



## ENSAYES DINÁMICOS DE MUROS DE CONCRETO REHABILITADOS UTILIZANDO CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS

Omar Avila<sup>1</sup>, Julián Carrillo<sup>2</sup> y Sergio M. Alcocer<sup>3</sup>

### RESUMEN

Con el propósito de estudiar nuevas técnicas de rehabilitación de muros de concreto, se evaluó experimentalmente el desempeño del encamisado por medio de concreto reforzado con fibras. Para ello, se estudió la respuesta dinámica de dos muros de concreto reforzados con malla de alambre soldado y rehabilitados mediante una capa adicional de concreto reforzado con fibras de acero. Antes de llevar a cabo la rehabilitación, los especímenes habían sido ensayados en mesa vibradora hasta condiciones de daño severas. En términos generales, el desempeño observado y medido de los muros rehabilitados fue satisfactorio, ya que se registraron resistencias superiores y desplazamientos similares a los medidos en los muros originales.

### ABSTRACT

Aimed at studying new rehabilitation techniques for concrete walls, the performance of jacketing using fiber reinforced concrete was experimentally evaluated. In order to do this, the dynamic response of two concrete walls reinforced with welded wire mesh and rehabilitated using an additional layer of steel fiber reinforced concrete was studied. Before carrying out the rehabilitation, specimens had been tested in shaking table to major damage conditions. In general terms, the observed and measured performance of rehabilitated walls was satisfactory because measured strength and displacements were higher and similar, respectively, than that measured in the original walls.

### INTRODUCCIÓN

Normalmente, la rehabilitación sísmica de una estructura es necesaria cuando ésta ha sido dañada por un terremoto, cambia de uso, o bien, no satisface los requisitos de los reglamentos de construcción vigentes. Existen diversas técnicas para la rehabilitación sísmica de estructuras. En la mayoría de los casos, el principal objetivo para determinar un esquema viable de reparación está orientado en rehabilitar los componentes verticales (columnas, muros), ya que éstos proveen tanto la estabilidad lateral como la resistencia a cargas verticales (FEMA-547, 2006). El ACI-318 (2008) permite el empleo de concreto reforzado con fibras de acero (CRFA), para resistir fuerza cortante en vigas. Sin embargo, no existe evidencia experimental sobre el desempeño del encamisado de CRFA como técnica de rehabilitación de muros de concreto. Por lo que corresponde a la normatividad mexicana, en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF, 2004) se estipulan los requerimientos generales para revisar la seguridad de las construcciones dañadas. No obstante, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para el Distrito Federal (NTC-C, 2004), no existen especificaciones respecto al empleo de CRFA.

Estudios experimentales previos (Parra-Montesinos, 2005; Kwak *et. al.*, 2002,) han indicado que el CRFA incrementa la resistencia a esfuerzo cortante y la capacidad de deformación de los elementos estructurales. Siendo el cortante por tensión diagonal el principal modo de falla de muros de baja altura ( $H/L < 1.5$ ; donde  $H$

---

<sup>1</sup> Becario de Maestría, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, México, D.F.; [oavilas@ii.unam.mx](mailto:oavilas@ii.unam.mx)

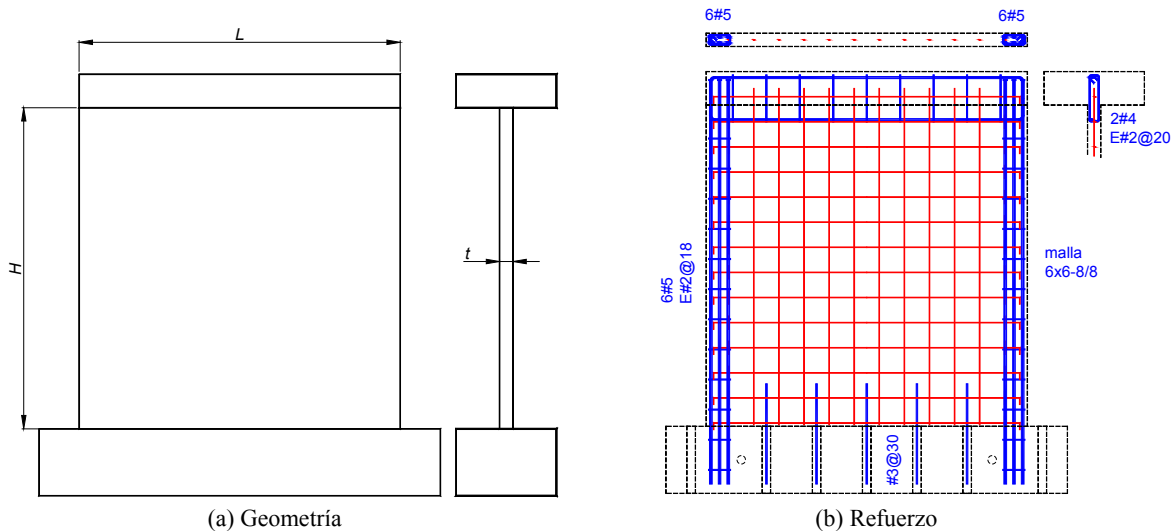
<sup>2</sup> Candidato a Doctor en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, México, D.F. & Profesor Asistente, Universidad Militar Nueva Granada, UMNG, Bogotá, Colombia; [wcarrillo@umng.edu.co](mailto:wcarrillo@umng.edu.co)

<sup>3</sup> Profesor Investigador, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, México, D.F.; [salcocerm@ii.unam.mx](mailto:salcocerm@ii.unam.mx)

y  $L$  son la altura y la longitud del muro, respectivamente), se consideró apropiado estudiar el comportamiento con esta modalidad de rehabilitación. Los modelos rehabilitados fueron muros cuadrados ( $H/L = 1$ ), lo cuales se ensayaron previamente hasta alcanzar niveles de daño severos. Durante el proceso de rehabilitación, inicialmente los muros fueron reparados empleando inyección de resina epóxica en las grietas existentes y, luego, se colocó un encamisado de CRFA. Los muros rehabilitados fueron nuevamente ensayados en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Los especímenes se ensayaron hasta la falla utilizando registros sísmicos representativos de la zona de subducción del pacífico mexicano.

## ESTRUCTURA ORIGINAL Y RESULTADOS DEL ENSAYE PREVIO

En un programa de investigación experimental previo, se estudió el comportamiento de dos muros de concreto reforzado (CR) sometidos a excitaciones dinámicas reproducidas por una mesa vibradora. Los ensayos se llevaron a cabo hasta llegar a la falla de los modelos. La geometría y el refuerzo de dichos muros se muestran en la figura 1. El refuerzo por cortante en el alma estuvo formado por una malla de alambre soldado ( $6 \times 6-8/8$ ), con alambres verticales y horizontales calibre No. 8 (4.1 mm de diámetro), separados a cada 150 mm ( $\sim 6$  pulg). Dicho refuerzo corresponde aproximadamente al 50% de la cuantía mínima a cortante establecida en las NTC-C (2004), la cual es igual a 0.25%. El refuerzo longitudinal en los extremos se dispuso con el fin de evitar una falla por flexión, diferente al modo de falla por cortante característico en este tipo de muros. En cada extremo, este refuerzo estuvo formado por 6 barras del No. 5 y estribos lisos del No. 2, separados cada 180 mm. Una de las variables estudiadas en la investigación anterior fue el tipo de concreto: concreto de peso normal (MCN50mD) y concreto celular (MCC50mD). En la tabla 1 se presentan la geometría real y las propiedades mecánicas de los materiales medidas en una fecha cercana al ensaye de los modelos originales.



**Figura 1 Geometría y refuerzo de los modelos originales**

Los dos modelos originales presentaron falla por tensión diagonal (TD). La falla estuvo caracterizada por agrietamiento inclinado moderado en el alma de los muros y, la plastificación y posterior fractura simultánea de los alambres de refuerzo a lo largo de una de las grietas inclinadas aproximadamente a  $45^\circ$ , extendida entre los extremos de los muros. En general, se presentó una falla súbita de tipo frágil debido a la capacidad de deformación limitada de los alambres de la malla. El valor máximo de la fuerza lateral medida durante los ensayos fue igual a 233.8 kN para el modelo MCN50mD y, 240.3 kN para el modelo MCC50mD (Carrillo y Alcocer, 2008b).



**Tabla 1 Geometría y propiedades mecánicas de los modelos originales**

	Característica o propiedad	Muro	
		MCN50mD	MCC50mD
Geometría del muro	Espesor ( $t$ ), mm	83.3	81.7
	Longitud ( $L$ ), mm	1916	1917.3
	Altura ( $H$ ), mm	1921.3	1917.1
Concreto	Tipo	Normal	Celular
	Resistencia a la compresión ( $f_c$ ), Mpa	24.8	21.0
	Peso específico en estado endurecido ( $\gamma$ ), kN/m <sup>3</sup>	20.3	16.8
	Módulo de elasticidad ( $E_c$ ), Mpa	14,757	9,146
	Resistencia a la tensión ( $f_t$ ), Mpa	2.09	1.44
	Resistencia a la flexión ( $f_f$ ), Mpa	3.75	3.29
Acero	Esfuerzo de fluencia del refuerzo en el alma ( $f_y$ ), MPa	630	630

### CRITERIO DE REHABILITACIÓN SÍSMICA

El criterio para el diseño de la rehabilitación de los muros, fue recuperar la capacidad de resistencia y desplazamiento de los modelos originales. Por lo tanto, se decidió colocar un encamisado de 60 mm de espesor total (30 mm a cada lado) hecho a base de CRFA. La resistencia nominal a la compresión del concreto fue igual a 24.5 MPa (250 kgf/cm<sup>2</sup>), similar a la resistencia a la compresión medida en los muros originales (tabla 1). De acuerdo con el espesor definido del encamisado, se utilizó fibra de acero Dramix ZP 305, cuya longitud es igual a 30 mm. Por lo tanto, para recuperar la resistencia de los modelos originales con los parámetros definidos (espesor, resistencia a la compresión y tipo de fibra), se requirió una dosificación igual a 40 kgf/m<sup>3</sup>. Considerando el espesor tan reducido del encamisado que se adicionaría a cada lado del muro (30 mm), se decidió usar concreto autocompactable. Ambos modelos fueron rehabilitados de la misma manera (igual tipo de fibra y dosificación).

El esquema general de la rehabilitación se muestra en la figura 2. Para garantizar la adherencia entre el concreto nuevo y el existente, las dos caras principales del muro fueron escarificadas con mazo y cincel hasta obtener una superficie rugosa. La superficie se saturó con agua durante 12 horas antes de empezar el colado. Además de la escarificación, se colocaron conectores de cortante en la periferia del muro, hechos a base de barras roscadas (espárragos) de 9.5 mm de diámetro (3/8 pulg) y esfuerzo máximo de ruptura medido igual a 413 MPa. En el extremo de los conectores se dispuso una tuerca y una rondana plana que actuaron como sistema de anclaje del conector. Las grietas con espesor mayor que 0.5 mm fueron reparadas mediante inyección de resina epóxica. Debido a que la grieta principal era muy ancha para ser reparada con resina, en dicha grieta se colocó un mortero de alta resistencia. A partir de pruebas sobre cubos de mortero, la resistencia medida a la compresión ( $f_f$ ) en una fecha cercana al día del ensaye de cada muro, fue igual a 56.5 MPa para el modelo MCC50mD-R y 59.6 MPa para el modelo MCN50mD-R. En el muro MCN50mD se inyectaron 15.6 m de resina, mientras que en el muro MCC50mD se inyectaron 9.8 m. Se empleó resina epóxica de la marca Sika, referencia Sikadur-52.

### TIPO DE ENSAYE E INSTRUMENTACIÓN

#### DEMANDA SÍSMICA

En los ensayes en mesa vibradora se aplicaron los mismos eventos sísmicos empleados en el programa de investigación donde se ensayaron los muros originales (Carrillo y Alcocer, 2008a). Para alcanzar el estado límite de agrietamiento, se empleó un registro medido en la estación Caleta de Campo, Michoacán, ocurrido el 11 de enero de 1997, cuya magnitud  $M_w$  fue igual a 7.1. Este registro se tomó como función de Green empírica para obtener registros sintéticos de magnitud 7.7 y 8.3 y, de esta manera, alcanzar los estados límites de resistencia y último, respectivamente. Con el propósito de mantener dentro de límites permisibles la masa adicional necesaria para una modelación dinámica adecuada y, al mismo tiempo, construir modelos representativos del prototipo, desde la investigación previa (Carrillo y Alcocer, 2008b), se decidió construir y ensayar los modelos con una relación de escala 1:1.25. Teniendo en cuenta que la escala fue levemente reducida, se utilizó un modelo de similitud simple para los ensayes dinámicos; es decir, los modelos se

construyeron con los mismos materiales que el prototipo, sólo se alteraron las dimensiones. En la tabla 2 se presentan las ecuaciones y los factores de escala utilizados (Tomazevic y Velechovsky, 1992). En la figura 3 se muestran las señales de aceleración en los prototipos y en los modelos.

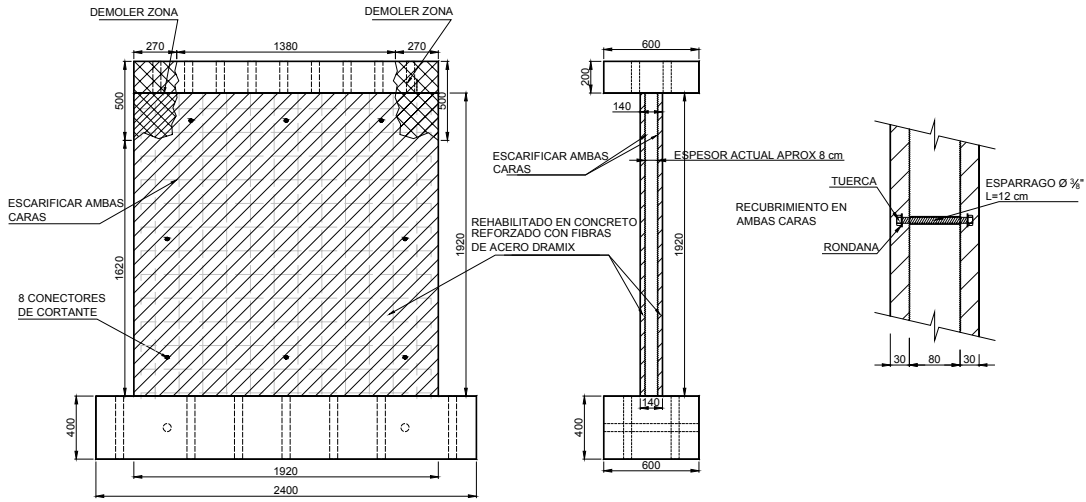


Figura 2 Esquema de rehabilitación utilizado (unidades en mm)

Tabla 2 Factores de escala para el modelo de similitud simple

Cantidad	Ecuación	Factor de escala
Longitud ( $L$ )	$S_L = L_P / L_M$	$S_L$
Deformación ( $\epsilon$ )	$S_\epsilon = \epsilon_P / \epsilon_M$	1
Esfuerzo ( $\sigma$ )	$S_\sigma = f_P / f_M$	1
Peso específico ( $\gamma$ )	$S_\gamma = \gamma_P / \gamma_M$	1
Fuerza ( $F$ )	$S_F = S_L^2 S_f$	$S_L^2$
Tiempo ( $t$ ), Periodo ( $T$ )	$S_t = S_T = S_L (S_g S_e / S_f)^{1/2}$	$S_L$
Desplazamiento ( $d$ )	$S_d = S_L S_e$	$S_L$
Velocidad ( $v$ )	$S_v = S_e (S_f / S_g)^{1/2}$	1
Aceleración ( $a$ )	$S_a = S_f / S_L S_t$	$1 / S_L$
Masa ( $m$ )	$S_m = S_g S_L^3$	$S_L^3$

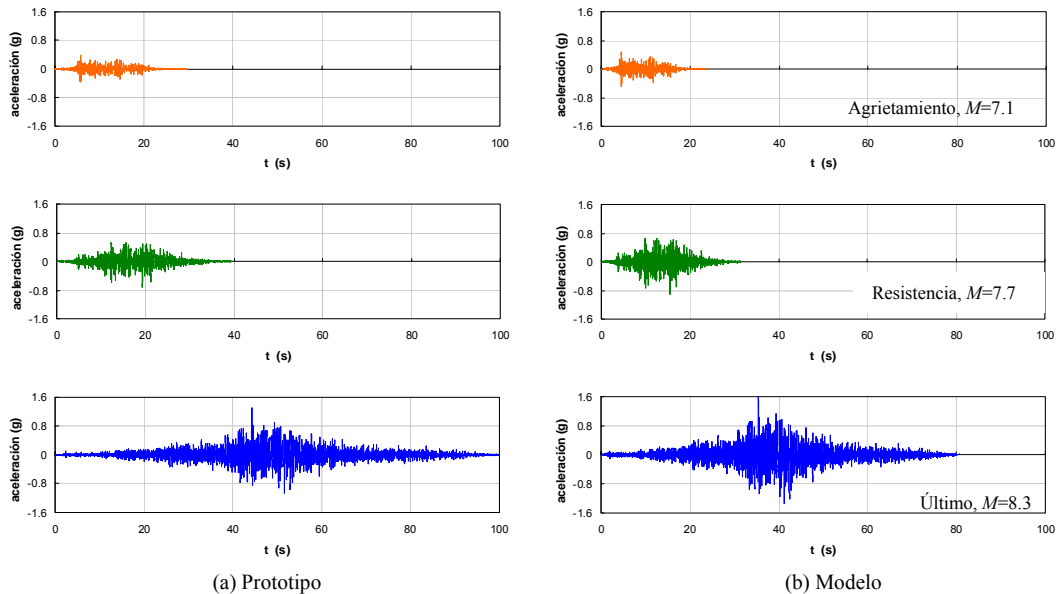


Figura 3 Señales de aceleración en los prototipos y en los modelos



Para comparar adecuadamente la respuesta experimental con la respuesta real del prototipo, desde la investigación anterior (Carrillo y Alcocer, 2008b) se realizó el diseño de los ensayos dinámicos de los muros aislados utilizando características dinámicas similares a las de los muros en el prototipo tridimensional. De acuerdo con resultados de modelos analíticos y pruebas de vibración ambiental, el periodo fundamental de este tipo de estructuras es aproximadamente 0.12 s ( $\approx 8$  Hz). Por lo tanto, teniendo en cuenta el factor de escala para el periodo ( $S_T = 1.25$ ), los muros aislados de concreto se diseñaron para que, de acuerdo con su rigidez y su masa, su periodo fundamental al inicio de los ensayos fuera aproximadamente igual a 0.10 s (10 Hz). En el diseño de las propiedades dinámicas se supuso que el muro se comporta como un sistema de un grado de libertad. Por lo tanto, se calculó el peso (masa  $\times$  gravedad) necesario para alcanzar en el modelo un periodo fundamental de vibración igual a 0.10 s ( $W_d$ ). A partir de este peso dinámico es posible calcular el peso externo adicionado al modelo ( $W_a$ ); es decir, descontando la fracción del peso del espécimen y el peso de la losa. Como se observa en la tabla 3, al ensayar los muros aislados en su escala real (prototipos), se tendría que aumentar considerablemente la masa adicional para alcanzar las propiedades dinámicas requeridas en los modelos (451.5 kN en escala 1:1 y 229.1 kN en escala 1:1.25). Esta fue una de las razones principales para disminuir moderadamente la escala de ensaye de los modelos, ya que se dificultaría adicionar tal cantidad de masa a los especímenes.

**Tabla 3 Diseño de pesos en ensayos dinámicos (Carrillo, 2010)**

Muro	Modelo		Prototipo	
	$W_d$ (kN)	$W_a$ (kN)	$W_d$ (kN)	$W_a$ (kN)
MCN50mD	238.2	229.1	465.2	451.5
MCC50mD	194.6	187.0	380.1	368.5

## INSTRUMENTACIÓN

Los modelos fueron densamente instrumentados para medir su comportamiento interno y global, utilizando deformímetros eléctricos (para concreto y acero), acelerómetros uniaxiales, una celda de carga, así como una serie de transductores de desplazamiento situados a lo largo de la altura del muro, para determinar la configuración deformada y la distorsión global. También fueron colocados transductores para medir el desplazamiento vertical y, de esta manera, conocer la rotación de los muros y de la cimentación. Adicionalmente, se utilizó un sistema de medición óptico (LED, por sus siglas en inglés), el cual permite obtener el registro de la posición tridimensional de un punto objetivo definido sobre o cerca del espécimen. Los modelos originales habían sido previamente instrumentados internamente con deformímetros adheridos a las barras de refuerzo y a los alambres de la malla. De los 41 deformímetros colocados inicialmente, 33 estaban en condiciones de uso y fueron nuevamente utilizados. Además, se ubicaron deformímetros sobre la superficie de concreto en la dirección de las dos diagonales principales. La distribución y nomenclatura de la instrumentación interna y externa se muestran en la figura 4.

## DISPOSITIVO DE ENSAYE

En los ensayos dinámicos los especímenes se sometieron a una serie de excitaciones en la base representadas por los registros sísmicos seleccionados (figura 3(b)). Los registros fueron generados por una mesa vibradora sobre la cual se sujetaron los modelos. Para disminuir el riesgo de la inestabilidad lateral al ubicar la masa adicional directamente sobre los modelos, fue necesario utilizar un dispositivo de ensaye para almacenar la masa y transmitir las fuerzas inerciales a los modelos. El dispositivo consiste básicamente en un sistema de carga inercial que se desliza horizontalmente sobre una estructura de soporte, localizada fuera de la mesa vibradora (Carrillo y Alcocer, 2010).

## PROGRAMA DE PRUEBAS

Los modelos se ensayaron incrementando la intensidad de forma progresiva hasta alcanzar el estado final de daño. Para ello, se utilizó el valor de la aceleración máxima como el factor de referencia en cada registro. En la tabla 4 se describe la secuencia de los registros utilizados. Ambos ensayos iniciaron con una señal senoidal (SN) que se utilizó para determinar el nivel de fricción del dispositivo que transmitió las fuerzas inerciales a los modelos. Para identificar las propiedades dinámicas de los modelos, al inicio y al final del ensaye se aplicó

una señal de aceleración aleatoria (ruido blanco - RB) con una intensidad igual a 10 cm/s<sup>2</sup> (0.01 g) en RMS. Esta misma secuencia fue utilizada en los ensayos de los muros originales (Carrillo y Alcocer, 2008b).

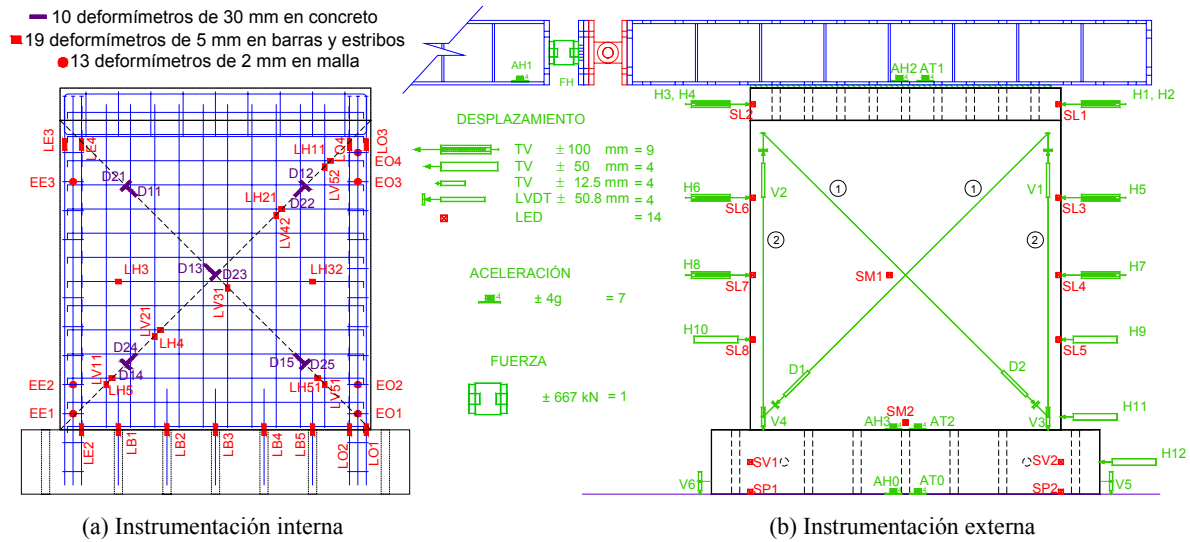


Figura 4 Instrumentación de los modelos

Tabla 4 Programa de pruebas de los modelos

Etapas	Registro	Magnitud $M_w$	Incremento de $a_g$ (%)	$a_g$ (g)	Duración total (s)
0	SN	---	---	---	30
1	RB	---	---	0.01	120
2	CALE71	7.1	50	0.24	23.62
3		100	0.48		
4	CALE77	7.7	75	0.67	28.91
5		100	0.90		
6	CALE83	8.3	75	1.22	79.82
7		100	1.63		
8		125	2.04		
9	RB	---	---	0.01	120

## RESULTADOS DE LOS ENSAYES

### PROPIEDADES MECÁNICAS DE MATERIALES

Para determinar experimentalmente los valores de la resistencia a la compresión, módulo de elasticidad, relación de Poisson, resistencia a la tensión del CRFA, se obtuvieron muestras en forma de cilindros de 150 mm de diámetro por 300 mm de altura. Para estimar la resistencia a la tensión por flexión o módulo de rotura, se elaboraron vigas de 600 mm de longitud total y sección transversal cuadrada de 150 mm de lado. En la tabla 5 se presentan los valores promedio de las propiedades mecánicas principales del CRFA, las cuales fueron obtenidas en una fecha cercana al ensayo de cada modelo. Como se mencionó anteriormente, la resistencia nominal a la compresión del concreto fue igual a 24.5 Mpa (250 kg/cm<sup>2</sup>).

En concretos reforzados con fibras, la prueba de flexión es la más representativa, ya que a partir de ella se puede estimar la capacidad de deformación que la fibra le proporciona al concreto después de alcanzar la resistencia máxima a flexión. En la figura 5 se muestra la comparación del comportamiento entre CRFA y concretos convencionales. En la figura 5(a) se presenta el comportamiento característico del concreto a flexión y en la figura 5(b) se presentan las curvas esfuerzo-deformación medidas en los concretos aquí estudiados (CRFA, concreto normal y concreto celular). Como se muestra en la figura 5(b), el esfuerzo de flexión y su respectiva deformación se normalizaron utilizando los valores asociados a la resistencia máxima

( $f_r$ ,  $\epsilon_r$ ). La última lectura de deformación que se muestra en la gráfica del CRFA, no está asociada a la capacidad última de deformación, ya que el valor de este parámetro se establece explícitamente en la norma ASTM-C-1609 (2005) como  $l/150$  (3 mm). En cambio, en los especímenes de concretos convencionales, la prueba se realizó hasta alcanzar el estado último de deformación. Sin embargo, en la prueba a flexión de una muestra de concreto sin fibras, usualmente no se registran lecturas posteriores al esfuerzo máximo ( $f_r$ ), pues la capacidad de deformación después de  $f_r$  es casi nula. Para comparar el desempeño de los concretos sin fibras y el CRFA, se calculó la capacidad de absorción de energía ( $T$  en Joule, J) de los tres especímenes mostrados en la figura 5(b), a partir del área bajo la curva carga–deflexión. Para el espécimen de CRFA, la capacidad de absorción de energía  $T = 33.41$  J y, para los concretos sin fibras,  $T = 4.06$  J para el concreto normal y  $T = 3.62$  J para el concreto celular; es decir, la capacidad de absorción de energía del espécimen de CRFA fue aproximadamente 9 veces superior a la medida en los concretos sin fibras.

Tabla 5 Propiedades mecánicas del CRFA

Característica o propiedad	Edad	
	72 días	88 días
Resistencia a la compresión ( $f_c$ ), Mpa	21.2	21.6
Peso específico en estado endurecido ( $\gamma$ ), kN/m <sup>3</sup>	19.04	19.04
Dosificación medida, kgf/m <sup>3</sup>	36.5	36.5
Módulo de elasticidad ( $E$ ), MPa	9,838	10,229
Relación de Poisson ( $\nu$ )	0.14	0.12
Resistencia a la tensión ( $f_t$ ), MPa	1.77	2.22
Resistencia a la flexión ( $f_r$ ), MPa	3.14	3.56
Deformación unitaria asociada a $f_r$ ( $\epsilon_r$ ), mm/mm	0.0011	0.0010

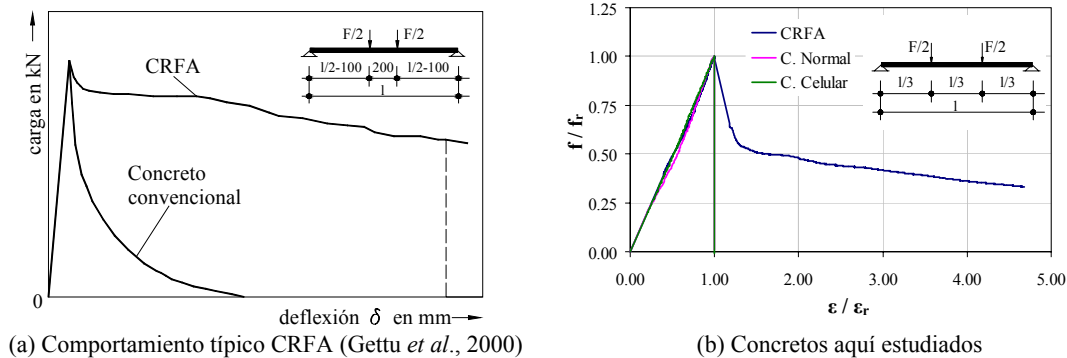


Figura 5 Gráficas de prueba de flexión

## PATRONES DE DAÑO Y MODOS DE FALLA

El patrón de daño y el modo de falla fue similar en los dos modelos rehabilitados. Sin embargo, en las primeras etapas del ensaye no se observó agrietamiento y para el estado límite último se presentó relativamente poco agrietamiento. El mecanismo de falla estuvo asociado al cortante por tensión diagonal, con una falla súbita ocasionada por la fractura de los alambres de la malla a lo largo de una grieta aproximadamente a 45°. Esta grieta ocurrió en la diagonal opuesta a la que generó la falla de los muros originales. En general, el tipo de falla fue semejante al de los modelos originales. En las figuras 6(a) y (b) se presentan los patrones de agrietamiento de los modelos originales y rehabilitados, respectivamente.

## COMPARACIÓN DE RESULTADOS

### CAPACIDAD DE RESISTENCIA

Para comparar la capacidad de resistencia entre los modelos originales y rehabilitados, se normalizó la resistencia observada ( $V$ ) con el valor máximo promedio de fuerza cortante registrada en cada modelo original ( $V_i = 233.8$  kN para MCN50mD y  $V_i = 240.3$  kN para MCC50mD). De esta forma, en la figura 7 se muestra el comportamiento histerético de los cuatro modelos en términos de  $V/V_i$  (o fuerza lateral) y, la distorsión

calculada como el desplazamiento medido al nivel de la losa superior dividido entre la altura correspondiente ( $H$ ). En la tabla 6 se presentan los valores de capacidad de resistencia medidos durante los ensayos. Como se observa en la tabla, la resistencia de los modelos rehabilitados fue, en promedio, 1.46 y 1.40 veces superior a la resistencia de los respectivos modelos originales.

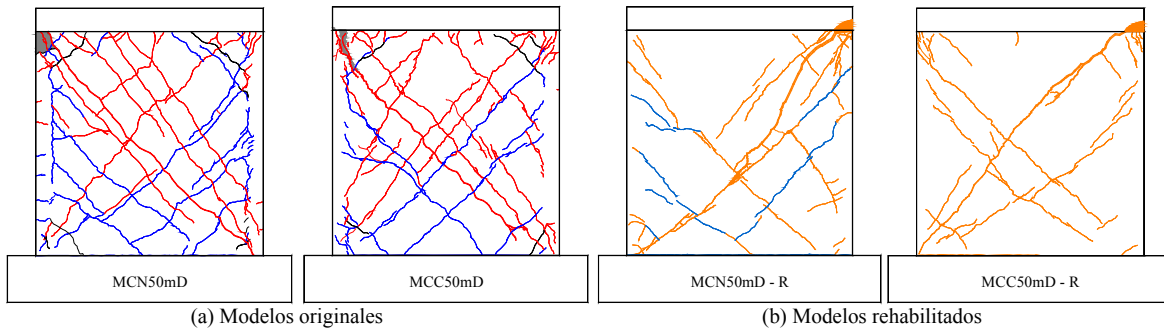


Figura 6 Estado final de los modelos

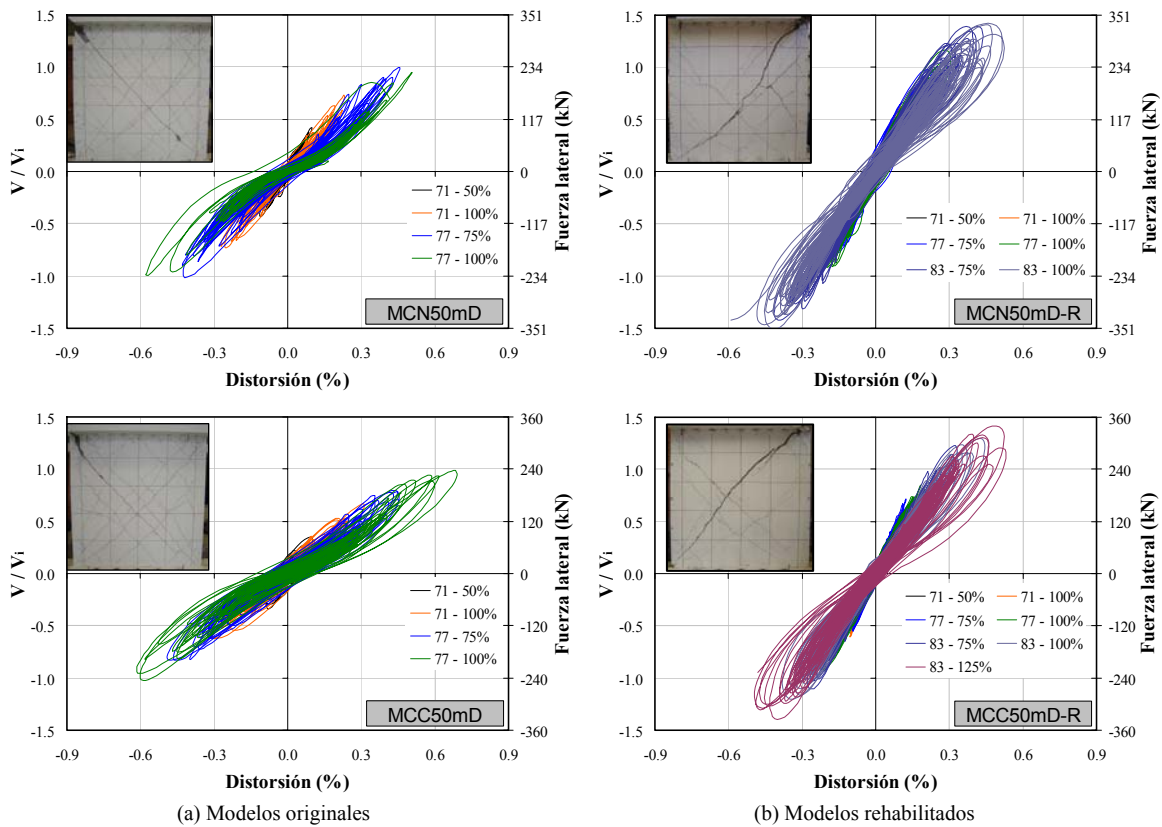


Figura 7 Curvas de histéresis

**CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO**

En la tabla 6 se presentan las distorsiones asociadas a los estados límite de resistencia y último ( $R_{max}$  y  $R_u$ ), medidas durante los ensayos de los modelos originales y rehabilitados. En la tabla se observa que para el modelo MCN50mD (concreto normal), las capacidades de desplazamiento asociadas a los estados límite de resistencia y último fueron similares en los modelos original y rehabilitado. Sin embargo, esta tendencia no se observó en el modelo MCC50mD (concreto celular), pues las distorsiones registradas en el muro rehabilitado





fueron menores que aquellas en el muro original. De acuerdo con las curvas de histéresis que se muestran en la figura 7, en este caso la disminución de desplazamientos se originó por el aumento pronunciado de la rigidez del muro rehabilitado en comparación con la del muro original. En la tabla 6 también se observa que las diferencias entre las distorsiones  $R_{max}$  y  $R_u$  de los modelos rehabilitados fueron menores que el 10%. Tomando en cuenta que en cada muro original se utilizó un tipo de concreto distinto, las diferencias pequeñas entre  $R_{max}$  y  $R_u$  indican que, tal como se esperaba, el comportamiento de los muros rehabilitados estuvo fuertemente influenciado por el esquema de rehabilitación.

**Tabla 6 Resistencias y distorsiones registradas durante los ensayos**

Muro	$V_{max}$ (kN)	$R_{max}$ (%)	$R_u$ (%)
MCN50mD	233.8	0.441	0.538
MCN50mD – R	340.3	0.425	0.557
<b>Rehabilitado / Original</b>	<b>1.46</b>	<b>0.96</b>	<b>1.04</b>
MCC50mD	240.3	0.623	0.652
MCC50mD – R	337.2	0.443	0.511
<b>Rehabilitado / Original</b>	<b>1.40</b>	<b>0.71</b>	<b>0.78</b>
<b>MCN50mD – R / MCC50mD – R</b>	<b>1.01</b>	<b>0.96</b>	<b>1.09</b>

Notas:  $R_{max}$  = distorsión asociada al esfuerzo máximo,  $R_u$  = distorsión última

En la figura 8 se muestra la contribución de cada modo de deformación (cortante en el alma, deslizamiento en la base y flexión) a la distorsión total máxima registrada en cada evento sísmico. En la figura se observa que tanto en los modelos originales como rehabilitados, la mayor contribución estuvo asociada al mecanismo de cortante (cortante en el alma y deslizamiento). En cuanto al modo de flexión, la contribución mantuvo una tendencia relativamente constante; sin embargo, la contribución promedio en los modelos rehabilitados fue ligeramente mayor que en los modelos originales (32% versus 28%). Durante las primeras etapas del ensayo de los modelos rehabilitados (hasta CALE 77-100%), la contribución de la flexión no varió significativamente debido al comportamiento casi lineal que se observó para demandas de distorsión bajas (menores que 0.25%). Posteriormente, la tasa de la contribución por flexión disminuyó con el inicio del agrietamiento del muro. Para el instante de tiempo donde se alcanzó la resistencia máxima de los modelos rehabilitados, la contribución promedio del cortante, la flexión y el deslizamiento fueron iguales a 63%, 26% y 11%, respectivamente. Para los modelos originales, estos valores fueron iguales a 63%, 29% y 8%. Es importante mencionar que a excepción del modelo original de concreto normal, los estados límite de resistencia y último se alcanzaron en el mismo evento sísmico.

## ÍNDICES DE AGRIETAMIENTO

Para cuantificar el daño y sus efectos en el comportamiento de los especímenes durante la secuencia de ensayos dinámicos, se calcularon índices de agrietamiento residual. Para ello, se emplearon los patrones de grietas registrados al final de cada etapa de las pruebas dinámicas. El índice de agrietamiento residual se calculó por medio de la ec. 1:

$$I_{grietas} = \frac{\sum (l_{grietas} \times e_{grietas})}{A_{fachada}} \quad (1)$$

donde  $l_{grieta}$  y  $e_{grieta}$  son la longitud y el espesor máximo residual de cada grieta y,  $A_{fachada}$  es el área total de la fachada. Tomando en cuenta que sólo fue posible hacer la medición de grietas al final de la aplicación de cada registro,  $e_{grieta}$  puede ser considerablemente menor que el espesor de grieta alcanzado durante la aplicación del registro. Sin embargo, al usar el espesor máximo en cada grieta, se tendería a sobreestimar el índice de agrietamiento ( $I_{grietas}$ ), pues este valor puede variar apreciablemente a lo largo de la longitud de la grieta. En la figura 9 se muestran las gráficas que relacionan el índice de agrietamiento y la distorsión alcanzada en cada una de las etapas del ensayo. En esta figura se incluyen las curvas de tendencia exponencial obtenidas a partir de análisis de regresión no-lineal para cada uno de los muros (originales y rehabilitados). De acuerdo con el valor de los coeficientes de correlación ( $r$ ) de las curvas de tendencia, los datos medidos se asocian adecuadamente con los datos obtenidos con las ecuaciones de las curvas.

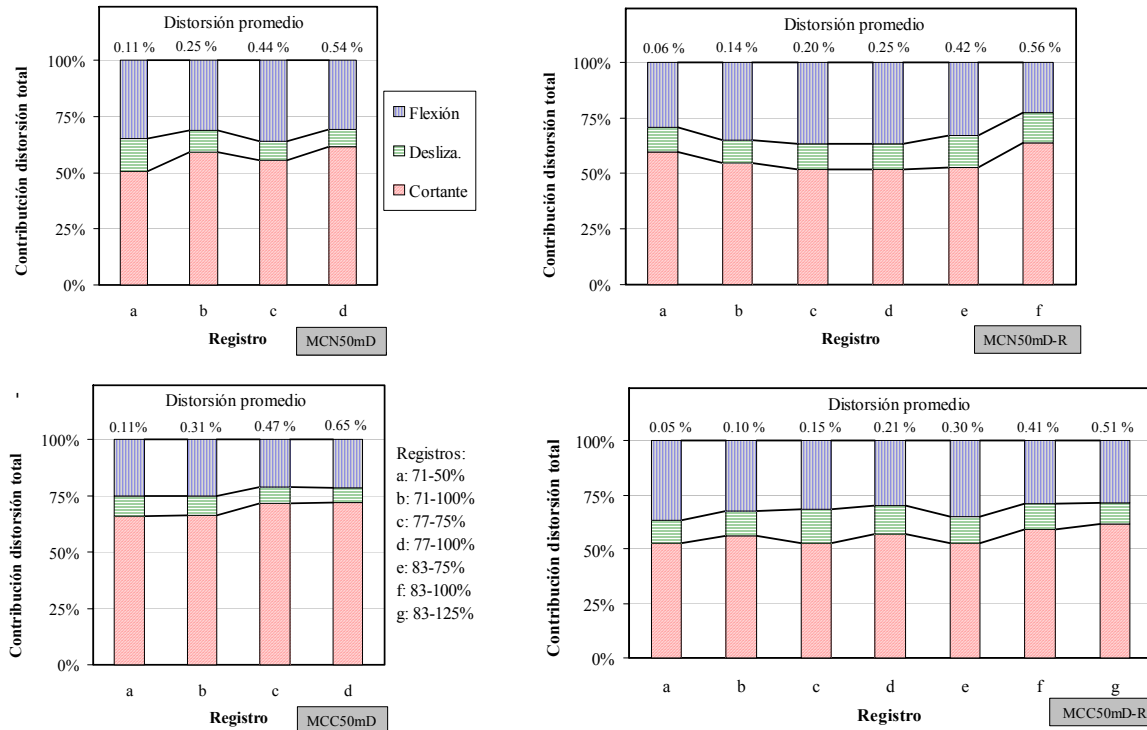


Figura 8 Contribución de los modos de deformación

Como se observa en la figura 6, la cantidad, longitud y espesor de las grietas residuales registradas antes de presentarse la falla de los modelos rehabilitados, fue menor que en los modelos originales Sin embargo, el espesor máximo de la grieta que generó la falla de los modelos rehabilitados fue mayor que en los modelos originales. Por ejemplo, los espesores máximos de estas grietas fueron iguales a 18 mm y 12 mm para los modelos MCN50mD-R y MCC50mD-R, respectivamente. En los modelos originales el espesor registrado de dicha grieta fue igual a 5 mm; es decir, aproximadamente 3 veces menor. Esta misma tendencia ha sido observada en otras investigaciones experimentales donde se ha empleado concreto autocompactable reforzado con fibras de acero. Por ejemplo, Schumacher *et al.* (2009) reportan que la capacidad de rotación de vigas de CRFA es menor que la de vigas de CR sin fibras. En los especímenes de CRFA, la disminución de la capacidad de deformación está asociada a deformaciones localizadas o restringidas en una sola grieta de espesor considerable. En cambio, en los especímenes de CR se generan varias grietas de menor espesor.

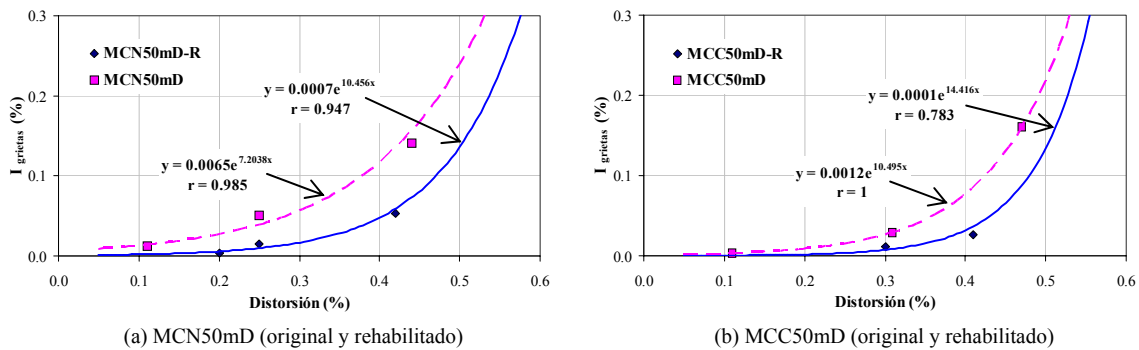


Figura 9 Índices de agrietamiento

En la figura 9 se observa que de acuerdo a las curvas de tendencia, el índice de agrietamiento ( $I_{grietas}$ ) de los modelos rehabilitados es menor que en los modelos originales. Debido a que la grieta que generó la falla de los modelos provocó un nivel de daño pronunciado, superior al nivel de daño tolerable en un diseño



reglamentario, no se incluyeron los datos asociados al registro donde se presentó la falla súbita de los modelos.

### **COSTO DE LA REHABILITACIÓN**

Con el propósito de evaluar desde el punto de vista económico la rehabilitación utilizada, se llevó a cabo un análisis de costos simplificado. En la tabla 7 se presenta el costo de un muro original y el costo requerido para su rehabilitación. El análisis simplificado considera sólo los conceptos principales utilizados en la construcción y en la rehabilitación, incluyendo el costo de la mano de obra y los costos indirectos asociados a dichos conceptos. Como se mencionó anteriormente, los modelos originales fueron ensayados hasta condiciones de daño severas, lo que originó la necesidad de reparar una longitud de grietas significativa. En la tabla se observa que el costo de la rehabilitación (para un nivel de daño severo) equivale aproximadamente a 1.5 veces el costo del modelo original y, que la mayor parte del costo está representado por la reparación de las grietas con inyección de resina epóxica (equivalente aproximadamente al 50% del costo de la rehabilitación). Sin embargo, a partir del comportamiento observado en los ensayos, se demostró que la inyección de grietas con resinas es fundamental para el buen funcionamiento de la técnica de rehabilitación aquí propuesta. En casos prácticos reales, probablemente sea necesario reparar una longitud menor de grietas, lo cual, reducirá de forma directa el costo de la rehabilitación. Por ejemplo, si para un nivel de daño moderado se considera la mitad de longitud de grietas que se deben reparar, el costo de la rehabilitación sería sólo 1.10 veces el costo de la construcción del modelo original.

**Tabla 7 Presupuesto**

<b>Modelo</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio unitario</b>	<b>Costo</b>
<b>Original</b>				
Cimbra	m <sup>2</sup>	9.7	220	\$ 2,131
Concreto	m <sup>3</sup>	0.5	1250	\$ 657
Aceros	kg	76.0	18	\$ 1,369
				<b>\$ 4,157</b>
<b>Rehabilitado (daño severo)</b>				
Resinas epóxicas	ml	12.7	243	\$ 3,086
Conectores	pza	8.0	11	\$ 88
Cimbra	m <sup>2</sup>	8.9	220	\$ 1,955
CRFA	m <sup>3</sup>	0.3	1559	\$ 502
Aceros	kg	26.7	18	\$ 481
				<b>\$ 6,112</b>
<b>Rehabilitado (severo) / Original</b>				<b>1.47</b>

### **CONCLUSIONES**

De acuerdo con el análisis de la información realizado hasta el momento, a continuación se presentan las conclusiones principales del comportamiento sísmico observado y medido en los especímenes estudiados:

- La reparación inicial sobre las grietas existentes en los muros a partir de inyección de resina epóxica, funcionó adecuadamente. Lo anterior, teniendo en cuenta que la grieta diagonal sobre la cual se fracturaron los alambres y luego se originó la falla de los modelos rehabilitados, se generó en la diagonal opuesta a la grieta diagonal que ocasionó la falla de los muros originales
- La adherencia entre el encamisado de CRFA y el espesor original de concreto fue adecuada, pues se observó un comportamiento monolítico durante todas las etapas del ensayo. Adicionalmente, la grieta que generó la falla del modelo cizalló el muro de forma homogénea a través de todo su espesor
- El comportamiento de los dos modelos rehabilitados ante el evento sísmico representativo del estado límite de agrietamiento (CALE 71,  $M_w = 7.1$ ) fue adecuado, ya que no se observó ningún tipo de agrietamiento
- Los dos modelos rehabilitados alcanzaron los estados límite de resistencia y último durante el evento CALE-83 ( $M_w=8.3$ ) y, se observó una falla súbita de tipo frágil asociada a un modo de falla por tensión diagonal. En general, la falla se presentó sobre una grieta inclinada aproximadamente a 45°, provocada por la fractura de los alambres de la malla. El tipo de falla fue semejante a la observada en los modelos originales. Al momento de presentarse la falla de los modelos rehabilitados, se generó una grieta de

espesor considerable. Sin embargo, tal como se esperaba, debido al comportamiento característico del CRFA, el nivel de agrietamiento en los modelos rehabilitados durante los eventos anteriores a la falla, fue menor que el observado en los modelos originales

- El método de rehabilitación sísmica fue satisfactorio, ya que se lograron reestablecer adecuadamente las propiedades de resistencia y desplazamiento. Por ejemplo, la capacidad de resistencia de los muros rehabilitados fue, en el menor de los casos, 40% mayor que la del muro original. En cuanto a la capacidad de desplazamiento, uno de los modelos alcanzó el mismo nivel de distorsión que su modelo original; sin embargo, el otro modelo rehabilitado registró distorsiones un poco menores que el modelo original. Esto se ocasionó a causa del aumento pronunciado de la rigidez del muro rehabilitado en comparación con la del muro original
- Para condiciones de daño severas, el costo de la técnica de rehabilitación aquí propuesta fue aproximadamente equivalente a 1.5 veces el costo inicial de construcción del muro. El 50% de los costos en la rehabilitación fueron generados por la reparación de grietas con resina epóxica. Sin embargo, en casos prácticos reales el nivel de daño del muro puede ser significativamente menor que el de los muros aquí estudiados y, por lo tanto, el costo de la rehabilitación disminuirá en función de la longitud de las grietas que se deben reparar.

### AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a las personas e instituciones que colaboraron en este proyecto: al Gobierno del Distrito Federal por el apoyo económico, al Ing. Juan Luís Cottier por la reparación de los modelos con resina epóxica, al Arq. Carlos Frutos y al Ing. Jeff Novak de la empresa Dramix por el suministro de las fibras de acero y asesoría en el empleo de CRFA, al Grupo CEMEX por el suministro del concreto autocompactable, en especial, a los Ingenieros Roberto Uribe y Ángel Ponce, Director General y Gerente de la División de Estructuras, respectivamente, del Centro de Tecnología del Cemento y del Concreto, CEMEX, así como al personal de los Laboratorios de Mesa Vibradora y de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería por su valiosa participación en la ejecución de los ensayos. El contenido de este artículo representa exclusivamente la opinión de los autores y no refleja la opinión de los patrocinadores y/o colaboradores.

### REFERENCIAS

- ACI – Comité 318 (2008). “**Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary**”. Farmington Hills, MI, EUA.
- ASTM (2005). “**Standard test method for flexural performance of fiber-reinforced concrete using beam with third-point loading: ASTM C 1609-05**”. Libro Anual, EUA, 2 pp.
- Carrillo J. (2010). “**Evaluación del comportamiento a cortante de muros de concreto por medio de ensayos dinámicos**”. Tesis doctoral (en proceso). Universidad Nacional Autónoma de México.
- Carrillo J. y Alcocer S. (2010). “**Improved external device for a mass-carrying sliding system for shaking table testing**”. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Aceptado para publicación.
- Carrillo J. y Alcocer S. (2008a). “**Shaking table test of low-rise concrete walls for housing**”. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Paper 12-01-0011.
- Carrillo J. y Alcocer S. (2008b). “**Ensayos dinámicos de muros de concreto con relación de aspecto igual a uno**”. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, México. Tema VI, Art. 9.
- FEMA (2006). “**Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings: FEMA 547**”. EUA,
- Gettu R., Schnütgen B., Erdem E. y Stang H (2000). “**Design methods for steel fiber reinforced concrete: a state of the art report**”. Proyecto Brite – EuRam, Sub-comité 1.2, Reporte No. BRPR-CT98-0813, pp 55.



Kwak Y., Eberhard M., Kim W. y Kim J. (2002). “**Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups**”. ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 4, pp. 530-538.

NTC-C (2004). “**Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto**”. Gaceta Oficial del Distrito Federal. México.

NTC-S (2004). “**Normas técnicas complementarias para diseño por sismo**”. Gaceta Oficial del Distrito Federal. México.

Parra-Montesinos G. (2005). “**High-performance fiber-reinforced cement composites: an alternative for seismic design of structures**”. ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 5, pp. 668-675.

RDF (2004). “**Reglamento de construcciones para el Distrito Federal**”. Gaceta Oficial del Distrito Federal. México.

Schumacher P., Walraven J.C., den Uijl J.A. y Bigaj-van Vliet A. (2009). “**Rotation capacity of self-compacting steel fibre reinforced concrete beams**”. HERON Journal, Vol. 54, No. 2, pp. 101-125.

Tomazevic M. y Velechovsky T. (1992), “**Some aspects of testing small-scale masonry building model on simple earthquake simulator**”, Journal of Earthquake Engineering and structural Dynamics, Vol. 21, No. 11, pp. 945-963.