

# Ensayos cuasi-estáticos cíclicos de muros delgados de concreto reforzado en edificios colombianos.

## Quasi-static cyclic tests of thin reinforced concrete walls in Colombian buildings

Juan Carlos Vélez<sup>1</sup>, Carlos A. Blandón<sup>2\*</sup>, Ricardo Bonett<sup>3</sup>, Carlos Arteta<sup>4</sup>, Julián Carrillo<sup>5</sup>, João Almeida<sup>6</sup> y Katrin Beyer<sup>7</sup>

- <sup>1.</sup> *Profesor Asistente, Escuela Ambiental, Universidad de Antioquia.*
- <sup>2.</sup> *Profesor Universidad EIA.*
- <sup>3.</sup> *Profesor Titular, Facultad de Ingeniería, Universidad de Medellín.*
- <sup>4.</sup> *Profesor Universidad del Norte.*
- <sup>5.</sup> *Profesor Asociado, Universidad Militar Nueva Granada.*
- <sup>6.</sup> *Investigador Post-Doctor, Earthquake Engineering and Structural Dynamics Laboratory, EPFL.*
- <sup>7.</sup> *Profesor Asistente, Earthquake Engineering and Structural Dynamics Laboratory, EPFL.*

### RESUMEN

Desde hace un par de décadas, en varios países latinoamericanos ha tomado auge la construcción de edificios con muros delgados (espesores entre 8 y 12 cm) de concreto reforzado. Algunos estudios sobre este tipo de edificaciones han indicado que la capacidad de deformación inelástica de estos muros podría ser limitada y el nivel de daños severo, aún para bajos niveles de deriva. La ausencia tanto de información experimental como del registro en campo del comportamiento de este tipo de sistemas después de un evento sísmico, ha motivado e impulsado el desarrollo de un proyecto de investigación estructurado por fases. En una fase preliminar del proyecto se han identificado las principales variables que controlan el comportamiento sísmico de los muros delgados, entre las cuales se destacan la esbeltez, el nivel de carga axial, el detallado y tipo de refuerzo, y la geometría del elemento. Con base en estos resultados se han ido definiendo especímenes representativos de las condiciones más críticas, los cuales han sido evaluados experimentalmente. En este artículo se presentan los resultados globales del ensayo de un espécimen en forma de T y con una relación  $M/V.Lw$  de 2.0 y con una sola capa de refuerzo convencional dúctil. En este caso en particular, el estudio se centró en el tipo de refuerzo empleado. La capacidad del muro se evaluó mediante un ensayo de carga lateral cíclica cuasi-estática en el plano y con carga axial constante equivalente al 5% de la capacidad de la sección de concreto basada en la capacidad especificada a compresión del concreto. Los resultados obtenidos han permitido corroborar la baja capacidad de rotación inelástica del sistema, la cual fue inferior al 0.75%, la baja capacidad de disipación de energía y la condición de falla controlada por la fractura de refuerzo en el alma y el aplastamiento del concreto.

*Palabras clave: muros delgados, muros esbeltos, ensayos cíclicos, concreto reforzado.*

### ABSTRACT

The use of thin reinforced concrete walls (thickness of 8 to 12 cm) in Latin America has become a popular building construction practice in the last two decades. Several existing studies indicate that the inelastic deformation capacity could be limited and the level of damage could be severe even at low levels of plastic rotation. There is a lack of experimental data and practically no field post-earthquake observations related to the behavior of this construction system; therefore, a research effort was recently launched to gather further information about the geometry, materials, reinforcement detailing and response of these thin RC walls. The main variables of interest identified during the early stage of the study were the slenderness ratio, axial load ratio, reinforcement detailing, and cross section geometry. Based on such study, several prototypes have been defined for experimental testing. This paper presents the preliminary results of a T-shaped single layer reinforced concrete wall with a shear span ratio of 2. The reinforcement comprises ductile conventional steel bars, with not additional steel at the web boundary. A reversed cyclic load pattern was applied to the specimen, keeping an axial load ratio of 5% based on the specified concrete compressive strength. The results obtained indicated a limited capacity of inelastic deformation, reaching an average plastic rotation of 0.75% before flexural traction failure, followed by concrete crushing during a posterior cycle.

*Keywords: thin walls, slender walls, cyclic tests, reinforced concrete.*

---

\* Autor Correspondencia: [carlos.blandon@eia.edu.co](mailto:carlos.blandon@eia.edu.co)

## 1 INTRODUCCIÓN

Desde hace un par de décadas, en varios países de Latinoamérica, tales como Colombia, Perú, México, Chile, Ecuador y Venezuela, se han venido empleando edificios con sistema industrializado de muros delgados de concreto reforzado con espesores entre 8 y 12 cm. Esta práctica de construcción se ha incrementado por la rapidez de construcción y la reducción en los costos. Las alturas comunes de estos edificios varían según el país; en algunos de ellos normalmente no exceden de 5 pisos, pero en Colombia se utilizan en edificaciones de hasta 22 pisos. Las demandas desde el punto de vista arquitectónico y estructural han generado un amplio espectro de formas geométricas, las cuales varían desde las secciones típicas rectangulares, T, C, o L, hasta formas poco convencionales y de geometrías más complejas. La longitud de estos muros varía entre 1.0 m y 10 m aproximadamente, lo cual conduce a variaciones significativas en cuanto a la relaciones de aspecto (altura/longitud). El refuerzo de estos muros generalmente está dispuesto en una sola capa, sin ningún tipo de confinamiento y, debido a las bajas cuantías especificadas en los diseños, se utiliza ampliamente la malla electrosoldada como refuerzo a cortante y flexión en el alma. En algunos casos se incluyen elementos de borde pero dado el reducido espesor, no se proporciona ningún tipo de confinamiento. Estas particularidades han generado cuestionamientos sobre el comportamiento sísmico de tales edificios (Pérez, 2014; Gonzales y López-Almansa, 2012). En particular, los estudios se han concentrado en evaluar la capacidad de deformación inelástica, la estabilidad lateral y los diferentes mecanismos de falla que pueden presentarse. A nivel de Colombia, se ha logrado identificar un vacío en el actual Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10 (AIS, 2010), debido a que no hace distinción explícita entre los requisitos de diseño de edificios con muros gruesos y delgados; por ejemplo, no se limita la esbeltez de los muros, entendida como la relación entre su altura restringida (por ejemplo por la existencia de placas de piso) y su espesor,  $h_n/t_w$ . Muros esbeltos cuyas almas han sido sometidas a excursiones amplias de tracción han mostrado comportamientos inestables durante la ocurrencia de terremotos (Chile 2010, Nueva Zelanda 2011, Parra *et al.*, 2015).

El comportamiento sísmico de los muros delgados depende de diversas variables tales como nivel de carga axial, geometría, relación de aspecto, relación de esbeltez, sección transversal, detallado y tipo de refuerzo, y demanda de desplazamiento. Dado que este sistema constructivo no es ampliamente usado en países fuera de los mencionados, 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 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 (Blandón y Bonett, 2013; Blandón *et al.*, 2015; Rosso *et al.*, 2016; Arteta *et al.*, 2017). En este artículo se presentan los resultados preliminares del último programa experimental que se encuentra en curso, en el cual se está analizando el comportamiento de dos muros de sección en T, con bajo nivel de carga axial y una sola capa de refuerzo. La diferencia entre los muros es básicamente el tipo de acero de refuerzo en el alma; en un muro se utiliza acero convencional dúctil, mientras que en el otro se utiliza malla electrosoldada de poca ductilidad. Las características geométricas y mecánicas de estos muros fueron definidas con base en un levantamiento realizado en la ciudad de Armenia, en donde se revisaron los planos estructurales de 28 edificios y se identificaron los muros típicos representativos de la práctica constructiva local (Arteta *et al.*, 2017).

En este artículo se presentan los resultados del primer espécimen ensayado, el cual utilizó acero de refuerzo dúctil, y fue sometido a carga lateral cíclica cuasi-estática en el plano con un protocolo de desplazamiento creciente, y un nivel de carga axial constante. Las cargas se aplicaron por medio de un actuador horizontal y dos verticales, manteniendo en todo momento una relación  $M/VL_w$  constante igual a 2.0, donde  $M$  y  $V$  son el momento y el cortante basal respectivamente, y  $L_w$  es la longitud del alma del muro. Los resultados obtenidos complementan la limitada base de datos experimental existente y sirven de base para establecer recomendaciones de diseño de este tipo de elementos.

## 2 INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

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) están desarrollando un proyecto conjunto de investigación que se enfoca 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. 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.

### 2.1 Definición del muro arquetipo

Arteta *et al.* (2017) 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, zona conocida como el “Eje Cafetero”, la cual está ubicada 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. Este evento ha sido uno de los más catastróficos registrados en Colombia. 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 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.* (2017) definieron cuatro características geométricas y mecánicas de un muro arquetipo en sección T que fuera la base de un proyecto experimental. Dichas características fueron la longitud del muro, la relación de carga axial, la cuantía del refuerzo de la aleta y la relación  $M/VL_w$ .

## 2.2 Descripción de los prototipos

El programa experimental incluyó dos especímenes a escala real, los cuales 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 única diferencia entre los dos especímenes fue el tipo de acero: en un espécimen se utilizó acero convencional dúctil y en el otro espécimen se utilizó malla electrosoldada. Haindl *et al.* (2015) y Quiroz *et al.* (2013) reportaron la poca ductilidad de la malla electrosoldada. En adelante, en este documento sólo se hará referencia al espécimen con refuerzo dúctil, el cual es el único que a la fecha se ha ensayado. La longitud del alma, longitud de la aleta, altura y espesor del espécimen fueron de 2.50 m, 0.35 m, 2.40m y 0.10 m, respectivamente (Figura 1). La cuantía del refuerzo vertical del alma fue 0.27%, y consistió en 20 barras No. 2 (1/4", 6.4 mm) espaciadas a 0.12 m, y la cuantía del refuerzo vertical de la aleta fue 1.11% y consistió en 3 barras No. 4 (1/2", 12.7 mm) espaciadas a 0.13 m. 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 0.12 m. Todas las barras verticales fueron traslapadas en su unión con la viga de fundación, como es usual en la práctica (traslapo de 0.35 m para las barras No. 2 y de 0.70 m para las barras No. 4).

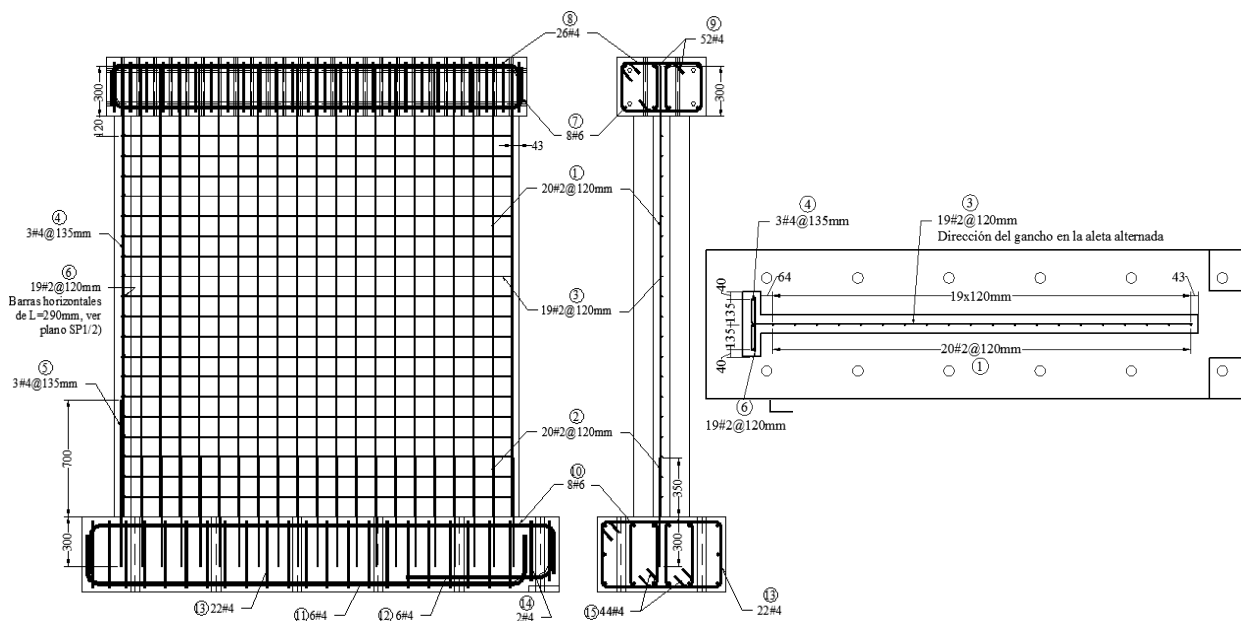


Figura 1. Geometría y refuerzo del espécimen ensayado.

La resistencia nominal a compresión del concreto fue 25 MPa. El concreto fue premezclado y suministrado por una empresa reconocida. La resistencia a compresión evaluada el día del ensayo (promedio de tres cilindros) fue de 39.1 MPa ( $CV = 4.1\%$ ), la cual es 56% superior al valor especificado en el diseño. La resistencia a tracción del concreto evaluada el día del ensayo (promedio de tres viguetas estándar sometidas a flexión) fue 4.95 MPa ( $CV = 2.9\%$ ). Las propiedades mecánicas del acero de refuerzo cumplen con lo establecido en la NTC 2289 (2012) y se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1. Propiedades mecánicas del acero.

Barra	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$f_y/f_u$	$\epsilon_u$ (%)
No. 2	470	630	1.34	15.88
No. 4	490	656	1.34	15.63

### 2.3 Configuración del ensayo y protocolo de carga

Para representar las prácticas locales de construcción, el espécimen fue construido en una obra. Luego se transportó al Laboratorio de Mecánica Estructural de la Universidad EIA, donde se le realizó un ensayo cuasi-estático cíclico controlado por desplazamiento. Una vez instalado el muro en el marco de carga, 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 se muestra de manera esquemática la configuración del montaje experimental del ensayo. Para aplicar la carga horizontal se utilizó 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 2.60 m con respecto a la base del muro (nivel superior de la viga de fundación). Para aplicar las cargas verticales se utilizaron dos actuadores de 700 kN 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 2.20 m. 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 2.0.

El ensayo comenzó aplicando la carga axial equivalente al 5% de la resistencia nominal de la sección transversal de concreto (520 kN, aproximadamente), por medio de los dos actuadores verticales. Luego se siguió el protocolo de desplazamiento lateral mostrado en la Figura 3. Se realizó una estimación numérica de la primera fluencia del acero de refuerzo y se definieron 5 ciclos de carga correspondientes a desplazamientos inferiores al correspondiente a la fluencia (0.4 mm, 0.8 mm, 1.2 mm, 1.6 mm y 2.0 mm). Los siguientes ciclos se aplicaron para ductilidades de 1, 1.2, 1.5, 2, 3, 4, 5, 6, 8. Se aplicaron dos ciclos por cada nivel de desplazamiento. 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, así como el trazado y medición del ancho de las grietas.

La fuerza cortante ( $V$ ) fue provista por el actuador hidráulico horizontal. 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 2.60 m hasta la base del muro, y el debido al par de los dos actuadores verticales y su brazo horizontal de 2.20 m. Durante todo el ensayo se restringió completamente el desplazamiento lateral fuera del plano en el borde superior del espécimen.

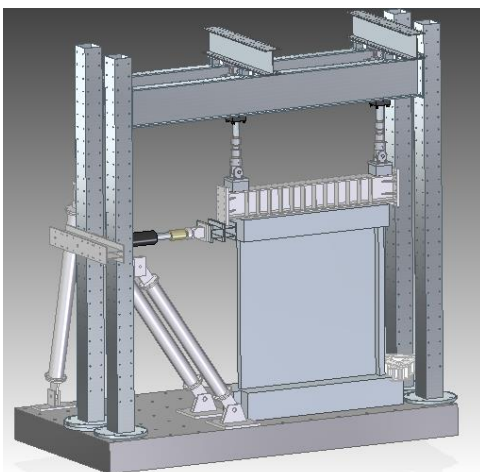


Figura 2. Configuración general del ensayo del espécimen.

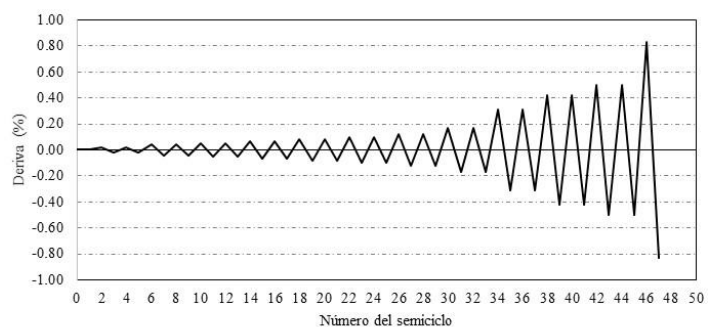


Figura 3. Protocolo de desplazamiento lateral

### 2.4 Instrumentación

Para medir los desplazamientos en el espécimen se emplearon 42 potenciómetros, los cuales se muestran en la Figura 4. 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 5 cm 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 41 y 42 registraron el desplazamiento horizontal superior del espécimen en su borde no restringido (alma). Adicionalmente, durante todo el ensayo se realizó un registro en video con cámaras fotográficas de alta resolución programadas para tomar una fotografía cada minuto.

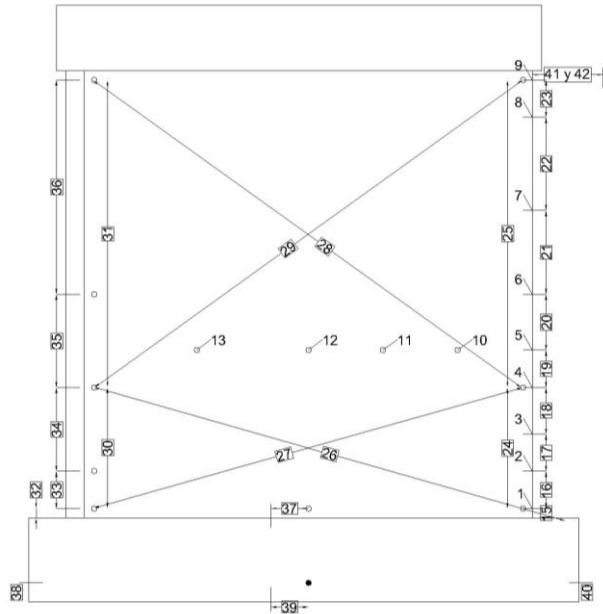


Figura 4. Instrumentación externa de los especímenes.

### 3 RESULTADOS EXPERIMENTALES Y DISCUSIÓN

En esta sección se presentan y discuten los resultados preliminares de la respuesta global del espécimen ensayado.

#### 3.1 Predicción de la resistencia

Con base en las resistencias de los materiales, la formulación de la NSR-10 y los diagramas momento-curvatura, se realizaron estimaciones del esfuerzo cortante resistente para los siguientes mecanismos: tracción diagonal, deslizamiento en la base (cortante por fricción) y fractura del refuerzo a tracción (o aplastamiento del concreto a compresión) al empujar el muro hacia la aleta y hacia el alma, respectivamente. Los resultados se presentan normalizados con respecto a la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión tal y como se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2. Estimaciones de la resistencia nominal para diferentes mecanismos de falla, expresada en términos del esfuerzo cortante normalizado.

Mecanismo	$\tau/\sqrt{f'_c}$ *
Tracción diagonal	0.30
Deslizamiento en la base	0.32
Fractura refuerzo o Aplastamiento concreto (carga hacia la aleta)	0.13
Fractura refuerzo o Aplastamiento concreto (carga hacia el alma)	0.19

\* Valores para esfuerzos en MPa.

#### 3.2 Agrietamiento y modo de falla

Las primeras fisuras visibles (0.1 mm) se presentaron en la base del muro al desplazar el espécimen hacia la aleta para una deriva del 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 0.55 m de la base del muro (por encima de la zona de traslapes). Al revertir la dirección de la carga en el siguiente ciclo (aleta sometida a

tracción), se generaron, de forma simultánea, dos nuevas fisuras de 0.1 mm de espesor localizadas justo sobre la aleta a una altura de 0.80 m y 1.20 m de la base del muro. La fisura ubicada a 0.80 m alcanzó a propagarse ligeramente al interior del alma del muro. Cuando se alcanzó una deriva igual a 0.08% (12.7% de la deriva máxima) y con la aleta comprimida, las fisuras en la base del muro y la localizada a 0.55 m 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 1.7 m 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% (59.2% de la deriva máxima), 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 1.7 m 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. La falla se inició para la condición de carga con la aleta a compresión, para la cual se presentó fractura del refuerzo a tracción en el alma justo en la base del muro, para una deriva de 0.63% (ver Figura 5a). Al revertir la dirección de la carga (aleta a tracción), se generó aplastamiento del concreto en el alma justo en la base del muro seguido por una fractura del refuerzo a tracción en la aleta para una deriva de 0.71% (ver Figura 5b). No se observó una deformación fuera del plano apreciable que indicara pandeo de la sección.

### 3.3 Comportamiento histerético y envolventes

En la Figura 6 se muestra la curva de histéresis expresada en términos de la carga lateral vs. el desplazamiento lateral del espécimen y la envolvente simplificada -trazos rectos- de la curva de histéresis, donde los puntos 1 al 4 corresponden a cuatro estados límites en cada dirección (agrietamiento, fluencia, resistencia máxima y degradación del 20% de la resistencia máxima). Sobre los ejes secundarios de la misma Figura, se expresan los valores de deriva y esfuerzo cortante normalizado. En la Tabla 3 se presentan los valores correspondientes a los cuatro estados límites. Los valores entre paréntesis corresponden a la condición de carga con la aleta a tracción. Se observa una mayor resistencia y capacidad de deformación para la condición de carga con la aleta a tracción. Los ciclos histeréticos son relativamente estrechos con estrangulamiento evidente, lo cual indican una capacidad de disipación de energía limitada.

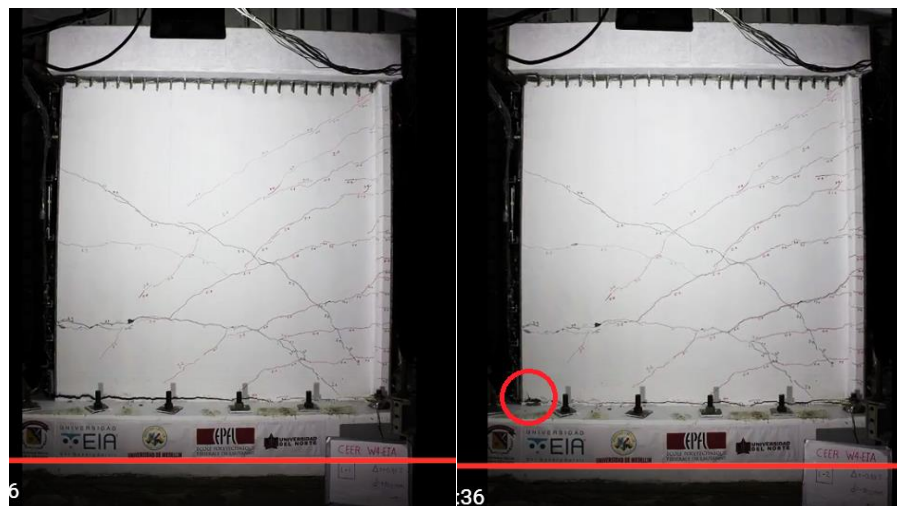


Figura 5. Falla del espécimen. (a) fractura a tracción del refuerzo del alma en la base del muro para estado de aleta a compresión. (b) aplastamiento del concreto del alma en la base del muro para el estado de aleta a tracción.

Tabla 3. Deriva y esfuerzo normalizado para diferentes estados límite\*.

	Deriva (%)	$\tau/\sqrt{f_c}$ (Mpa)
Agrietamiento	[0.01] (0.03)	[0.05] (0.08)
Fluencia	[0.13] (0.17)	[0.16] (0.19)
Resistencia máxima	[0.43] (0.50)	[0.17] (0.22)
80% de resistencia máxima	[0.79] (0.83)	[0.14] (0.17)

\*[alma en tracción](aleta en tracción).

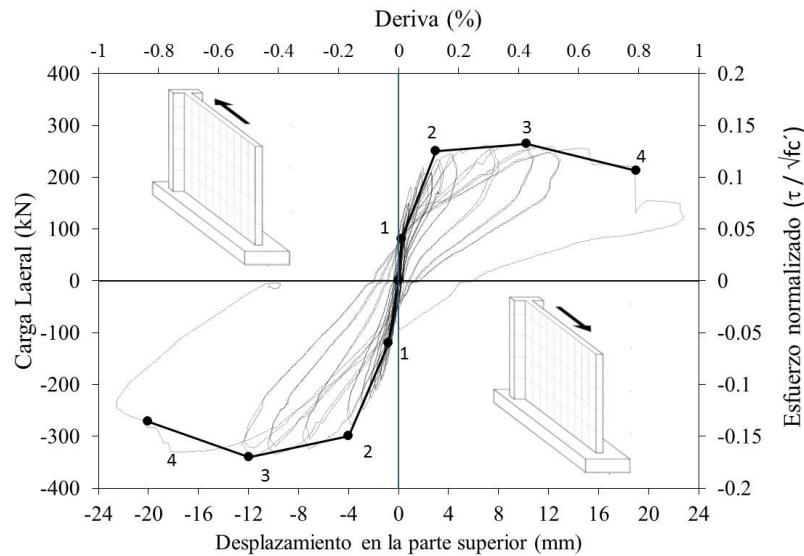


Figura 6. Curva de histéresis del espécimen.

### 3.4 Degradación de rigidez

En la Figura 7 se muestra la degradación de la rigidez del espécimen en función de la deriva, en donde  $k_e$  es la máxima rigidez del espécimen para la dirección indicada (la cual se presentó en el primer o segundo ciclo de carga) y  $k_i$  es la rigidez correspondiente a cada ciclo en la misma dirección. Sobre esta misma figura se identifican, para cada una de las direcciones de carga, los puntos correspondientes a deriva del 0.10%, resistencia máxima y la condición de falla. En la figura se observa que para una deriva de 0.10% (primer punto), el espécimen ya ha perdido aproximadamente el 70% de su rigidez inicial cuando el alma está a tracción, y el 50% cuando está comprimida, evidenciando así el rápido descenso de la rigidez debido al agrietamiento del concreto – principalmente- y a la plastificación del refuerzo. En la figura también se observa que las máximas resistencias del espécimen (segundo punto) se obtienen para derivas de entre 0.40 y 0.50%, cuando ya se ha perdido más del 80% de la rigidez inicial, y que la condición de falla (tercer punto) se presenta cuando las derivas están entre 0.63 y 0.71% y ya se ha perdido casi el 90% de la rigidez inicial. Este resultado es de particular utilidad para proceso de diseño de estas edificaciones, dado que es común que se utilicen rigideces brutas ( $I_g$ ) de las secciones de concreto, o para algunos casos, secciones fisuradas pero con niveles de degradación significativamente menores.

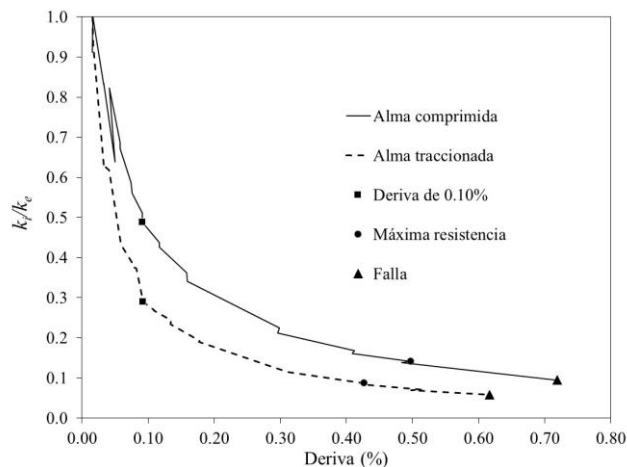


Figura 7. Degradación de rigidez del espécimen ensayado

## CONCLUSIONES

Se realizó el ensayo cíclico de un muro de concreto reforzado con una sola capa de refuerzo de acero convencional representativo de una base de datos de edificaciones levantada en una zona de amenaza sísmica alta en Colombia. Los resultados de este ensayo indican que el muro tuvo un comportamiento caracterizado por una capacidad limitada de disipación de energía debido a los ciclos histeréticos relativamente estrangulados, alcanzando una deriva máxima de 0.63% antes de la ruptura del acero en el alma. Esto se asocia a la concentración de deformaciones de tracción (o concentración de plasticidad) en el acero, en los niveles (alturas) en el que este cruza las dos grietas inferiores, lo cual es a su vez provocado por la falta de acero suficiente en el borde del alma. La distribución de plasticidad en la zona de la aleta fue más uniforme a lo largo de la altura del muro gracias a su mayor cuantía de refuerzo longitudinal. La degradación de resistencia del muro se incrementó rápidamente comenzando en niveles de deriva bajos, llegando solo al 15% de la rigidez inicial para el desplazamiento de falla. Estos resultados que complementan los pocos estudios existentes, indican que el comportamiento de muros delgados de concreto reforzado pueden no satisfacer las expectativas de desempeño propuestas en la normativa vigente. La falta de capacidad de rotación podría verse más afectada al usar refuerzo de malla electrosoldada, que es intrínsecamente frágil. Al momento de la escritura de este documento se adelanta el ensayo de un espécimen idéntico al presentado arriba, pero utilizando malla electrosoldada como reforzamiento. Estos resultados preliminares sugieren que es necesario realizar ajustes al proceso de análisis y diseño para asegurar que, al utilizar muros delgados de concreto reforzado en zonas de amenaza sísmica alta, se puedan cumplir con los objetivos de desempeño esperados para edificaciones diseñadas de acuerdo a filosofías contemporáneas de comportamiento sísmico resistente.

## AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se realizó en el marco de la ejecución del proyecto de investigación titulado: “Instability of thin reinforced concrete U-shaped walls under earthquake loading: Transferring knowledge and improving local experimental facilities to better assess and mitigate seismic risk”. Los autores desean expresar un sincero agradecimiento a las instituciones que financiaron este proyecto: Escuela Politécnica Federal de Lausane (Suiza), la Universidad EIA, la Universidad del Norte, la Universidad de Medellín, la Universidad Militar Nueva Granada, el Centro de Cooperación y Desarrollo de Suiza, CODEV (Cooperation & Development Center) y la empresa Colombiana Concreto. Un especial reconocimiento a los ingenieros Julio Sánchez de la Universidad del Norte, José Fernando Rave, Mauricio Ramírez, Javier Penagos de la Universidad EIA, por su apoyo en el diseño y ejecución del ensayo.

## REFERENCIAS

- AIS. (2010). *Reglamento colombiano de construcción sísmico resistente-NSR-10*. Bogotá D.C.
- Arteta, C.A., Sánchez, J., Daza, R., Blandón, C., Bonett, R., Carrillo, J., & Vélez, J. (2017). Global and local demand limits of thin reinforced concrete structural wall building systems. *16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017*, (pág. 12). Santiago, Chile.
- Blandon, C. y Bonett, R. (2013). Evaluación numérica y experimental del comportamiento de muros esbeltos de concreto reforzado. *VI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, mayo 29 a 31 de 2013. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga.
- Bonett-Díaz, R. y Blandon, C. A. (2015). Análisis Capacidad vs. Demanda sísmica de edificios con muros esbeltos de concreto reforzado. *VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, mayo 27 a 29 de 2015. Universidad de Los Andes. Bogotá.
- Gonzales, H., & López-Almansa, F. (2012). Seismic performance of buildings with thin RC bearing walls. *Engineering Structures*, 244-258.
- Haindl, M., Hube, Matías A., & Arteta, C. A. (2015). Evaluación del desempeño sísmico de una vivienda de muros de hormigón armado. *VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, mayo 27 a 29 de 2015. Universidad de Los Andes. Bogotá.
- ICONTEC. (2012). *NTC 2289*. Bogotá.
- Parra, P.F., Arteta, C.A. & Moehle, J.P. (2015). Stability of Reinforced Concrete Wall Boundaries. *Proceedings of the 2015 Structural Engineering Frontier Conference*, March 18-19. Tokyo Institute of Technology, Yokohama, Japan.
- Pérez, F. (2014). *Libro: Diseño sísmico basado en desplazamientos, comparado con la norma NSR-10*.
- Quiroz, L. G., Maruyama, Yoshihisa, & Zavala, Carlos. (2013). Cyclic behavior of thin RC Peruvian shear walls: Full-scale experimental investigation and numerical simulation. *Engineering Structures*, 153-167.
- Rosso, A., Almeida, J.P. and Beyer, K. (2016). Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(2): p. 455-484.