04	91,52	4,45	10,16	10,16	29,65	1,570	344,75	1,570	344,8	0,000	244,64	508	1
T-1	Massone	76,20	152,40	15,24	16,83	15,24	25,51	0,428	424,0425	0,278	424,0	0,009	633,84	1524	2
T-2	Massone	76,20	152,40	15,24	12,70	15,24	31,37	0,400	424,0425	0,278	424,0	0,007	453,92	1524	2
T-3	Massone	76,20	152,40	15,24	12,70	15,24	30,96	0,400	424,0425	0,278	424,0	0,007	491,50	1524	2
T-4	Massone	76,20	152,40	15,24	16,83	15,24	43,71	0,428	424,0425	0,278	424,0	0,005	749,93	1524	2
T-5	Massone	60,96	137,16	15,24	12,70	15,24	28,27	0,227	424,0425	0,278	424,0	0,109	753,94	1219,2	2
T-6	Massone	60,96	137,16	15,24	12,70	15,24	31,37	0,227	424,0425	0,278	424,0	0,108	820,66	1219,2	2
T-7	Massone	60,96	137,16	15,24	12,70	15,24	31,92	0,227	424,0425	0,278	424,0	0,058	649,41	1219,2	2
T-8	Massone	60,96	137,16	15,24	12,70	15,24	31,99	0,227	424,0425	0,278	424,0	0,058	682,77	1219,2	2
T-9	Massone	60,96	137,16	15,24	12,70	15,24	29,92	0,227	424,0425	0,278	424,0	0,009	405,21	1219,2	2

## ANEXO B:

En este apartado se completa la comparación de curvas carga-desplazamientos de los modelos de ángulo fijo implementados con la respuesta vista en los ensayos. La respuesta global del espécimen SW-T2-S2-3, se hizo considerando la deformación de corte interna, medida con sensores internos. La respuesta global del espécimen SW-T4-S1-6, se hizo con respecto la deformación medida desde el marco externo, debido a problemas en la lectura de sensores. Para el resto de los especímenes se consideró la deformación de corte externa, la cual incluye la deformación por deslizamiento y corte.



**Figura B.0.1** Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T2-S1-3.



**Figura B.0.2.** Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T1-S3-4.



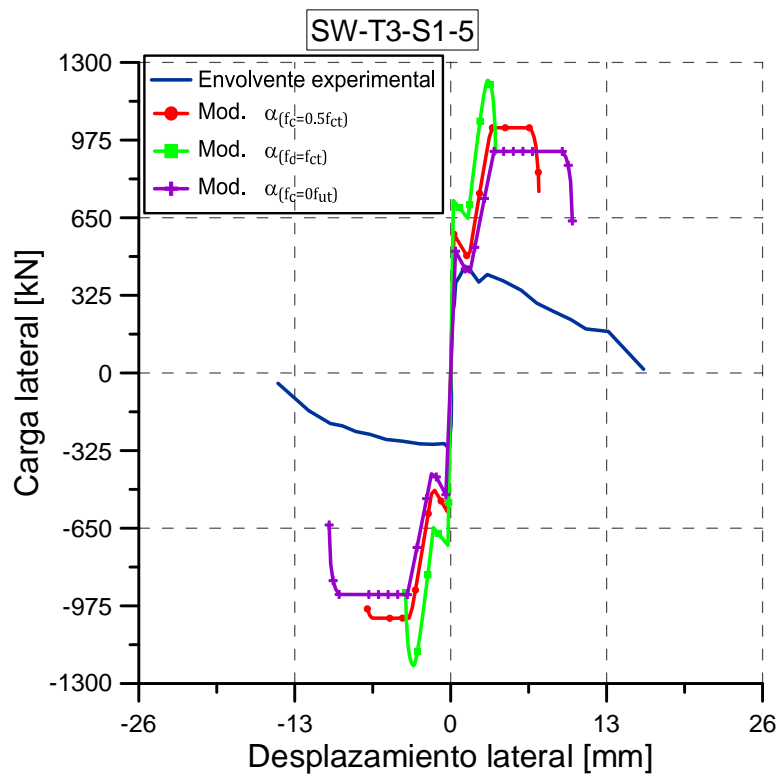


Figura B.0.3. Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T3-S1-5.

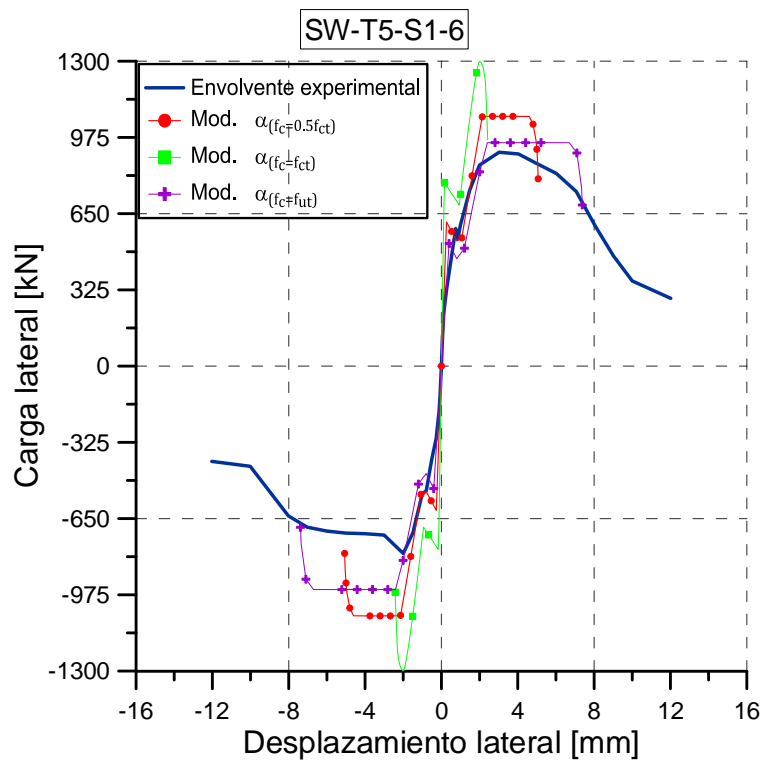
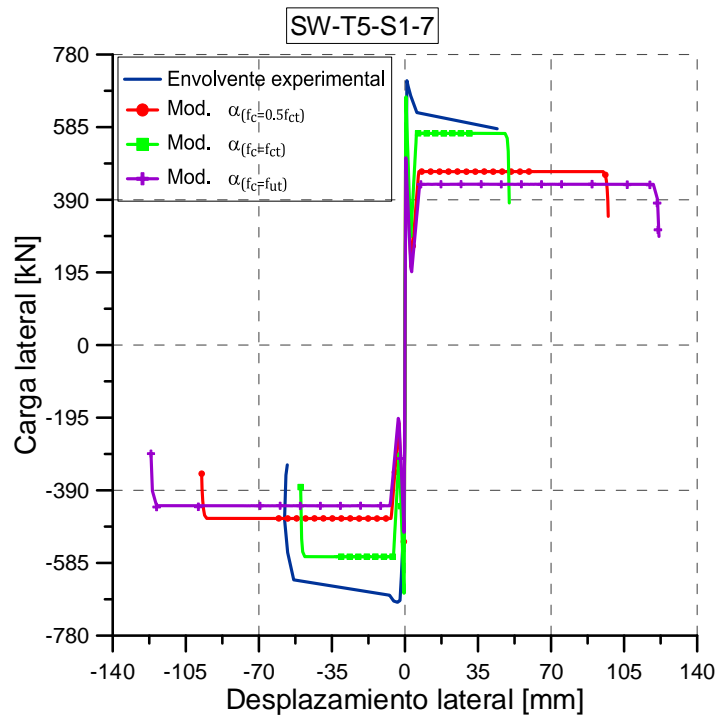


Figura B.0.4. Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T5-S1-6.



**Figura B.0.5.** Comparación curva carga-desplazamiento, SW-T5-S1-7.