

# Evaluación experimental del método de puntales y tensores aplicado a muros de concreto de baja altura

## Experimental evaluation of the strut-and-tie method applied to low-rise concrete walls

Julián Carrillo León<sup>1</sup> y Sergio M. Alcocer<sup>2</sup>

### RESUMEN

El método de puntales y tensores (P-T) es una herramienta práctica para el diseño sísmico de elementos de concreto reforzado. Con el propósito de evaluar el método de P-T propuesto en el reglamento vigente ACI-318 se llevó a cabo una investigación experimental y analítica con muros de concreto de baja altura. En el programa experimental se incluyeron cuatro especímenes diseñados para fallar por cortante, los cuales se ensayaron dinámicamente en mesa vibradora. Las variables estudiadas fueron el tipo de concreto (peso normal y celular), la cuantía de acero (0,125 y 0,25%) y el tipo de refuerzo a cortante en el alma de los muros (barras corrugadas y malla de alambre soldado). Las propiedades de los muros fueron típicas de viviendas mexicanas de baja altura. Cuando se comparó la resistencia calculada con la resistencia medida se encontró que el método de puntales y tensores del reglamento ACI-318 hace una estimación adecuada de la capacidad a cortante de los muros estudiados. Sin embargo, el modo de falla a cortante del muro, la velocidad de aplicación de carga, el número de ciclos y la energía disipada acumulada, pueden afectar significativamente la degradación de resistencia de muros de concreto reforzado de baja altura.

**Palabras clave:** muros de concreto, modelo de puntales y tensores, concreto celular, ensayos en mesa vibradora, degradación de resistencia a cortante, velocidad de aplicación de carga.

### ABSTRACT

The strut-and-tie method (S-T) is a practical tool for the seismic design of reinforced concrete elements. Experimental and analytical research with low-rise concrete walls was carried out for assessing the S-T method proposed by the current ACI-318 building code. Four specimens designed to fail during shear and shaking table tests were included in the experimental programme. The variables studied consisted of the type of concrete (normal and cellular weight), the amount of steel web (0.125% and 0.25%) and the type of web reinforcement against shear (corrugated bars and welded wire mesh). Wall properties were typical of low-rise housing in Mexico. When the calculated shear strength was compared with the measured one it was found that the S-T method proposed by the ACI-318 building code suitably estimated the shear capacity of the models being studied. However, the wall's shear failure mode, loading rate, the number of cycles and the cumulative energy dissipated would noticeably affect the degradation in strength of low-rise, reinforced concrete walls.

**Keywords:** concrete wall, strut-and-tie model, cellular concrete, shaking table test, shear strength degradation, loading rate.

Recibido: enero 30 de 2009

Aceptado: febrero 22 de 2010

### Introducción

A partir del método de puntales y tensores es posible representar la forma como se transmite la carga a través de un miembro mediante un sistema de fuerzas estático que consiste básicamente en tres elementos: puntales, tensores y nudos. En el apéndice A del reglamento ACI-318 (2008) se proporcionan los lineamientos para el diseño de elementos de concreto reforzado utilizando los resultados de un modelo de puntales y tensores. Con el propósito de evaluar la aplicación de la metodología para el diseño sísmico de muros de concreto de baja altura se llevó a cabo una investigación experimental y analítica en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, con el patrocinio del Grupo Cemex. Las variables incluidas en la investigación fueron el tipo de concreto (peso normal y celular), la cuantía de acero (0,125 y 0,25%) y el tipo de refuerzo a cortante

en el alma de los muros (barras corrugadas y malla de alambre soldado). En general, las propiedades de los muros fueron típicas de viviendas de baja altura en México.

En la literatura actual la mayoría de los estudios orientados a evaluar y validar metodologías de análisis y diseño se basan en resultados experimentales de ensayos cuasi estáticos (monótonos y cíclicos). En esta investigación la evaluación se realiza por medio de la comparación entre las resistencias a cortante probables y medidas en cuatro muros de concreto de baja altura, ensayados bajo excitaciones sísmicas reproducidas por una mesa vibradora. Las resistencias probables se calcularon a partir de modelos de puntales y tensores establecidos a partir de la geometría, la configuración del refuerzo y el flujo de fuerzas esperado durante el ensayo de los especímenes. Las resistencias medidas se consideran representativas de acciones sísmicas reales, ya que en los ensayos dinámicos

<sup>1</sup> Ingeniero civil. M.Sc., en Ingeniería Estructural. Profesor asistente, Universidad Militar Nueva Granada, UMNG, Colombia. Candidato a Ph.D., en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México - UNAM, México. [wcarrillo@umng.edu.co](mailto:wcarrillo@umng.edu.co)

<sup>2</sup> Ingeniero civil. M.Sc. y Ph.D., en Ingeniería Estructural. Investigador, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México - UNAM, México. [salcoferm@i.unam.mx](mailto:salcoferm@i.unam.mx)

se tienen en cuenta de forma directa los efectos de la velocidad de aplicación de carga, el número de ciclos y la energía disipada acumulada.

### Programa experimental

El prototipo tridimensional corresponde a una vivienda de dos niveles con muros de concreto de 100 mm de espesor, 2.400 mm de altura y resistencia nominal a la compresión ( $f_c'$ ) igual a 14,7 MPa (150 kgf/cm<sup>2</sup>). Dentro del programa experimental se construyeron modelos de muros aislados, los cuales se ensayaron bajo carga lateral cíclica reversible (Sánchez, 2010; Flores *et ál.*, 2007). La altura y el espesor de dichos muros fueron iguales a 2.400 mm y 100 mm, respectivamente. Para estudiar el comportamiento de los especímenes frente a acciones sísmicas más representativas se construyeron modelos similares y se ensayaron dinámicamente en mesa vibradora. A continuación se describen las características de dichos especímenes.

### Geometría y refuerzo

Con el propósito de que las solicitaciones y fuerzas encontradas durante el ensayo no superaran las características de la mesa vibradora y el comportamiento observado durante el ensayo fuera lo más aproximado posible al comportamiento real del prototipo, los especímenes fueron construidos y ensayados con una relación de escala igual a 1:1.25 (80% del tamaño real). Teniendo en cuenta las características de la estructura y el factor de escala geométrico levemente reducido se utilizaron los factores de escala del modelo de similitud simple (Tomazevic y Velechovsky, 1992). En este tipo de similitud los modelos se construyen con los mismos materiales que el prototipo, es decir, no se alteran las propiedades de los materiales, sólo las dimensiones de los modelos. La geometría y la configuración del refuerzo de los modelos se muestran en la figura 1 y las características del refuerzo se presentan en la tabla 1. La cuantía nominal de refuerzo a cortante en el alma de los muros MCN100D y MCN100D corresponde a la mínima estipulada en el reglamento ACI-318 (2008). En estos dos muros se utilizaron barras corrugadas. Los muros MCN50mD y MCC50mD fueron reforzados con el 50% de la cuantía mínima de refuerzo a cortante y se utilizó malla de alambre soldado.

### Demanda sísmica

Para estudiar el comportamiento de los muros bajo diferentes estados límite, desde el inicio del agrietamiento hasta el colapso, los especímenes se sometieron a tres niveles de amenaza sísmica. Un evento ocurrido en la zona de subducción del Pacífico mexicano ( $M_w = 7,1$ ) se utilizó para representar la demanda sísmica en el estado límite elástico. El sismo fue registrado en la estación Caleta de Campos, el 11 de enero de 1997 (Santoyo *et ál.*, 2005). Este registro se consideró como función de Green para simular eventos de mayor severidad, es decir, con mayor intensidad y duración (Ordaz *et ál.*, 1995). Para los estados límite de resistencia y último se simularon numéricamente dos sismos con magnitud  $M_w$  igual a 7,7 y 8,3, respectivamente. En la tabla 2 se ofrecen las características principales de los registros correspondientes al prototipo de vivienda. En los ensayos de los modelos los registros se afectaron con los factores de escala para la aceleración y el tiempo y se realizaron incrementando la intensidad de forma progresiva hasta alcanzar el estado final de daño. Esto se hizo utilizando el valor de la aceleración máxima como el factor de referencia en cada registro.

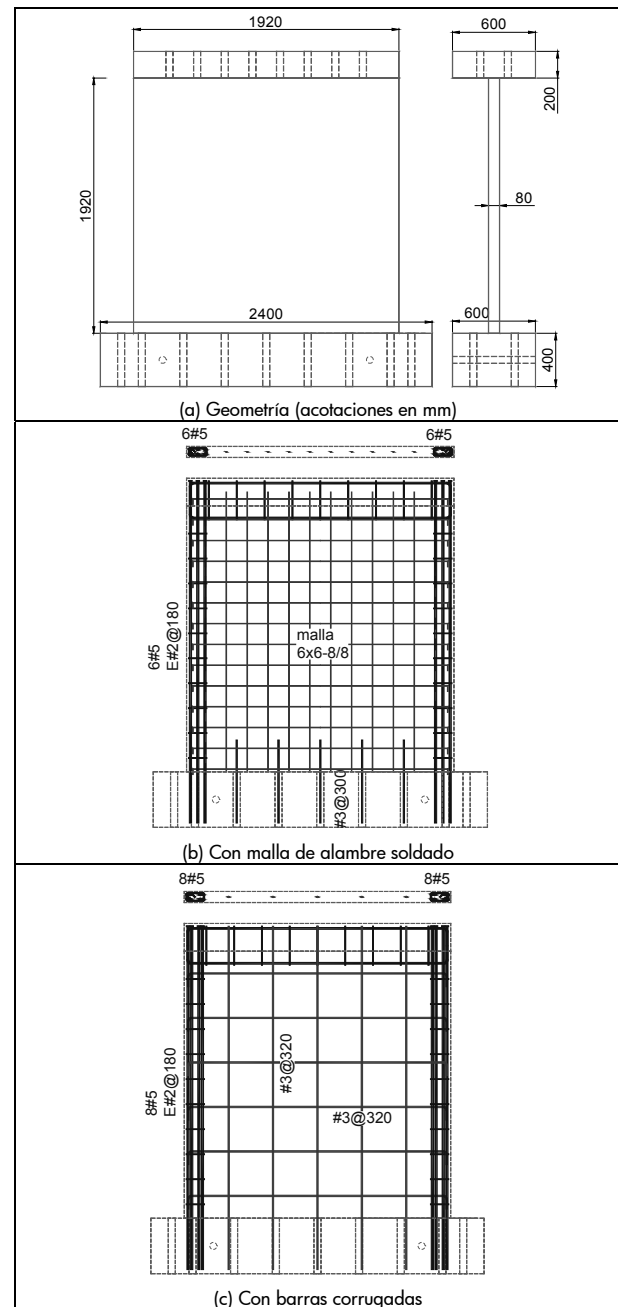


Figura 1. Geometría y refuerzo de los muros

Tabla 1. Descripción del refuerzo de los muros

Muro	Concreto	Alma <sup>1 y 2</sup>	$\rho_v = \rho_h$ (%)	Extremos	
				Flexión	Estribos
MCN50mD	Normal	malla 6x6-8/8	0.11	6 # 5	E # 2@180 mm
MCN100D	Normal	#3 @ 320 mm	0.28	8 # 5	E # 2@180 mm
MCC50mD	Celular	malla 6x6-8/8	0.11	6 # 5	E # 2@180 mm
MCC100D	Celular	#3 @ 320 mm	0.28	6 # 5	E # 2@180 mm

<sup>1</sup> 6x6-8/8: malla de alambres verticales y horizontales separadas 150 mm (~ 6 pulg), ambas de calibre 8 (diámetro = 4,1 mm)

<sup>2</sup> #3@320: barras corrugadas No. 3 (diámetro = 9.5 mm = 3/8 pulg) colocadas cada 320 mm

<sup>3</sup> 6 # 5: en cada extremo 6 barras corrugadas No. 5 (diámetro = 15,9 mm = 5/8 pulg)

<sup>4</sup> E # 2 @180: estribos de barra lisa No. 2 (diámetro = 6,4 mm = 2/8 pulg) cada 180 mm.

Tabla 2. Características de los sismos en las viviendas prototipo

Registro	Magnitud ( $M_w$ )	AMS <sup>1</sup> (g)	Duración total (s)	Duración fase intensa (s)
CALE71	7.1	0.38	29.52	13.40
CALE77	7.7	0.72	36.14	16.30
CALE83	8.3	1.30	99.78	40.70

<sup>1</sup> AMS = Aceleración máxima del suelo.

### Características dinámicas

Con el fin de comparar adecuadamente la respuesta experimental (modelo) con la respuesta real (prototipo), los especímenes de ensayo se diseñaron para representar el comportamiento de los muros ubicados en el primer nivel de una vivienda de uso residencial. Así, fue necesario que los especímenes conservaran las características dinámicas que tendrían al hacer parte del prototipo. De acuerdo con los resultados de modelos analíticos elásticos (realizados con las metodologías de la columna ancha y de elementos finitos) y de pruebas de vibración ambiental, el periodo fundamental de este tipo de estructuras es de aproximadamente 0,12 s (Carrillo, 2009). Por lo tanto, teniendo en cuenta el factor de escala para el periodo (1,25), los muros aislados se diseñaron para que, de acuerdo con su rigidez elástica y su masa, su periodo fundamental al inicio de los ensayos fuera aproximadamente de 0,10 s (0,12 s / 1,25). De esta manera, el peso dinámico (masa × gravedad) adicionado a los especímenes construidos con concreto normal y celular fue igual a 234 kN y 207 kN, respectivamente.

### Dispositivo de ensayo

Cuando la masa adicional se ubica directamente sobre los modelos se aumenta significativamente el peso sobre la plataforma de la mesa y, por lo tanto, se hace más complejo y difícil el control de los movimientos. Para utilizar la capacidad total de la mesa vibradora sólo para el espécimen, disminuir los ruidos en las señales y, al mismo tiempo, disminuir el riesgo asociado con ubicar la masa directamente sobre el modelo, se diseñó un sistema de carga inercial para almacenar la masa y transmitir las fuerzas inerciales a los modelos. El dispositivo se desliza horizontalmente sobre una estructura de soporte fija localizada fuera de la mesa vibradora (Carrillo y Alcocer, 2010b). La masa adicional (bloques de plomo), se almacenó en un cajón de acero que se apoya sobre una guía de movimiento lineal (SGML) con muy baja fricción. El SGML está conformado básicamente por un riel de acero maquinado de alta precisión y un carro de deslizamiento. De acuerdo con los parámetros de diseño del programa experimental (cantidad de masa y valores máximos esperados de aceleración, velocidad y desplazamiento), se utilizaron dos rieles y seis carros de deslizamiento (tres en cada riel). La conexión entre el cajón de almacenamiento y el espécimen consiste en una viga de conexión articulada en sus extremos (rótulas con giro libre en el plano) y una viga de carga sujeta al extremo superior del espécimen. Para medir la fuerza parcial que actúa sobre el espécimen durante el ensayo, se ubicó una celda entre las vigas de conexión y de carga (Figura 2).

En el extremo superior de los modelos se aplicó un esfuerzo de compresión axial igual a 0,25 MPa, el cual es equivalente al peso del nivel superior de la vivienda de dos niveles. Para determinar este valor se utilizaron modelos analíticos de elementos finitos (Carrillo, 2009). La carga axial equivalente se mantuvo constante durante los ensayos y se representó por el peso de las vigas de carga y de conexión y por bloques de plomo atornillados a la viga de carga (Figura 2). Aunque los bloques tienen una configuración de carga triangular, el peso de las vigas de carga y de conexión genera un esfuerzo axial uniforme sobre la sección transversal de los muros.

### Propiedades mecánicas de los materiales

En la tablas 3 y 4 se despliegan los valores promedio de las propiedades mecánicas del concreto y del acero de refuerzo, respectivamente. Para el concreto estas propiedades se obtuvieron en una fecha cercana al ensayo de los modelos.

### Predicción de la capacidad de resistencia

El modelo de puntales y tensores es una representación discreta de un campo de esfuerzos obtenido a partir de las fuerzas aplicadas y de las condiciones de apoyo. Este modelo representa la forma como se transmite la carga a través de un miembro de concreto mediante un sistema de fuerzas estático que consiste básicamente de tres elementos: puntales, tensores y nudos (Alcocer y Uribe, 2008). En la literatura actual existen varias metodologías que utilizan el modelo de puntales y tensores para calcular la resistencia máxima a cortante de muros de concreto de baja altura (Siao, 1994; Hwang et al., 2001, entre otras). Como recomendación de análisis y diseño, en el apéndice A del reglamento ACI-318 (2008) se proponen los requisitos para estimar la capacidad de resistencia de elementos de concreto. En dicho reglamento el diseño de puntales, tensores y zonas nodales está basado en la siguiente expresión:

$$\phi F_n \geq F_u \quad (1)$$

donde  $F_n$  y  $F_u$  son la resistencia nominal y la fuerza de diseño actuando en un puntal, tensor o en una cara de una zona nodal; y  $\phi$  es el factor de reducción de resistencia para todos los elementos de la armadura, que es igual a 0,75. A continuación se presentan los parámetros de diseño establecidos para predecir la resistencia a cortante de los modelos a partir de la recomendación del ACI-318 (2008).

### Modelo geométrico de puntales y tensores

En la figura 3a se muestra el modelo de puntales y tensores adoptado para calcular la capacidad de resistencia de los modelos. La carga vertical y horizontal se aplicó de acuerdo con la configuración del ensayo de los modelos. Debido a que se utilizaron tanto las dimensiones reales de los muros como las propiedades probables de los materiales, en los cálculos no se incluyó el factor de reducción de resistencia estipulado en el reglamento.

La geometría del modelo depende básicamente de las dimensiones del apoyo en compresión (nudo 6). De acuerdo con la configuración geométrica y de refuerzo, y de las cargas aplicadas en el modelo, se observa que los elementos críticos son los puntales 4, 8 y 7, los tensores 1, 3 y 5, y el nudo 6. A partir de la geometría del nudo 6 se calcularon las dimensiones de los elementos que actúan en dicho nudo (Figura 3b). Para conocer la fuerza axial sobre cada uno de los elementos, generada por una configuración de carga axial unitaria  $N$  y por una fuerza horizontal unitaria  $V$ , se elaboró un modelo matemático de análisis. Ya que no se conocen las fuerzas en los elementos producidas por la carga lateral ( $V$ ), la cual es la fuerza que se desea estimar, el proceso es iterativo hasta encontrar la fuerza máxima lateral que resisten los elementos del modelo de puntales y tensores (Carrillo, 2010).

### Puntales y zonas nodales

La verificación de la resistencia probable de los puntales y zonas nodales se hace a partir de la comparación entre el área disponible en el puntal o el nudo, con el área requerida. Debido a que el espesor del muro ( $t_w$ ) y de los apoyos es el mismo, la verificación se realizó comparando el ancho provisto ( $w_{prov}$ ) con el ancho requere-

rido en el puntal ( $w_{req-p}$ ) o el nudo ( $w_{req-n}$ ) (Reineck, 2002). Por lo tanto, el ancho requerido en puntales y zonas nodales se calculó utilizando las ecuaciones (2) y (3), respectivamente.

ligero). De acuerdo con resultados experimentales, Carrillo (2010) recomienda no utilizar el factor de reducción,  $\lambda$ , para el tipo de los concretos celulares aquí utilizados.

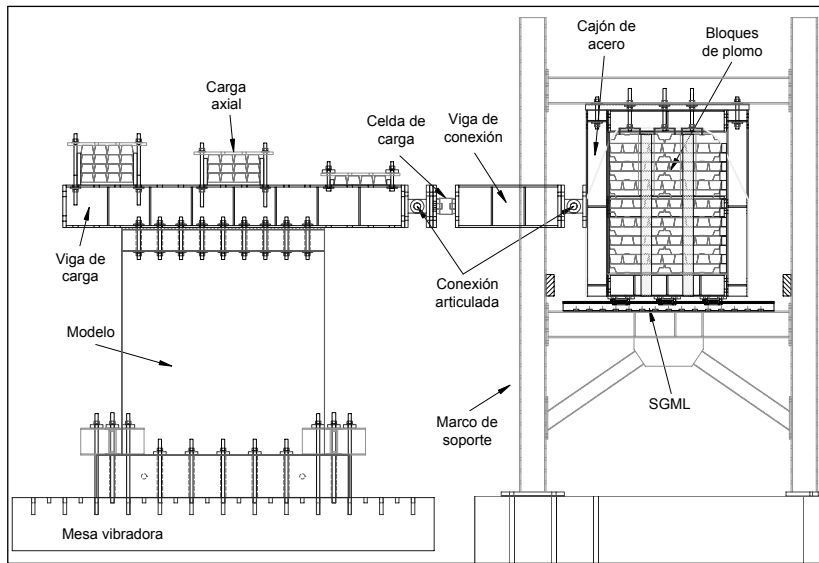


Figura 2. Dispositivo de ensayo

Tabla 3. Propiedades mecánicas del concreto

Propiedad mecánica	Muro	
	MCN50mD MCN100D	MCC50mD MCC100D
Tipo	Normal	Celular
Resistencia a compresión, (MPa)	24.8	21.0
Módulo de elasticidad, (MPa)	14,760	9,145
Resistencia a tensión, (MPa)	2.09	1.44
Peso específico, (kN/m <sup>3</sup> )	20.3	16.8

Tabla 4. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

Diámetro		Tipo	Esfuerzo fluencia (MPa)	Deformación fluencia	Esfuerzo máximo (MPa)	Alargamiento (%)
mm	pulg					
15.9	5/8	Corrugada	411	0.0022	656	12.2
9.5	3/8	Corrugada	435	0.0022	659	10.1
6.4	1/4	Lisa	273	0.0019	388	19.2
4.1	---	Alambre	630	0.0036	687	1.9

$$w_{req-p} = \frac{F_u}{\phi 0.85 \beta_s f'_c t_w} \quad (2)$$

$$w_{req-n} = \frac{F_u}{\phi 0.85 \beta_n f'_c t_w} \quad (3)$$

donde  $\beta_s$  y  $\beta_n$  son factores que tienen en cuenta el efecto del agrietamiento en la resistencia del puntal y el anclaje de los estribos en la resistencia de la zona nodal, respectivamente. También es necesario revisar el acero de refuerzo ( $A_{vf-req}$ ) necesario para resistir la fuerza horizontal resultante transferida por el mecanismo de cortante por fricción ( $R_b$ ). Para ello, se utilizó la ecuación (2).

$$A_{vf-req} = \frac{R_b}{\phi f_y \mu} \quad (4)$$

donde  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero que resiste el cortante por fricción y  $\mu$  es el coeficiente de fricción, igual a  $0.6\lambda$ ;  $\lambda$  es un factor que refleja las propiedades mecánicas reducidas del concreto ligero ( $\lambda = 1,0$  para concreto normal y  $\lambda = 0,75$  para concreto

### Tensores

La verificación del acero requerido en los tensores,  $A_{s-req}$ , se calculó de acuerdo con la ecuación (3).

$$A_{s-req} = \frac{F_u}{\phi f_y} \quad (5)$$

### Curvas de histéresis experimentales

En la figura 4 se muestran las curvas de histéresis medidas en los modelos, en términos de esfuerzo cortante (o fuerza lateral) y distorsión, junto con el modo de falla observado (TD = tensión diagonal, CD = compresión diagonal, TD-CD = combinado). La fuerza lateral se calculó a partir de las mediciones de la celda de carga y de la fuerza inercial adicional entre la celda de carga y el espécimen (Figura 2). El esfuerzo cortante se obtuvo al dividir la fuerza lateral entre el área real de la sección del muro (espesor  $\times$  longitud). La capacidad de desplazamiento se ofrece en términos de distorsión total, es decir, el desplazamiento medido a nivel de la losa superior normalizado por la altura correspondiente. Carrillo y Alcocer (2008) presentan la evaluación detallada del comportamiento de los modelos.

El desplazamiento se ofrece en términos de distorsión total, es decir, el desplazamiento medido a nivel de la losa superior normalizado por la altura correspondiente. Carrillo y Alcocer (2008) presentan la evaluación detallada del comportamiento de los modelos.

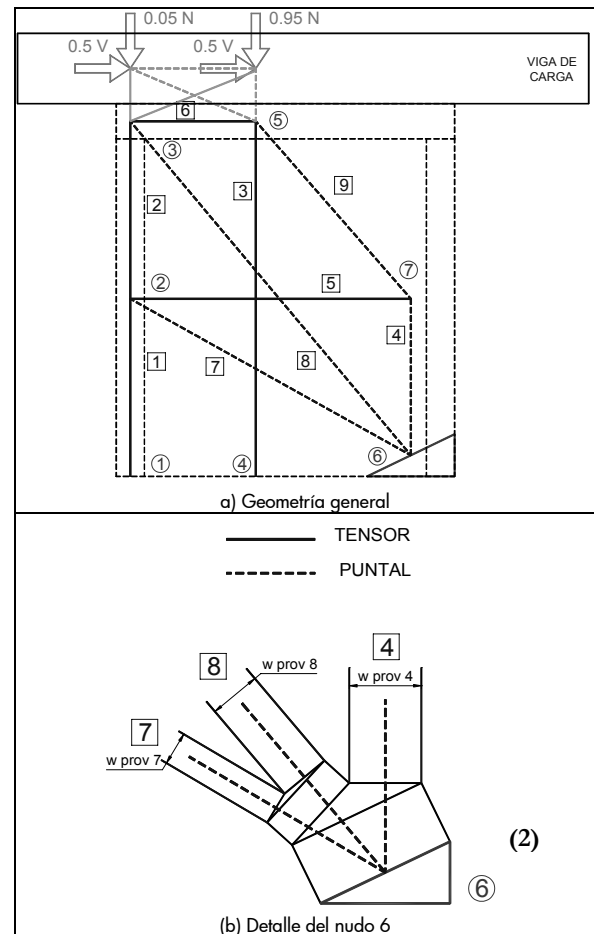


Figura 3. Modelo de puntales y tensores para los modelos

## Comparación de resistencias analíticas y experimentales

En la tabla 5 se registran los modos de falla y las resistencias probables a cortante calculadas con el método de puntales y tensores ( $V_{ACI}$ ), utilizando la geometría real de los modelos y las propiedades mecánicas probables de los materiales. De acuerdo con la recomendación de Carrillo (2010), en la predicción de la resistencia no se incluyó el factor de reducción para los concretos ligeros ( $\lambda = 1,0$ ). La tabla también contiene los modos de falla observados y las resistencias máximas a cortante medidas durante los ensayos en mesa vibradora de los modelos ( $V_{ensaye}$ ). Así mismo, se presenta la relación entre las resistencias calculadas y medidas ( $V_{ACI} / V_{ensaye}$ ). Como se ve en la tabla 5, el promedio de la relación entre las resistencias calculadas y medidas es igual a 0,97, o sea que las resistencias calculadas son, en promedio, muy cercanas pero menores que las resistencias medidas. Aparentemente el modelo de puntales y tensores sobreestima la capacidad de resistencia de los muros donde se observó un modo de falla combinado de tensión y compresión diagonal. Sin embargo, aunque en los cuatro modelos el número de ciclos aplicados antes de alcanzar la resistencia fue, en general, comparable, la degradación de resistencia depende del modo de falla observado (Carrillo y Alcocer, 2010a). Por lo tanto, si el número de ciclos antes de alcanzar la resistencia hubiese sido menor, la resistencia máxima de los modelos podría haber sido mayor. Estos efectos no se tienen en cuenta en la mayoría de los modelos de predicción de resistencia disponibles.

En cuanto a la comparación con otras metodologías, Carrillo (2010) reporta que las ecuaciones propuestas en el capítulo 11 (requisitos generales) y en el capítulo 21 (requisitos para diseño sísmico) del cuerpo principal del reglamento ACI-318 sobrestiman la capacidad de resistencia a cortante de los muros estudiados. Por ejemplo, para las ecuaciones del capítulo 11 y del capítulo 21 del ACI-318 ( $\lambda = 1,0$ ), la relación entre las resistencias calculadas y medidas fue igual a 1,14 y 1,28, respectivamente; es decir, las resistencias calculadas fueron mayores que las medidas. De forma similar, Gulec et ál. (2008) realizaron la comparación de resistencias calculadas y medidas para una extensa base de datos de muros que cumplieran con las cuantías mínimas del ACI-318 y reportaron valores iguales a 1,00 y 1,26 para las ecuaciones de los capítulos 11 y 21 del ACI-318, respectivamente. Sin embargo, sólo el 3% de los especímenes de la base de datos se ensayaron dinámicamente en mesa vibradora. Si se tienen en cuenta los efectos de degradación de resistencia que se presentan en ensayos dinámicos, en los cuales el efecto de la velocidad de aplicación de carga y el número de ciclos juegan un papel importante (Carrillo y Alcocer, 2010a), las relaciones entre las resistencias calculadas y medidas reportadas por Gulec et ál. (2008) podrían aumentar y ser semejantes a las reportadas por Carrillo (2010).

## Conclusiones

Basados en los resultados experimentales y analíticos de los especímenes estudiados, es posible concluir que para fines de diseño práctico el modelo de puntales y tensores predice adecuadamente la resistencia a cortante de muros de concreto de baja altura sometidos a acciones sísmicas de cortante. Sin embargo, los parámetros de la respuesta (rigidez, resistencia, disipación de energía) dependen de la velocidad de aplicación de carga (tasa de deformación), el mecanismo de resistencia involucrado en el modo de falla (aplastamiento del concreto o fluencia del acero), el número de ciclos, la disipación de energía acumulada y, por supuesto, de la interacción entre ellos. Por lo tanto, aunque la mayoría de los estu-

dios disponibles en la literatura destinados a validar metodologías de diseño utilizan resultados de ensayos cuasi estáticos (monótonos o cíclicos), los resultados se deben validar con métodos experimentales en los cuales la forma de aplicación de carga se aplica de forma directa con las demandas sísmicas reales que impone un evento sísmico a una estructura.

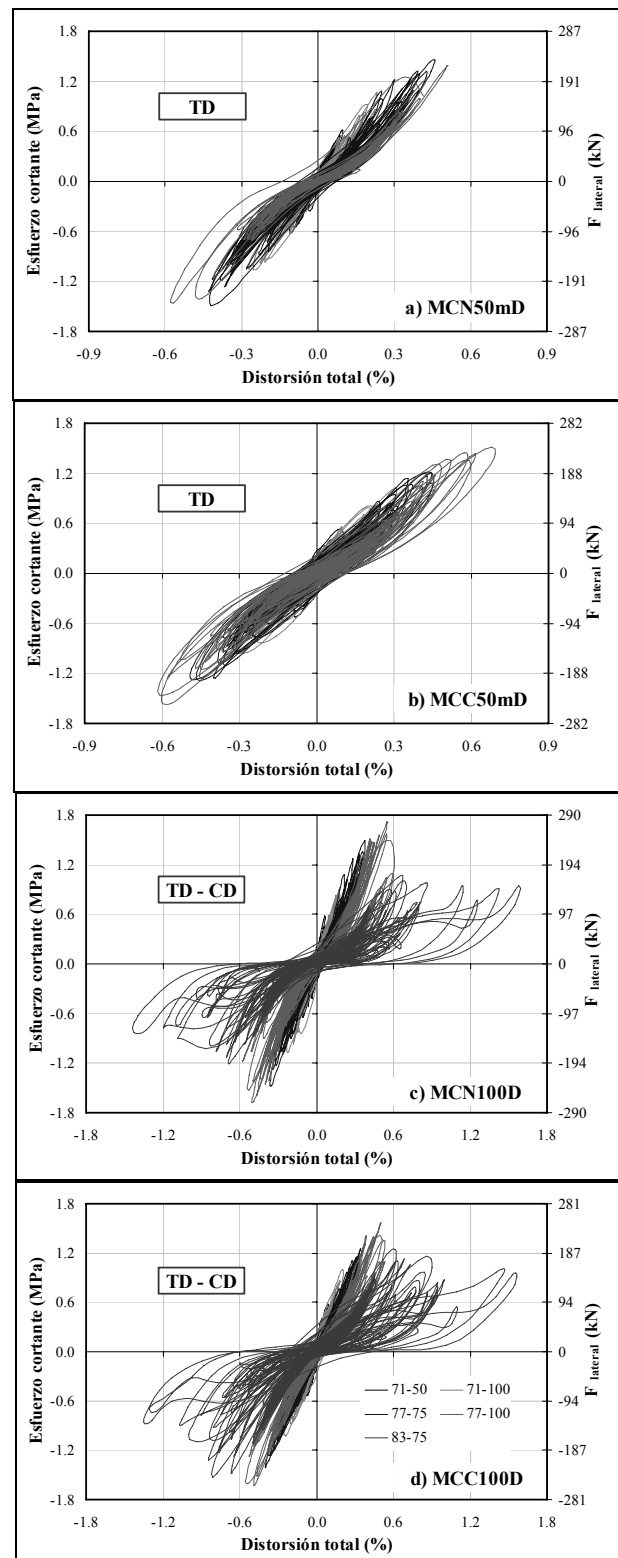


Figura 4. Curvas de histéresis

Tabla 5. Resistencias calculadas y medidas

Muro	$V_{ACI}$ <sup>1</sup> (kN)	$V_{ensaye}$ <sup>2</sup> (kN)	$V_{ACI}/V_{ensaye}$
MCN50mD	197 (TD) <sup>3</sup>	234 (TD)	0.84
MCC50mD	197 (TD)	240 (TD)	0.82
MCN100D	317 (CD)	274 (TD-CD)	1.16
MCC100D	262 (CD)	250 (TD-CD)	1.05
		$X^4$	0.97
		$CV$ (%) <sup>5</sup>	14.8

<sup>1</sup>  $V_{ACI}$  = resistencia a cortante calculada con el modelo de PyT del ACI ( $\lambda = 1,0$ ).

<sup>2</sup>  $V_{ensaye}$  = resistencia mediada ensayo.

<sup>3</sup> Modo de falla, TD = tensión diagonal, CD = compresión diagonal.

<sup>4</sup>  $X$  = desviación estándar.

<sup>5</sup>  $CV$  = coeficiente de variación.

## Agradecimientos

Los autores desean expresar su agradecimiento al Grupo Cemex (México) por el apoyo financiero del proyecto, y al personal de los Laboratorios de la Mesa Vibradora y de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM por su valiosa participación en la etapa experimental de la investigación.

## Nomenclatura

$A_{s-req}$ :	acero de refuerzo requerido en un tensor, mm <sup>2</sup>
$A_{vf-req}$ :	acero de refuerzo requerido para resistir la fuerza de cortante por fricción, mm <sup>2</sup>
$f'_c$ :	resistencia nominal a la compresión del concreto, MPa
$f_y$ :	esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo requerido en el tensor o del acero de cortante por fricción, MPa
$F_{lateral}$ :	fuerza lateral medida durante el ensayo de los modelos, kN
$F_n$ y $F_n$ :	resistencia nominal y fuerza de diseño que actúa en un puntal, en un tensor o en una zona nodal, kN
$M_w$ :	magnitud de momento sísmico
$N$ :	fuerza axial unitaria en el modelo de puntales y tensores
$R_h$ :	fuerza horizontal de cortante por fricción en la zona nodal, kN
$V$ :	fuerza cortante unitaria en el modelo de puntales y tensores
$V_{ACI}$ :	resistencia probable a cortante calculada con el método de puntales y tensores del ACI-318, kN
$V_{ensaye}$ :	resistencia a cortante medida en los ensayos de los modelos, kN
$t_w$ :	espesor del muro, mm
$w_{prov}$ :	ancho provisto en un puntal o en una cara de una zona nodal, mm
$w_{req-n}$ :	ancho requerido en una cara de una zona nodal, mm
$w_{req-p}$ :	ancho requerido en un puntal, mm
$\phi$ :	factor de reducción de resistencia para todos los elementos de la armadura
$\beta_n$ :	factor que tiene en cuenta el anclaje de los estribos en la resistencia efectiva a la compresión del concreto de la zona nodal
$\beta_s$ :	factor que tiene en cuenta el efecto del agrietamiento y el refuerzo de confinamiento en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en el puntal
$\lambda$ :	factor que refleja las propiedades mecánicas reducidas del concreto ligero
$\rho_h$ y $\rho_v$ :	cuantías de refuerzo a cortante paralela y perpendicular a la fuerza cortante de diseño

## Bibliografía

- Alcocer, S., Uribe, C., Monolithic and cyclic behavior of deep beams designed using strut-and-tie models., *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No. 3, 2008, pp. 327-337.
- American Concrete Institute – ACI., Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary (ACI 318R-08)., Farmington Hills, MI, USA, 2008.
- Carrillo, J., Evaluación del comportamiento a cortante de muros de concreto por medio de ensayos dinámicos., Tesis doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México, 2010.
- Carrillo, J., Estimación de los periodos naturales de vibración de viviendas de baja altura con muros de concreto., *Revista Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, Vol. 19, No. 1, 2009, pp. 39-54.
- Carrillo, J., Alcocer, S., Shaking table test of RC shear walls with openings., 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Canadá, 2010a, Art. 072.
- Carrillo, J., Alcocer, S., Improved external device for a mass-carrying sliding system for shaking table testing., *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2010b.
- Carrillo, J., Alcocer, S., Shaking table test of low-rise concrete walls for housing., 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008, Art. 12-01-0011.
- Flores, L., Alcocer, S., Carrillo, J., Sánchez, A., Uribe, R., Ponce, A., Ensayo de muros de concreto con diferente relación de aspecto y bajas cuantías de refuerzo para uso en vivienda., XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa-Zihuatanejo, Guerrero, México, 2007, Tema XI, Art. 2.
- Gulec, C., Whittaker, A., Stojadinovic, B., Shear strength of squat rectangular reinforced concrete walls., *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No. 4, 2008, pp. 488-497.
- Hwang, S., Fang, W., Lee, H., Yu, H., Analytical model for predicting shear strength of squat walls., *Journal of Structural Engineering – ASCE*, Vol. 127, No. 1, 2001, pp. 43-50.
- Ordaz, M., Arboleda, J., Singh, S., A Scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes., *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 85, No. 6, 1995, pp. 1635-1647.
- Reineck, K., Examples for the design of structural concrete with strut-and-tie models., Publicación SP-208, American Concrete Institute, Detroit, 2002, pp. 244.
- Sánchez, A., Comportamiento sísmico de viviendas construidas con muros de concreto., Tesis doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México, 2010.
- Santoyo, M., Singh, S., Mikumo, T., Source process and stress change associated with the 11 January, 1997 ( $M_w = 7.1$ ) Michoacán – Mexico - inslab earthquake., *Geofísica internacional*, Vol. 44, No. 4, 2005, pp. 317-330.
- Siao, W., Shear strength of short reinforced concrete walls, corbels and deep beams., *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 2, 1994, pp. 123-132.
- Tomazevic, M., Velechovsky, T., Some aspects of testing small-scale masonry building model on simple earthquake simulator., *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, No. 11, 1992, pp. 945-963.