



**UNIVERSIDAD  
DE ANTIOQUIA**

**ESTUDIO NUMÉRICO Y EXPERIMENTAL SOBRE EL  
COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MUROS  
DELGADOS DE EDIFICIOS DE CONCRETO  
REFORZADO**

Juan Carlos Vélez Cadavid

Universidad de Antioquia

Facultad de Ingeniería

Departamento de Ingeniería de Materiales

Medellín, Colombia

2020



Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado

**Juan Carlos Vélez Cadavid**

Tesis presentada como requisito parcial para optar al título de:  
**Doctor en Ingeniería de Materiales**

Asesores:

Carlos Alberto Riveros Jerez  
Carlos Andrés Blandón Uribe

Área: Materiales Compuestos  
Línea de Investigación: Estructuras  
Grupo de Investigación:  
MODESIS

Universidad de Antioquia  
Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería de Materiales  
Medellín, Colombia  
2020

A Dios,  
A mis papás,  
A mis amados hermanos Rober y Anita,  
A mis preciosos sobrinos Agus, María, Joaquín y Elisa,  
A mis amigos del alma,  
A mis hermanos en Cristo,

*“Por tanto, todo el que me oye estas palabras y las pone en práctica es como un hombre prudente que construyó su casa sobre la roca. Cayeron las lluvias, crecieron los ríos, y soplaron los vientos y azotaron aquella casa; con todo, la casa no se derrumbó porque estaba cimentada sobre la roca.”*

Mateo 7:24-25

*“Con sabiduría se construye la casa; con inteligencia se echan los cimientos”*

Proverbios 24:3

## **AGRADECIMIENTOS**

Al reflexionar en el camino recorrido, me sorprende de la gran cantidad de personas que me ayudaron a obtener esta meta. Todos, en mayor o menor grado, son partícipes de este logro.

En primer lugar, a Jesucristo, mi Señor y Salvador.

En segundo, a mis papás. Les debo todo.

Luego, a mi preciosa familia. A mis sobrinos, que me hacen tan feliz.

Tengo mucho que agradecer a la Universidad de Antioquia por su apoyo académico, financiero y administrativo. Especialmente, agradezco al personal de Maestrías y Doctorados de la Facultad de Ingeniería, al de la Escuela Ambiental, al de la Dirección Central de Posgrados, al de la decanatura, al del Doctorado en Ingeniería de Materiales y al del grupo de investigación Modesis, así como a todos los profesores de los cursos que tomé.

Gracias a los Profesores Carlos Alberto Riveros y Carlos Andrés Blandón, director y co-director de mi investigación, respectivamente. Su apoyo permanente, paciencia y sabias recomendaciones fueron fundamentales para no desmayar en el trayecto.

Un agradecimiento muy especial a los jurados de la investigación: profesores Matías Hube, Francisco López y Juan Carlos Obando. Sus valiosos aportes me ayudaron mucho a mejorar el documento final.

Gracias a la Red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica (CEER), en cabeza de los profesores Carlos Arteta, Ricardo Bonett, Julián Carrilo y Carlos Blandón, por permitirme integrar al proyecto experimental, el cual fue financiado por el EPFL y Concreto.

Gracias también a todos los que apoyaron durante la construcción, montaje y ejecución de los ensayos experimentales: Juan Fernando Garcia, José Fernando Rave, Javier

Penagos, Julio Sánchez, Jonathan Betancur y Mauricio Ramírez, entre otros. Al ingeniero Héctor Urrego por su apoyo a lo largo del camino y en la revisión del borrador de la tesis.

A los ingenieros Luís Gonzalo Mejía y Francisco Pérez. Sus sabios consejos, apoyados en su rica experiencia, me fueron de gran ayuda.

A los profesores Carlos Palacio, Fabio Vélez, Paola Arias, Natalia Gaviria y Sara Vieira, por su apoyo administrativo en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Antioquia.

A los profesores Henry Colorado, Juan Camilo Viviescas, Julio Cañón, Hernán Garrido, Marcela Morales, Juan Diego Jaramillo, Santiago Pujol, Mario Rodríguez, Leonardo Massone, Juan Pablo Osorio, Joao Almeida, Diana Catalina Rodríguez, Juan Carlos Ortiz, John Fredy Ochoa, Juan Fernando Velásquez, Romis Vides, Juan Fernando Salazar, Gilberto Olier, Cristian Londoño, PL Ng, Carlos López, Gustavo Araujo, Daniel McCrum y Juan José Pavón (q.e.p.d.). Sus experiencias y demás aportes me ayudaron a mantener el enfoque.

A las siguientes universidades y profesores por acogerme generosamente como pasante en diferentes momentos: Universidad EIA, profesor Carlos Blandón; Universidad Nacional de Cuyo (Argentina), profesor Francisco Crisafulli; Universidad de Minho (Portugal), profesor Joaquim Barros; y Universidad de Chile, profesor César Pastén.

A las personas que con su amistad y hospitalidad me apoyaron y alentaron en las pasantías internacionales: Jorge Toro, Jaqueline Góez, Cristian Martínez, Rubia Lene, Juan Miravent, Mercedes González, Willy Morgani, Roberto José Vargas y Carolina Sguazzini, en la hermosa Mendoza (Argentina); César Pastén, Paola Arias y Jorge Pulgar, en Santiago (Chile); el pastor Jonatas Aguiar, Ivonne, Harley Largo, Francisco Soares, Leidy y Edward Barón, Carlos Miranda, Mónica Santa María, Neri y Alessandro en Guimaraes (Portugal).

A Inés y Sara Cadavid, Sandra Echeverry, Francesc Buscà, Dina Gómez y Catalina Valencia, así como a varios familiares y amigos que me alentaron en el camino.

Es inevitable que haya olvidado algunas personas. A ellas, un agradecimiento muy especial.

## **RESUMEN**

Debido a factores económicos y de facilidad constructiva, en Colombia y algunos países latinoamericanos se ha vuelto común en las últimas décadas el sistema industrializado de edificios con muros vaciados de concreto reforzado (CR) de espesores entre 80 y 150 mm [1]. Para el caso colombiano, este tipo de edificios se emplea en todas las zonas de amenaza sísmica y en todo rango de alturas -hasta aproximadamente 25 pisos- [1]. Por lo general, los muros de dichos edificios tienen variadas geometrías en planta, cuantías bajas, refuerzo dispuesto en una sola capa -aunque con frecuencia se encuentran casos de dos capas en los primeros pisos- y refuerzo consistente en mallas electrosoldadas (aunque las barras de arranque en la viga de fundación son dúctiles y con frecuencia las mallas de los primeros pisos se complementan con barras dúctiles en los extremos) [1]. Debido al bajo espesor, generalmente los muros no incluyen elementos de borde confinados [1].

Las características resistentes de este tipo de edificios son muy diferentes a las de los edificios tradicionales basados en muros de concreto reforzado más gruesos [1]. Además, la cantidad de datos experimentales sobre su comportamiento es limitada y la evidencia basada en observaciones post-terremoto es muy pobre [1]. A pesar de ello, es común que sean diseñados con los mismos lineamientos de los edificios tradicionales de muros más gruesos, puesto que el reglamento colombiano NSR-10 [2] no establece un espesor mínimo de muros [1].

Las particularidades del sistema industrializado han generado cuestionamientos en un grupo significativo de ingenieros e investigadores de la región [3–5], pues temen que los muros de los edificios del sistema referido podrían no desempeñarse satisfactoriamente ante demandas sísmicas como las estipuladas en la NSR-10 (por ejemplo, los sismos de diseño y de umbral de daño), y pudieran presentar fallas frágiles (tales como pandeo global o local -abolladura-, rotura rápida de los alambres de la malla electrosoldada, deslizamiento, falla de traslapes, falla rápida por aplastamiento de los bordes comprimidos, entre otras), lo que derivaría en bajas capacidades de deriva, de ductilidad y de disipación de energía.

Con el fin de aportar al estudio del comportamiento de los muros del sistema industrializado de muros vaciados, un grupo de investigadores del *Colombian Earthquake Engineering Research Network* (CEER), con el apoyo de algunos de sus pares del Instituto Politécnico de Lausana de Suiza (EPFL), lideraron un programa experimental desarrollado entre los años 2016 y 2017, en el cual se ensayaron 4 muros a escala real, los cuales incluyeron varias de las características típicamente encontradas en Colombia en el tipo de edificios referido [1,6].

El cuerpo principal de este documento se enfoca en las dos primeras probetas (o especímenes) del programa referido, pues fueron en las cuales el autor participó activamente durante la fase experimental. Por su relación de esbeltez, dichos muros fueron concebidos para que su falla fuera gobernada por flexión y no por cortante (tracción diagonal), tenían sección transversal en T, espesor de 100 mm, bajas cuantías de refuerzo dispuesto en una sola capa y sólo se diferenciaron en el tipo de refuerzo vertical del alma (en el primer espécimen todo el refuerzo era dúctil, mientras que el segundo combinaba refuerzo dúctil y no dúctil -malla electrosoldada-). Ambos especímenes fueron sometidos a una carga axial moderada y a un protocolo de empuje creciente cíclico reversible cuasi-estático controlado por desplazamiento.

El objetivo del programa experimental fue, esencialmente, evaluar la incidencia del tipo, disposición y cuantía de refuerzo en el comportamiento de los especímenes [6]. Los principales aspectos del comportamiento a evaluar fueron relativos a la estabilidad lateral, a la diferencia de comportamiento entre los dos muros (principalmente en términos de los tipos de falla, capacidad de deriva, ductilidad y capacidad de disipación de energía) y a otros ítems, tales como la degradación de rigidez.

Los resultados de los ensayos experimentales se analizan en términos del comportamiento encontrado, y se comparan con las predicciones numéricas. Finalmente, se presentan una serie de conclusiones y de recomendaciones generales para los diseñadores, así como sugerencias para investigaciones futuras.

Una de las principales conclusiones de la investigación es que los resultados de los ensayos experimentales permitieron confirmar algunas de las debilidades de los

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de  
muros delgados de edificios de concreto reforzado*

muros típicos del sistema industrializado de muros vaciados de CR, tales como la susceptibilidad a fallas frágiles, las muy altas degradaciones de rigidez desde valores muy bajos de deriva, las bajas capacidades de deriva y la concentración del comportamiento inelástico en una o muy pocas grietas de apertura significativa.

Tomando en cuenta las debilidades referidas, el autor considera que el sistema industrializado de edificios con muros vaciados delgados de CR debería ser incluido como un sistema estructural nuevo en la próxima versión del reglamento NSR colombiano, con limitaciones de número de pisos, deriva máxima permitida, capacidad de disipación de energía, entre otras, más estrictas que las del sistema tradicional de edificios con muros estructurales de CR.

## Contenido

RESUMEN.....	7
LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS.....	14
INTRODUCCIÓN.....	17
Antecedentes y motivación.....	17
Objetivos de la investigación.....	19
Características básicas del programa experimental.....	19
Objetivos del programa experimental.....	21
Descripción del contenido del documento.....	22
1 REVISIÓN DE LITERATURA.....	24
1.1 INTRODUCCIÓN.....	24
1.2 REVISIÓN DE LA EXPERIMENTACIÓN PASADA.....	27
1.3 ASPECTOS NORMATIVOS.....	29
1.3.1 Prescripciones generales de la NSR-10 para el diseño de edificios con muros estructurales de concreto reforzado.....	29
1.3.2 Prescripciones de códigos latinoamericanos específicas para edificaciones con muros delgados de concreto reforzado.....	30
1.4 ASPECTOS DE ESPECIAL INTERÉS PARA LOS EDIFICIOS CON MUROS DELGADOS EMPLEADOS EN COLOMBIA Y SU RELACIÓN CON LA NSR-10.....	31
1.4.1 Susceptibilidad a la inestabilidad lateral.....	32
1.4.2 Influencia del nivel de carga axial (ALR).....	37
1.4.3 Influencia del tipo de refuerzo.....	38
1.4.4 Influencia de la cuantía y de la disposición del refuerzo longitudinal.....	40
1.4.5 Degradación de rigidez.....	42
1.4.6 Configuración en planta.....	44
1.4.7 Influencia de la relación de aspecto y de la altura de la edificación.....	46
1.4.8 Aspectos varios.....	48
2 DESCRIPCIÓN, MONTAJE Y MATERIALES DE LOS ESPECÍMENES.....	50
2.1 INTRODUCCIÓN.....	50
2.2 DEFINICIÓN DEL MURO ARQUETIPO.....	50
2.3 DESCRIPCIÓN, MONTAJE, PROTOCOLO DE CARGA E INSTRUMENTACIÓN DE LOS ESPECÍMENES	52
2.3.1 Descripción de los especímenes.....	52

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de  
muros delgados de edificios de concreto reforzado*

2.3.2	Construcción de los prototipos .....	60
2.3.3	Izado, transporte y descarga de los prototipos .....	65
2.3.4	Características mecánicas de los materiales.....	67
2.3.5	Configuración de los ensayos y protocolo de carga.....	69
2.3.6	Instrumentación.....	73
3	PREDICCIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES .....	76
3.1	ESTADOS LÍMITE.....	76
3.2	PREDICCIÓN DE LA POSIBILIDAD DE INESTABILIDAD LATERAL.....	76
3.3	PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO EN LA BASE.....	76
3.4	PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTANTE (TRACCIÓN DIAGONAL).....	77
3.5	PREDICCIÓN DEL MOMENTO Y DE LA RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO .....	78
3.6	DIAGRAMAS MOMENTO – CURVATURA.....	79
3.6.1	Muro W4 .....	79
3.6.2	Muro W5 .....	80
3.7	PREDICCIÓN DE LA POSIBILIDAD DE FALLA POR FLEXO-TRACCIÓN ELÁSTICA.....	82
3.8	PREDICCIÓN DE LA DUCTILIDAD DE CURVATURA.....	82
3.9	PREDICCIÓN DE LA RELACIÓN FUERZA – DESPLAZAMIENTO DE LOS ESPECÍMENES CON BASE EN ANÁLISIS PUSHOVER .....	83
3.9.1	Muro W4 .....	85
3.9.2	Muro W5 .....	86
3.10	PREDICCIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE CM, YBC Y PLR .....	86
3.11	PREDICCIÓN DE LA LONGITUD DE RÓTULA PLÁSTICA .....	87
3.12	PREDICCIÓN DE LA CAPACIDAD DE DERIVA Y DE LA DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO .....	87
3.13	PREDICCIÓN DEL ESPESOR DE LA GRIETA EN LA BASE PARA EL CASO DE CARGA FCC Y ESTADO LÍMITE LLR .....	90
4	AGRIETAMIENTO Y MODO DE FALLA DE LOS MUROS, REGISTRO DE LOS SENSORES .....	92
4.1	AGRIETAMIENTO Y MODO DE FALLA.....	92
4.1.1	Espécimen W4.....	92
4.1.2	Espécimen W5.....	96
4.2	REGISTRO DE LOS SENSORES .....	101
5	ANÁLISIS DE RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	112
5.1	CURVAS DE HISTÉRESIS .....	112
5.2	ESTADOS LÍMITE.....	114
5.2.1	Análisis del comportamiento de los especímenes entre los estados límites PLR y LLR....	117

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de  
muros delgados de edificios de concreto reforzado*

5.2.2	Comparación contra las predicciones de los estados límites CM, YBC y PLR .....	120
5.2.3	Comparación contra las predicciones del estado límite LLR.....	122
5.2.4	Potencial de falla por flexo-tracción elástica .....	123
5.3	DESPLAZAMIENTOS FUERA DEL PLANO .....	124
5.3.1	Comparación contra las predicciones numéricas y análisis de resultados .....	124
5.4	DEFORMACIONES EN EL PLANO.....	126
5.4.1	Levantamiento de la viga de fundación de los muros W4 y W5.....	126
5.4.2	Deslizamiento de la base .....	127
5.4.3	Deformaciones y esfuerzos cortantes.....	128
5.4.4	Deformaciones en el borde del alma del muro W4 .....	128
5.4.5	Deformaciones en el borde del alma del muro W5 .....	131
5.4.6	Deformaciones en el borde de la aleta del muro W4 .....	133
5.4.7	Deformaciones en el borde de la aleta del muro W5 .....	134
5.4.8	Contribución de la rotación de los muros por la grieta de la base a la deriva total .....	136
5.4.9	Comparación entre el espesor obtenido y el predicho de la grieta de la base en el borde del alma para el estado límite LLR y dirección de carga FCC .....	137
5.4.10	Curvaturas promedio para los estados límite del caso FCC.....	138
5.4.11	Curvaturas promedio para los estados límite del caso FTC .....	141
5.4.12	Variación en altura de la rotación y del desplazamiento horizontal para los estados límite PLR y LLR del caso FCC .....	145
5.5	DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ, DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA .	147
5.5.1	Degradación de rigidez .....	147
5.5.2	Longitud de la rótula plástica.....	149
5.5.3	Ductilidad de desplazamiento.....	149
5.5.4	Disipación de energía.....	152
6	ESTUDIO DE CASO .....	160
6.1	DESCRIPCIÓN.....	160
6.2	PERÍODOS DE VIBRACIÓN Y DERIVAS.....	162
6.3	COMPARACIÓN DE CANTIDADES DE CONCRETO Y DE ACERO DE REFUERZO DE MUROS .....	162
6.4	ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	163
6.4.1	Análisis sobre las cantidades de concreto y acero de refuerzo de ambos modelos .....	163
6.4.2	Análisis crítico de los valores de R empleados en los modelos .....	164
7	RESUMEN DE LOS PRINCIPALES RESULTADOS EXPERIMENTALES, DE LA EFECTIVIDAD DE LAS PREDICCIONES Y DEL ESTUDIO DE CASO .....	167

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de  
muros delgados de edificios de concreto reforzado*

7.1	RESUMEN BÁSICO DE LOS ANTECEDENTES Y DE LA MOTIVACIÓN DEL AUTOR .....	167
7.2	RESUMEN BÁSICO DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL Y DE SUS OBJETIVOS .....	168
7.3	SÍNTESIS DE LOS PRINCIPALES RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	170
7.3.1	Similitudes en el comportamiento de los muros W4 y W5 .....	170
7.3.2	Diferencias en el comportamiento de los muros W4 y W5 .....	172
7.4	RESUMEN COMPARATIVO ENTRE EL COMPORTAMIENTO REAL Y EL PREDICHO .....	174
7.5	RESUMEN DEL ESTUDIO DE CASO .....	176
8	CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES DE DISEÑO Y SUGERENCIAS PARA INVESTIGACIONES FUTURAS .....	177
8.1	CONCLUSIONES DERIVADAS DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES .....	177
8.2	CONCLUSIONES DERIVADAS DEL ESTUDIO DE CASO .....	180
8.3	RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE MUROS DELGADOS DERIVADAS DE LA LITERATURA Y DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL .....	181
8.4	SUGERENCIAS PARA INVESTIGACIONES FUTURAS .....	182
	REFERENCIAS.....	185
	ANEXO A.....	203
	ANEXO B.....	218
	ANEXO C.....	220

## **LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS**

### **Minúsculas latinas**

$b$  = espesor del muro (ecuación 1.1)

$b_b$  = espesor del elemento de borde del muro.

$c$  = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro.

$f'_c$  = esfuerzo resistente máximo a compresión del concreto.

$f_r$  = módulo de ruptura del concreto

$f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero.

$h_{eff}$  = altura efectiva.

$h_n$  = altura del muro.

$h_u$  = altura libre del muro (ecuación 1.1)

$h_w$  = altura del muro.

$\kappa$  = parámetro dependiente del número de capas de refuerzo (ecuación 1.1)

$s$  = separación del refuerzo de cortante.

$t_w$  = espesor del muro.

### **Mayúsculas latinas**

$A_a$  = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva.

$A_{cv}$  = área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada.

ALR = relación de carga axial.

$A_{sf}$  = área de acero en la aleta del muro.

$A_v$  = coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva.

$A_v$  = área aportada por el refuerzo horizontal.

$A_{vf}$  = área de refuerzo de cortante por fricción.

CM = estado límite de agrietamiento.

CR = concreto reforzado.

DES = capacidad especial de disipación de energía.

DMI = capacidad mínima de disipación de energía.

DMO = capacidad moderada de disipación de energía.

$F_a$  = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.

FCC = caso de carga con aleta comprimida.

FTC = caso de carga con aleta traccionada.

$F_v$  = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.

$H_e$  = altura equivalente.

$I$  = coeficiente de importancia de la edificación.

$K$  = coeficiente de longitud efectiva (ecuación 1.1)

LLR = estado límite de pérdida de resistencia lateral.

$L_p$  = longitud de rótula plástica.

$L_w$  = longitud del muro.

$M$  = momento.

$M_{cr}$  = momento de agrietamiento.

$M_y$  = momento de fluencia.

PLR = estado límite de máxima resistencia lateral.

$R$  = coeficiente de capacidad de disipación de energía.

$R_0$  = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico.

$S_a$  = valor de la aceleración, como fracción de la de la gravedad, leída en el espectro elástico de pseudo aceleraciones de la NSR-10.

$T_a$  = período fundamental aproximado

$V$  = cortante.

$V_c$  = resistencia nominal a cortante aportada por el concreto.

$V_n$  = resistencia nominal a cortante.

$V_s$  = resistencia nominal a cortante aportada por el acero.

$V_s$  = cortante basal

YBAC = estado límite de primera fluencia arriba de la grieta de la base.

YBC = estado límite de primera fluencia en la grieta de la base.

### **Minúsculas griegas**

$\delta_p$  = desplazamiento plástico.

$\delta_u$  = desplazamiento último.

$\delta_y$  = desplazamiento de fluencia.

$\epsilon_c$  = deformación unitaria a compresión en el concreto.

$\epsilon_s$  = deformación unitaria a tracción en el refuerzo longitudinal.

$\epsilon_{sm}$  = máxima deformación unitaria a tracción en el refuerzo longitudinal (ecuación 1.1)

$\epsilon_{su}$  = deformación unitaria última a tracción en el refuerzo longitudinal.

$\epsilon_y$  = deformación unitaria de fluencia del acero.

$\mu$  = coeficiente de fricción.

$\mu_\Delta$  = ductilidad de desplazamiento.

$\mu_\phi$  = ductilidad de curvatura.

$\zeta$  = desplazamiento fuera del plano normalizado por el espesor del muro

$\tau$  = esfuerzo cortante.

$\xi$  = valor relacionado con la cuantía mecánica del refuerzo (ecuación 1.1)

### **Mayúsculas griegas**

$\Delta_y$  = desplazamiento de fluencia.

$\phi$  = curvatura.

$\Phi_a$  = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación.

$\phi_p$  = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación.

$\Phi_r$  = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica.

## **INTRODUCCIÓN**

### **Antecedentes y motivación**

Debido a factores económicos y de facilidad constructiva, en Colombia y algunos países latinoamericanos se ha vuelto común en las últimas décadas un sistema industrializado de construcción de edificios de uso residencial, el cual emplea muros delgados de concreto reforzado (espesores entre 80 y 150 mm), los cuales son vaciados conformando la disposición arquitectónica de las unidades residenciales [1,6]. Este método constructivo emplea formaletas modulares de acero o aluminio que pueden ser ensambladas en diversas configuraciones [1,6]. La principal ventaja de este método es la significativa reducción del tiempo de construcción, puesto que los elementos no estructurales divisorios o de fachada se reducen considerablemente o no se requieren [1,6].

Para el caso colombiano, los edificios con el sistema referido (el cual se identifica en el presente documento como sistema industrializado de edificios con muros vaciados delgados de CR -o simplemente como sistema industrializado-), se emplean en todas las zonas de amenaza sísmica y en todo rango de alturas -hasta aproximadamente 25 pisos- [1]. Puesto que se emplean en edificaciones de bajo costo, las separaciones de los muros y las alturas de entrepiso usualmente no exceden de 3000 mm y 2400 mm, respectivamente [1].

Por lo general, los muros de los edificios referidos tienen variadas geometrías en planta (rectangular, T, C, L y otras más complejas), cuantías bajas, refuerzo dispuesto en una sola capa -aunque con frecuencia se encuentran dos capas en los primeros pisos- y refuerzo consistente en mallas electrosoldadas de alambres delgados de acero formado en frío -conocidas en forma genérica como mallas electrosoldadas- (aunque las barras de arranque en la viga de fundación son dúctiles, y con frecuencia la malla electrosoldada de los primeros pisos se complementa con barras dúctiles en los extremos) [1]. Debido al bajo espesor, los muros no incluyen elementos de borde confinados. Las losas de entrepiso normalmente son macizas de 100 mm y sin vigas [1].

Las características anotadas de este tipo de edificios son muy diferentes a las de los edificios tradicionales basados en muros de concreto reforzado vaciados en sitio más gruesos -espesores mínimos usuales de 300 mm ó más- [1,6]. Por lo relativamente reciente del sistema industrializado y puesto que comúnmente no se emplea en países por fuera de Latinoamérica, la cantidad de datos experimentales sobre su comportamiento es limitada -lo era mucho más al inicio de la presente investigación- y la evidencia basada en observaciones post-terremoto es muy pobre [1,6].

A pesar de las particularidades del sistema industrializado, es común que los edificios con dicho sistema sean diseñados con los mismos lineamientos de los edificios tradicionales de muros más gruesos (incluyendo lo referente a alturas máximas, derivas límite y coeficientes de capacidad de disipación de energía  $R$ , entre otros aspectos) [1,6]. Ello se debe a que el reglamento colombiano NSR-10 [2] no establece un espesor mínimo de muros ni contiene prescripciones particulares para el caso en que los muros sean delgados [1]. Sin embargo, es importante recalcar que las especificaciones contenidas en la NSR-10 para el diseño de edificios con muros estructurales de concreto reforzado se basan principalmente en la normativa ACI-318-08 [7], proveniente de Estados Unidos, donde la práctica constructiva es diferente [1,6].

Las particularidades de los edificios con el sistema industrializado han generado inquietudes sobre su uso en una cantidad significativa de ingenieros e investigadores de la región [3–5]. Algunas de las más importantes son:

- ¿Qué tan factible es la posibilidad de pandeo (inestabilidad lateral) en muros de espesores entre 80 y 150 mm?
- Dadas las características ya referidas de los muros empleados en el sistema industrializado, ¿podrán desarrollar la misma capacidad de deriva, ductilidad y disipación de energía que los muros más gruesos de los edificios tradicionales?
- Aún en el caso en que se empleen estribos, ¿estos serán eficientes como elementos de confinamiento en muros de espesores entre 80 y 150 mm?
- ¿Cuáles son las longitudes de rótula plástica ( $L_p$ ) esperables en estos muros?

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

- Dadas las características referidas de los muros del sistema industrializado, ¿serán más susceptibles que los muros convencionales más gruesos a fallas frágiles, tales como pandeo, deslizamiento, rotura de traslapos y falla de las conexiones con otros muros o con las losas?
- Tomando en cuenta las bajas cuantías de estos muros, ¿podrá ser válida la suposición de secciones brutas empleada en la evaluación de derivas por un número significativo de ingenieros diseñadores?
- ¿Qué tan altas serán las demandas de carga axial en los muros delgados de los primeros pisos de edificios altos (por ejemplo, de más de veinte pisos)? ¿Están por encima o por debajo de la carga balanceada?
- ¿Cómo es el comportamiento de estos edificios ante las variaciones en diversos parámetros tales como el espesor de los muros, el tipo, disposición y cuantía de refuerzo, el número de pisos, la carga axial, la longitud de los muros y la forma de la sección transversal?

Los antecedentes anotados, y en especial las preguntas enunciadas en la parte final, fueron la motivación principal del autor para desarrollar la presente investigación.

### **Objetivos de la investigación**

El objetivo general de la investigación fue, principalmente, evaluar experimentalmente el comportamiento sísmico de dos muros construidos con características típicamente encontradas en los edificios del sistema industrializado con muros vaciados delgados de CR empleado en Colombia. Sus resultados, al ser confrontados con las predicciones numéricas, sus limitaciones y lo encontrado en la revisión de literatura, permitieron generar una serie de conclusiones y de recomendaciones, tanto para el diseño sismo resistente de los edificios -y en especial los muros- del sistema industrializado referido, así como para investigaciones futuras.

### **Características básicas del programa experimental**

Con el fin de aportar al estudio del comportamiento de los muros del sistema industrializado de muros vaciados, un grupo de investigadores del *Colombian Earthquake Engineering Research Network* (CEER), con el apoyo de algunos de sus pares del Instituto Politécnico de Lausana de Suiza (EPFL), lideraron un programa experimental desarrollado entre los años 2016 y 2017, en el cual se ensayaron 4 especímenes a escala real en el Laboratorio de Mecánica Estructural de la Universidad EIA. Estos muros fueron diseñados a partir de las características generales del muro delgado arquetipo de Colombia [6,8], las cuales fueron obtenidas del análisis estadístico de una base de datos de edificios del país con el sistema industrializado referido.

Algunas de las características del muro arquetipo referido son relaciones de carga axial -ALR- inferiores al 10% (donde ALR se define como la carga axial dividida entre el área bruta de la sección y la resistencia máxima a compresión del concreto  $f'_c$ ), refuerzo vertical y horizontal provisto por una malla electrosoldada no dúctil (en algunos casos complementada con barras dúctiles en los extremos), bajas cuantías de refuerzo y ausencia de elementos de borde [6,8].

El autor se integró al equipo experimental referido en los dos primeros especímenes y con base en ellos desarrolló el cuerpo principal del presente documento. Estos muros, identificados como W4 y W5, tenían sección transversal en T y sólo se diferenciaron en el tipo de refuerzo vertical del alma, como se explica más adelante. La longitud del alma, altura y espesor de cada uno de ellos era de 2500 mm, 2400 mm y 100 mm. La aleta era de 350 mm de longitud y tenía un espesor de 100 mm. El refuerzo de ambos especímenes fue dispuesto en una sola capa, y no contó con estribos ni ganchos para efectos de confinamiento. La cuantía de refuerzo horizontal de los muros fue de 0.27% y fue provista por barras horizontales No. 2 separadas cada 120 mm. La cuantía del refuerzo vertical en las aletas fue del 1.1% y fue suministrada por 3 barras No.4.

Para el caso del muro W4, la cuantía del refuerzo vertical del alma fue de 0.27% y fue suministrada por barras No. 2 separadas cada 120 mm. Para el caso del muro W5, la cuantía del refuerzo vertical del alma también fue de aproximadamente 0.27% y fue

suministrada por una malla electrosoldada compuesta por alambres de 7 mm de diámetro separados cada 150 mm, la cual se traslapó, al nivel de la base, con barras No. 2 cortas (bastones) ancladas a la viga de fundación.

La forma en T para la sección transversal de los muros se eligió porque puede facilitar la generación de fallas de flexo-compresión en el borde del alma [6]. La aleta de dicha sección representa el efecto de la conexión del alma con un muro perpendicular [6]. La longitud y el refuerzo de dicha aleta fue definida básicamente considerando las limitaciones constructivas y la capacidad del laboratorio, y no necesariamente representa una longitud particular de aleta [6].

Los muros fueron sometidos a una carga axial constante del 5% de la capacidad nominal a compresión del concreto y a un protocolo de carga creciente cíclico cuasi-estático reversible controlado por desplazamiento. Los muros se concibieron para ser gobernados por flexión y no por cortante (muros esbeltos), ya que la relación  $M/(VL_w)$  (*Shear span ratio*, en inglés) se mantuvo constante en 2.08 durante todo el ensayo.

### **Objetivos del programa experimental**

El objetivo general de los ensayos de los muros W4 y W5 fue, esencialmente, evaluar la incidencia de la geometría (espesor, forma de la sección, longitud y relación de aspecto), del tipo de refuerzo (refuerzo dúctil en el muro W4 y mezcla de dúctil y no dúctil en el W5), de la disposición del refuerzo (una capa, sin refuerzo concentrado en el borde del alma, sin elementos de confinamiento) y de la cuantía de refuerzo (baja), en el comportamiento ante cargas cíclicas de los especímenes [6].

Los principales objetivos específicos de los ensayos de los muros W4 y W5 fueron los siguientes: a) evaluar la susceptibilidad de los especímenes a fallas frágiles, tales como inestabilidad lateral, deslizamiento en la base, falla por flexo-tracción elástica, falla de traslapes, ruptura frágil de los alambres de la malla electrosoldada y aplastamiento de los bordes comprimidos, b) evaluar la evolución con la deriva del agrietamiento y de la degradación de rigidez de los muros, c) evaluar las diferencias de comportamiento entre los dos especímenes para ambas direcciones de carga, principalmente en lo

relacionado a los tipos de falla, capacidad de deriva, ductilidad de desplazamiento y capacidad de disipación de energía.

### **Descripción del contenido del documento**

El presente documento está dividido en ocho capítulos y dos anexos:

- En el capítulo 1 se presenta la revisión de literatura.
- En el capítulo 2 se describen aspectos varios del montaje experimental, tales como el muro arquetipo en el que se basó el diseño de los especímenes, el proceso constructivo de los muros, el transporte y ubicación en la placa de reacción del laboratorio, las características básicas del marco de reacción y de los actuadores de carga, el protocolo de carga y la instrumentación de los especímenes.
- En el capítulo 3 se presentan predicciones numéricas de los resultados experimentales.
- En el capítulo 4 se describe el comportamiento general de los muros observado en el ensayo, enfatizando la evolución del agrietamiento y el tipo de falla, y se presentan los registros de cada uno de los sensores en función de la deriva.
- En el capítulo 5 se presenta el análisis de los resultados experimentales, incluyendo el análisis contra las predicciones numéricas.
- En el capítulo 6 se presenta el caso estudio de un edificio real de 5 pisos construido en un municipio colombiano situado en zona de amenaza sísmica intermedia, en el que mediante un diseño tradicional basado en fuerzas se evalúan las cantidades de concreto y refuerzo de los muros al diseñarlos con la NSR-10 para dos valores extremos de R ( $R = 4.0$  y  $R = 1.0$ ).
- En el capítulo 7 se presenta el resumen del programa experimental, así como de sus principales resultados. También se presenta el resumen de las comparaciones entre dichos resultados y las predicciones numéricas.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de  
muros delgados de edificios de concreto reforzado*

- En el capítulo 8 se presentan las principales conclusiones derivadas de los resultados experimentales, así como una serie de recomendaciones de diseño y sugerencias para trabajos de investigación futuros.
- El Anexo A presenta las predicciones de los diagramas momento-curvatura de los muros W4 y W5, las cuales se realizaron con el programa DOCROS [9].
- El Anexo B presenta las predicciones de las curvas de capacidad (pushover) de los muros W4 y W5, las cuales se realizaron con el programa DEFDOCROS [10].
- El Anexo C presenta el listado de publicaciones derivadas de la investigación.

## **1 REVISIÓN DE LITERATURA**

### **1.1 INTRODUCCIÓN**

Los muros estructurales de concreto reforzado (CR) son frecuentemente empleados a nivel mundial en edificaciones de diferentes alturas, ya que con ellos se ha logrado, en la mayoría de los casos, un buen comportamiento ante sismos intensos ocurridos en diferentes países, principalmente debido a la alta rigidez lateral y por ende bajas derivas [11].

En general, las normas de diseño sismo resistente a nivel mundial (incluida la colombiana, NSR-10 [2]), plantean requisitos para el diseño y detallado de los muros estructurales de concreto reforzado (CR) que tienen el objetivo de lograr edificaciones con adecuada rigidez, resistencia y ductilidad ante los sismos de diseño. Sin embargo, debido a factores económicos y de facilidad constructiva, y a que la normativa no indica un espesor mínimo de los muros estructurales, en Colombia y algunos países latinoamericanos se ha vuelto común en las últimas décadas el sistema industrializado de edificios con muros vaciados de CR de espesores entre 80 y 150 mm.

Para el caso colombiano, lo común es que los edificios con el sistema industrializado se diseñen con los lineamientos del reglamento NSR-10 [2] para edificios con el sistema estructural de muros de concreto reforzado. Sin embargo, es importante recalcar que tales prescripciones se basan principalmente en la normativa ACI 318-08 [7], proveniente de Estados Unidos, donde la práctica constructiva es diferente [1,6]. Es por esto que actualmente no hay evidencia suficiente, ni experimental ni basada en observaciones post-terremoto, que permita establecer si la metodología para el diseño de sistemas de muros de concreto reforzado vigente en la NSR-10 [2] es directamente aplicable al tipo de edificaciones con muros estructurales delgados [1,6].

En Colombia, los edificios con muros delgados de CR se usan en todas las zonas de amenaza sísmica (ver Figura 1.1) y en todo rango de alturas, hasta aproximadamente 25 pisos [12,13]. Puesto que se emplean en edificaciones de bajo costo, las separaciones de los muros y las alturas de entrepiso usualmente no exceden de 3000 mm y 2400 mm,

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

respectivamente [1]. Por lo general, los muros de dichos edificios tienen variadas geometrías en planta (rectangular, T, C, L y otras más complejas), cuantías bajas, refuerzo dispuesto en una sola capa -aunque con frecuencia se encuentran dos capas en los primeros pisos- y refuerzo consistente en mallas electrosoldadas de alambres delgados de acero formado en frío -conocidas en forma genérica como mallas electrosoldadas- (aunque las barras de arranque en la viga de fundación son dúctiles, y con frecuencia la malla electrosoldada de los primeros pisos se complementa con barras dúctiles en los extremos) [1]. Debido al bajo espesor, los muros no incluyen elementos de borde confinados. Las losas de entrepiso normalmente son macizas de 100 mm y sin vigas [1].

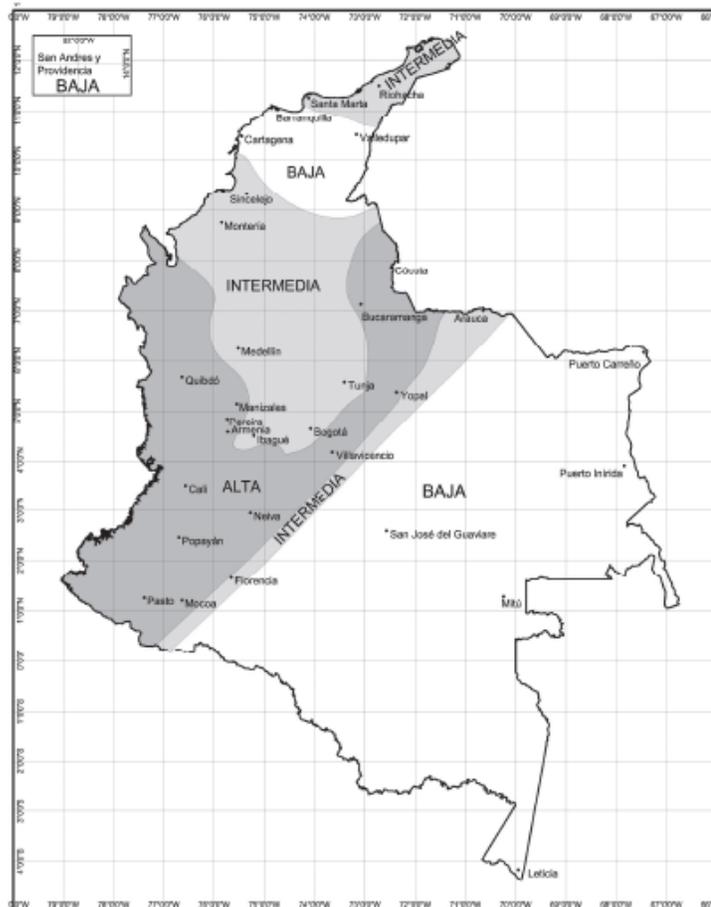


Figura A.2.3-1 — Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de  $A_s$  y  $A_p$

Figura 1.1. Zonas de amenaza sísmica colombiana de acuerdo con el reglamento NSR-10 [2].

En la Figura 1.2 se muestra la planta típica de un edificio de 5 pisos representativo de las características referidas, diseñado con la NSR-10 y construido en un municipio colombiano de amenaza sísmica intermedia. Este edificio tiene muros de 100 y 120 mm de espesor con concretos de resistencia nominal especificada a la compresión de 28 y 21 MPa (la resistencia más alta en los tres primeros pisos), reforzados con una o dos mallas de acero electrosoldado (complementadas en algunos muros del primer piso con barras verticales en los extremos) y densidades de muros de 3.36 y 3.63% en las dos direcciones principales (estas densidades se encuentran en el rango típico nacional para el tipo de edificios en cuestión [12,14]).

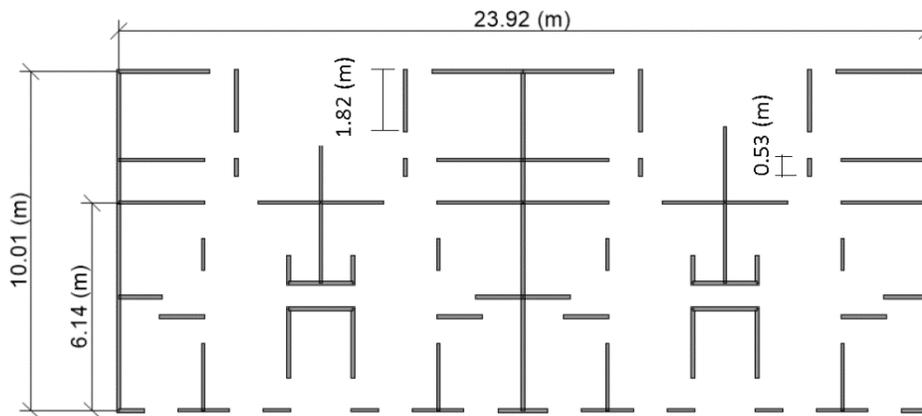


Figura 1.2. Planta típica de un edificio de 5 pisos con muros delgados localizado en zona de amenaza sísmica intermedia colombiana y diseñado con la NSR-10 [15].

A pesar de que hay muy poco o nulo registro del comportamiento ante sismos reales de edificios con muros delgados de CR, en los últimos años han aumentado en el país los estudios sobre su comportamiento sísmico. Varios de ellos [1,6,13,16–18] se han enfocado en evaluar el desempeño real ante cargas laterales, pues se desconocen los efectos de sus bajos espesores, como podrían ser problemas por inestabilidad lateral y otro tipo de fallas frágiles que les impidan desarrollar la ductilidad supuesta en el diseño. Otros estudios han incluido levantamientos y análisis estadísticos de propiedades estructurales de las edificaciones, tales como características geométricas de los muros, detallado del refuerzo y relaciones de esbeltez, entre otros parámetros, para ciudades como Medellín, Bogotá, Armenia y Cali [1,3,8,12,14,16]. Por su parte, la información

combinada de las referencias [3] y [1] constituye un estado del arte significativo del comportamiento sísmico de los muros delgados de concreto reforzado, con énfasis en el caso colombiano.

De igual manera, varios investigadores han evaluado numéricamente la vulnerabilidad sísmica de edificios (existentes o prototipos) con muros delgados de CR [1,4,8,14,18–24]. Estos estudios han variado en diversos aspectos, tales como metodología de evaluación del desempeño, complejidad, tipo de modelación (lineal, no lineal, estático, dinámico), número de pisos (desde uno hasta 20, ó más), localización de los edificios (Colombia, Chile, Perú), y limitaciones (por ejemplo, ninguno de los modelos evaluó directamente la estabilidad lateral de los muros).

## **1.2 REVISIÓN DE LA EXPERIMENTACIÓN PASADA**

El sistema constructivo de edificios con muros vaciados delgados de concreto reforzado es relativamente reciente y sólo es usado en algunos países latinoamericanos, por lo que, como ya se indicó, existe poca información experimental sobre su comportamiento bajo cargas laterales. Sin embargo, en la literatura se registra una cantidad importante de ensayos en muros de CR que aportan información de interés para el estudio de los muros delgados (así algunos de ellos no lo sean). La mayoría de estos ensayos fueron cíclicos cuasi-estáticos a carga lateral, con y sin presencia de carga axial, aunque algunos fueron dinámicos. Con respecto a la relación de aspecto,  $h_w/L_w$  (altura/longitud), varios fueron realizados en muros esbeltos ( $h_w/L_w \geq 2$ ) [1,3,6,13,25–57] y otros en muros no esbeltos ( $h_w/L_w < 2$ ) [58–62].

Así mismo, también se registra en la literatura una cantidad significativa de ensayos en columnas de CR que fueron realizados con el fin de estudiar la estabilidad y otros aspectos del comportamiento de los elementos de borde de muros de CR [16,37,43,54,63–75]. La mayoría de estos ensayos fueron cíclicos reversibles a carga axial, aunque algunos fueron monotónicos a carga axial de compresión.

De acuerdo con las referencias relacionadas, la mayoría de muros ensayados contenían algunas características de las frecuentemente encontradas en los muros del sistema industrializado, pero en general no son representativos de dicho sistema. Por ejemplo, algunos eran delgados [6,31–34,36,38,52,53,56,61,62,76], o tenían sección en T [6,36,38,47,56], o tenían una capa de refuerzo [6,33,34,36,38,62], o tenían mallas electrosoldadas de acero [6,25,33,34,61,62,76] o tenían bajas cuantías de refuerzo [6,34,42,52,53,62,76].

Entre los pocos muros esbeltos ensayados que se pueden considerar representativos del sistema industrializado empleado en Colombia se encuentran los reportados por Blandón et al. [6,34], Naranjo [33], Rosso et al. [36] y Quiroz et al. [61]; y entre los no esbeltos se encuentran los reportados por Hube et al. [62] y Carrillo et al. [76]. Sin embargo, ninguno de estos especímenes tiene las características particulares de los muros W4 y W5 que se reportan en la presente investigación.

Las particularidades de los especímenes W4 y W5, cuyo diseño se basó en un muro arquetipo representativo de una base de datos de edificios del sistema industrializado de la ciudad de Armenia, son las siguientes: bajo espesor, sección transversal en T, baja cuantía de refuerzo dispuesto en una sola capa y traslapado en la base, y refuerzo consistente, bien sea de barras convencionales (muro W4) o de una combinación de barras convencionales y malla electrosoldada (muro W5). Los muros referidos en la literatura de mayores similitudes a los especímenes W4 y W5 son los TW1 y TW4, reportados por Rosso et al. [36], que también eran de bajo espesor, sección transversal en T, y baja cuantía de refuerzo dispuesto en una sola capa y traslapado en la base; sin embargo, diferían de aquéllos en que tenían refuerzo longitudinal adicional en el borde del alma, no incluían malla electrosoldada y presentaban una relación de aspecto de cerca del doble.

### **1.3 ASPECTOS NORMATIVOS**

#### **1.3.1 Prescripciones generales de la NSR-10 para el diseño de edificios con muros estructurales de concreto reforzado**

La NSR-10 [2] estipula que las derivas deben evaluarse para las fuerzas sísmicas brutas (esto es, sin dividir entre el coeficiente de capacidad de disipación de energía  $R$ ), mientras que el diseño de los elementos se realiza para las fuerzas sísmicas reducidas (esto es, dividiendo las fuerzas sísmicas entre  $R$ ).

Para el caso de edificios de muros estructurales de CR, la deriva límite prescrita por la NSR-10 es del 1% de la altura del piso (ó equivalente al 1.4% si se han empleado secciones fisuradas en el análisis).

Según el detallado del refuerzo su capacidad de disipación de energía se clasifica en especial (DES) -permitida en todas las zonas de amenaza sísmica, con una reducción de la demanda sísmica de hasta el 80% por medio de un coeficiente de reducción de fuerza sísmica  $R_0 = 5.0$ -, moderada (DMO) -permitida en zonas de amenaza sísmica intermedia y baja, con una reducción de la demanda sísmica de hasta el 75% usando  $R_0 = 4.0$ -, y mínima (DMI) -permitida sólo en zonas de amenaza sísmica baja, con una reducción de la demanda sísmica de hasta el 60% usando  $R_0 = 2.5$ -.

Los requerimientos de elementos de borde son similares a los definidos por el ACI 318-08 [7] utilizando bien sea la evaluación de esfuerzos en las caras externas o la estimación de la profundidad del eje neutro  $c$ . El acero puede estar colocado en una sola capa para muros con espesor inferior a 250 mm. Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma no deben ser menores que 0.0025, salvo que si la fuerza cortante mayorada no excede de  $0.083A_{cv}\sqrt{f'_c}$  (con  $f'_c$  en MPa) o si la edificación no excede de tres pisos y se destina exclusivamente a vivienda, pueden emplearse 0.0012 y 0.0020 como cuantías mínimas del refuerzo vertical y horizontal, respectivamente.

Aunque la NSR-10 ha incorporado indirectamente el diseño por capacidad, con el fin de establecer una jerarquía de resistencias para prevenir fallas frágiles antes de que la estructura desarrolle la ductilidad supuesta, aún contiene significativas falencias en

dicho aspecto para el caso de los muros estructurales [5], máxime para el caso de edificios con muros delgados, que son más susceptibles a este tipo de fallas. Por ejemplo, mientras que la NSR-10 exige que la resistencia a cortante de columnas no sea menor que el cortante asociado con el desarrollo de los momentos resistentes nominales -para columnas DMO- o probables -para columnas DES- en cada extremo del elemento, no tiene una exigencia análoga para el caso de los muros.

### **1.3.2 Prescripciones de códigos latinoamericanos específicas para edificaciones con muros delgados de concreto reforzado**

Debido a lo relativamente reciente del sistema y a los pocos países en que se emplea, sólo unos cuantos códigos internacionales (tales como los de Perú, Chile y México) contienen provisiones específicas para las edificaciones con muros delgados.

Uno de los sistemas estructurales permitidos por el código peruano [77,78] es el de Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada, el cual es aplicable a edificios con muros delgados. Algunas de sus particularidades son relativas al espesor mínimo (100 mm si no se requieren elementos de borde y 150 mm si se requieren), número máximo de pisos (8), coeficiente básico de capacidad de disipación de energía  $R_0$  (4.0, en vez del valor de 6.0 de los edificios con muros estructurales convencionales), derivas máximas permitidas (0.5% en vez de 0.7%) y tipo de refuerzo (se permite emplear malla electrosoldada como armadura de los muros de ductilidad limitada en edificios de hasta tres pisos, o en los 2/3 superiores del edificio).

Por su parte, el código chileno [79] permite el uso de muros ordinarios de CR de al menos 100 mm de espesor y una sola capa de refuerzo (la cual podría consistir en malla electrosoldada) en edificaciones de hasta cinco pisos si éstas se diseñan con un factor de reducción de resistencia equivalente al de estructuras de mampostería [62].

Finalmente, el código metropolitano de México [80] permite viviendas de hasta dos pisos de altura con muros de 100 mm de espesor [4].

Como ya se mencionó, la NSR-10 no contiene prescripciones específicas para edificios con muros delgados de concreto reforzado. Sin embargo, Arteta et al. [1]

propusieron recientemente, para la próxima versión del reglamento colombiano, tipificar el Sistema de Muros Delgados de Concreto Reforzado de Ductilidad Limitada, para el cual presentan recomendaciones similares a las especificadas por el código peruano y algunas complementarias.

#### 1.4 ASPECTOS DE ESPECIAL INTERÉS PARA LOS EDIFICIOS CON MUROS DELGADOS EMPLEADOS EN COLOMBIA Y SU RELACIÓN CON LA NSR-10

En la Tabla 1.1 se presenta un listado de referencias de los principales aspectos a considerar en el estudio del comportamiento sísmico de los edificios con muros delgados de CR.

Tabla 1.1.

Aspectos a considerar en el estudio del comportamiento sísmico de muros delgados de CR.

Aspecto	Referencias
Estabilidad lateral de muros de CR y/ó pandeo del refuerzo longitudinal	[1,3,8,11,12,16,17,23,27,29,32,35-38,40-44,46-56,63-69,71-75,81-103]
Influencia de la carga axial	[3,8,11,12,19,26,31,42,48,57,84,85,87,92,104-106]
Influencia del tipo de refuerzo	[1,3,6,12,17,24,25,28,33,61,107-109]
Influencia de la cuantía y/ó de la disposición del refuerzo longitudinal	[1,3,6,8,11,12,17,24,26,28,30-32,35,42,47,58,84-87,89,92,99,110,111]
Degradación de rigidez	[6,29,112,113]
Configuración en planta y/ó dirección de la carga sísmica	[8,17,27,35,38,39,45,46,56,84,85,87,101,110,114,115]
Influencia de la relación de aspecto	[3,8,11,32,42,85,92]
Aspectos varios en muros para vivienda de baja altura	[24,59,60,62,108,116-130]
Demanda y capacidad de desplazamiento y de ductilidad	[1,3,5,8,11,12,17,20,29,38,40,42,43,47,48,57,85,87,99,107,109-111,114,115,131,132]
Metodología de diseño sísmico	[1,5,28,29,42,56,60,111,117,133-138]
Influencia de los traslapes	[6,29,30,38,39,139,140]
Efectos torsionales	[27,85,87,114,141]

A continuación se analizan los aspectos referidos en la Tabla 1.1.

#### **1.4.1 Susceptibilidad a la inestabilidad lateral**

Aunque desde el siglo pasado se reportaron casos de inestabilidad lateral en muros ensayados en laboratorio [52,55,56], la preocupación por la posibilidad de falla por dicho fenómeno en muros delgados aumentó luego de que en los terremotos de Chile de 2010 y Nueva Zelanda de 2011 se presentaron daños significativos en muros de espesores del orden de 150-250 mm (espesor típico de muros en esos países [84]), en varios casos acompañados de pandeo lateral [84,86,142]. Considérese que, a diferencia de los muros delgados empleados en Colombia, los de Chile y Nueva Zelanda eran más gruesos, tenían doble capa de refuerzo y en algunos casos tenían cierto grado de confinamiento.

Aunque se ha demostrado que el pandeo lateral puede ocurrir en un muro intacto sin ser precedido de aplastamiento, también puede ocurrir como un modo de falla secundario después del inicio del desprendimiento del recubrimiento [143].

El mecanismo de falla por inestabilidad lateral de un muro intacto con doble capa de refuerzo sometido a cargas horizontales en su plano requiere que se presenten en el borde traccionado grandes deformaciones unitarias de tracción que generen grietas amplias casi horizontales y fluencia en tracción del refuerzo longitudinal (Figura 1.3a), de modo que al invertir el sentido de la carga las grietas no alcancen a cerrarse y se produzca el pandeo una vez que han fluido a compresión las dos capas de refuerzo vertical (Figura 1.3b) [36,71,81].

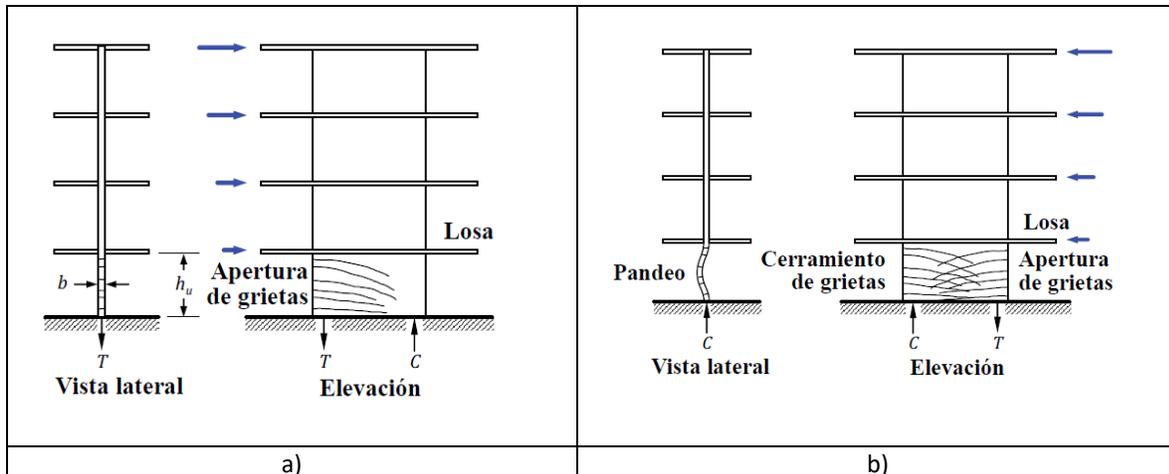


Figura 1.3. Inestabilidad lateral de borde de muro previamente fluido a tracción: a) apertura de grietas bajo ciclo de tracción, b) pandeo bajo ciclo de compresión. [17,71]

Puesto que la susceptibilidad a la inestabilidad lateral crece con el aumento de las deformaciones unitarias de tracción, se puede deducir que los muros más largos de los edificios son los más susceptibles a dicha inestabilidad, puesto que ellos fluyen primero que los más cortos [5] y presentan mayores deformaciones unitarias de tracción que aquéllos.

La mayor susceptibilidad de los muros largos a la inestabilidad lateral se pudo verificar en el programa experimental de Dashti et al. [40] sobre tres muros rectangulares esbeltos ( $M/(VL_w) = 4.0$ ), los cuales tenían aproximadamente la misma capacidad nominal a flexión,  $ALR = 0.05$ , espesores de entre 125 mm y 135 mm y estaban reforzados con doble capa de refuerzo confinado en los bordes. En dicho programa, los dos muros más largos (el RWB y el RWT, de longitudes  $L_w = 2000$  mm) experimentaron, para iguales niveles de deriva, mayores deformaciones unitarias de tracción que los del muro más corto (el RWL, de longitud  $L_w = 1600$  mm) y fallaron (debido a inestabilidad lateral -o facilitada por ella-) a una deriva del orden del 2%, la cual fue menor que la deriva de aproximadamente 3% a la que falló el espécimen RWL (el cual también falló por inestabilidad lateral).

Por otra parte, en los muros delgados con una sola capa de refuerzo, tan pronto como uno de los extremos experimenta cargas de compresión, el refuerzo en la grieta actúa como un punto de pivote alrededor del cual las partes del miembro arriba y abajo

pueden rotar, pudiéndose desarrollar grandes desplazamientos fuera del plano sin necesidad de que el refuerzo haya fluido a compresión [16].

Aunque en los ensayos sobre muros delgados construidos con características típicamente encontradas en Colombia no ha sido frecuente que se presente el fenómeno de inestabilidad lateral, sí se ha dado. Es el caso de los especímenes idénticos TW1 y TW4 reportados por Rosso et al. [36], los cuales fueron construidos a escala real, tenían 2000 mm de alto, 80 mm de espesor y 2700 mm de largo, y tenían en uno de sus extremos una aleta de 80 mm de espesor y 440 mm de largo. Tanto el refuerzo longitudinal como el transversal consistió en barras corrugadas convencionales dispuestas en una sola capa. Ambos muros fueron sometidos a ensayos cíclicos cuasi-estáticos, con una ALR constante del 5% y una relación  $M/(VL_w)$  de 3.7. La única diferencia entre ambos especímenes estuvo en el protocolo de desplazamiento impuesto: mientras que en el muro TW1 sólo se aplicaron desplazamientos en el plano del alma y se restringió el desplazamiento fuera del plano en el nivel superior, en el muro TW4 se aplicó un protocolo de desplazamiento bidireccional.

Los muros TW1 y TW4 referidos presentaron desplazamientos fuera del plano significativos (ver Figura 1.4), con valores máximos alcanzados a derivas en el plano cercanas a 0%, los cuales generaron daños que precipitaron su falla en el plano. Para el caso del muro TW4 se observó que la imposición de desplazamientos fuera del plano en el tope del muro incrementaba las deformaciones globales fuera del plano cuando se aplicaban en la dirección opuesta a éstas.

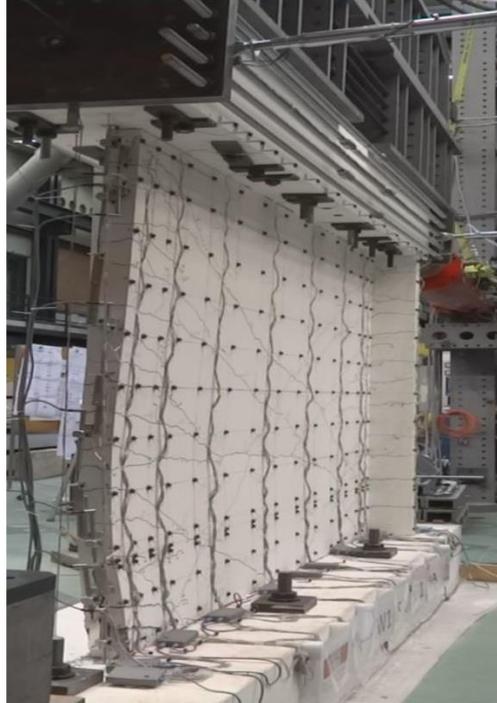


Figura 1.4. Máximo desplazamiento fuera del plano del espécimen TW1, obtenida en el último ciclo de carga para una deriva en el plano de aproximadamente 0%, y que precipitó su falla [36].

#### Criterios y recomendaciones para evitar la inestabilidad lateral

Paulay y Priestley [81] fueron los primeros en desarrollar un modelo fenomenológico para la estabilidad lateral de muros y en derivar una ecuación que representara un criterio de estabilidad de muros de CR con una o dos capas de refuerzo. Posteriormente y basados parcialmente en dicho estudio, Parra y Moehle [23,90] desarrollaron una teoría del pandeo y derivaron la ecuación (1.1) que permite revisar condiciones de estabilidad en muros de CR con una o dos capas de refuerzo.

$$\frac{b}{Kh_u} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\varepsilon_{sm} - 0.005}{\kappa \xi}} \quad (1.1)$$

En dicha ecuación,  $b$  y  $h_u$  son el espesor y la altura libre del muro, respectivamente (Figura 1.3a),  $\varepsilon_{sm}$  es la máxima deformación unitaria a tracción en el refuerzo longitudinal,  $K$  es el coeficiente de longitud efectiva (propuesto como 0.5 por los autores),  $\xi$  está relacionado con la cuantía mecánica del refuerzo (cuyos valores prácticos están entre

0.16 y 0.36) y  $\kappa$  es un parámetro dependiente del número de capas de refuerzo (se puede tomar como 0.5 y 0.8 para muros con una y dos capas, respectivamente). La Tabla 1.2 presenta, para un valor  $\xi$  promedio de 0.25, los valores máximos de  $\epsilon_{sm}$  (y sus derivas asociadas) con base en la ecuación (1.1), para  $h_u = 2.30$  m y espesores de muros delgados típicos en Colombia. Las derivas se evaluaron como la mitad de  $\epsilon_{sm}$  [144], estimación que ha demostrado buena correlación [98].

Tabla 1.2.

Deformaciones de tracción admisibles  $\epsilon_{sm}$  y derivas asociadas para prevenir pandeo en muros de CR de una y dos capas de refuerzo,  $h_u = 2.30$  m.

Espesor $b$	$\epsilon_{sm}$ (una capa)	Deriva (una capa)	$\epsilon_{sm}$ (dos capas)	Deriva (dos capas)
80 mm	1.10%	0.55%	1.46%	0.73%
100 mm	1.43%	0.72%	1.99%	1.00%
120 mm	1.84%	0.92%	2.65%	1.32%
150 mm	2.60%	1.30%	3.86%	1.93%

Se aprecia de la Tabla 1.2 que, por ejemplo, para el caso de muros de 80 mm de espesor y una sola capa de refuerzo, los valores máximos admisibles de deformación unitaria de tracción para prevenir el pandeo son de apenas 1.10%. Estos niveles de deformación son compatibles con los necesarios para desarrollar momentos nominales en la sección, los cuales se esperan sobrepasar durante movimientos sísmicos de intensidad intermedia [17].

Por su parte, diversos códigos internacionales han incorporado recientemente especificaciones que ayudan a prevenir directa o indirectamente la inestabilidad lateral [36]. Por ejemplo, el ACI 318-14 estipula que cuando se requieran elementos especiales de borde, el espesor  $b_b$  de dichos elementos debe ser al menos 300 mm cuando  $c/L_w \geq 3/8$ , pero en ningún caso inferior a  $h_u/16$ . A su vez, el código chileno [79] estipula que los muros especiales de espesor inferior a  $h_u/16$  deben ser diseñados considerando los problemas de inestabilidad que pudiesen afectar su comportamiento. También indica que  $b_b$  debe ser al menos 300 mm cuando se requieran elementos especiales de borde, y que todos los muros resistentes a sollicitaciones sísmicas deben tener al menos dos capas de refuerzo.

Finalmente, en cuanto a recomendaciones de predimensionamiento, Pujol y Puranam [98] sugieren, para edificios con tipologías como las estudiadas en este documento, considerar preliminarmente el empleo de muros de al menos 150 y 200 mm de espesor en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, respectivamente.

#### **1.4.2 Influencia del nivel de carga axial (ALR)**

El nivel de carga axial (ALR), definido como la carga axial dividida entre el área bruta de la sección  $A_g$  y la resistencia máxima a compresión del concreto  $f'_c$ , tiene una influencia notable en la ductilidad de los muros de CR, como ha sido verificado experimentalmente [13,26,31,34]. Con el fin de lograr un comportamiento dúctil en estos elementos, la ALR debe mantenerse lo más baja posible de la ALR balanceada. Por tal motivo, el código chileno [79], después del terremoto de 2010, limitó la ALR a 0.35 [92]. También el código UBC-1997 [145] limitó la carga axial a un máximo de  $0.35 P_0$  ( $P_0$  es la resistencia nominal a cargas axiales con excentricidad nula), que corresponde aproximadamente a la carga axial balanceada para un muro simétrico [85]. Aunque la NSR-98 [146] adoptó el valor del UBC-1997 [145] para los muros DES, la NSR-10 y el ACI 318-14 [147] no tienen límites similares.

Es común en Colombia diseñar los muros con las cargas axiales generadas únicamente por las cargas muertas y vivas. Sin embargo, las cargas axiales debidas a sismo pueden llegar a ser muy significativas y los códigos deben tomar provisiones para su evaluación [19,87]. En el terremoto de Chile de 2010, por ejemplo, un número significativo de muros pobremente confinados de espesores usuales entre 150 y 200 mm de edificios de más de nueve pisos se comportaron esencialmente elásticos hasta que fallaron frágilmente por aplastamiento del concreto (Figura 1.5) [106,148].

Es importante tener presente que las ALR promedio por cargas estáticas de los edificios chilenos referidos no eran altas ni muy diferentes a las de edificios colombianos de la misma altura. Por ejemplo, el edificio de 5 pisos de la Figura 1.2 tiene una ALR promedio por cargas estáticas de 2.5%, que llegaría a ser del orden de 10% si el edificio tuviera 20 pisos, y que es muy similar al de 10.75% reportado por Junemann et al. [106] en un edificio chileno de 20 pisos que sufrió el tipo de daños referido por el terremoto de

2010. Es de resaltar que los análisis cronológicos de dicho edificio también encontraron un valor pico de 51.2% de la ALR por sismo en un muro cuya ALR por cargas estáticas era de tan solo 16.9% [106].



Figura 1.5. Falla flexo-compresiva de muros de CR durante el sismo de Chile de 2010, caracterizada por aplastamiento del concreto, pandeo del refuerzo vertical y apertura del refuerzo horizontal [31].

#### 1.4.3 Influencia del tipo de refuerzo

Debido a la practicidad constructiva y a las bajas cuantías de refuerzo normalmente especificadas en los diseños, la malla electrosoldada se emplea comúnmente como refuerzo a flexión y cortante en el alma de muros delgados de edificios de uso residencial en países latinoamericanos tales como Colombia, Ecuador, Perú, Bolivia y México [3,109]. Dicha malla está conformada por alambres soldados de acero estirados en frío, los cuales tienen un comportamiento frágil, caracterizada por su baja deformación unitaria de ruptura y su falta de endurecimiento por deformación [21,109].

Diversos ensayos experimentales han constatado las limitaciones de la malla electrosoldada como refuerzo de muros [62,109,112]. Hube, Santa María y López [62], por ejemplo, reportaron ensayos cíclicos cuasi estáticos, sin carga axial, en muros delgados de CR con una sola capa de refuerzo para vivienda de baja altura. Encontraron que, en general, los muros reforzados con malla electrosoldada exhibieron falla frágil por tracción diagonal, con grietas diagonales concentradas en ambas direcciones y fractura del refuerzo horizontal de la malla del alma, mientras que los muros con barras

experimentaron fallas dúctiles por tracción diagonal, con agrietamiento diagonal distribuido y sin rotura de las barras (Figura 1.6). Como resultado, los autores consideran que el uso de la malla de alambre soldado es inadecuado como refuerzo del alma de los muros.

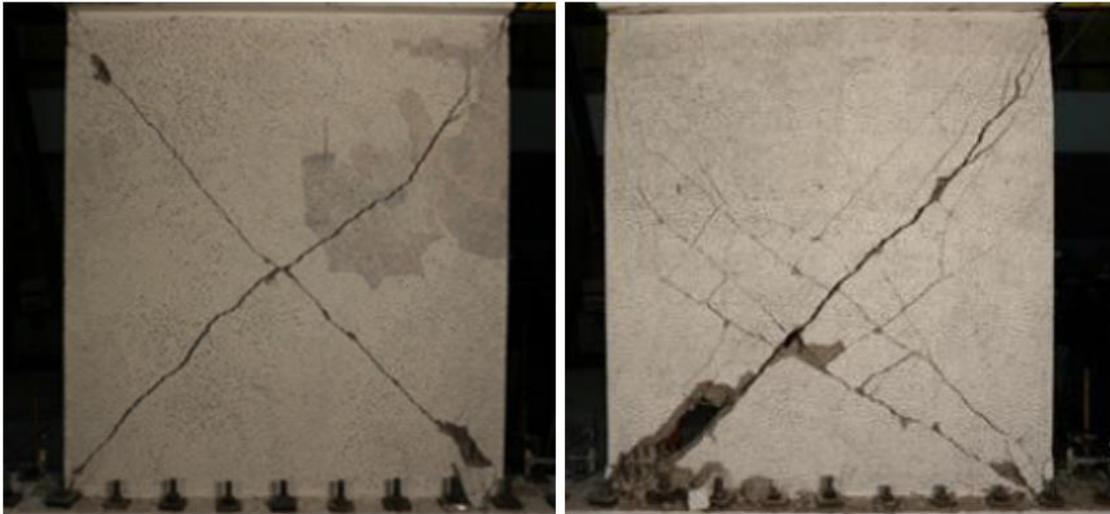


Figura 1.6. Modos de falla de dos muros delgados sin carga axial: a) falla frágil por tracción diagonal de espécimen reforzado con malla electrosoldada, b) falla dúctil por tracción diagonal de espécimen reforzado con barras. [62]

Por su parte, Arteta et al. [1] presentan análisis conceptuales y numéricos del impacto del comportamiento de la malla electrosoldada en la mecánica de secciones de concreto reforzado, corroborando que: a) la falta de endurecimiento por deformación bajo cargas de flexión puede desencadenar que la localización de la demanda plástica se concentre en una sola grieta, una vez la sección alcance su punto de fluencia y b) la baja deformación unitaria de ruptura puede invalidar la suposición clásica de diseño de elementos a flexión, que establece que la fibra extrema a compresión alcanza la deformación última del concreto de 0.003, mientras que la fibra extrema de acero en el lado opuesto ha fluido pero no ha alcanzado la ruptura. En la referencia señalada muestran que el segundo caso aplica para casi todas las secciones de muros con aleta en un extremo (como los muros T) bajo condición de momentos en el plano del alma que comprimen la aleta.

La baja ductilidad de las mallas electrosoldadas ha originado que diversas normativas las prohíban o restrinjan. Por ejemplo, la normativa chilena [78] las prohíbe para muros de CR, salvo, como ya se indicó, cuando se trate de muros ordinarios de al menos 100 mm de espesor en edificios de hasta cinco pisos que hayan sido diseñados con un factor de reducción de resistencia equivalente al de estructuras de mampostería [62]. También el ACI 318-14 [146] las prohibió como refuerzo a flexión, fuerza axial, y retracción y temperatura para sistemas sísmicos especiales.

#### 1.4.4 Influencia de la cuantía y de la disposición del refuerzo longitudinal

Para muros simétricos, la resistencia a flexión es poco dependiente de la distribución del refuerzo longitudinal, por lo que para efectos de dicha resistencia es igualmente válido distribuir el refuerzo uniformemente o concentrar la mayor parte de éste en los extremos [149]. La primera opción tiene la ventaja de brindar mayor resistencia al cortante, particularmente contra el deslizamiento en la base [136]. La segunda, brinda mejoría moderada en la capacidad de curvatura, mejor distribución de las grietas por flexión, fluencia en una mayor altura del muro y mejor capacidad de desplazamiento (Figura 1.7) [85].

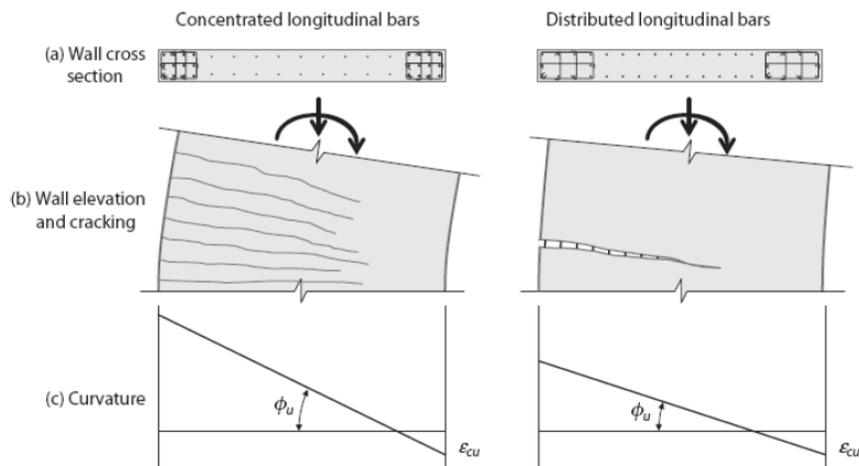


Figura 1.7. Efectos en la ductilidad de la distribución del refuerzo longitudinal en muros [85].

En los muros de los edificios de interés son comunes las bajas cuantías de refuerzo [1,14], cercanas a las mínimas permitidas por la NSR-10. Por ejemplo, una

cantidad significativa de los muros del edificio de la Figura 1.2 tiene una cuantía de refuerzo vertical y horizontal de 0.0013, provista por una malla electrosoldada D-131. Con tales cuantías se excede ligeramente el valor mínimo de 0.0012 prescrito para el refuerzo vertical y no se alcanza a cubrir el mínimo de 0.0020 prescrito para el refuerzo horizontal.

Una consecuencia de las bajas cuantías del refuerzo longitudinal de los muros de los edificios de interés es que podrían facilitar una falla frágil por flexo-tracción elástica en caso de que el momento de fluencia  $M_y$  sea inferior al momento de agrietamiento  $M_{cr}$ , porque si el acero del extremo llegare a fluir antes de alcanzar  $M_{cr}$ , la sección perdería su capacidad de resistir carga para deformaciones mayores a la del agrietamiento. Con el fin de evitar este tipo de falla, se debe revisar que se cumpla  $M_y/M_{cr} \geq 1$ , lo cual puede facilitarse adicionando acero en los extremos de los muros [1,17,42].

De igual manera, experimentos sobre muros típicos colombianos [6,8,13,34] demostraron que la baja cuantía de refuerzo longitudinal repercute en una baja capacidad última de rotación de los muros, pues pocas porciones a lo largo del acero del extremo concentran en muy pocas grietas toda la demanda por flexo-tracción y son propensos a fracturarse bajo poca deriva [17,42]. El caso se agrava cuando el acero utilizado no endurece por deformación sino que exhibe una pendiente post-fluencia plana, lo cual es típico de las mallas electrosoldadas [109]. Para promover una distribución uniforme de plasticidad en el extremo del alma, es aconsejable adicionar barras de acero dúctil concentradas en los extremos [17,42].

Con el fin de promover la formación de grietas de flexión secundarias bien distribuidas en la región de la articulación plástica, de modo que se obtenga la capacidad de deformación requerida en caso de eventos sísmicos (lo que a su vez también facilita el cumplimiento de la relación  $M_y/M_{cr} \geq 1$ ), el ACI 318-19 [150] especifica que en los extremos de los segmentos verticales de muros de categoría especial debe emplearse refuerzo longitudinal que satisfaga los siguientes requisitos: a) la cuantía de dicho refuerzo dentro de una longitud  $0.15l_w$  medida desde el extremo de un segmento vertical de muro (ver Figura 1.8) debe ser de al menos  $0.51\sqrt{f'_c} / f_y$  (con  $f'_c$  en MPa), b) dicha

cantidad de refuerzo debe extenderse verticalmente arriba y debajo de la sección crítica (por ejemplo, el nivel superior de la viga de fundación) al menos  $l_w$  ó  $M_u/3V_u$ , lo mayor, c) máximo el 50% de dicho refuerzo puede terminar en una misma sección.

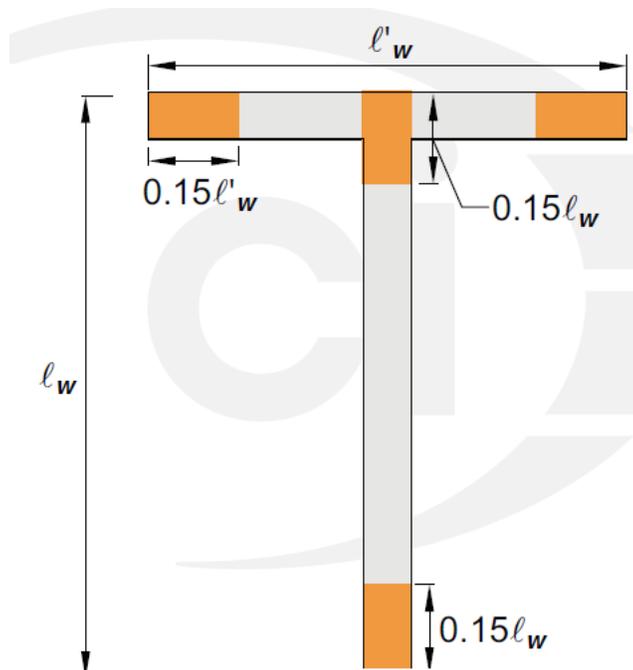


Figura 1.8. Localización del refuerzo longitudinal requerido por el numeral 18.10.2.4 del ACI 318-19 para muros de categoría especial [150].

#### 1.4.5 Degradación de rigidez

La degradación de rigidez en los elementos de concreto reforzado suele ser el resultado de la formación de grietas y pérdida de la interacción entre el concreto y el acero a causa de los grandes esfuerzos cortantes o axiales [113]. El nivel de degradación depende de varios factores, siendo muy significativos la cuantía de refuerzo y el nivel de carga axial [5].

La NSR-10 indica que la rigidez de los elementos estructurales debe seleccionarse cuidadosamente con el fin de que sea representativa de la condición cuando estos se ven sometidos a los movimientos sísmicos de diseño. El reglamento deja a criterio del ingeniero diseñador el grado de fisuración a considerar, aunque sugiere dos alternativas para el caso de los análisis lineales en estructuras de CR. Sin embargo, y a pesar

también de que diversas investigaciones experimentales en muros delgados [13,34,112] han encontrado degradaciones de rigidez muy altas desde valores pequeños de deriva (por ejemplo, pérdidas de rigidez de más del 50% a derivas tan bajas como 0.10% [13]), debe anotarse que son frecuentes en el país los análisis con secciones brutas [1].

A pesar de que la NSR-10 [2] deja a criterio del ingeniero diseñador el grado de fisuración a considerar, existen referencias que recomiendan siempre el empleo de secciones fisuradas en el análisis elástico de edificaciones de CR [5]. A nivel normativo, el ACI 318-14 [146], por ejemplo, prescribe que en los análisis elásticos deben emplearse para muros de CR agrietados y no agrietados momentos de inercia equivalentes al 35% y al 70%, respectivamente, de los correspondientes a los de las secciones brutas, a menos que se realice un análisis más riguroso.

La Tabla 1.3 presenta, a modo comparativo, las derivas máximas en la dirección larga (la más crítica) del edificio de la Figura 1.2, resultantes de efectuar un análisis elástico con el software ETABS [151] por el método de la Fuerza Horizontal equivalente, considerando diferente número de pisos y dos hipótesis de rigidez a flexión de los muros: secciones brutas y secciones fisuradas. Para la segunda opción se empleó la alternativa sugerida por la NSR-10 de considerar el 35% y el 70% de la inercia bruta para los muros agrietados y no agrietados, respectivamente (se supusieron agrietados los del primer piso, por esperarse allí la concentración del comportamiento inelástico, y no agrietados los restantes). Los valores de la aceleración pico efectiva  $A_a$ , de la velocidad pico efectiva  $A_v$ , así como de los coeficientes de efectos locales  $F_a$  y  $F_v$ , se extractaron de los planos estructurales del edificio y son respectivamente 0.15, 0.20, 1.5 y 2.0.

La tabla 1.3 también presenta los valores del período fundamental aproximado  $T_a$ , de la pseudo aceleración espectral  $S_a$  y del cortante basal  $V_s$  en la dirección de estudio, obtenidos de acuerdo con las ecuaciones de la NSR-10 [2] aplicables para el método de la Fuerza Horizontal Equivalente. Los valores de  $V_s$  no están reducidos, puesto que así lo estipula la normativa colombiana para la evaluación de derivas.

En las derivas presentadas en la Tabla 1.3 no se consideraron reducciones en la rigidez al corte de los muros (las cuales podrían ser relevantes en especial para el edificio

de 5 pisos), debido a que, a diferencia de lo que ocurre con las rigideces a flexión, ni la NSR-10 [2] ni el ACI 318-14 [146] sugieren valores específicos de rigideces reducidas al corte.

Tabla 1.3.

Derivas máximas en la dirección larga del edificio de la Figura 1.2, para diferente número de pisos y considerando dos opciones de rigidez de los muros.

Número de pisos	$T_a$ (s)	$S_a$	$V_s$ (kN)	Deriva máxima (secciones brutas)	Deriva máxima (secciones fisuradas)
5	0.32	0.56	4534	0.08%	0.16%
10	0.53	0.56	9950	0.60%	0.96%
15	0.72	0.56	15156	1.78%	2.58%
20	0.89	0.56	19635	3.51%	4.79%

Se aprecia de la Tabla 1.3 la diferencia significativa en las derivas según la suposición de rigidez que se adopte. De cualquier modo, y aunque es preferible emplear secciones fisuradas en los análisis tradicionales, debe anotarse que los valores de dicha tabla son inciertos. Ello se debe a que la metodología tradicional basada en fuerzas (FBD) se basa en análisis elásticos con rigideces a flexión inciertas, que no tienen en cuenta la relación entre la rigidez y la resistencia, y con los cuales es muy difícil predecir los valores reales de los desplazamientos laterales de los edificios [136]. Aunque en muchos casos la resistencia obtenida a partir de un diseño tradicional FBD puede ser conservadora, debe considerarse que los daños de los edificios están más relacionados con las deformaciones unitarias de los materiales y con los desplazamientos de la estructura, que con su resistencia [5,136].

Debido a los valores inciertos de los desplazamientos obtenidos a partir de las metodologías FBD, es recomendable el empleo de metodologías basadas en desplazamientos (DBD) con las cuales es posible lograr un diseño más confiable y un cumplimiento controlado de los objetivos de un diseño sísmico basado en desempeño, incluido el de no exceder las derivas admisibles [134,136].

#### 1.4.6 Configuración en planta

En cuanto a la sección transversal, los muros rectangulares son más fáciles de diseñar y construir, pero pueden tener problemas de estabilidad lateral, sobre todo

cuando son largos, delgados y presentan incursiones amplias en el rango no lineal. Los muros con aletas en sus dos extremos, como por ejemplo las secciones en forma de I, son más estables para cargas laterales paralelas al alma [85].

Para el caso de muros convencionales con aleta en un solo extremo, como los de sección en T, L ó C, se presentan a nivel seccional (por ejemplo, relaciones momento-curvatura) comportamientos asimétricos según la dirección de aplicación de la demanda (Figura 1.9): cuando se comprime el alma, el comportamiento muestra mayor resistencia, pero poca ductilidad por la posibilidad de inestabilidad lateral y aplastamiento del extremo del alma; mientras que cuando se comprime la aleta, el comportamiento tiende a ser dúctil, dominado por la fluencia del acero del alma [17]. Este tipo de comportamiento en general es también válido para los muros delgados típicos colombianos con aleta en un solo extremo, con la diferencia de que la baja ductilidad no solo se presenta para el caso de alma comprimida sino también para el de aleta comprimida, debido a los efectos adversos en la ductilidad de las bajas cuantías [42] y de la baja deformación unitaria de ruptura de las mallas electrosoldadas [1].

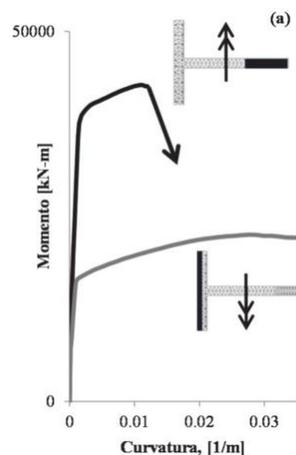


Figura 1.9. Relaciones genéricas momento-curvatura para muros convencionales con una sola aleta [17].

Para diseñar muros con sección transversal no plana se debe considerar el trabajo en conjunto de todas las partes -aletas y alma- pero sin exceder los anchos efectivos de las aletas. Además, no solamente se debe diseñar para las direcciones del sismo

paralelas a las respectivas partes, pues por ejemplo las demandas a compresión sobre las esquinas de una sección en C pueden ser mayores para un sismo en dirección diagonal [85].

A propósito de la dirección del sismo, las observaciones de los daños en muros debidos a los sismos de 2010 y 2011 en Chile y Nueva Zelanda, respectivamente, sugieren que la carga bidireccional podría haber jugado un rol importante en el grado y tipo de daño observado [101]. Algunos estudios recientes sobre la influencia de tal tipo de carga en los muros de CR se encuentran en las referencias [39,45,46,101].

#### **1.4.7 Influencia de la relación de aspecto y de la altura de la edificación**

De acuerdo con la relación de aspecto, los muros estructurales se clasifican en esbeltos y en alargados (*squat*, en inglés), distinción que demarca diferentes mecanismos de resistencia y expectativas de comportamiento. Puesto que los esbeltos ( $h_w/L_w \geq 2$ ) tienden a comportarse como voladizos en flexión, el modo de comportamiento inelástico que se prefiere en ellos es la fluencia dúctil a flexión, sin falla por cortante. Por el contrario, los muros con muy bajas relaciones de aspecto ( $h_w/L_w \leq 0.5$ ) tienden a resistir las fuerzas laterales por medio de un mecanismo de puntal diagonal. Para relaciones de aspecto intermedias ( $0.5 < h_w/L_w < 2$ ) el comportamiento es transicional [85].

Para evitar fallas de corte en los muros esbeltos deben considerarse desde el diseño los modos de falla por tracción diagonal, compresión diagonal, y deslizamiento [85,152]. Los muros de las edificaciones bajas de muros delgados (como las casas de uno o dos pisos) tienden a ser altamente rígidos y resistentes debido a su baja relación de aspecto, lo que los hace menos susceptibles que los de los edificios más altos a fallas frágiles por inestabilidad lateral, aplastamiento de los bordes comprimidos y deslizamiento, entre otras. Estos aspectos ventajosos de las edificaciones bajas de muros delgados han sido reconocidos implícitamente por normativas como la chilena, peruana y mexicana, al permitir las. Investigaciones experimentales [62] y numéricas [20] también respaldan las ventajas de las edificaciones bajas.

A pesar de que la NSR-10, coincidente con las metodologías FBD, supone que todos los elementos estructurales de una edificación experimentan la misma demanda de ductilidad durante un sismo (razón por la que todos se diseñan para un mismo valor de  $R$ ), es sabido, tal como lo reconocen las metodologías DBD, que cada elemento experimenta una demanda de ductilidad diferente, la cual depende esencialmente de su relación de aspecto [136]. Para el caso de los edificios de muros, los más largos (es decir, con menores relaciones de aspecto) son los más demandados, mientras que los muros más cortos lo son menos. Esto significa que diseñar todos los muros para el mismo valor de  $R$  no es adecuado [136], sobre todo en el caso de edificios con las tipologías colombianas que tienden a tener unos muros muy largos y otros muy cortos. Por ejemplo, en la dirección corta del edificio de la Figura 1.2, se encuentran muros tan largos como de 6.14 m y tan cortos como de 0.53 m.

Los cuestionamientos sobre el empleo de un solo valor de  $R$  para todos los muros cobran más relevancia en edificios de altura intermedia (e.g., entre 5 y 15 pisos) localizados en sitios con desplazamiento espectral grande, como por ejemplo en suelos tipo D y sobre todo E y F, de municipios colombianos de amenaza sísmica intermedia o alta, donde los muros cortos tenderían a permanecer elásticos para el sismo de diseño, mientras que en los muros más largos se esperarían amplias incursiones en el rango no lineal. Esto implicaría para los muros más largos altas demandas de ductilidad, que podrían generar inestabilidad lateral o falla frágil por aplastamiento del borde comprimido de los muros delgados (en especial en aquellos muros con aleta en un solo extremo, como los tipo T ó L) [8].

Una situación contraria se presentaría para los edificios altos (e.g., de más de 15 ó 20 pisos) situados en zonas con desplazamientos espectrales moderados, donde no solamente los muros cortos permanecerían elásticos, sino que los más largos también podrían permanecer en dicho régimen o con bajas demandas de ductilidad. Esto se debe a que sus desplazamientos de fluencia en el nivel superior pueden ser mayores que los desplazamientos máximos permitidos por las normativas o pueden ser mayores que los valores máximos de los espectros de desplazamiento [136]. Aunque la permanencia de los muros en el rango elástico contribuye a que disminuyan los riesgos por inestabilidad

lateral asociados a grandes incursiones en el rango no lineal y a que se reduzcan o eliminen las necesidades de confinamiento, también implica que se deben diseñar para  $R = 1.0$ , lo que conduce a un aumento muy significativo del refuerzo longitudinal y transversal. Adicionalmente, deben tomarse en cuenta otros problemas derivados de la altura de la edificación, tales como las mayores cargas axiales estáticas y sísmicas, y la mayor influencia de los efectos P-delta, entre otros.

Un aspecto adicional, relacionado con la altura del edificio, son los efectos de acoplamiento generados por la interacción de los muros y las losas de entrepiso, la cual impone una compatibilidad de desplazamientos en cada piso que genera que los perfiles de desplazamiento en altura de los muros presenten doble curvatura y sean diferentes a los que experimentaría cada muro si actuara independientemente [85]. Este tipo de acoplamiento es diferente al que implica demanda de carga axial sísmica (del cual ya se hizo referencia), se produce aunque la rigidez a flexión de la losa sea despreciable y ha sido evaluado en edificios colombianos de muros delgados [14]; es necesario tenerlo en cuenta, y es obviado frecuentemente por aquellos ingenieros que no realizan un modelo tridimensional del edificio sino que analizan cada muro independientemente.

#### **1.4.8 Aspectos varios**

Además de los aspectos ya referidos, los bajos espesores de los muros de CR (e.g., entre 80 y 150 mm), los cuales son permitidos por la NSR-10, pueden traer otros inconvenientes, como por ejemplo deficiencia en la resistencia requerida a cargas perpendiculares al plano, dificultad para cumplir con los recubrimientos mínimos de protección del refuerzo, posible menor eficiencia de los traslajos, mayor incidencia de los errores constructivos, mayor dificultad para tomar las fuerzas provenientes de los diafragmas de piso (especialmente si se trata de muros de fachada) y menor resistencia al fuego.

Los traslajos son más propensos a fallar frágilmente en zonas donde se espera comportamiento inelástico, especialmente si no están confinados por refuerzo transversal y tienen bajos recubrimientos [6,85,139,140]. Es por ello que generan especial inquietud aquéllos que se realizan en el arranque del primer piso, donde es

común empalmar los bastones –es decir, las barras verticales cortas que vienen desde la fundación- con la malla electrosoldada ú otras barras (las cuales arrancan en el nivel superior de la fundación). Blandón et al. [6] reportan una falla de este tipo de traslapos en uno de los cuatro muros delgados con características típicas colombianas ensayados en su programa experimental.

Por otra parte, errores constructivos que pudieran tener poca incidencia en muros gruesos, pueden ser significativos en muros delgados. Por ejemplo, considérese el caso del muro rectangular de 100 mm de espesor y 1820 mm de largo, orientado en dirección corta del edificio de la Figura 1.2, el cual fue diseñado y construido con un concreto de 28 MPa en los tres primeros pisos y de 21 MPa en los últimos dos, y con una cuantía de refuerzo constante en todos los pisos de 0.0013 (provista por una malla electrosoldada D-131 de 490 MPa). Para el último piso de dicho muro, donde la ALR es despreciable, la resistencia a momento para cargas perpendiculares al plano, obtenida a partir de un diagrama de interacción típico, es de 5.05 kN.m, pero disminuye a 4.01 kN.m si el refuerzo tiene un descentrado de 10 mm; es decir, se reduce en un 21%. Sin embargo, si el muro fuera de 300 mm de espesor y la cuantía y resto de condiciones se mantuvieran iguales, la reducción sería sólo del 7% (de 25.50 a 23.76 kN.m).

## **2 DESCRIPCIÓN, MONTAJE Y MATERIALES DE LOS ESPECÍMENES**

### **2.1 INTRODUCCIÓN**

Dado que el sistema constructivo de edificios con muros vaciados delgados de concreto reforzado es relativamente reciente y sólo es usado en algunos países latinoamericanos, existe poca información experimental sobre su comportamiento bajo cargas laterales. Desde el año 2010, un grupo de investigadores colombianos ha realizado una serie de proyectos de investigación, algunos de ellos en colaboración con la Escuela Politécnica Federal de Lausane (EPFL), para evaluar experimental y numéricamente el comportamiento de este tipo de elementos estructurales. Se han evaluado diferentes tipos de muros en cuanto a su relación de aspecto, detallado de refuerzo, sección transversal y nivel de carga axial [6,34,36,153].

En este capítulo se presenta la descripción, montaje y características de los materiales empleados en los ensayos cíclicos cuasi-estáticos de dos muros delgados en sección T, los cuales fueron diseñados para que su falla fuera gobernada por flexión, tenían una sola capa de refuerzo y bajo nivel de carga axial, y que fueron parte de uno de los programas experimentales referidos [6]. La diferencia entre los muros fue básicamente el tipo de acero de refuerzo en el alma; en un muro se utilizaron barras convencionales, mientras que en el otro se utilizó, además de barras, malla electrosoldada [6,13].

En el presente capítulo, así como en los siguientes, se hará constante referencia a Blandón et al. [6], los reportes del CEER [1,3] y Vélez et al. [13], puesto que dichas referencias incluyen las características y principales resultados del programa experimental referido, el cual en su totalidad comprendió 4 muros (W4, W5, W6 y W7). Sin embargo, los capítulos referidos presentan una cantidad importante de información no contenida en dichas publicaciones.

### **2.2 DEFINICIÓN DEL MURO ARQUETIPO**

El Centro Colombiano de Investigación en Ingeniería Sísmica (*Colombian Earthquake Engineering Research Center -CEER-*) y la Escuela Politécnica Federal de

Lausane (Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)) desarrollaron un proyecto conjunto de investigación enfocado en el estudio del comportamiento de muros delgados de concreto reforzado tanto para las condiciones constructivas típicas del contexto colombiano como para los niveles de demanda sísmica existente [1]. Como parte de este proyecto se construyeron dos especímenes a escala real, los cuales fueron diseñados con base en un muro arquetipo definido a partir de un análisis estadístico multivariado realizado para la ciudad de Armenia [13].

Armenia hace parte de la zona conocida en Colombia como el “Eje Cafetero”, el cual está ubicado en zona de amenaza sísmica alta. Esta ciudad se vio seriamente afectada por el sismo del 25 de enero de 1999 de magnitud 6.2, el cual ha sido uno de los más catastróficos registrados en Colombia. La severidad de los daños en Armenia se presentó por causa, en parte, de la superficialidad del evento y su cercanía a la ciudad, y debido a la amplificación sísmica causada por la presencia de suelos blandos y formas topográficas favorables para el efecto [2]. En la estación de la Universidad del Quindío, por ejemplo, la cual se ubica en la propia ciudad sobre un suelo fluvio torrencial que amplificó el movimiento inicial, se registraron aceleraciones máximas de las tres componentes (Norte-Sur, Este-Oeste y vertical) cercanas a 0.5 veces la aceleración de la gravedad [154].

Arteta et al. [155] realizaron un trabajo de campo y la revisión de la información contenida en los planos estructurales de 28 edificios de muros delgados de concreto reforzado construidos en la ciudad de Armenia. A partir de la información recopilada se realizó un análisis estadístico para caracterizar los intervalos de variación de los principales parámetros que controlan el comportamiento de este tipo de sistema estructural.

El estudio referido se concentró principalmente en los muros con aletas (secciones U, L y T) y de mayor longitud, los cuales son los que soportan la mayor parte del cortante basal. El énfasis del estudio en muros con dicha geometría se debe a que éstos pueden ser especialmente propensos a sufrir fallas por flexo-compresión debido a las altas demandas que pueden experimentar sus bordes no restringidos (almas).

Adicionalmente, estos muros pueden ser más propensos a fallas por inestabilidad lateral, debido a su esbeltez, propiciada por la ausencia de soporte de sus fronteras en altura (distancias hasta los bordes restringidos o aletas).

El análisis estadístico consideró variables de interés de los edificios, tales como número de pisos, índice de área de muros, periodo fundamental y factor de acoplamiento, así como variables de los muros con aletas, tales como geometría, relación de aspecto, detallado del refuerzo, carga axial, profundidad del eje neutro y relación  $M/(VL_w)$ , entre otras. Por medio de un análisis estadístico multivariado, Arteta et al. [155] definieron cuatro características geométricas y mecánicas de un muro arquetipo en sección T que fuera la base del proyecto experimental desarrollado entre 2016 y 2017 (del cual formaron parte los muros W4 y W5). Dichas características fueron la longitud del muro  $L_w$ , la relación de carga axial ALR, el área de acero en la aleta  $A_{sf}$  y la relación  $M/(VL_w)$ .

El análisis estadístico referido mostró que las variables seleccionadas están en el rango  $3000 \text{ mm} \leq L_w \leq 5300 \text{ mm}$ ,  $3.8\% \leq \text{ALR} \leq 9.2\%$ ,  $170 \text{ mm}^2 \leq A_{sf} \leq 1580 \text{ mm}^2$  y  $0.6 \leq M/(VL_w) \leq 2.6$  [155]. A partir de dichos rangos se determinaron los siguientes parámetros de un muro arquetipo representativo:  $L_w = 3500 \text{ mm}$ ,  $\text{ALR} = 8\%$ ,  $A_{sf} = 774 \text{ mm}^2$  y  $M/(VL_w) = 2.0$  [155].

## **2.3 DESCRIPCIÓN, MONTAJE, PROTOCOLO DE CARGA E INSTRUMENTACIÓN DE LOS ESPECÍMENES**

### **2.3.1 Descripción de los especímenes**

Como ya se indicó, el programa experimental incluyó dos muros a escala real, denominados W4 y W5. Dichos especímenes se diseñaron y construyeron con base en las características del muro arquetipo; es decir, con sección transversal en forma de T y una sola capa de refuerzo. La forma en T fue escogida con el fin de evaluar el potencial de inestabilidad lateral del borde no restringido en muros con aletas [6,13]. También con el propósito de evaluar el comportamiento de la aleta, en la cual se adicionó refuerzo vertical para representar el efecto de muros conectados ortogonalmente [6,13].

La única diferencia entre los dos especímenes fue el tipo de acero: en el espécimen W4 se usaron barras corrugadas convencionales (las cuales en teoría son dúctiles) y en el W5 se reemplazó parte del refuerzo vertical por malla electrosoldada (la cual no es dúctil) [6,13]. La longitud del alma, longitud de la aleta, altura y espesor de los especímenes fue de 2500 mm, 350 mm, 2400 mm y 100 mm, respectivamente [6,13].

Para el espécimen W4, la cuantía del refuerzo vertical del alma fue 0.27% y consistió en 20 barras No. 2 espaciadas a 120 mm, y la cuantía del refuerzo vertical de la aleta fue 1.11% y consistió en 3 barras No. 4 espaciadas a 130 mm [6,13]. La cuantía de refuerzo horizontal, tanto del alma como de la aleta, fue del 0.27% y consistió en 19 barras No. 2 espaciadas a 120 mm [6,13]. Todas las barras verticales fueron traslapadas en su unión con la viga de fundación, como es usual en la práctica (traslapo de 350 mm para las barras No. 2 y de 700 mm para las barras No. 4) [6,13].

Para el espécimen W5, la cuantía del refuerzo vertical del alma fue de 0.26% y consistió en una malla electrosoldada formada por alambres de 7.0 mm de diámetro espaciados a 150 mm, y la cuantía del refuerzo vertical de la aleta fue 1.11% y consistió en 3 barras No. 4 espaciadas a 130 mm [6,13]. La cuantía de refuerzo horizontal, tanto del alma como de la aleta, fue del 0.26% y fue provista por la malla [6,13]. Todos los alambres verticales de la malla y las barras verticales de la aleta fueron traslapados en la base del muro con barras verticales dúctiles ancladas a la viga de fundación (bastones), como es usual en la práctica (traslapo de 400 mm para los alambres y de 700 mm para las barras) [6,13]. En las Figuras 2.1 a 2.7 se aprecian los detalles geométricos y de despiece de los muros.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

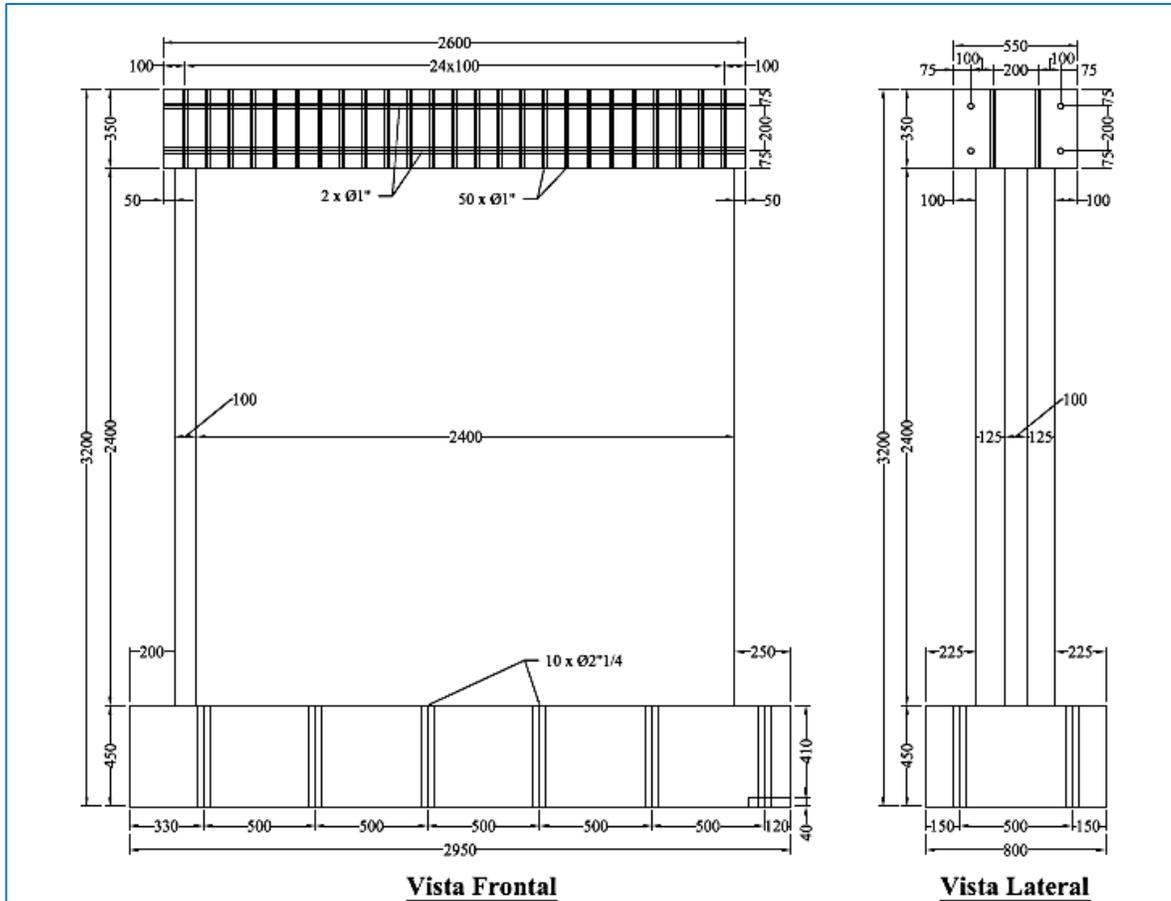


Figura 2.1. Vistas frontal y lateral de los especímenes (geometría) (unidades en mm).

Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado

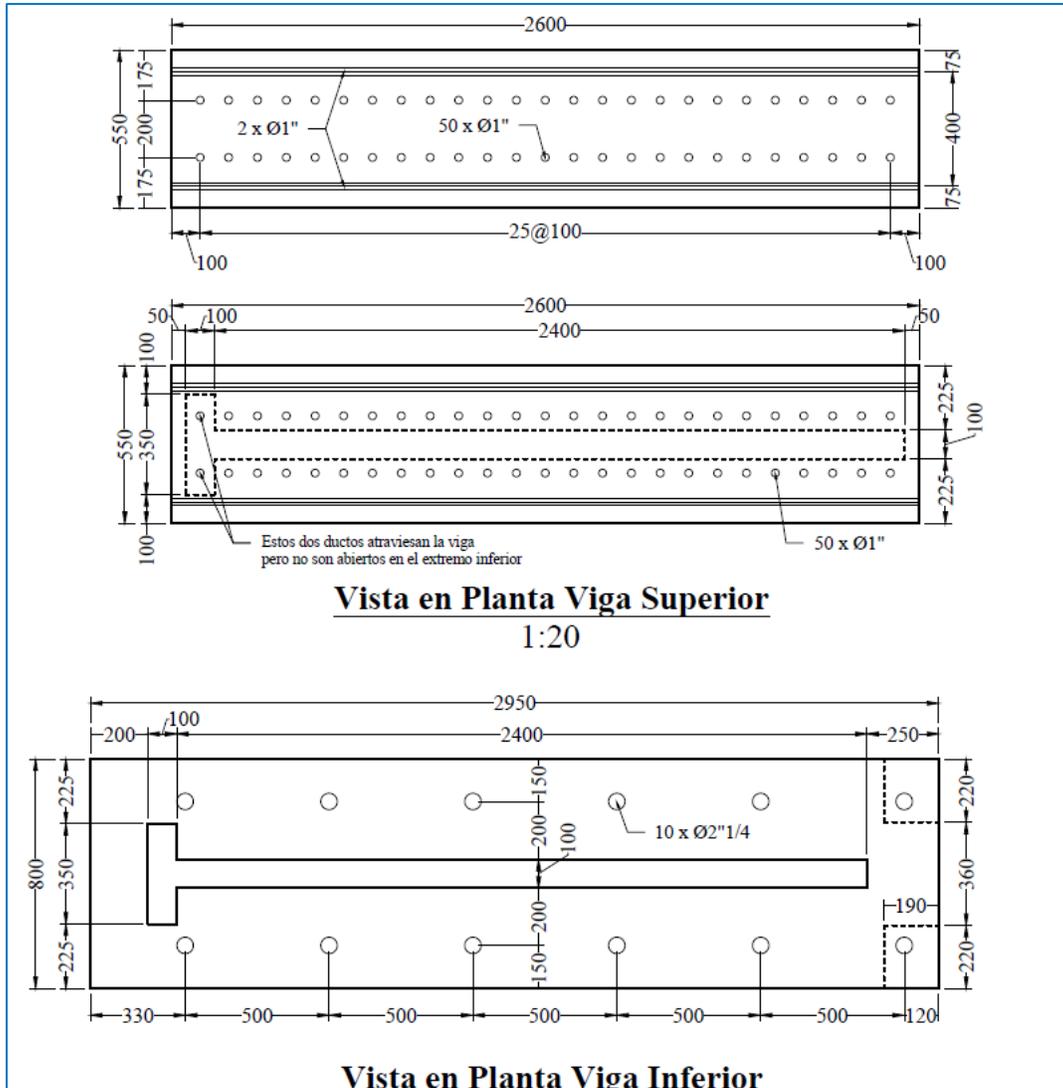


Figura 2.2. Vistas en planta de las vigas superior e inferior de los especímenes (unidades en mm).

Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado

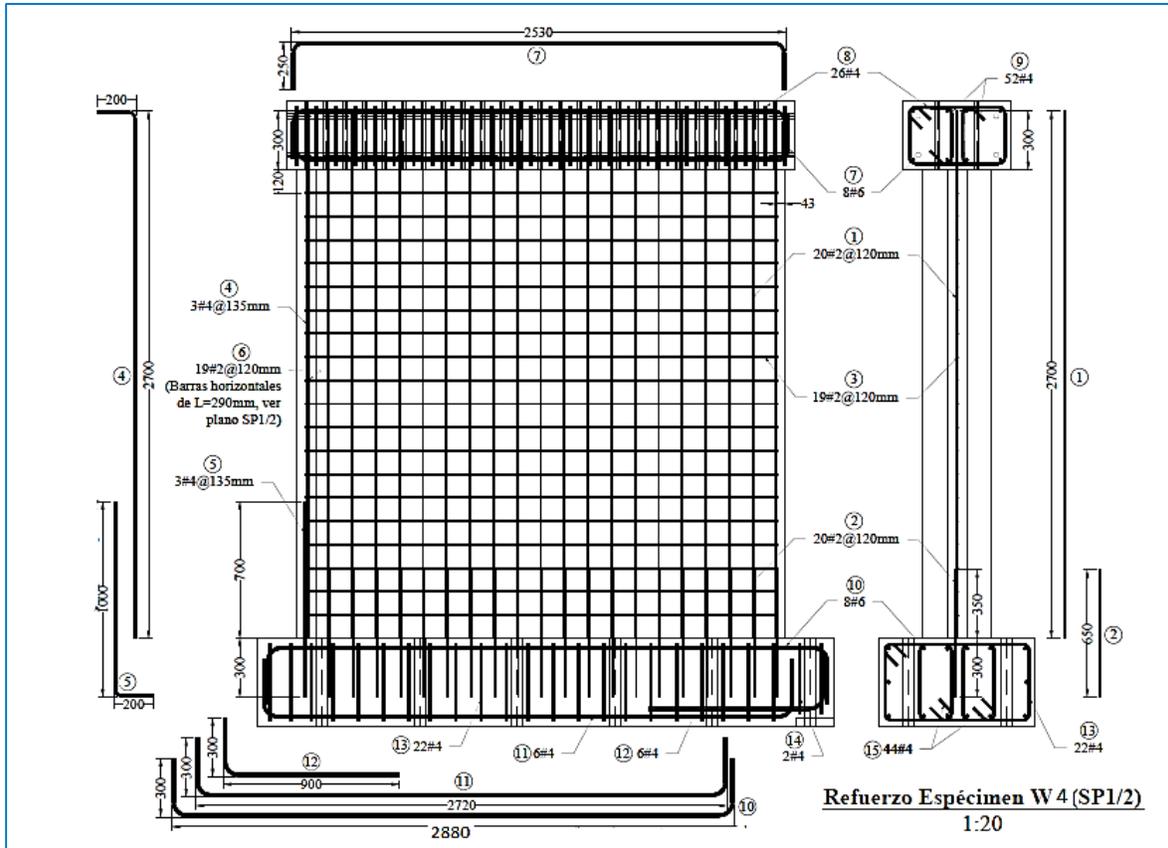


Figura 2.3. Vistas frontal y lateral del espécimen W4 (despiece) (unidades en mm).

Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado

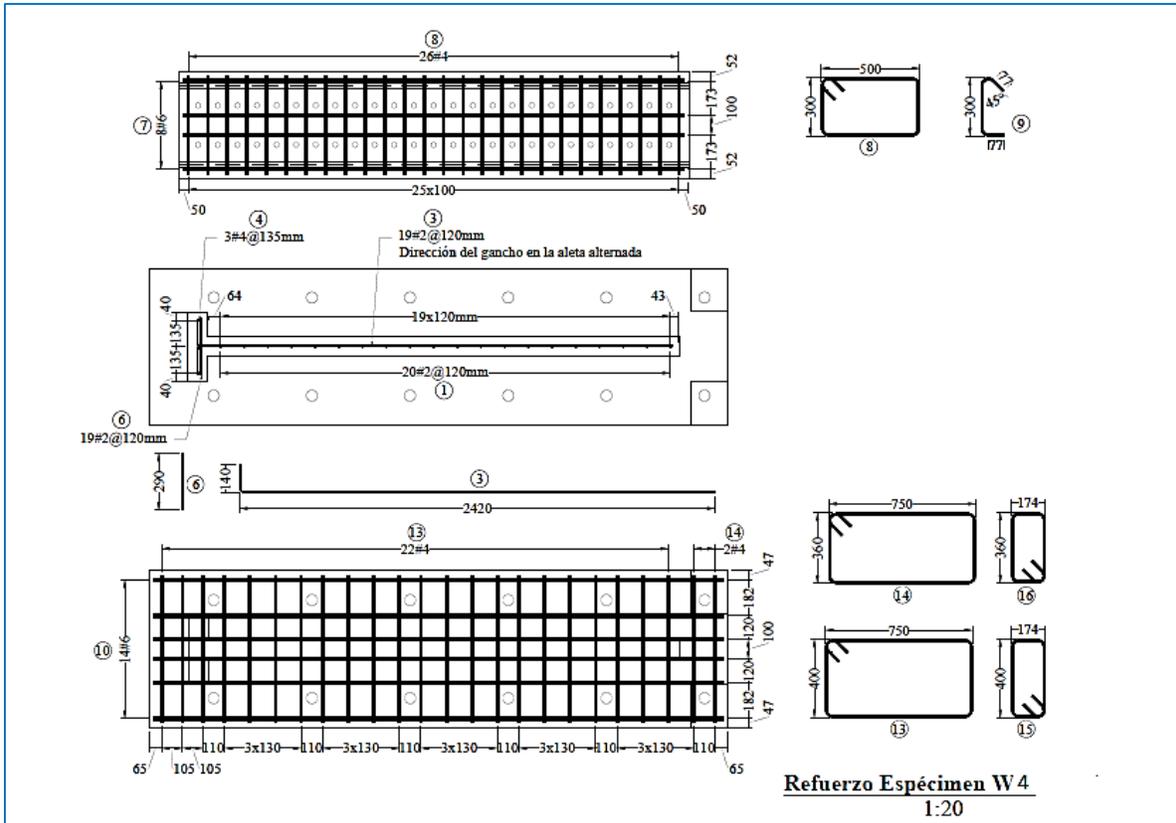


Figura 2.4. Vistas en planta del espécimen W4 (despiece) (unidades en mm).

Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado

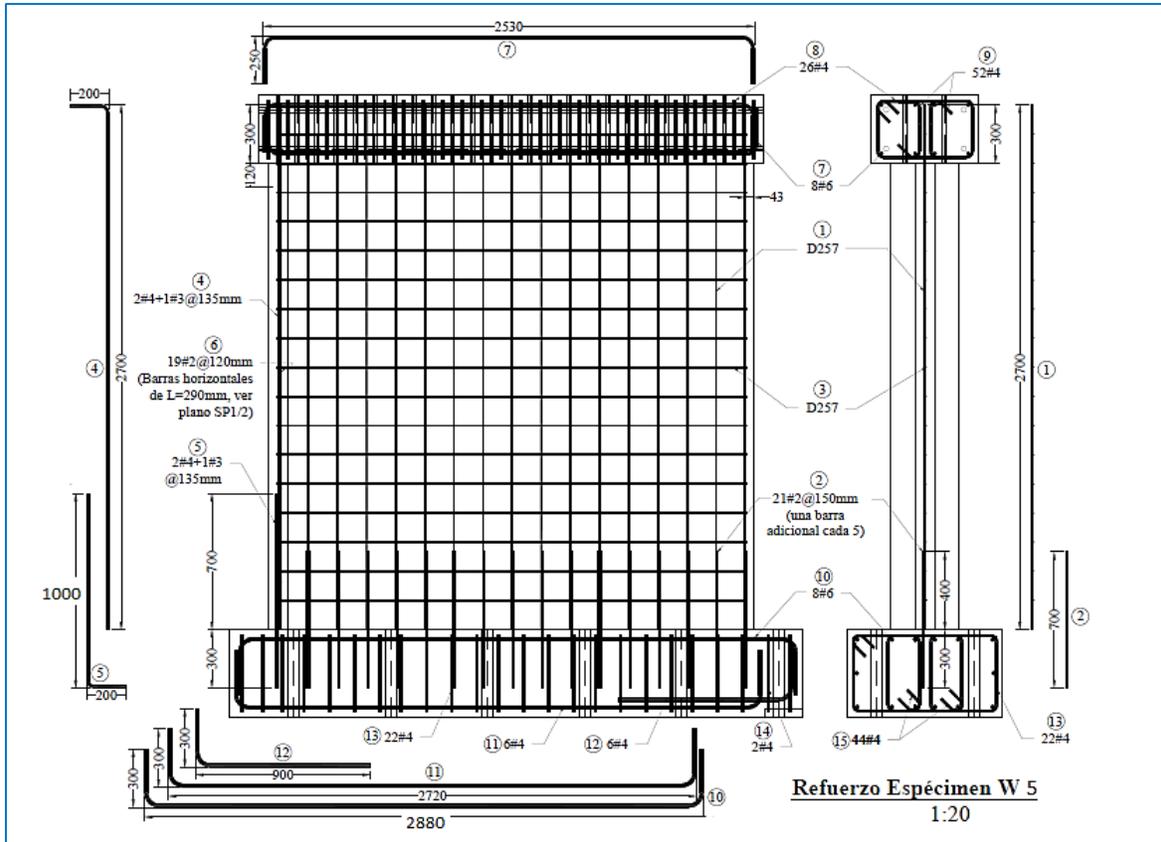


Figura 2.5. Vistas frontal y lateral del espécimen W5 (despiece) (unidades en mm).

Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado

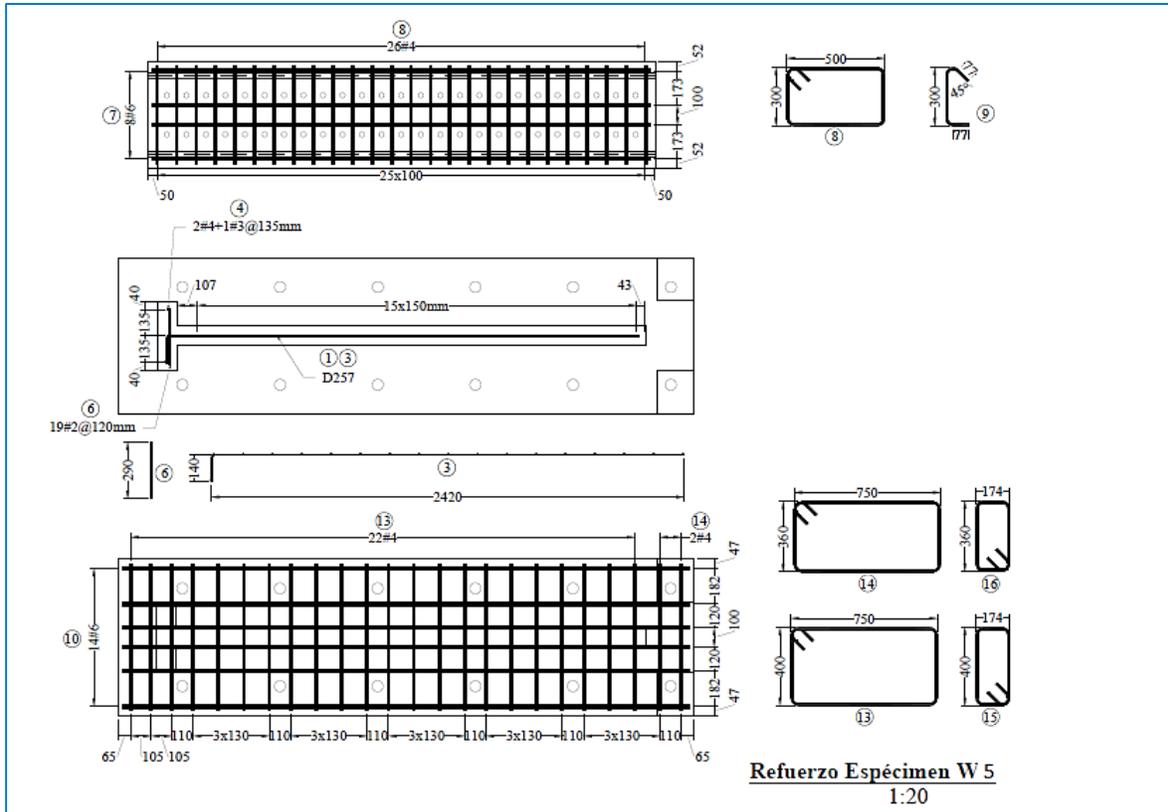


Figura 2.6. Vistas en planta del espécimen W5 (despiece) (unidades en mm).

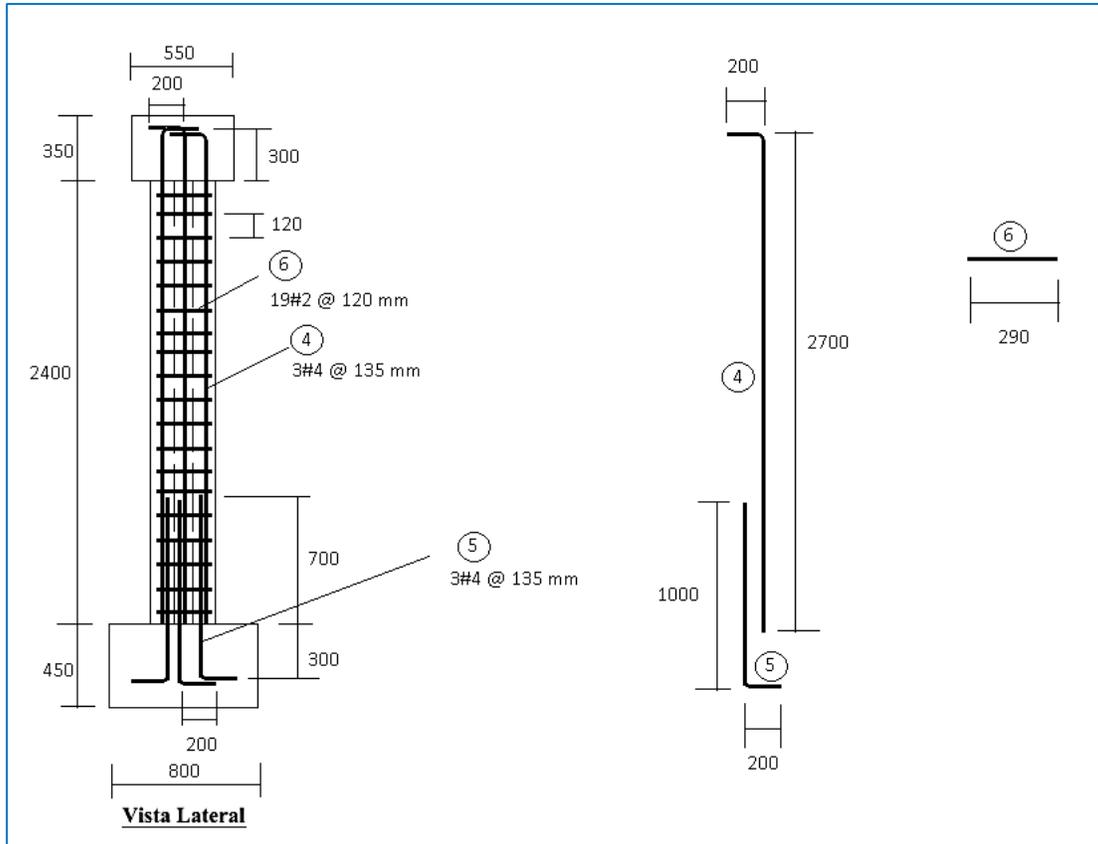


Figura 2.7. Elevación lateral de la aleta de los especímenes W4 y W5 (despiece) (unidades en mm).

### 2.3.2 Construcción de los prototipos

Para representar las prácticas locales de construcción (materiales y mano de obra), los especímenes fueron construidos en una obra de una empresa colombiana ampliamente reconocida. Por practicidad constructiva fueron vaciados en posición horizontal, empleando formaletería en madera y concreto premezclado. El vaciado se realizó el 28 de octubre de 2016. En las Figuras 2.8 a 2.20 se aprecian algunas fotos del proceso constructivo.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*



(a)



(b)

Figura 2.8. Proceso constructivo. a) Formaleta para viga de fundación, b) Perforaciones en formaleta de viga de fundación para paso de tuberías.



(a)



(b)

Figura 2.9. Proceso constructivo. a) Armado del refuerzo de viga superior del muro W4, b) Viga de fundación y formaleta metálica de apoyo del muro W4.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*



(a)



(b)

Figura 2.10. Proceso constructivo. a) Cilindros de concreto (panelas) para garantizar recubrimientos del refuerzo, b) Tuberías pasantes en viga de fundación para generar anclaje posterior a la losa de reacción del laboratorio.



(a)



(b)

Figura 2.11. Proceso constructivo. a) Viga de fundación de muro W5 (nótese pestaña en la formaleta para la aleta), b) Traslapos del refuerzo longitudinal.



(a)



(b)

Figura 2.12. Proceso constructivo. a) Muro W4 formaleteado y armado, b) Muros W4 y W5 listos para el vaciado.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*



(a)



(b)

Figura 2.13. Proceso constructivo. a) Tuberías pasantes en extremo de viga superior, b) Formaleta de apoyo para muro.



(a)



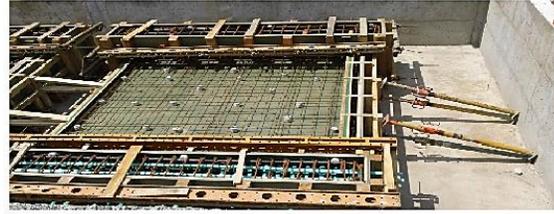
(b)

Figura 2.14. Proceso constructivo. a) Cilindros de concreto (panelas) para garantizar recubrimientos en viga superior, b) Revisión del espaciamiento entre alambres de la malla electrosoldada del espécimen W5.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*



(a)



(b)

Figura 2.15. Proceso constructivo. a) Verificación del recubrimiento de la malla en el espécimen W5, b) Apuntalamiento del espécimen W4.



(a)



(b)

Figura 2.16. Proceso constructivo. a) Llegada del mixer, b) Adición de ducto para facilitar vaciado del muro W4.



(a)



(b)

Figura 2.17. Proceso constructivo. a) Fabricación de cilindros en el laboratorio de la obra, b) Fabricación de viguetas en el laboratorio de la obra.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*



(a)

(b)

Figura 2.18. Proceso constructivo. a) Inicio del vaciado en el espécimen W4, b) Vibrado del concreto.



(a)

(b)

Figura 2.19. Proceso constructivo. a) Avance del vaciado en el espécimen W4, b) Avance en el allanado del concreto del muro W4.



(a)

(b)

Figura 2.20. Proceso constructivo. a) Avance en el allanado del concreto del espécimen W5, b) Vaciado de los especímenes finalizado.

### 2.3.3 Izado, transporte y descarga de los prototipos

El 30 de noviembre de 2016 (es decir, 33 días después del vaciado) los prototipos se transportaron al Laboratorio de Mecánica Estructural de la Universidad EIA (Figuras 2.21 a 2.23). Para esa fecha ya se había superado la resistencia especificada para el concreto, de acuerdo con los resultados de los ensayos sobre los cilindros de concreto que se fabricaron el día del vaciado. Puesto que estaba programado que el primer ensayo

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

sería el del espécimen W4, éste se descargó directamente en la losa de reacción del laboratorio.



(a)



(b)

Figura 2.21. Proceso de izaje. a) Grúa para izado de muros, b) Identificación de muros (el No. 1 corresponde al W4 y el No. 2 al W5).



(a)



(b)

Figura 2.22. Proceso de izaje, transporte y descargue. a) Colocación de muros en cama-baja para ser transportados al laboratorio de la Universidad EIA, b) Inicio del descargue del muro W4 en el laboratorio de la Universidad EIA.



(a)



(b)

Figura 2.23. Proceso de descargue. a) Descargue del muro W4 en el laboratorio de la Universidad EIA, b) Descargue del muro W4 en losa de reacción del laboratorio de la Universidad EIA.

### 2.3.4 Características mecánicas de los materiales

La resistencia nominal especificada a compresión del concreto fue de 35 MPa [6]. El concreto fue premezclado y suministrado por una empresa reconocida. La resistencia a compresión evaluada el día de los ensayos (promedio de tres cilindros) fue de 39.1 MPa para el muro W4 y de 40.1 MPa para el muro W5 [6]. Estas resistencias son, respectivamente, 12% y 15% superiores al valor especificado en el diseño.

La resistencia a tracción del concreto evaluada el día de los ensayos (promedio de tres viguetas estándar sometidas a flexión) fue de 4.95 MPa [6,13]. Por su parte, la resistencia a tracción por flexión del concreto (módulo de ruptura) calculada con la ecuación de la NSR-10 basada en la resistencia a compresión (ecuación 3.6), corresponde a 3.88 MPa y 3.93 MPa para los muros W4 y W5, respectivamente. Por lo

tanto, las resistencias obtenidas el día de los ensayos son un 28% y un 26% más grandes que las obtenidas con la ecuación (3.6) para los muros W4 y W5, respectivamente.

En la Figura 2.24a se presentan las curvas esfuerzo-deformación unitaria de los alambres de la malla electrosoldada empleada en el muro W5, mientras que en las Figuras 2.24b y 2.25 se presentan las curvas referidas para las barras de acero No. 2 y No. 4, respectivamente, utilizadas para el refuerzo de ambos especímenes.

De acuerdo con Blandón et al. [6]: a) Los esfuerzos de fluencia y máximo de las barras No.2 fueron de 563 MPa y 691 MPa, respectivamente; de 419 MPa y 630 MPa, respectivamente, para las barras No. 4; y de 723 MPa y 759 MPa, respectivamente, para la malla electrosoldada, b) las barras No. 4 cumplieron con la norma NTC 2289 (equivalente a la ASTM-A706), con la típica meseta de fluencia y deformación unitaria de fractura superior al 10%, como se aprecia en la Figura 2.25. Sin embargo, las barras No. 2 y los alambres de la malla electrosoldada mostraron un comportamiento menos dúctil, como se aprecia en la Figura 2.24, c) la curva esfuerzo-deformación unitaria de los alambres de la malla mostró una transición suave desde la zona elástica a la plástica, sin desarrollo de meseta de fluencia, con respuesta post-fluencia plana y con deformación unitaria de ruptura menor al 3%, en promedio, d) las barras No. 2 tampoco mostraron una meseta de fluencia definida, aunque presentaron cierto grado de endurecimiento por deformación y su ruptura se dio a deformaciones unitarias cercanas al 6%.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

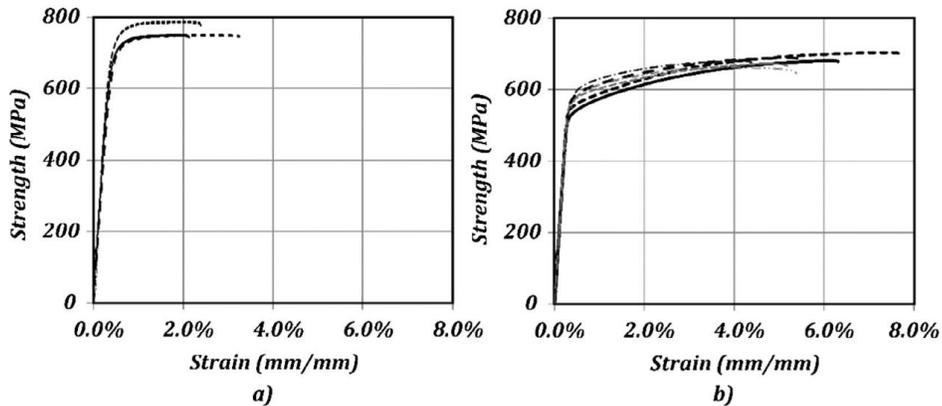


Figura 2.24. Diagrama esfuerzo – deformación unitaria: a) Malla electrosoldada empleada en muro W5 (3 muestras), b) Barras No. 2 empleadas en muros W4 y W5 (6 muestras). Referencia: Blandón et al. [6]

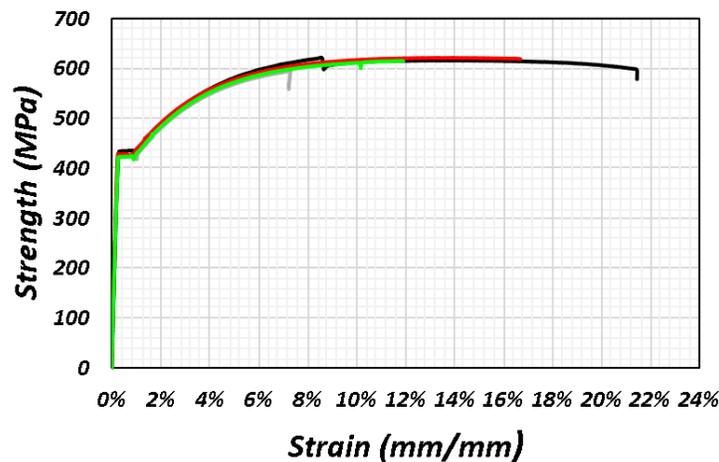


Figura 2.25. Diagrama esfuerzo – deformación unitaria de las barras No. 4 empleadas en muros W4 y W5 (4 muestras).

### 2.3.5 Configuración de los ensayos y protocolo de carga

Cada espécimen se sometió a un ensayo cíclico cuasi-estático controlado por desplazamiento. Una vez instalado el muro en el marco de carga y anclado a la losa de reacción por medio de barras de acero roscadas de alta resistencia, se realizó una inspección visual detallada, en la cual no se identificó ningún tipo de fisura o daño en el espécimen. En la Figura 2.26 se muestra de manera esquemática la configuración del montaje experimental de cada ensayo.

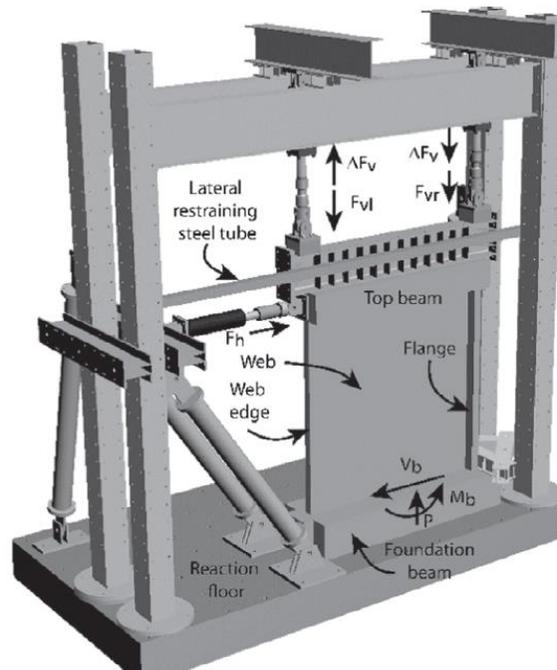


Figura 2.26. Configuración general del ensayo de los especímenes. Referencia: Blandón et al. [6]

La carga axial ( $P$ ) se aplicó por medio de dos actuadores verticales de 700 kN de capacidad controlados por fuerza, los cuales estaban conectados a la viga superior de concreto, uno en el extremo sur y otro en el extremo norte del espécimen, separados entre sí 2200 mm. La fuerza cortante ( $V$ ) fue provista por un actuador hidráulico de 500 kN de capacidad controlado por desplazamiento, el cual se conectó al extremo sur de la viga superior de concreto, a una altura de 2580 mm con respecto a la base del muro (nivel superior de la viga de fundación) [6,13].

El momento en la base ( $M$ ) fue provisto por la superposición de dos efectos: el generado por la fuerza  $V$  y su brazo vertical de 2580 mm hasta la base del muro, y el debido a los dos actuadores verticales y su brazo horizontal de 2200 mm (ver Figura 2.27). Los tres actuadores se conectaron al mismo sistema de control, lo cual permitió conservar en todo instante (a partir del primer ciclo de carga lateral) la relación de carga axial del 5% y una relación  $M/(VL_w)$  de 2.08 [6,13].

Durante todo el ensayo se restringió completamente el desplazamiento lateral fuera del plano en el borde superior de los especímenes [6].

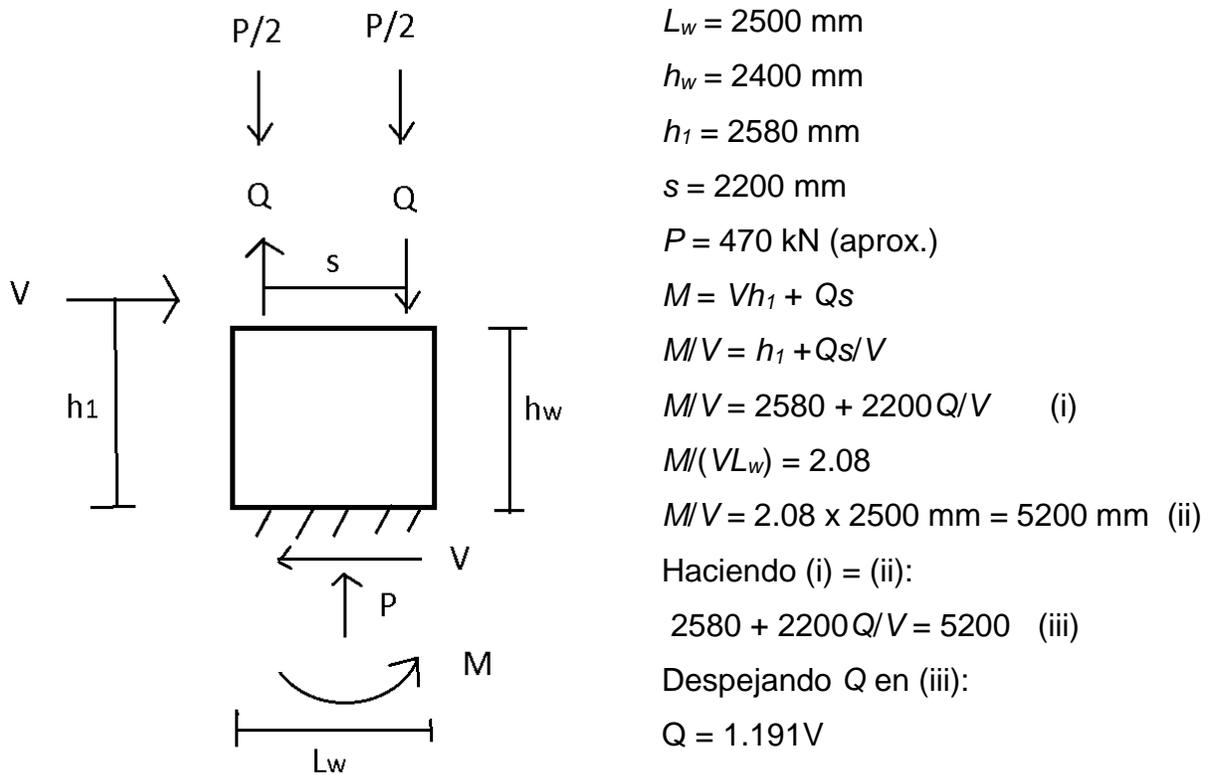


Figura 2.27. Diagrama de cuerpo libre de los muros W4 y W5 (vista en elevación).

Cada ensayo comenzó aplicando la carga axial, equivalente al 5% de la resistencia nominal de la sección transversal de concreto (470 kN, aproximadamente). Luego se siguieron protocolos de desplazamiento lateral idénticos para ambos especímenes (ver Figura 2.28), con la única diferencia de que el muro W5 fue capaz de soportar unos cuantos semiciclos de desplazamiento más que el W4. El desplazamiento al nivel superior del muro (es decir, a 2400 mm desde el nivel superior de la viga de fundación) que genera la primera fluencia del acero de refuerzo se estimó en 2.0 mm con base en los resultados de un modelo numérico desarrollado con el software DIANA [156] y calibrado con base en los resultados reportados por Almeida et al. [6,38].

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

Se definieron 5 ciclos de carga correspondientes a desplazamientos al nivel superior del muro menores o iguales al que genera la primera fluencia estimada (0.4 mm, 0.8 mm, 1.2 mm, 1.6 mm y 2.0 mm, correspondientes, respectivamente, a derivas de 0.017%, 0.033%, 0.05%, 0.067% y 0.083%), los cuales se aplicaron con el fin de evaluar la degradación de rigidez de los especímenes a bajas demandas de deriva [3,6]. Los siguientes ciclos se aplicaron para alcanzar ductilidades de desplazamiento teóricas de 1.2, 1.5, 2.0, 4.0, 5.0, 6.0, 10.0 y 14.0, las cuales corresponden, respectivamente, a derivas de 0.10%, 0.13%, 0.17%, 0.33%, 0.42%, 0.50%, 0.83% y 1.17% [3,6]. Se aplicaron dos ciclos por cada nivel de desplazamiento, con el fin de evaluar la respuesta a degradación cíclica [6].

Durante el segundo ciclo de cada deriva, tanto para el caso de máximo desplazamiento positivo (aleta comprimida) como negativo (aleta en tensión), la carga se mantuvo constante y se realizó una pausa, con el fin de permitir la estabilización de los esfuerzos y la medición del ancho de las grietas [6,13]. También durante esta pausa se realizó el trazado de las grietas en el espécimen W4.

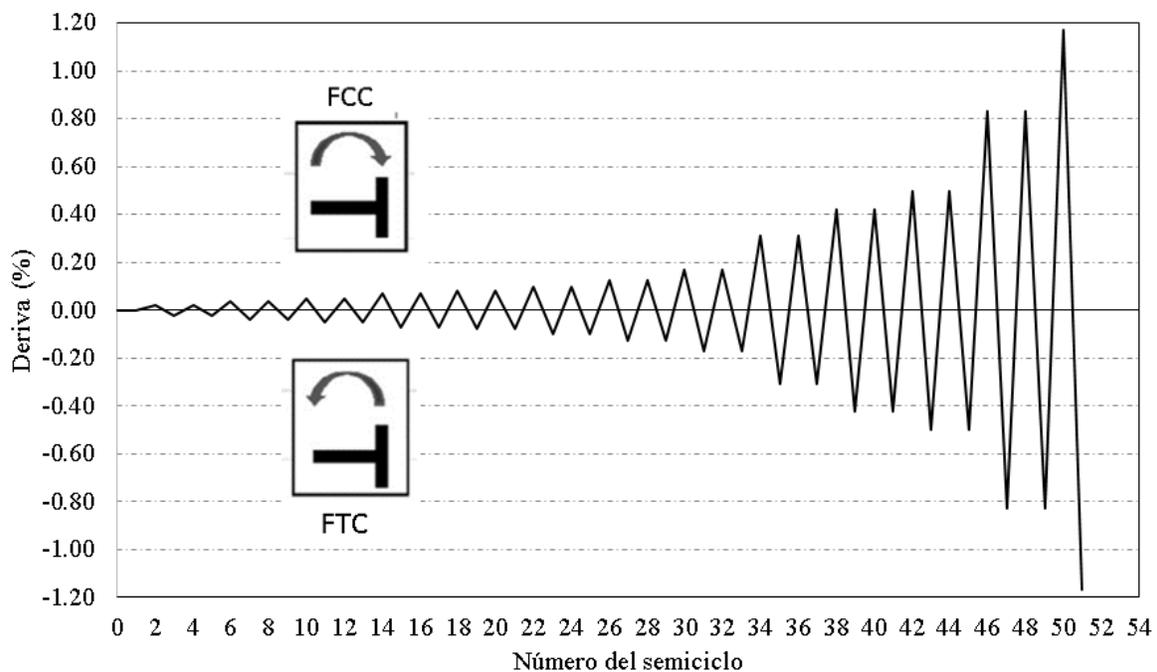


Figura 2.28. Protocolo de desplazamiento lateral de los muros W4 y W5.

### **2.3.6 Instrumentación**

Los especímenes se instrumentaron con sensores de desplazamientos (potenciómetros), los cuales se ubicaron como se muestra en las Figuras 2.29 y 2.30, y con celdas de carga. Mediante las celdas de carga se monitorearon las fuerzas aplicadas y mediante los 41 potenciómetros se monitorearon los desplazamientos.

Los potenciómetros del 1' al 13' se utilizaron para medir los desplazamientos en la dirección fuera del plano, mientras que los potenciómetros del 15 al 36 midieron los desplazamientos en el plano del muro. El sensor 37 registró el desplazamiento horizontal entre el nivel superior de la viga de fundación y un punto situado 50 mm por encima del muro. Los sensores 38 y 40 registraron los desplazamientos verticales de ambos extremos de la viga de fundación con respecto a la losa de reacción. El potenciómetro 39 registró el desplazamiento horizontal entre la viga de fundación y la losa de reacción. Finalmente, los sensores de cuerda 41 y 42 registraron el desplazamiento horizontal al nivel superior del espécimen en su borde no restringido (alma).

Aunque podría haberse colocado un solo sensor para registrar el desplazamiento horizontal al nivel superior del espécimen, se colocaron dos (el 41 y el 42), como medida de seguridad en caso de que uno de ellos presente un funcionamiento inadecuado. Lo anterior significa que si ambos sensores funcionan adecuadamente deberían registrar en todo momento los mismos desplazamientos.

Como complemento a la instrumentación, durante todo el ensayo se realizó un registro en video con cámaras fotográficas de alta resolución programadas para tomar una fotografía cada 30 segundos, el cual fue empleado posteriormente para realizar seguimiento de la evolución de la propagación del agrietamiento por medio de una técnica de correlación digital de imágenes [6].

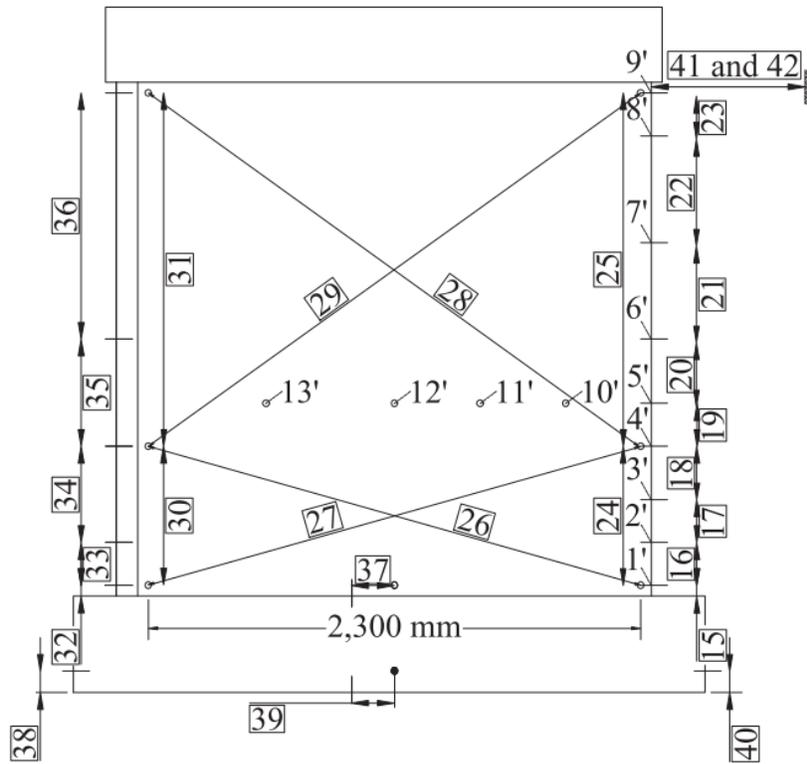


Figura 2.29. Disposición de la instrumentación y numeración de los sensores de los muros W4 y W5. Referencia: Blandón et al. [6]

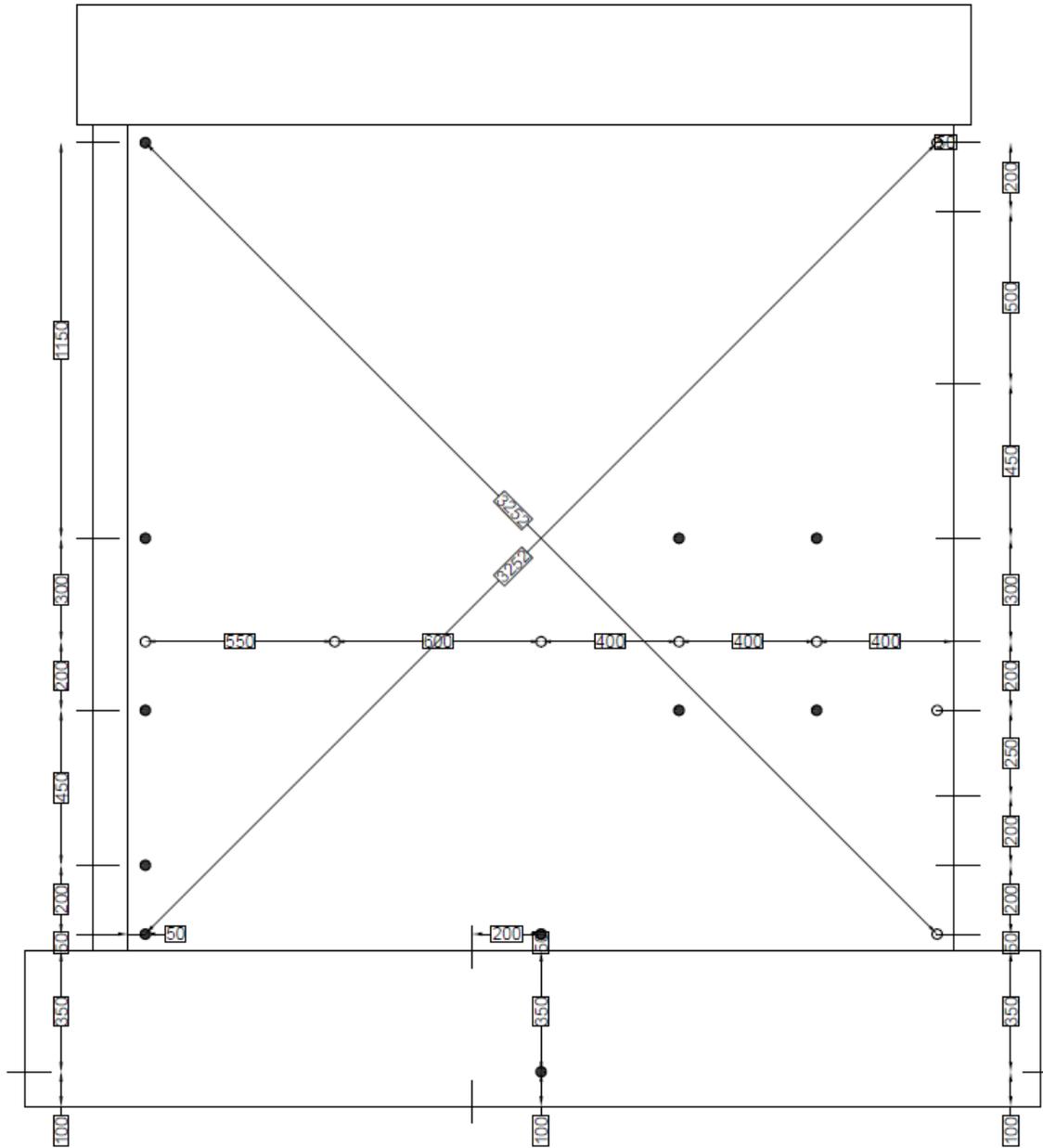


Figura 2.30. Longitudes teóricas (en mm) cubiertas por los sensores de los muros W4 y W5.

### **3 PREDICCIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES**

#### **3.1 ESTADOS LÍMITE**

Para la predicción de los resultados experimentales se emplearán los estados límite definidos con base en los siguientes niveles de desempeño de los especímenes: momento de agrietamiento (CM), primera fluencia (YBC), máxima resistencia lateral (PLR) y pérdida de resistencia lateral (LLR).

El estado límite LLR es alcanzado en el instante en que primero se presente una de las dos siguientes condiciones: pérdida de capacidad del 20% después de obtenida la máxima resistencia, o falla por aplastamiento del concreto.

#### **3.2 PREDICCIÓN DE LA POSIBILIDAD DE INESTABILIDAD LATERAL**

Blandón et al. [6] determinaron, a partir de la ecuación de estabilidad de Parra y Moehle [23,90] -ecuación (1.1), la cual se repite por conveniencia- que la deformación unitaria de tracción en el refuerzo longitudinal que induce falla por inestabilidad lateral fuera del plano estaría alrededor de  $\varepsilon_{sm} = 1.6\%$  para los muros W4 y W5.

$$\frac{b}{Kh_u} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\varepsilon_{sm} - 0.005}{\kappa \xi}} \quad (1.1)$$

Para el cálculo de  $\varepsilon_{sm}$  en la ecuación (1.1), Blandón et al. [6] emplearon los siguientes valores:  $\kappa = 0.5$ , porque los muros sólo tenían una capa de refuerzo;  $K = 0.5$ , porque se asumió empotramiento perfecto de los muros en las vigas superior y de fundación;  $h_u = 2400$  mm, que corresponde a la altura libre de los especímenes;  $b = 100$  mm, que es el espesor real de los muros; y  $\xi = 0.0384$ , calculado con base en la cuantía de refuerzo del borde del alma a partir de una expresión detallada de Parra y Moehle [23,90].

#### **3.3 PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO EN LA BASE**

La resistencia al deslizamiento  $V_n$  se calcula con la ecuación (3.1), que corresponde a la ecuación C.11-25 de la NSR-10 [2].

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (3.1)$$

donde  $A_{vf}$  es el área de refuerzo de cortante por fricción (que para el caso de los muros W4 y W5 corresponde a los bastones que se anclan a la viga de fundación),  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia de dicho refuerzo y  $\mu$  es el coeficiente de fricción.

Tanto para el muro W4 como para el W5, la resistencia al deslizamiento  $V_n$  es aportada por 20 bastones No. 2 y un bastón No. 4, y su cálculo se presenta en la Tabla 3.1. Se aprecia que la única diferencia entre los valores de ambos muros es el esfuerzo cortante normalizado,  $\tau/vf'_c$ , puesto que el  $f'_c$  de ambos muros es ligeramente diferente.

Tabla 3.1 Predicción de la resistencia al deslizamiento de los muros W4 y W5.

	<b>Muro W4</b>	<b>Muro W5</b>	
$\mu$	1.4	1.4	
$A_{vf}$	769	769	mm <sup>2</sup>
$f_y$	563	563	MPa
$V_n$	606130	606130	N
$\tau$	2.42	2.42	MPa
$\tau/vf'_c$	0.39	0.38	

### 3.4 PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTANTE (TRACCIÓN DIAGONAL)

La resistencia al cortante  $V_n$  se calcula con las ecuaciones (3.2) a (3.4), que corresponden a las ecuaciones C.11-2 a C.11-4 de la NSR-10 [2].

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.2)$$

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (f'_c \text{ en MPa}) \quad (3.3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s} \quad (3.4)$$

donde  $V_c$  es la resistencia al cortante aportada por el concreto,  $V_s$  es la resistencia al cortante aportada por el refuerzo horizontal,  $A_v$  es el área aportada por el refuerzo horizontal, y  $f_y$  y  $s$  son, respectivamente, el esfuerzo de fluencia y la separación de dicho refuerzo.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

La resistencia a cortante es aportada por el concreto ( $f'_c = 39.1$  MPa para el muro W4 y  $f'_c = 40.1$  MPa para el muro W5) y por el refuerzo horizontal (barras de acero No. 2 con  $f_y = 563$  MPa separadas cada 120 mm para el muro W4, y alambres de 7 mm con  $f_y = 723$  MPa separados cada 150 mm para el muro W5), y su cálculo se presenta en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Predicción de la resistencia al cortante de los muros W4 y W5.

	<b>Muro W4</b>	<b>Muro W5</b>	
$V_c$	212602	215304	N
$V_s$	300267	371140	N
$V_n=V_c+V_s$	512869	586444	N
$\tau$	2.05	2.35	MPa
$\tau/\sqrt{f'_c}$	0.33	0.37	

### 3.5 PREDICCIÓN DEL MOMENTO Y DE LA RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO

El momento de agrietamiento,  $M_{cr}$ , se calcula a partir de la ecuación (3.5).

$$M_{cr} = \frac{(f_r + P/A_g) \cdot I_g}{y_t} \quad (3.5)$$

donde  $f_r$  es el módulo de ruptura del concreto,  $P$  es la carga axial,  $A_g$  e  $I_g$  son, respectivamente, el área y el momento de inercia de la sección transversal bruta del muro, y  $y_t$  es la distancia desde el centroide hasta la fibra extrema a tracción.

En la Tabla 3.3 se presentan los cálculos de  $M_{cr}$  y  $\tau/\sqrt{f'_c}$  para los casos de carga con aleta comprimida (FCC) y con aleta traccionada (FTC) de los muros W4 y W5.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

Tabla 3.3 Predicción de  $M_{cr}$  para los casos FCC y FTC de los muros W4 y W5.

	Caso FCC	Caso FTC	
$f_r$	4.95	4.95	MPa
$I_g$	1.63E+11	1.63E+11	mm <sup>4</sup>
$A_g$	275000	275000	mm <sup>2</sup>
$P$	480000	480000	N
$P/A_g$	1.75	1.75	MPa
$y_t$	1359	1141	mm
$M_{cr}$	803	956	kN.m
$M/(V L_w)$	2.08	2.08	
$V$	154	184	kN
$\tau$	0.62	0.74	MPa
$\tau/vf'_c$ (muro W4)	0.099	0.118	
$\tau/vf'_c$ (muro W5)	0.098	0.117	

### 3.6 DIAGRAMAS MOMENTO – CURVATURA

Los diagramas momento – curvatura se estimaron con el programa DOCROS [9]. En el Anexo A se presenta una descripción del programa referido, así como los archivos de entrada de datos de cada uno de los modelos, vistas de los mismos, diagramas de las leyes constitutivas de los materiales, los diagramas momento – curvatura y los esfuerzos en las capas de mayor interés.

#### 3.6.1 Muro W4

En la Figura 3.1 se presentan los diagramas momento – curvatura del muro W4 estimados por DOCROS [9] para los casos de carga FCC y FTC. En dicha figura también se indican los puntos correspondientes a los estados límites YBC (primera fluencia), PLR (máxima resistencia) y LLR (falla).

El estado límite LLR se alcanza para un momento igual al 80% del correspondiente al estado límite PLR si el diagrama tiene zona descendente –como sucede para los casos FCC de la Figura referida-, o para un momento igual al 100% del correspondiente al

estado límite PLR si el diagrama no tiene zona descendente –como sucede para los casos FCC de la Figura referida-. Si el diagrama tiene zona descendente, es indicativo de que se prevé fractura de barras en el costado traccionado antes del aplastamiento del concreto en el costado opuesto (tal aplastamiento se define para una deformación unitaria de 0.0035). Lo contrario ocurre cuando el diagrama no tiene zona descendente.

Los momentos correspondientes a los estados límite YBC, PLR y LLR para el caso FCC son, respectivamente, 831, 1075 y 860 kN.m. Por su parte, para el caso FTC, el momento para el estado límite YBC es 1028 kN.m. mientras que los momentos para los estados límite PLR y LLR son iguales y valen 1451 kN.m.

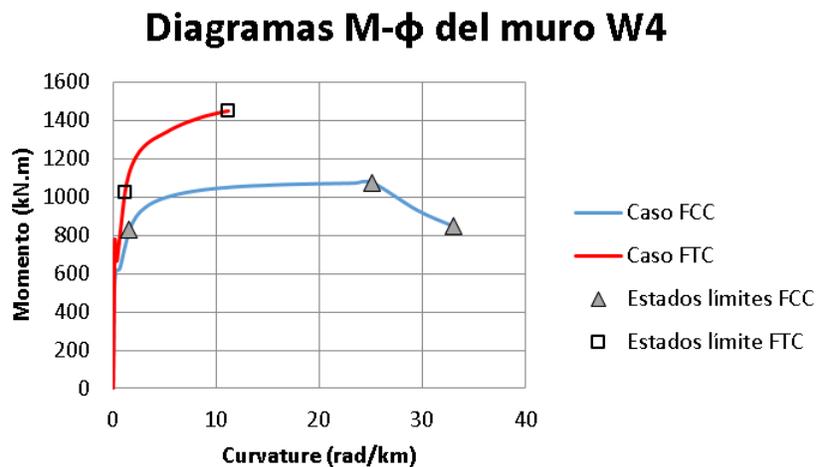


Figura 3.1. Diagramas Momento – Curvatura del muro W4 para los casos FCC y FTC, determinados con el software DOCROS

### 3.6.2 Muro W5

En la Figura 3.2 se presentan los diagramas momento – curvatura del muro W5 estimados por el software DOCROS [9] para los casos de carga FCC y FTC, y para los dos tipos de secciones (la de la base -donde hay bastones- y la situada por encima de los traslapos –donde está la malla electrosoldada-). En dicha figura también se indican los puntos correspondientes a los estados límites YBC, PLR y LLR.

El estado límite LLR se alcanza para un momento igual al 80% del correspondiente al estado límite PLR si el diagrama tiene zona descendente –como sucede para los casos

FCC de la Figura referida-, o para un momento igual al 100% del correspondiente al estado límite PLR si el diagrama no tiene zona descendente –como sucede para los casos FCC de la Figura referida-. Si el diagrama tiene zona descendente, es indicativo de que se prevé fractura de barras en el costado traccionado antes del aplastamiento del concreto en el costado opuesto (tal aplastamiento se define para una deformación unitaria de 0.0035). Lo contrario ocurre cuando el diagrama no tiene zona descendente.

Para el caso de carga FCC, los momentos correspondientes a los estados límite YBC, PLR y LLR en la sección de la base son, respectivamente, 831, 1075 y 860 kN.m; mientras que en la sección de la malla electrosoldada son de 944, 1124 y 899 kN.m, respectivamente. Por su parte, para el caso de carga FTC, los momentos correspondientes a los estados límite YBC y PLR en la sección de la base son, respectivamente, 1028 y 1451 kN.m; mientras que en la sección de la malla electrosoldada son de 1032 y 1506 kN.m, respectivamente. Nótese que para ambas direcciones de carga la sección con malla electrosoldada tiene cierta sobre-resistencia con respecto a la sección de la base. Nótese también que para el caso FTC, los estados límite PLR y LLR coinciden, ya que la falla se alcanza en la zona ascendente del diagrama momento – curvatura.

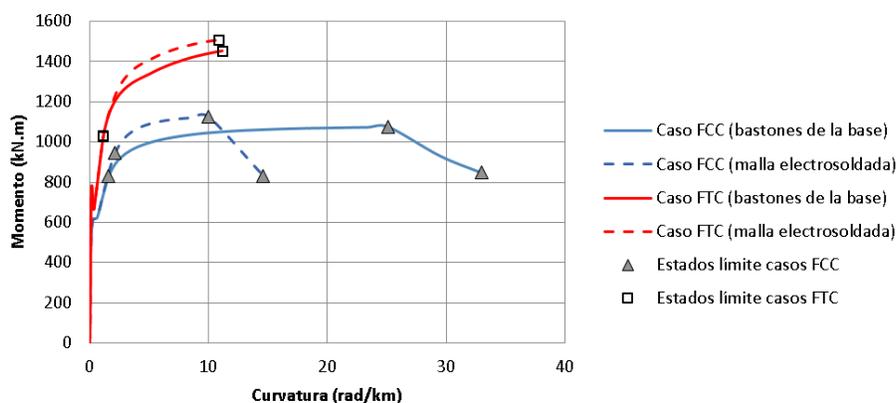


Figura 3.2. Diagramas Momento – Curvatura para los casos FCC y FTC, y para los dos tipos de secciones del muro W5, determinados con el software DOCROS

### 3.7 PREDICCIÓN DE LA POSIBILIDAD DE FALLA POR FLEJO-TRACCIÓN ELÁSTICA

El caso de falla frágil por flexo-tracción elástica se puede presentar para aquellos casos en que la relación  $M_{YBC}/M_{cr}$  sea menor o muy cercana a 1.0, donde  $M_{YBC}$  es el momento resistente nominal a la primera fluencia y  $M_{cr}$  es el momento de agrietamiento. En la Tabla 3.4 se presentan los valores referidos para los muros W4 y W5, tanto para el caso de carga FCC como FTC (adicionalmente, para el caso del muro W5 se evaluaron las respuestas al nivel de la base –donde se sitúan los bastones No.2- y a una altura por encima de los traslajos –donde se sitúa la malla electrosoldada). Los valores de  $M_{YBC}$  se obtuvieron del análisis de los diagramas esfuerzo – deformación unitaria arrojados por el programa DOCROS [9] en las capas donde se ubicaron las barras de acero extremas (la barra No. 2 -ó el alambre de 7 mm- más cercana al borde del alma para el caso FCC, y las barras No. 4 de la aleta para el caso FTC). Por su parte, los valores de  $M_{cr}$  ya habían sido obtenidos en la Tabla 3.3.

Tabla 3.4. Relaciones  $M_{YBC}/M_{cr}$  de los muros W4 y W5.

Muro	Caso de carga	$M_{YBC}$ (kN.m)	$M_{cr}$ (kN.m)	$M_{YBC}/M_{cr}$
Muro W4	FCC	831	803	1.03
	FTC	1028	956	1.08
Muro W5 (al nivel de la base)	FCC	831	803	1.03
	FTC	1028	956	1.08
Muro W5 (al nivel de la malla electrosoldada)	FCC	944	803	1.18
	FTC	1032	956	1.08

Se observa de los resultados de la Tabla 3.4 que las relaciones  $M_{YBC}/M_{cr}$  para ambos muros y ambas direcciones de carga se encuentran en el rango entre 1.03 y 1.18. Estos valores sugieren, aunque con un bajo margen de seguridad, que probablemente no se presentará una falla por flexo-tracción elástica en los especímenes.

### 3.8 PREDICCIÓN DE LA DUCTILIDAD DE CURVATURA

Con base en las curvaturas de primera fluencia ( $\phi_{YBC}$ ), de resistencia máxima ( $\phi_{PLR}$ ) y de falla ( $\phi_{LLR}$ ) obtenidas de los diagramas momento – curvatura generados por el

programa DOCROS [9], se obtuvieron las ductilidades de curvatura  $\mu_{\phi A} = \phi_{PLR}/\phi_{YBC}$  y  $\mu_{\phi B} = \phi_{LLR}/\phi_{YBC}$  de las secciones de los muros W4 y W5 presentadas en la Tabla 3.5. Nótese que las menores ductilidades en ambas direcciones (FCC y FTC) se presentan para la sección de la malla electrosoldada, debido a su baja capacidad de deformación ( $\epsilon_{su} = 2.5\%$ ). Nótese también que las ductilidades son mayores para los casos FCC que FTC, excepto para la sección de la malla electrosoldada.

Tabla 3.5. Predicción de las ductilidades de curvatura de los muros W4 y W5.

Muro	Caso de carga	$\phi_{YBC}$ (rad/km)	$\phi_{PLR}$ (rad/km)	$\phi_{LLR}$ (rad/km)	$\mu_{\phi A} =$ $\phi_{PLR}/\phi_{YBC}$	$\mu_{\phi B} =$ $\phi_{LLR}/\phi_{YBC}$
Muro W4	FCC	1.6	25.1	33.0	15.7	20.6
	FTC	1.1	11.2	11.2	10.2	10.2
Muro W5 (al nivel de la base)	FCC	1.6	25.1	33.0	15.7	20.6
	FTC	1.1	11.2	11.2	10.2	10.2
Muro W5 (al nivel de la malla electrosoldada)	FCC	2.1	10.0	14.6	4.8	7.0
	FTC	1.2	10.9	10.9	9.1	9.1

### 3.9 PREDICCIÓN DE LA RELACIÓN FUERZA – DESPLAZAMIENTO DE LOS ESPECÍMENES CON BASE EN ANÁLISIS PUSHOVER

Con el fin de predecir las curvas pushover para cada uno de los muros en cada una de las direcciones de carga (FCC y FTC), se realizaron cuatro modelos en el programa DEFDOCROS [10] (ver descripción en el Anexo B). Cada modelo consistió en una viga de 10400 mm de longitud, simplemente apoyada, discretizada en elementos de 100 mm de longitud, sometida a una carga puntual en el centro, la cual se incrementaba 5 kN en cada ciclo de carga (ver Figura 3.3a). Cada mitad de viga representa la altura efectiva del muro  $h_{eff} = M/V = 5200$  mm (obtenida como el producto de  $M/(VL_w) = 2.08$  y  $L_w = 2500$  mm), de la cual  $h_w = 2400$  mm corresponden a la altura realmente ensayada en el laboratorio (ver Figura 3.3b).

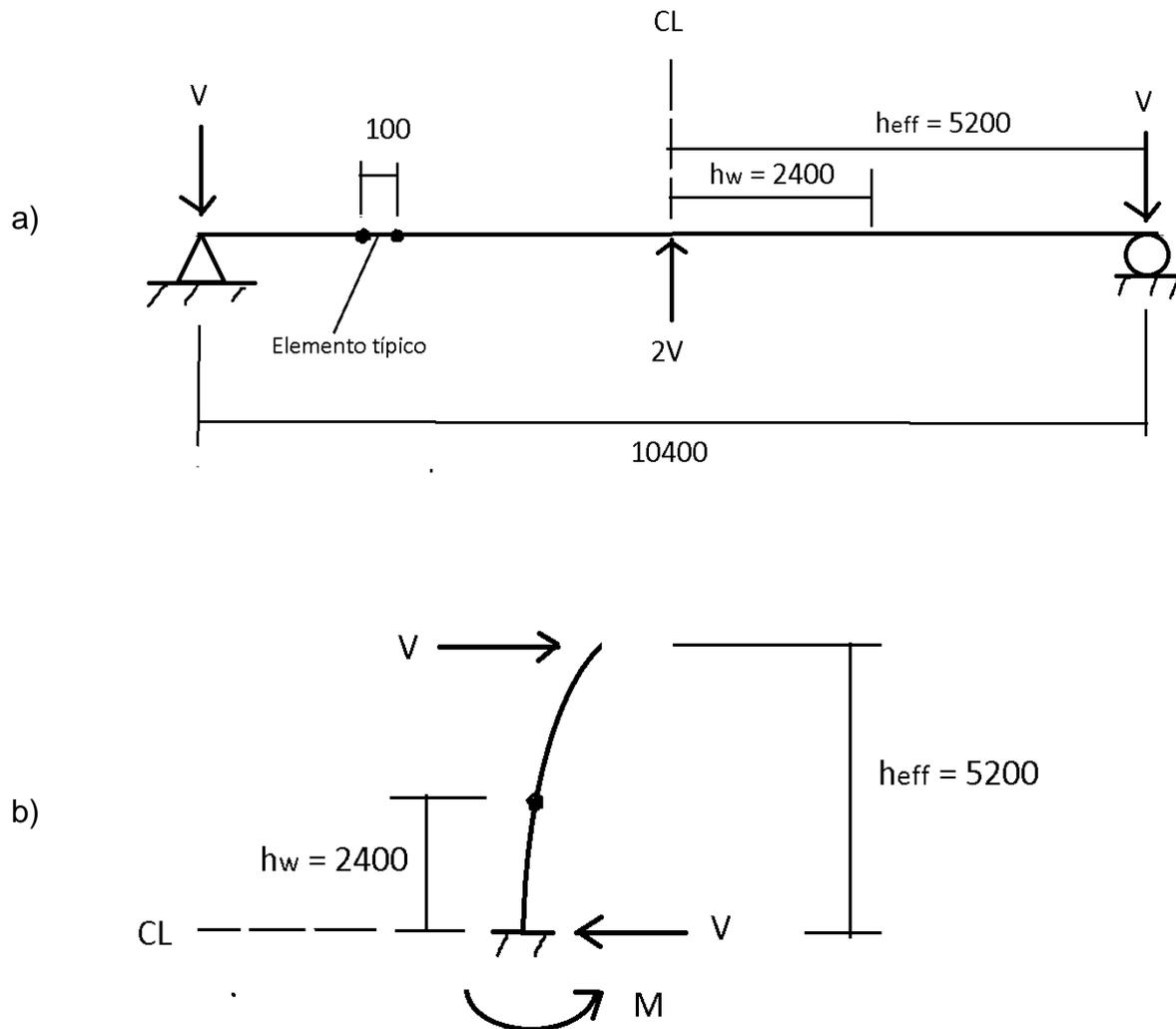


Figura 3.3. Viga modelada en el programa DEFDOCROS (dimensiones en mm):

a) viga completa, b) mitad de viga

Cada punto de la curva pushover está conformado por una pareja de valores, que son la fuerza lateral (correspondiente a la mitad de la carga aplicada en el centro de la viga para el ciclo de carga considerado) y el desplazamiento horizontal al nivel superior del tramo considerado. Para el caso en que se grafica la curva pushover del tramo realmente ensayado (cuya altura es  $h_w = 2400$  mm), el desplazamiento referido corresponde al desplazamiento relativo entre el punto central de la viga y un punto -bien sea hacia uno u otro lado de la viga- situado a 2400 mm de dicho centro; y para el caso

en que se grafica la curva pushover del tramo efectivo (cuya altura es  $h_{eff} = M/V = 5200$  mm), el desplazamiento referido corresponde al desplazamiento del punto central de la viga.

En las Figuras 3.4a y 3.4b se aprecian, respectivamente, la altura real de cada muro,  $h_w$ , y su correspondiente altura efectiva,  $h_{eff}$ .

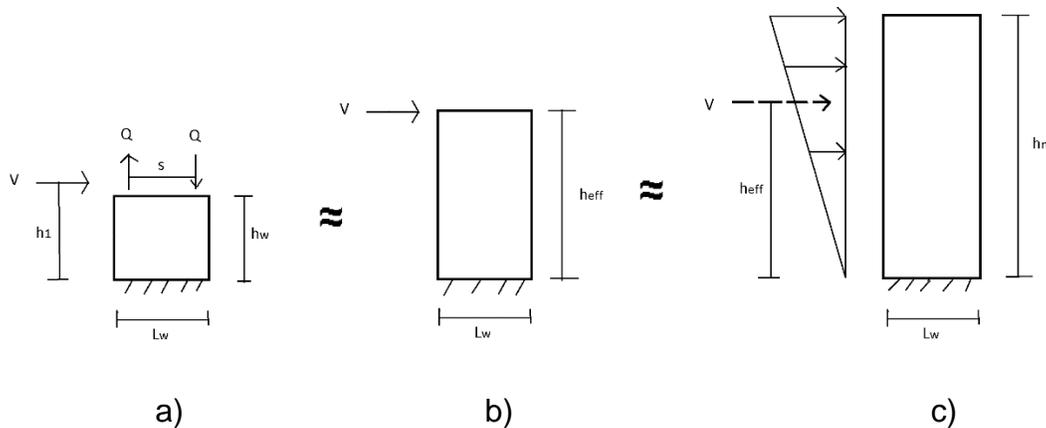


Figura 3.4. Alturas de muro consideradas: a) altura real  $h_w = 2400$  mm, b) altura efectiva  $h_{eff} = M/(VL_w)h_w = 2.08 \times 2400$  mm = 5200 mm, c) altura idealizada  $h_n \approx h_{eff}/0.70 \approx 7430$  mm.

Al momento de interpretar los resultados del programa DEFDOCROS [10] es importante considerar sus limitaciones, tales como: a) el programa sólo considera comportamiento a flexión, y b) el programa opera con incrementos de carga y no de desplazamientos, por lo que las curvas pushover sólo se pueden determinar hasta resistencia máxima (estado límite PLR).

### 3.9.1 Muro W4

En las Figuras 3.5a y 3.5b se muestran, para el tramo realmente ensayado y el efectivo, respectivamente, las curvas pushover del muro W4 para ambas direcciones de carga (FCC y FTC). Así mismo, sobre cada una de estas curvas se marcan los estados límites estimados para CM, YBC y PLR.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

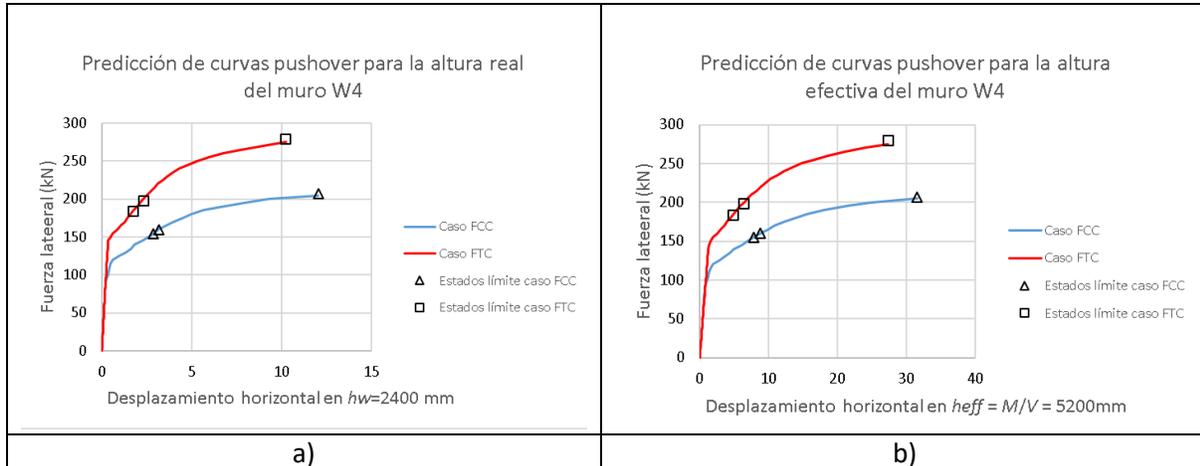


Figura 3.5. Curvas pushover del muro W4 estimadas con el software DEFDOCROS: a) tramo realmente ensayado, b) tramo efectivo

### 3.9.2 Muro W5

En las Figuras 3.6a y 3.6b se muestran, para el tramo realmente ensayado y el efectivo, respectivamente, las curvas pushover del muro W5 para ambas direcciones de carga (FCC y FTC). Así mismo, sobre cada una de estas curvas se marcan los estados límites estimados para CM, YBC y PLR.

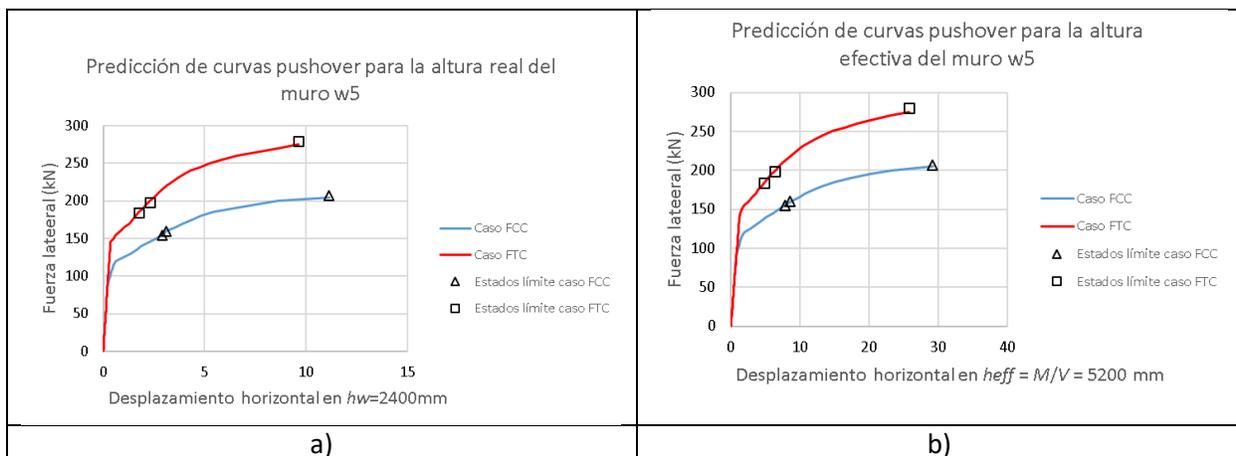


Figura 3.6. Curvas pushover del muro W5 estimadas con el software DEFDOCROS: a) tramo realmente ensayado, b) tramo efectivo

### 3.10 PREDICCIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE CM, YBC Y PLR

Con base en los valores de  $M_{Cr}$  (predichos en la Tabla 3.3) y de  $M_{YBC}$  y  $M_{PLR}$  (predichos de los diagramas momento – curvatura de las Figuras 3.1 y 3.2 elaborados

en DOCROS), así como a partir de las curvas pushover para los tramos de altura igual a la ensayada (2400 mm), se obtuvieron las derivas y los esfuerzos cortantes normalizados de los muros W4 y W5 correspondientes a los estados límite referidos, tal como se aprecia en la Tabla 3.6. Adicionalmente, recuérdese que para los casos de carga FTC de ambos muros, los estados límite PLR y LLR coinciden.

Tabla 3.6. Predicción de derivas y esfuerzos cortantes normalizados correspondientes a los estados límite CM, YBC y PLR de los muros W4 y W5

Estado límite	W4				W5			
	Deriva (%)		$\tau/\sqrt{f'_c}$		Deriva (%)		$\tau/\sqrt{f'_c}$	
	FCC	FTC	FCC	FTC	FCC	FTC	FCC	FTC
CM	0.120	-0.074	0.099	-0.118	0.120	-0.074	0.098	-0.117
YBC	0.133	-0.096	0.102	-0.126	0.130	-0.096	0.101	-0.125
PLR	0.502	-0.427	0.132	-0.178	0.465	-0.401	0.131	-0.176

Se aprecian en la Tabla 3.6 diferencias mínimas entre los valores de ambos muros, lo que sugiere que, por lo menos hasta el estado límite PLR, el impacto en la respuesta esperada por la diferencia de refuerzo de ambos especímenes es muy baja. Se aprecia también en la Tabla que los esfuerzos cortantes normalizados predichos para el estado límite PLR no exceden en más de un 80% a los del estado límite CM, lo cual es indicativo del impacto en la resistencia de las bajas cuantías empleadas.

### 3.11 PREDICCIÓN DE LA LONGITUD DE RÓTULA PLÁSTICA

El CEER [1] propone, con base en resultados de programas experimentales propios y otros similares, considerar una longitud de rótula plástica del orden de 3 veces el espesor del muro (es decir,  $L_p \approx 3t_w$ ) para los muros delgados. Esto significa que la longitud  $L_p$  prevista para los muros W4 y W5 es del orden de 300 mm.

### 3.12 PREDICCIÓN DE LA CAPACIDAD DE DERIVA Y DE LA DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO

Con un enfoque basado en desplazamientos y fundamentado en estudios analíticos y experimentales diversos, el CEER [1] propone la ecuación (3.6) para la

estimación de la deriva aproximada de techo ( $\delta_u/h_n$ ) para muros delgados gobernados por flexión de concreto reforzado:

$$\frac{\delta_u}{h_n} = 0.22 \frac{\epsilon_y}{L_w} h_n + \left( \frac{\epsilon_s + \epsilon_c}{L_w} - 1.4 \frac{\epsilon_y}{L_w} \right) \cdot 3t_w \quad (3.6)$$

En dicha ecuación,  $\delta_u$  es el desplazamiento de techo del muro;  $L_w$ ,  $h_n$  y  $t_w$  son la longitud, altura y espesor del muro, respectivamente;  $\epsilon_y$  es la deformación unitaria de fluencia del refuerzo longitudinal; y  $\epsilon_s$  y  $\epsilon_c$  (ambas con signo positivo) son la deformación unitaria a tracción en el refuerzo longitudinal y a compresión en el concreto, respectivamente, para el estado límite considerado. Nótese que el primer término de la ecuación referida considera el aporte del desplazamiento de fluencia,  $\delta_y$ , y el segundo, el aporte del desplazamiento plástico,  $\delta_p$ .

En la Tabla 3.7 se emplea la ecuación (3.6) para predecir la capacidad de deriva de los muros W4 y W5 para las direcciones de carga FCC y FTC. Para los cálculos referidos se consideró  $h_n = 7430$  mm, que corresponde a la altura idealizada por el ensayo, la cual se obtuvo como el cociente entre la altura efectiva  $h_{eff} = M/V = 5200$  mm y 0.70 (es decir, se consideró  $h_{eff} = 0.70h_n$ , lo cual se considera razonable para un elemento sometido a carga triangular invertida y comportamiento gobernado por el primer modo de vibración) (ver Figura 3.4c).

También para los cálculos con la ecuación (3.6) se tomaron los valores de  $\epsilon_y$  y de  $\epsilon_s = \epsilon_{su}$  de la barra de acero más traccionada para la dirección de carga evaluada, así como  $\epsilon_c = 0.0035$ . Nótese que tal valor de  $\epsilon_c$  es un poco mayor al especificado por la NSR-10 [2] para concreto confinado (0.003), con el fin de tomar en cuenta que el concreto cercano a la base del muro tiene una mayor capacidad de deformación en compresión debido al efecto de confinamiento que le suministra la viga de fundación.

Nótese que en la Tabla 3.7 se calcularon dos veces las capacidades de deriva del muro W5. Una, considerando el refuerzo de la base (bastones) y otra considerando el refuerzo por encima de la zona de traslapes (malla electrosoldada). Para el caso de carga

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

FTC, ambas predicciones coinciden, puesto que en ambas secciones (la base y por encima de los traslapes) se emplearon barras No. 4 en la aleta. Para el caso de carga FCC, las capacidades de deriva predichas por la ecuación (3.6) son menores para la sección donde se encuentra la malla electrosoldada (sin embargo, no necesariamente dicha sección es la que controla la capacidad de deriva para la dirección referida, ya que a la altura donde terminan los traslapes los momentos actuantes son un poco menores a los de la base, y el esfuerzo de fluencia de la malla es mayor al de las barras No. 2 de la base -efecto de sobre-resistencia-).

Tabla 3.7. Predicción de la capacidad de deriva de los muros W4 y W5 para el tramo idealizado ( $h_n = 7430$  mm), estado límite LLR.

Muro	Caso de carga	$\epsilon_y$	$\epsilon_{su}$	$\delta_u / h_n$ (%)	$\delta_y$ (mm)	$\delta_u$ (mm)
Muro W4 (y muro W5 al considerar el refuerzo en la base)	FCC	0.0028	0.06	0.90	14	67
	FTC	0.0021	0.10	-1.34	-10	-100
Muro W5 (al considerar el refuerzo por encima de los traslapes)	FCC	0.0036	0.025	0.52	18	39
	FTC	0.0021	0.10	-1.34	-10	-100

A partir de los resultados obtenidos, en la Tabla 3.8 se presentan la capacidad de deriva ( $\delta_u/h_w$ ), el desplazamiento de fluencia ( $\delta_y$ ), el desplazamiento total ( $\delta_u$ ), y la ductilidad de desplazamiento ( $\mu_\Delta = \delta_u/\delta_y$ ) del tramo realmente ensayado ( $h_w = 2400$  mm).  $\delta_y$  para el tramo real fue obtenido a partir de  $\delta_y$  para el tramo idealizado, considerando la ecuación de la curva elástica.

Tabla 3.8. Predicción de la capacidad de deriva y de la ductilidad de desplazamiento de los muros W4 y W5 para el tramo real ( $h_w = 2400$  mm), estado límite LLR.

Muro	Caso de carga	Tramo real ( $h_w = 2400$ mm)			
		$\delta_u / h_w$ (%)	$\delta_y$ (mm)	$\delta_u$ (mm)	$\mu_\Delta = \delta_u/\delta_y$
Muro W4 (y muro W5 al considerar el refuerzo en la base)	FCC	0.82	2.5	19.6	7.8
	FTC	-1.28	-1.8	-30.8	17.1
	FCC	0.41	3.2	9.9	3.1

Muro W5 (al considerar el refuerzo por encima de los traslapos)	FTC	-1.28	-1.8	-30.8	17.1
---	-----	-------	------	-------	------

### 3.13 PREDICCIÓN DEL ESPESOR DE LA GRIETA EN LA BASE PARA EL CASO DE CARGA FCC Y ESTADO LÍMITE LLR

Los ensayos de Lu et al. [42] en seis muros gobernados por flexión (relaciones  $M/(VL_w)$  entre 2 y 6), con cargas axiales bajas (ALR entre 0.0% y 6.6%), con refuerzo vertical uniformemente distribuido y de baja cuantía (0.53%), presentaron una respuesta lateral controlada por una o dos grietas amplias en la base (como ejemplo, en la Figura 3.7a se muestra el patrón de agrietamiento y el espesor de las fisuras del espécimen C1, el cual tenía  $M/(VL_w) = 2$ , ALR = 3.5% y no tenía estribos). La investigación referida indica que, para el tipo de muros estudiado, es posible establecer una relación geométrica entre la capacidad de deriva y la rotación en la base, tal como lo muestra la Figura 3.7b.

Considerando la baja cuantía de refuerzo en el alma de los muros W4 y W5, sin refuerzo concentrado en los extremos, se empleó el modelo de la Figura 3.7b para calcular el espesor previsto de la grieta de la base de dichos muros para el caso de carga FCC y estado límite LLR. Para ello, el desplazamiento en el tope de dicha Figura se consideró equivalente al desplazamiento plástico  $\delta_p$  de los muros W4 y W5, el cual se puede obtener a partir de los resultados de la Tabla 3.8. Con  $L_w = 2500$  mm,  $h_w = 2400$  mm y  $\delta_p = \delta_u - \delta_y = 19.6 - 2.5 = 17.1$  mm, se encuentra un espesor de grieta de 17.8 mm.

Nótese que el espesor previsto de grieta encontrado fue igual para los dos especímenes, puesto que el refuerzo en la base de ambos muros es el mismo. Sin embargo, la respuesta del muro W5 a partir del final de los traslapos podría alterar el comportamiento previsto, debido a la limitada capacidad de deformación de la malla electrosoldada.

Para el caso de cargas FTC no se empleó el modelo de la Figura 3.7b, pues la cuantía de refuerzo de la aleta es significativa (del orden del 1.1%). Por lo tanto, en dicha aleta y para la dirección de carga referida se espera una mejor distribución en altura de

la plastificación, con mayor cantidad de grietas y de menores espesores a los esperados en el borde del alma para el caso FCC.

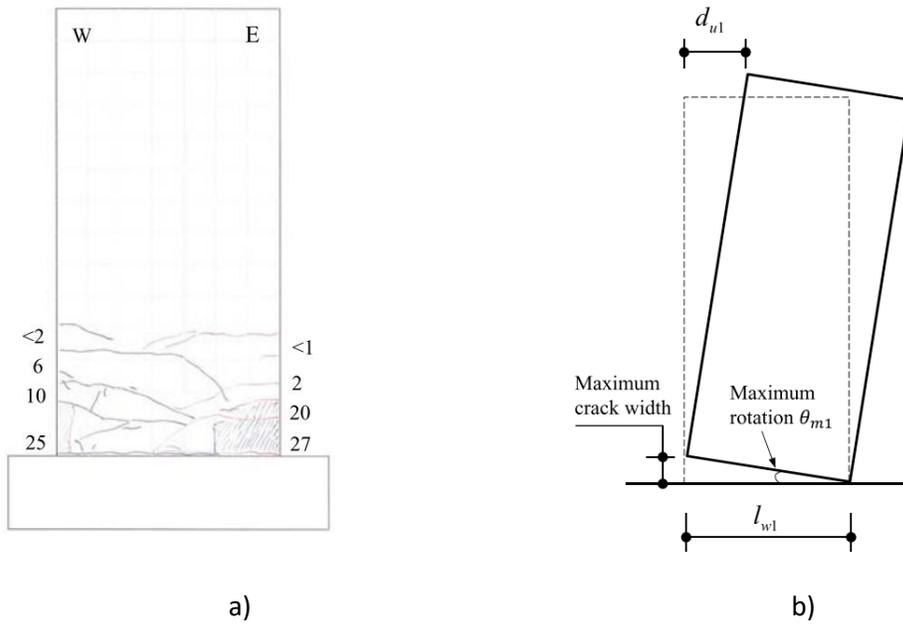


Figura 3.7. Programa experimental de Lu et al. [42]: a) Patrón final de agrietamiento y espesores máximos medidos de fisuras (en mm) del espécimen C1, b) Modelo de única grieta para muros de CR con bajas cuantías.

## **4 AGRIETAMIENTO Y MODO DE FALLA DE LOS MUROS, REGISTRO DE LOS SENSORES**

### **4.1 AGRIETAMIENTO Y MODO DE FALLA**

#### **4.1.1 Espécimen W4**

Las primeras fisuras visibles (0.1 mm) se presentaron en la base del muro al desplazar el espécimen hacia la aleta (caso de carga FCC) para una deriva de +0.04%. Estas primeras fisuras se propagaron horizontalmente a lo largo del muro justo en la conexión muro-viga de fundación. En los siguientes ciclos no se registraron fisuras por encima de la base del muro hasta una deriva de +0.05% (1.2 mm). Al alcanzar una deriva de +0.07% con la aleta sometida a compresión, se presentó una segunda fisura en el borde del alma localizada a 550 mm de la base del muro (por encima de la zona de traslapos). Al revertir la dirección de la carga en el siguiente ciclo (aleta sometida a tracción, o sea caso FTC), se generaron, de forma simultánea, dos nuevas fisuras de 0.1 mm de espesor localizadas justo sobre la aleta a una altura de 800 mm y 1200 mm de la base del muro.

La fisura ubicada a 800 mm alcanzó a propagarse ligeramente al interior del alma del muro. Cuando se alcanzó una deriva igual a +0.08% y con la aleta comprimida, las fisuras en la base del muro y la localizada a 550 mm sobre la base del muro y el extremo del alma, se habían propagado más allá de la mitad de la longitud del espécimen. Para este mismo nivel de deriva se registró una tercera fisura en el alma a una altura de 1700 mm de la base del muro. En los siguientes ciclos comenzaron a presentarse fisuras en la aleta en toda la altura del muro, las cuales fueron propagándose hacia el centro del muro.

Al concluir los dos ciclos correspondientes a la deriva de +0.42%, las cuatro fisuras generadas por tracción en el alma, habían logrado propagarse a lo largo de todo el muro. La fisura que se generó a partir de 1700 mm de la base del muro tuvo mayor inclinación y se propagó justo hasta la base de la aleta. De igual forma, las fisuras que se generaron por tracción en la aleta se propagaron con una inclinación variable y sobrepasaron la

mitad de la longitud del espécimen. La inclinación de las fisuras aumentó con la altura, de modo que las más cercanas a la base eran aproximadamente horizontales y las más altas llegaron a aproximadamente 45°. El espesor de las fisuras fue mayor para las más cercanas a la base del muro [3,6,13]. En las Figuras 4.1 a 4.5 se aprecian algunas fotos del estado del espécimen a diferentes niveles de deriva. Nótese en dichas figuras que las fisuras se iban dibujando al final de los semiciclos en la medida en que iban apareciendo: en negro las de los semiciclos FCC y en rojo las de los semiciclos FTC.

La falla se presentó primero para la condición de carga con la aleta a compresión (caso FCC) y se dio por la fractura del refuerzo a tracción en el alma justo en la base del muro. La primera fractura del refuerzo se presentó a una deriva de +0.63%, cuando se estaba aplicando el primer ciclo de deriva de +0.83% (el ruido de las barras al fracturarse fue sentido durante el ensayo). Al continuar con dicho ciclo se registró la pérdida del 20% de pérdida de resistencia máxima a una deriva de +0.79%, seguida de una falla por deslizamiento en la base para una deriva de +0.83%. (Figura 4.5a).

La falla para la condición de carga con la aleta a tracción (caso FTC) se presentó al aplicar el primer ciclo de deriva de -0.83% (es decir, al reversar el ciclo que produjo la falla para la condición de aleta a compresión). En dicho ciclo se produjo primero fractura del refuerzo a tracción de la aleta a una deriva de -0.74%, seguida por el aplastamiento del concreto del alma, lo que llevó a una pérdida del 20% de resistencia máxima a una deriva de -0.85% (Figura 4.5b).

En ningún momento del ensayo se evidenciaron fisuraciones en la conexión entre el alma y la aleta. Tampoco se apreciaron, a simple vista, desplazamientos fuera del plano que indicaran pandeo de la sección.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

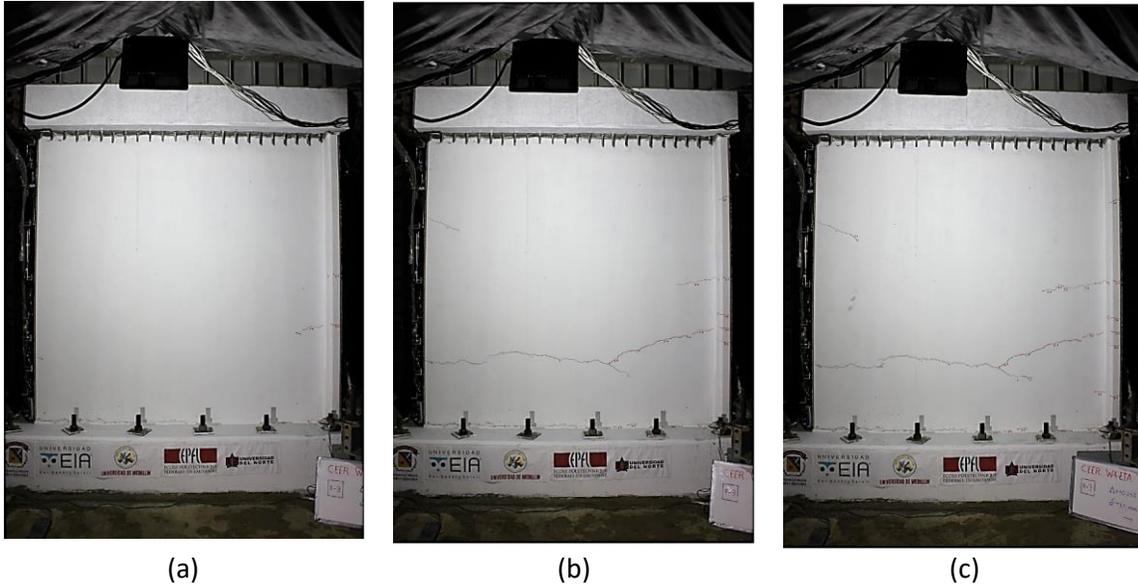


Figura 4.1. Registro fotográfico del ensayo del muro W4 al final de los segundos ciclos con aleta a compresión (FCC): a) Deriva de +0.083%, b) Deriva de +0.10% y c) Deriva de +0.125%.

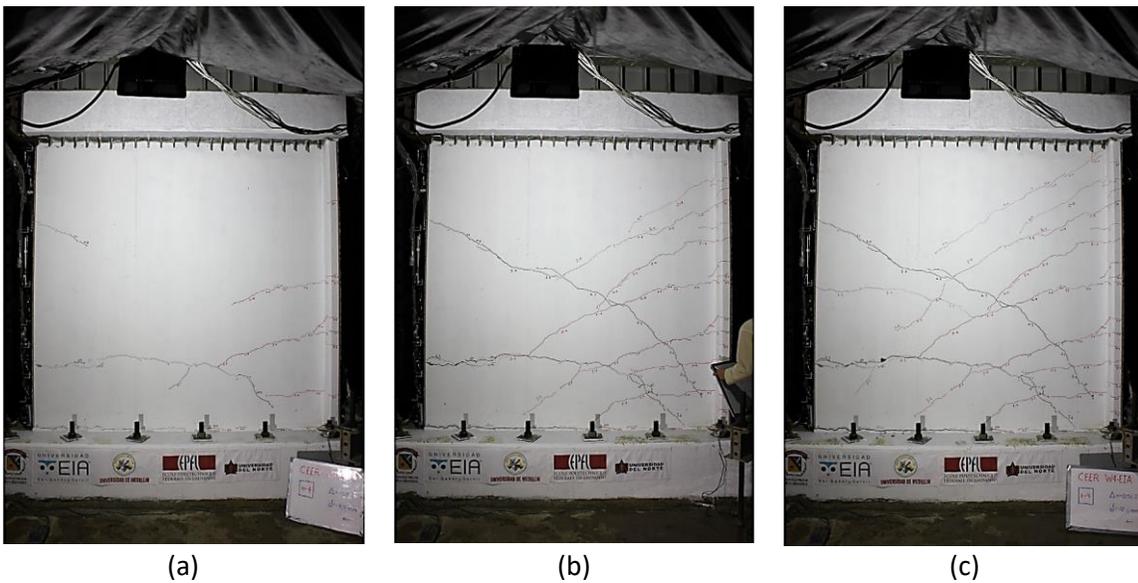


Figura 4.2. Registro fotográfico del ensayo del muro W4 al final de los segundos ciclos con aleta a compresión (FCC): a) Deriva de +0.17%, b) Deriva de +0.42% y c) Deriva de +0.50%.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

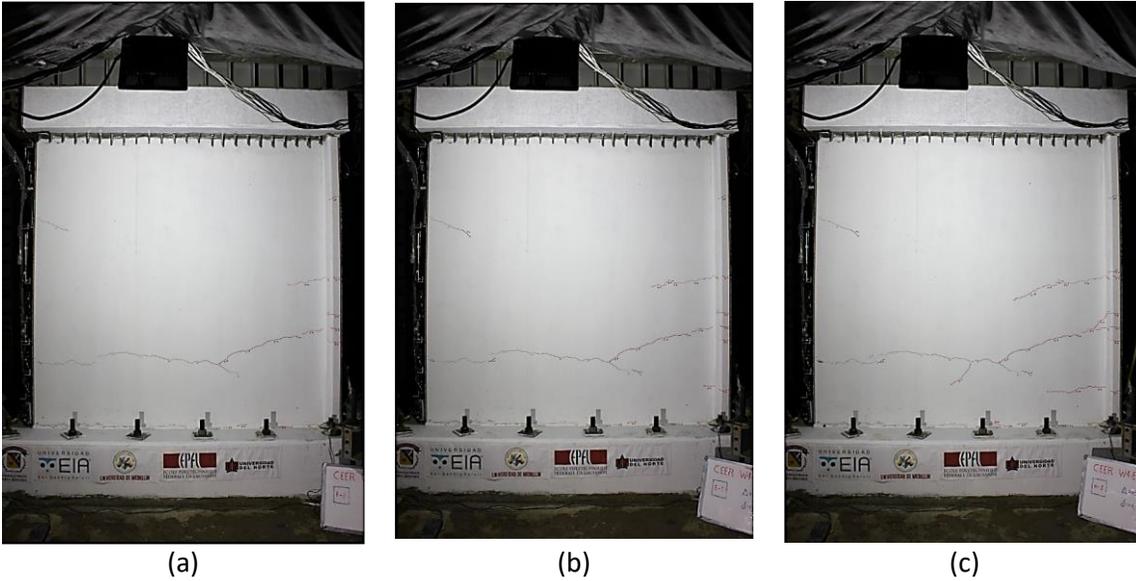


Figura 4.3. Registro fotográfico del ensayo del muro W4 al final de los segundos ciclos con aleta a tracción (FTC): a) Deriva de  $-0.083\%$ , b) Deriva de  $-0.10\%$  y c) Deriva de  $-0.125\%$ .

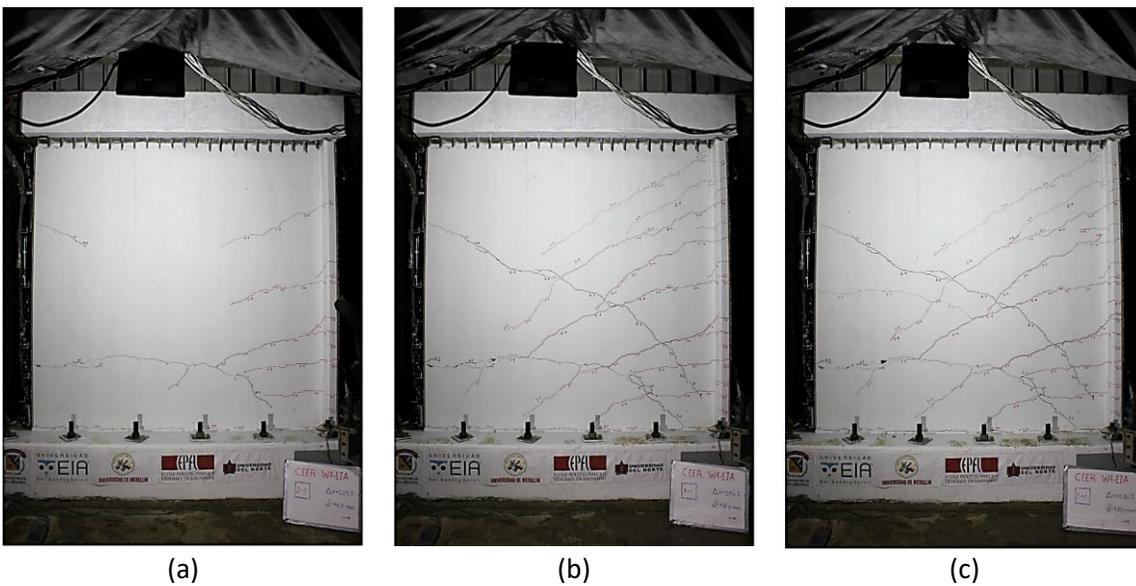


Figura 4.4. Registro fotográfico del ensayo del muro W4 al final de los segundos ciclos con aleta a tracción (FTC): a) Deriva de  $-0.17\%$ , b) Deriva de  $-0.42\%$  y c) Deriva de  $-0.50\%$ .

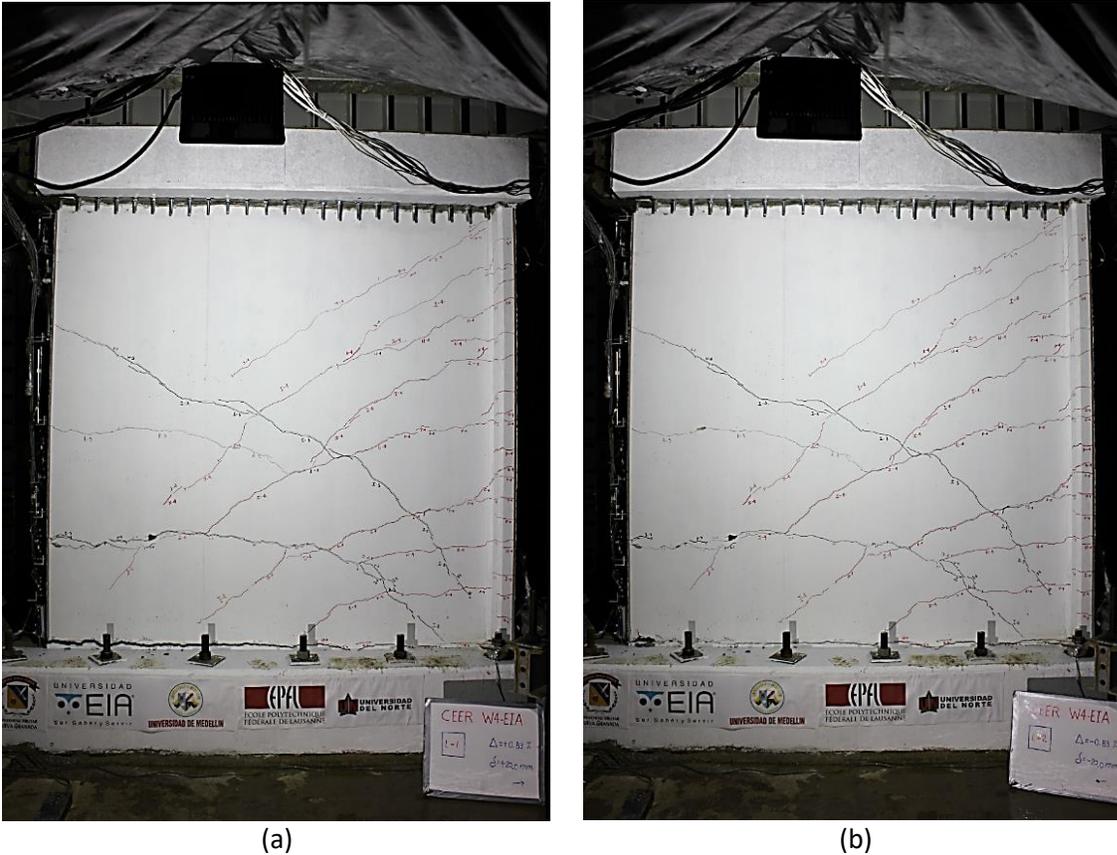


Figura 4.5. Registro fotográfico de la falla del muro W4. a) fractura a tracción del refuerzo del alma en la base del muro para estado de aleta a compresión (FCC) y b) aplastamiento del concreto del alma en la base del muro para el estado de aleta a tracción (FTC).

#### 4.1.2 Espécimen W5

La primera grieta visible (0.1 mm) se presentó en la base del muro al desplazar el espécimen hacia la aleta (caso FCC) para una deriva del +0.05%. Esta grieta permaneció como la única significativa durante varios ciclos hasta que una segunda grieta a 1200 mm de altura apareció en el borde del alma a una deriva de +0.42% para la misma dirección de carga (FCC). Una grieta secundaria localizada en la interfase del muro y la viga superior había aparecido en un ciclo anterior al de la grieta de 1200 mm, pero no exhibió apertura aparente. La propagación del agrietamiento a lo largo de la aleta fue similar a la del muro W4, pues se distribuyó en toda la altura del muro.

Los bastones (o sea las barras verticales cortas ancladas a la viga de fundación) localizadas cerca de la aleta comenzaron a fracturarse a una deriva de  $-0.50\%$ , cuando se estaba aplicando el segundo ciclo de deriva de  $-0.50\%$  (caso FTC) [3,6]. En las Figuras 4.6 a 4.8 se aprecian algunas fotos del estado del espécimen a diferentes niveles de deriva. Nótese en dichas figuras que, a diferencia del espécimen W4, el patrón de agrietamiento no fue dibujado sobre la superficie del muro, sino que fue obtenido mediante técnicas de correlación de imágenes, para lo cual se dibujó un patrón de puntos de alto contraste sobre la superficie del muro y se tomaron fotografías con una cámara digital de alta resolución cada 30 segundos [6]. En las Figuras 4.9 y 4.10 se aprecia el patrón de agrietamiento a diferentes niveles de deriva, obtenido con la técnica referida.

La falla se presentó primero para la condición de carga con la aleta a compresión (caso FCC) y se dio por la fractura del refuerzo a tracción en el alma justo en la base del muro (Figuras 4.8a y 4.10a). Su evolución fue así: cuando se estaba aplicando el segundo ciclo de  $+0.83\%$  de deriva para caso FCC, se evidenció una caída de aproximadamente 10 kN en la capacidad de carga lateral a una deriva de  $+0.61\%$  asociada a ruptura de uno de los bastones de acero en el alma (el ruido de las barras al fracturarse fue sentido durante el ensayo), instante en el cual también se alcanzó una pérdida del 20% de resistencia máxima para esa dirección, la cual se mantuvo aproximadamente constante hasta el final del ciclo. También para el mismo nivel de deriva y dirección de carga se presentó pérdida del recubrimiento de concreto del borde del alma, a la altura de la base.

La falla para la condición de carga con aleta a tracción (caso FTC) se generó por aplastamiento del concreto del alma justo en la base del muro (Figuras 4.8b y 4.10b), cuyo inicio se hizo evidente en el segundo ciclo de deriva de  $-0.83\%$  y estuvo acompañado por fractura del refuerzo a tracción en la aleta. Sin embargo, la pérdida del 20% de resistencia máxima se presentó a una deriva de  $-1.04\%$  cuando se estaba aplicando el primer ciclo de deriva de  $-1.17\%$ .

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

Aunque en el ensayo se realizó un semiciclo adicional con deriva de +1.17%, no se alcanzó durante el mismo capacidades de carga iguales o superiores al 80% de la resistencia máxima en la dirección FCC.

En ningún momento del ensayo se evidenciaron fisuraciones en la conexión entre el alma y la aleta. Tampoco se apreciaron, a simple vista, desplazamientos fuera del plano que indicaran pandeo de la sección.

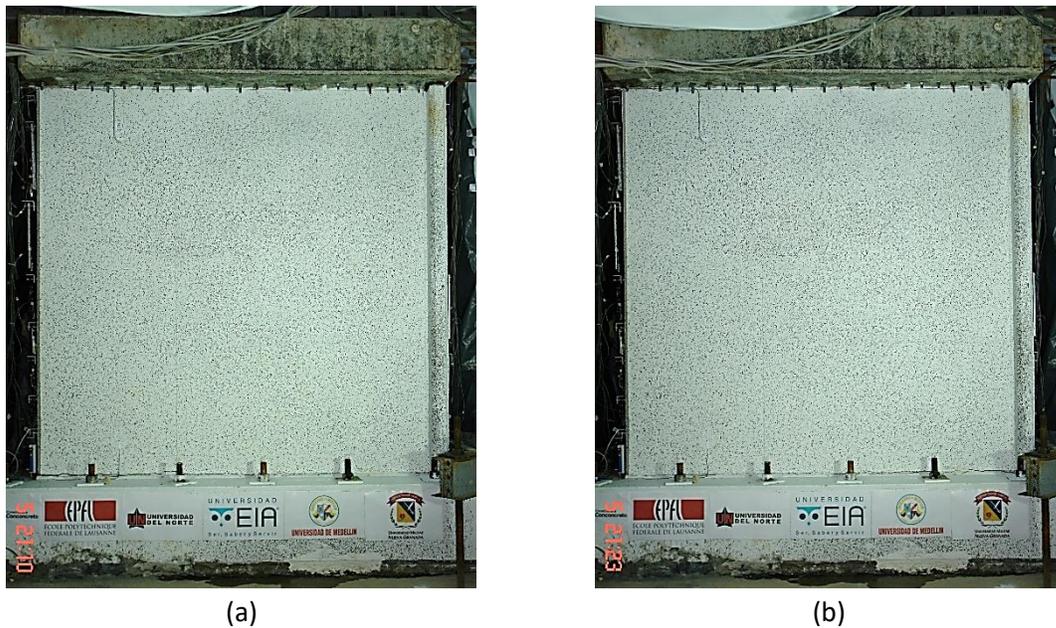


Figura 4.6. Registro fotográfico del ensayo del muro W5 al final de los segundos ciclos con: a) Deriva de +0.50% con aleta comprimida (FCC) y b) Deriva de -0.50% con aleta traccionada (FTC).

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*



(a)



(b)

Figura 4.7. Registro fotográfico del ensayo del muro W5 al final de los segundos ciclos con: a) Deriva de +0.83% con aleta comprimida (FCC) y b) Deriva de -0.83% con aleta traccionada (FTC).



(a)



(b)

Figura 4.8. Registro fotográfico de la falla del muro W5: a) fractura a tracción del refuerzo del alma en la base del muro para estado de aleta a compresión (FCC) y b) aplastamiento del concreto del alma en la base del muro para el estado de aleta a tracción (FTC).

Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de  
muros delgados de edificios de concreto reforzado

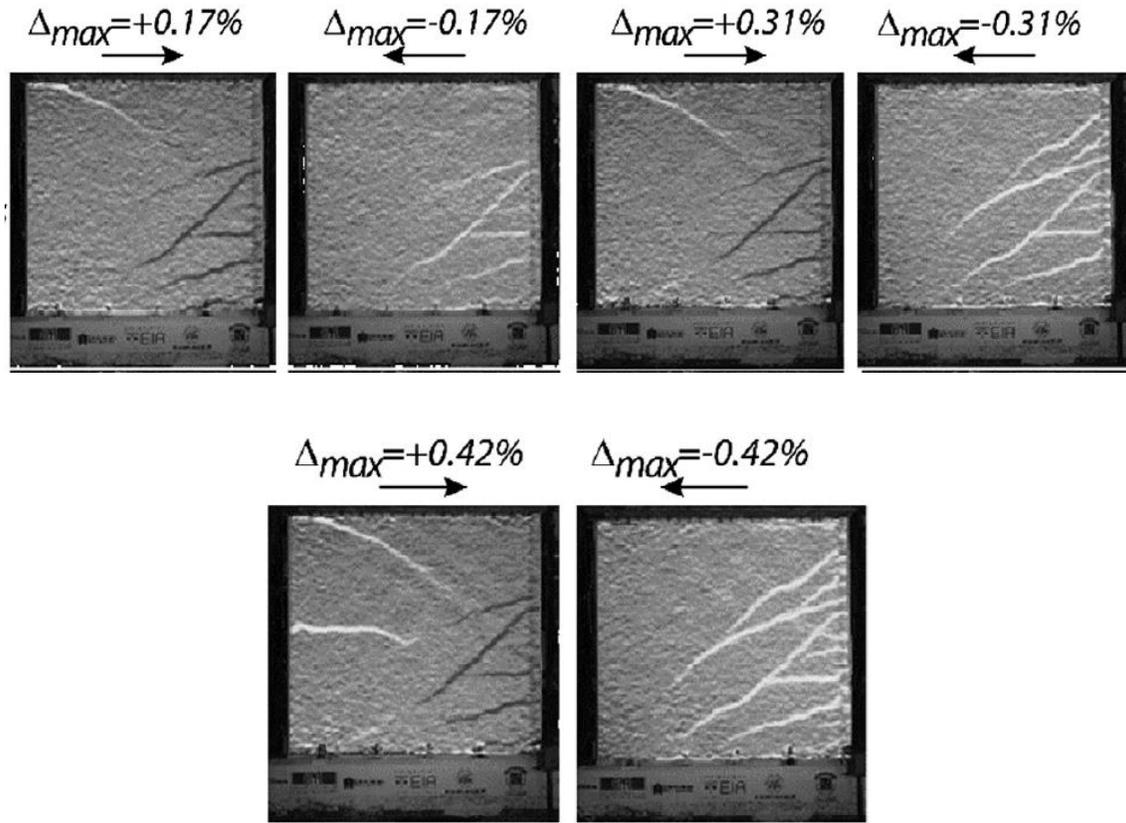


Figura 4.9. Evolución del agrietamiento del muro W5 para tres relaciones de deriva, obtenido por técnicas de correlación de imágenes. La amplitud de las grietas no representa el ancho de las mismas sino una región de grandes deformaciones unitarias verticales alrededor de ellas. Referencia: Blandón et al. [6].

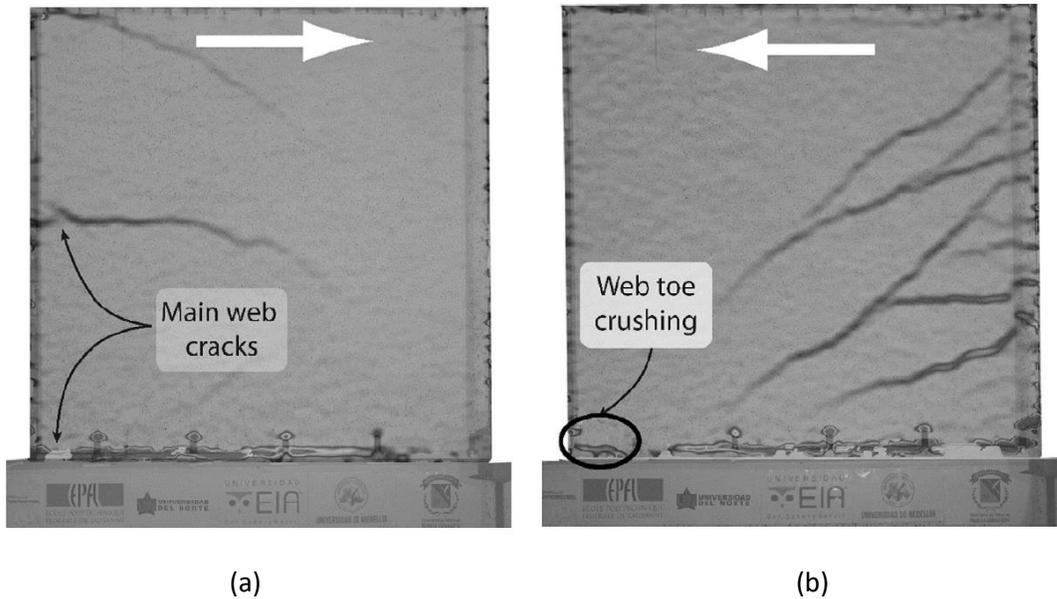


Figura 4.10. Patrón de agrietamiento al final del ensayo del muro W5 obtenido por técnicas de correlación de imágenes: a) caso FCC, b) caso FTC. La amplitud de las grietas no representa el ancho de las mismas sino una región de grandes deformaciones unitarias verticales alrededor de ellas. Referencia: Blandón et al. [6].

## 4.2 REGISTRO DE LOS SENSORES

Como se indicó en el capítulo 2, los especímenes fueron instrumentados con 41 sensores. La numeración de los mismos se encuentra en la Figura 2.29, la cual se repite a continuación.

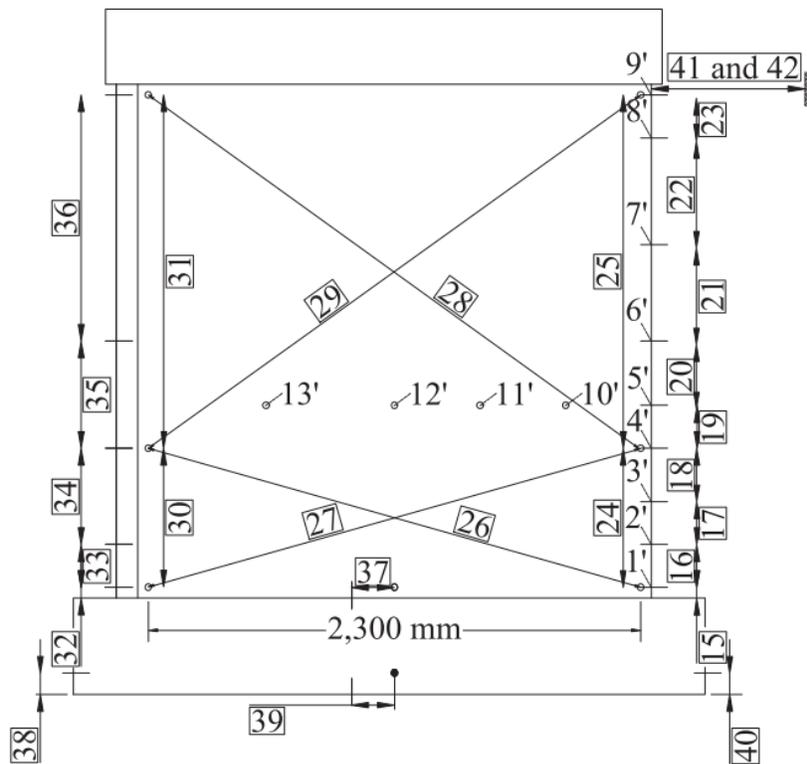


Figura 2.29 (repetida). Disposición de la instrumentación y numeración de los sensores de los muros W4 y W5. Referencia: Blandón et al. [6].

Las relaciones fuerza lateral vs. deriva por cada muro, obtenidas con base en los registros del actuador horizontal y las historias de desplazamiento de los sensores 41 y 42, respectivamente, se muestran en la Figura 4.11. Las derivas fueron obtenidas como el cociente entre el desplazamiento registrado por el sensor y la altura del muro (2400 mm). Como se aprecia en dicha figura, las gráficas son prácticamente idénticas para el muro W4 pero presentaron una diferencia notable para el muro W5, debido a errores en el registro del sensor 42 de dicho muro. Por lo tanto, las derivas que se usarán como referencia para los resultados de ambos muros serán las obtenidas a partir de los registros del sensor 41.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

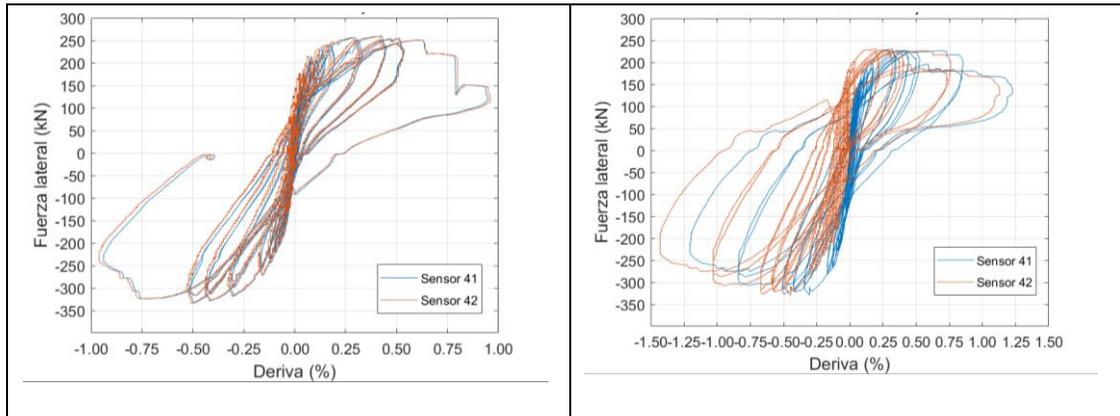


Figura 4.11. Relaciones fuerza lateral vs. Deriva, con base en los registros del actuador horizontal y los sensores 41 y 42 de los muros W4 y W5.

La comparación en una misma gráfica de las relaciones fuerza lateral vs. deriva de ambos muros, se presenta en la Figura 4.12.

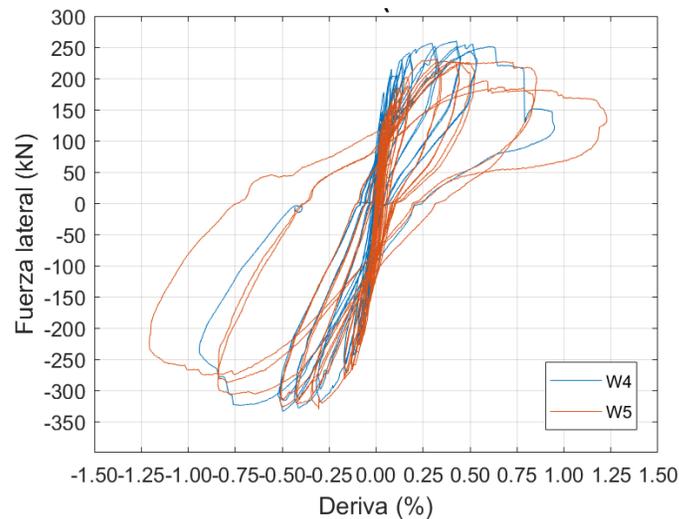


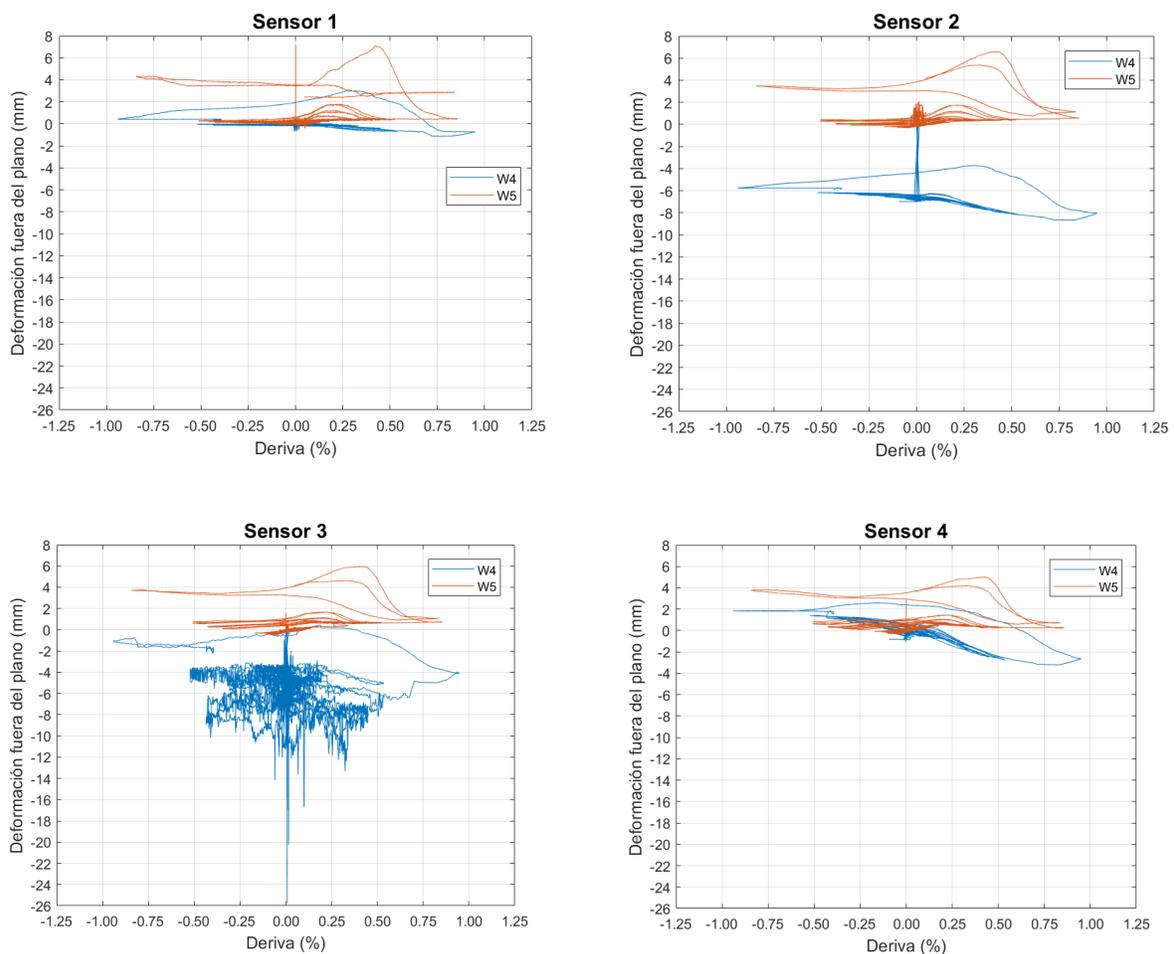
Figura 4.12. Relaciones fuerza lateral vs. Deriva, con base en los registros del actuador horizontal y el sensor 41 de los muros W4 y W5.

El historial de los sensores 1' a 13', los cuales registraron los desplazamientos fuera del plano, se muestra en la Figura 4.13. Es importante indicar que los desplazamientos presentados en dicha figura no corresponden a los desplazamientos fuera del plano realmente registrados por los sensores referidos, sino que incluyen una

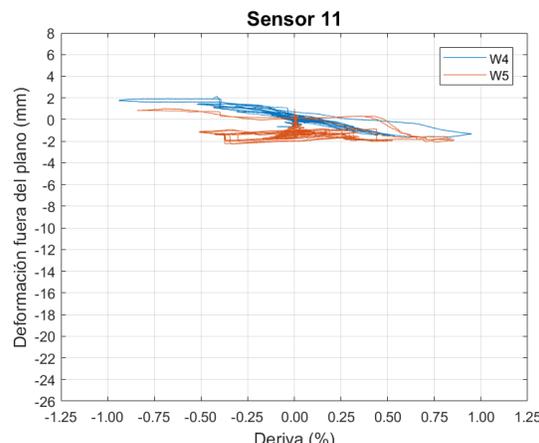
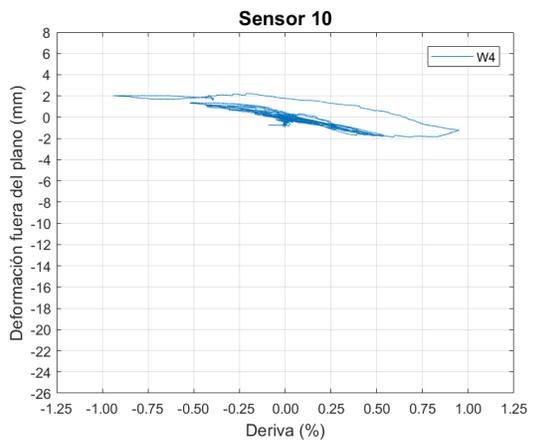
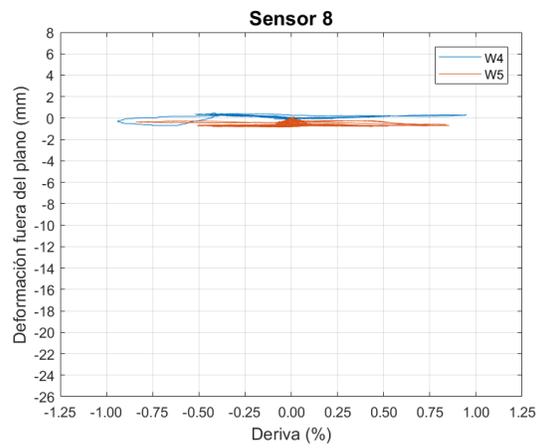
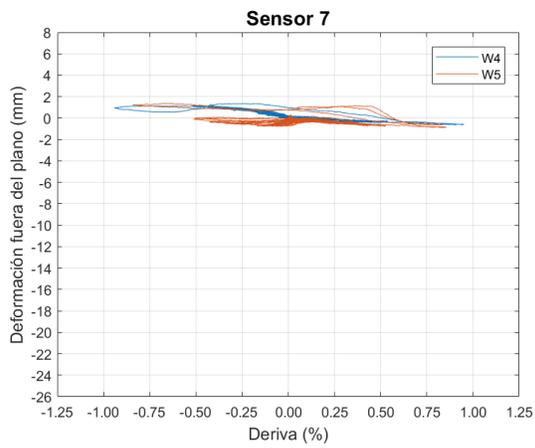
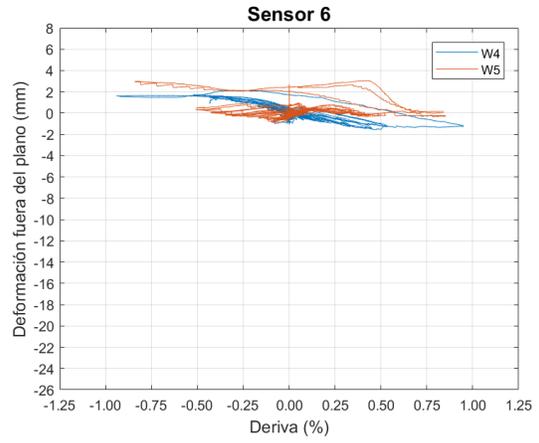
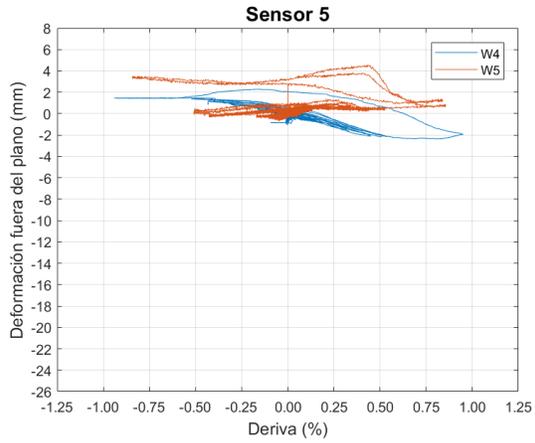
*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

corrección para descartar la parte de dichos desplazamientos asociada a un movimiento como cuerpo rígido fuera del plano que experimentaron los especímenes. Tal movimiento como cuerpo rígido se debió posiblemente a una ligera desviación entre el eje del actuador horizontal y el plano del muro, y fue detectada con base en los registros del sensor 9', el cual se ubicó muy próximo al actuador referido. Los máximos registros de dicho sensor para los muros W4 y W5 fueron de 11 mm y de 13 mm, respectivamente.

En la Figura 4.13 no se presentan los registros de los sensores de cuerda 10' y 12' del muro W5, ya que las cuerdas de dichos sensores se despegaron del espécimen en el transcurso del ensayo.



*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*



*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

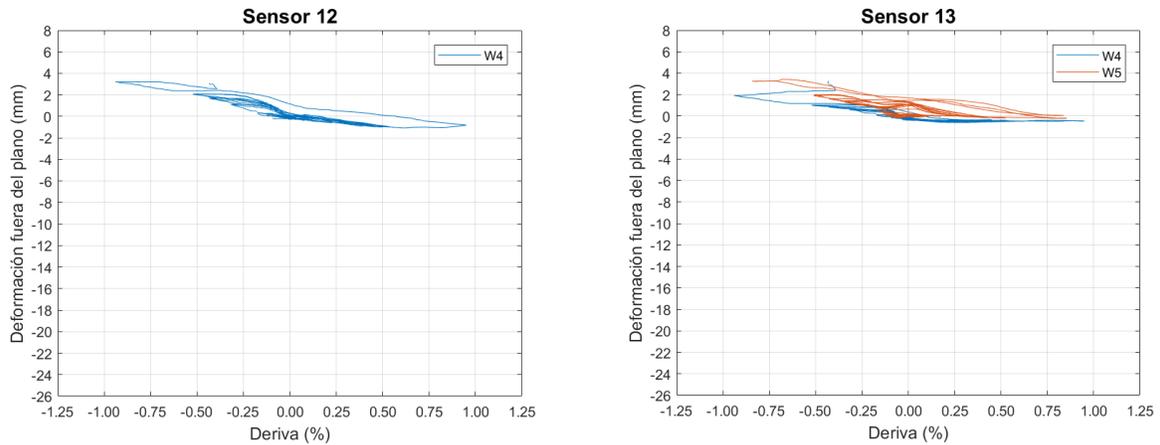
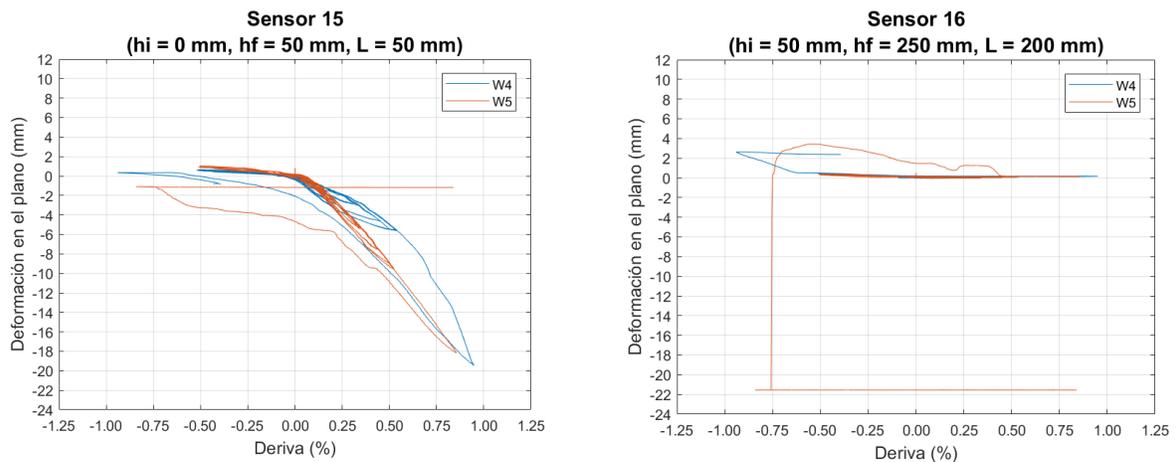
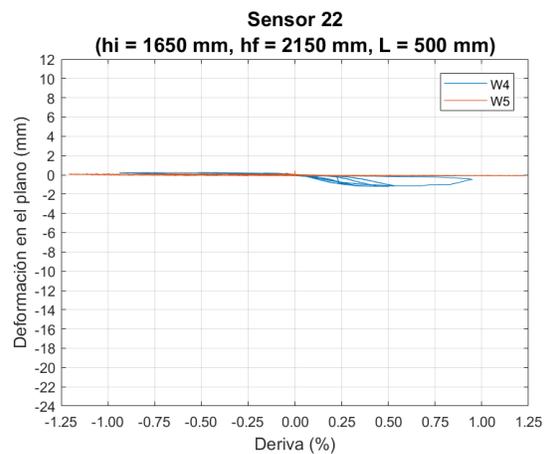
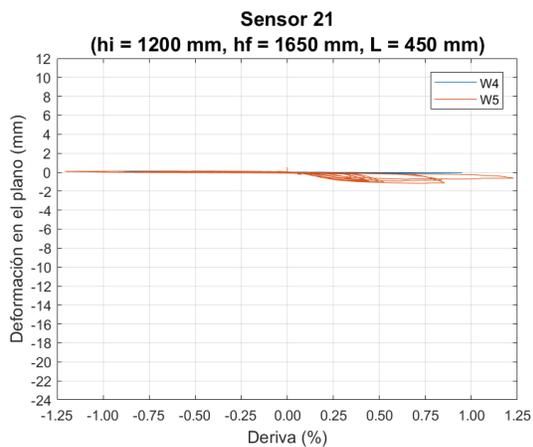
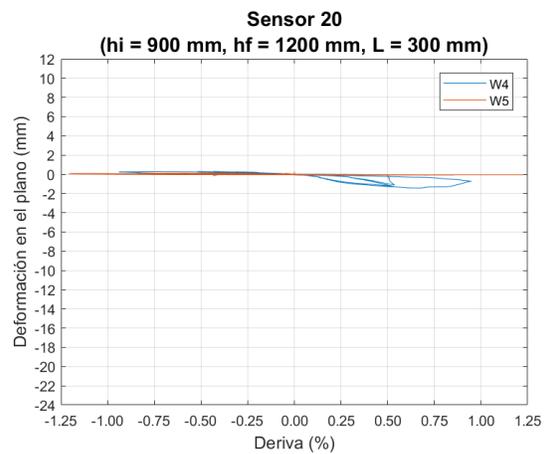
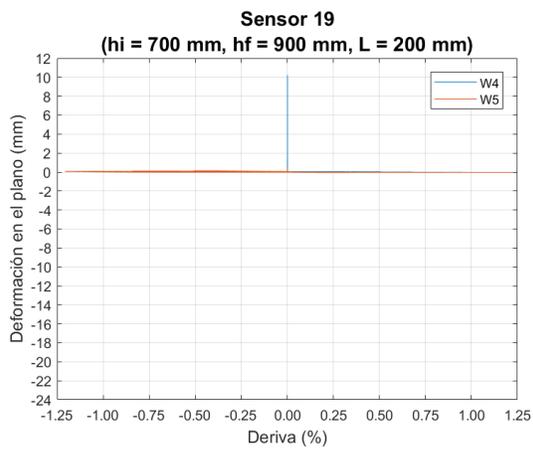
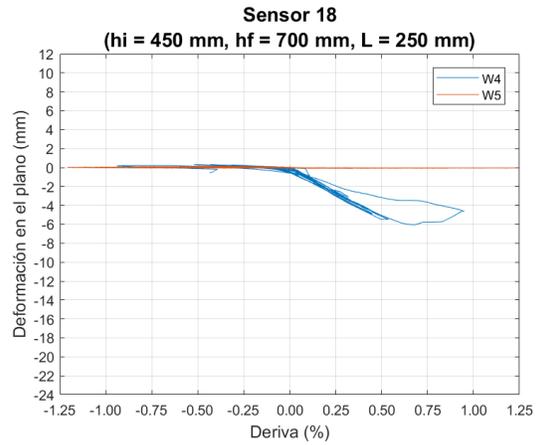
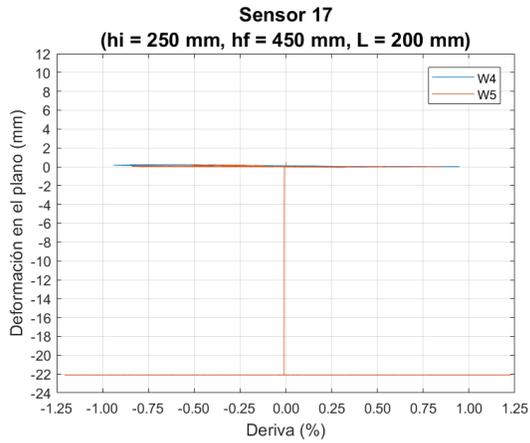


Figura 4.13. Historia de desplazamientos fuera del plano registrada por los sensores 1´ a 13´ de los muros W4 y W5.

El historial de los sensores 15 a 23, los cuales se ubicaron en el borde del alma y registraron los desplazamientos verticales en el plano del muro, se muestra en la Figura 4.14. Es importante indicar que el aplastamiento del concreto en el borde del alma generó que los sensores 16 y 17 se despegaran del muro W5 poco antes y después, respectivamente, de alcanzar el estado límite LLR para el caso de carga FCC.



*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*



*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

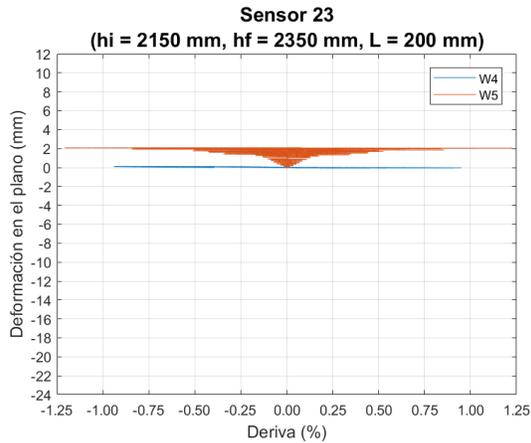
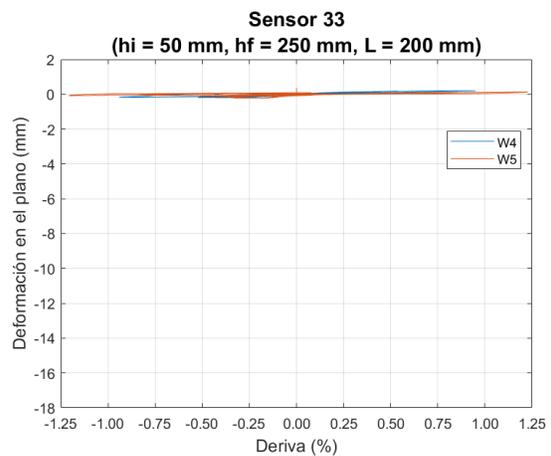
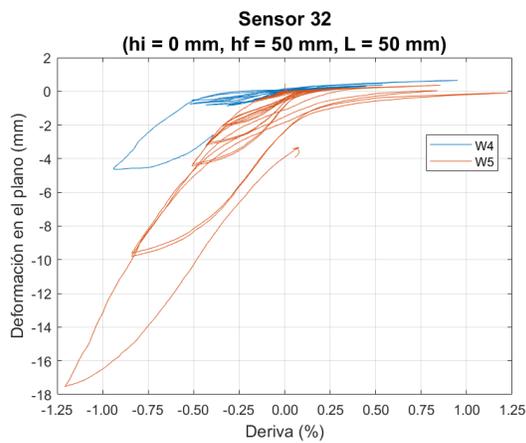


Figura 4.14. Deformaciones en el plano vs. deriva, registradas por los sensores ubicados en el borde del alma de los muros W4 y W5 (sensores 15 a 23).

El historial de los sensores 32 a 36, los cuales se ubicaron en el borde de la aleta y registraron los desplazamientos verticales en el plano del muro, se muestra en la Figura 4.15.



*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

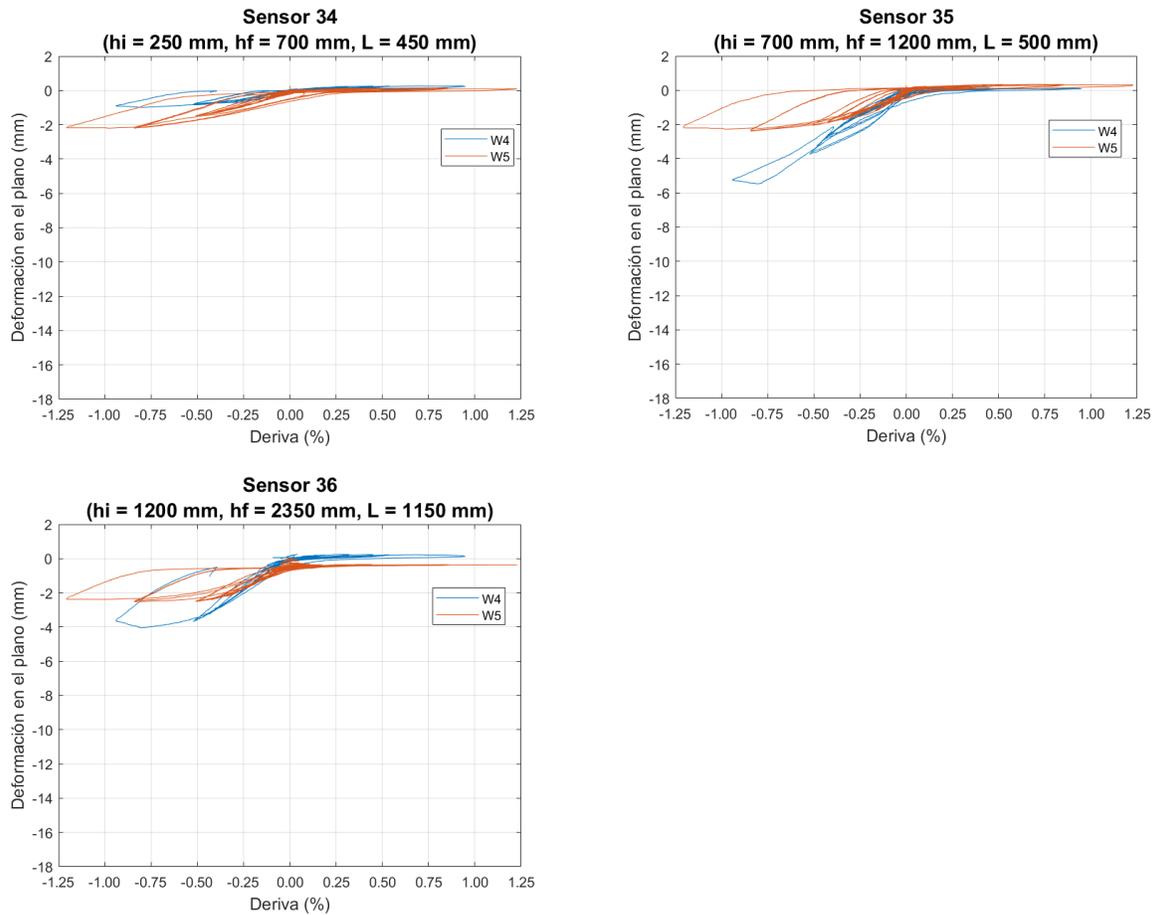
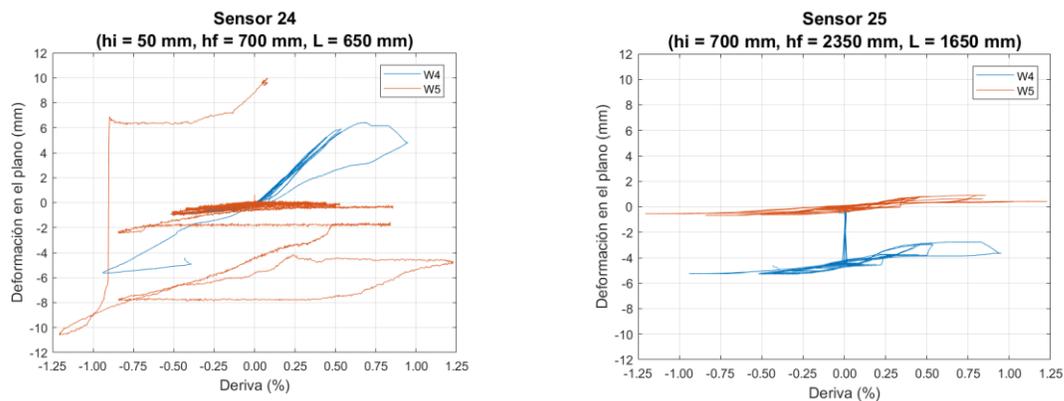


Figura 4.15. Deformaciones en el plano vs. deriva, registradas por los sensores ubicados en el borde de la aleta de los muros W4 y W5 (sensores 32 a 36).

El historial de los sensores 24 a 31, los cuales midieron desplazamientos en el plano de los muros y se emplearon para evaluar las deformaciones por cortante, se muestra en la Figura 4.16.



*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

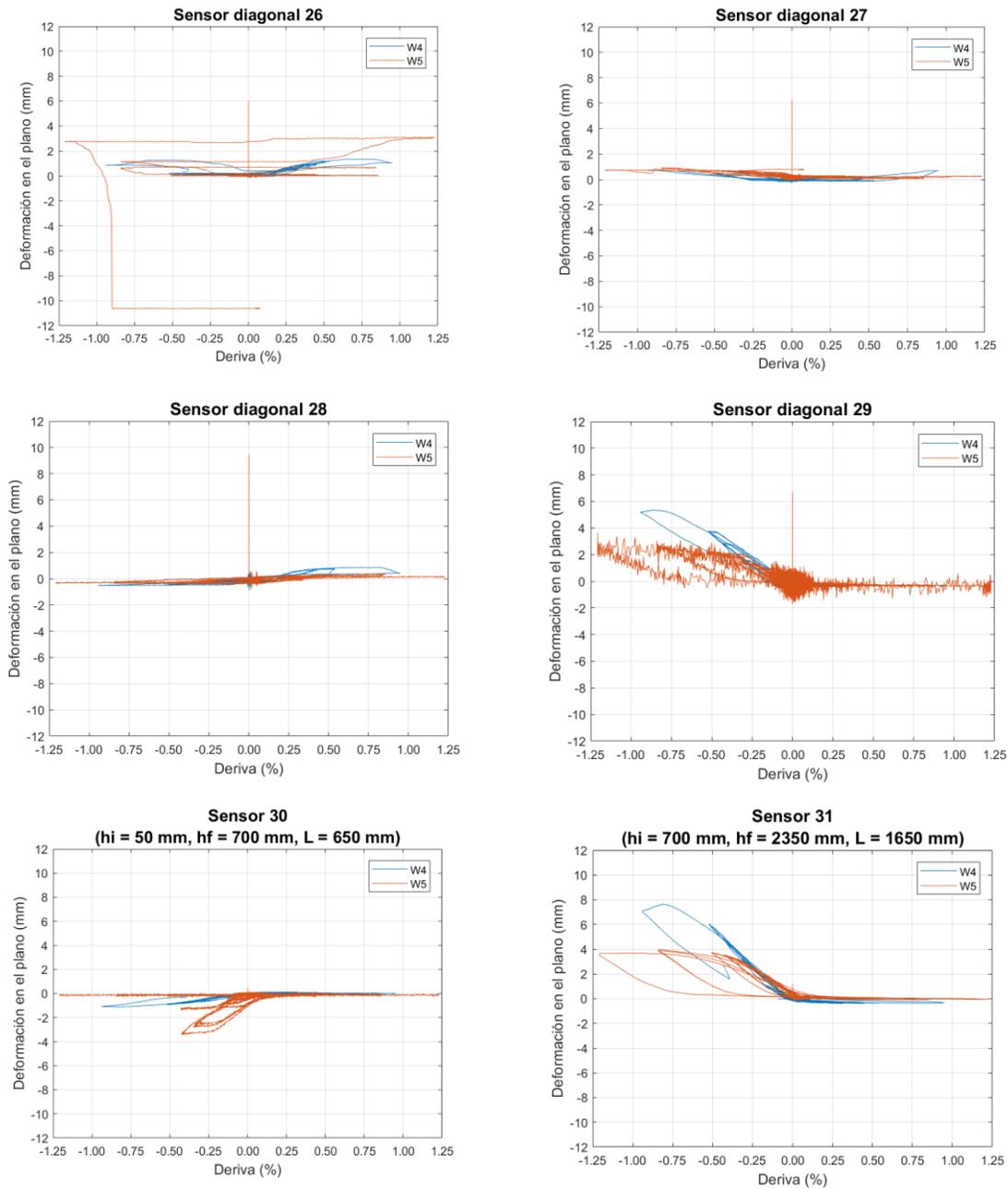


Figura 4.16. Historia de los desplazamientos registrados por los sensores 24 a 31 de los muros W4 y W5.

El historial de los sensores 37 y 39, los cuales se emplearon para evaluar potenciales deslizamientos de los muros al nivel de la base (nivel superior de la viga de fundación) y al nivel de la placa de reacción, respectivamente, se muestra en la Figura 4.17.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

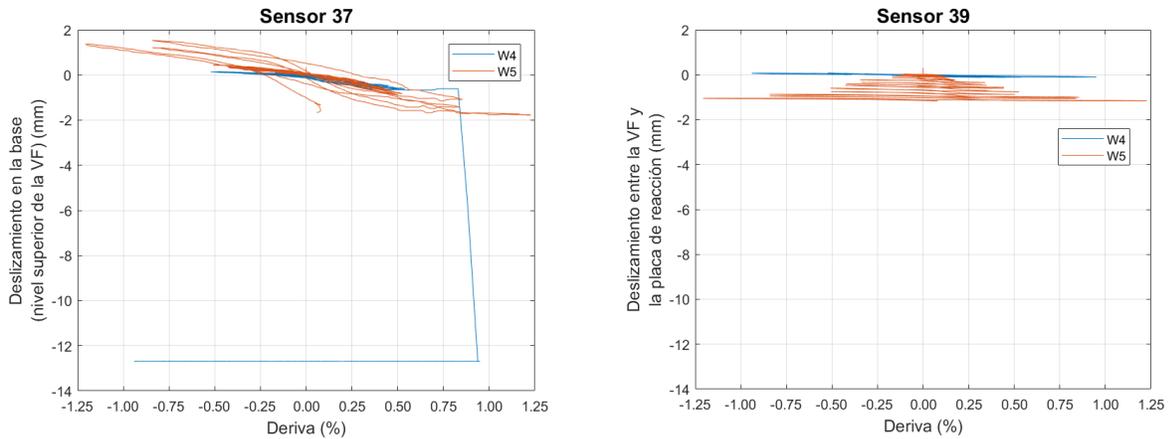


Figura 4.17. Historia de los desplazamientos registrados por los sensores 37 y 39 de los muros W4 y W5.

El historial de los sensores 38 y 40, los cuales se emplearon para evaluar potenciales levantamientos de los extremos de la viga de fundación con respecto a la placa de reacción, se muestra en la Figura 4.18.

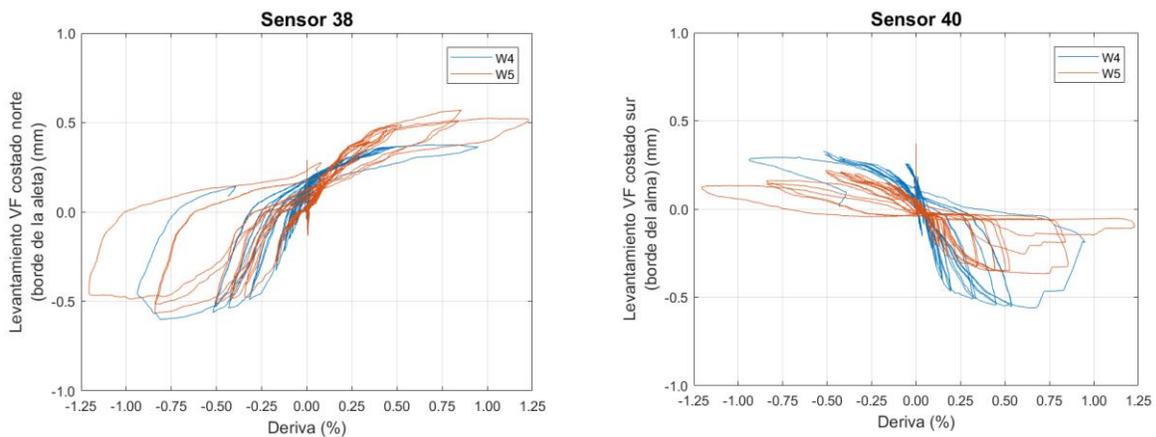


Figura 4.18. Historia del registro de los sensores 38 y 40 de los muros W4 y W5.

## 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

### 5.1 CURVAS DE HISTÉRESIS

En la Figura 5.1 se muestran separadamente las curvas de histéresis de los dos especímenes, expresadas en términos de carga lateral vs. deriva. A modo de referencia, en el eje vertical derecho de dicha Figura se expresan los valores del esfuerzo cortante normalizado, definido como la relación entre el esfuerzo cortante en el alma (equivalente al cociente entre la fuerza en el actuador horizontal y el área del alma) y la raíz cuadrada de  $f'_c$ . Por su parte, en la Figura 5.2 se muestra en un solo gráfico las curvas de histéresis de ambos muros.

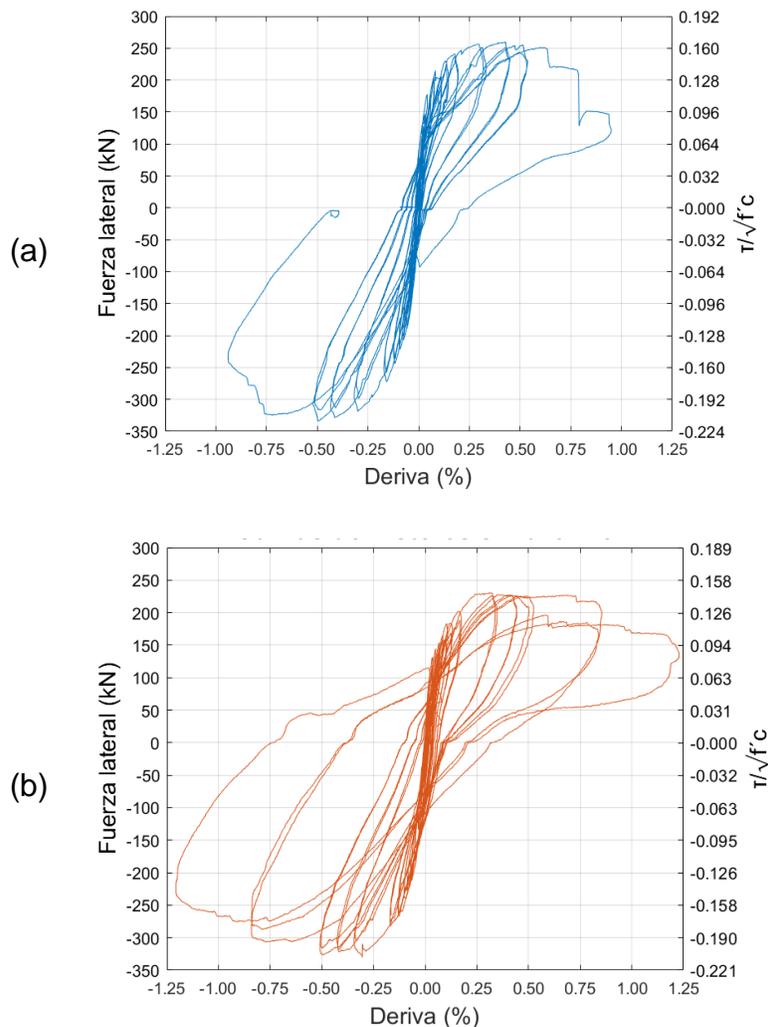


Figura 5.1. Curvas de histéresis: (a) muro W4, (b) muro W5.

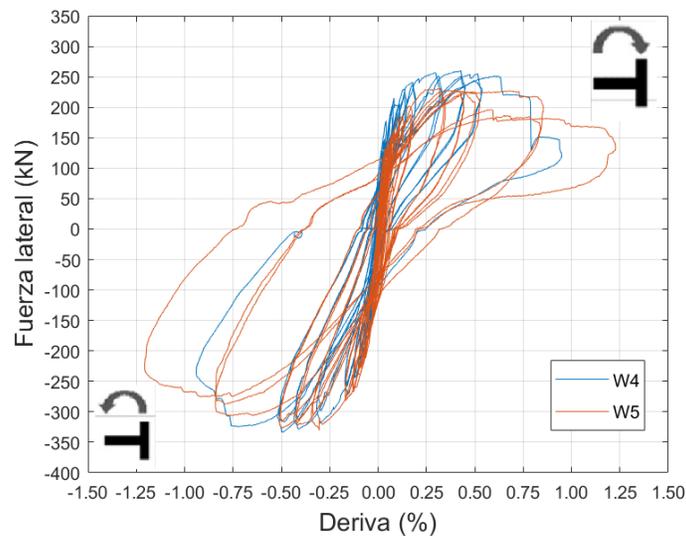


Figura 5.2. Curvas de histéresis de los muros W4 y W5 (gráfica conjunta).

Como es de esperarse por las características geométricas y de refuerzo de los especímenes, las curvas de histéresis presentadas en la Figura 5.1 y 5.2 son asimétricas, mostrando mayor resistencia al traccionar la aleta.

A nivel de capacidad de desplazamiento, el comportamiento de los especímenes fue diferente al frecuentemente encontrado en muros T, ya que lo típico en este tipo de muros son capacidades de desplazamiento limitadas al traccionar la aleta, debido a la posibilidad de aplastamiento del extremo del alma, y más dúctiles al comprimir la aleta, por la fluencia del acero del alma, tal como lo ilustra la Figura 1.9 ([1,85]).

En contraste al comportamiento típico referido, la baja cuantía de refuerzo longitudinal de los muros W4 y W5 provocó que una gran cantidad de deformación se concentrara en la grieta que se formó en la base, lo que condujo a una falla más rápida de los especímenes para el caso FCC que para el caso FTC. A esto también contribuyó la limitada ductilidad de las barras No. 2 del alma (deformación unitaria de fractura del orden del 6%), en contraste a la alta ductilidad de las barras No. 4 de la aleta (deformación unitaria de fractura superior al 10%).

## 5.2 ESTADOS LÍMITE

Para el análisis de resultados se emplearán los estados límite definidos con base en cinco niveles de desempeño de los especímenes: momento de agrietamiento (CM), primera fluencia en la grieta de la base (YBC), primera fluencia arriba de la grieta de la base (YABC), máxima resistencia lateral (PLR) y pérdida de resistencia lateral (LLR) [6].

El estado límite CM define el rango de derivas en el cual la rigidez en el plano del muro es máxima [6]. La fuerza lateral y deriva de dicho estado para cada una de las direcciones de carga (FCC y FTC) se determinaron de manera aproximada de las curvas de histéresis de las Figuras 5.1 y 5.2. Tal fuerza y deriva se tomaron como las correspondientes al punto final de la línea trazada desde el origen de las curvas referidas hasta el punto donde la respuesta se mantiene aproximadamente lineal.

El estado límite YBC se definió con base en el modelo de penetración de la deformación unitaria (*strain penetration model*, en inglés) presentado por Moehle [85], el cual relaciona la deformación de deslizamiento debida a la rotación de cuerpo rígido con la geometría y el estado de esfuerzos de las barras de refuerzo en el borde de los paneles en la interfase con la fundación [6]. La elongación ( $s_a$ ) de dichas barras desde su punto de arranque (ubicado a la profundidad de anclaje en la viga de fundación) hasta la base (nivel superior de la viga de fundación) para el instante de fluencia se calculó con base en la ecuación (5.1):

$$s_a = \frac{f_y^2 d_b}{8E_s \bar{u}} \quad (5.1)$$

donde  $d_b$  es el diámetro de la barra,  $E_s = 200$  GPa es el módulo elástico del acero y  $\bar{u} = 1.0\sqrt{f_c}$  (MPa) es el esfuerzo de adherencia uniforme recomendado por el ACI 363-92 [157] para respuesta lineal. El estado límite YBC se alcanza cuando el valor teórico de  $s_a$  coincide con la deformación registrada por los sensores cercanos a la base del muro (el 15 y el 32).

El estado límite YABC es alcanzado cuando la elongación de la barra ( $ds_{tr}$ ), medida con los sensores localizados a lo largo de los bordes del muro, exceden la deformación unitaria de fluencia [6]. La deformación unitaria de la barra en una

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

localización  $i$ -ésima a lo largo de la altura del muro se estimó como  $ds_{tr,i} / L_{tr,i}$ , donde  $L_{tr,i}$  es la longitud cubierta por el sensor  $i$ -ésimo [6].

El estado límite PLR se obtuvo de la curva histerética del espécimen para el instante de máxima resistencia lateral. Finalmente, el estado límite LLR se alcanzó cuando se presentó una pérdida de capacidad del 20% después de obtenida la máxima resistencia.

Las derivas y esfuerzos cortantes normalizados de los muros W4 y W5 correspondientes a los estados límites definidos se presentan en la Tabla 5.1. Nótese en dicha Tabla que en el muro W5 no se presentó el estado límite YABC para el caso FCC, debido probablemente a que la alta resistencia hasta fluencia de la malla electrosoldada inhibió la apertura significativa de alguna grieta por encima de la base (en contraste, en el muro W4 sí ocurrió tal estado límite para la dirección de carga referida, debido a la fluencia del refuerzo del borde del alma en la zona de la grieta ubicada a 550 mm de altura, cuya apertura no fue inhibida por las barras No. 2, las cuales tenían menor resistencia que la malla).

Tabla 5.1. Derivas y esfuerzos cortantes normalizados para estados límite de los muros W4 y W5.

Estado límite	W4				W5			
	Deriva (%)		$\tau/\sqrt{f'_c}$		Deriva (%)		$\tau/\sqrt{f'_c}$	
	FCC	FTC	FCC	FTC	FCC	FTC	FCC	FTC
CM	0.021	-0.021	0.074	-0.064	0.021	-0.004	0.073	-0.063
YBC	0.030	-0.070	0.100	-0.129	0.047	-0.056	0.087	-0.125
YABC	0.104	-0.252	0.130	-0.195	N.R.	-0.211	N.R.	-0.188
PLR	0.428	-0.498	0.166	-0.213	0.314	-0.310	0.146	-0.209
LLR	0.788	-0.847	0.134	-0.170	0.609	-1.035	0.117	-0.167

FCC = caso de carga con aleta comprimida.

FTC = caso de carga con aleta traccionada.

CM, YBC, YABC, PLR y LLR = Estados límites correspondientes a agrietamiento, primera fluencia en la grieta de la base, primera fluencia arriba de la grieta de la base, máxima resistencia lateral y pérdida de resistencia lateral, respectivamente.

N.R. = Estado límite no alcanzado.

Por su parte, en la Figura 5.3 se muestran las envolventes de las curvas de histéresis de los dos especímenes y se marcan los estados límites referidos. Nótese en particular en dicha Figura que el punto correspondiente al estado límite LLR para el caso FCC del muro W5 no se encuentra sobre la envolvente, y que su deriva (0.61%) es inferior a la máxima alcanzada por el espécimen (0.85%). Esto se debe a que la falla para tal dirección se presentó cuando se estaba aplicando el segundo ciclo con deriva de 0.83%, en el cual se alcanzó una resistencia inferior a la obtenida en el primer ciclo.

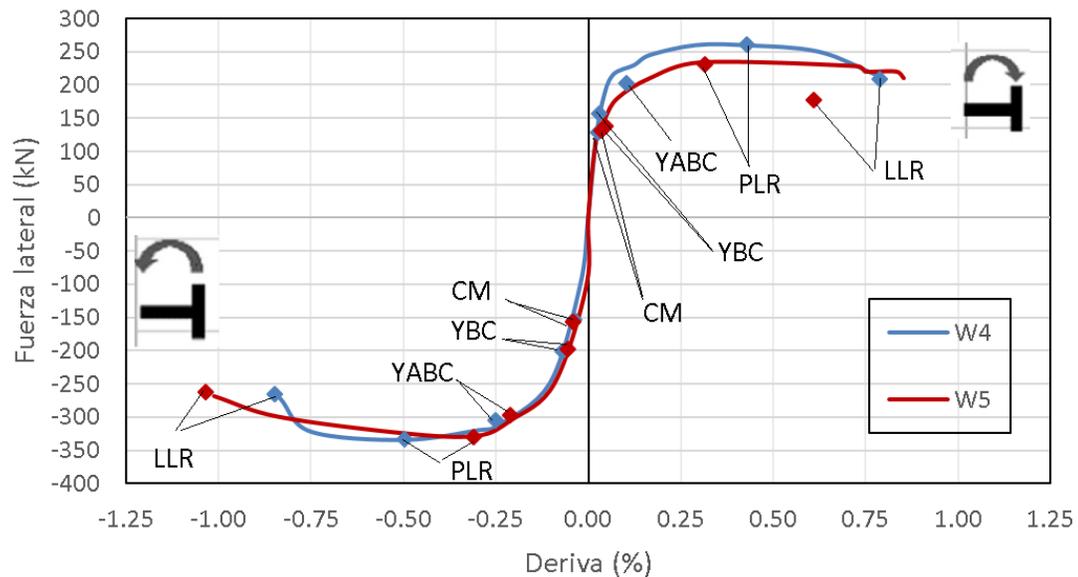


Figura 5.3. Envolventes de las curvas de histéresis de los muros W4 y W5.

Se observa, tanto en la Tabla 5.1 como en la Figura 5.3, que las derivas máximas alcanzadas por los dos especímenes son relativamente bajas e inferiores a 1.4%, que es la deriva máxima admisible de la NSR-10 [2] para estructuras de concreto reforzado cuando se emplea en el análisis secciones fisuradas. Incluso son inferiores al 1% (salvo para el caso FCC del muro W5), que es el límite de la NSR-10 [2] para el mismo tipo de estructuras cuando no se han empleado secciones fisuradas en el análisis.

El hecho de que las derivas máximas alcanzadas por los especímenes hayan sido inferiores a 1.4% no implica necesariamente que los muros ensayados no cumplan con el reglamento, ya que las máximas derivas en un edificio de muros ocurren en los últimos pisos y no en el primero, que es al que representan dichos especímenes. Además,

existen edificios en los cuales las demandas de deriva de cualquier piso son inferiores a los límites referidos, como sucede por ejemplo en el caso estudio del capítulo 6, que corresponde a un edificio real de 5 pisos de muros delgados típico de Colombia situado en zona de amenaza sísmica intermedia y suelo tipo D.

### **5.2.1 Análisis del comportamiento de los especímenes entre los estados límites PLR y LLR**

Es importante para el análisis del comportamiento entre los estados límites PLR y LLR, considerar la amplitud de la grieta de la base en el borde del alma registrada por el sensor 15 en distintos instantes: para los muros W4 y W5 la máxima amplitud de dicha grieta hasta el estado límite PLR se presentó al alcanzarse dicho estado, y fue de 4.3 mm y 4.5 mm, respectivamente. Y hasta el estado límite LLR, la máxima amplitud de la grieta referida fue de 12.2 mm para el muro W4 (obtenida justo al alcanzar dicho estado) y de 18.2 mm para el muro W5 (obtenida al final del primer ciclo de deriva de +0.83%; las amplitudes de dicha grieta en el ciclo siguiente -que fue en el que se alcanzó el estado límite referido- no pudieron ser registradas por mal funcionamiento del sensor).

Del análisis detallado de las curvas de histéresis del muro W4 (Figura 5.1) entre los estados límite PLR y LLR, es interesante destacar lo siguiente: la máxima resistencia para el caso FCC se obtuvo a una deriva de +0.43%, cuando se estaba aplicando el primer ciclo de deriva de +0.42%; un ciclo y medio después, cuando se estaba aplicando el primer ciclo de deriva de -0.50% y para una deriva ídem, se alcanzó la máxima resistencia para el caso FTC. Posteriormente, cuando se estaba aplicando el primer ciclo de deriva de +0.83%, se produjo la primera ruptura de barras del alma a una deriva de +0.63%, que generó una caída de resistencia inmediata de aproximadamente 30 kN; seguida, unos instantes después, de otra ruptura de barras del alma a una deriva de +0.79%, que generó una caída de resistencia instantánea de aproximadamente 80 kN, y, por ende, la ocurrencia del estado límite LLR para el caso FCC. Al reversar la carga, aplicando el primer ciclo de deriva de -0.83%, se presentó la fractura de barras del costado de la aleta a aproximadamente -0.75% de deriva y el posterior aplastamiento del concreto en el borde del alma, lo que generó la ocurrencia del estado límite LLR para el caso FTC a una deriva de -0.85%.

Con respecto al comportamiento del muro W4 entre los estados límite PLR y LLR de ambas direcciones, también es relevante lo siguiente: a) el muro fue capaz de desarrollar completamente su resistencia nominal en ambas direcciones de carga (deformaciones unitarias en el concreto del borde comprimido de 0.3% ó más -ver numerales 5.4.4 y 5.4.6-, y fluencia en las barras de acero más cercanas al borde traccionado) a pesar del bajo espesor, de la baja cuantía de refuerzo, de la ausencia de confinamiento y de la limitada capacidad de deformación y endurecimiento por deformación de las barras No. 2, b) la resistencia se mantuvo casi constante desde el estado límite PLR hasta el último ciclo de carga (las resistencias más altas alcanzadas en los últimos ciclos FCC y FTC fueron apenas un 3% inferiores a las correspondientes del estado límite PLR de la dirección de carga respectiva). c) el hecho de que no se haya presentado pérdida del recubrimiento en el borde del alma ni en el borde de la aleta antes de alcanzarse la falla FTC (la cual fue posterior a la falla FCC), es indicativo de que tampoco se presentó pandeo de barras antes de dicha falla, lo cual ayudó a que la resistencia se mantuviera aproximadamente constante desde el estado límite PLR hasta los últimos ciclos de carga, como se indicó antes.

Análogamente, del análisis detallado de las curvas de histéresis del muro W5 (Figura 5.1) entre los estados límite PLR y LLR, es interesante destacar lo siguiente: la máxima resistencia para el caso FCC se obtuvo a una deriva de +0.31%, cuando se estaba aplicando el primer ciclo de deriva ídem; al reversar la carga (osea cuando se estaba aplicando el primer ciclo de deriva de -0.31%) y para una deriva de -0.31% se alcanzó la máxima resistencia para el caso FTC. La primera fractura de barras del alma se presentó aproximadamente a una deriva de +0.75%, cuando se estaba aplicando el primer ciclo de deriva de +0.83%, y generó una caída de resistencia instantánea de aproximadamente 5 kN; en el ciclo siguiente (es decir, cuando se estaba aplicando el segundo ciclo de deriva de +0.83%) y para la misma dirección, y en el instante de +0.61% de deriva, se presentó otra fractura de barras del alma que provocó una caída de resistencia de aproximadamente 15 kN, y por ende, la ocurrencia del estado límite LLR para la dirección FCC (aproximadamente en ese mismo instante se presentó la pérdida del recubrimiento en el borde del alma). Al reversar la carga, aplicando el segundo ciclo de deriva de -0.83%, se evidenció aplastamiento en el concreto del alma

y las primeras fracturas de refuerzo del lado de la aleta; y un ciclo después, cuando se estaba aplicando el primer ciclo de deriva de -1.17% se alcanzó la pérdida del 20% de resistencia máxima para el caso FTC, a una deriva de -1.04%.

Con respecto al comportamiento del muro W5 entre los estados límite PLR y LLR de ambas direcciones, también es relevante lo siguiente: a) el muro fue capaz de desarrollar completamente su resistencia nominal en ambas direcciones de carga (deformaciones unitarias en el concreto del borde comprimido de 0.3% ó más -ver numerales 5.4.5 y 5.4.7-, y fluencia en las barras de acero más cercanas al borde traccionado) a pesar del bajo espesor, de la baja cuantía de refuerzo, de la ausencia de confinamiento, de la limitada capacidad de deformación y endurecimiento por deformación de las barras No. 2, y de la baja capacidad de deformación y respuesta post-fluencia plana de la malla electrosoldada, b) para el caso de carga FCC, la resistencia se mantuvo casi constante desde el estado límite PLR hasta el ciclo anterior al de la falla (la resistencia más alta alcanzada en el ciclo anterior al de la falla para la dirección de carga referida fue apenas un 1% inferior a la del estado límite PLR). c) para el caso de carga FTC, la resistencia se mantuvo casi constante desde el estado límite PLR hasta el semiciclo anterior al de la falla FCC (la resistencia más alta alcanzada en el semiciclo referido fue un 7% inferior a la del estado límite PLR), d) el hecho de que no se haya presentado pérdida del recubrimiento en el borde del alma ni en el borde de la aleta antes de alcanzarse la falla FCC (la cual fue anterior a la falla FTC), es indicativo de que tampoco se presentó pandeo de barras antes de dicha falla, lo cual ayudó a que la resistencia se mantuviera aproximadamente constante desde el estado límite PLR hasta los ciclos cercanos a la falla FCC, como se indicó antes.

Nótese de la Tabla 5.1 y de lo comentado, que el muro W5 alcanzó el estado límite PLR, en ambas direcciones, para derivas menores a las del muro W4, y que el muro W4 presentó una resistencia máxima un 14% mayor que la del muro W5 para la dirección FCC (aunque para la dirección FTC la diferencia fue de apenas 2%). Nótese también que el muro W5 resistió más ciclos de carga y mayores derivas hasta el estado límite LLR para ambas direcciones de carga que el W4 (para el caso FCC resistió un ciclo más de carga, y para el caso FTC resistió dos ciclos más de carga).

Es complejo explicar porqué el muro W5 soportó más ciclos de carga y mayores derivas en ambas direcciones de carga que el muro W4, ya que, salvo el tipo de acero con el que se traslaparon los bastones No. 2 -el cual no gobernó el comportamiento, pues éste dependió básicamente de dichos bastones por la grieta que se formó en la base-, eran prácticamente idénticos, pues fueron construidos simultáneamente, con los mismos materiales -todos los tipos de refuerzo provenían del mismo lote- y mano de obra, fueron ensayados varios meses después de construidos y alcanzaron resistencias del concreto (evaluadas el día de los respectivos ensayos) muy similares (diferencia del 3%) y fueron sometidos a la misma carga axial y al mismo protocolo de carga. Se hipotetiza que debido a las diferencias de ductilidad en el lote de barras No. 2 (las cuales se evidencian en la Figura 2.24, donde se aprecia que las deformaciones unitarias de rotura de las 6 probetas No. 2 ensayadas en el laboratorio variaron entre el 5% y el 8%, aproximadamente), el muro W5 podría haber sido construido aleatoriamente con barras No. 2 en general más dúctiles que las del W4.

Con respecto a la causa de la falla para el caso FCC de ambos muros, ésta se presentó cuando la demanda de desplazamiento impuesta por el protocolo de carga generó una gran amplitud en la grieta de la base, lo cual a su vez provocó amplias deformaciones unitarias en los bastones No. 2 de la base que llevaron a la fractura de una cantidad significativa de ellos. Y para el caso FTC, la falla de los muros se presentó cuando la demanda de desplazamiento impuesta por el protocolo de carga generó altas deformaciones unitarias en sus costados: en el costado de la aleta (el traccionado), la amplitud significativa de la grieta de la base generó amplias deformaciones unitarias en los bastones No. 4 y No. 2 que llevaron a la fractura de una cantidad significativa de ellos, mientras que en el costado del borde del alma las altas deformaciones unitarias de compresión provocaron el aplastamiento del concreto.

### **5.2.2 Comparación contra las predicciones de los estados límites CM, YBC y PLR**

Puesto que sólo se habían predicho las derivas y los esfuerzos cortantes normalizados de los estados límites CM, YBC y PLR, en las Tablas 5.2 y 5.3 se presentan, para los muros W4 y W5 respectivamente, los cocientes entre los resultados realmente encontrados (Tabla 5.1) y los predichos (Tabla 3.6) de los parámetros

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

referidos correspondientes a dichos estados límite. En dichas tablas también se presentan comparaciones de deriva para el estado límite LLR, las cuales serán analizadas en el siguiente numeral.

Tabla 5.2. Cociente entre los valores obtenidos y predichos para los estados límites CM, YBC, PLR y LLR del muro W4.

Estado límite	Deriva obtenida / deriva predicha		$\tau/vf'_c$ obtenido / $\tau/vf'_c$ predicho	
	FCC	FTC	FCC	FTC
CM	0.021/0.120 = 0.18	-0.021/-0.074 = 0.28	0.074/0.099 = 0.75	-0.064/-0.118 = 0.54
YBC	0.030/0.133 = 0.23	-0.070/-0.096 = 0.73	0.100/0.102 = 0.98	-0.129/-0.126 = 1.02
PLR	0.428/0.502 = 0.85	-0.498/-0.427 = 1.17	0.166/0.132 = 1.26	-0.213/-0.178 = 1.20
LLR	0.79/0.82 = 0.96	-0.85/-1.28 = 0.66	-	-

Del análisis de la Tabla 5.2, se aprecia que en el muro W4 hubo una mejor coincidencia entre los resultados obtenidos y los predichos para el caso de los esfuerzos (diferencia máxima del 46%) que para el de las derivas (diferencias máximas mayores al 100%). Hubo una coincidencia aceptable entre las derivas obtenidas y las predichas para el estado límite PLR, a pesar de que las predicciones se basaron en curvas de capacidad (pushover) monotónicas. Las resistencias obtenidas para el estado límite PLR fueron mayores que las predichas (diferencias del 26% y del 20% para los casos FCC y FTC, respectivamente), lo cual se podría deber, al menos en parte, a que la viga de fundación generó un efecto de confinamiento a la porción del muro cercana a la base (lo cual aumenta la resistencia a compresión y deformación última del concreto de dicha porción), el cual no fue considerado en las predicciones.

Tabla 5.3. Cociente entre los valores obtenidos y predichos para los estados límites CM, YBC, PLR y LLR del muro W5.

Estado límite	Deriva obtenida / deriva predicha		$\tau/vf'_c$ obtenido / $\tau/vf'_c$ predicho	
	FCC	FTC	FCC	FTC
CM	0.021/0.120 = 0.18	-0.004/-0.074 = 0.05	0.073/0.098 = 0.74	-0.063/-0.117 = 0.54
YBC	0.047/0.130 = 0.36	-0.056/-0.096 = 0.58	0.087/0.101 = 0.86	-0.125/-0.125 = 1.00
PLR	0.314/0.465 = 0.68	-0.310/-0.401 = 0.77	0.146/0.131 = 1.11	-0.209/-0.176 = 1.19
LLR	0.87/0.82 = 1.06 y 0.87/0.41 = 2.12	-1.04/-1.28 = 0.81	-	-

Del análisis de la Tabla 5.3, se aprecia que en el muro W5 hubo una mejor coincidencia entre los resultados obtenidos y los predichos para el caso de los esfuerzos (diferencia máxima del 46%) que para el de las derivas (diferencias máximas mayores al 100%). Las diferencias entre las derivas obtenidas y las predichas para el estado límite PLR, en ambas direcciones de carga, fueron mayores que para el muro W4. Las resistencias obtenidas para el estado límite PLR fueron mayores que las predichas (diferencias del 11% y del 19% para los casos FCC y FTC, respectivamente, que son menores a las encontradas para el muro W4), lo cual se podría deber, al menos en parte, a que la viga de fundación generó un efecto de confinamiento a la porción del muro cercana a la base (lo cual aumenta la resistencia a compresión y deformación última del concreto de dicha porción), el cual no fue considerado en las predicciones.

Nótese en las Tablas 5.2 y 5.3 que las derivas a las que se alcanzó el estado límite YBC fueron menores a las predichas para ambos muros, en buena parte debido a que las predicciones no tuvieron en cuenta el efecto de la penetración de la deformación en la fundación.

### **5.2.3 Comparación contra las predicciones del estado límite LLR**

En la última línea de las Tablas 5.2 y 5.3 se presenta una comparación de la deriva real de falla de los muros W4 y W5, respectivamente, para ambas direcciones de carga contra la deriva de falla predicha en la Tabla 3.8, la cual se basó en la ecuación (3.6) propuesta en por el CEER [1].

En las Tablas referidas se aprecia que, para el caso FCC, la deriva real de falla del muro W4 fue un 4% menor que la predicha (0.79% vs. 0.82%); mientras que para el muro W5, la deriva real de falla fue un 6% mayor que la que se predijo considerando el refuerzo de la base (0.87% vs. 0.82%) y un 112% mayor que la que se predijo considerando el refuerzo por encima de los traslapos (0.87% vs. 0.41%). Nótese que la comparación para el muro W5 se realizó con base en la deriva máxima alcanzada hasta el estado límite LLR (0.87%) y no con la correspondiente justo a ese estado (0.61%). Se observa que las dos primeras predicciones fueron satisfactorias mientras que la última

fue errada, debido a que en el muro W5 el refuerzo que falló fue el de la base y no la malla electrosoldada.

Por su parte, en la última línea de las Tablas 5.2 y 5.3 también se aprecia que para el caso FTC, la deriva real de falla del muro W4 fue un 34% menor que la predicha (-0.85% vs. -1.28%), mientras que para el muro W5, fue un 19% menor que la predicha (-1.04% vs. -1.28%). Se observa que para ambos muros estas predicciones fueron menos acertadas que para el caso FCC, lo cual se puede deber esencialmente a que la capacidad hasta la falla para aleta traccionada (FTC) se redujo cuando se produjo la falla FCC, la cual fue anterior a aquélla en ambos especímenes.

#### **5.2.4 Potencial de falla por flexo-tracción elástica**

En la Tabla 5.4 se presenta un comparativo, para ambos muros y direcciones de carga, entre las relaciones  $M_{YBC}/M_{cr}$  calculadas con base en los esfuerzos cortantes normalizados de la Tabla 5.1, y las predichas en la Tabla 3.4. Se aprecia en la última columna de la Tabla 5.2 que se presentaron diferencias de hasta el 31% para el caso FCC y de hasta del 87% para el caso FTC.

A pesar de que las relaciones  $M_{YBC}/M_{cr}$  obtenidas experimentalmente fueron relativamente cercanas a 1.0 para el caso FCC (aunque mayores), de la limitada ductilidad y limitado endurecimiento por deformación de las barras No. 2, y de la baja ductilidad y respuesta post-fluencia plana de la malla electrosoldada, no se presentó falla por flexo-tracción elástica para ninguno de los muros ni direcciones de carga. En el caso del muro W5, la elevada resistencia hasta fluencia de la malla electrosoldada (que condujo a que no se presentara el estado límite YABC para el caso FCC), y los mayores momentos en la base que por encima de la zona de traslapes, alejaron aún más la posibilidad de una falla por flexo-tracción elástica en la zona de la malla.

El hecho de que las relaciones  $M_{YBC}/M_{cr}$  obtenidas experimentalmente hubieran resultado relativamente cercanas a 1.0 para el caso FCC de ambos muros es preocupante, tomando en cuenta que la cuantía del refuerzo vertical empleada en el alma fue de 0.27%, y que la normativa colombiana acepta, para el caso de fuerzas cortantes moderadas, cuantías de refuerzo vertical tan bajas como 0.12%.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

Tabla 5.4. Comparación entre los factores de seguridad calculados y predichos a falla por flexo-tracción elástica.

<b>Muro</b>	<b>Caso de carga</b>	$M_{YBC}/M_{cr}$ (calculada)	$M_{YBC}/M_{cr}$ (predicha)	<b>Diferencia</b>
Muro W4	FCC	1.35	1.03	31%
	FTC	2.02	1.08	87%
Muro W5	FCC	1.19	1.03 - 1.18	16% - 1%
	FTC	1.98	1.08	83%

### 5.3 DESPLAZAMIENTOS FUERA DEL PLANO

Tanto el muro W4 como el W5 presentaron desplazamientos fuera del plano insignificantes, con valores máximos de 9 mm y 7 mm, respectivamente, registrados por el sensor 2 cerca de finalizar el ensayo.

#### 5.3.1 Comparación contra las predicciones numéricas y análisis de resultados

En la Tabla 5.5 se indican las máximas deformaciones unitarias promedio de tracción en el borde del alma, calculadas sobre la altura total de cada uno de los muros. Fueron calculadas como el cociente entre el alargamiento del borde del alma (obtenido en el instante del ensayo en que la suma de los alargamientos de los sensores 15 al 23 fue máxima) y la altura total del muro. Nótese en dicha Tabla que la máxima deformación unitaria fue aportada prácticamente en su totalidad por la grieta de la base para el muro W5, pero que para el muro W4 hubo una contribución significativa (aunque menor que la de la grieta de la base) de la grieta que se generó a 550 mm de altura.

Se aprecia que los valores máximos de la Tabla 5.5 fueron menores que 0.016 (1.6%), que es la deformación que induciría falla por inestabilidad lateral fuera del plano de acuerdo con la ecuación predictiva de Parra y Moehle [23,90] (ver numeral 3.1), lo cual es consecuente con el hecho de que no se haya presentado inestabilidad lateral significativa en ninguno de los dos especímenes.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

Tabla 5.5. Máximas deformaciones unitarias promedio de tracción ( $\epsilon_{prom\ max}$ ) en el borde del alma, calculadas sobre la altura total de los muros W4 y W5.

Muro	Incluyendo grieta de la base			Excluyendo grieta de la base		
	$\epsilon_{prom\ max}$	Deriva (%)	Semiciclo	$\epsilon_{prom\ max}$	Deriva (%)	Semiciclo
W4	0.0107 <sup>a</sup>	+0.95	LS45 a LS46	0.0038	+0.67	LS45 a LS46
W5	0.0077	+0.87	LS45 a LS46	0.0001 (despreciable)		

<sup>a</sup> Alcanzada después del E.L. LLR para FCC, al final del semiciclo que produjo dicha falla (si solo se considera hasta el E.L. LLR para FCC,  $\epsilon_{prom\ max} = 0.0086$  con deriva de +0.79%).  
E.L. = Estado límite

Por otra parte, en la Figura 5.4 se presenta la evolución de la grieta de la base de ambos muros durante los ensayos, de acuerdo al registro del sensor 15. Las líneas rectas no siguen la real trayectoria del sensor, sino que los puntos extremos de cada una de ellas corresponden a los registros del sensor para un mismo semiciclo (los valores negativos corresponden a alargamientos -grieta abierta-, mientras que los positivos corresponden a acortamientos -grieta cerrada-). Se aprecia en dicha Figura que todos los semiciclos iniciaron o terminaron con la grieta de la base del alma cerrada, lo que aminora (aunque no garantiza) la posibilidad de inestabilidad lateral de los especímenes. Tal comportamiento también indicaría que un muro real con condiciones similares a los experimentados tendría menos susceptibilidad a quedar con deformaciones residuales (pérdida de verticalidad) después de un sismo.

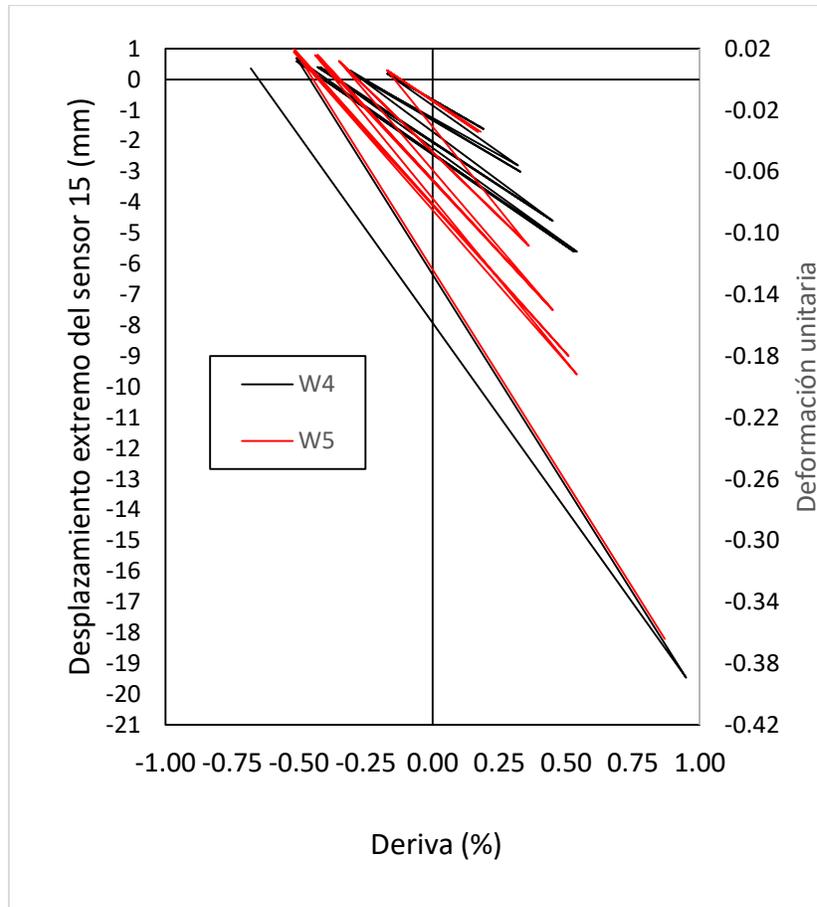


Figura 5.4. Evolución de los desplazamientos extremos registrados por el sensor 15 en los muros W4 y W5 (los valores positivos corresponden a grieta cerrada y viceversa).

## 5.4 DEFORMACIONES EN EL PLANO

### 5.4.1 Levantamiento de la viga de fundación de los muros W4 y W5

En la Figura 4.18 se presentan los registros de los sensores 38 y 40 (ver ubicación en Figura 2.29), que registraron los desplazamientos verticales de los extremos de la viga de fundación con respecto a la losa de reacción. El sensor 38 se ubicó en el costado norte de la viga (donde se encontraba la aleta) y el 40 en el costado sur (donde se encontraba el borde del alma). Como puede apreciarse, los máximos valores de levantamiento (valores negativos) y de hundimiento (valores positivos) no excedieron de 0.6 mm en ninguno de los dos muros, por lo que pueden considerarse despreciables.

#### **5.4.2 Deslizamiento de la base**

Durante los ensayos de los muros W4 y W5 no fueron evidentes para los observadores deslizamientos en la base (considerando ésta como el nivel de arranque del muro, que equivale al nivel superior de la viga de fundación). Para el caso del muro W5, el máximo registro del sensor 37 (ver ubicación en Figura 2.29) no alcanzó los 2 mm, ratificando un deslizamiento despreciable en la base. Sin embargo, para el caso del muro W4, se encontró que justo al final del semiciclo LS45 a LS46, unos instantes después de alcanzarse el estado límite LLR para FCC, el registro del sensor 37 saltó de 0.6 mm (con deriva 0.83% y fuerza de 151.28 kN) a 12.7 mm (con deriva de 0.94% y fuerza de 146.61 kN), el cual fue acompañado por un salto en el sensor 15 de 13.4 a 19.2 mm. Es interesante anotar que este deslizamiento de 12.7 mm hacia el norte se mantuvo constante hasta el final del ensayo, a pesar de que el ciclo final LS46 a LS47 empujó el muro hacia el sur hasta una deriva máxima de -0.94%.

En la Tabla 5.6 se presenta un comparativo, para ambos muros y direcciones de carga, entre los esfuerzos cortantes normalizados máximos de la Tabla 5.1 (que corresponden a los del estado límite PLR) y los esfuerzos cortantes normalizados de resistencia al deslizamiento predichos en el numeral 3.2. Se aprecia de tal comparativo que para las fuerzas cortantes registradas experimentalmente, no sería esperable deslizamiento en ninguno de los casos, lo cual coincide con el comportamiento observado en el muro W5. En el caso del muro W4, debe tomarse en cuenta que el deslizamiento ocurrió unos instantes después de presentarse el estado límite FCC y estuvo acompañado por un aumento súbito del espesor de la grieta de la base, por lo que es probable que esté asociado a una pérdida grande del mecanismo de resistencia a cortante por fricción (en el cual se fundamenta la resistencia al deslizamiento predicha), debido a la pérdida de una significativa porción del entrelazamiento de agregados (asociada al amplio tamaño de la grieta en la base) y a la rotura de una cantidad significativa de bastones No. 2 y No. 4.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

Tabla 5.6. Comparación entre los esfuerzos cortantes normalizados máximos calculados y los predichos para resistencia al deslizamiento.

<b>Muro</b>	<b>Caso de carga</b>	$\tau/\sqrt{f'_c}$ (máximos calculados)	$\tau/\sqrt{f'_c}$ (resistencia al deslizamiento predicha)
Muro W4	FCC	0.166	0.39
	FTC	-0.213	-0.39
Muro W5	FCC	0.146	0.38
	FTC	-0.209	-0.38

Por otra parte, los registros del sensor 39 (ver ubicación en Figura 2.29) no excedieron de 1.2 mm para ninguno de los dos muros, tal como se aprecia en la Figura 4.17, evidenciando que el desplazamiento horizontal de la viga de fundación con respecto a la losa de reacción fue despreciable.

#### 5.4.3 Deformaciones y esfuerzos cortantes

Las deformaciones por cortante, evaluadas de acuerdo a la formulación de Hiraishi [158] con base en los registros de los sensores 24 a 31 (ver ubicación en Figura 2.29), resultaron despreciables para ambos especímenes. Igual resultado fue reportado por Blandón et al. [6].

De igual manera, los máximos esfuerzos cortantes normalizados de la Tabla 5.1 (0.21 en ambos muros) resultaron inferiores a los predichos en las Tablas 3.3 y 3.4 para resistencia máxima a cortante por tracción diagonal (0.33 y 0.37 para los muros W4 y W5, respectivamente), lo cual fue concordante con el hecho de que no se presentó dicha falla en ninguno de los dos especímenes.

#### 5.4.4 Deformaciones en el borde del alma del muro W4

En la Figura 4.14 se muestran las gráficas de desplazamiento vertical en el plano del muro W4 vs. deriva registradas por los sensores 15 a 23, los cuales se ubicaron en el borde del alma. Así mismo, en la Tabla 5.7 se indican los resultados de desplazamiento total máximo de alargamiento (que corresponden a valores negativos) y de deformación

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

unitaria máxima promedio de tracción (obtenida al dividir el desplazamiento referido entre la longitud cubierta por el sensor) de los sensores referidos en el rango desde el inicio del ensayo hasta el alcance de cada uno de los estados límites para el caso FCC.

Tabla 5.7. Deformaciones totales máximas y unitarias promedio máximas en el borde del alma en el rango desde el inicio del ensayo hasta alcanzar los diversos estados límite FCC, muro W4.

Sensores del lado del borde del alma	Deformación borde del alma (mm)					ε promedio borde del alma (%)				
	Hasta CM	Hasta YBC	Hasta YABC	Hasta PLR	Hasta LLR	Hasta CM	Hasta YBC	Hasta YABC	Hasta PLR	Hasta LLR
S15	-0.1	-0.2	-0.9	-4.3	-12.2	-0.24%	-0.40%	-1.73%	-8.53%	-24.44%
S16	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.03%	-0.03%	-0.03%	-0.03%	-0.03%
S17	0.0	0.0	0.0	-0.1	-0.1	-0.01%	-0.01%	-0.02%	-0.03%	-0.03%
S18	-0.1	-0.1	-0.8	-4.6	-6.0	-0.02%	-0.02%	-0.32%	-1.84%	-2.42%
S19	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.01%	-0.01%	-0.01%	-0.01%	-0.01%
S20	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-1.4	-0.02%	-0.02%	-0.02%	-0.02%	-0.48%
S21	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.02%	-0.02%	-0.02%	-0.03%	-0.03%
S22	-0.1	-0.1	-0.1	-1.2	-1.2	-0.02%	-0.02%	-0.02%	-0.24%	-0.24%
S23	0.0	0.0	-0.1	-0.1	-0.1	-0.02%	-0.02%	-0.03%	-0.03%	-0.03%

Como se aprecia en la Tabla 5.7, salvo lo registrado por los sensores 15, 18 y 20, las deformaciones unitarias promedio de tracción fueron, en valor absoluto, inferiores a la deformación unitaria de fluencia de las barras No. 2, que es de aproximadamente 0.28%. Así mismo, salvo lo registrado por el sensor 15, las deformaciones unitarias promedio de tracción fueron inferiores a la deformación unitaria de rotura de las barras No. 2, que es de aproximadamente 6% (esto coincide con lo observado en el ensayo, en el que sólo se reventaron algunos de los bastones No. 2 de la base).

El muy alto registro del sensor 15 fue evidente en el ensayo con la amplia grieta formada en la base (ver Figura 4.5a). El significativo registro del sensor 18, aunque menor al del sensor 15, también se tradujo en una grieta visible a 550 mm desde la base. En el ensayo también fue evidente una grieta larga a 1700 mm desde la base, pero su espesor fue muy pequeño, como se constata del registro del sensor 22.

Los análisis realizados con base en las deformaciones unitarias promedio deben tomarse con cautela, en especial al momento de correlacionarlos con las deformaciones unitarias de fluencia y de rotura de las barras de acero (en el ensayo no se colocaron deformímetros en las barras), en especial considerando que el agrietamiento del borde del alma se concentró en unas pocas grietas bastante espaciadas.

Por ejemplo, es evidente que la deformación unitaria promedio registrada en la Tabla 5.7 para el sensor 15 hasta el estado límite PLR (8.53%) no coincide con la deformación unitaria puntual experimentada por las barras No. 2 en las cercanías de tal sensor, ya que una deformación unitaria de dicha magnitud hubiera ocasionado la rotura de tales barras, lo cual sólo sucedió varios ciclos después de presentarse el estado límite referido. Ello sugiere que la fluencia de dichas barras se extendió dentro de la viga de fundación y, por ende, que el alto desplazamiento registrado por el sensor 15 está asociado principalmente a la rotación como cuerpo rígido de la base del muro, debido al deslizamiento de tales barras con respecto al concreto circundante a lo largo de la longitud de anclaje en la viga de fundación.

Por su parte, para el caso de borde del alma comprimido (FTC), salvo lo registrado por los sensores 15 y 16, las deformaciones unitarias promedio de compresión obtenidas con base en los desplazamientos de acortamiento registrados en la Figura 4.14, fueron muy bajas (inferiores al 0.15%, y por ende inferiores a la mitad de 0.3%, que es aproximadamente la deformación unitaria de rotura a compresión del concreto). El sensor 15 registró un acortamiento máximo promedio de 1.32% (0.66 mm) antes de alcanzarse el estado límite LLR, y presentó valores superiores al 0.3% (0.15 mm) antes de alcanzarse el estado límite YABC. El sensor 16 registró un acortamiento máximo promedio de 0.99% (2.0 mm) antes de alcanzarse el estado límite LLR y presentó valores superiores al 0.3% (0.6 mm) después de alcanzarse el estado límite PLR. El hecho de que sólo los sensores 15 y 16 hayan registrado deformaciones unitarias promedio de compresión superiores al 0.3% coincide con lo observado al final del ensayo, en que se evidenció el aplastamiento del concreto del borde del alma en una altura pequeña desde la base (ver Figura 4.5b).

#### 5.4.5 Deformaciones en el borde del alma del muro W5

En la Figura 4.14 se muestran las gráficas de desplazamiento vertical en el plano del muro W5 vs. deriva registradas por los sensores 15 a 23, los cuales se ubicaron en el borde del alma. Así mismo, en la Tabla 5.8 se indican los resultados de desplazamiento total máximo de alargamiento (que corresponden a valores negativos) y de deformación unitaria máxima promedio de tracción (obtenida al dividir el desplazamiento referido entre la longitud cubierta por el sensor) de los sensores referidos en el rango desde el inicio del ensayo hasta el alcance de cada uno de los estados límites para el caso FCC. Nótese en dicha Tabla que no se presentan los resultados hasta el estado límite LLR, sino hasta *antes* de dicho estado, debido a que los sensores 15 y 16 se soltaron del espécimen antes de la falla.

Tabla 5.8. Deformaciones totales máximas y unitarias promedio máximas en el borde del alma en el rango desde el inicio del ensayo hasta alcanzar los diversos estados límite FCC, muro W5.

Sensores del lado del borde del alma	Deformación borde del alma (mm)					ε promedio borde del alma (%)				
	Hasta CM	Hasta YBC	Hasta YABC	Hasta PLR	Hasta antes de LLR	Hasta CM	Hasta YBC	Hasta YABC	Hasta PLR	Hasta antes de LLR
S15	-0.1	-0.2	N.A.	-4.5	-18.2	-0.29%	-0.40%	N.A.	-9.06%	-36.34%
S16	-0.1	-0.1	N.A.	-0.1	-0.1	-0.03%	-0.03%	N.A.	-0.05%	-0.05%
S17	-0.1	-0.1	N.A.	-0.1	-0.1	-0.03%	-0.03%	N.A.	-0.04%	-0.04%
S18	-0.1	-0.1	N.A.	-0.1	-0.1	-0.03%	-0.03%	N.A.	-0.04%	-0.04%
S19	0.0	0.0	N.A.	0.0	0.0	-0.02%	-0.02%	N.A.	-0.02%	-0.02%
S20	0.0	0.0	N.A.	-0.1	-0.1	-0.01%	-0.01%	N.A.	-0.03%	-0.03%
S21	0.0	0.0	N.A.	-0.2	-1.2	-0.01%	-0.01%	N.A.	-0.04%	-0.26%
S22	-0.1	-0.1	N.A.	-0.2	-0.2	-0.02%	-0.02%	N.A.	-0.03%	-0.03%

Como se aprecia en la Tabla 5.8, salvo lo registrado por el sensor 15, las deformaciones unitarias promedio de tracción del muro W5 fueron, en valor absoluto, inferiores a la deformación unitaria de fluencia de las barras No. 2, que es de aproximadamente 0.28%, por lo cual no se presentó el estado límite YABC para el caso FCC. Nótese también que las deformaciones unitarias promedio de tracción del sensor 15 excedieron a la deformación unitaria de rotura de las barras No. 2, que es de

aproximadamente 6%, lo cual coincide con lo observado en el ensayo, en el que sólo se reventaron algunos de los bastones No. 2 de la base. Los muy altos registros del sensor referido fueron evidentes en el ensayo con la amplia grieta formada en la base (ver Figura 4.8a).

Los análisis realizados con base en las deformaciones unitarias promedio deben tomarse con cautela, en especial al momento de correlacionarlos con las deformaciones unitarias de fluencia y de rotura de las barras de acero (en el ensayo no se colocaron deformímetros en las barras), en especial considerando que el agrietamiento del borde del alma se concentró en unas pocas grietas bastante espaciadas.

Por ejemplo, es evidente que la deformación unitaria promedio registrada en la Tabla 5.8 para el sensor 15 hasta el estado límite PLR (9.06%) no coincide con la deformación unitaria puntual experimentada por las barras No. 2 en las cercanías de tal sensor, ya que una deformación unitaria de dicha magnitud hubiera ocasionado la rotura de tales barras, lo cual sólo sucedió varios ciclos después de presentarse el estado límite referido. Ello sugiere que la fluencia de dichas barras se extendió dentro de la viga de fundación y, por ende, que el alto desplazamiento registrado por el sensor 15 está asociado principalmente a la rotación como cuerpo rígido de la base del muro, debido al deslizamiento de tales barras con respecto al concreto circundante a lo largo de la longitud de anclaje en la viga de fundación.

Por su parte, para el caso de borde del alma comprimido (FTC), salvo lo registrado por los sensores 15, 16 y 17, las deformaciones unitarias promedio de compresión obtenidas con base en los desplazamientos de acortamiento registrados en la Figura 4.14, fueron muy bajas (inferiores al 0.15%, y por ende inferiores a la mitad de 0.3%, que es aproximadamente la deformación unitaria de rotura a compresión del concreto). El sensor 15 registró un acortamiento máximo promedio de 2.0% (1.0 mm) antes de alcanzarse el estado límite LLR, y presentó valores superiores al 0.3% (0.15 mm) antes de alcanzarse el estado límite PLR. El sensor 16 registró un acortamiento máximo promedio de 1.7% (3.4 mm) antes de alcanzarse el estado límite LLR y presentó valores superiores al 0.3% (0.6 mm) después de alcanzarse el estado límite PLR. El sensor 17

registró un acortamiento máximo promedio de 0.23% (0.5 mm) antes de alcanzarse el estado límite LLR.

El hecho de que sólo los sensores 15 y 16 hayan registrado deformaciones unitarias promedio de compresión superiores al 0.3% coincide con lo observado al final del ensayo, en que se evidenció el aplastamiento del concreto del borde del alma en una altura pequeña desde la base (ver Figura 4.8b).

#### 5.4.6 Deformaciones en el borde de la aleta del muro W4

En la Figura 4.15 se muestran las gráficas de desplazamiento vertical en el plano del muro W4 vs. deriva registradas por los sensores 32 a 36, los cuales se ubicaron en el borde de la aleta. Así mismo, en la Tabla 5.9 se indican los resultados de desplazamiento total máximo de alargamiento y de deformación unitaria máxima promedio de tracción (obtenida al dividir el desplazamiento referido entre la longitud cubierta por el sensor) de los sensores referidos en el rango desde el inicio del ensayo hasta el alcance de cada uno de los estados límites para el caso FTC.

Tabla 5.9. Deformaciones totales máximas y unitarias promedio máximas en el borde de la aleta en el rango desde el inicio del ensayo hasta alcanzar los diversos estados límite FTC, muro W4.

Sensores del lado del borde de la aleta	Deformación borde de la aleta (mm)					$\epsilon$ promedio borde de la aleta (%)				
	Hasta CM	Hasta YBC	Hasta YABC	Hasta PLR	Hasta LLR	Hasta CM	Hasta YBC	Hasta YABC	Hasta PLR	Hasta LLR
S32	-0.1	-0.2	-0.8	-0.9	-3.6	-0.12%	-0.45%	-1.52%	-1.75%	-7.22%
S33	-0.1	-0.1	-0.2	-0.2	-0.2	-0.03%	-0.03%	-0.09%	-0.10%	-0.10%
S34	-0.1	-0.1	-0.7	-0.8	-1.0	-0.01%	-0.03%	-0.15%	-0.18%	-0.22%
S35	-0.1	-0.2	-1.4	-3.4	-5.5	-0.02%	-0.04%	-0.27%	-0.69%	-1.09%
S36	-0.1	-0.2	-2.0	-3.5	-4.0	-0.01%	-0.01%	-0.17%	-0.31%	-0.35%

Como se aprecia en la Tabla 5.9, todos los sensores del borde de la aleta, salvo el 33, alcanzaron antes de la falla deformaciones unitarias promedio de tracción superiores a la deformación unitaria de fluencia de las barras No. 4, que es de aproximadamente 0.21%. Así mismo, todas las deformaciones unitarias promedio de tracción fueron inferiores a la deformación unitaria de rotura de las barras No. 4 (la cual

es superior al 10%), lo cual no es coincidente con lo observado en el ensayo, ya que dichas barras se fracturaron [6], tal como fue constatado en la autopsia que se realizó al espécimen una vez finalizado el ensayo. El alto registro del sensor 32 fue evidente en el ensayo con la relativamente amplia grieta formada en la base (ver Figura 4.5b).”

Como se anotó anteriormente, los resultados de los análisis realizados con base en las deformaciones unitarias promedio deben tomarse con cautela, en especial al momento de correlacionarlos con las deformaciones unitarias de fluencia y de rotura de las barras de acero.

Por su parte, para el caso de aleta comprimida (FCC), salvo lo registrado por el sensor 32 y 33, las deformaciones unitarias promedio de compresión obtenidas con base en los desplazamientos de acortamiento registrados en la Figura 4.15, fueron muy bajas (inferiores al 0.15%, y por ende inferiores a la mitad de 0.3%, que es aproximadamente la deformación unitaria de rotura a compresión del concreto). Aunque el sensor 32 registró un acortamiento máximo promedio de 1.3% (0.65 mm) antes de alcanzarse el estado límite LLR y presentó valores superiores al 0.3% (0.15 mm) antes de alcanzarse el estado límite YABC, no se evidenció en el ensayo aplastamiento del concreto de la aleta.

#### **5.4.7 Deformaciones en el borde de la aleta del muro W5**

En la Figura 4.15 se muestran las gráficas de desplazamiento vertical en el plano del muro W5 vs. deriva registradas por los sensores 32 a 36, los cuales se ubicaron en el borde de la aleta. Así mismo, en la Tabla 5.10 se indican los resultados de desplazamiento total máximo de alargamiento y de deformación unitaria máxima promedio de tracción (obtenida al dividir el desplazamiento referido entre la longitud cubierta por el sensor) de los sensores referidos en el rango desde el inicio del ensayo hasta el alcance de cada uno de los estados límites para el caso FTC.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

Tabla 5.10. Deformaciones totales máximas y unitarias promedio máximas en el borde de la aleta en el rango desde el inicio del ensayo hasta alcanzar los diversos estados límite FTC, muro W5.

Sensores del lado del borde de la aleta	Deformación borde de la aleta (mm)					$\epsilon$ promedio borde de la aleta (%)				
	Hasta CM	Hasta YBC	Hasta YABC	Hasta PLR	Hasta LLR	Hasta CM	Hasta YBC	Hasta YABC	Hasta PLR	Hasta LLR
S32	-0.1	-0.2	-0.9	-1.7	-13.4	-0.21%	-0.44%	-1.82%	-3.48%	-26.86%
S33	0.0	0.0	-0.2	-0.2	-0.2	-0.01%	-0.02%	-0.11%	-0.11%	-0.11%
S34	0.0	-0.1	-0.8	-1.0	-2.2	-0.01%	-0.01%	-0.17%	-0.23%	-0.49%
S35	-0.2	-0.3	-1.4	-1.6	-2.4	-0.03%	-0.06%	-0.28%	-0.33%	-0.48%
S36	-0.2	-0.4	-1.3	-1.9	-2.5	-0.02%	-0.04%	-0.11%	-0.16%	-0.22%

Como se aprecia en la Tabla 5.10, todos los sensores del borde de la aleta, salvo el 33, alcanzaron antes de la falla deformaciones unitarias promedio de tracción superiores a la deformación unitaria de fluencia de las barras No. 4, que es de aproximadamente 0.21%. Sin embargo, sólo el sensor 32 registró valores significativamente más altos que las deformaciones de fluencia de dichas barras, llegando incluso al final del ensayo a deformaciones unitarias superiores a las de rotura de dichas barras, lo cual coincide con lo observado en el ensayo, en el que varios de los bastones del lado de la aleta se reventaron. El muy alto registro del sensor 32 también fue evidente en el ensayo con la amplia grieta formada en la base (ver Figura 4.8b).

Como se anotó anteriormente, los resultados de los análisis realizados con base en las deformaciones unitarias promedio deben tomarse con cautela, en especial al momento de correlacionarlos con las deformaciones unitarias de fluencia y de rotura de las barras de acero.

Por su parte, para el caso de aleta comprimida (FCC), salvo lo registrado por el sensor 32 y 33, las deformaciones unitarias promedio de compresión obtenidas con base en los desplazamientos de acortamiento registrados en la Figura 4.15, fueron muy bajas (inferiores al 0.15%, y por ende inferiores a la mitad de 0.3%, que es aproximadamente la deformación unitaria de rotura a compresión del concreto). El sensor 32 registró un

acortamiento máximo promedio de 0.92% (0.5 mm) antes de alcanzarse el estado límite LLR, y presentó valores superiores al 0.3% (0.15 mm) antes de alcanzarse el estado límite YABC (sin embargo, en el ensayo no se evidenció aplastamiento del concreto de la aleta). El sensor 33 registró un acortamiento máximo promedio de 0.19% (0.4 mm) antes de alcanzarse el estado límite LLR.

#### **5.4.8 Contribución de la rotación de los muros por la grieta de la base a la deriva total**

La principal contribución a la deriva de ambos especímenes fue aportada por sus rotaciones como cuerpo rígido debidas a la grieta formada en la base. En la Figura 5.5 se relaciona la deriva contra el aporte de la rotación de la base a dicha deriva para los estados límites del caso FCC. Se aprecia en dicha Figura que para ambos muros el aporte referido aumentó en la medida en que creció la deriva. Igualmente, se aprecia que el aporte de la rotación de la base a la deriva fue mayor en el muro W5 que en el W4, debido a que en este último muro se abrió significativamente una grieta por encima de la base (la situada a 550 mm), lo cual no sucedió en el muro W5.

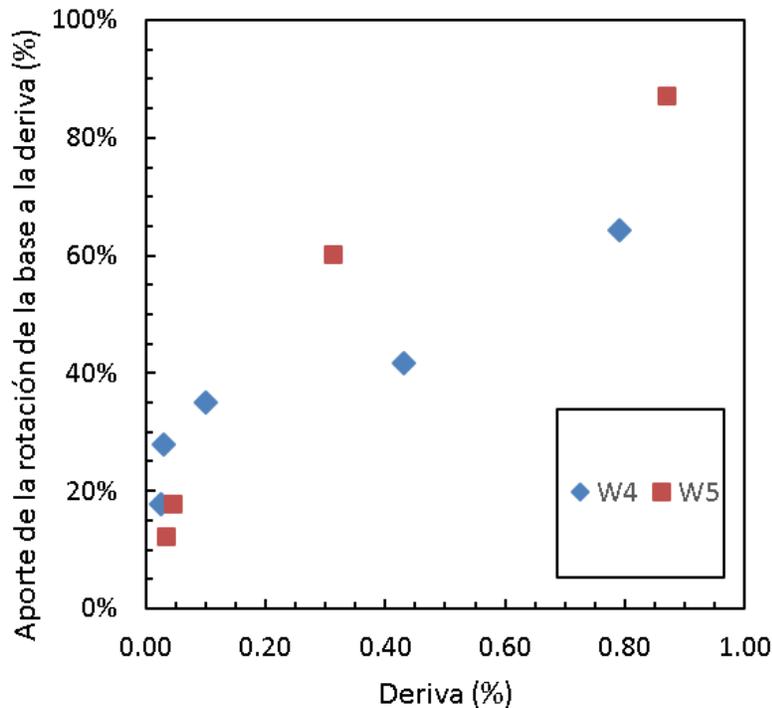


Figura 5.5. Contribución de la rotación de la base a la deriva total de los muros W4 y W5, para los estados límite del caso FCC.

#### 5.4.9 Comparación entre el espesor obtenido y el predicho de la grieta de la base en el borde del alma para el estado límite LLR y dirección de carga FCC

El máximo espesor de la grieta de la base hasta el estado límite LLR para el caso de carga FCC correspondió a 12.2 mm para el caso del muro W4, y se presentó justo al alcanzarse dicho estado, mientras que para el muro W5 el máximo espesor registrado de dicha grieta correspondió a 18.2 mm y se presentó al final del ciclo previo a la falla (recuérdese que para el ciclo de la falla no se tuvo registro del sensor 15, puesto que se despegó del muro).

Por su parte, con base en el modelo de única grieta de la Figura 3.7b, en el numeral 3.12 se había predicho un espesor de dicha grieta de 17.8 mm en el instante de falla de ambos especímenes. Puede verse que la predicción funcionó satisfactoriamente para el muro W5 (diferencia del 2%), puesto que en dicho espécimen efectivamente la única grieta que se abrió fue la de la base (se presentaron fisuras a mayores alturas, pero su abertura fue insignificante). En el caso del muro W4 la grieta predicha fue un

46% más grande que la real, debido a que en dicho espécimen no se presentó una sino dos grietas significativas.

#### **5.4.10 Curvaturas promedio para los estados límite del caso FCC**

En la Figura 5.6 se muestran los perfiles de curvatura promedio de los muros W4 y W5 para todos los estados límites del caso de carga FCC, con la excepción del estado límite YABC para el muro W5, ya que no se presentó. Es importante aclarar que, para el caso del muro W5, los sensores 15 y 16 se soltaron en el ciclo en el que se presentó el estado límite LLR; por lo tanto, en la Figura referida no se muestra la curvatura para dicho estado sino para el instante de máxima deriva (+0.87%) del ciclo anterior.

Los perfiles de curvatura de la Figura 5.6 fueron evaluados a la altura media de cada uno de los sensores del borde del alma, así: en la base, considerando el registro de los sensores 15 y 32; a 150 mm (que corresponde a la altura media a la que está ubicado el sensor 16), con base en el registro de los sensores 16 y 33; a 350 mm (que corresponde a la altura media a la que está ubicado el sensor 17), con base en el registro de los sensores 17 y la fracción correspondiente del 34; a 580 mm (que corresponde a la altura media a la que está ubicado el sensor 18), con base en el registro de los sensores 18 y la fracción correspondiente del 34; a 800 mm (que corresponde a la altura media a la que está ubicado el sensor 19), con base en el registro de los sensores 19 y la fracción correspondiente del 35; a 1050 mm (que corresponde a la altura media a la que está ubicado el sensor 20), con base en el registro de los sensores 20 y la fracción correspondiente del 35; a 1430 mm (que corresponde a la altura media a la que está ubicado el sensor 21), con base en el registro de los sensores 21 y la fracción correspondiente del 36; a 1900 mm (que corresponde a la altura media a la que está ubicado el sensor 22), con base en el registro de los sensores 22 y la fracción correspondiente del 36; y a 2250 mm (que corresponde a la altura media a la que está ubicado el sensor 23), con base en el registro de los sensores 23 y la fracción correspondiente del 36 (nótese que en la Figura referida, a dicha altura, sólo se muestra el registro del muro W4, ya que el sensor 23 del muro W5 no funcionó adecuadamente).

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

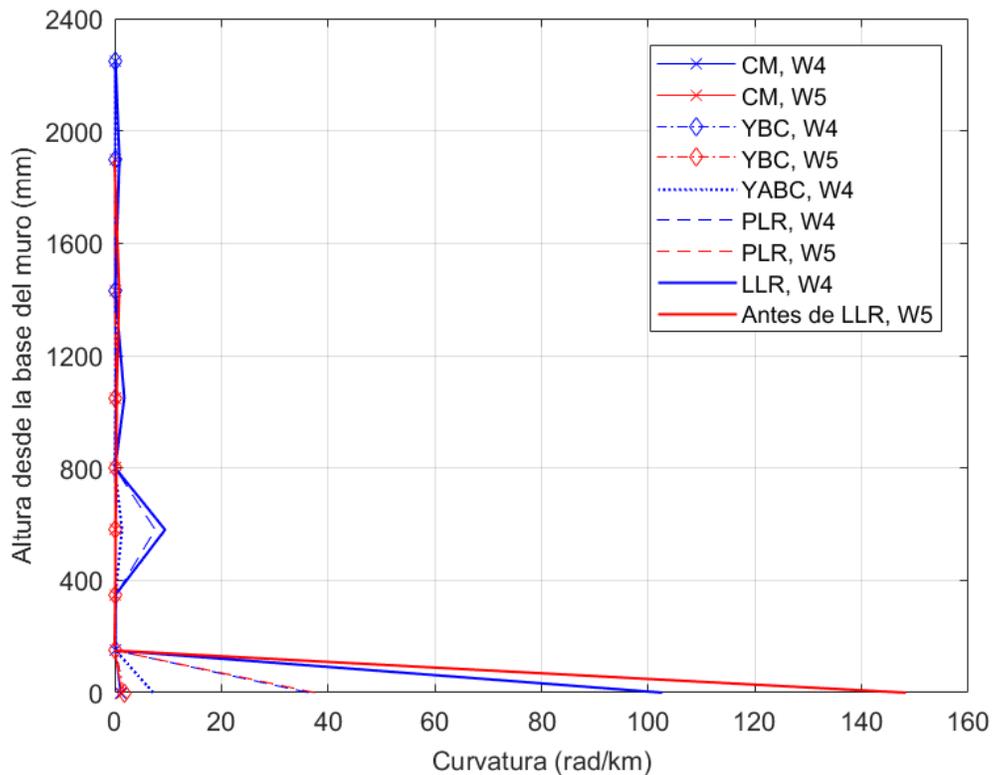


Figura 5.6. Perfiles de curvatura promedio de los muros W4 y W5 para el caso de aleta comprimida (FCC) para todos los estados límite.

Como complemento visual, en la Figura 5.7 se presentan, para el caso FCC, los perfiles de curvatura para los estados límite CM y YBC de los muros W4 y W5, y para el estado límite YABC del muro W4. Como se aprecia en dicha Figura, las curvaturas para los estados límite CM y YBC son muy pequeñas para ambos muros, con valores máximos en la base. También se aprecia que, para el estado límite YABC del muro W4, la curvatura de la base es mucho mayor que para alturas mayores, y que se presenta un pico de curvatura a 550 mm debido a la grieta que apareció a dicha altura en el muro referido después del estado límite YBC.

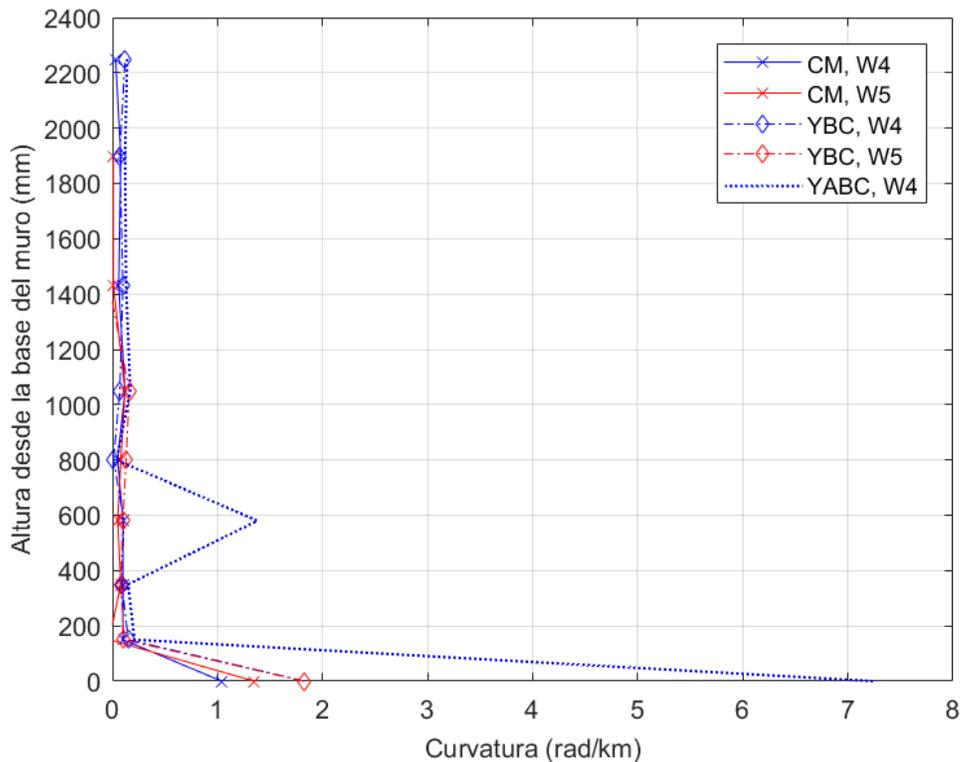


Figura 5.7. Perfiles de curvatura promedio para el caso de aleta comprimida (FCC) para los estados límite CM y YBC de los muros W4 y W5, y para el estado límite YABC del muro W4.

También como complemento visual, en la Figura 5.8 se presentan los perfiles de curvatura de ambos muros para los estados límite PLR y LLR del caso FCC. Como se aprecia en dicha Figura, salvo en la base, no hay una significativa diferencia entre las curvaturas de los estados límite PLR y LLR de ambos muros, lo cual es indicativo de que la disipación de energía que se presentó entre ambos estados se debió básicamente a la amplia grieta de la base (de hecho, tampoco hay cambio significativo de curvaturas a 550 mm de altura para el muro W4, lo que indica poco cambio de amplitud de la grieta situada allí entre ambos estados límite).

Por encima de la base las curvaturas son bajas, salvo por el pico ya referido para el muro W4 a una altura de 550 mm. Al comparar entre sí los muros para el estado límite PLR, se aprecia que la respuesta en la base fue similar, pero que en altura el muro W4 presentó picos de alguna significación (siendo el de mayor relevancia el situado a 550

mm). Así mismo, al comparar entre sí los muros para el estado límite LLR, se aprecia que la curvatura en la base fue aproximadamente un 50% más grande para el muro W5, y que en altura se presentaron entre los dos muros las mismas diferencias generales encontradas para el estado límite PLR.

Las muy altas curvaturas de la base en relación a las presentadas a mayores alturas, tal como se evidencia en la Figura 5.8, indican que la disipación de energía de ambos muros se derivó básicamente de la amplia grieta formada en la base, la cual produjo altas incursiones post-fluencia y rotura de una cantidad significativa de bastones No. 2 y No. 4.

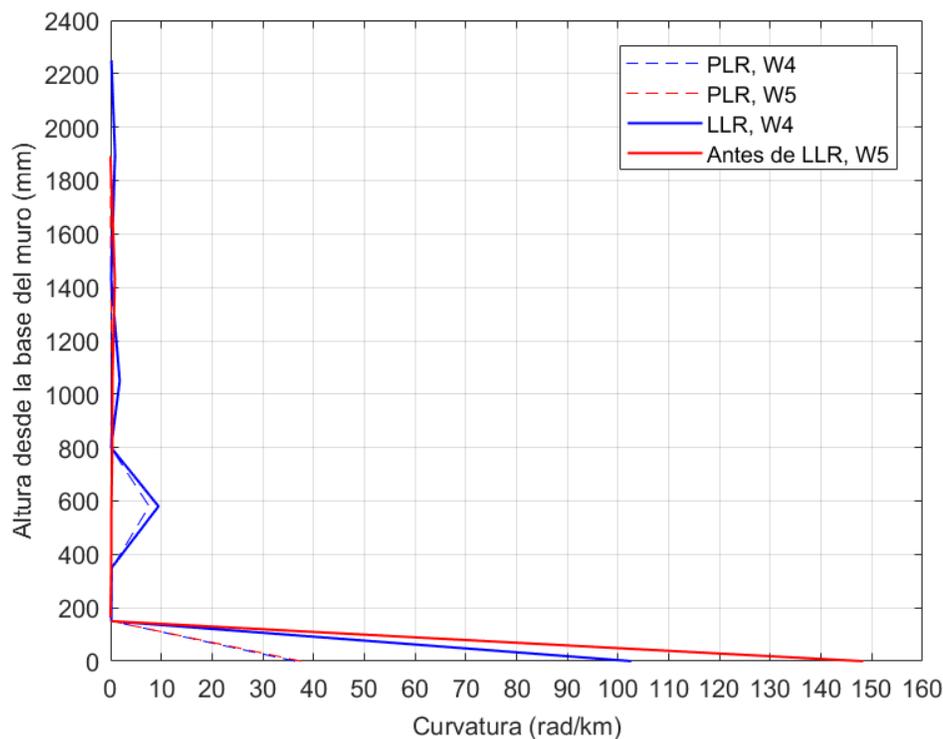


Figura 5.8. Perfiles de curvatura promedio de los muros W4 y W5 para el caso de aleta comprimida (FCC) para los estados límite PLR y LLR.

#### 5.4.11 Curvaturas promedio para los estados límite del caso FTC

En la Figura 5.9 se muestran los perfiles de curvatura promedio de los muros W4 y W5 para todos los estados límites del caso FTC. Es importante aclarar que, para el caso del muro W5, los sensores 15, 16 y 17 se soltaron antes de que se presentara el

estado límite LLR; por lo tanto, en la Figura referida no se muestra la curvatura para dicho estado sino para el último instante del caso FTC para el que funcionaron bien los sensores, correspondiente a una deriva de -0.77%.

Los perfiles de curvatura de la Figura 5.9 fueron evaluados a la altura media de cada uno de los sensores del borde de la aleta, así: en la base, considerando el registro de los sensores 15 y 32; a 0.15m (que corresponde a la altura media a la que está ubicado el sensor 33), con base en el registro de los sensores 16 y 33; a 0.48m (que corresponde a la altura media a la que está ubicado el sensor 34), con base en el registro del sensor 34 y la suma de los registros de los sensores 17 y 18; a 0.95m (que corresponde a la altura media a la que está ubicado el sensor 35), con base en el registro del sensor 35 y la suma de los registros de los sensores 19 y 20; y a 1.78m (que corresponde a la altura media a la que está ubicado el sensor 36), con base en el registro del sensor 36 y la suma de los registros de los sensores 21, 22 y 23 (aunque para el caso del muro W5 no se tuvo en cuenta el registro del sensor 23, puesto que no funcionó adecuadamente).

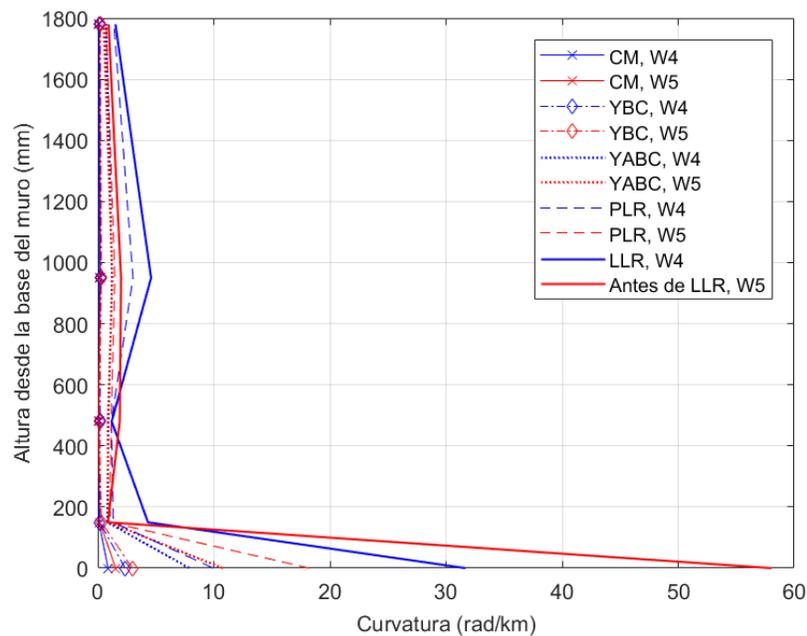


Figura 5.9. Perfiles de curvatura promedio de los muros W4 y W5 para el caso de aleta traccionada (FTC) para todos los estados límite.

Como complemento visual, en la Figura 5.10 se presentan los perfiles de curvatura de ambos muros para los estados límite CM, YBC y YABC del caso FTC. Como se aprecia en dicha Figura, las curvaturas para los estados límite CM y YBC son muy pequeñas para ambos muros, con valores máximos en la base. Si en la comparación se incluye el estado límite YABC, además de la significativa diferencia de curvaturas en la base, se aprecia para ambos muros un corrimiento más o menos uniforme de los perfiles de curvatura hacia la derecha al pasar del estado límite YBC al YABC.

Para el caso del muro W4, el tipo de corrimiento referido contrasta con lo observado para el caso FCC al pasar del estado límite YBC al YABC (ver Figura 5.7), lo cual indica una distribución más uniforme del agrietamiento en la aleta que en el borde del alma para dicho muro (nótese que no se presenta comparación de dicho corrimiento contra lo observado en el muro W5, ya que dicho espécimen no presentó el estado límite YABC para el caso FCC).

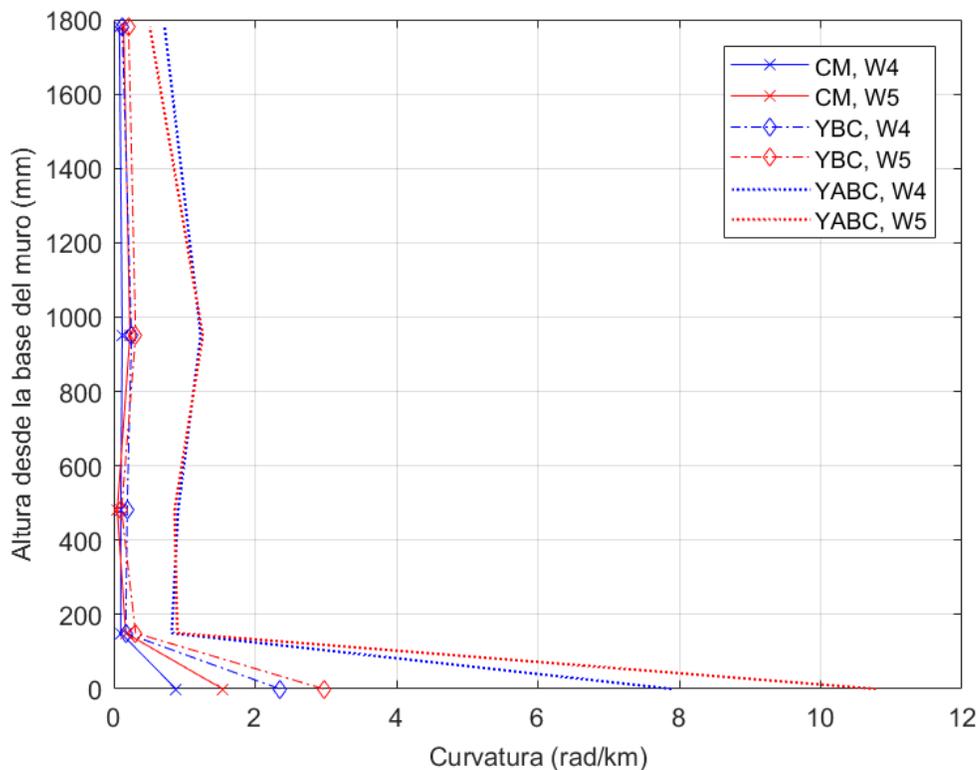


Figura 5.10. Perfiles de curvatura promedio de los muros W4 y W5 para el caso de aleta traccionada (FTC) para los estados límite CM, YBC y YABC.

También como complemento visual, en la Figura 5.11 se presentan los perfiles de curvatura de ambos muros para los estados límite PLR y LLR del caso FTC. Como se aprecia en dicha Figura, salvo en la base, no hay diferencias muy significativas entre las curvaturas de los estados límite PLR y LLR para ambos muros (aunque son un poco más notables en el muro W4), lo cual es indicativo de que la disipación de energía que se presentó entre ambos estados se debió básicamente a la grieta de la base. Por encima de la base las curvaturas son bajas (aunque mayores que las del caso FCC para los mismos estados límites, con la excepción del pico a 550 mm en el muro W4), siendo más uniformes y menores las del muro W5.

En cuanto a la respuesta en la base, se aprecia que la curvatura del muro W5 fue aproximadamente un 80% más grande que la del muro W4, tanto para el estado límite PLR como LLR. Al comparar la respuesta en la base del muro W4 para las dos direcciones de carga, se encontró que la curvatura para el caso FCC fue 3.6 y 3.2 veces más grande que para el caso FTC con estados límite PLR y LLR, respectivamente. En cuanto al muro W5, dichos valores fueron de 2.1 y 2.6, respectivamente.

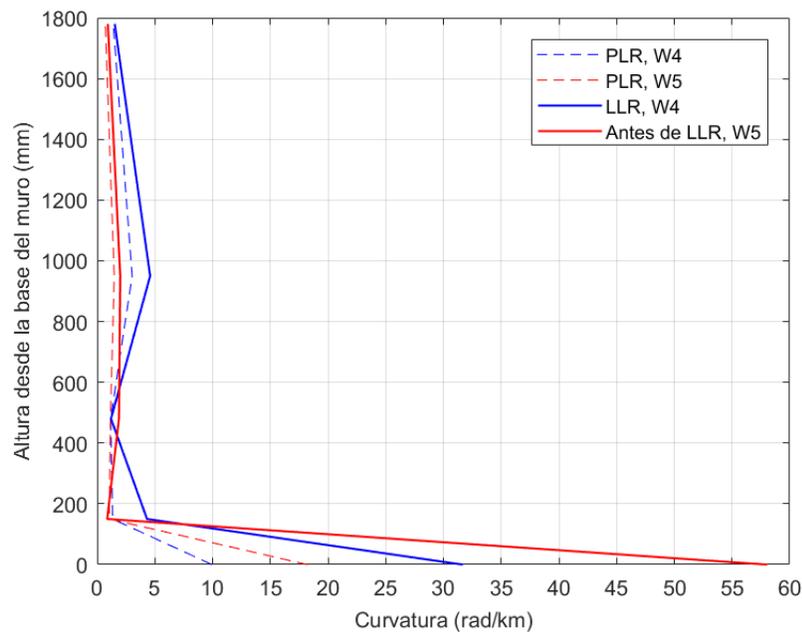


Figura 5.11. Perfiles de curvatura promedio de los muros W4 y W5 para el caso de aleta traccionada (FTC) para los estados límite PLR y LLR.

#### 5.4.12 Variación en altura de la rotación y del desplazamiento horizontal para los estados límite PLR y LLR del caso FCC

En las Figuras 5.12 y 5.13 se presentan, respectivamente, las variaciones en altura de la rotación y del desplazamiento horizontal de los muros W4 y W5, para los estados límites PLR y LLR con aleta comprimida (FCC). El valor de la rotación a una altura de 0.0 m se definió como la rotación de cuerpo rígido desde la base, la cual correspondió, para el muro W4, a 0.18% (0.0018 rad) y 0.50% (0.0050 rad) para PLR y LLR, respectivamente; mientras que para el muro W5 correspondió a 0.19% (0.0019 rad) y a 0.76% (0.0076 rad), respectivamente. Con el punto inicial definido, la evolución del perfil de rotación en altura se obtuvo al integrar el perfil de curvaturas presentado en la Figura 5.8 para el estado límite correspondiente (ignorando la curvatura de la base, pues su efecto se consideró con el punto inicial referido). Por su parte, el perfil de desplazamiento horizontal para cada estado límite se obtuvo al integrar el perfil de rotación correspondiente.

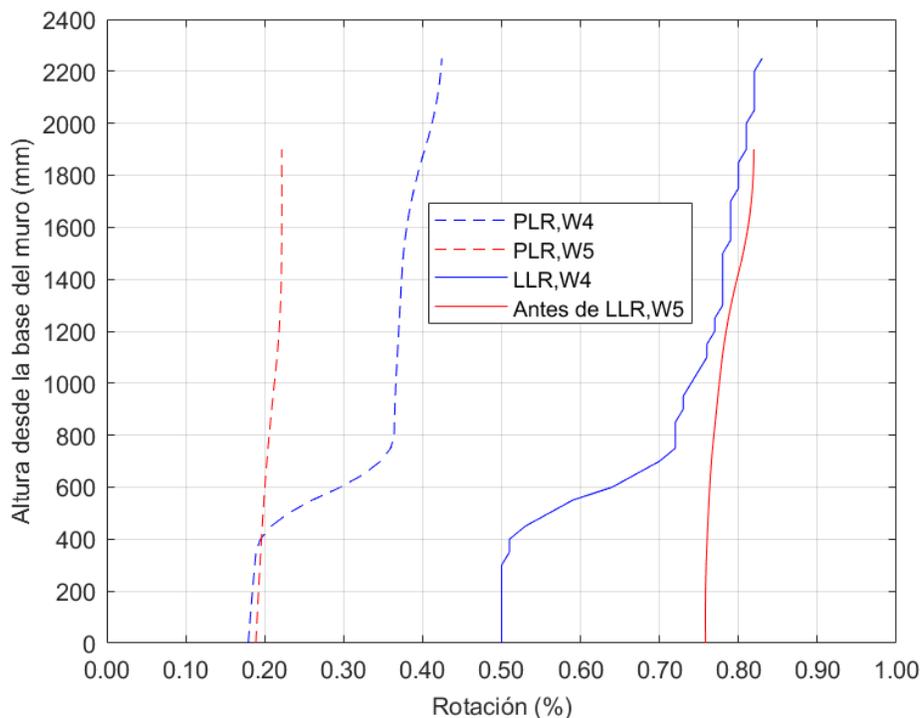


Figura 5.12. Variación en altura de la rotación de los muros W4 y W5 para el caso FCC y estados límite PLR y LLR, obtenida de la integración de los perfiles de curvatura.

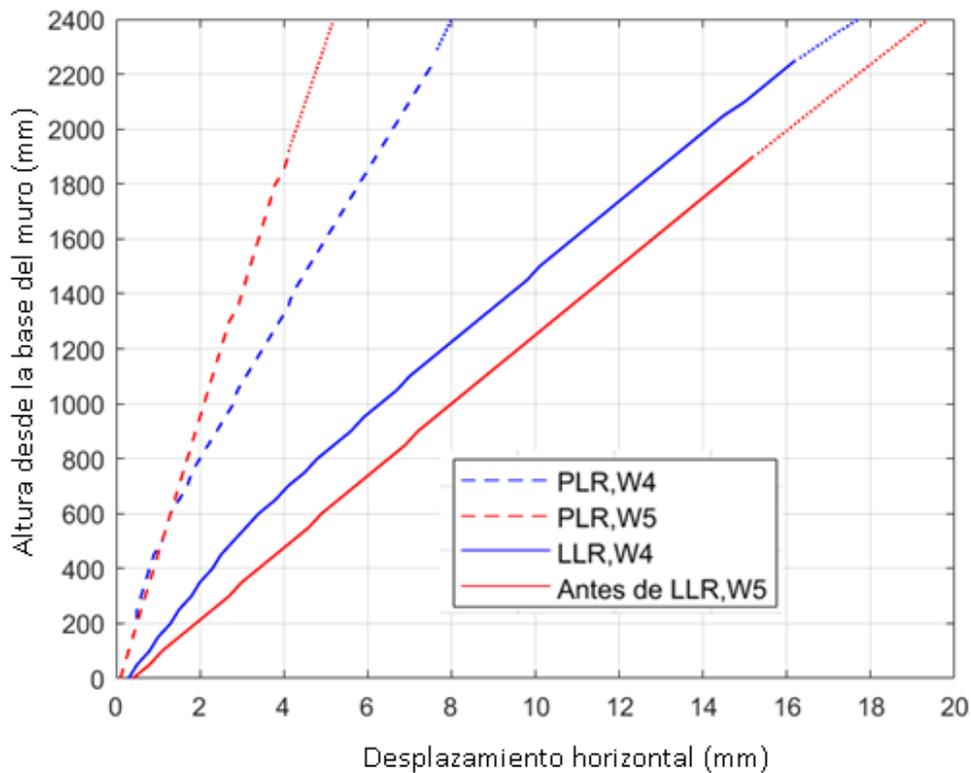


Figura 5.13. Variación en altura del desplazamiento horizontal de los muros W4 y W5 para el caso FCC y estados límite PLR y LLR, obtenida de la integración de los perfiles de rotación de la Figura 5.12.

Al comparar contra los resultados experimentales, se encuentra que el desplazamiento horizontal en el tope del muro W4 presentado en la Figura 5.13 fue un 22% inferior al real para el estado límite PLR (8.0 mm vs. 10.3 mm) y un 6% inferior al real para el estado límite LLR (17.7 mm vs. 18.9 mm). Para el caso del muro W5, el desplazamiento referido fue un 30% inferior al real para el estado límite PLR (5.2 mm vs. 7.4 mm) y un 5% inferior al máximo registrado hasta el estado límite LLR (19.4 mm vs. 20.5 mm). Estas diferencias, algo significativas para el estado límite PLR de ambos muros, se explican por el hecho de que los desplazamientos de la Figura 5.13 fueron calculados a partir de los perfiles de curvatura de la Figura 5.8, los cuales solo constaron de 9 puntos (uno por cada sensor instalado en el borde del alma).

## 5.5 DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ, DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA

### 5.5.1 Degradación de rigidez

En la Figura 5.14 se muestran las degradaciones de rigidez de los muros W4 y W5 en función de la deriva, para los casos FTC y FCC. Se muestran también en dicha Figura los resultados de dos especímenes más que formaron parte de su programa experimental: el W6, que fue similar al W4, con la diferencia de que se le adicionaron dos barras No. 4 verticales en el borde del alma; y el W7, que es similar al W6, pero tiene además una pequeña aleta estabilizadora en el borde del alma. La degradación de rigidez de dicha Figura está expresada en términos de la relación de la rigidez de un ciclo particular  $K_e$  y la rigidez inicial  $K_i$  (la cual corresponde a la mayor de las obtenidas en los dos primeros ciclos de carga del ensayo, para la dirección de análisis).

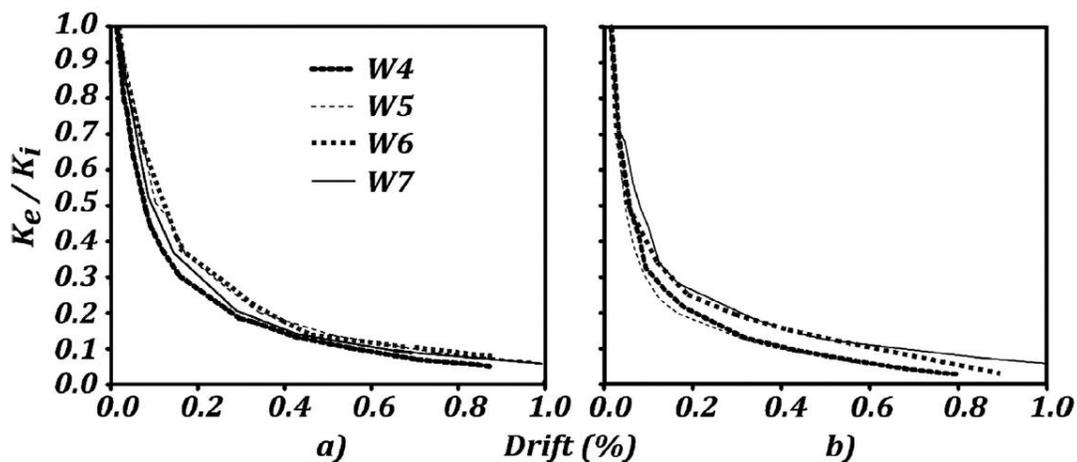


Figura 5.14. Degradación de rigidez de los muros W4 a W7: a) ciclos con aleta traccionada (FTC), b) ciclos con aleta comprimida (FCC). Referencia: Blandón et al. [6].

Las tendencias de las curvas mostradas en la Figura 5.14 demuestran que los muros experimentaron una rápida degradación, pues la reducción de la rigidez fue cercana al 70% ( $K_e/K_i \approx 0.3$ ) para derivas de entre 0.16% y 0.25% para el caso FTC, y de entre el 0.09% y el 0.15% para el caso FCC [6]. Tomando en cuenta la proporcionalidad entre la rigidez y la resistencia [136], es posible inferir que la muy alta degradación de la rigidez desde valores tan bajos de deriva se debe, en gran medida, a

sus bajas resistencias, debido a sus bajas cuantías de refuerzo. Así mismo, la limitada carga axial de los muros también contribuyó a su rápida degradación.

Como se aprecia en la Figura 5.14, las degradaciones de rigidez de los muros W4 y W5 fueron muy similares para ambas direcciones de carga. Se aprecia también que las degradaciones fueron un poco menores para el caso FTC que para el FCC, debido a la mayor cantidad de refuerzo en la aleta que en el borde del alma. La diferencia de refuerzo entre la aleta y el borde del alma implicó que la grieta más significativa en la degradación de rigidez -la de la base- fuera de mayor amplitud y extensión para el caso FCC que para el FTC.

Para el 1% de deriva (que es la deriva límite de la NSR-10 para el caso en que se usan secciones brutas en el análisis), la rigidez efectiva fue menor al 10% de la rigidez inicial ( $K_e/K_i = 0.1$ ) para ambos especímenes y para ambas direcciones de carga. Estos resultados indican la importancia de considerar secciones agrietadas en el proceso de diseño, ya que las derivas pueden ser significativamente subestimadas al emplean secciones brutas en el análisis [6].

Con el fin de ahondar en el análisis del párrafo anterior, es útil comparar la rigidez inicial  $K_i$  de la Figura 5.14 contra la rigidez teórica  $K_0$  de los muros W4 y W5 sin agrietar y sometidos a una carga puntual ubicada a la altura efectiva  $h_{eff} = 5200$  mm, la cual se puede calcular considerando solo el aporte a flexión, con la ecuación clásica de la mecánica de materiales  $3E_c I_g / h_{eff}^3$ . Al hacer tal comparación se encuentra que las relaciones  $K_0/K_i$  son 1.91 y 1.86 para el caso FTC de los muros W4 y W5, respectivamente; mientras que para el caso FCC son 1.29 y 1.92, respectivamente. Esto significa que las degradaciones de rigidez de los especímenes con respecto a las rigideces teóricas  $K_0$  (que son con las que se calculan derivas en un diseño convencional que emplee secciones no agrietadas) serán mayores que las ilustradas en la Figura 5.14. Esto enfatiza aún más la importancia de realizar los análisis tradicionales FBD considerando secciones fisuradas, o, aún mejor, de realizar análisis DBD.

### **5.5.2 Longitud de la rótula plástica**

Como se aprecia claramente en los perfiles de curvatura de las Figuras 5.8 y 5.11, la disipación de energía se concentró básicamente en la única grieta formada en el plano de unión de la viga de fundación y el arranque de los muros. Por tanto, la longitud de la rótula plástica  $L_p$  resultó ser aproximadamente igual –o ligeramente mayor- al espesor de dicha grieta, y por ende menor a la longitud predicha en el numeral 3.10 de aproximadamente 300 mm (3 veces el espesor del muro).

Es probable que los traslajos hayan inhibido la formación de otras grietas cercanas a la referida, de modo que si no hubieran estado presentes posiblemente se hubieran obtenido valores de  $L_p$  más cercanos a los predichos (por ejemplo, en la investigación ya referida de Lu et al. [42] sobre muros gobernados por flexión con refuerzo en bajas cuantías y sin traslajos, se formaron dos o tres grietas principales en la zona de la base, y resultaron valores de  $L_p$  de entre 1.3 y 2.6 veces el espesor del muro).

### **5.5.3 Ductilidad de desplazamiento**

Con el fin de calcular las ductilidades de desplazamiento, en las Figuras 5.15 y 5.16 se presentan simplificaciones bilineales de la envolvente histerética para cada uno de los muros (la simplificación se muestra en líneas rectas continuas, mientras que las envolventes se muestran punteadas). La primera línea recta de cada dirección de carga va desde el origen hasta el punto de fluencia, y la segunda va desde el punto anterior hasta el punto de máxima deriva alcanzada para la dirección en cuestión.

Nótese que la deriva correspondiente a cada uno de los puntos referidos se marca en las Figuras referidas. La deriva correspondiente a cada punto de fluencia se calculó como el promedio aritmético entre las derivas a las que se alcanzaron los estados límites YBC y YABC (las cuales se presentan en la Tabla 5.1), mientras que la deriva del otro punto corresponde a la máxima alcanzada hasta la falla (las cuales se obtuvieron justo al llegar al estado límite LLR -salvo para el muro W5 en la dirección FCC- y también se presentan en la Tabla 5.1).

Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado

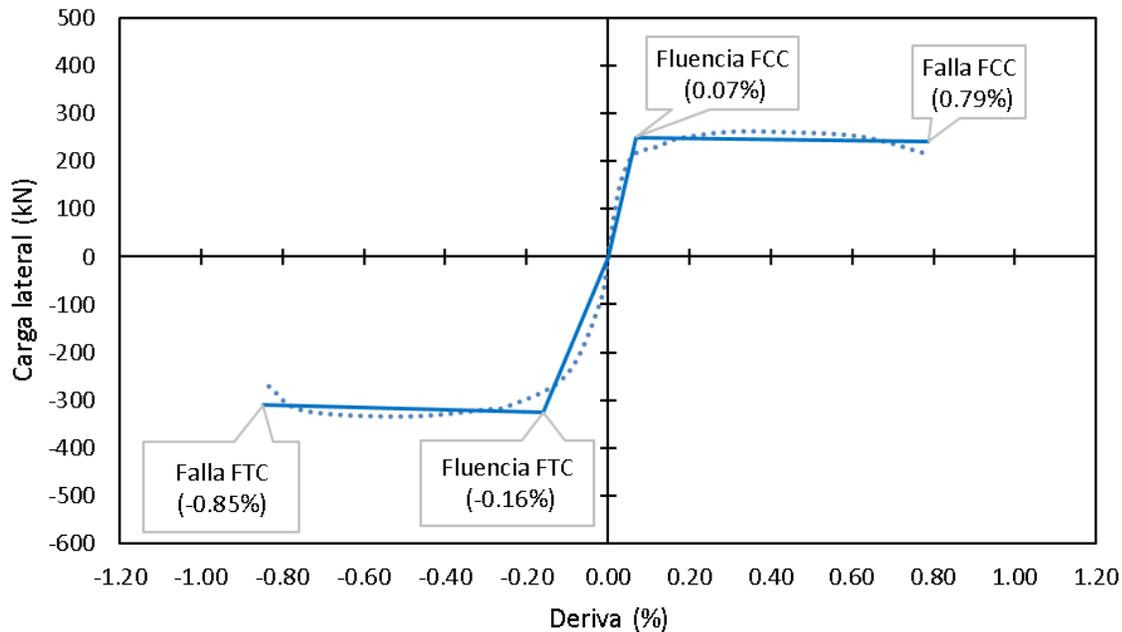


Figura 5.15. Simplificación bilineal de la envolvente histerética del muro W4.

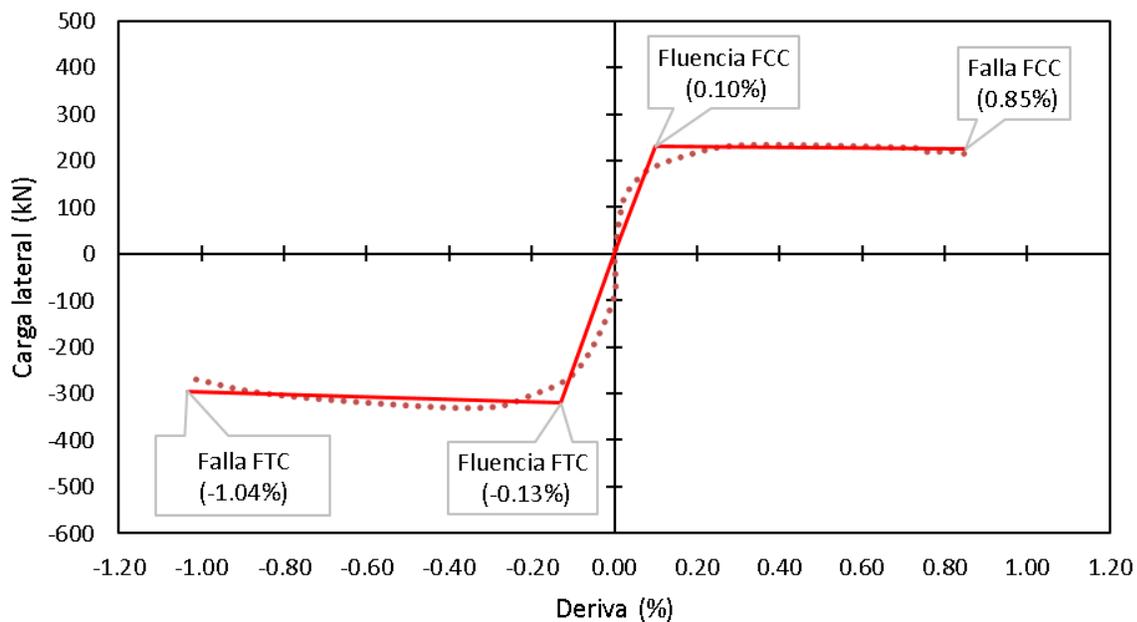


Figura 5.16. Simplificación bilineal de la envolvente histerética del muro W5.

Las ductilidades de desplazamiento, obtenidas como los cocientes entre la deriva máxima y la deriva de fluencia mostradas en las Figuras 5.16 y 5.17, resultan de 11.3 y 5.3 para los casos FCC y FTC del muro W4, y de 8.5 y 8.0 para dichos casos del muro W5. Tales valores son lejanos a los predichos en la Tabla 3.8, que eran de 7.8 y 17.1

para los casos FCC y FTC del muro W4 (y del muro W5, si se sólo se consideraba el efecto del refuerzo de la base), y de 3.1 y 17.1 en el muro W5 si sólo se consideraba el efecto de la malla electrosoldada. Las mayores divergencias de las predicciones con respecto al comportamiento real fueron para el caso FTC de ambos muros, ya que subestimaron el desplazamiento de fluencia y sobreestimaron el desplazamiento último en dicha dirección de carga.

Nótese que las ductilidades de desplazamiento obtenidas pueden considerarse aceptables en ambos muros (el mínimo valor fue 5.3), a pesar de sus relativamente bajas capacidades de deriva, de la limitada distribución del agrietamiento en altura, de la limitada capacidad de deformación y endurecimiento de las barras No. 2 (lo cual fue sorprendente, pues se esperaba que fueran barras dúctiles) y de la baja capacidad de deformación y respuesta post-fluencia plana de la malla electrosoldada.

Con respecto a las ductilidades de desplazamiento obtenidas, debe tenerse presente que en el caso de muros largos, que son los de mayor interés porque tienden a controlar la respuesta inelástica de los edificios de la tipología estudiada, las ductilidades podrían ser significativamente menores que las encontradas en los ensayos. Ello se debe a que cuando el comportamiento del muro es dominado por un número discreto de amplias grietas de flexión, la rotación como cuerpo rígido del espécimen es una función de su longitud, como se ilustra en la Figura 5.17 [99]. Con relación a dicha Figura, se aprecia que para espesores iguales de grieta en la base, la rotación como cuerpo rígido -y por ende la deriva- del muro más largo es menor que la del muro corto.

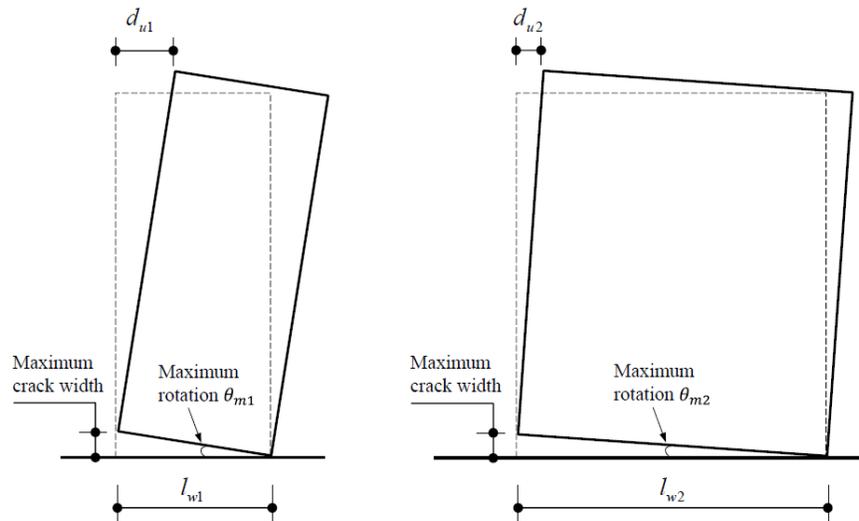


Figura 5.17. Modelo de única grieta para muros con bajas cuantías de refuerzo.

Referencia: Lu et al. [99]

#### 5.5.4 Disipación de energía

La energía disipada en cada semiciclo de carga, bien sea con derivas positivas (FCC) o negativas (FTC), se calculó como el área encerrada por la curva histerética fuerza – desplazamiento para el semiciclo respectivo. Si dichas energías se suman desde el inicio del ensayo, se puede encontrar la energía disipada acumulada hasta una determinada deriva.

En las Tablas 5.11 y 5.12 se muestra, respectivamente, la evolución de la disipación de energía con la deriva en los muros W4 y W5. En las columnas (2) y (3) de dichas Tablas se muestra, respectivamente, la disipación de energía del primer y segundo ciclo para cada una de las derivas de la columna (1). En la columna (4) se muestra la relación entre las energías disipadas del segundo y del primer ciclo de cada deriva, en la columna (5) se muestra la energía disipada por cada deriva, y en la columna (6) se presenta la energía disipada acumulada hasta una determinada deriva. Las energías disipadas normalizadas del primer y del segundo ciclo de cada deriva,  $E_{eqC1}$  y  $E_{eqC2}$ , respectivamente, se presentan en las columnas (7) y (8) y se calcularon como la relación entre la energía disipada en el ciclo respectivo (presentada en las columnas (2) y (3)) y el área del rectángulo envolvente de la curva de histéresis fuerza –

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

desplazamiento para dicho ciclo. Finalmente, en la columna (9) se presenta el valor promedio de la energía disipada normalizada por cada deriva,  $E_{eq\ prom}$ , (obtenido al promediar los resultados de las columnas (7) y (8)).

Tabla 5.11. Energías disipadas absolutas y normalizadas, muro W4

(1) Deriva (%)	(2) $E_{disc1}$ (kJ)	(3) $E_{disc2}$ (kJ)	(4) = (3)/(2) $E_{disc2}/E_{disc1}$	(5) = (2) + (3) $E_{dis}$ (kJ)	(6) $E_{dis\ acum}$ (kJ)	(7) $E_{eqC1}$	(8) $E_{eqC2}$	(9) $E_{eq\ prom}$
0.02	0.02	0.03	1.19	0.05	0.05	0.16	0.17	0.17
0.04	0.09	0.06	0.71	0.15	0.20	0.19	0.13	0.16
0.05	0.08	0.14	1.76	0.22	0.42	0.11	0.17	0.14
0.07	0.15	0.14	0.93	0.29	0.71	0.12	0.11	0.11
0.08	0.29	0.20	0.71	0.49	1.20	0.15	0.12	0.14
0.10	0.26	0.24	0.94	0.49	1.69	0.12	0.12	0.12
0.13	0.40	0.34	0.86	0.75	2.44	0.13	0.12	0.12
0.17	0.69	0.55	0.79	1.24	3.68	0.15	0.13	0.14
0.31	1.61	1.20	0.74	2.80	6.48	0.18	0.14	0.16
0.42	2.24	1.83	0.82	4.07	10.56	0.18	0.15	0.17
0.50	2.68	2.42	0.90	5.11	15.66	0.18	0.17	0.18
0.83	3.31	-	-	3.31	18.97	-	-	-

$E_{disc1}$  = Energía disipada en el primer ciclo de deriva.

$E_{disc2}$  = Energía disipada en el segundo ciclo de deriva

$E_{dis}$  = Energía disipada en cada deriva

$E_{dis\ acum}$  = Energía disipada acumulada hasta una determinada deriva

$E_{eqC1}$  = Energía disipada normalizada en el primer ciclo de deriva.

$E_{eqC2}$  = Energía disipada normalizada en el segundo ciclo de deriva

$E_{eq\ prom}$  = Energía disipada normalizada promedio en cada deriva

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de  
muros delgados de edificios de concreto reforzado*

Tabla 5.12. Energías disipadas absolutas y normalizadas, muro W5

(1) Deriva (%)	(2) $E_{disC1}$ (kJ)	(3) $E_{disC2}$ (kJ)	(4) = (3)/(2) $E_{disC2}/E_{disC1}$	(5) = (2) + (3) $E_{dis}$ (kJ)	(6) $E_{dis\ acum}$ (kJ)	(7) $E_{eqC1}$	(8) $E_{eqC2}$	(9) $E_{eq\ prom}$
0.02	0.02	0.02	1.01	0.05	0.05	0.20	0.20	0.20
0.04	0.07	0.06	0.89	0.14	0.19	0.17	0.16	0.16
0.05	0.12	0.10	0.85	0.22	0.40	0.14	0.13	0.14
0.07	0.18	0.16	0.88	0.33	0.74	0.15	0.13	0.14
0.08	0.21	0.20	0.93	0.41	1.14	0.13	0.13	0.13
0.10	0.31	0.27	0.87	0.59	1.73	0.15	0.14	0.15
0.13	0.43	0.40	0.93	0.82	2.55	0.15	0.15	0.15
0.17	0.67	0.56	0.83	1.23	3.78	0.17	0.15	0.16
0.31	2.06	1.59	0.77	3.65	7.43	0.22	0.18	0.20
0.42	2.36	2.26	0.96	4.62	12.06	0.21	0.20	0.20
0.50	3.15	2.87	0.91	6.02	18.08	0.23	0.22	0.22
0.83	7.23	5.99	0.83	13.22	31.30	0.33	0.31	0.32
1.17	3.84	0.00	0.00	3.84	35.14	-	-	-

$E_{disC1}$  = Energía disipada en el primer ciclo de deriva.

$E_{disC2}$  = Energía disipada en el segundo ciclo de deriva

$E_{dis}$  = Energía disipada en cada deriva

$E_{dis\ acum}$  = Energía disipada acumulada hasta una determinada deriva

$E_{eqC1}$  = Energía disipada normalizada en el primer ciclo de deriva.

$E_{eqC2}$  = Energía disipada normalizada en el segundo ciclo de deriva

$E_{eq\ prom}$  = Energía disipada normalizada promedio en cada deriva

Del análisis de las Tablas 5.11 y 5.12 se aprecia que la cantidad de energía disipada por ciclo fue aumentando en la medida en que avanzaba el ensayo, como es de esperarse. También se aprecia que la disipación de energía en los segundos ciclos de cada deriva es en general un poco menor a la de los primeros ciclos, lo cual es concordante con otras investigaciones [61] y se podría explicar por el hecho de que una parte del agrietamiento que potencialmente podría producir la demanda de desplazamiento del segundo ciclo ya ocurrió en el primero, el cual generó antes la misma demanda.

Con los datos de las columnas (1) y (6) de las Tablas referidas, en la Figura 5.18 se presenta la relación entre la energía disipada acumulada y la deriva de ambos muros. Se aprecia que hasta finalizar los dos ciclos con deriva de  $\pm 0.50\%$ , la energía disipada por ambos especímenes fue similar (aproximadamente 18 kJ para el muro W5 y 16 kJ para el W4), pero de ahí en adelante disipó más el muro W5, debido básicamente a que

resistió, hasta las fallas FCC y FTC, uno y dos ciclos más que el muro W4, respectivamente. La energía total disipada (punto final de cada curva) se calculó hasta el semiciclo inmediatamente anterior a aquél en que se presentó la falla FTC (la cual fue posterior a la falla FCC en ambos muros), y fue de aproximadamente 35 kJ y 19 kJ para los muros W5 y W4, respectivamente.

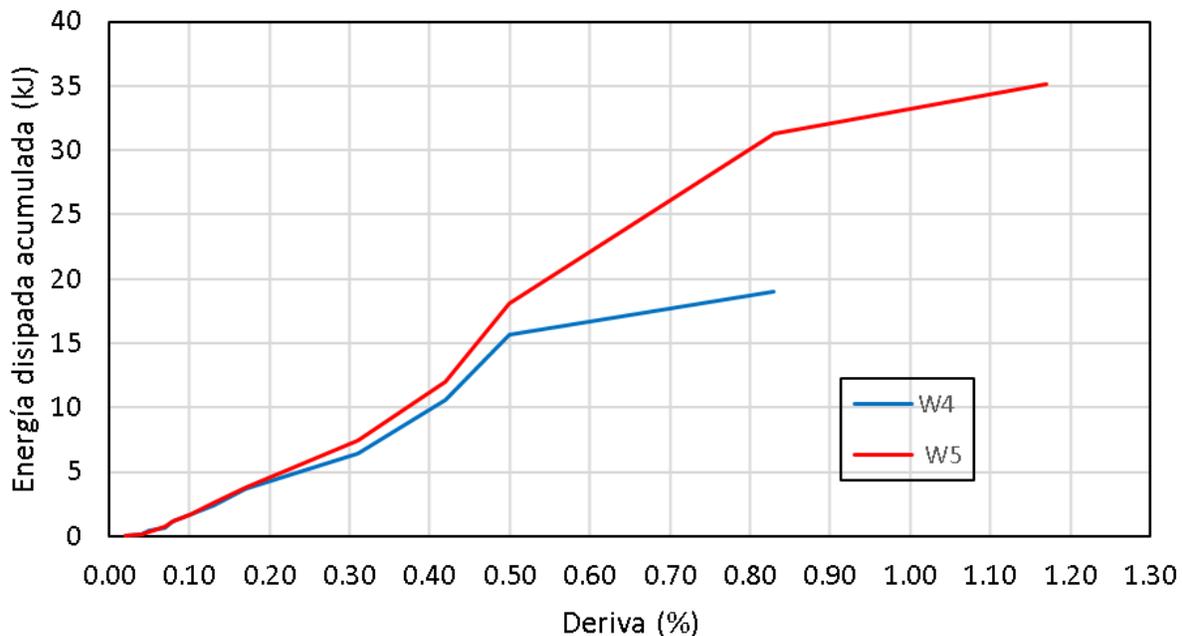


Figura 5.18. Energía disipada acumulada vs. deriva, muros W4 y W5.

Por su parte, en la Figura 5.19 se presenta, para cada muro y dirección de carga, la evolución con la deriva de la energía disipada. Se aprecia que hasta finalizar los dos ciclos con deriva de  $\pm 0.50\%$  (que corresponde al punto final de las curvas del muro W4), las cuatro curvas siguieron aproximadamente la misma trayectoria. Hasta ese punto, la energía disipada por ambos especímenes fue prácticamente la misma para los casos de carga FCC (del orden de 8.5 kJ), y fue ligeramente superior en el W5 que en el W4 para los casos FTC (9.4 kJ vs. 7.1 kJ). Para el caso del muro W5, la energía total disipada (punto final de las curvas de dicho muro) fue mayor para el caso FTC que para el caso FCC (16.7 kJ vs. 11.9 kJ), debido a que la falla para aquel caso fue un ciclo y medio después que la del caso FCC.

Del análisis de la Figura 5.19 se deduce que la mejor distribución en altura del agrietamiento (mayor cantidad de grietas) en el borde de la aleta que en el borde del alma no produjo diferencias significativas entre las cantidades de energías disipadas de los casos FTC y FCC, al menos hasta el instante de la falla FCC de ambos muros. También es importante tener en cuenta que la disipación de energía para el caso FTC de ambos muros se vio afectada por la falla previa del caso FCC (es decir, es probable que la disipación del caso FTC hubiera sido mayor si no hubiera ocurrido antes la falla FCC).

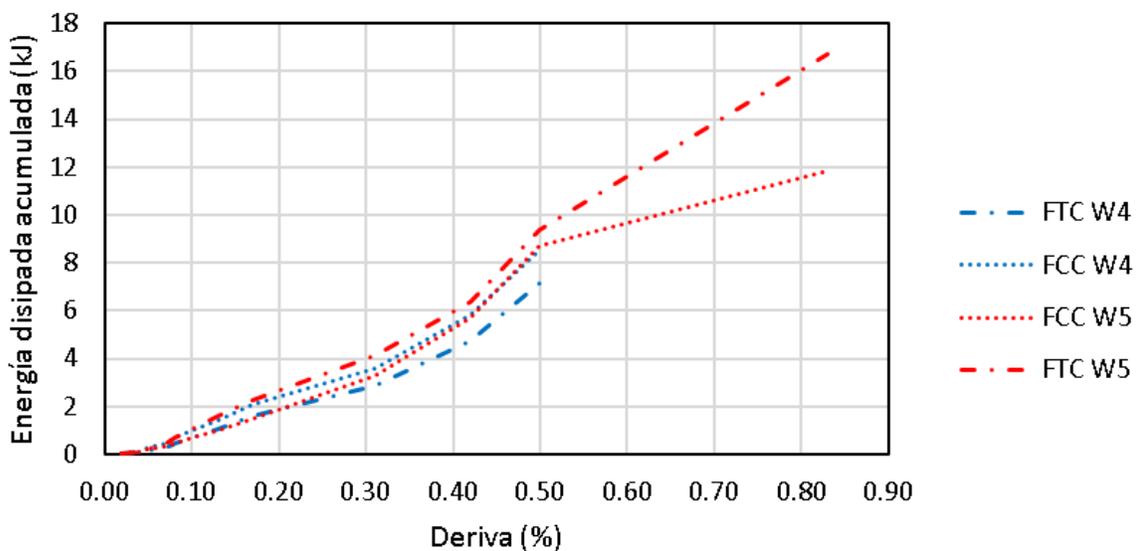


Figura 5.19. Energía disipada acumulada vs. deriva, muros W4 y W5, por cada dirección de carga.

Se evidencia entonces que el único aspecto que de manera significativa marcó la diferencia entre la energía disipada de ambos especímenes (y entre la energía disipada del caso FTC y la del caso FCC) fue la cantidad de ciclos de carga resistidos. Otros aspectos, tales como el hecho de que en el borde del alma del muro W4 se haya abierto una grieta por encima de la base (la situada a 550 mm), lo cual no ocurrió en el muro W5; el hecho de que en el borde de la aleta se haya dado una mejor distribución del agrietamiento que en el borde del alma; o la diferencia en el tipo de refuerzo entre los dos especímenes; no tuvieron relevancia significativa en la diferencia de energía disipada de los dos muros, por lo menos hasta el momento en que se alcanzó la falla FCC.

Con los datos de las columnas (1) y (9) de las Tablas 5.11 y 5.12, en la Figura 5.20 se presenta, para ambos muros, la variación con la deriva de la energía disipada normalizada  $E_{eq}$ . Se aprecia que para derivas mayores a aproximadamente 0.10%, la  $E_{eq}$  del muro W4 fue creciendo suavemente con la deriva. La misma tendencia se observa en el muro W5, con la diferencia de que para derivas mayores a 0.42% la tasa de crecimiento aumentó.

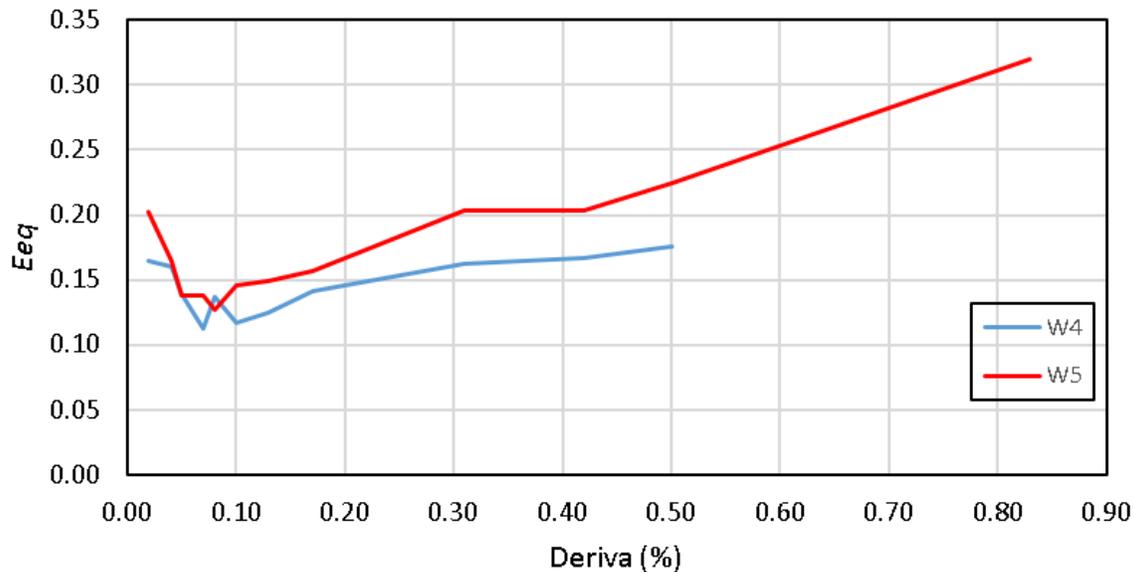


Figura 5.20. Energía disipada normalizada vs. deriva, muros W4 y W5.

De especial interés, para efectos de comparación con otros programas experimentales, son los valores de  $E_{eq}$  para el último ciclo completo de carga de los muros (los cuales fueron de 0.17 y 0.31 para los muros W4 y W5, respectivamente, tal como se aprecia en la última fila de la columna (8) de las Tablas 5.11 y 5.12).

Para la comparación referida se emplean los resultados de dos programas experimentales. El primero es el reportado por Hube et al. [32], en el cual se ensayaron a carga cíclica cuasi-estática 7 muros rectangulares construidos a escala  $\frac{1}{2}$ , de 700 mm de longitud, gobernados por flexión ( $1.9 \leq M/(VL_w) \leq 2.5$ ), con cuantías del refuerzo vertical relativamente altas (del orden de 1.34%), con y sin confinamiento (cinco no tenían confinamiento y dos sí), ALR de 0.15, y espesores variables (seis muros de 100 mm y uno de 75 mm, que simulaban muros de 200 mm y de 150 mm, respectivamente), los

cuales presentaron un comportamiento relativamente dúctil (derivadas últimas de entre 1.63% y 2.75%, y ductilidades de desplazamiento de entre 3.7 y 7.9), en el cual se encontraron valores de  $E_{eq}$  para el último ciclo completo de carga de entre 0.23 (encontrado en el muro de 75 mm) y 0.36 (encontrado en el muro más confinado).

El segundo programa es el reportado por Quiroz et al. [61], en el cual se ensayaron a carga cíclica cuasi-estática 7 muros rectangulares construidos a escala real, de 2650 mm de longitud, gobernados por flexión (a pesar de la moderada relación  $M/(VL_w) = 0.91$ ), con cuantías del refuerzo vertical moderadas (entre 0.47% y 0.58%), sin confinamiento, ALR de 0.04, y espesor de 100 mm, los cuales presentaron derivadas últimas de entre 0.50% y 1.00%, y del cual se pueden deducir, a partir de los amortiguamientos viscosos equivalentes reportados, valores de  $E_{eq}$  para el último ciclo completo de carga de 6 especímenes (se descarta el resultado de un muro, pues dio resultados atípicos posiblemente atribuibles a problemas constructivos, tal como lo reporta el artículo) de entre aproximadamente 0.16 y 0.36.

Algunos aspectos relevantes al comparar entre sí los resultados de  $E_{eq}$  de los tres programas experimentales (los dos referidos y el de los muros W4 y W5), son los siguientes: a) no se encontraron diferencias excesivas entre los resultados (todos los valores se encuentran en el rango entre 0.16 y 0.36), b) el valor del muro W4 (0.17) es cercano al límite inferior del rango referido, mientras que el valor del muro W5 (0.31) es cercano al límite superior de dicho rango, c) los  $E_{eq}$  de los tres especímenes que presentaron los mayores valores de dicho parámetro fueron muy cercanos entre sí (0.36 en uno de los muros reportados por Hube et al. [32], 0.36 en uno de los muros reportados por Quiroz et al. [61] y 0.31 en el muro W5), a pesar de que el primero tenía alta cuantía y estaba bien confinado, mientras que los otros dos muros tenían moderada y baja cuantía, respectivamente, y no estaban confinados; además, aunque los tres tenían un espesor de 100 mm, el primero representaba un espesor del doble.

Se aprecia entonces que la capacidad de disipación de energía de los muros W4 y W5 fue mejor de lo que se intuía antes de hacer las predicciones y los ensayos, lo cual también sucedió con la ductilidad de desplazamiento. Para el caso del muro W5, en el

que se preveía intuitivamente una capacidad de disipación de energía menor que la del W4 por estar reforzado parcialmente con malla electrosoldada -la cual tiene baja capacidad de deformación unitaria y respuesta post-fluencia plana-, los resultados fueron contrarios.

La principal razón del comportamiento referido en el muro W5 es que su respuesta inelástica estuvo controlada por la amplia grieta de la base -al igual que en el W4-, lo que derivó en fluencia y/o fractura de los bastones No. 2 y No. 4, los cuales eran significativamente más dúctiles que la malla. La alta resistencia de la malla en comparación a la de los bastones referidos, así como la menor demanda de momentos por encima de la zona de traslajos que en la base, no generaron comportamiento inelástico en la malla.

A pesar de que la capacidad de disipación de energía de ambos muros fue mejor de lo que se intuía antes de hacer las predicciones y los ensayos, debe enfatizarse que no se pueden realizar generalizaciones a partir de sus resultados, puesto que en muros similares a los referidos pero de mayor longitud -que son los que gobiernan la respuesta sísmica en el tipo de edificios de interés- son esperables menores capacidades de deriva, y por ende menores capacidades de disipación de energía y ductilidades de desplazamiento, debido al efecto geométrico ilustrado en la Figura 5.17, el cual ya se explicó.

## **6 ESTUDIO DE CASO**

### **6.1 DESCRIPCIÓN**

Como se explicó en la revisión de literatura (capítulo 1), el bajo espesor, sumado a otras características propias del sistema de edificios con muros vaciados empleado en Colombia, conllevan a que la capacidad de disipación de energía de estos edificios sea menor que la de aquéllos con muros más gruesos y bien confinados. Por lo tanto, el enfoque de considerar una ductilidad limitada para el tipo de edificios referido, tal como lo hace el código peruano y como lo recomienda el CEER [1] para la normativa colombiana, es razonable.

Tomando en cuenta que para los edificios del sistema industrializado deberían emplearse valores de  $R$  inferiores a los de los edificios tradicionales de muros, en el presente capítulo se aborda un caso ejemplo donde se comparan, para dos condiciones extremas de diseño, las cantidades de concreto y de acero de refuerzo requeridas para los muros del edificio de 5 pisos de la Figura 1.2 (la cual se repite a continuación). El estudio consistió en comparar, por la metodología tradicional basada en fuerzas (FBD), el diseño de dicho edificio con dos valores del coeficiente de reducción de fuerza sísmica por ductilidad,  $R$ :  $R = 4$  (valor convencional de la NSR-10 [2] para edificios con muros estructurales DMO) y  $R = 1$  (caso con capacidad de disipación de energía nula).

El objetivo del caso ejemplo es obtener unos valores de referencia de las diferencias porcentuales en la cantidad requerida de materiales de los muros (concreto y acero de refuerzo) al considerar dos casos extremos de  $R$ .

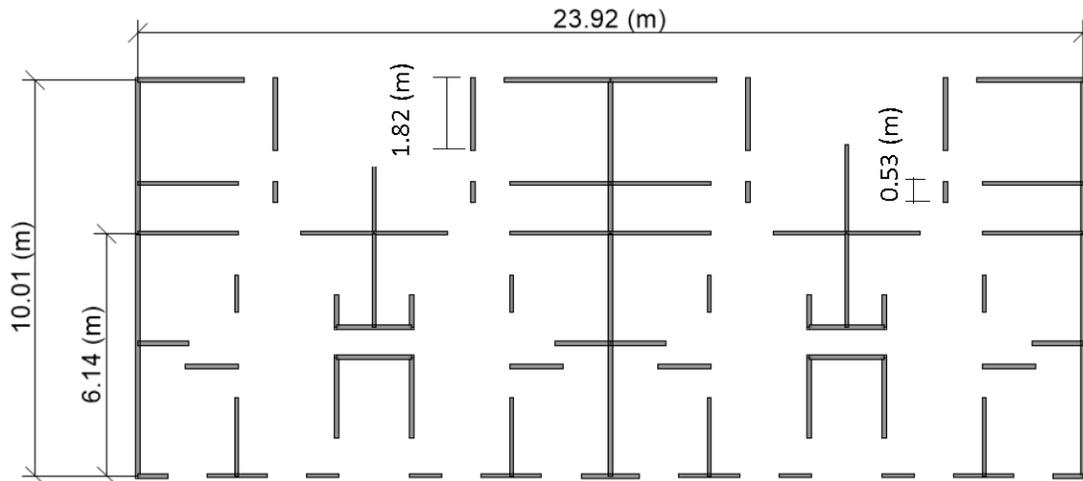


Figura 1.2 (repetida). Planta típica de un edificio de 5 pisos con muros delgados localizado en zona de amenaza sísmica intermedia colombiana y diseñado con la NSR-10 [15].

Los modelos fueron realizados con el software ETABS [151]. Otras suposiciones de análisis y diseño, que también fueron empleadas en el diseño real del edificio (según se verificó en los planos estructurales y por comunicación con el ingeniero estructural), son las siguientes:

- Análisis y diseño tradicional bajo los lineamientos de la NSR-10 [2]
- Diafragmas rígidos en su plano, pero con rigidez despreciable fuera del plano
- Cargas muertas por acabados y ductos:  $1.60 \text{ kN/m}^2$
- Cargas vivas de  $1.80 \text{ kN/m}^2$  en las losas de entrepiso y de  $1.0 \text{ kN/m}^2$  en la cubierta
- Masas sísmicas debidas exclusivamente a las cargas muertas
- Análisis con secciones brutas
- Análisis dinámico espectral, con ajuste al 80% del cortante basal obtenido por el método de la fuerza horizontal equivalente
- Excentricidad accidental del 5%
- Consideración de los efectos ortogonales
- Zona de amenaza sísmica intermedia (aceleración pico efectiva  $A_a = 0.15$ , velocidad pico efectiva  $A_v = 0.20$ )

- Tipo de suelo: D (factores de amplificación por efectos locales:  $F_a = 1.5$  y  $F_v = 2.0$ )
- Grupo de uso: residencial (coeficiente de importancia  $I = 1.0$ )
- Edificio regular en planta y en altura, y redundante estructuralmente ( $\phi_p = 1.0$ ,  $\phi_a = 1.0$ ,  $\phi_r = 1.0$ ), de modo que  $R = R_0$
- Concreto de los muros:  $f'_c = 28$  MPa para los pisos 1 a 3,  $f'_c = 21$  MPa para los pisos 4 y 5
- Refuerzo de los muros:  $f_y = 490$  MPa (malla electrosoldada),  $f_y = 420$  MPa (barras corrugadas, empleadas sólo en contados casos).

## 6.2 PERÍODOS DE VIBRACIÓN Y DERIVAS

Puesto que la única diferencia entre los dos modelos fue el valor del coeficiente  $R$ , los resultados del análisis de ambos modelos fueron los mismos (por ejemplo, idénticos periodos modales y derivas) y sólo hay diferencias en los resultados del diseño.

Los periodos y derivas resultantes fueron los siguientes:

- Período fundamental en dirección larga:  $T_{1x} = 0.16$  s.
- Período fundamental en dirección corta:  $T_{1y} = 0.08$  s.
- Deriva máxima en dirección larga: 0.076% (cuarto piso)
- Deriva máxima en dirección corta: 0.015% (tercer piso)

Se observa que las derivas son inferiores al 1%, por lo que cumplen con lo establecido por la NSR-10 [2].

## 6.3 COMPARACIÓN DE CANTIDADES DE CONCRETO Y DE ACERO DE REFUERZO DE MUROS

En la Tabla 6.1 se presenta el comparativo de las cantidades de los materiales referidos de los dos modelos. También se presentan en dicha tabla los valores de la fuerza cortante basal de diseño,  $V_s$ . Nótese que  $V_s$  para el modelo con  $R = 1$  es 4 veces mayor que  $V_s$  para el modelo con  $R = 4$ .

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de  
muros delgados de edificios de concreto reforzado*

Tabla 6.1. Comparativo de las cantidades de concreto y de refuerzo de muros.

Modelo	$V_s$ de diseño (kN)	Volumen de concreto de muros ( $m^3$ )	Peso del acero de refuerzo de muros (kN)
R = 4	1134	184	55
R = 1	4534	184	99

Un resultado significativo de ambos diseños es que ningún muro requirió elementos de borde por ninguna de las dos metodologías definidas por la NSR-10, razón por la cual los volúmenes de concreto resultaron iguales.

En el caso del modelo con  $R = 4$ , todos los muros (con excepción del refuerzo vertical de un par de muros en el primer piso) cumplieron con las cuantías mínimas (las cuales correspondieron en todos los casos a 0.0012 para el refuerzo vertical y a 0.0020 para el refuerzo horizontal).

Para el modelo con  $R = 1$  y para el caso del refuerzo vertical, todos los muros del primer piso -salvo los rectangulares- requirieron más de la cuantía mínima (correspondiente a 0.0025), algunos muros del segundo y tercer piso requirieron más de la cuantía mínima y otros cumplieron con ésta (la cual correspondió a 0.0012 para los muros rectangulares y a 0.0025 para el resto), y todos los muros de los pisos cuarto y quinto cumplieron con la cuantía mínima (la cual correspondió a 0.0012 ó 0.0025 en el piso 4, y a 0.0012 en el piso 5). Para el caso del refuerzo horizontal, todos los muros cumplieron con la cuantía mínima (la cual correspondió en los pisos 1 a 3 a 0.0020 para los muros rectangulares y a 0.0025 para el resto, a 0.0020 ó 0.0025 para los muros del piso 4, y a 0.0020 para todos los muros del piso 5).

## 6.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 6.4.1 Análisis sobre las cantidades de concreto y acero de refuerzo de ambos modelos

A pesar de que las fuerzas sísmicas (y por tanto los cortantes y momentos flectores en los muros) del modelo con  $R = 1$  fueron 4 veces mayores que las del modelo con  $R = 4$ , la relación en las cantidades de acero fue de tan solo 1.80, y no hubo diferencias en los volúmenes de concreto de los muros. Ello se debió principalmente al

efecto de la altura moderada del edificio, que condujo a fuerzas sísmicas también moderadas y a derivas pequeñas en ambos modelos, para las cuales fueron suficientes muros con bajas cuantías (iguales a la mínima en muchos casos) y sin elementos de borde.

En cuanto a las cuantías del refuerzo horizontal, éstas fueron iguales a las mínimas para la totalidad de los muros de ambos modelos, de modo que la diferencia en peso de este tipo de refuerzo fue muy baja (aunque sí la hubo, porque la cuantía mínima correspondió a 0.0020 para todos los muros del modelo con  $R = 4$ , mientras que varió entre 0.0020 y 0.0025 para el modelo con  $R = 1$ ). Para el caso del refuerzo vertical, hubo diferencias mayores entre ambos modelos, aunque tampoco tan significativas, ya que en casi todos los muros del modelo con  $R = 4$  y en aproximadamente la mitad de los muros del modelo con  $R = 1$  gobernó la cuantía mínima (0.0012 para el modelo con  $R = 4$ , y entre 0.0012 y 0.0025 para el modelo con  $R = 1$ ).

En cuanto a los elementos de borde, de haberse requerido en algunos muros del modelo con  $R = 1$ , habrían llevado a un aumento del volumen de concreto y refuerzo horizontal de dichos muros, en relación al modelo con  $R = 4$ , pero no fue el caso.

#### **6.4.2 Análisis crítico de los valores de R empleados en los modelos**

Como se indicó en el capítulo 1, la validez de los métodos de diseño sísmico tradicionales basados en fuerzas -FBD- ha sido ampliamente cuestionada en el rango inelástico desde hace algunas décadas, pues se basan en modelos de comportamiento lineal elástico de los materiales. Una de sus inconsistencias, de interés para el presente análisis, es que reduce las fuerzas sísmicas de todos los elementos estructurales utilizando un mismo valor  $R$ , lo que equivale a suponer que todos ellos fluirán simultáneamente [136]. En realidad, cada elemento estructural puede llegar a un desplazamiento de fluencia diferente, el cual depende esencialmente de su geometría [136].

Un análisis más realista de la demanda y de la capacidad de desplazamiento y de ductilidad del edificio y de sus muros estructurales se puede obtener con el uso de las metodologías de diseño sísmico basadas en desplazamientos -DBD- [136]. Bajo este

enfoque, es posible comparar, al nivel de la altura equivalente del edificio,  $H_e$ , resultante de representar a la estructura con un solo grado de libertad, el desplazamiento  $S_d$  del edificio con el desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$  de cualquier muro [5].

El desplazamiento de fluencia de un muro de sección transversal constante en altura se puede estimar de manera aproximada con la ecuación (6.1) [5]:

$$\Delta_y \approx 2\varepsilon_y \cdot H_e^2 / (3L_w) \quad (6.1)$$

donde  $\Delta_y$  es el desplazamiento de fluencia al nivel de la altura equivalente  $H_e$ ,  $\varepsilon_y$  es la deformación unitaria de fluencia del refuerzo vertical de los muros (correspondiente a 0.00245 para malla electrosoldada con  $f_y = 490$  MPa),  $H_e$  es la altura equivalente (correspondiente a 8650 mm, al considerarla como aproximadamente 0.7 veces la altura total del edificio [5]) y  $L_w$  es la longitud del muro.

De acuerdo a la ecuación (6.1), el desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$  depende esencialmente de la geometría y es inversamente proporcional a la longitud  $L_w$ . Por tanto, el valor más pequeño de  $\Delta_y$  se obtiene para el muro más largo del edificio ( $L_w = 6140$  mm) y corresponde a  $\Delta_y \approx 20$  mm.

Con el fin de obtener, a la altura equivalente  $H_e$ , los desplazamientos aproximados del edificio  $S_{dx}$  y  $S_{dy}$  en las dos direcciones principales, es necesario estimar los valores de los períodos de vibración fundamentales. Si se considera preliminarmente en cualquiera de los dos modelos las inercias fisuradas de muros recomendadas por la NSR-10, correspondientes al 35 y al 70% de las inercias brutas en muros agrietados y no agrietados respectivamente (tomando como muros agrietados a los del primer piso y como no agrietados a los demás), se encuentran los siguientes períodos:

- $T_x = 0.24$  s.
- $T_y = 0.12$  s.

Con estos períodos se ingresa al espectro elástico de desplazamientos de la NSR-10 y se encuentran los siguientes desplazamientos:

- $S_{dx} = 0.008$  m

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de  
muros delgados de edificios de concreto reforzado*

-  $S_{dy} = 0.002 \text{ m}$

Se observa que tanto  $S_{dx}$  como  $S_{dy}$  son menores que el desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$  del muro más largo, y, por tanto, también menores que los desplazamientos de fluencia  $\Delta_y$  del resto de muros del edificio. Esto permite concluir que probablemente ningún muro fluirá para el sismo de diseño, por lo que es más razonable el empleo de  $R = 1$  que de un valor superior para el edificio en estudio.

## **7 RESUMEN DE LOS PRINCIPALES RESULTADOS EXPERIMENTALES, DE LA EFECTIVIDAD DE LAS PREDICCIONES Y DEL ESTUDIO DE CASO**

### **7.1 RESUMEN BÁSICO DE LOS ANTECEDENTES Y DE LA MOTIVACIÓN DEL AUTOR**

Debido a factores económicos y de facilidad constructiva, en Colombia y algunos países latinoamericanos se ha vuelto común en las últimas décadas el sistema industrializado de edificios con muros vaciados de concreto reforzado (CR) de espesores entre 80 y 150 mm. Para el caso colombiano, este tipo de edificios se emplea en todas las zonas de amenaza sísmica y en todo rango de alturas. Por lo general, los muros de dichos edificios tienen variadas geometrías en planta, cuantías bajas, refuerzo dispuesto en una sola capa -aunque con frecuencia se encuentran casos de dos capas en los primeros pisos- y refuerzo consistente en malla electrosoldada (aunque las barras de arranque en la viga de fundación son dúctiles y con frecuencia la malla de los primeros pisos se complementa con barras dúctiles en los extremos). Debido al bajo espesor, generalmente los muros no incluyen elementos de borde confinados.

Las características de este tipo de edificios son muy diferentes a las de los edificios tradicionales basados en muros de CR más gruesos. Además, la cantidad de datos experimentales sobre su comportamiento es limitada y la evidencia basada en observaciones post-terremoto es muy pobre. A pesar de ello, es común que sean diseñados con los mismos lineamientos de los edificios tradicionales de muros más gruesos, puesto que el reglamento colombiano NSR-10 no establece un espesor mínimo de muros.

Las particularidades de los edificios con el sistema industrializado han generado inquietudes sobre su uso en una cantidad significativa de ingenieros e investigadores de la región, pues temen que podrían no desempeñarse satisfactoriamente ante demandas sísmicas como las estipuladas en la NSR-10 (por ejemplo, los sismos de diseño y de umbral de daño), y pudieran presentar fallas frágiles (tales como pandeo, rotura rápida de los alambres de la malla electrosoldada, deslizamiento, falla de traslapes, falla rápida

por aplastamiento de los bordes comprimidos, entre otras), lo que derivaría en bajas capacidades de deriva, de ductilidad y de disipación de energía.

Los antecedentes anotados, en especial las inquietudes enunciadas en el último párrafo, fueron la motivación principal del autor para desarrollar la presente investigación.

## **7.2 RESUMEN BÁSICO DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL Y DE SUS OBJETIVOS**

Con el fin de aportar al estudio del comportamiento de los muros del sistema industrializado de muros vaciados, un grupo de investigadores del *Colombian Earthquake Engineering Research Network* (CEER), con el apoyo de algunos de sus pares del Instituto Politécnico de Lausana de Suiza (EPFL), lideraron un programa experimental desarrollado entre los años 2016 y 2017 en el Laboratorio de Mecánica Estructural de la Universidad EIA, en el cual se ensayaron 4 muros a escala real.

Los muros referidos fueron diseñados a partir de las características generales del muro delgado arquetipo de Colombia, las cuales fueron obtenidas del análisis estadístico de una base de datos de edificios del país con el sistema industrializado referido. Algunas de las características del muro arquetipo referido son relaciones de carga axial -ALR- inferiores al 10% (donde ALR se define como la carga axial dividida entre el área bruta de la sección y la resistencia máxima a compresión del concreto  $f'_c$ ), refuerzo vertical y horizontal provisto por una malla electrosoldada no dúctil (en algunos casos complementada con barras dúctiles en los extremos), bajas cuantías de refuerzo y ausencia de elementos de borde.

El cuerpo principal del presente documento se enfoca en los dos primeros especímenes del programa referido, pues fueron en los cuales el autor hizo parte activa durante la fase experimental. Los muros, denominados W4 y W5, fueron concebidos para trabajar a flexión y no a cortante (muros esbeltos), tenían sección transversal en T, espesor de 100 mm, bajas cuantías de refuerzo dispuesto en una sola capa y sólo se diferenciaron en el tipo de refuerzo vertical del alma (en el primer espécimen todo el refuerzo era dúctil, mientras que el segundo combinada refuerzo dúctil y no dúctil -malla electrosoldada-).

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

Las características mecánicas generales de los materiales con los que se construyeron los muros fueron las siguientes:

- Resistencias a la compresión del concreto de 39.1 y 40.1 MPa para los muros W4 y W5, respectivamente.
- Resistencias a la tracción por flexión del concreto de 4.95 MPa para ambos muros.
- Las barras No. 2 no cumplieron con lo especificado en la norma NTC 2289 (equivalente a la ASTM A706). No presentaron una meseta de fluencia definida y tuvieron deformaciones unitarias de ruptura del orden del 6%. Los esfuerzos de fluencia y máximo promedios fueron de 563 MPa y 691 MPa, respectivamente. La capacidad de endurecimiento por deformación, definida como la relación entre el esfuerzo máximo y el de fluencia, fue de 1.23.
- Las barras No. 4 cumplieron con lo especificado en la norma NTC 2289 (equivalente a la ASTM A706). Presentaron la típica meseta de fluencia y deformaciones unitarias de ruptura superiores al 10%. Los esfuerzos de fluencia y máximo promedios fueron de 419 MPa y 630 MPa, respectivamente. La capacidad de endurecimiento por deformación, definida como la relación entre el esfuerzo máximo y el de fluencia, fue de 1.50.
- Los alambres de la malla electrosoldada no presentaron meseta de fluencia y exhibieron una respuesta post-fluencia plana, con deformaciones unitarias de ruptura inferiores al 3% en promedio. Los esfuerzos de fluencia y máximo promedios fueron de 723 MPa y 759 MPa, respectivamente. La capacidad de endurecimiento por deformación, definida como la relación entre el esfuerzo máximo y el de fluencia, fue de 1.05.

Ambos especímenes fueron sometidos a una carga axial moderada y a un protocolo de carga creciente cíclico reversible cuasi-estático controlado por desplazamiento. Las direcciones de la carga horizontal se identificaron como FCC (carga que comprime la aleta) y FTC (carga que tracciona la aleta). Para el análisis de resultados se emplearon los estados límite definidos con base en cinco niveles de desempeño de los

especímenes: momento de agrietamiento (CM), primera fluencia en la grieta de la base (YBC), primera fluencia arriba de la grieta de la base (YABC), máxima resistencia lateral (PLR) y pérdida de resistencia lateral (LLR).

El objetivo del programa experimental fue, esencialmente, evaluar la incidencia del tipo, disposición y cuantía de refuerzo, en el comportamiento de los especímenes. Los principales aspectos del comportamiento a evaluar fueron relativos a la estabilidad lateral, a la diferencia de comportamiento entre los dos muros (principalmente en términos de los tipos de falla, capacidad de deriva, ductilidad y capacidad de disipación de energía) y a otros ítems, tales como la degradación de rigidez.

### **7.3 SÍNTESIS DE LOS PRINCIPALES RESULTADOS EXPERIMENTALES**

Los principales resultados experimentales se sintetizan en términos de las similitudes y diferencias encontradas entre los dos especímenes.

#### **7.3.1 Similitudes en el comportamiento de los muros W4 y W5**

- Los desplazamientos fuera del plano de ambos muros fueron insignificantes.
- No se presentó falla por flexo-tracción elástica en ninguno de los muros.
- Ambos muros presentaron grandes degradaciones de rigidez desde valores muy bajos de deriva.
- Las degradaciones de rigidez de ambos muros fueron muy similares para ambas direcciones de carga, aunque fueron un poco menores para el caso FTC que para el FCC.
- Ambos muros desarrollaron completamente su resistencia nominal a flexo-compresión en ambas direcciones de carga, caracterizada por la fluencia de barras en el costado traccionado antes de la falla por aplastamiento del concreto en el costado opuesto.
- Los muros presentaron mayores resistencias al traccionar la aleta (caso FTC) que al comprimirla (caso FCC).

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

- Las resistencias máximas alcanzadas por ambos especímenes fueron muy similares para el caso FTC.
- Los muros experimentaron, para ambas direcciones de carga, muy poca degradación de resistencia desde los ciclos en que alcanzaron sus resistencias máximas hasta los cercanos a aquéllos en los que se presentaron las fallas.
- En ambos muros se presentó primero la falla para el caso FCC que para el FTC.
- La falla de los muros para el caso FCC se presentó en la base y se debió a la fractura por tracción de los bastones No.2 más próximos al borde del alma.
- La falla de los muros para el caso FTC se presentó en la base y se debió a la fractura por tracción de los bastones más próximos a la aleta y al aplastamiento del concreto en el borde del alma.
- Ninguno de los muros presentó pérdida del recubrimiento en el borde de la aleta.
- El comportamiento inelástico de ambos muros y para ambas direcciones se concentró en una única grieta en la base.
- El espesor de la grieta de la base en el borde del alma al final de cada semiciclo FCC fue siempre significativamente mayor al alcanzado en el borde de la aleta al final del semiciclo siguiente (FTC).
- La grieta de la base del lado del alma se cerró completamente al final de cada semiciclo de carga que comprimió dicha alma (casos FTC). Lo mismo sucedió en la grieta de la base del lado de la aleta al final de los semiciclos que la comprimieron (casos FCC).
- Las capacidades de deriva de ambos muros fueron relativamente bajas (oscilaron entre 0.79% y 1.04%, en valor absoluto) y un poco mayores para el caso FTC que para el FCC.

- Las ductilidades de desplazamiento de ambos muros fueron superiores a 5.0 en ambas direcciones de carga. Fueron obtenidas como el cociente entre el desplazamiento máximo hasta la falla y el de fluencia, a partir de simplificaciones bilineales de la envolvente histerética.
- La disipación de energía de ambos muros y en ambas direcciones fue aproximadamente la misma desde el inicio de los ensayos hasta la falla FCC del muro W4.
- La cantidad de energía disipada por ciclo fue aumentando en la medida en que en los ensayos se incrementaba la demanda de deriva.
- La disipación de energía en los segundos ciclos de cada deriva fue en general un poco menor a la de los primeros ciclos.

### **7.3.2 Diferencias en el comportamiento de los muros W4 y W5**

- El muro W4 presentó un pequeño deslizamiento en la base (nivel superior de la viga de fundación) unos instantes después de alcanzar la falla FCC, el cual no varió al revertir la carga. Por su parte, el muro W5 no se deslizó.
- En el muro W5 no se presentó el estado límite YABC para el caso FCC.
- Las derivas a las que se alcanzaron las resistencias máximas fueron inferiores en el muro W5 que en el W4, para ambas direcciones de carga.
- La resistencia máxima alcanzada por el muro W4 fue mayor que la del muro W5 para el caso de carga FCC.
- El muro W5 resistió más ciclos de carga que el W4 hasta las respectivas fallas FCC y FTC.
- El muro W4 perdió casi toda su resistencia para la dirección de carga FCC al final del semiciclo que produjo la falla en dicha dirección. Por el contrario, el espécimen W5

mantuvo aproximadamente la misma resistencia en la dirección referida desde el instante en que presentó la falla FCC hasta el final del semiciclo.

- Mientras que el muro W4 sólo experimentó pérdida del recubrimiento del borde del alma al alcanzarse la segunda falla (FTC), el muro W5 la presentó al alcanzarse la primera (FCC).
- El aporte a la deriva de la rotación como cuerpo rígido desde la base para el caso FCC, debida a la grieta formada allí, fue mayor en el muro W5 que en el W4.
- Mientras que en el muro W5 se presentó una única grieta de apertura significativa para el caso FCC (la de la base), en el muro W4 se presentaron dos (la de la base y la situada a 550 mm de altura en el borde del alma -aunque la de la base fue significativamente más amplia-).
- Mientras que en el muro W5 la rotación para el caso FCC se mantuvo aproximadamente constante en toda la altura, en el muro W4 dicha rotación tuvo un aumento significativo a 550 mm de altura, donde se abrió una grieta.
- La capacidad de deriva del muro W5 fue mayor que la del W4 en ambas direcciones de carga.
- La ductilidad de desplazamiento para el caso FCC fue mayor en el muro W4 que en el W5 (11.3 vs. 8.5).
- La ductilidad de desplazamiento para el caso FTC fue mayor en el muro W5 que en el W4 (8.0 vs. 5.3).
- El muro W5 disipó aproximadamente el doble de energía que el W4. Si se analiza por dirección de carga, el muro W5 disipó aproximadamente un 100% y un 50% más de energía que el W4 para los casos FTC y FCC, respectivamente.
- El único aspecto que de manera significativa incidió en la diferencia de energía disipada de ambos especímenes fue la cantidad de ciclos de carga resistidos.

#### **7.4 RESUMEN COMPARATIVO ENTRE EL COMPORTAMIENTO REAL Y EL PREDICHO**

- Los muros no presentaron desplazamientos significativos fuera del plano, lo cual fue concordante con la predicción basada en la ecuación de Parra y Moehle.
- Las relaciones predichas entre el momento de primera fluencia y el momento de agrietamiento,  $M_{YBC}/M_{Cr}$ , las cuales son de utilidad para evaluar el potencial de falla por flexo-tracción elástica, subestimaron a las reales para ambos muros y ambas direcciones de carga (diferencias hasta aproximadamente del 30% y del 85% para los casos FCC y FTC, respectivamente).
- Con base en la ecuación de resistencia a cortante por fricción se predijo que ninguno de los dos muros se deslizaría. Ello resultó correcto para el muro W5, mas no para el W4, que registró un pequeño deslizamiento.
- Las predicciones sugerían que ninguno de los dos muros fallaría por cortante (tracción diagonal), lo cual fue coherente con los resultados experimentales.
- Las predicciones sugerían que ambos muros alcanzarían, en ambas direcciones de carga, sus resistencias nominales a flexo-compresión, caracterizadas por fluencia del refuerzo en el borde traccionado, lo cual fue coherente con lo encontrado experimentalmente.
- Las derivas predichas a partir de curvas de capacidad monotónicas (pushover) difirieron significativamente de las reales para los estados límite CM y YBC de ambos muros en ambas direcciones de carga.
- Las derivas predichas en el muro W4 a partir de curvas de capacidad monotónicas (pushover) tuvieron una coincidencia aceptable con las reales para el estado límite PLR en ambas direcciones de carga. Para el caso del muro W5, las coincidencias fueron menores (diferencias hasta del 30%, aproximadamente).

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

- Para el caso de carga FCC del muro W4, la predicción de la capacidad de deriva a partir de la ecuación propuesta por el CEER fue satisfactoria.
- Para el caso de carga FCC del muro W5, la predicción de la capacidad de deriva a partir de la ecuación propuesta por el CEER fue satisfactoria cuando se basó en la deformación última de los bastones No. 2 de la base, pero no cuando se basó en la deformación última de la malla.
- Para el caso de carga FTC, las capacidades de deriva predichas a partir de la ecuación propuesta por el CEER sobreestimaron en un 50% y en un 20%, aproximadamente, a las realmente obtenidas en los muros W4 y W5, respectivamente.
- Hubo una coincidencia aceptable entre los esfuerzos predichos y los reales para el estado límite YBC en ambos muros y en ambas direcciones de carga.
- Hubo una coincidencia aceptable entre los esfuerzos predichos y los reales para el estado límite PLR del muro W5 en ambas direcciones de carga. Para el caso del muro W4, las coincidencias fueron menores (diferencias hasta del 25%, aproximadamente).
- A pesar de que la longitud de rótula plástica predicha era pequeña (300 mm), sobreestimó a la real, cuyo valor fue aproximadamente del mismo orden que el espesor de la grieta de la base.
- La predicción del espesor de la grieta en el borde del alma para el caso FCC, con base en el modelo de única grieta de Lu et al. fue acertada para el caso del muro W5, pero no para el del W4.
- Las predicciones de la ductilidad de desplazamiento no fueron acertadas, en especial para el caso FTC.

## **7.5 RESUMEN DEL ESTUDIO DE CASO**

Tomando en cuenta que para los edificios del sistema industrializado deberían emplearse valores de  $R$  inferiores a los de los edificios tradicionales de muros, en el capítulo 6 se abordó un caso ejemplo donde se compararon, para dos condiciones extremas de diseño, las cantidades de concreto y de acero de refuerzo requeridas para los muros del edificio de 5 pisos de la Figura 1.2. El estudio consistió en comparar, por la metodología tradicional basada en fuerzas (FBD), el diseño de dicho edificio con dos valores del coeficiente de reducción de fuerza sísmica por ductilidad,  $R$ :  $R = 4$  (valor convencional de la NSR-10 para edificios con muros estructurales DMO) y  $R = 1$  (caso con capacidad de disipación de energía nula).

Se encontró que no hubo diferencias en la cantidad de concreto y que el modelo con  $R = 1$  requirió un 80% más de refuerzo. Dichas diferencias fueron pequeñas en relación a la significativa diferencia en fuerzas sísmicas, debido a que el diseño de muchos muros estuvo gobernado por las cuantías mínimas (aproximadamente la totalidad de los muros con  $R = 4$  y un alto porcentaje de los muros con  $R = 1$ ) y a que en ninguno de los dos modelos se requirieron elementos de borde.

Un análisis básico del edificio estudiado con enfoque en desplazamientos, permitió observar que la demanda de desplazamientos para el sismo de diseño es baja, de modo que no induce comportamiento inelástico en ninguno de sus muros.

## **8 CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES DE DISEÑO Y SUGERENCIAS PARA INVESTIGACIONES FUTURAS**

### **8.1 CONCLUSIONES DERIVADAS DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES**

Los resultados de los especímenes W4 y W5 permitieron confirmar algunas de las debilidades de los muros típicos del sistema industrializado de muros vaciados de concreto reforzado (CR). Otras debilidades que no fueron encontradas en los experimentos (tales como falla por inestabilidad lateral, falla por flexo-tracción elástica, falla de traslapos y ruptura de los alambres de la malla electrosoldada, entre otras), podrían presentarse en otros escenarios. A continuación se presentan las conclusiones más significativas derivadas de los resultados experimentales, en términos de la confirmación o no de las debilidades referidas de los muros del sistema.

En primera instancia, se destacan los siguientes aspectos confirmados por los resultados experimentales:

- Algunos de los resultados del programa experimental (deslizamiento en el muro W4 y falla por traslapos en el muro W6 -el cual también hacía parte del programa y era similar al W4, aunque tenía refuerzo adicional en el borde del alma-) confirmaron que los muros de interés son susceptibles a fallas frágiles.
- Las bajas cuantías de refuerzo de este tipo de muros conducen a relaciones entre el momento de primera fluencia y el momento de agrietamiento,  $M_{YBC}/M_{cr}$ , bajas, con lo que, por ende, tienen mayores posibilidades de presentar fallas frágiles por flexo-tracción elástica que los muros más gruesos de los edificios tradicionales de muros estructurales, los cuales normalmente tienen mayores cuantías. Considérese además que el reglamento colombiano NSR-10 permite, para fuerzas cortantes moderadas, cuantías de refuerzo vertical tan bajas como 0.12% (la de los muros W4 y W5 era 0.27%), para las cuales son esperables relaciones  $M_{YBC}/M_{cr}$  muy pequeñas, con las cuales se facilitaría aún más la generación de la falla referida.
- Los muros de interés presentan muy altas degradaciones de rigidez desde valores muy bajos de deriva, debido principalmente a sus bajas cuantías. Dichas

degradaciones también fueron favorecidas porque el nivel de carga axial era bajo, lo cual es típico en los muros de los edificios de interés.

- Los resultados permitieron confirmar la susceptibilidad al aplastamiento de los bordes no confinados de este tipo de edificios. En efecto, la falla para el caso de carga con aleta traccionada (FTC) combinó la fractura de barras por tracción en el lado de la aleta con el aplastamiento del concreto del borde del alma, y se dio para un nivel de deriva relativamente bajo (del orden del -1%). Considérese que para el caso de carga referido la susceptibilidad al aplastamiento del borde no confinado aumenta en la medida en que la longitud de la aleta del muro crece, debido a que se requiere un área comprimida más grande -y por ende un mayor valor de deformación unitaria de compresión en el borde no confinado- para equilibrar la tracción en lado de la aleta.
- Las bajas cuantías de refuerzo concentran el comportamiento inelástico en una o muy pocas grietas de apertura significativa. Por ende, se pudo confirmar que las longitudes de rótula plástica de este tipo de muros ( $L_p$ ) son muy bajas, del orden de 3 veces el espesor del muro, pudiendo ser incluso inferiores si, como en el caso de los muros W4 y W5, el refuerzo vertical se traslapa al nivel de la base.
- Los muros de interés presentan, en el primer piso (que fue el representado experimentalmente), capacidades de deriva relativamente bajas, del orden del 1% ó un poco inferiores. Considérese que para muros largos -que son los de mayor interés porque son los que controlan el comportamiento sísmico de los edificios- dichas capacidades podrían ser inferiores a las alcanzadas en los muros W4 y W5, debido a que, para espesores iguales de grieta en la base, tales muros largos experimentan rotaciones como cuerpo rígido menores que las de los muros cortos.

En segunda instancia, se discuten algunos aspectos que no fueron confirmados por los resultados experimentales:

- Aunque los desplazamientos fuera del plano de los muros W4 y W5 fueron despreciables, es muy importante tener presente que el comportamiento puede ser diferente bajo otras condiciones. Por ejemplo, para iguales niveles de deriva, en los

bordes traccionados de muros más largos serían esperables grietas más amplias y mayores deformaciones unitarias de tracción en el acero longitudinal que en el caso de muros cortos, lo cual aumenta el potencial de inestabilidad lateral de dichos muros largos, tal como ha sido verificado experimentalmente.

- Aunque el muro W5 no se deslizó y el W4 sólo lo hizo instantes después de la falla para el caso de carga con aleta comprimida (FCC), se debe tener presente que en otras condiciones la resistencia al deslizamiento provista por el mecanismo de cortante por fricción puede ser menor a la de los especímenes referidos. Por ejemplo, los muros ensayados fueron construidos en un mismo vaciado, mientras que en la construcción real se presentan juntas frías entre las vigas de fundación y los muros. Así mismo, mientras que la cuantía de refuerzo vertical de los muros ensayados fue de 0.27%, la NSR-10 permite cuantías tan bajas como 0.12% para el caso de fuerzas cortantes moderadas.
- Aunque la conexión entre el alma y la aleta de los muros W4 y W5 se comportó adecuadamente, es importante tener presente que en otras condiciones el comportamiento podría ser diferente. Por ejemplo, en muros con aletas largas los planos de dichas conexiones pueden experimentar esfuerzos cortantes significativamente altos, tanto para la dirección FCC como para la FTC, los cuales eventualmente podrían ocasionar su falla.
- Aunque no se produjo fractura de alambres en la malla electrosoldada y en general su comportamiento fue aceptable, es importante considerar que los resultados pueden ser muy diferentes en otros escenarios. Puede darse el caso, por ejemplo, de que la cuantía de refuerzo suministrada por los bastones dúctiles de la base sea significativamente más alta que la suministrada por la malla electrosoldada que se traslapa con dichos bastones. En tal caso, el gradiente de momento podría no ser suficiente para contrarrestar la alta sobre-resistencia de la base, lo que conduciría a que la demanda de comportamiento inelástico se concentre en la malla, la cual, por no ser dúctil, podría fracturarse.

- Aunque el refuerzo de los muros W4 y W5 estuvo dispuesto en una sola capa, no se encontraron evidencias directas en los resultados que permitieran concluir que se hubiera obtenido un mejor comportamiento si la misma cantidad de refuerzo se hubiera colocado en dos capas. Sin embargo, es importante tener presente que el comportamiento podría ser diferente en otras circunstancias. Por ejemplo, los muros ensayados sólo fueron sometidos a desplazamientos en el plano del alma, pero los sismos reales también generan desplazamientos en la dirección perpendicular, los cuales podrían incrementar la posibilidad de falla por inestabilidad lateral, tal como ha sido constatado experimentalmente en especímenes con una sola capa de refuerzo, geoméricamente similares a los muros W4 y W5, sometidos a desplazamientos bidireccionales.
- Aunque en los especímenes ensayados no se presentó pandeo de barras (el cual disminuye la resistencia de las mismas y las hace vulnerables a fracturarse en el siguiente ciclo que induzca tracción sobre ellas) debido a que la pérdida del recubrimiento se presentó sólo al final de los ensayos, es importante considerar que los resultados pueden ser diferentes en otras circunstancias. Por ejemplo, en el programa experimental ya referido de Lu et al. todos los muros presentaron pandeo de barras, a pesar de sus bajas cuantías.
- Aunque las ductilidades de desplazamiento y las capacidades de disipación de energía de los muros W4 y W5 resultaron mejores de lo que se intuía antes de hacer las predicciones, es muy importante tener presente que el comportamiento puede ser muy diferente en otros escenarios. Por ejemplo, en el caso de muros largos - que son los de mayor interés porque controlan el comportamiento sísmico de los edificios-, dichas ductilidades y capacidades de disipación de energía podrían ser inferiores a las alcanzadas en muros más cortos -como el W4 y W5-, debido a que, como ya se anotó, experimentan rotaciones en la base más bajas que éstos.

## **8.2 CONCLUSIONES DERIVADAS DEL ESTUDIO DE CASO**

De acuerdo a recomendaciones como las del CEER y a disposiciones como las del Código Peruano, los edificios del sistema industrializado de muros delgados de CR

deben diseñarse para valores de R inferiores a los de los edificios tradicionales de muros. Ello impacta el costo de los edificios con dicho sistema, ya que sus muros, entre otros elementos, podrían requerir mayor cantidad de concreto y de acero al tener que ser diseñados para unas fuerzas sísmicas más altas que las de aquéllos. Sin embargo, el caso estudiado en el capítulo 6, en concordancia con otras investigaciones, muestra que el impacto en el costo de los edificios del sistema industrializado derivado de su menor capacidad de disipación de energía en relación a los edificios tradicionales de muros es compensado, al menos en parte, en el caso de edificaciones de baja altura (por ejemplo, de 5 pisos o menos), debido al efecto de las cuantías mínimas de refuerzo de muros de CR prescritas por la NSR-10.

### **8.3 RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE MUROS DELGADOS DERIVADAS DE LA LITERATURA Y DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL**

En opinión del autor, el sistema industrializado de muros vaciados debería ser incluido como un sistema estructural nuevo en la próxima versión del reglamento NSR colombiano, tal como lo propuso el CEER y como está implementado en la normativa peruana. Con base en esa perspectiva, y con base en el conocimiento adquirido durante la investigación, se formulan las siguientes recomendaciones de diseño:

- En tanto que el sistema industrializado no se reglamente en la NSR, se sugiere seguir en su diseño las recomendaciones planteadas por el CEER. También podrían adoptarse los lineamientos aplicables a Colombia de la normativa peruana para Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada, tales como los relacionados al espesor mínimo, al número máximo de pisos y al tipo de refuerzo, entre otros.
- Puesto que los muros delgados son más propensos a desarrollar fallas frágiles que los muros más gruesos, se recomienda emplear para ellos un riguroso diseño por capacidad mediante el cual se establezcan unas jerarquías de resistencias y se minimice la posibilidad de ocurrencia de aquéllas.
- Con el fin de evitar fallas frágiles por flexo-tracción elástica, se recomienda verificar el cumplimiento de la relación  $M_{YBC}/M_{cr} \geq 1$ . Esto puede facilitarse disponiendo al

menos la cuantía de acero longitudinal estipulada por el ACI 318-19 para los extremos de los segmentos verticales de muros de categoría especial.

- Se recomienda revisar el potencial de inestabilidad lateral de los muros DMO y DES en los pisos donde se prevea la formación de la articulación plástica, lo cual podría realizarse, por ejemplo, con base en la ecuación de estabilidad de Parra y Moehle.
- Se recomienda utilizar siempre secciones fisuradas para el análisis de los edificios con muros delgados de CR, con valores de las inercias fisuradas que no excedan del 35% y del 70% de las inercias brutas para muros visualmente agrietados y no agrietados, respectivamente, tal como lo sugiere la NSR-10 y como lo prescribe el ACI 318-14, a menos que se realice un análisis más riguroso.
- Se sugiere evitar el uso de malla electrosoldada como refuerzo de muros DES y DMO, al menos en los pisos donde se prevea la formación de la articulación plástica.
- Para promover una mejor distribución del agrietamiento en el extremo del alma, se aconseja adicionar barras de acero dúctil concentradas en los extremos de la zona de la articulación plástica de muros DMO y DES.
- Se recomienda ser especialmente rigurosos en la supervisión de la calidad de la construcción de los muros delgados y de sus conexiones con otros elementos de la estructura, ya que la incidencia de los errores constructivos en estos muros tiende a ser mayor que en la de los muros más gruesos.

#### **8.4 SUGERENCIAS PARA INVESTIGACIONES FUTURAS**

- Se sugiere continuar con investigaciones experimentales y numéricas que permitan ampliar el conocimiento del comportamiento sísmico de los edificios del sistema industrializado de muros vaciados, que aporten recomendaciones que puedan ser adoptadas por los ingenieros diseñadores de este tipo de edificios y que puedan ser consideradas para las próximas versiones del reglamento colombiano NSR.

- Puesto que la respuesta sísmica de los edificios del sistema industrializado es controlada básicamente por los muros más largos en cada dirección de carga, se sugiere ensayar especímenes lo más largos que sea posible, en la medida de las capacidades de los programas experimentales en cuanto a recursos económicos, posibilidades de fabricación, transporte y capacidades de los laboratorios (considérese que, en la práctica, se encuentran muros con longitudes de hasta 8000 mm ó más). Dependiendo de las variables a estudiar, en ciertos casos pueden ser válidos los especímenes a escala reducida.

El ensayo con muros largos también es útil porque pueden ser más propensos que los cortos a experimentar inestabilidad lateral, así como a tener menores rotaciones en la base -lo cual impacta directamente su capacidad de deriva, ductilidad de desplazamiento y capacidad de disipación de energía-.

- Se recomienda realizar ensayos en especímenes con aletas más largas que las del presente programa experimental, ya que simulan condiciones más reales de la práctica y en ellos las demandas de esfuerzo cortante en los planos de conexión del alma y la aleta son mayores. Además, los muros con aletas largas son más propensos a falla por aplastamiento y por inestabilidad lateral en el borde del alma.
- En caso de que se desee ensayar especímenes cuyo refuerzo comprenda mallas electrosoldadas, se recomienda considerar disposiciones del refuerzo que promuevan la demanda de deformación inelástica en la malla, lo cual es representativo de ciertos casos que se presentan en la práctica.
- Se recomienda aumentar el número de ensayos con protocolo de desplazamiento en ambas direcciones de carga.
- Se recomienda aumentar el número de ensayos que evalúen el comportamiento de los muros de interés ante el cambio de variables tales como el espesor, el nivel de carga axial, la forma de la sección, la relación de aspecto, la cuantía y la disposición del refuerzo, entre otras.

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

Además de las sugerencias anotadas, se presentan las siguientes recomendaciones en cuanto a la instrumentación de los especímenes para ensayos futuros:

- Con el fin de estimar de manera precisa las deformaciones unitarias de los bastones de refuerzo (las barras verticales cortas ancladas a la viga de fundación), se sugiere sujetarles deformímetros (*strain gauges*, en inglés) , al menos para los más cercanos a los bordes.
- Con el fin de estimar con mayor precisión el espesor de la grieta de la base a lo largo de la longitud del muro, se sugiere colocar, además de los sensores (potenciómetros) de los bordes, al menos otro sensor en la mitad de la longitud referida (que mida el desplazamiento vertical relativo entre el nivel superior de la viga de fundación y un punto del muro situado 50 mm por encima de dicho nivel).

## REFERENCIAS

- [1] Arteta CA, Blandón CA, Bonett RL, Carrillo J. Estudio del comportamiento sísmico de edificios de muros delgados de concreto reforzado. Reporte CEER No 002-2018, Colombian Earthquake Engineering Research Network, 2018.
- [2] AIS. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, Bogotá, Colombia 2010.
- [3] Blandón CA, Arteta CA, Carrillo J, Bonett RL, Beyer K, Almeida J. Estudio de la inestabilidad de muros delgados de concreto reforzado: transferencia de conocimiento y mejoramiento de locaciones de experimentación en el entorno local para mejorar la estimación y la mitigación del riesgo sísmico. Reporte CEER No 002-2017, Colombian Earthquake Engineering Research Network, 2017.
- [4] Gonzales H, López-Almansa F. Seismic performance of buildings with thin RC bearing walls. *Engineering Structures* 2012;34:244–58.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.10.007>.
- [5] Pérez FJ. Diseño sísmico basado en desplazamientos (DDBD). Medellín, Colombia: 2014.
- [6] Blandon CA, Arteta CA, Bonett RL, Carrillo J, Beyer K, Almeida JP. Response of thin lightly-reinforced concrete walls under cyclic loading. *Engineering Structures* 2018;176:175–87. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.089>.
- [7] ACI-Committee-318. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-08). Farmington Hills: Michigan: 2008.
- [8] Arteta CA, Sánchez J, Daza R, Blandon C, Bonett R, Carrillo J, et al. Global and local demand limits of thin reinforced concrete structural wall building systems. 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile: 2017.
- [9] Barros JA. Et al. DOCROS. Minho University 2017.

- [10] Barros JAO, Varma RK. DEFDOCROS. Minho University 2010.
- [11] Abdullah SA, Wallace JW. Drift capacity of reinforced concrete structural walls with special boundary elements. *ACI Structural Journal* 2019;116:183–94. <https://doi.org/10.14359/517110864>.
- [12] Blandón CA, Rave JF, Bonett RL. Comportamiento sísmico de muros esbeltos de concreto reforzado en vivienda de bajo costo. 2014.
- [13] Vélez JC, Blandón CA, Bonett RL, Arteta CA, Carrillo J, Almeida J, et al. Ensayos cuasi-estáticos cíclicos de muros delgados de concreto reforzado en edificios colombianos. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla, Colombia: 2017, p. 1–8.
- [14] Sánchez J, Arteta CA. Caracterización Estadística de Edificios de Muros Delgados en Concreto Reforzado para Zonas de Amenaza Sísmica Alta. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla, Colombia: 2017.
- [15] Confidencial. Planos estructurales edificio de 5 pisos en municipio colombiano de amenaza sísmica intermedia, diseño bajo NSR-10. 2016.
- [16] Rosso A, Jiménez-Roa LA, de Almeida JP, Zuniga APG, Blandón CA, Bonett RL, et al. Cyclic tensile-compressive tests on thin concrete boundary elements with a single layer of reinforcement prone to out-of-plane instability. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2017. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0228-1>.
- [17] Arteta CA. Mecánica simple de muros delgados con aleta, aspectos a considerar para su diseño en Colombia. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica 2017.
- [18] Campiche M. Assessment of current Colombian design practice for reinforced concrete wall buildings. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2014.
- [19] Ramos L, Hube MA. Efecto del modelamiento estructural en la demanda de carga axial sísmica en muros de edificios de concreto reforzado. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica 2017.

- [20] Gonzales Fernández HF. Comportamiento Sísmico De Edificios Con Muros Delgados De Hormigón. Aplicación a Zonas De Alta Sismicidad De Perú. Universitat Politècnica de Catalunya, 2010.
- [21] Haindl M, Hube MA, Arteta CA. Evaluación del desempeño sísmico de una vivienda de muros de hormigón armado. VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Bogotá, Colombia: 2015, p. 1–11.
- [22] Parra PF, Arteta CA, Moehle JP. Stability of Reinforced Concrete Wall Boundaries. Structural Engineering Frontier Conference (SEFC), Yokohama, Japan: 2015. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>.
- [23] Parra PF. Stability of Reinforced Concrete Wall Boundaries. University of California, Berkeley, USA, 2016.
- [24] González A, Reyes JC. Seguridad de colapso de viviendas de baja altura construidas con muros delgados de concreto reforzado. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla, Colombia: 2017.
- [25] Riva P, Franchi A. Behavior of reinforced concrete walls with welded wire mesh subjected to cyclic loading. *ACI Structural Journal* 2001;98:324–34.
- [26] Su RKL, Wong SM. Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial load ratio. *Engineering Structures* 2007;29:1957–65. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.10.020>.
- [27] Beyer K, Dazio A, Priestley MJN. Quasi-Static Cyclic Tests of Two U-Shaped Reinforced Concrete Walls. *Journal of Earthquake Engineering* 2008;12:1023–53. <https://doi.org/10.1080/13632460802003272>.
- [28] Dazio A, Beyer K, Bachmann H. Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls. *Engineering Structures* 2009;31:1556–71. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.018>.
- [29] Johnson B. Anchorage detailing effects on lateral deformation components of RC

- shear walls. University of Minnesota, Minneapolis, 2010.
- [30] Lowes LN, Lehman DE, Birely AC, Kuchma DA, Marley KP, Hart CR. Earthquake response of slender planar concrete walls with modern detailing. *Engineering Structures* 2012;43:31–47.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.04.040>.
- [31] Alarcon C, Hube MA, de la Llera JC. Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries. *Engineering Structures* 2014;73:13–23.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.04.047>.
- [32] Hube MA, Marihuén A, de la Llera JC, Stojadinovic B. Seismic behavior of slender reinforced concrete walls. *Engineering Structures* 2014;80:377–88.  
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.09.014>.
- [33] Naranjo C, Marulanda J, Madera C. Modelo analítico para la estimación de la respuesta histerética de muros delgados de concreto reforzado. VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Bogotá, Colombia: 2015.
- [34] Blandón CA, Rave JF, Bonett RL. Comportamiento de muros delgados de concreto reforzado ante cargas laterales. VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Bogotá, Colombia: 2015, p. 1–10.
- [35] Constantin R, Beyer K. Behaviour of U-shaped RC walls under quasi-static cyclic diagonal loading. *Engineering Structures* 2016;106:36–52.  
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.10.018>.
- [36] Rosso A, Almeida JP, Beyer K. Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2016. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9827-x>.
- [37] Segura CL, Wallace JW, Arteta CA, Moehle JP. Deformation capacity of thin reinforced concrete shear walls. 2016 NZSEE Conference, Auckland, New

Zealand: 2016.

- [38] Almeida J, Prodan O, Rosso A, Beyer K. Tests on Thin Reinforced Concrete Walls Subjected to In-Plane and Out-of-Plane Cyclic Loading. *Earthquake Spectra* 2016;33:323–45. <https://doi.org/10.1193/101915EQS154DP>.
- [39] Brueggen BL, French CE, Sritharan S. T-Shaped RC structural walls subjected to multidirectional loading: Test results and design recommendations. *Journal of Structural Engineering (United States)* 2017;143:1–15. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001719](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001719).
- [40] Dashti F, Dhakal RP, Pampanin S. Tests on slender ductile structural walls designed according to New Zealand Standard. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 2017;50:504–16. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.50.4.504-516>.
- [41] Dashti F, Dhakal RP, Pampanin S. An experimental study on out-of-plane deformations of rectangular structural walls subject to in-plane loading. *16th World Conference on Earthquake Engineering* 2017:12.
- [42] Lu Y, Henry RS, Gultom R, Ma QT. Cyclic Testing of Reinforced Concrete Walls with Distributed Minimum Vertical Reinforcement. *Journal of Structural Engineering (United States)* 2017;143.
- [43] Segura CL, Arteta CA, Araujo G, Wallace JW. Flexural compression capacity of thin reinforced concrete walls. *11th US National Conference on Earthquake Engineering* 2018.
- [44] Motter CJ, Abdullah SA, Wallace JW. Reinforced concrete structural walls without special boundary elements. *ACI Structural Journal* 2018;115:723–33. <https://doi.org/10.14359/51702043>.
- [45] Behrouzi AA, Mock A, Lehman D, Lowes L, Kuchma D. Seismic performance of slender C-shaped walls subjected to uni- and bi-directional loading. *11 NCEE*

LA2018, 2018, p. 1–6.

- [46] Niroomandi A, Pampanin S, Dhakal RP, Ashtiani MS. Experimental study on slender rectangular RC walls under bi- directional loading. Eleventh US National Conference on Earthquake Engineering 2018.
- [47] Segura CL, Wallace JW. Seismic performance limitations and detailing of slender reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal* 2018;115:849–59. <https://doi.org/10.14359/51701918>.
- [48] Shegay A V., Motter CJ, Elwood KJ, Henry RS, Lehman DE, Lowes LN. Impact of Axial Load on the Seismic Response of Rectangular Walls. *Journal of Structural Engineering (United States)* 2018;144. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002122](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002122).
- [49] Dashti F, Dhakal RP, Pampanin S. Evolution of out-of-plane deformation and subsequent instability in rectangular RC walls under in-plane cyclic loading: Experimental observation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2018;47:2944–64. <https://doi.org/10.1002/eqe.3115>.
- [50] Tripathi M, Dhakal RP, Dashti F. Bar buckling in ductile RC walls with different boundary zone detailing: Experimental investigation. *Engineering Structures* 2019;198:109544. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109544>.
- [51] Hoult R, Appelle A, Beyer K, Student M. Seismic Response of Thin , Singly Reinforced U-shaped Walls : Overview and Large-Scale Experimental Tests 2011.
- [52] Oesterle RG, Fiorato AE, Johal LS, Carpenter JE, Russell HG, Corley WG. *Earthquake Resistant Structural Walls - Tests of Isolated Walls*. Arlington, Virginia: 1976.
- [53] Corley WG, Oesterle RG, Fiorato AE. *Structural Walls*. ACI Special Publication 1981;72.
- [54] Goodsir WJ. The design of coupled frame-wall structures for seismic actions.

University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1985.

- [55] Paulay T, Goodsir WJ. Ductility of Structural Walls. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering 1985;18:250–69.
- [56] Thomsen JH, Wallace JW. Displacement—Based Design of Reinforced Concrete Structural Walls: An Experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-Shaped Cross-Sections. Potstdam, New York, USA: 1995.
- [57] Zhang Y, Wang Z. Seismic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to High Axial Loading. ACI Structural Journal 2000;97.  
<https://doi.org/10.14359/8809>.
- [58] Greifenhagen C, Lestuzzi P. Static cyclic tests on lightly reinforced concrete shear walls. Engineering Structures 2005;27:1703–12.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.06.008>.
- [59] Carrillo J, Alcocer SM. Seismic performance of concrete walls for housing subjected to shaking table excitations. Engineering Structures 2012;41:98–107.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.025>.
- [60] Carrillo J, Alcocer SM. Acceptance limits for performance-based seismic design of RC walls for low-rise housing. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2012;41:2273–88. <https://doi.org/10.1002/eqe.2186>.
- [61] Quiroz LG, Maruyama Y, Zavala C. Cyclic behavior of thin RC Peruvian shear walls: Full-scale experimental investigation and numerical simulation. Engineering Structures 2013;52:153–67.
- [62] Hube MA, Santa María H, López M. Experimental Campaign of thin Reinforced Concrete Shear Walls for Low-Rise Constructions. 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile: 2017.
- [63] Arteta CA, To D V., Moehle JP. Experimental response of boundary elements of code-compliant reinforced concrete shear walls. NCEE 2014 - 10th US National

- Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering 2014. <https://doi.org/10.4231/D37H1DN29>.
- [64] Hilson CW, Segura CL, Wallace JW. Experimental study of longitudinal reinforcement buckling in reinforced concrete structural wall boundary elements. NCEE 2014 - 10th US National Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering 2014. <https://doi.org/10.4231/D3CC0TT9C>.
- [65] Arteta C, Moehle J. Comportamiento experimental de elementos de borde de muros con capacidad de Disipación de Energía Especial (DES). VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Bogotá, Colombia: 2015.
- [66] Menegon SJ, Wilson JL, Gad EF. Out-of-plane buckling of limited ductile reinforced concrete walls under cyclic loads. 2015 NZSEE Conference, 2015.
- [67] Taleb R, Tani M, Kono S. Performance of Confined Boundary Regions of RC Walls under Cyclic Reversal Loadings. *Journal of Advanced Concrete Technology* 2016;14:108–24. <https://doi.org/10.3151/jact.14.108>.
- [68] S. WT, M. ML, M. LJ, E. LD, L. MS, Pablo P. Confinement Behavior of Rectangular Reinforced Concrete Prisms Simulating Wall Boundary Elements. *Journal of Structural Engineering* 2017;143:4016204. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001682](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001682).
- [69] Arteta CA, Moehle JP. Sources of lateral instability and deformation limits of boundary elements of special structural walls. 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017, Santiago, Chile: 2017.
- [70] Miranda E, Thompson CL, Bertero V. Cyclic behaviour of shear wall boundary elements incorporating prefabricated welded wire hoops. 1990.
- [71] Chai YH, Elayer D. Lateral stability of reinforced concrete columns under axial reversed cyclic tension and compression. *ACI Structural Journal* 1999:1–10.
- [72] Acevedo CE, Creagh A, Moehle JP, Hassan W, Tanyeri AC. Seismic Vulnerability

- of Non-Special Boundary Element of Shear Wall under Axial Force Reversals. Berkley, USA: 2010.
- [73] Creagh A, Acevedo C, Moehle JP, Hassan W, Tanyeri AC. Seismic Performance of Concrete Special Boundary Element. 2010.
- [74] Chrysanidis T, Tegos I. The influence of tension strain of wall ends to their resistance against lateral instability for low-reinforced concrete walls. 15th world conference on earthquake engineering, Lisboa, Portugal: 2012.
- [75] Shea M, Wallace JW, Segura C. Seismic performance of thin reinforced concrete shear wall boundaries. Los Angeles: 2013.
- [76] Carrillo J, Vargas D, Sánchez M. Stiffness degradation model of thin and lightly reinforced concrete walls for housing. *Engineering Structures* 2018;168:179–90. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.070>.
- [77] Ministerio de Vivienda - Construcción y Saneamiento. Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030, Diseño Sismorresistente. Lima, Perú 2018.
- [78] Ministerio de Vivienda - Construcción y Saneamiento. Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica E.060, Concreto Armado. Lima, Perú 2018.
- [79] Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Decreto 60, Hormigón Armado – Requisitos de Diseño y Cálculo. Santiago, Chile 2011.
- [80] Gaceta Oficial del Distrito Federal. NTCS-2004. Mexico: 2004.
- [81] Paulay T, Priestley MJN. Stability of ductile structural walls. *ACI Structural Journal* 1993;90:385–92.
- [82] Chai YH, Kunnath SK. Minimum thickness for ductile RC structural walls. *Engineering Structures* 2005;27:1052–63. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.02.004>.
- [83] Massone LM, Massone LM, López EE. Modeling of reinforcement global buckling

- in RC elements Modeling of reinforcement global buckling in RC elements 2016. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.11.015>.
- [84] Wallace JW, Massone LM, Bonelli P, Dragovich J, Lagos R, Lüders C, et al. Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings. *Earthquake Spectra* 2012;28:S281–99. <https://doi.org/10.1193/1.4000047>.
- [85] Moehle JP. *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw Hill Professional; 2014.
- [86] Sritharan S, Beyer K, Henry RS, Chai YH, Kowalsky M, Bull D. Understanding poor seismic performance of concrete walls and design implications. *Earthquake Spectra* 2014;30:307–34. <https://doi.org/10.1193/021713EQS036M>.
- [87] NIST. *Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Wall Buildings Based on Studies of the 2010 Maule , Chile Earthquake*. Gaithersburg: 2014.
- [88] Dashti F, Dhakal RP, Pampanin S. Simulation of Out-of-Plane Instability in Rectangular Rc Structural Walls. *2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology* 2014:13.
- [89] Rosso A, Almeida J, Constantin R, Beyer K, Sritharan S. Influence of longitudinal reinforcement layouts on RC walls performance. *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology* 2014:1–12.
- [90] Parra PF, Moehle JP. Lateral buckling in reinforced concrete walls. *NCEE 2014 - 10th US National Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering* 2014. <https://doi.org/10.4231/D3V40K05Q>.
- [91] Almeida J, Rosso A, Beyer K, Sritharan S. New experimental findings on the stability of thin reinforced concrete walls. *JPEE 2014, Lisboa, Portugal: 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*; 2014, p. 1–14.
- [92] Alarcon C, Hube MA, Jünemann R, de la Llera JC. Characteristics and

- displacement capacity of reinforced concrete walls in damaged buildings during 2010 Chile earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2015;13:1119–39. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9727-0>.
- [93] C. KH, J. KM. Out-of-Plane Buckling of Ductile Reinforced Structural Walls due to In-Plane Loads. *Journal of Structural Engineering* 2017;143:4016182. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001660](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001660).
- [94] Parra PF, Moehle JP. Stability of slender wall boundaries subjected to earthquake loading. *ACI Structural Journal* 2017;114:1627–36. <https://doi.org/10.14359/516851700836>.
- [95] Dashti F, Dhakal RP, Pampanin S. Blind prediction of in-plane and out-of-plane responses for a thin singly reinforced concrete flanged wall specimen. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2018;16:427–58. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0211-x>.
- [96] Rosso A, Almeida JP, Beyer K. Numerical simulation with fibre beam-column models of thin RC columns under cyclic tensile-compressive loading. 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile: 2017.
- [97] Rosso A, Jiménez L, Almeida JP, Beyer K. Experimental campaign on thin RC columns prone to out-of-plane instability: numerical simulation using shell element models. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica 2017.
- [98] Pujol S, Puranam A. Recommended thicknesses for structural walls to resist earthquake demands in Colombia. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica 2017.
- [99] Lu Y, Henry RS. Numerical modelling of reinforced concrete walls with minimum vertical reinforcement. *Engineering Structures* 2017;143:330–45. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.043>.
- [100] Vélez JC, Rave JF, Riveros CA, Blandón CA. Estudio del comportamiento de

muros delgados de concreto reforzado en el contexto colombiano usando análisis numérico. XXXVIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Lima, Perú: 2018.

- [101] Beyer K, Hube M, Constantin R, Niroomandi A, Pampanin S, Dhakal R, et al. Reinforced concrete wall response under uni- and bi-directional loading. 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017 2017.
- [102] Sarango J, Haro AG. Comportamiento histerético del acero de refuerzo longitudinal en elementos de borde de muros estructurales de hormigón armado. Congreso de Ciencia y Tecnología ESPE 2018;13. <https://doi.org/10.24133/cctespe.v13i1.749>.
- [103] Dashti F, Dhakal RP, Pampanin S. Validation of a Numerical Model for Prediction of Out-of-Plane Instability in Ductile Structural Walls under Concentric In-Plane Cyclic Loading. Journal of Structural Engineering (United States) 2018;144. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002013](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002013).
- [104] Su RKL, Man WS. A Survey on Axial Load Ratios of Structural Walls in Medium-rise Residential Buildings in Hong Kong. HKIE Transactions 2007;14:40–6. <https://doi.org/10.1080/1023697X.2007.10668084>.
- [105] Massone LM, Bonelli P, Lagos R, Lüders C, Moehle J, Wallace JW. Seismic design and construction practices for RC structural wall buildings. Earthquake Spectra 2012;28. <https://doi.org/10.1193/1.4000046>.
- [106] Jünemann R, de la Llera JC, Hube MA, Cifuentes LA, Kausel E. A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake. Engineering Structures 2015;82:168–85. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.10.014>.
- [107] Lestuzzi P, Bachmann H. Displacement ductility and energy assessment from shaking table tests on RC structural walls. Engineering Structures 2007;29:1708–21. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.09.009>.

- [108] Carrillo J, Guzmán A, Jerez S. Reinforcement contribution to the behavior of low-rise concrete walls. *Latin American Journal of Solids and Structures* 2014;11:1791–805.
- [109] Carrillo J, Diaz C, Arteta CA. Tensile mechanical properties of the electro-welded wire meshes available in Bogotá Colombia. *Construction and Building Materials* 2019;195:352–62. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.096>.
- [110] Segura CL, Wallace JW. Impact of geometry and detailing on drift capacity of slender walls. *ACI Structural Journal* 2018;115:885–95. <https://doi.org/10.14359/51702046>.
- [111] Vélez JC, Riveros CA. Capacidad de disipación de energía de muros delgados de concreto reforzado: consideraciones y estudio de caso. XXXVIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Lima, Perú: 2018.
- [112] Carrillo J, Vargas D. Degradación de rigidez de muros delgados de CR para vivienda. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla, Colombia: 2017.
- [113] Carrillo J, Vargas D, Sánchez M. Stiffness degradation model of thin and lightly reinforced concrete walls for housing. *Engineering Structures* 2018. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.070>.
- [114] Castillo R. *Seismic Design of Asymmetric Ductile Systems*. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2004.
- [115] Khatami SM, Kheyroddin A. The Effect of Flange Thickness on the Behavior of Flanged-Section Shear Walls. *Procedia Engineering* 2011;14:2994–3000. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.377>.
- [116] Carrillo J, Alcocer SM, Gonzalez G. Experimental assessment of damping factors in concrete housing walls. *Ingeniería e Investigación* 2012;32:42–6.
- [117] Carrillo J, Alcocer SM. Backbone Model for Performance-Based Seismic Design

- of RC Walls for Low-Rise Housing. *Earthquake Spectra* 2012;28:943–64.  
<https://doi.org/10.1193/1.4000068>.
- [118] Carrillo J, González G, Rubiano A. Displacement ductility for seismic design of RC walls for low-rise housing. *Latin American Journal of Solids and Structures* 2014;11:725–37.
- [119] Carrillo J, Alcocer SM. Shear strength of reinforced concrete walls for seismic design of low-rise housing. *ACI Structural Journal* 2013;110:415–25.
- [120] Carrillo J, Alcocer SM. Experimental investigation on dynamic and quasi-static behavior of low-rise reinforced concrete walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2013;42:635–52. <https://doi.org/10.1002/eqe.2234>.
- [121] Carrillo J, Alcocer SM. Simplified equation for estimating periods of vibration of concrete wall housing. *Engineering Structures* 2013;52:446–54.  
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.03.011>.
- [122] Carrillo J, Sánchez-Cruz M, Viviescas Á. Strains on steel reinforcement of low-rise concrete walls during shake table tests. *Ingeniería e Investigación* 2014;34:36–41.
- [123] Carrillo J, Alcocer SM. Strength degradation model for low-rise reinforced concrete walls derived from dynamic and quasi-static tests. *Earthquake Spectra* 2015;31:197–214. <https://doi.org/10.1193/011713EQS008M>.
- [124] Carrillo J. Damage index based on stiffness degradation of low-rise RC walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2015;44:831–48.  
<https://doi.org/10.1002/eqe.2488>.
- [125] Carrillo J, Oyarzo-Vera C, Blandón C. Damage assessment of squat, thin and lightly-reinforced concrete walls by the Park & Ang damage index. *Journal of Building Engineering* 2019;26:100921. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100921>.
- [126] Carrillo León WJ. Estimación de los periodos naturales de vibración de viviendas

de baja altura con muros de concreto. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina* 2009;19:39–54.

- [127] León JC, Alcocer SM. Experimental evaluation of the strut-and-tie method applied to low-rise concrete walls . *Ingenieria e Investigacion* 2010;30:11–6.
- [128] Sánchez-Alejandro A, Alcocer SM. Shear strength of squat reinforced concrete walls subjected to earthquake loading — trends and models. *Engineering Structures* 2010;32:2466–76.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.04.022>.
- [129] Carrillo J, Alcocer S. Degredation properties of reinforced concrete walls with openings . *DYNA (Colombia)* 2011;78:106–15.
- [130] Carrillo J, Alcocer SM. Comportamiento a cortante de muros de concreto para vivienda. *Revista de Ingeniería Sísmica* 2011:103–26.
- [131] Abdullah SA, Wallace JW. A reliability-based deformation capacity model for ACI 318 compliant special structural walls 2018:1–12.
- [132] Dashti F, Dhakal RP, Pampanin S. Inelastic strain gradients in reinforced concrete. *16th European Conference on Earthquake Engineering* 2018:1–12.
- [133] Kowalsky MJ. RC structural walls designed according to UBC and displacement-based methods. *Journal of Structural Engineering* 2001;127:506–16.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:5\(506\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:5(506)).
- [134] H. TJ, W. WJ. Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls—Experimental Verification. *Journal of Structural Engineering* 2004;130:618–30. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:4\(618\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:4(618)).
- [135] Tjhin TN, Aschheim MA, Wallace JW. Yield displacement-based seismic design of RC wall buildings. *Engineering Structures* 2007;29:2946–59.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.10.022>.

- [136] Priestley MJN, Calvi GM, Kowalsky MJ. Displacement-based seismic design of structures. Pavía, Italia: IUSS Press; 2007.
- [137] Almeida JP, Tarquini D, Beyer K. Modelling Approaches for Inelastic Behaviour of RC Walls: Multi-level Assessment and Dependability of Results. Archives of Computational Methods in Engineering 2016;23:69–100.  
<https://doi.org/10.1007/s11831-014-9131-y>.
- [138] Priestley MJN, Kowalsky MJ. Aspects of drift and ductility capacity of rectangular cantilever structural walls. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering 1998;31:73–85.
- [139] Almeida JP, Prodan O, Tarquini D, Beyer K. Influence of Lap Splices on the Deformation Capacity of RC Walls. I: Database Assembly, Recent Experimental Data, and Findings for Model Development. Journal of Structural Engineering (United States) 2017;143. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001853](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001853).
- [140] Tarquini D, Almeida JP, Beyer K. Influence of Lap Splices on the Deformation Capacity of RC Walls. II: Shell Element Simulation and Equivalent Uniaxial Model. Journal of Structural Engineering (United States) 2017;143.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001859](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001859).
- [141] Chen S, Diao B, Guo Q, Cheng S, Ye Y. Experiments and calculation of U-shaped thin-walled RC members under pure torsion. Engineering Structures 2016;106:1–14. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.10.019>.
- [142] Wallace JW. Performance of structural walls in recent earthquakes and tests and implications for US building codes. 15 WCEE Lisboa 2012, 2012.
- [143] Wallace JW, Moehle JP. Behavior and Design of Structural Walls—Lessons From Recent Laboratory Tests & Earthquakes. Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, Tokyo, Japan: 2012, p. 1132–44.

- [144] Wang Y. Effects of web reinforcement discontinuities on the seismic response of structural walls. ProQuest Dissertations and Theses 2014:328.
- [145] International Conference of Building Officials. Uniform Building Code 1997 (UBC-1997). Whittier, California: 1997.
- [146] AIS. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98, Bogotá, Colombia 1998.
- [147] ACI-Committee-318. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-14). Farmington Hills, Michigan: 2014.
- [148] Westenenk B, de la Llera JC, Jünemann R, Hube MA, Besa JJ, Lüders C, et al. Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the February 27, 2010, Chile earthquake. Bulletin of Earthquake Engineering 2013;11:69–91. <https://doi.org/10.1007/s10518-012-9404-5>.
- [149] Paulay T, Priestley MJN. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. John Wiley & Sons, Inc.; 1992.
- [150] ACI-Committee-318. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-19). 2019.
- [151] Computers and Structures Inc. ETABS 2016.
- [152] Trost B, Schuler H, Stojadinović B. Sliding in Compression Zones of Reinforced Concrete Shear Walls: Behavior and Modeling. ACI Structural Journal 2019:3–16. <https://doi.org/10.14359/51716755>.
- [153] Blandón C., Bonett-Diaz RL. Evaluación numérica y experimental del comportamiento de muros esbeltos de concreto reforzado. VI Congreso Nacional Ingeniería Sísmica 2013:586–9.
- [154] Gallego M, Sarria A. El concreto y los terremotos - Conceptos, Comportamientos, Patología y Rehabilitación. Segunda ed. 2010.

- [155] Arteta CA, Sánchez J, Daza R, Blandon C, Bonett R, Carrillo J, et al. Global and Local Demand Limits of Thin Reinforced Concrete Structural Wall Building Systems. 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017 2017.
- [156] TNO Building and Construction Research. DIANA - Finite Element Analysis User's Manual. Release 8.1 2002.
- [157] ACI Committee 363. Report on high-strength concrete. ACI Manual of Concrete Practice (Reapproved 1997) Farmington Hills, MI: American Concrete Institute 1992.
- [158] Hiraishi H. Evaluation of Shear and Flexural Deformations of Flexural Type Shear Walls. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering ; 1984;17(2).
- [159] Varma RK. Numerical models for the simulation of the cyclic behaviour of RC structures incorporating new advanced materials. Ph. D. dissertation in Structures. Minho University (Portugal). 2013.
- [160] Barros JAO, Fortes AS. Flexural strengthening of concrete beams with CFRP laminates bonded into slits. Cement and Concrete Composites 2005;27:471–80. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.07.004>.

## ANEXO A: DIAGRAMAS MOMENTO – CURVATURA DE LOS MUROS W4 Y W5 EN EL PROGRAMA DOCROS

### Descripción del programa

Los diagramas momento – curvatura de los muros W4 y W5 se estimaron con el software de análisis no lineal seccional DOCROS [9], desarrollado en la Universidad de Minho, el cual considera adherencia perfecta entre los diferentes materiales y que las secciones planas permanecen planas después de la deformación. La sección transversal del elemento estructural se divide en capas horizontales, donde el ancho y espesor de cada una son definidas por el usuario y dependen de la geometría de la sección (Figura A.1). [159]

De acuerdo con Varma [159]: a) el programa puede analizar secciones irregulares sujetas a una carga axial fija ( $N$ ) y a curvatura variable, y cuenta con una amplia base de datos de leyes constitutivas para la simulación del comportamiento monotónico y cíclico de materiales cementicios, de base polimérica y de acero, b) cualquier capa puede ser seleccionada para el control del proceso de carga al imponerle una cierta deformación unitaria incremental hasta un determinado límite, c) para cada ciclo de carga, la curvatura de la sección se calcula iterativamente.

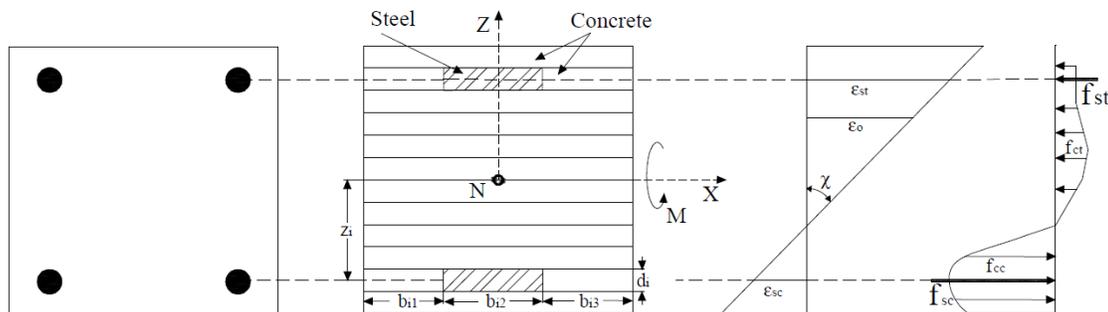


Figura A.1. Discretización de una sección típica en DOCROS. Referencia: Varma [159].

Las leyes constitutivas son usadas para calcular los esfuerzos correspondientes a las deformaciones unitarias de las capas. La profundidad del eje neutro es determinada iterativamente hasta que el equilibrio de fuerzas axiales se alcance, al emplear la

ecuación (A.1). Una vez alcanzado dicho equilibrio, el momento flector se determina con la ecuación (A.2).

De acuerdo con Varma [159]: a) en las ecuaciones referidas,  $N$  y  $M$  son la carga axial y el momento flector, respectivamente,  $n$  es el número de capas a lo largo del eje  $z$ ,  $d_i$  y  $z_i$  son el espesor y la posición de la  $i$ -ésima capa, y  $m$  es el número de materiales que componen dicha capa, b) si existe una capa compuesta por más de un material ( $m > 1$ ), situada en una posición  $z_i$  (Figura A.1),  $\sigma_{ij}$  y  $b_{ij}$  representan el esfuerzo y el ancho de la capa situada en la  $i$ -ésima posición a lo largo del eje  $z$ , y  $j$  es el número del segmento del grupo de materiales a lo largo del eje  $x$ , c) los esfuerzos y las deformaciones unitarias se consideran positivas para tensión y negativas para compresión.

$$N = \sum_{i=1}^n (\sum_{j=1}^m \sigma_{ij} d_i b_{ij}) \quad (A.1)$$

$$M = \sum_{i=1}^n (\sum_{j=1}^m \sigma_{ij} d_i b_{ij} z_i d_i) \quad (A.2)$$

Varma [159] presenta información adicional detallada sobre DOCROS [9], incluyendo el algoritmo para determinar la relación momento – curvatura.

### Leyes constitutivas del concreto y del acero

Para la modelación se emplearon las leyes constitutivas para el concreto y el acero disponibles en DOCROS [9] para carga monotónica, tal como se ilustra en las figuras A.2, A.3, A.4 y A.5.

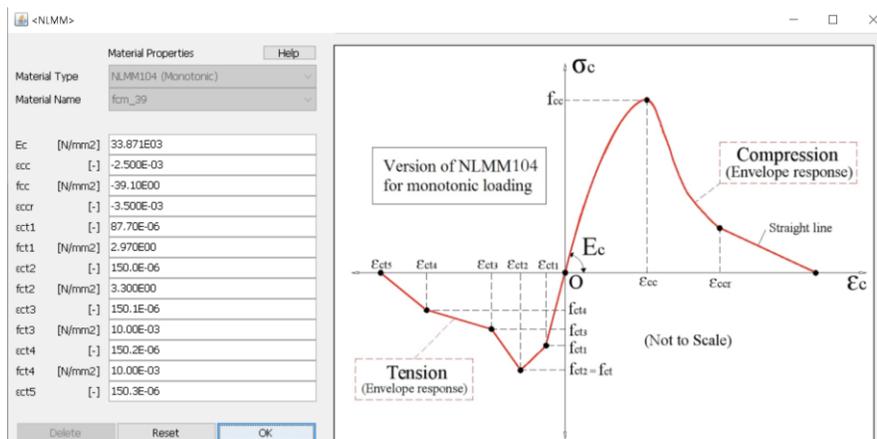


Figura A.2. Ley constitutiva para el concreto del muro W4 implementada en DOCROS (valores negativos para compresión y positivos para tracción)

Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado

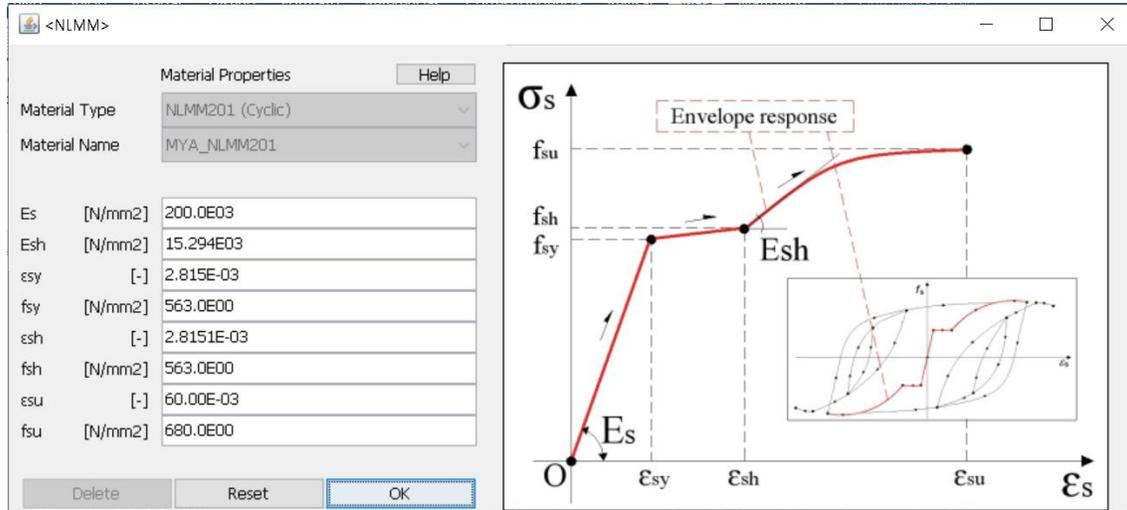


Figura A.3. Ley constitutiva para las barras de acero No. 2 de los muros W4 y W5 implementada en DOCROS

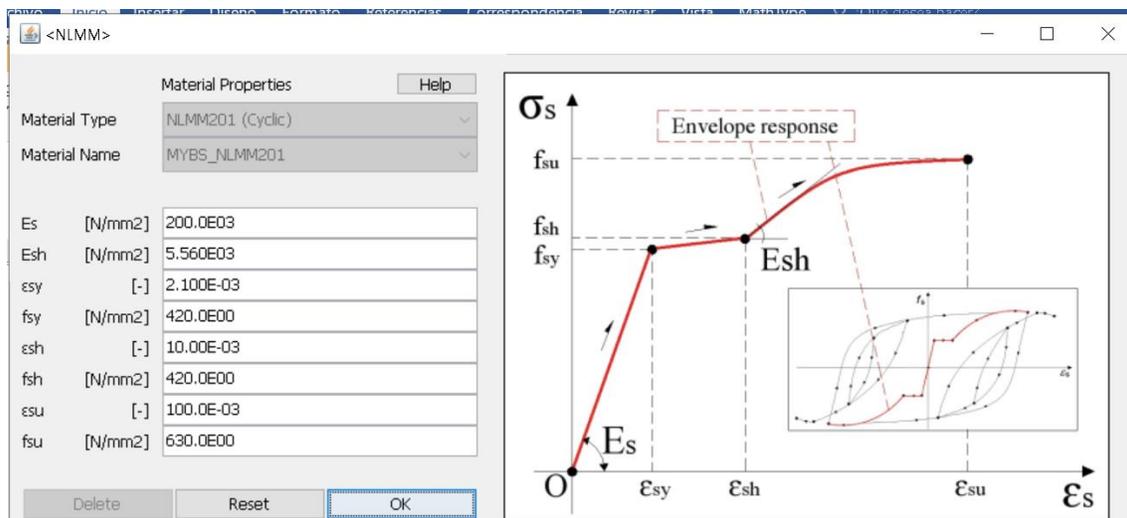


Figura A.4. Ley constitutiva para las barras de acero No. 4 de los muros W4 y W5 implementada en DOCROS

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de  
muros delgados de edificios de concreto reforzado*

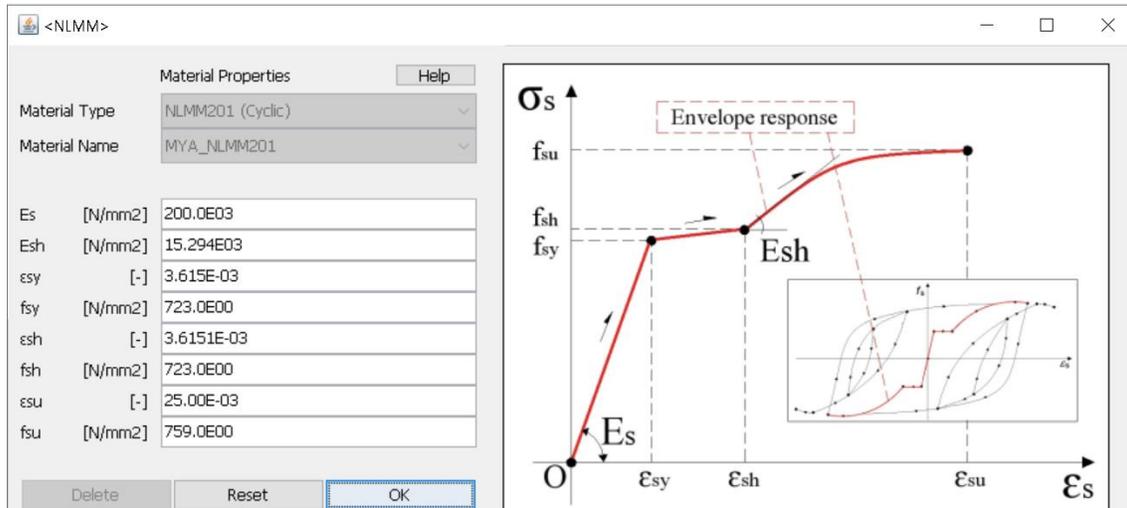


Figura A.5. Ley constitutiva para la malla electrosoldada del muro W5 implementada en DOCROS

Archivo de entrada de datos del modelo del muro W4 para el caso de carga FCC

```
<DOCROS_DATA_FILE>
<MAIN_PARAMETERS>
  MAIN_TITLE = Muro T ; # Muro W4 ensayado en laboratorio de la EIA
  NUM_LAYERS = 128 ;
  CONTROL_FILE = _YES ;
  SxS-GRAPHICS = _YES ;
  AXIAL_LOAD = -480000.0 ;
</MAIN_PARAMETERS>

<UNITS_INPUT_OUTPUT_DATA>
## Input
## Content of each column:
# A -> Input force unit
# B -> Input length unit
#   A      B
      N    mm ;
</UNITS_INPUT_OUTPUT_DATA>

<TOLERANCES>
## Content of each column:
# A -> Tolerance for the force equation (force units)
```

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

```
# A
  1 ;
</TOLERANCES>

<LAYER-STRESS-STRAIN-GRAPHICS>
# Content of Columns
# A - Number of Layers to be analysed
# All consequent - Numbers of the layers to be analysed
3 1 4 125 ;
</LAYER-STRESS-STRAIN-GRAPHICS>

<MESH>
<LAMINATEGEOPROP>
## Geometry properties of the laminates
  COUNT = 8 ; # N. of sets of geometry properties
## Content of each column:
# A -> Counter
# B -> Name of the geometry properties set
# C -> Thickness
# D -> Width
#   A   B       C     D
  1   GEO_CONC_BS_1  14.55   350.0   ;
  2   GEO_CONC_BS_2  12.70   320.076 ;
  3   GEO_CONC_A_1   22.442  100.0   ;
  4   GEO_CONC_A_2   6.35     95.013 ;
  5   GEO_CONC_A_3   22.73   100.0   ;
  6   GEO_CONC_A_4   15.442  100.0   ;
  7   GEO_STEEL_BS   12.7     29.924   ;
  8   GEO_STEEL_A    6.35     4.987    ;
</LAMINATEGEOPROP>

<LAYER_PROPERTIES>
## Properties of the groups of layers
  COUNT = 8 ; # N. of groups of layers properties
## Content of each column:
# A -> Counter
```

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

```

# B -> Layer name104
# C -> Type of constitutive law
# D -> Name of constitutive law
# E -> Geometry name
# A B C D E
1 PRO_CONC_BS_1 _NLMM104 fcm_39 GEO_CONC_BS_1 ;
2 PRO_CONC_BS_2 _NLMM104 fcm_39 GEO_CONC_BS_2 ;
3 PRO_CONC_A1 _NLMM104 fcm_39 GEO_CONC_A_1 ;
4 PRO_CONC_A2 _NLMM104 fcm_39 GEO_CONC_A_2 ;
5 PRO_CONC_A3 _NLMM104 fcm_39 GEO_CONC_A_3 ;
6 PRO_CONC_A4 _NLMM104 fcm_39 GEO_CONC_A_4 ;
7 PRO_STEEL_BS _NLMM201 MYBS_NLMM201 GEO_STEEL_BS ;
8 PRO_STEEL_A _NLMM201 MYA_NLMM201 GEO_STEEL_A ;
</LAYER_PROPERTIES>

<LAYER_PATTERNS>
## Layer patterns
COUNT = 44 ; # N. of layer patterns
## Content of each column:
# A -> Counter
# B -> Pattern name
# C -> N. of layers
# D -> Layer (or layer range)
# E -> Number of distinct properties (defined in the <LAYER_PROPERTIES> block
# in the layer pattern and its phase or phase range
# F -> Name of the layer properties in the <LAYER_PROPERTIES> block
# A B C D E F
1 PAT_CONC_BS_1 3 [1-3] 1 PRO_CONC_BS_1 1 ;
2 PAT_CONC_BS_CS 1 4 2 PRO_CONC_BS_2 1 PRO_STEEL_BS 1 ;
3 PAT_CONC_BS_2 3 [5-7] 1 PRO_CONC_BS_1 1 ;
4 PAT_CONC_A1 3 [8-10] 1 PRO_CONC_A1 1 ;
5 PAT_CONC_A2_CS 1 11 2 PRO_CONC_A2 1 PRO_STEEL_A 1;
6 PAT_CONC_A2 5 [12-16] 1 PRO_CONC_A3 1 ;
7 PAT_CONC_A3_CS 1 17 2 PRO_CONC_A2 1 PRO_STEEL_A 1;
8 PAT_CONC_A3 5 [18-22] 1 PRO_CONC_A3 1 ;
9 PAT_CONC_A4_CS 1 23 2 PRO_CONC_A2 1 PRO_STEEL_A 1;

```

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

10	PAT_CONC_A4	5	[24-28]	1	PRO_CONC_A3	1	;
11	PAT_CONC_A5_CS	1	29	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
12	PAT_CONC_A5	5	[30-34]	1	PRO_CONC_A3	1	;
13	PAT_CONC_A6_CS	1	35	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
14	PAT_CONC_A6	5	[36-40]	1	PRO_CONC_A3	1	;
15	PAT_CONC_A7_CS	1	41	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
16	PAT_CONC_A7	5	[42-46]	1	PRO_CONC_A3	1	;
17	PAT_CONC_A8_CS	1	47	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1 ;
18	PAT_CONC_A8	5	[48-52]	1	PRO_CONC_A3	1	;
19	PAT_CONC_A9_CS	1	53	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
20	PAT_CONC_A9	5	[54-58]	1	PRO_CONC_A3	1	;
21	PAT_CONC_A10_CS	1	59	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
22	PAT_CONC_A10	5	[60-64]	1	PRO_CONC_A3	1	;
23	PAT_CONC_A11_CS	1	65	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
24	PAT_CONC_A11	5	[66-70]	1	PRO_CONC_A3	1	;
25	PAT_CONC_A12_CS	1	71	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
26	PAT_CONC_A12	5	[72-76]	1	PRO_CONC_A3	1	;
27	PAT_CONC_A13_CS	1	77	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
28	PAT_CONC_A13	5	[78-82]	1	PRO_CONC_A3	1	;
29	PAT_CONC_A14_CS	1	83	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
30	PAT_CONC_A14	5	[84-88]	1	PRO_CONC_A3	1	;
31	PAT_CONC_A15_CS	1	89	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
32	PAT_CONC_A15	5	[90-94]	1	PRO_CONC_A3	1	;
33	PAT_CONC_A16_CS	1	95	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
34	PAT_CONC_A16	5	[96-100]	1	PRO_CONC_A3	1	;
35	PAT_CONC_A17_CS	1	101	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
36	PAT_CONC_A17	5	[102-106]	1	PRO_CONC_A3	1	;
37	PAT_CONC_A18_CS	1	107	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
38	PAT_CONC_A18	5	[108-112]	1	PRO_CONC_A3	1	;
39	PAT_CONC_A19_CS	1	113	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
40	PAT_CONC_A19	5	[114-118]	1	PRO_CONC_A3	1	;
41	PAT_CONC_A20_CS	1	119	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
42	PAT_CONC_A20	5	[120-124]	1	PRO_CONC_A3	1	;
43	PAT_CONC_A21_CS	1	125	2	PRO_CONC_A2	1	PRO_STEEL_A 1;
44	PAT_CONC_A21	3	[126-128]	1	PRO_CONC_A4	1	;

</LAYER\_PATTERNS>

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

```

<NLMM104>
## Properties of the NLMM104 material model
## Keyword: _NLMM104
COUNT = 1 ; # N. of NLMM104 materials
## Content of each column:
# A -> Counter
# B -> Name of the material model
# C -> Mass per unit volume
# D -> Temperature coefficient
# E -> Concrete initial Young modulus
# F -> Concrete strain at peak confined stress
# G -> Confined concrete compressive strength !!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!
# H -> Non-dimensional critical strain on the compression envelope
# I -> Strain at the end of 1st linear portion of multilinear tension envelope
# J -> Stress at the end of 1st linear portion of multilinear tension envelope
# K -> Strain at the end of 2nd linear portion of multilinear tension envelope
# L -> Stress at the end of 2nd linear portion of multilinear tension envelope
# M -> Strain at the end of 3rd linear portion of multilinear tension envelope
# N -> Stress at the end of 3rd linear portion of multilinear tension envelope
# O -> Strain at the end of 4th linear portion of multilinear tension envelope
# P -> Stress at the end of 4th linear portion of multilinear tension envelope
# Q -> Strain at the end of 5th linear portion of multilinear tension envelope
#  A B      C      D      E      F
1 fcm_39      0.00000000e+000 1.00000000e+000 33.871e+003 -2.5000000e-003
#  G      H      I      J      K      L
-39.100e+000 -3.50000000e-003 8.77E-05 2.97 15.00E-05 3.30
#  M      N      O      P      Q
15.01E-5 0.01 15.02E-5 0.01 15.03E-05 ;
</NLMM104>

```

```

<NLMM201>
## Properties of the NLMM201 material model
## Keyword: _NLMM201
COUNT = 2 ; # N. of NLMM201 materials
## Content of each column:

```

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de  
muros delgados de edificios de concreto reforzado*

```
# A -> Counter
# B -> Name of the material model
# C -> Mass per unit volume
# D -> Temperature coefficient
# E -> Elastic modulus
# F -> Tangent modulus at strain hardening
# G -> Yielding strain
# H -> Yielding stress
# I -> Hardening strain
# J -> Hardening stress
# K -> Strain at the ultimate stress
# L -> Ultimate stress

#### BARRAS No.2 DEL ALMA:
# A B C D E F
  1 MYA_NLMM201 7.70000000e-006 1.00000000e-005 200.0e+3 15294
# G H I J K L
  2.815e-003 563.0 2.8151e-003 563.0 6.0e-002 680.0 ;

#### BARRAS No.4 DE LA ALETA:
# A B C D E F
  2 MYBS_NLMM201 7.70000000e-006 1.00000000e-005 200.0e+3 5560
# G H I J K L
  2.1e-003 420.0 1.0e-002 420.0 10.0e-002 630.0 ;

</NLMM201>

</MESH>
<LOAD_PARAMETERS>

<PHASE_DATA>
## Data for characterizing the phases
  COUNT = 1 ; #
## Content of each column:
# A -> Counter
# B -> Load type (_MONOTONIC, _CYCLIC, _FATIGUE)
# C -> Load type name
# D -> Stop condition type
# E -> Stop condition name
```

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de  
muros delgados de edificios de concreto reforzado*

```
# A B C D E
1 _MONOTONIC Mono_1 _SCT_LAYSTRAIN SCT_strain1 ;
</PHASE_DATA>

<STOP_CONDITION_LAYER_STRAIN>
## Keyword: _SCT_LAYSTRAIN
## Data for strain stop conditions
COUNT = 1 ; #
## Content of each column:
# A -> Counter
# B -> Name
# C -> Layer number defined in <LAYER_PATTERNS> block
# D -> Name of the property indicated in <LAYER_PATTERNS> block for the indicated layer number
# E -> Strain
# A B C D E
1 SCT_strain1 1 PRO_CONC_BS_1 -0.0035 ;
</STOP_CONDITION_LAYER_STRAIN>

<MONOTONIC_LOAD_TYPE_DATA>
## Keyword: _MONOTONIC
## Data for .....
COUNT = 1 ; #
## Content of each column:
# A -> Counter
# B -> Name
# C -> Layer Number
# D -> Layer Pattern
# E -> Compression strain increment
# A B C D E
1 Mono_1 1 PRO_CONC_BS_1 -0.0001 ;
</MONOTONIC_LOAD_TYPE_DATA>

</LOAD_PARAMETERS>
</DOCROS_DATA_FILE>
```

Archivo de entrada de datos del modelo del muro W4 para el caso de cargas FTC

## *Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

Este modelo es idéntico al anterior, con excepción de los dos bloques siguientes, en los que se define el sentido del momento:

```
<STOP_CONDITION_LAYER_STRAIN>
## Keyword: _SCT_LAYSTRAIN
## Data for strain stop conditions
COUNT = 1 ; #
## Content of each column:
# A -> Counter
# B -> Name
# C -> Layer number defined in <LAYER_PATTERNS> block
# D -> Name of the property indicated in <LAYER_PATTERNS> block for the indicated layer number
# E -> Strain
# A B C D E
1 SCT_strain1 128 PRO_CONC_A4 -0.0035 ;
</STOP_CONDITION_LAYER_STRAIN>
<MONOTONIC_LOAD_TYPE_DATA>
## Keyword: _MONOTONIC
## Data for .....
COUNT = 1 ; #
## Content of each column:
# A -> Counter
# B -> Name
# C -> Layer Number
# D -> Layer Pattern
# E -> Compression strain increment
# A B C D E
1 Mono_1 128 PRO_CONC_A4 -0.0001 ;
</MONOTONIC_LOAD_TYPE_DATA>
```

### Archivos de entrada de datos de los modelos del muro W5 al nivel de la base

Estos modelos son idénticos a los del muro W4 para los casos FCC y FTC, respectivamente, con la única diferencia de la resistencia del concreto.

### Archivos de entrada de datos de los modelos del muro W5 al nivel de la malla electrosoldada

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de  
muros delgados de edificios de concreto reforzado*

Estos modelos son idénticos a los del muro W5 al nivel de la base para los casos FCC y FTC, respectivamente, con la única diferencia de que la ley constitutiva del refuerzo del alma es la que se muestra en el siguiente bloque:

```
<NLMM201>
## Properties of the NLMM201 material model
## Keyword: _NLMM201
COUNT = 2 ; # N. of NLMM201 materials
## Content of each column:
# A -> Counter
# B -> Name of the material model
# C -> Mass per unit volume
# D -> Temperature coefficient
# E -> Elastic modulus
# F -> Tangent modulus at strain hardening
# G -> Yielding strain
# H -> Yielding stress
# I -> Hardening strain
# J -> Hardening stress
# K -> Strain at the ultimate stress
# L -> Ultimate stress
#### MALLA ELECTROSOLDADA DEL ALMA:
# A B C D E F
1 MYA_NLMM201 7.70000000e-006 1.00000000e-005 200.0e+3 15294
# G H I J K L
3.615e-003 723.0 3.6151e-003 723.0 2.50e-002 759.0 ;
#### BARRAS No.4 DE LA ALETA:
# A B C D E F
2 MYBS_NLMM201 7.70000000e-006 1.00000000e-005 200.0e+3 5560
# G H I J K L
2.1e-003 420.0 1.0e-002 420.0 10.0e-002 630.0 ;
</NLMM201>
```

Vista de los modelos

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

Los modelos de los muros W4 y W5, tanto para los casos de carga FCC como FTC, constan cada uno de 128 capas (ver vista en la Figura A.6).

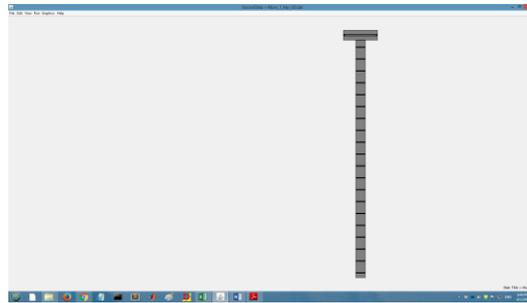


Figura A.6. Vista de uno de los modelos implementados en el software DOCROS (aplica la misma vista para cada uno de los cuatro modelos)

Diagrama momento – curvatura y diagramas esfuerzo – deformación de los materiales de las fibras de mayor interés de uno de los cuatro modelos

A modo de ejemplo, a continuación se presenta los diagramas referidos para el muro W4 sometido al caso de cargas FCC.

El diagrama Momento – Curvatura para el caso FCC del muro W4 se muestra en la figura A.7. Además, en dicha Figura se marcan los puntos correspondientes a los estados límite YBC, PLR y LLR.

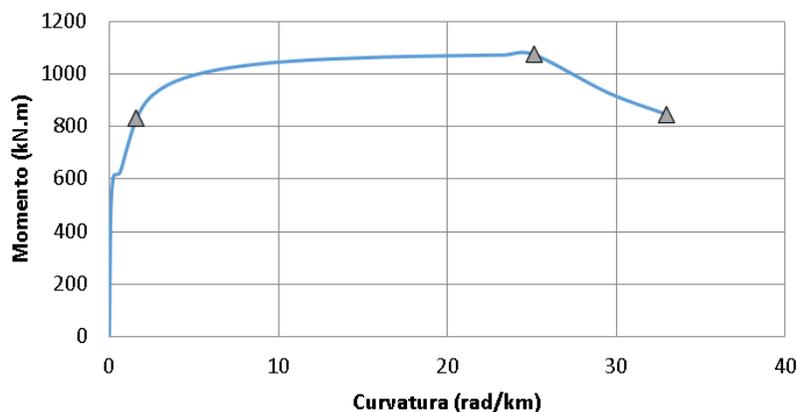


Figura A.7. Diagrama Momento – Curvatura del muro W4 para el caso FCC, determinado con el software DOCROS

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

En las figuras A.8, A.9, A.10 y A.11, se presentan los diagramas esfuerzo – deformación de los materiales obtenidos por DOCROS [9] en las fibras de mayor interés: capa 1 (fibra extrema a compresión), capa 4 (fibra en la que se encuentra el acero de la aleta), capa 125 (fibra del acero extremo del alma) y capa 128 (fibra extrema a tracción).

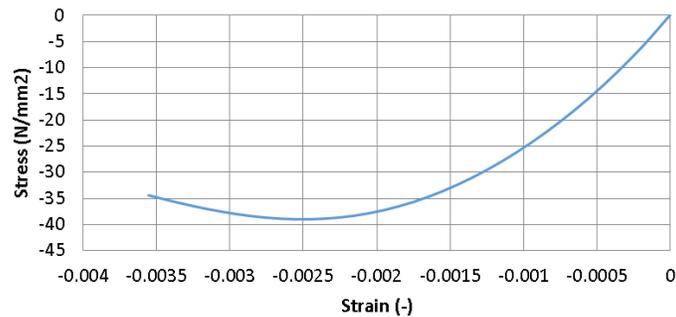
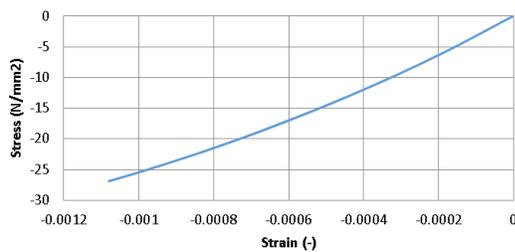
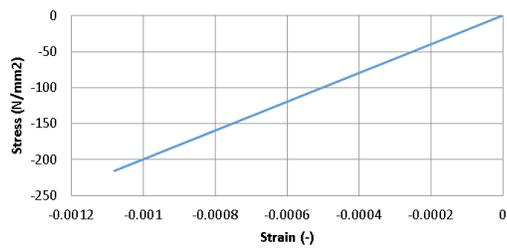


Figura A.8. Diagrama esfuerzo – deformación del concreto en la capa 1 (fibra extrema a compresión) del muro W4 para caso FCC

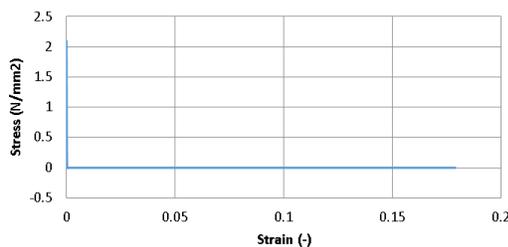


a)

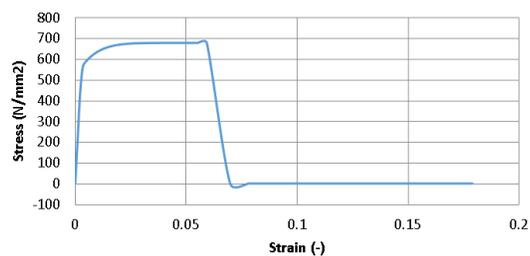


b)

Figura A.9. Diagramas esfuerzo – deformación en la capa 4 (fibra del acero de la aleta) del muro W4 para caso FCC: a) concreto, b) barras de acero No. 4



a)



b)

Figura A.10. Diagramas esfuerzo – deformación en la capa 125 (fibra del acero extremo del alma) del muro W4 para caso FCC: a) concreto, b) barra de acero No. 2

*Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*

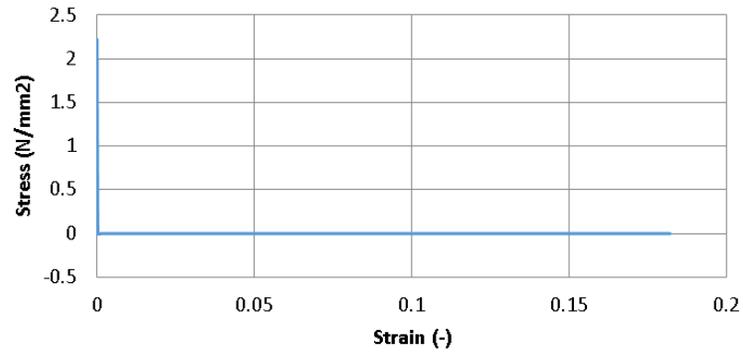


Figura A.11. Diagrama esfuerzo – deformación del concreto en la capa 128 (fibra extrema a tracción) del muro W4 para caso FCC

## **ANEXO B: CURVAS PUSHOVER DE LOS MUROS W4 Y W5 EN EL PROGRAMA DEFDOCROS**

### Descripción del programa

Las curvas pushover hasta el estado límite de resistencia máxima se determinaron con el programa DEFDOCROS [10], desarrollado en la Universidad de Minho, el cual permite realizar el análisis no lineal de elementos estructurales gobernados por flexión. En este programa, una vez definida la geometría de la estructura (nudos, restricciones y elementos tipo Euler-Bernoulli de dos nudos), se asocia a cada elemento un archivo (generado por el programa DOCROS [9]) con el diagrama momento – curvatura que le corresponde, y se generan las cargas iniciales [159].

Por cada incremento de cargas, el programa calcula el momento flector en el centro de cada elemento, actualiza la rigidez a flexión del mismo con base en dicho momento y el archivo de DOCROS [9] asociado -el usuario puede elegir entre rigidez tangente o secante-, actualiza la matriz de rigidez de la estructura y actualiza los resultados del análisis estructural (fuerzas internas en los extremos de los elementos y desplazamientos de los nudos) [159]. En la Figura B.1 se presenta el algoritmo empleado por el programa.

Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado

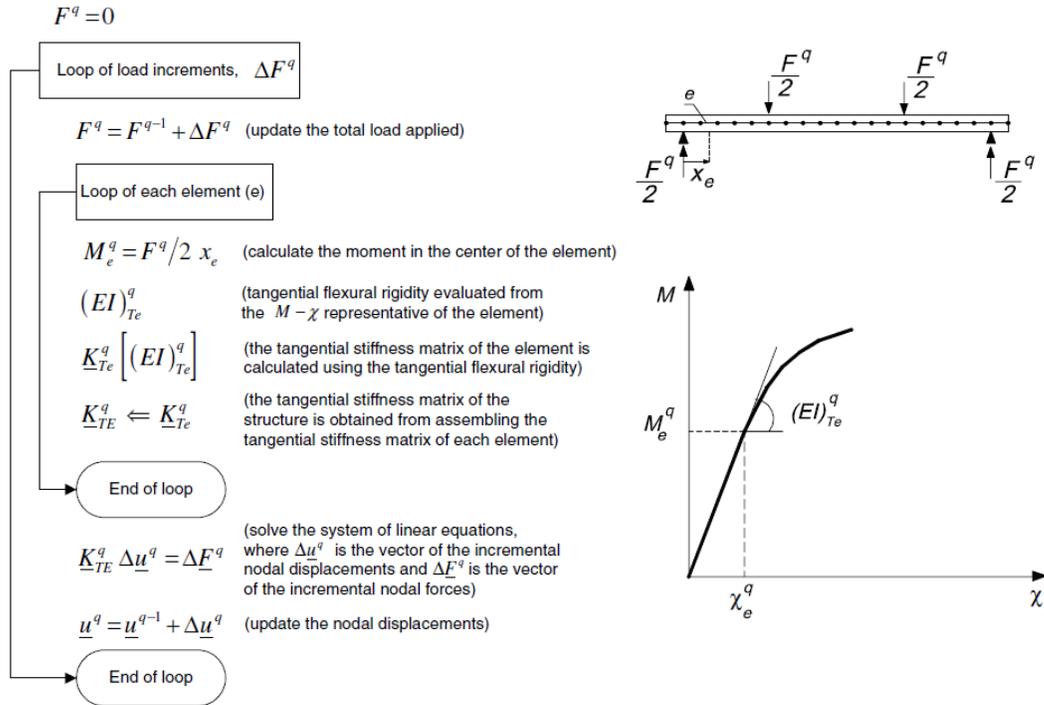


Figura B.1. Estrategia numérica empleada por el programa DEFDOCROS. Referencia: Barros y Fortes [160].

## **ANEXO C: PUBLICACIONES DERIVADAS DE LA INVESTIGACIÓN**

En el desarrollo de la presente investigación se han elaborado las siguientes publicaciones:

- Vélez JC, Blandón CA, Bonett RL, Arteta CA, Carrillo J, Almeida J, et al. Ensayos cuasi-estáticos cíclicos de muros delgados de concreto reforzado en edificios colombianos. Artículo presentado en el VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla, Colombia: 2017, p. 1–8. [13]
- Vélez JC, Rave JF, Riveros CA, Blandón CA. Estudio del comportamiento de muros delgados de concreto reforzado en el contexto colombiano usando análisis numérico. Artículo presentado en las XXXVIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Lima, Perú: 2018. [100]
- Vélez JC, Riveros CA. Capacidad de disipación de energía de muros delgados de concreto reforzado: consideraciones y estudio de caso. Artículo presentado en las XXXVIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Lima, Perú: 2018. [111]
- Vélez JC, Blandón CA, Crisafulli FJ, Rave JF. Seismic performance of buildings with thin RC walls: Literature review and design recommendations with emphasis on the Colombian code and practice. DYNA (Colombia). *En Preparación*.