



Ingeniería. Revista de la Universidad de
Costa Rica

ISSN: 1409-2441

marcela.quiros@ucr.ac.cr

Universidad de Costa Rica
Costa Rica

Navas Carro, Alejandro; Sáenz García, Alejandra
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE MUROS DE MAMPOSTERIA CONFINADA
EN ESCALA REDUCIDA CON DUCTILIDAD LOCAL OPTIMA
Ingeniería. Revista de la Universidad de Costa Rica, vol. 21, núm. 1, enero-junio, 2011,
pp. 13-28
Universidad de Costa Rica
Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Costa Rica

Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=44172593001>

- Cómo citar el artículo
- Número completo
- Más información del artículo
- Página de la revista en redalyc.org

redalyc.org

Sistema de Información Científica
Red de Revistas Científicas de América Latina, el Caribe, España y Portugal
Proyecto académico sin fines de lucro, desarrollado bajo la iniciativa de acceso abierto

Ingeniería

Revista de la Universidad de Costa Rica

ENERO/ JULIO 2011 - VOLUMEN 21 Número (1)




EDITORIAL
UCR

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN ESCALA REDUCIDA CON DUCTILIDAD LOCAL ÓPTIMA STRUCTURAL BEHAVIOR OF REDUCED SCALE CONFINED MASONRY WALLS WITH OPTIMAL LOCAL DUCTILITY

*Ing. Alejandro Navas Carro, MSc. y
Ing. Alejandra Sáenz García*

Resumen

El objetivo principal de esta investigación es la evaluación del comportamiento estructural de muros de mampostería confinada con ductilidad local óptima, utilizando modelos a escala reducida con un factor de $1/6$. Para el diseño de los muros se utilizó el documento Propuesta CSCR 2010 para la nueva versión del Código Sísmico (2009). Los modelos se construyeron y ensayaron en el LanammeUCR.

Se diseñaron y construyeron tres muros. Dos de ellos cumpliendo con los requisitos de muros de mampostería confinada con ductilidad local óptima según la Propuesta CSCR 2010 (2009). El tercer muro se construyó sin acero horizontal, para evaluar el aporte de este acero en el comportamiento estructural.

Se obtienen los siguientes resultados:

- Los muros ensayados cumplen con las ductilidades de diseño.
- Los muros con acero horizontal tienen una falla combinada de flexión y cortante donde predomina la falla por flexión.
- El muro con acero horizontal tiene una falla combinada de flexión y cortante donde predomina la falla por cortante.
- Los gráficos de carga-desplazamiento obtenidos para los tres muros ensayados muestran un comportamiento estructural similar.

Se verificó la premisa principal de la investigación, los muros ensayados cumplen con las ductilidades requeridas por la Propuesta CSCR 2010 (2009). En cuanto a la evaluación del aporte del acero horizontal en el comportamiento estructural se esperaba encontrar mayores diferencias entre los muros con acero horizontal y el muro sin este tipo de refuerzo, sin embargo solo se encontró un modo de falla diferente.

Palabras clave: Muros de mampostería confinada, ductilidad local óptima, modelo a escala reducida.

Abstract

The structural behavior of reduced scale confined masonry walls with optimal local ductility, with a factor of $1/6$ was evaluated. For the design of the walls the main reference was the Proposal for the new version of the Seismic Code Proposal CSCR 2010 (2009). The models were constructed and tested in the LanammeUCR.

Three walls were designed and constructed. Two of them fulfilling all the requirements of confined masonry walls with optimal local ductility according to the Proposal CSCR 2010 (2009). The third wall was constructed without the horizontal steel, to evaluate the contribution of this steel in the structural behavior.

The following results were obtained:

- The walls tested fulfill the design ductility.
- The walls with horizontal steel have a combined shear and flexion failure, and the flexure failure predominates.
- The wall with horizontal steel has a combined shear and flexure failure, and the shear failure predominates.
- The load-displacement curves that were obtained for the three tested walls show a similar structural behavior.

The main premise of the investigation was verified, the walls fulfill the ductility required by the Proposal CSCR 2010 (2009). As far as the evaluation of the contribution of the horizontal steel, the only difference was the type of failure, shear predominance.

Keywords: Confined masonry walls, local optimum ductility, reduced scale model.

Recibido: 19 de abril del 2010 · **Aprobado:** 03 de marzo del 2011

1. INTRODUCCIÓN

En esta investigación se evaluó el comportamiento de muros de mampostería confinada con ductilidad local óptima, mediante la construcción de muros a escala reducida ($1/6$) diseñados de acuerdo con la sección correspondiente a muros de mampostería confinada de la Propuesta CSCR 2010 (2009). Asimismo, se evaluó el aporte del acero horizontal en el comportamiento estructural de un muro de mampostería confinada en cuanto a resistencia, ductilidad y modo de falla.

En cuanto al Código Sísmico, la primera versión fue la de 1974 en la que no había una separación entre la mampostería confinada y la mampostería integral. En el Código Sísmico de 1986 se hace esta clasificación y en el Código Sísmico del 2002 (CSCR-2002), que es el documento vigente, se profundiza en el diseño de la mampostería confinada. En la Propuesta CSCR 2010 (2009), se presentan los requerimientos de diseño para mampostería confinada correspondiente con la práctica costarricense; primero se construye el paño de mampostería y luego el marco de concreto reforzado utilizando el paño como encofrado.

En esta investigación se realiza el modelado estructural directo, en el que las relaciones constitutivas de los materiales son las mismas para el prototipo y el modelo.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Se diseñó un muro de mampostería confinada con marcos de concreto reforzado de acuerdo con los requisitos de ductilidad local óptima de la Propuesta CSCR 2010 (2009). Los lineamientos de diseño indicados en este documento para el diseño de muros de mampostería confinada con ductilidad local óptima fueron los siguientes:

- El diseño debe revisarse para un cortante que corresponda a 1.5 la capacidad de flexión de la sección, a la fluencia del acero o a 1.8 veces el cortante indicado por el análisis, usar el que sea menor.
- La extensión vertical de la zona potencial de formación de la rótula plástica desde la sección crítica debe ser la mayor entre: la longitud de la pared en el plano de las fuerzas sísmicas, una sexta parte del claro libre o 60 cm.
- Todas las celdas deberán rellenarse con concreto en la zona de rótulas plásticas.
- En las zonas de formación de rótulas plásticas el espesor de la pared, en la zona localizada en la mitad extrema de la zona de compresión, debe ser como mínimo igual a $0.042L_n$ para edificios de dos pisos, $0.05L_n$ para edificios de más de dos pisos, donde L_n es el claro libre de lo no soportado de pared y siempre y cuando c sea menor o igual a $4b$, c sea menor o igual a $0.30L_w$, o c sea menor o igual a $6b$ desde el borde interno de una pared con retorno no menor a $0.2L_n$; donde c es distancia desde el eje neutro a fibra extrema en compresión, b es ancho efectivo de elemento rectangular y L_w es la longitud de la pared en el plano de las fuerzas sísmicas.
- Si no se cumple lo anterior para edificios de más de 2 pisos debe usarse $0.075L_n$.
- Fuera de las zonas de rótula plástica puede usarse $0.042L_n$ para dos o menos pisos y $0.05L_n$ para más de 2 pisos independientemente del valor de c .
- La longitud mínima de la pared estructural será de 80 cm.
- Como máximo el 50% del refuerzo vertical debe estar concentrado en las columnas de concreto y el resto colocado uniformemente distribuido en la pared. La separación máxima del refuerzo vertical en la zona de rótulas plásticas debe ser 40 cm.
- El espaciamiento máximo del refuerzo horizontal en la zona de formación de rótulas plásticas debe ser de 40 cm en edificios de hasta tres pisos o 20 cm en edificios de más de tres pisos. El refuerzo horizontal no debe traslaparse dentro de los 150 cm extremos de la pared. No debe traslaparse más del 50 % del refuerzo horizontal en un mismo nivel salvo que la pared tenga un L_w mayor de 580 cm.
- En todos los casos, y para la condición de carga más crítica, la profundidad del eje neutro c debe ser menor de $0.40L_w$.

- Se debe colocar como mínimo el siguiente confinamiento en los elementos verticales de concreto. Cuando el esfuerzo a compresión máximo calculado para las cargas factorizadas y las cargas de sismo en su condición más crítica, utilizando un modelo linealmente elástico y las propiedades de la sección bruta, sea menor a $0.20 f'_c$ se debe usar aros #2 a cada 10 cm para edificios menores de tres pisos y #3 a cada 10 cm para edificios mayores de tres pisos.
- Cuando el esfuerzo máximo sea mayor a $0.20 f'_c$ se debe usar un área de refuerzo transversal dado por:

$$A_{sh} = 0.30 s h_c f'_c (A_g/A_c - 1) / f'_c$$

$$A_{sh} = 0.09 s h_c f'_c / f_{yh}$$

Usar el mayor.

- Cuando el esfuerzo máximo baje a menos de $0.15 f'_c$ se debe usar como mínimo aros #2 a cada 10 cm para edificios menores de tres pisos, y #3 a cada 10 cm para edificios mayores de tres pisos.

El muro prototipo es de 3,2 m de altura por 3,2 m de longitud. Se diseñó como parte de un edificio de oficinas de tres pisos, donde las viguetas del entrepiso no se cargan en los muros estudiados. El diseño del muro se realizó con el método estático que propone el Código Sísmico de Costa Rica 2002, CSCR-02 (2002).

La geometría del muro se escogió con una relación de alto y largo igual a uno para promover un tipo de falla donde predominen los esfuerzos por cortante, sin embargo se espera que al cumplir con los requisitos de ductilidad local óptima la estructura tenga un tipo de falla dúctil donde predominan los esfuerzos por flexión.

Las características del diseño se muestran a continuación:

- La mampostería es clase A con una resistencia a la compresión, $f'_m = 10 \text{ MPa}$ (100 kg/cm^2).
- El bloque utilizado es de 20 cm x 20 cm x 40 cm.
- El acero vertical en el paño de mampostería es de 1 varilla #5 @ 60 cm.

- El acero horizontal en el paño de mampostería es de 1 varilla #3 @ 40 cm.
- Las columnas son de 20 cm x 30 cm. El refuerzo utilizado es de 8 varillas #3 y aros #3 @ 20 cm.
- La viga corona es de 20 cm x 40 cm. El refuerzo utilizado es de 4 varillas #5 y aros #3 @ 20 cm.
- La viga de fundación es de 40 cm x 80 cm. El refuerzo utilizado es de 8 varillas #5 y aros #3 @ 10 cm.

Las varillas #3 son de grado 40 ($f_y = 280 \text{ MPa}$; 2800 kg/cm^2) y las varillas #5 son de grado 60 ($f_y = 420 \text{ MPa}$; 4200 kg/cm^2).

A partir de este diseño se construyeron tres muros a escala reducida, utilizando un factor de $1/6$, de los cuales dos cumplen con los requisitos de ductilidad local óptima de la Propuesta CSCR 2010 (2009), y uno sin acero horizontal.

En la figura 1 se muestra el muro a escala reducida, con un factor de $1/6$. Los modelos se ensayaron utilizando una carga lateral, puntual, monotónica y creciente, aplicada a nivel de la viga corona.

Los muros construidos son modelos a escala reducida basados en los respectivos prototipos a escala natural. En esta investigación se realizó el modelado estructural directo, en el que las relaciones constitutivas de los materiales son las mismas para el prototipo y el modelo. Al utilizar este tipo de modelado el factor de escala solamente se aplica a la geometría del elemento.

Es por esto que los materiales utilizados deben ser cuidadosamente analizados y caracterizados y deben cumplir con la normativa requerida. Se verificó por medio de pruebas de laboratorio el comportamiento y cumplimiento de los materiales con respecto a las resistencias teóricas y al comportamiento teórico de los materiales prototipo, sin embargo no se realizaron pruebas para los materiales a escala natural lo cual es una limitación.

Los microconcretos de los bloques, las vigas y las columnas se diseñaron con los parámetros que se obtienen de las pruebas realizadas a los materiales, además se utilizaron las curvas de diseño obtenidas por Castro (2005) y Espinoza (1991) en sus investigaciones. Se utilizaron los moldes para bloques y cilindros para escala reducida con un factor de $1/6$.

A continuación se presentan los métodos empleados en la caracterización de los materiales.

Caracterización de la Arena

Para la fabricación de las diferentes mezclas de microconcreto se utiliza arena de río de Guápiles de Costa Rica. En el cuadro 1, se indica el tamaño máximo del agregado para cada una de las mezclas de microconcreto y para la mezcla del mortero de pega.

Cuadro 1. Tamaño máximo de los agregados

Mezcla	Tamaño máximo del agregado (mm)
Microconcreto para vigas y columnas	4,75
Microconcreto de relleno	2,36
Microconcreto para bloques	1,18
Mortero de pega	0,6

Fuente: Sáenz, 2009

El ensayo de análisis granulométrico del agregado se realiza según ASTM C136(2006), en el que la distribución granulométrica se mantuvo dentro de los límites que especifica la norma ASTM C33(2007). En la figura 2 se presenta la curva granulométrica de la arena.

El ensayo de peso específico y absorción de agregados finos se realiza según ASTM C128 (2007). Para la elaboración del microconcreto de relleno y del mortero de pega se utilizan las proporciones que sugiere el CSCR-02 (2002) para mampostería clase A. En el cuadro 2, se muestran los resultados del ensayo.

Cuadro 2. Propiedades de la arena.

Mezclas para diferentes tipos de microconcretos

Propiedades	Columnas y vigas	Bloques
Gs	2,85	2,85
Gbs	2,57	2,57
Gbss	2,67	2,67
D (%)	3,73%	3,80%

Donde:

Gs: peso específico aparente

Gbss: peso específico bruto seco

Gbss: peso específico saturado superficie seca

D (%): Porcentaje de absorción

Fuente: Sáenz, 2009

También se realiza el ensayo de impurezas orgánicas en agregados finos para concreto (ASTM C40, 2004) con el resultado de que el agregado no contiene impurezas orgánicas que superen las 500 partes por millón, por lo que es adecuado.

Caracterización del cemento:

Se utiliza cemento de uso general (UG) de la empresa Holcim Costa Rica S.A. Para caracterizar el cemento se realizaron varias pruebas, los resultados se presentan en el cuadro 3.

Cuadro 3. Propiedades del cemento

Prueba	Resultado
Gravedad específica de un cemento hidráulico (ASTM C-188)	3
Consistencia normal de un cemento hidráulico (ASTM C-187)	25,60%
Tiempo de fraguado de un cemento hidráulico (ASTM C-191)	134 minutos
Finura de un cemento hidráulico (ASTM C-184)	95% pasando la malla #200

Fuente: Sáenz, 2009

Caracterización del acero de refuerzo:

Con base en la investigación realizada por Espinoza (1991), se escogió utilizar alambre galvanizado para modelar el acero en escala reducida. Espinoza (1991), concluyó que el acero más adecuado para utilizar en el modelado en escala reducida con un factor de $\frac{1}{6}$ es el alambre galvanizado #16 para modelar la varilla #3 y el alambre galvanizado #12 para modelar la varilla #5, por lo que en esta investigación se utiliza este tipo de refuerzo.

Este alambre es liso, por lo que debe corrugarse para modelar la varilla de construcción.

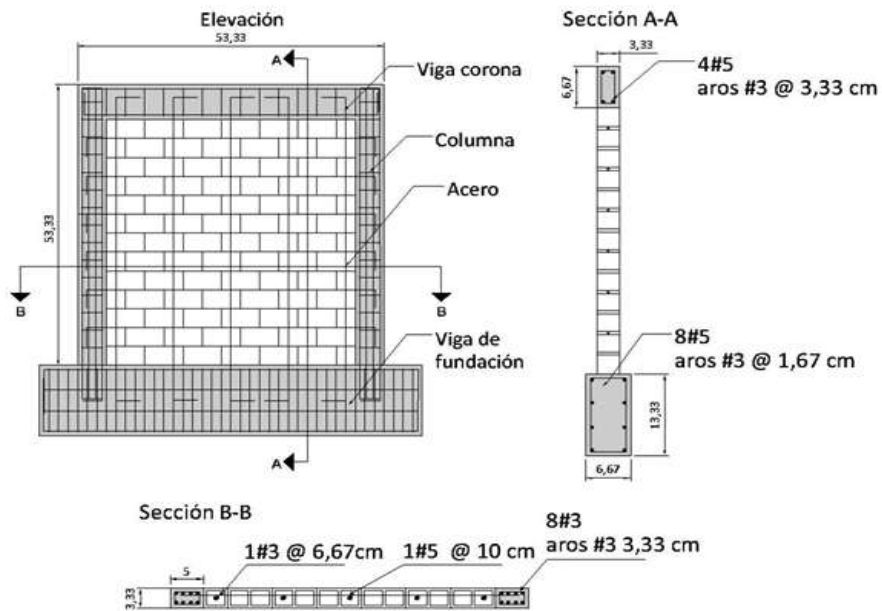


Figura 1. Muro en escala reducida
Fuente: Sáenz, 2009.

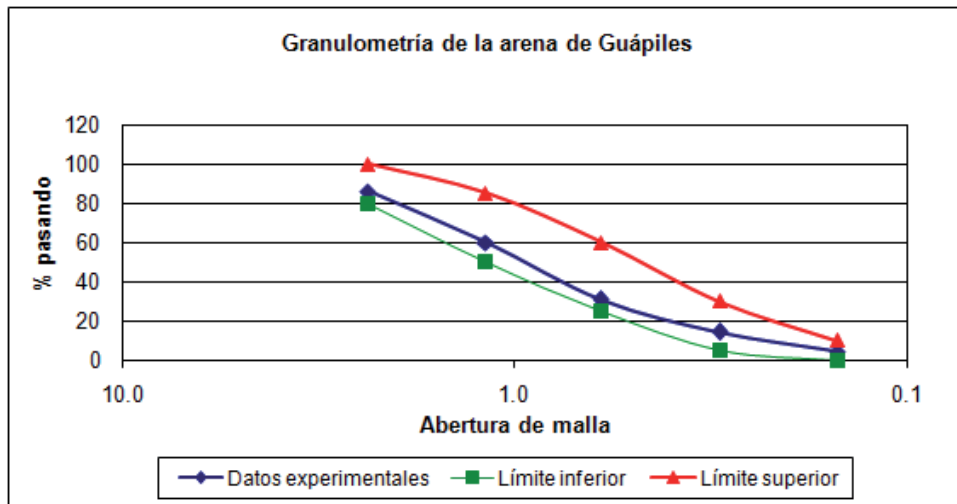


Figura 2. Curva granulométrica de la arena
Fuente: Sáenz, 2009

Se corruga con una máquina desarrollada en el LanammeUCR.

En esta investigación se corrobora que el área de acero del material modelo representará, en escala reducida, el área de acero del material prototipo. La verificación se muestra en el cuadro 4.

Cuadro 4. Diámetros requeridos del acero de refuerzo.

Numero de varilla del prototipo	ϕ requerido (mm)	ϕ alambre galvanizado corrugado (mm)	% de error
#3	1,58	1,58	0,0%
#5	2,65	2,71	2,2%

Fuente: Sáenz, 2009

Se realizan pruebas de tracción al alambre para obtener el módulo de elasticidad, el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo máximo.

Los resultados comprueban que el alambre galvanizado es adecuado para modelar el acero en escala reducida con un factor de $1/6$, ya que los valores obtenidos son cercanos a los valores de diseño del material prototipo. Las propiedades del alambre galvanizado se presentan en el cuadro 5.

Cuadro 5. Propiedades del acero de refuerzo.

Numero de varilla del prototipo	Esfuerzo de fluencia f_y MPa (kg/cm ²)	Esfuerzo máximo f_u MPa (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad E MPa (kg/cm ²)
# 3	278 (2844)	391 (3991)	196 133 (2,00,E+06)
# 5	440 (4485)	513 (5228)	197 114 (2,01,E+06)

Fuente: Sáenz, 2009

Caracterización de las unidades de mampostería:

En el proceso de fabricación de los bloques, se utiliza el procedimiento descrito por Castro (2005). Según el CSCR-2002 (2002), la mampostería Clase A debe cumplir con una resistencia promedio de 13 MPa (133 kg/cm²), y la resistencia para cada muestra individual no debe ser inferior a 12 MPa (120 kg/cm²).

Por medio de pruebas a seis muestras se demuestra la resistencia de las unidades de mampostería. En el cuadro 6 se presentan las resistencias de los bloques.

Cuadro 6. Resistencia a compresión de los bloques.

Espécimen	Resistencia MPa(Kg/cm ²)
1	12 (126)
2	16.4 167
3	16.8 (171)
4	17.3 (176)
5	14 (143)
6	16.9 (172)
Promedio	15.6 (159)

Fuente: Sáenz, 2009

Las muestras ensayadas fueron terminadas de acuerdo con la norma ASTM C1552 (2009) y probadas según la normativa ASTM C140 (2009).

Caracterización del microconcreto para vigas y columnas

Se realizan diseños de mezcla para el microconcreto de las columnas, la viga corona y la viga fundación. En el cuadro 7 se muestran las resistencias de diseño y las resistencias obtenidas por medio de pruebas para estos elementos.

La resistencia real de las mezclas se obtiene de cuatro muestras ensayadas para cada una de estas.

Cuadro 7. Resistencias de diseño y resistencias reales de los microconcretos.

Mezcla de microconcreto	Resistencia de diseño MPa (kg/cm ²)	Resistencia de real MPa (kg/cm ²)
Columnas	21 (210)	26.2 (267)
Viga corona	40 (400)	43.2 (440)
Viga de fundación	45 (450)	44.6 (455)

Fuente: Sáenz, 2009

Las muestras de los microconcretos se elaboran y se ensayan siguiendo la normativa ASTM C32.

Caracterización del microconcreto de relleno

Se dosifica siguiendo la proporción volumétrica que indica el CSCR-02 (2002) para mampostería clase A, que debe tener una resistencia de 17.2 MPa (175 kg/cm²).

Para verificar la resistencia, se ensayan seis muestras, en las que se obtuvo una resistencia promedio de 20.8 MPa (212 kg/cm²). Las pruebas se realizan conforme a la norma ASTM C1019 (2009).

Caracterización del mortero

Se dosifica con la proporción volumétrica que indica el CSCR-02 (2002) para mampostería clase A, que debe tener una resistencia de 17.2 MPa (175 kg/cm²).

Para verificar la resistencia, se ensayan cuatro muestras, en las que se obtuvo una resistencia promedio de 20.8 MPa (212 kg/cm²).

Caracterización de prismas de mampostería:

La resistencia a la compresión de la mampostería clase A debe ser de 10 MPa (100 kg/cm²). Para medir la resistencia a compresión de la mampostería se realizan ensayos de prismas ASTM C1314 (2007). Debido a que los muros de mampostería a construir son parcialmente rellenos, se ensayan prismas rellenos y huecos. Las resistencias obtenidas son las del cuadro 8.

Cuadro 8. Resistencia de prismas de mampostería.

Prismas rellenos		Prismas vacíos	
Espécimen	Resistencia MPa (kg/cm ²)	Espécimen	Resistencia MPa (kg/cm ²)
1	172	1	154
2	177	2	12 (122)
3	16.4 (167)	3	133
4	171	4	145
5	175	5	133
6	168	6	143
Promedio	16.9 (172)	Promedio	13.5 (138)

Fuente: Sáenz, 2009

3. MODELOS Y MONTAJE EXPERIMENTAL

Se utiliza el procedimiento de carga de la norma ASTM E564 (2006). En términos generales, el procedimiento es el siguiente:

- Se realiza una pre-carga del 10% de la carga de falla estimada y se descarga.
- Se vuelve a cargar a un tercio de la carga de falla estimada y se descarga.
- Se repite el procedimiento hasta dos tercios de la carga de falla estimada y se descarga nuevamente.
- Por último, se carga hasta la falla.

Se toman las lecturas de los deformímetros a cada 50 kg, lo que permite obtener suficientes datos para realizar un análisis del comportamiento de los muros.

En la figura 3, se presentan los tres muros terminados.

Los muros se pintan de blanco antes de ensayarlos, para facilitar la observación de la formación y desarrollo de las grietas que surgen en el proceso de carga.

En la figura 4 se presenta uno de los muros instrumentado antes de la falla. Además, se indican los componentes del montaje experimental. El muro se fija a una mesa de aluminio, en esta misma mesa se coloca un marco en el que se instala el gato hidráulico con el que se carga el muro. La fuerza se aplica a nivel de la mitad de la viga corona del muro. Asimismo, el gato hidráulico está instrumentado con una celda de carga, previamente calibrada para el rango de fuerzas que se espera en el ensayo, la cual se conecta a la caja en la que se lee la carga aplicada.

También se colocan tres deformímetros. Uno a nivel de la corona, en la línea de acción de la carga para medir el desplazamiento horizontal en la parte superior del muro. Un segundo deformímetro en la base del muro, el cual permite medir el desplazamiento horizontal de la base. Con las lecturas de estos dos deformímetros se logra medir el desplazamiento horizontal neto del muro. Por último, se coloca un tercer deformímetro en la base del muro para tomar lecturas verticales con el fin de determinar si la base del muro rota al aplicar la carga.



Figura 3. Muros terminados. Fuente: Sáenz, 2009.

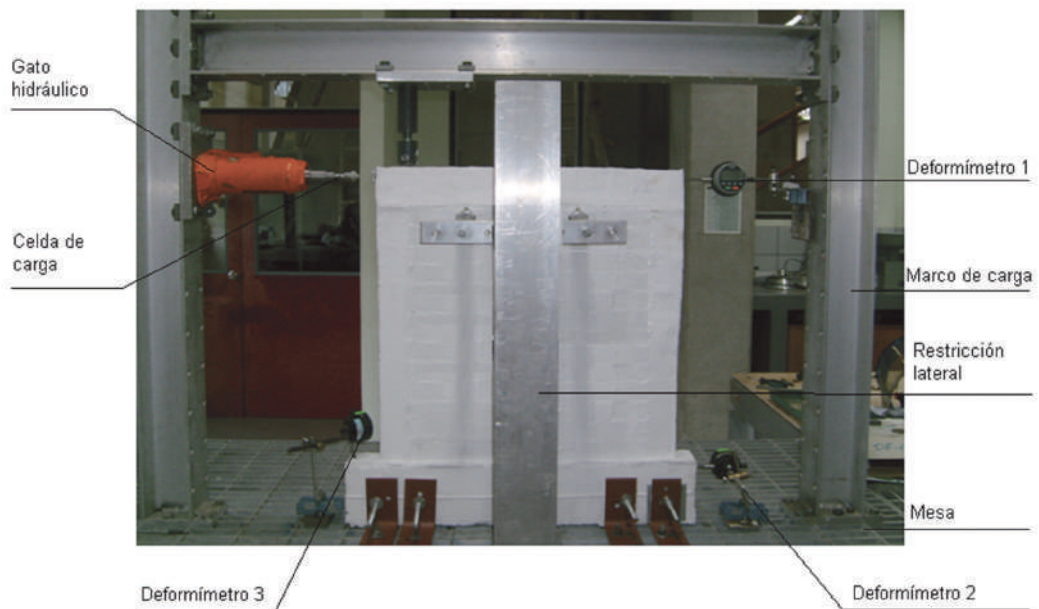


Figura 4. Muro instrumentado. Fuente: Sáenz, 2009.

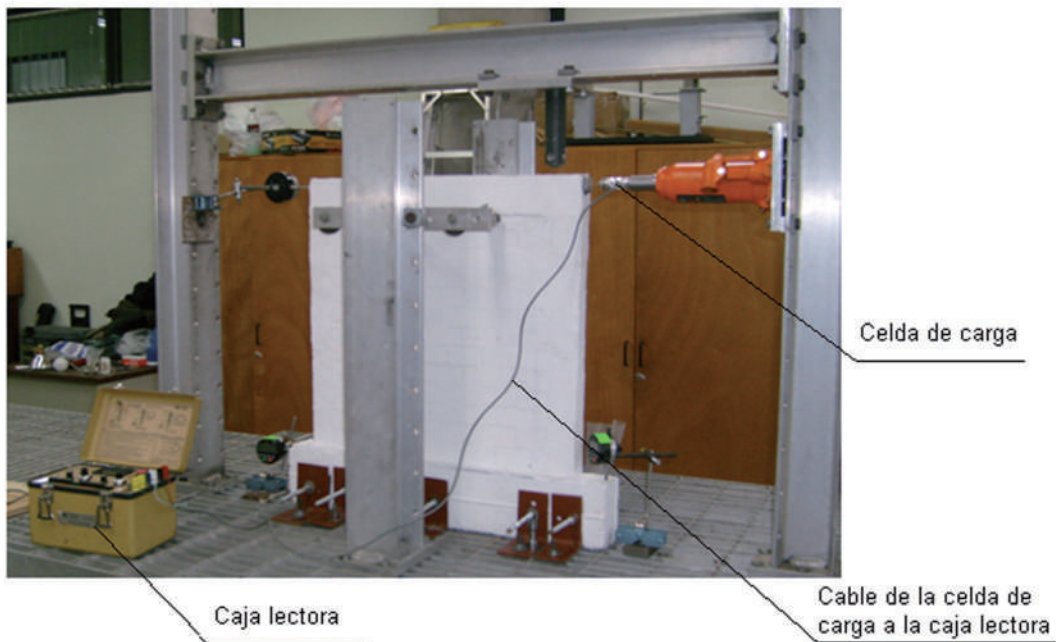


Figura 5. Muro instrumentado y caja para medir la carga aplicada.

Fuente: Sáenz, 2009.v

En la figura 5 se muestra un muro instrumentado. La restricción lateral se compone por elementos de aluminio que se colocan a los lados del muro. Estos elementos se acoplan con rodines al muro con el fin de restringir el movimiento en el sentido transversal y dando libertad de movimiento en el plano de la aplicación de la carga.

El cálculo de la ductilidad de los muros se realiza con el procedimiento descrito en la norma ASTM E2126 (2009).

Este procedimiento se utiliza cuando el gráfico carga-desplazamiento obtenido, no muestra claramente el punto de cedencia. Este punto es indispensable para obtener la ductilidad del muro ensayado.

Este método se basa en crear una curva elasto-plástica de energía equivalente a la curva de carga-desplazamiento obtenida a partir de las pruebas de laboratorio. En esta nueva curva equivalente se puede apreciar claramente el punto de cedencia del elemento.

Resumen del procedimiento:

La carga de cedencia se debe calcular como lo indica la siguiente ecuación:

$$P_{cedencia} = \Delta_u \cdot \sqrt{\Delta_u^2 + \frac{2A}{k_e}}$$

Ecuación 9.3 de la norma ASTM E 2126-09

Si, $\Delta_u^2 + \frac{2A}{k}$, es permitido asumir que

$$P_{cedencia} = 0,85P_{máxima}$$

donde:

ΔU : desplazamiento último.

A: área bajo la curva del gráfico carga-desplazamiento

Δ_E : desplazamiento correspondiente a 0,4Pmaxima

K_E : 0,4Pmaxima / ΔE

4. RESULTADOS

En el cuadro 9, se presentan los resultados del ensayo de carga de los muros. Como se muestra, el valor de ductilidad supera el valor asignado por la Propuesta CSCR 2010 (2009). Para muros de este tipo, el valor asignado de ductilidad es 2.

Cuadro 9. Resultados experimentales

Muro	Carga máxima (kN)	Modo de falla ¹	Ductilidad
Muro 1	11.7	1	2,53
Muro 2	11.1	1	2,32
Muro 3 (sin acero horizontal)	9.81	2	2,27

Modos de falla¹:

1: falla combinada por flexión y cortante donde predomina la flexión.

2: falla combinada por flexión y cortante donde predomina el cortante.

Fuente: Sáenz, 2009.

La carga de falla y la ductilidad son mayores para los Muros 1 y 2. En el caso de estos dos muros, la falla fue por cedencia del acero de la columna en tracción. El Muro 2 experimenta una falla en la diagonal del paño de mampostería. En la figura 6 se presentan las curvas de carga-desplazamiento de los muros fallados. Las curvas muestran un comportamiento estructural similar para los tres muros ensayados.

Debido a limitaciones en el equipo utilizado no fue posible registrar los valores de carga y desplazamiento luego de que se alcanza la carga máxima. Como se puede observar en la figura 6, no se pueden obtener los valores carga-desplazamiento en la parte descendente de la curva. Por este motivo es razonable asumir que los valores de ductilidad obtenidos, y calculados con el último desplazamiento registrado, son conservadores.

En la figura 7, se muestra la formación de grietas en el Muro 1, en diferentes rangos de carga.

En la figura 8 y 9, se presenta el detalle de falla del Muro 1.

En la figura 10, se muestra la formación de grietas en el Muro 2, en diferentes rangos de carga.

En la figura 11, se muestra la formación de grietas en el Muro 3, en diferentes rangos de carga.

En la figura 12, se presenta el detalle de falla del Muro 3.

5. DISCUSIÓN

Los materiales utilizados como la arena, el cemento, el alambre galvanizado, cumplen con la normativa correspondiente y de acuerdo con las pruebas realizadas su comportamiento es similar a los materiales prototipo que modelan.

En los tres muros ensayados se calcula una ductilidad mayor que 2, que es el valor asignado por la Propuesta CSCR 2010 (2009) para muros con ductilidad local óptima.

Para el Muro 1 se esperaba una carga máxima de 1062 Kg y se obtuvo una carga de 1190 Kg, un 12 % mayor a la carga de diseño. En el caso del Muro 2 también se esperaba una carga de 1062 Kg y se obtuvo una carga de 1136 Kg, un 7% mayor. Al Muro 3 le correspondía una carga máxima de diseño 1049 Kg y se obtuvo una carga de 1000 Kg, un 4.6% menor a la carga máxima teórica. No se esperaba que el Muro 3 no alcanzara la carga máxima de diseño, pero en el proceso de carga el paño de mampostería empezó a sufrir daños a cargas bajas.

Las curvas carga-desplazamiento en la figura 6 muestran un comportamiento similar para los tres muros. Sin embargo, hay diferencias en el modo de falla de los muros y en la formación de las grietas durante el proceso de carga.

Como se puede observar en la figura 7 y en la figura 9, en el Muro 1 y en el Muro 2, las grietas se iniciaron en el elemento de confinamiento a tracción y continuaron formándose al aumentar la carga. En el paño de mampostería, las grietas empezaron a apreciarse con cargas mayores. En el caso de Muro 3, figura 11, el cual no tiene acero horizontal, las grietas en el elemento de confinamiento y las grietas en el paño empezaron a aparecer simultáneamente. Este resultado era esperado debido a que el acero horizontal de los Muros 1 y 2 incidió en que el paño de mampostería permaneciera sin daños a cargas más altas que en el caso del Muro 3, que carecía de acero horizontal.

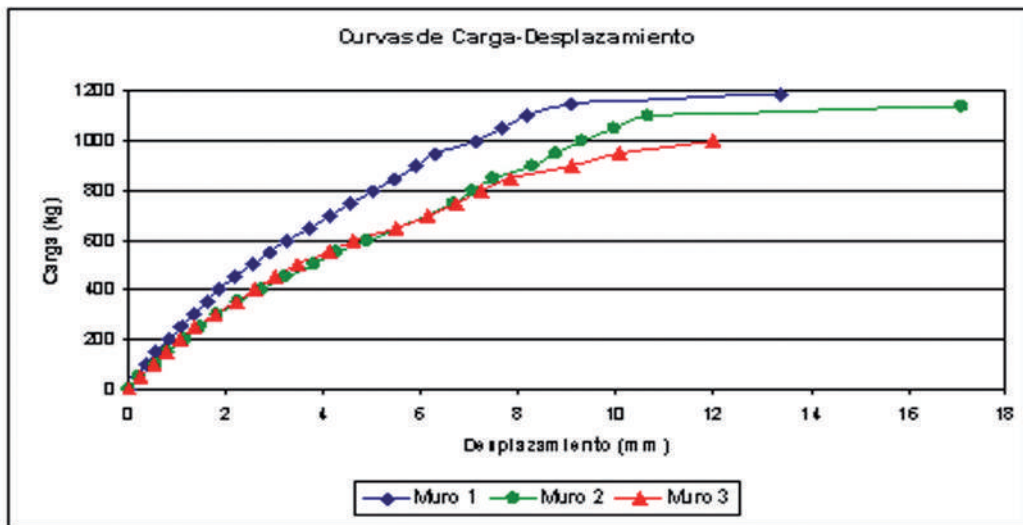


Figura 6. Gráfico Carga-Desplazamiento de los tres muros.

Fuente: Sáenz, 2009.

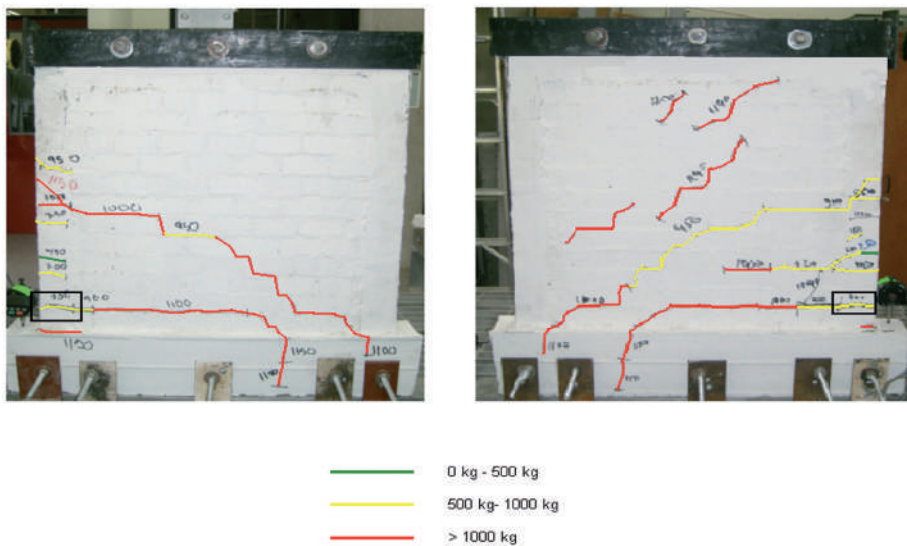


Figura 7. Muro 1: Formación de grietas.

Fuente: Sáenz, 2009



Figura 8. Muro 1: Detalle de falla. Fuente: Sáenz, 2009.

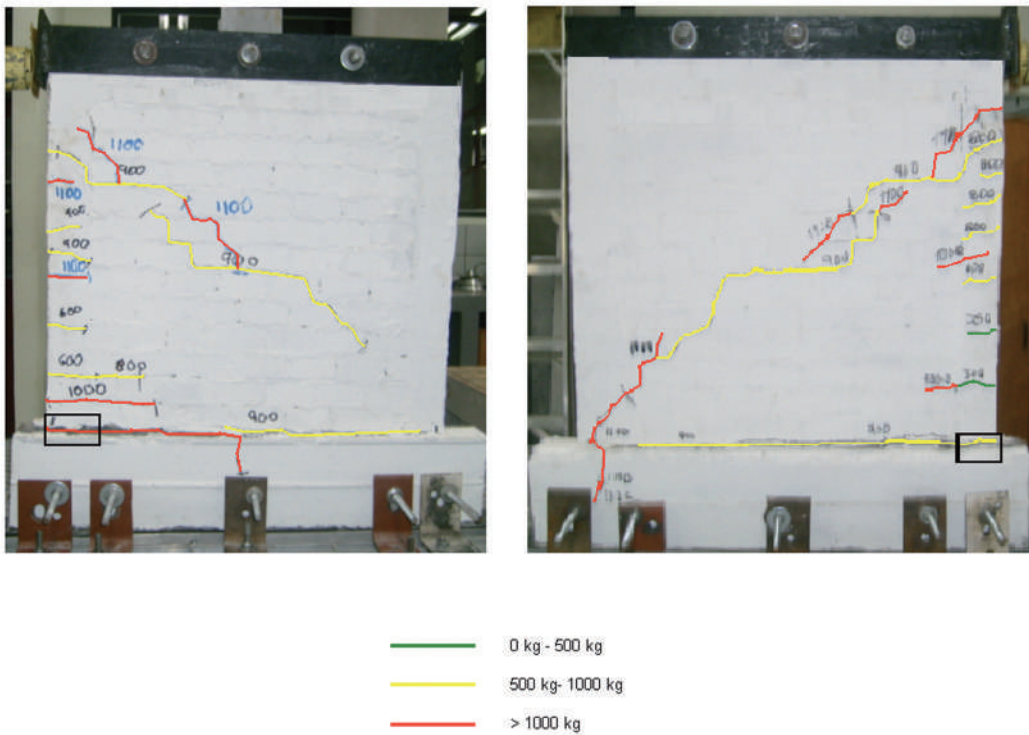


Figura 9. Muro 2: Formación de grietas. Fuente: Sáenz, 2009

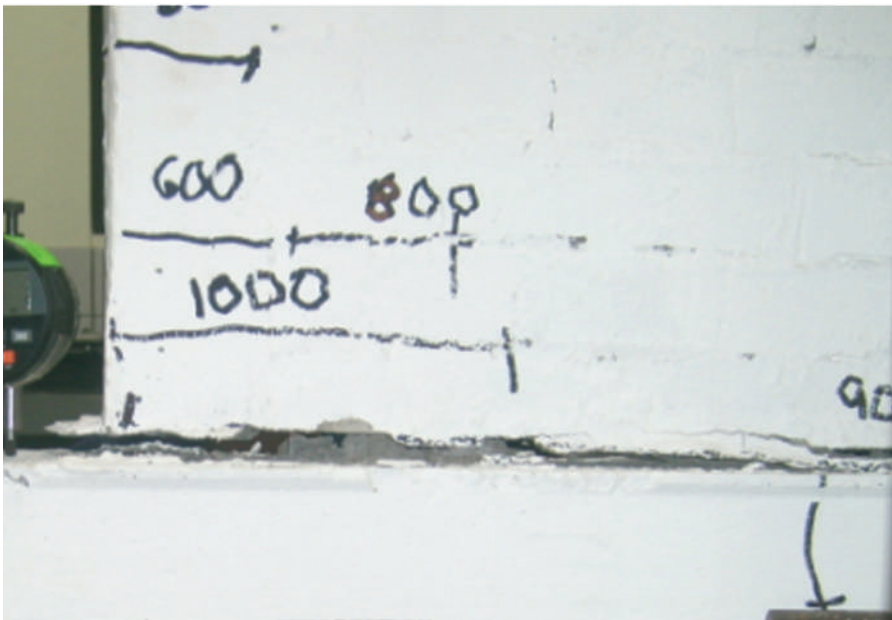


Figura 10. Muro 2: Detalle de falla. Fuente: Sáenz, 2009

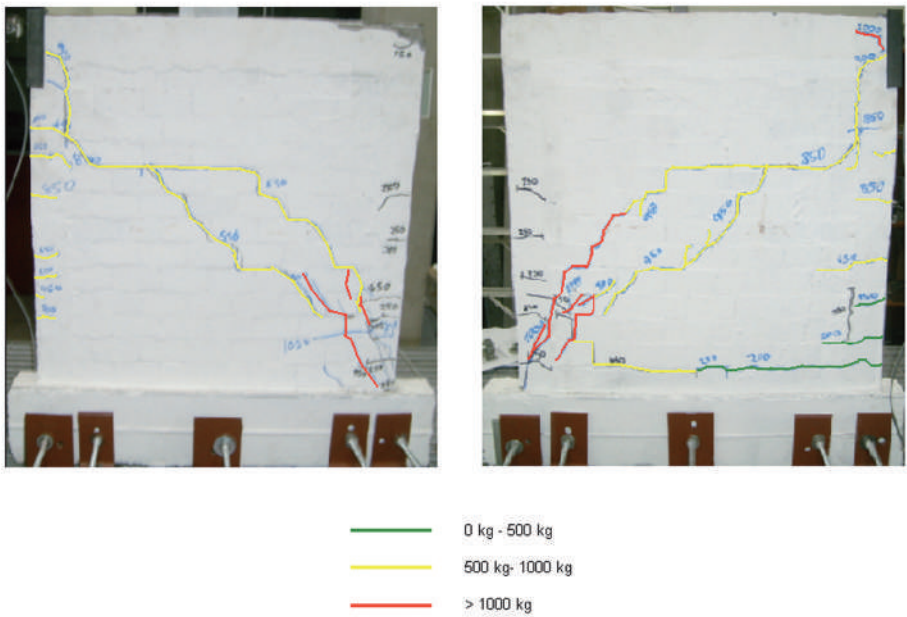


Figura 11. Muro 3: Formación de grietas. Fuente: Sáenz, 2009

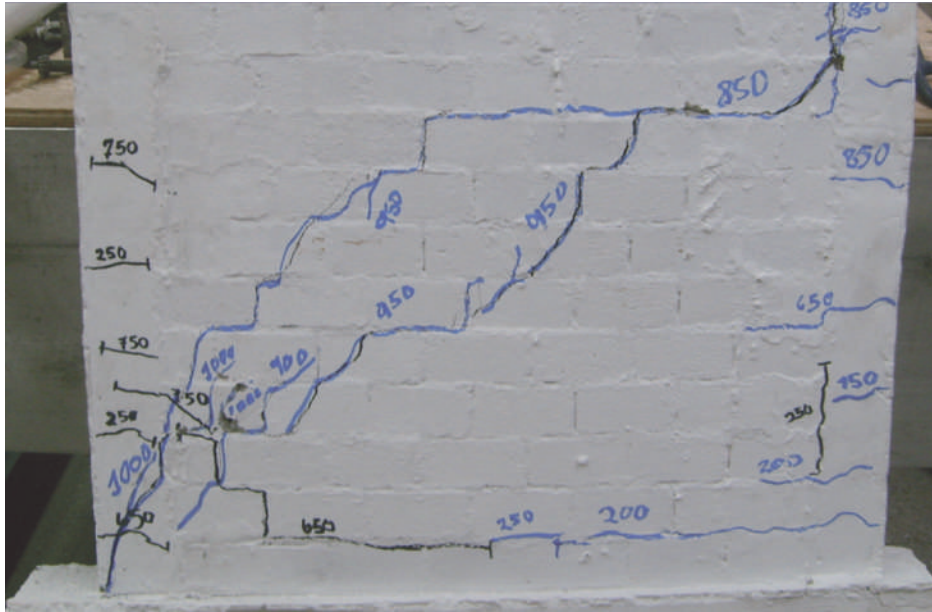


Figura 12. Muro 3: Detalle de falla.

Fuente: Sáenz, 2009.

El modo de falla es la mayor diferencia que se encuentra al evaluar el aporte del acero horizontal en el comportamiento de este tipo de muros. El Muro 1 y el Muro 2 fallaron por cedencia del acero en la columna en tracción, en una falla combinada de flexión y cortante donde predominaron los esfuerzos de flexión. En cambio, el Muro 3, falla en la diagonal del paño de mampostería, en una falla combinada de flexión y cortante donde predominaron los esfuerzos de cortante, lo cual no es deseable, ya que constituye una falla más frágil. Este resultado era esperado, debido que los muros con acero horizontal tenían una mayor capacidad de cortante debido al refuerzo horizontal.

En la investigación de Marín (1996), se realiza un trabajo similar al de esta investigación y también se analizan muros con una relación de alto y largo igual a 1, con la diferencia de que no utilizó acero horizontal en ningún modelo debido a que el código sísmico vigente no lo requería. Debido a las similitudes entre las investigaciones es posible realizar una comparación de resultados. Los muros fallados por Marín (1996) experimentaron un modo de falla en el que predominan los esfuerzos por cortante, lo que es congruente con los

resultados obtenidos en ésta investigación, con respecto a que el aporte del acero horizontal en muros con este tipo de geometría interviene en el modo de falla y propicia que predominen los esfuerzos por flexión y por lo tanto que se obtenga una falla más dúctil.

5. CONCLUSIONES

Los muros diseñados con los requisitos de ductilidad local óptima de la sección correspondiente a muros de mampostería confinada de la Propuesta CSCR 2010 (2009), cumplieron con las ductilidades de diseño.

Se obtuvo que la ductilidad promedio calculada es de 2,37 un 19% mayor al valor propuesto por el documento. Se puede concluir que los requisitos de la Propuesta CSCR 2010 (2009) son conservadores según los resultados de esta investigación. Sin embargo hay que tomar en cuenta que el equipo utilizado en el laboratorio no permite registrar los valores de desplazamiento en la parte descendiente de la curva carga-desplazamiento, por lo que los valores de ductilidad obtenidos a partir de los datos registrados pueden ser menores a los reales.

Debido a la geometría, un muro con una relación de alto y largo de 1 tiende a una falla en que predominen los esfuerzos de cortante, sin embargo, al cumplir con los requisitos de ductilidad local óptima de la sección de muros de mampostería de la Propuesta CSCR 2010 (2009), se obtuvo una falla combinada en la que predominaron los esfuerzos de flexión debido a la capacidad dúctil que le aporta el acero.

Con respecto al aporte del acero horizontal, en el caso de los muros ensayados, se obtuvo que para los muros con acero horizontal la carga última fue un 14% mayor, la ductilidad un 6,4% mayor y el modo de falla fue por cedencia del acero de la columna en tracción, en una falla combinada donde predominaron los esfuerzos de flexión, que es el modo de falla esperado para un elemento estructural con ductilidad local óptima. Sin embargo se realizaron pocas pruebas y no se puede generalizar una conclusión, por lo que es conveniente realizar más investigaciones que refuercen los resultados obtenidos.

Al evaluar los requisitos para el diseño de muros de mampostería confinada del Código Sísmico de 1986 (2002), del Código Sísmico del 2002 y de la Propuesta CSCR 2010 (2009), se evidencia que el diseño de muros de mampostería confinada ha ido evolucionando para tomar en cuenta las prácticas constructivas de nuestro país.

REFERENCIAS

- American Society for Testing and Materials, ASTM C1019 (2009). *Standard Test Method for Sampling and Testing Grout*. Pennsylvania: ASTM.
- American Society for Testing and Materials, ASTM C128 (2007). *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate*. Pennsylvania: ASTM.
- American Society for Testing and Materials, ASTM C1314 (2007). *Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms*. Pennsylvania: ASTM.
- American Society for Testing and Materials, ASTM C1552 (2009). *Standard Practice for Capping Concrete Masonry Units, Related Units and Masonry Prisms for Compression Testing*. Pennsylvania: ASTM.
- American Society for Testing and Materials, ASTM C33 (2007). *Standard Specification for Concrete Aggregates*. Pennsylvania: ASTM.
- American Society for Testing and Materials, ASTM C40 (2004). *Standard Test Methods for Organic Impurities in Fine Aggregates for Concrete*. Pennsylvania: ASTM.
- American Society for Testing and Materials, ASTM E2126 (2009). *Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Framed Walls for Buildings*. Pennsylvania: ASTM.
- American Society for Testing and Materials, ASTM E564 (2006). *Standard Practice for Static Load Test for Shear Resistance of Framed Walls for Buildings*. Pennsylvania: ASTM.
- American Society for Testing and Materials, ASTM, C136 (2006). *Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates*. Pennsylvania: ASTM.
- American Society for Testing and Materials, ASTM, C140 (2009). *Standard Test Methods for Sampling and Testing Concrete Masonry Units and Related Units*. Pennsylvania: ASTM.
- Castro. R. (2005). *Optimización del proceso de mezcla y fabricación de bloques de mampostería en escala reducida. Informe del Trabajo de Graduación para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil*. Universidad de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2002). *Código Sísmico de Costa Rica 2002*. (3° ed.). Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2002). *Código Sísmico de Costa Rica 1986*. (2° ed.).
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2002). *Código Sísmico de Costa Rica 1974*. (1° ed.).
- Espinoza, E. (1991). *Mezclas de microconcreto para modelos estructurales. Informe del Trabajo de Graduación para Licenciatura en Ingeniería Civil*. Universidad de Costa Rica.

- Espinoza, E. (1995). Modelado de mampostería en escala reducida. *Preliminar del Informe del Trabajo de Graduación para Licenciatura en Ingeniería Civil*. Universidad de Costa Rica.
- Marín, O. (1996). *Modelado a escala reducida de paredes de mampostería confinada sometidas a flexión y cortante. Informe del Trabajo de Graduación para obtener el grado de Licenciatura*. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica.
- Propuesta para la nueva versión Código Sísmico 2010. (2009). *Sección correspondiente a muros de mampostería confinada. Documento en preparación*.
- Sáenz, A. (2009). *Comportamiento estructural de muros de mampostería confinada en escala reducida con ductilidad local óptima. Trabajo de Graduación de Licenciatura en Ingeniería Civil*. Universidad de Costa Rica.

SOBRE EL AUTOR Y LA AUTORA

Alejandro Navas Carro

Ingeniero Civil. Profesor de la Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica. Director del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LanammeUCR) de la Universidad de Costa Rica. Apartado Postal: 2060, UCR, San José Costa Rica. Teléfono: 2511-2508. Facsímil: 2511 4440
Correo electrónico: alejandro.navas@ucr.ac.cr

Alejandra Sáenz García

Ingeniera Civil. Instituto Costarricense de Electricidad (ICE). Unidad Estratégica de Negocios Proyectos y Servicios Asociados (UEN PySA). Centro de servicio de diseño, área de geotecnia. Teléfono: 2000-5382
Correo electrónico: asaenzg@ice.go.cr