

COMPORTAMIENTO DINÁMICO Y CUASI-ESTÁTICO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MUROS DE CONCRETO CON ABERTURAS

Julián Carrillo León¹, Sergio M. Alcocer² y Roberto Uribe³

RESUMEN

Se discute el comportamiento de cuatro sistemas estructurales de muros con dos aberturas (puerta y ventana): dos prototipos a escala natural ensayados bajo carga lateral cíclica y dos modelos a escala 1:1.25 ensayados bajo excitación en mesa vibradora. Las variables estudiadas fueron la cuantía de refuerzo a cortante en el alma (0.125% y 0.25%), el tipo de refuerzo (barras corrugadas y malla de alambre soldado) y el método de ensaye. Los ensayos dinámicos fueron esenciales para verificar los resultados de los ensayos cuasi-estáticos y comparar los parámetros de la respuesta que dependen de la velocidad de aplicación de carga, el número de ciclos y la energía disipada acumulada.

ABSTRACT

The behavior of four structural systems of walls with two openings (door and window) is discussed: two full-scale prototype walls tested under quasi-static cyclic loading and two 1:1.25 scaled models tested under shaking table excitation. Variables studied were the web steel ratio (0.125% and 0.25%), the type of web reinforcement (deformed bars and welded wire meshes) and the method of testing. Dynamic testing were essential to verify results from quasi-static cyclic tests as well as to compare the response parameters depending on loading rate, number of cycles and cumulative dissipated energy.

INTRODUCCIÓN

Aunque los ensayos cuasi-estáticos son los más simples de llevar a cabo, también son los más limitados para proporcionar información acerca del comportamiento dinámico real de los especímenes de ensaye. En general, en el programa de carga de esta técnica se ignoran muchos de los efectos dinámicos que se observan en estructuras sometidas a acciones sísmicas; principalmente, los efectos de la tasa de deformación. Por lo tanto, cuando se estudia el comportamiento sísmico a partir de este método de ensaye, se pueden originar interpretaciones incorrectas de los resultados, principalmente en los siguientes casos (Leon y Deierlein, 1996; Rai, 2001; Mosalam *et al.*, 2008): a) el modo de falla predominante del elemento está muy influenciado por las tasas de deformación, b) el material que gobierna el comportamiento es frágil, como en el caso del concreto y la mampostería; c) las características de sobre-resistencia son un parámetro fundamental en la respuesta y, d) la capacidad de ductilidad y disipación de energía son parámetros importantes. Teniendo en cuenta lo anterior, no es tan claro si los datos obtenidos de los ensayos cuasi-estáticos se pueden suponer de forma confiable como un límite inferior. Por ejemplo, a pesar de que la mayoría de los datos experimentales muestran que sí se puede, no se ha estudiado adecuadamente qué afecta la subestimación o sobrestimación de estas características en materiales degradantes, tales como el concreto y la mampostería (Leon y Deierlein,

¹ 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

² Profesor Investigador, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, México, D.F.; salcocerm@ii.unam.mx

³ Director General, Centro de Tecnología de Cemento y Concreto, CEMEX, México, D.F.; roberto.uribe@cemex.com

1996). De acuerdo con Rai (2001), la ausencia del efecto de la tasa de deformación, origina muchas de las resistencias únicas observadas en los ensayos cuasi-estáticos.

Con el propósito de estudiar el comportamiento sísmico de muros de concreto en viviendas de baja altura, se desarrolló un proyecto de investigación entre el Instituto de Ingeniería de la UNAM y el Grupo CEMEX. El programa experimental incluyó ensayos cuasi-estáticos y dinámicos de muros con diferente relación de aspecto y sistemas de muros con aberturas. En el artículo se compara el comportamiento de cuatro sistemas estructurales de muros con dos aberturas (puerta y ventana): dos prototipos a escala natural ensayados bajo carga lateral cíclica y dos modelos a escala 1:1.25 ensayados bajo excitación en mesa vibradora. Las variables estudiadas fueron la cuantía de refuerzo a cortante en el alma (0.125% y 0.25%), el tipo de refuerzo (barras corrugadas y malla de alambre soldado) y el método de ensaye. La respuesta dinámica de los modelos se describe a partir de las frecuencias naturales de vibración, patrones de daño, modos de falla, índices de agrietamiento, rigidez elástica inicial, componentes de desplazamiento y los parámetros que definen las curvas de histéresis. En general, los ensayos en mesa vibradora fueron esenciales para estudiar las características dinámicas de los especímenes, comparar y verificar los resultados de los ensayos cuasi-estáticos y, analizar los parámetros del comportamiento que dependen de la velocidad de aplicación de carga, el número de ciclos, y los valores acumulados de demanda de ductilidad y disipación de energía.

DESCRIPCIÓN DEL PROTOTIPO

El prototipo tridimensional corresponde a una vivienda de dos niveles con muros de concreto en las dos direcciones principales. Típicamente, el área de piso es de 62.5 m^2 ($5.9 \times 10.6 \text{ m}$), y el espesor de los muros y la altura libre son de 100 y 2,400 mm, respectivamente. La resistencia nominal a la compresión del concreto es de 14.7 MPa. La cimentación está conformada por vigas de concreto de 400 mm de base y altura, en las dos direcciones. Con el propósito de conocer el periodo fundamental de vibración del prototipo tridimensional, se utilizaron técnicas de identificación paramétrica y no paramétrica (Carrillo y Alcocer, 2008a). En las técnicas paramétricas se establecieron modelos matemáticos elásticos utilizando el método de elementos finitos (MEF) y el método de la columna ancha (MCA). La técnica no paramétrica utilizada está basada en análisis espectrales convencionales de pruebas de vibración ambiental (PVA). Los modelos matemáticos fueron calibrados utilizando los resultados de las pruebas de vibración ambiental. A partir del análisis de la información obtenida de las técnicas de identificación, se encontró que el periodo fundamental de vibración del prototipo tridimensional es aproximadamente igual a 0.12 s (8.3 Hz). Por consiguiente, para los ensayos dinámicos en mesa vibradora, el periodo de vibración inicial de los muros aislados (sin escalar), fue cercano a este valor.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Dentro del programa experimental se estudió el comportamiento en el plano de muros aislados de concreto. Se realizaron ensayos cuasi-estáticos cíclicos (reversibles) de muros a escala natural y, ensayos dinámicos en mesa vibradora de modelos a escala levemente reducida. Los muros ensayados bajo carga lateral cíclica se consideran el prototipo de muro aislado para los modelos ensayados de forma dinámica.

REQUERIMIENTOS DE SIMILITUD

Con el propósito de que las solicitaciones encontradas durante los ensayos dinámicos no superaran las características de la mesa vibradora, y que los modelos fueran representativos del prototipo tridimensional, los especímenes se diseñaron en escala 1:1.25 (80% del tamaño real). Sin embargo, ya que su tamaño fue muy similar al de los prototipos de muros aislados (leve reducción de la escala), se seleccionó un 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. En la tabla 1 se muestran los principales factores de escala para este tipo de similitud.

Tabla 1 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 (ε)	$S_\varepsilon = \varepsilon_P / \varepsilon_M$	1
Esfuerzo (σ)	$S_\sigma = f_P / f_M$	1
Peso específico (γ)	$S_\gamma = \gamma_P / \gamma_M$	1
Fuerza (F)	$S_F = S_L^2 S_f$	S_L^2
Tiempo (t), Periodo (T)	$S_t = S_T = S_L (S_\gamma S_\varepsilon / S_f)^{1/2}$	S_L
Desplazamiento (d)	$S_d = S_L S_\varepsilon$	S_L
Velocidad (v)	$S_v = S_\varepsilon (S_f / S_\gamma)^{1/2}$	1
Aceleración (a)	$S_a = S_f / S_L S_t$	$1 / S_L$
Masa (m)	$S_m = S_\gamma S_L^3$	S_L^3

GEOMETRÍA Y REFUERZO

La geometría y el refuerzo de los modelos ensayados en mesa vibradora (ver figura 1) se estableció a partir de las características de los muros ensayados bajo carga lateral cíclica reversible (muros prototipo). La altura, longitud total y espesor de los muros prototipo fueron 2,400 mm, 3,800 mm y 100 mm, respectivamente. A partir de la ubicación de las aberturas en forma de puerta y ventana, se configuraron dos segmentos de muro, uno al lado de la puerta (segmento No. 1) y otro entre la puerta y la ventana (segmento No. 2). Los modelos se desplantaron sobre una viga de cimentación rígida, con el propósito de evitar la fisuración de los especímenes durante el transporte. Este elemento también fue utilizado para sujetar los especímenes a la plataforma de la mesa vibradora y para el anclaje de las barras verticales. En la parte superior, los modelos contaron con una losa que funcionó como el elemento para conectar el dispositivo de ensaye y para el anclaje de las barras verticales.

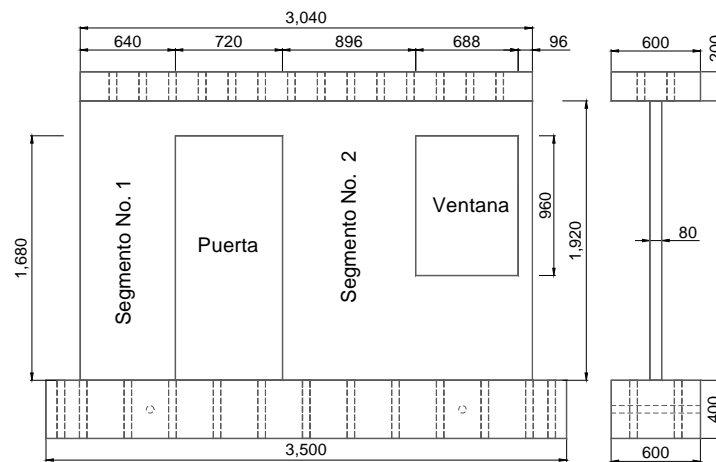


Figura 1 Geometría de los modelos ensayados en MV (dimensiones en mm)

En la tabla 2 se presentan las características del refuerzo de los muros ensayados en mesa vibradora (modelos) y de los ensayados bajo carga lateral cíclica reversible (prototipo). Los refuerzos longitudinal y transversal en los elementos de borde (extremos del muro y de los segmentos), se dispusieron para evitar una falla por flexión diferente a la falla por cortante predominante en este tipo de elementos. Para los modelos MVN50mC y MVN50mD, la cuantía de refuerzo a cortante en el alma corresponde aproximadamente al 50% de la cuantía mínima estipulada en las NTC-C (2004a). Para los modelos MVN100C y MVN100D, dicha cuantía corresponde aproximadamente a la cuantía mínima estipulada en las NTC-C (2004a).

Tabla 2 Refuerzo de muros

Ubicación		Dinámicos - MV		Quasi-estáticos	
		MVN50mD	MVN100D	MVN50mC	MVN100C
Alma	Descripción	malla 6×6-8/8	#3 @ 320 mm	malla 6×6-6/6	#3 @ 250 mm
	$\rho_v = \rho_h$ (%)	0.11	0.28	0.12	0.28
Elementos de borde	Long.	4 # 4		4 # 5	
	ρ (%)	1.07 ⁽¹⁾ , 0.75 ⁽²⁾		1.07 ⁽¹⁾ , 0.75 ⁽²⁾	
Elementos de borde	Trans.	E # 2@180 mm		E # 2@150 mm	
	ρ_s (%)	0.43		0.43	

Notas: ⁽¹⁾ Segmento No. 1; ⁽²⁾ Segmento No. 2

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

En las tablas 3 y 4 se presentan los valores promedio de las principales propiedades mecánicas del concreto y del acero de refuerzo, respectivamente. Para el concreto, estas propiedades fueron obtenidas en una fecha cercana al ensaye de los modelos. La resistencia nominal a la compresión del concreto fue igual a 14.7 MPa y la resistencia nominal de fluencia de las barras corrugadas, el alambre liso y los alambres de malla fueron 412, 226 y 491 MPa, respectivamente. En la tabla 4 se observa que el alargamiento de la malla utilizada en la construcción de los modelos fue menor que el establecido en la norma NMX-B-253 (ONNCCE, 2006).

Tabla 3 Propiedades mecánicas del concreto

Propiedad mecánica	Dinámicos - MV		Quasi-estáticos
	MVN50mD	MVN100D	MVN50mC
			MVN100C
Edad (días)	252		28
Resistencia a compresión, f_c (MPa)	24.7		16.0
Módulo de elasticidad, E_c (MPa)	14,757		11,511
Resistencia a tensión, f_t (MPa)	2.09		1.55
Peso específico, γ (kN/m ³)	20.3		18.8

Tabla 4 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

Diámetro, d_b		Tipo	f_y ⁽¹⁾ (MPa)	ϵ_y ⁽²⁾	E_s ⁽³⁾ (MPa)	ϵ_{sh} ⁽⁴⁾	E_{sh} ⁽⁵⁾ (MPa)	f_{su} ⁽⁶⁾ (MPa)	ϵ_{su} ⁽⁷⁾	Alarg. ⁽⁸⁾ (%)
mm	pulg									
15.9	5/8	Corrugada	411	0.0022	183,680	0.0119	9,833	656	0.0786	12.2
12.7	1/2	Corrugada	425	0.0025	169,266	0.0071	8,170	677	0.0695	9.1
9.5	3/8	Corrugada	435	0.0022	197,115	0.0130	10,508	659	0.0730	10.1
6.4	1/4	Lisa	273	0.0019	144,942	0.0253	2,727	388	0.1426	19.2
4.1	---	Alambre	630	0.0036	242,320	---	---	687	0.0082	1.9

Notas: ⁽¹⁾ Esfuerzo de fluencia; ⁽²⁾ Deformación de fluencia; ⁽³⁾ Módulo de elasticidad; ⁽⁴⁾ Deformación inicio de endurecimiento; ⁽⁵⁾ Módulo zona de endurecimiento; ⁽⁶⁾ Esfuerzo máximo; ⁽⁷⁾ Deformación esfuerzo máximo; ⁽⁸⁾ Alargamiento.

DEMANDA SÍSMICA

Con el fin de estudiar el comportamiento de los muros para diferentes estados límite, desde el inicio del agrietamiento hasta el colapso, los modelos ensayados dinámicamente fueron sometidos a tres niveles de amenaza sísmica utilizando acelerogramas naturales y sintéticos. Para representar la demanda sísmica en el estado límite elástico, se utilizó un evento ocurrido en la zona de subducción del pacífico mexicano (Mw=7.1). El sismo fue registrado en la estación Caleta de Campos, el 11 de enero de 1997. Este registro se consideró como Función de Green (evento base) para simular eventos de mayor severidad, es decir, con mayor intensidad y duración. Para los estados límite de resistencia y último, se simuló numéricamente dos

sismos con magnitud M_w de 7.7 y 8.3, respectivamente. De acuerdo con la ley de similitud, para los ensayos de los modelos se aplicaron a los registros los factores de escala para la aceleración y el tiempo. Los modelos se ensayaron incrementando la intensidad de forma progresiva, considerando la aceleración máxima del registro como factor de referencia, hasta alcanzar el estado final de daño. En la tabla 5 se describe la secuencia de los registros utilizados. Para la identificación de las propiedades dinámicas de los modelos, al inicio y al final del ensaye (etapas 1 y 8), se aplicó una señal de aceleración aleatoria (ruido blanco - RB) con una intensidad de 10 cm/s^2 (0.01 g) en RMS.

Tabla 5 Etapas de los ensayos dinámicos de los modelos

Etapa	Registro	Magnitud (M_w)	AMS		Duración total (s)
			(%)	(g)	
1	RB	---	---	---	120
2	CALE71	---	50	0.24	23.62
3		7.1	100	0.48	
4	CALE77	---	75	0.68	28.91
5		7.7	100	0.90	
6	CALE83	---	75	1.22	79.82
7		8.3	100	1.63	
8	RB	---	---	0.01	120

En los ensayos cuasi-estáticos los ciclos de carga se aplicaron con una repetición para cada incremento. Los primeros ciclos se controlaron por carga hasta el agrietamiento. Los dos primeros ciclos se aplicaron hasta el 25% de la carga de agrietamiento calculada. El siguiente incremento se dio hasta el 50% de la misma, con su respectiva repetición. A continuación se aplicó un incremento hasta llegar a la carga de agrietamiento real. Posteriormente, la historia de controló por distorsión con aumentos de 0.002 en cada incremento y una repetición para cada distorsión.

CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS

Para extrapolar adecuadamente la respuesta de los modelos ensayados en mesa vibradora a la respuesta del prototipo, los especímenes aislados se diseñaron dinámicamente considerando el periodo fundamental de vibración de la vivienda prototipo. Como se mencionó anteriormente, a partir de modelos analíticos calibrados con pruebas de vibración ambiental, el periodo de vibración fundamental de la vivienda de dos niveles se estimó en 0.12 s. Teniendo en cuenta el factor de escala para el periodo, $S_T = 1.25$ (ver tabla 1), los muros aislados se diseñaron para alcanzar, al inicio de los ensayos dinámicos, un periodo de vibración en el plano (T_e), cercano a 0.10 s ($\sim 0.12s / 1.25$). Para el diseño, se supuso que los muros se comportan como un sistema de un grado de libertad. El peso dinámico, W_d (masa \times aceleración de la gravedad), necesario para alcanzar el periodo de diseño deseado (T_e), se calculó por medio de la ec. (1):

$$W_d = \frac{K_e T_e^2}{4 \pi^2} g \quad (1)$$

donde K_e es la rigidez en el plano del muro, la cual se calculó a partir de modelos de elementos finitos y utilizando las propiedades mecánicas medidas de los materiales (Carrillo y Alcocer, 2008b). Para tener en cuenta el agrietamiento prematuro por contracción del concreto, el momento de inercia de la sección se redujo en un 25%. De esta manera, el peso dinámico nominal fue igual a 188.2 kN. El peso adicional (W_{adic}), se calculó restando el peso de la losa y la mitad del peso del muro, del peso dinámico (W_{din}).

DISPOSITIVOS DE ENSAYE

En los ensayos dinámicos los especímenes se sometieron a una serie de excitaciones en la base, representadas por los registros sísmicos seleccionados (ver tabla 5). 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 especímenes, fue necesario diseñar un dispositivo de ensaye para almacenar la masa y transmitir las fuerzas inerciales a los modelos. Para esto, se diseñó un sistema de carga inercial que se desliza horizontalmente sobre una estructura de soporte localizada fuera de la mesa vibradora (Carrillo y Alcocer, 2008b). Para determinar un valor representativo del esfuerzo vertical axial en condiciones de servicio para muros de viviendas de baja altura, se utilizaron modelos de elementos finitos del prototipo de dos niveles (Carrillo y Alcocer, 2008a). De esta manera, se estableció un esfuerzo de compresión axial igual a 0.25 MPa. Este valor corresponde aproximadamente al 2% de la resistencia nominal a la compresión del concreto. La carga axial equivalente se aplicó en el extremo superior de los modelos y se mantuvo constante durante los ensayos. En las pruebas dinámicas, la carga equivalente se representó por el peso de la viga de carga, una fracción del peso de la viga de conexión y por lingotes de plomo atornillados a la viga de carga.

En los ensayos cuasi-estáticos, la carga horizontal se aplicó a nivel de la losa mediante gatos hidráulicos de doble acción. La carga vertical equivalente se aplicó utilizando un sistema de palanca compuesto por una viga de acero y un peso que colgaba al lado de los modelos. Dicha carga reaccionaba sobre la viga de acero de repartición de carga, sujeta a la losa de los especímenes para transmitir la fuerza cortante a lo largo de la longitud de los modelos. La ventaja de este sistema es que la acción vertical es puramente gravitacional y no se ve afectada por movimientos en el espécimen, ni por el daño y pérdida de rigidez vertical del mismo, manteniendo siempre el esfuerzo vertical constante (Flores *et al.*, 2007).

INSTRUMENTACIÓN

Para medir la respuesta de los especímenes, los muros fueron instrumentados interna y externamente. La instrumentación interna se diseñó para adquirir información de la respuesta local del refuerzo utilizando deformímetros adheridos al acero de refuerzo. La instrumentación externa fue utilizada para conocer la respuesta global por medio de transductores de desplazamiento, aceleración y carga. Adicionalmente, se utilizó un sistema de medición óptico de desplazamientos, el cual utiliza diodos emisores de luz (LED, por sus siglas en inglés). Para cada espécimen se utilizaron 59 deformímetros internos y 64 instrumentos externos. En la figura 2 se muestra la instrumentación de los modelos ensayados en mesa vibradora. Para los modelos ensayados bajo carga lateral cíclica, el esquema de instrumentación fue similar.

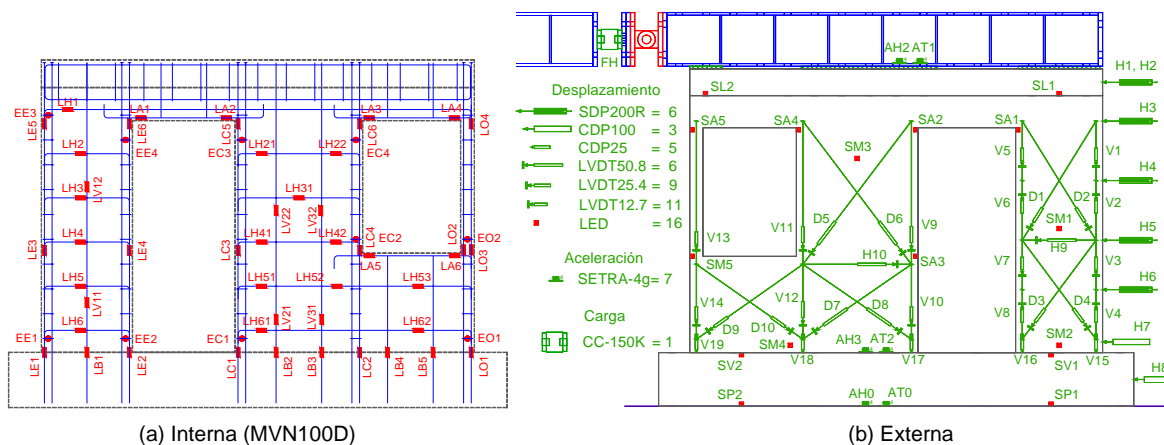


Figura 2 Instrumentación de los modelos

RESULTADOS DE LOS ENSAYES

La respuesta dinámica de los modelos se describe a partir de las frecuencias naturales de vibración, los patrones de daño y modos de falla, los índices de agrietamiento y las componentes de desplazamiento.

Adicionalmente, se compara la rigidez elástica inicial medida, con la calculada utilizando diferentes metodologías analíticas.

FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN

La determinación de las frecuencias naturales de vibración de un sistema estructural de concreto reforzado, es de vital importancia para el diseño sísmico. Las frecuencias de los modelos ensayados dinámicamente, fueron obtenidas por medio de la función de transferencia entre los registros de aceleración de la viga de carga y de la mesa vibradora. Tal como se esperaba, una característica de los especímenes fue el cambio en la frecuencia con la reducción de la rigidez causada por las excitaciones sísmicas. En la figura 3 se muestran curvas de variación de la frecuencia fundamental con la distorsión total de los muros. Dichas curvas fueron obtenidas a partir de análisis de regresión no-lineal y, por lo tanto, se indica el coeficiente de correlación (r), el cual mide la intensidad de la relación entre los valores estimados y los datos reales (Benjamin y Cornell, 1970). Debido al agrietamiento prematuro, la frecuencia inicial medida fue menor que la frecuencia de diseño de los especímenes (12.5 Hz, 0.08 s). Las grietas prematuras fueron causadas por la contracción del concreto y, probablemente, durante el proceso de preparación de los especímenes para el ensaye. En la figura se observa que sólo un leve nivel de daño redujo significativamente la frecuencia fundamental de cada espécimen.

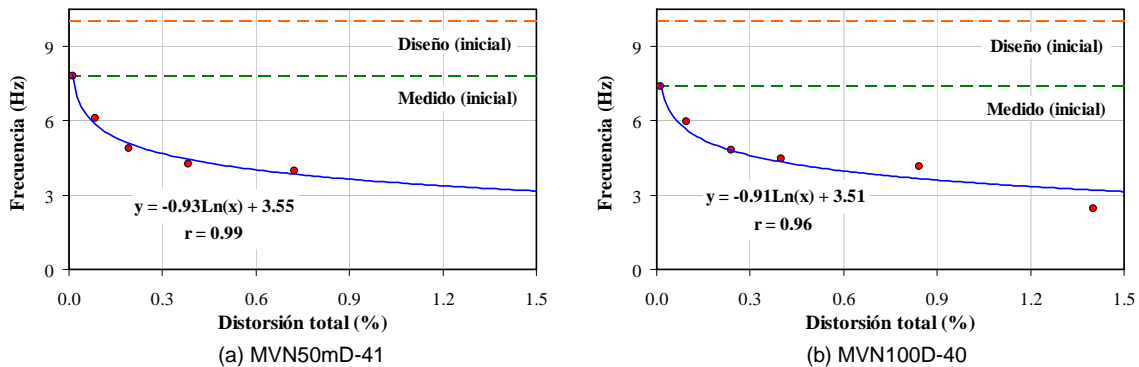


Figura 3 Frecuencias de vibración

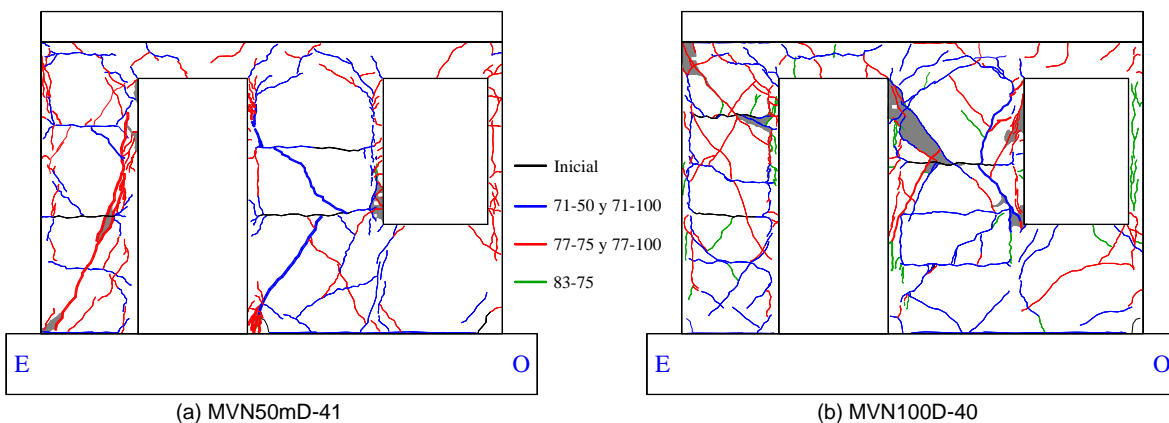


Figura 4 Patrones de daño finales en los ensayos dinámicos

PATRONES DE DAÑO Y MODOS DE FALLA

El agrietamiento prematuro originado principalmente por la contracción, sólo afectó la rigidez inicial de los especímenes. En los muros reforzados con malla de alambre soldado y con el 50% de la cuantía mínima

estipulada en el reglamento, se presentó falla de cortante por tensión diagonal (“TD”), representado por la plastificación y posterior fractura de los alambres de la malla. El modo de falla fue frágil debido a la limitada capacidad de deformación de los alambres de la malla (ver figura 4-a). En cambio, los muros reforzados con barras corrugadas y con el 100% de la cuantía mínima, presentaron un modo de falla combinado de tensión y compresión diagonal (“TD-CD”). Es decir, el modo de falla fue un poco más dúctil y estuvo representado por la fluencia de algunas barras de refuerzo del alma y apreciable agrietamiento del concreto (ver figura 4-b). Los muros similares ensayados bajo carga lateral cíclica reversible, exhibieron un modo de falla y un patrón de daño comparable.

ÍNDICES DE AGRIETAMIENTO

Con la finalidad de cuantificar el daño y sus efectos en el comportamiento global y local de los especímenes durante la secuencia de ensayos dinámicos, se establecieron índices de agrietamiento. Para ello, se emplearon los patrones de grietas registrados al final de cada etapa de las pruebas dinámicas. El índice de agrietamiento ($I_{grietas}$), se calculó por medio de la ec. (2):

$$I_{grietas} = \frac{\sum (l_{grieta} \times e_{grieta})}{A_{fachada}} \times 100 \quad (2)$$

donde l_{grieta} y e_{grieta} son la longitud y el espesor máximo de cada grieta, y $A_{fachada}$ es el área de total de la fachada. Es importante señalar que al usar el espesor máximo en cada grieta, se tiende a sobreestimar el índice de agrietamiento, ya que éste valor puede variar apreciablemente a lo largo de la longitud de la grieta. En la figura 5 se muestran las gráficas que relacionan el índice de agrietamiento y la demanda de ductilidad alcanzada en cada una de las etapas del ensaye. La definición de la ductilidad no está estandarizada y, por lo tanto, se han utilizado varias definiciones en estudios anteriores (Park, 1988). El problema es particularmente sensible en el caso de muros controlador por cortante o muros con aberturas (comportamiento combinado de cortante y flexión). En este estudio, la demanda de ductilidad se estimó dividiendo la distorsión total máxima, entre un desplazamiento de fluencia convencional, R_y (expresado en términos de distorsión), correspondiente al desarrollo del 80% de la resistencia. En la figura 5 se incluyen curvas de tendencia potencial obtenidas a partir de modelos de regresión no-lineal. No se incluyeron los datos del último registro (77-100 en el muro con malla de alambre soldado y 83-75 en el muro con barras corrugadas), ya que el nivel de daño observado fue muy superior a los niveles de daño tolerables en las viviendas. Se considera que los modelos de regresión no-lineal describen acertadamente los datos observados, ya que los coeficientes de correlación (r) son cercanos a 1.0 (Benjamin y Cornell, 1970).

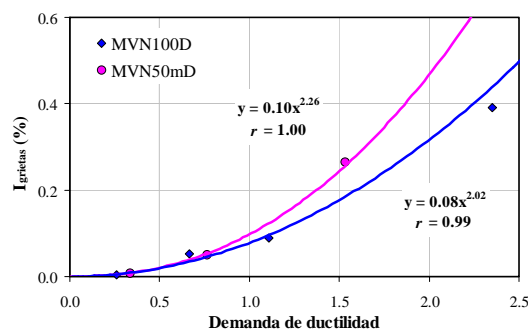


Figura 5 Índices de agrietamiento

Como se observa en la figura 5, la tasa de agrietamiento es similar para los dos especímenes. Sin embargo, para el espécimen reforzado con malla de alambre soldado la tasa es un poco mayor. Por ejemplo, para una demanda de ductilidad igual a uno, el índice de agrietamiento ($I_{grietas}$) es igual a 0.10% para el espécimen con malla y de 0.08% para el espécimen con barras corrugadas. Es importante mencionar que aunque la cuantía de refuerzo a cortante del muro con malla de alambre soldado (0.11%) equivale aproximadamente a la mitad de

la cuantía de refuerzo del muro con barras corrugadas (0.28%), los alambres de la malla estuvieron separados una distancia igual a 150 mm, la cual es aproximadamente igual a la mitad de la separación de las barras (320 mm). Sería adecuado recomendar este tipo de ecuaciones en función no sólo del tipo de refuerzo, sino también del tipo de concreto y la separación y el diámetro de las barras de refuerzo a cortante. Sin embargo, la cantidad de muros ensayados de forma dinámica no fueron suficientes para establecer este tipo de tendencias.

RIGIDEZ ELÁSTICA INICIAL

Para calcular la rigidez inicial de los especímenes (K_e), es decir, en el intervalo elástico antes de los primeros agrietamientos por cargas laterales, se utilizaron tres metodologías. La más comúnmente empleada es usar *ecuaciones de mecánica de materiales* (EMM). Todos los modelos se pueden representar por una estructura empotrada en su base y con una carga horizontal aplicada en su extremo superior. Por medio de la ec. (3) es posible considerar las deformaciones por flexión y por cortante.

$$K_e = \left(\frac{H_m^3}{c_1 3 E_c I_g} + \frac{H_m}{c_2 G_c A_c} \right)^{-1} \quad (3)$$

donde A_c es el área de cortante de la sección transversal del muro o del segmento de muro, calculada al dividir el área de la sección transversal entre el factor de forma (igual a 1.2 para sección rectangular); E_c es el módulo de elasticidad del concreto, I_g es el momento de inercia centroidal de la sección bruta despreciando el acero de refuerzo, G_c es el módulo de cortante del concreto y, c_1 y c_2 son factores para incluir el efecto del agrietamiento del concreto y, son iguales a uno (1.0) para concreto no agrietado. Teniendo en cuenta la geometría de los modelos, se supuso que sólo los segmentos de muros No. 1 y No. 2 (ver figura 1), contribuyen a la rigidez y, que dichos segmentos están conectados entre sí por una viga infinitamente rígida, es decir, la demanda de desplazamiento es igual en los dos segmentos y la capacidad de resistencia es la suma de las capacidades individuales. El segmento No. 1 se tomó de una altura (H_m), igual a la de la puerta más la mitad de la distancia entre el borde superior de la puerta y el borde inferior de la losa. El segmento No. 2 se tomó de una altura (H_m), igual a la de la ventana más la mitad de la distancia entre el borde superior de la ventana y el borde inferior de la losa; es decir, se supone que está apoyado sobre el muro robusto ubicado bajo de la ventana (ver figura 6-a).

Las otras dos metodologías, un poco más refinadas, son el *método de la columna ancha* (MCA) y el *método de elementos finitos* (MEF), las cuales se describen en Bazán y Meli (2004). Estos dos métodos pueden representar una mejor aproximación de la rigidez inicial de los especímenes estudiados, ya que las aberturas implican que en vez de un solo elemento, se tiene un conjunto de segmentos de muro, pretilas y dinteles acoplados entre sí. Para ser consistentes con el procedimiento de ensaye, en estos dos métodos el procedimiento fue aplicar una carga horizontal, a nivel de la viga de carga, a un modelo numérico y obtener la rigidez dividiendo dicha fuerza entre la deformación obtenida a nivel de la losa. En el MEF y el MCA se tuvo en cuenta la carga axial sobre los modelos. Los modelos numéricos (elásticos) se elaboraron con la ayuda del Programa SAP2000 V10.01 (ver figura 6). Para la modelación con el MCA, no es clara la forma en que se debe modelar, por lo que se puede proceder a varias aproximaciones. Por ejemplo, en los modelos que se muestran en las figuras 6-c y 6-d, los segmentos No. 1 y No. 2, así como el tramo libre de la pequeña columna a la derecha de la ventana, se modelan como una única columna con propiedades "M1", "M2" y "C1", respectivamente. Sin embargo, la zona abajo de la ventana es la que representa varias posibilidades de modelado. En la figura también se muestran los elementos horizontales que los ligan, los cuales tienen rigidez axial y a flexión infinita dentro del ancho de los muros. Para la modelación con el MEF, se incluyó la geometría real de la losa superior y de la viga de carga del dispositivo de ensaye.

En la tabla 6 se presentan los resultados obtenidos a partir de las metodologías descritas anteriormente y los resultados experimentales observados en los ensayos dinámicos. Es importante mencionar que en las metodologías numéricas se utilizaron secciones brutas del concreto, es decir, no se incluyó el agrietamiento del concreto por medio de la modificación de las propiedades (por lo tanto, $c_1 = c_2 = 1.0$), ni el efecto del acero de refuerzo. Si se considera, para efectos de comparación, que el MEF es la metodología más precisa

para predecir la rigidez elástica con secciones brutas, las EMM hacen una predicción muy acertada. En cuanto al MCA, se presentan algunas diferencias originadas por la aproximación de las suposiciones establecidas.

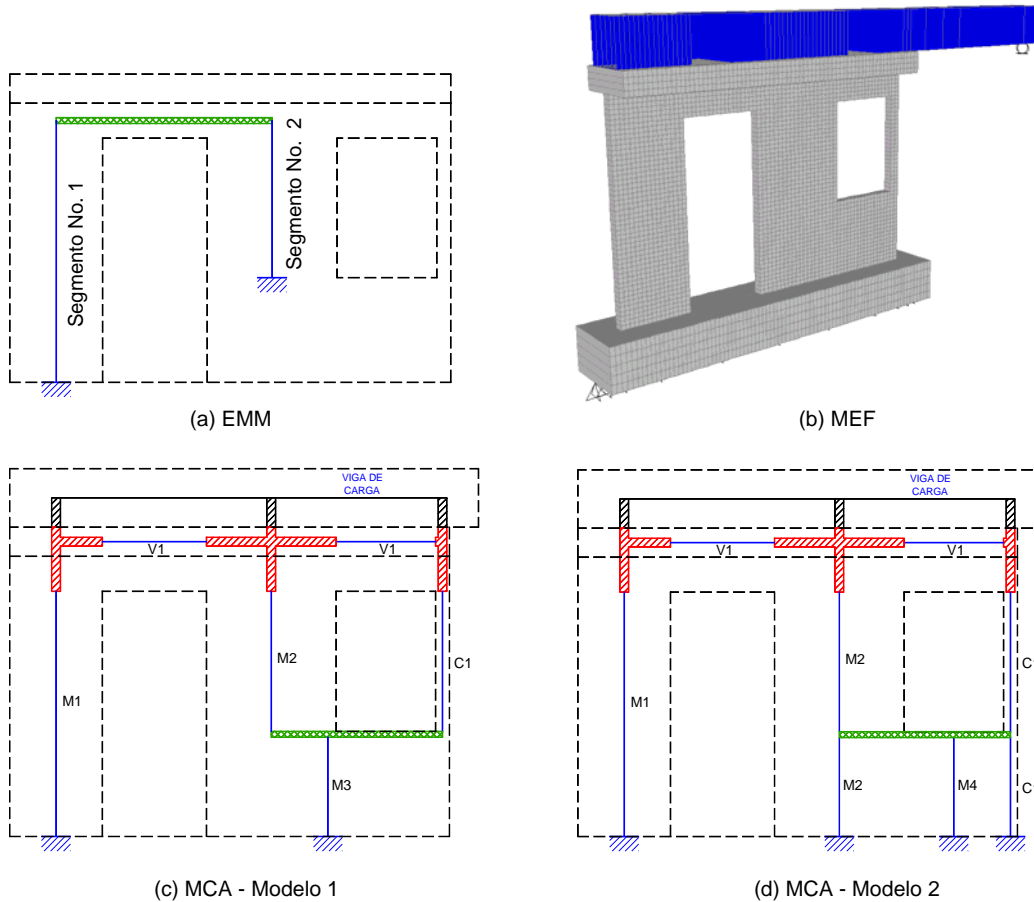


Figura 6 Modelos para el cálculo de la rigidez

Tabla 6 Evaluación de la rigidez elástica inicial

Nombre	Rigidez elástica (K_e), kN/mm				K_{EXP} / K_{MEF}
	EXP	EMM	MCA	MEF	
MVN50mD	77.4	129.8	155.0 ⁽¹⁾ , 153.2 ⁽²⁾	129.5	0.59
MVN100D	76.9	132.5		0.60	
				\bar{X}	0.60
				CV (%)	0.5

Notas: ⁽¹⁾ Modelo de la figura 6-c; ⁽²⁾ Modelo de la figura 6-d

En la tabla 6 también se muestra el cociente entre la rigidez elástica inicial experimental y la rigidez calculada con el MEF. El promedio de dicha relación fue de 0.60 para los dos especímenes estudiados. Para especímenes cuadrados, Carrillo (2009), reporta valores similares. En la sección 1.4.1 de las NTC-C (2004a), se recomienda calcular la rigidez elástica inicial teniendo en cuenta la presencia de regiones fisuradas por medio de la modificación de las propiedades de los elementos, utilizando el 50% de la inercia bruta de las secciones ($0.5I_g$). De acuerdo con los resultados obtenidos, se podría utilizar un factor igual a 0.60. Sin embargo, para fines prácticos de diseño se recomienda utilizar el mismo factor especificado en las NTC-C (2004a), afectando tanto las deformaciones por flexión y por corte. Es decir, en la ec. (3), o en un modelo matemático, se recomienda que los valores de c_1 y c_2 sean iguales a 0.50.

COMPONENTES DE DESPLAZAMIENTO

Para entender mejor el comportamiento observado, se determinó el efecto de cada modo de deformación en el desplazamiento total de los dos segmentos de muro (ver figura 1), en cada modelo. Por lo tanto, se calculó de forma separada la deformación por cortante en el alma, el deslizamiento horizontal en la base y la deformación por flexión. De esta manera fue posible evaluar el error total en la estimación de la contribución (diferencia entre el desplazamiento total medido y calculado). Este error nunca excedió del 10% y fue distribuido proporcionalmente entre las tres componentes de deformación. En la figura 7 se muestra la contribución de cada modo de deformación a la distorsión total de los dos segmentos de muro, para cada registro sísmico. La distorsión total, igual en los dos segmentos, corresponde al promedio de las distorsiones máximas observadas en cada registro. En los muros similares ensayados bajo carga lateral cíclica reversible se observaron tendencias similares.

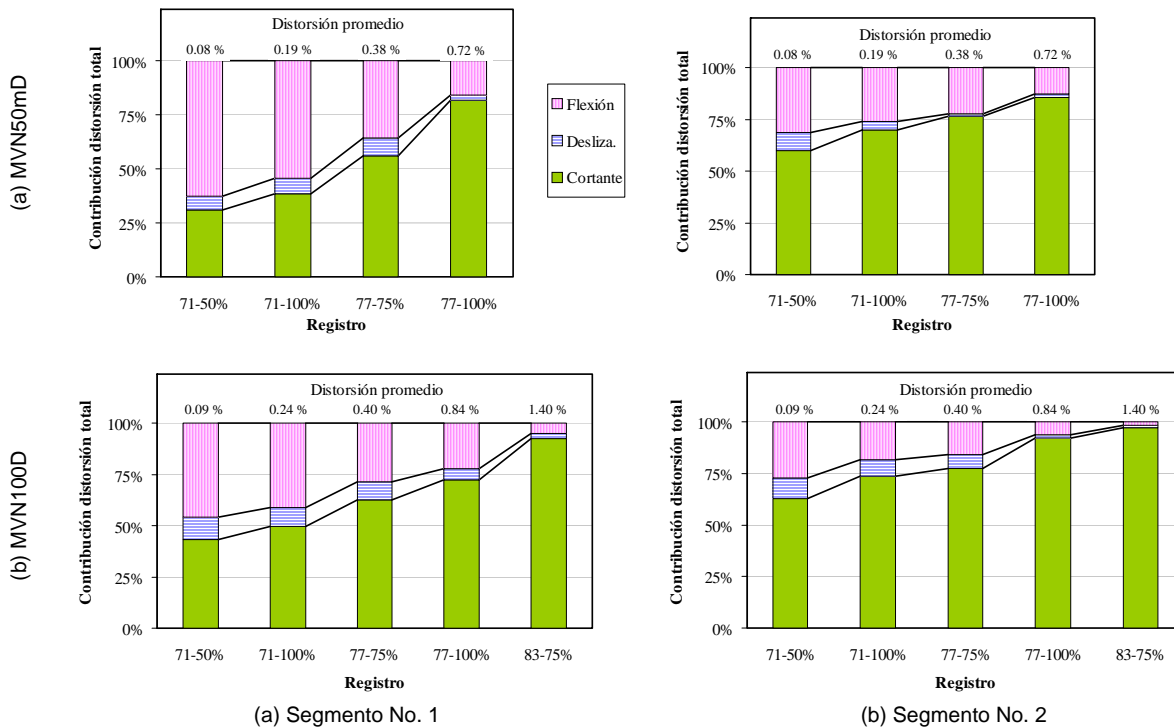


Figura 7 Contribución de los modos de deformación a la distorsión total

Como se observa en la figura 7, en el espécimen reforzado con el 100% de la cuantía mínima de refuerzo y utilizando barras corrugadas, se observaron distorsiones apreciablemente mayores (casi dos veces mayores), que en el espécimen reforzado con el 50% de dicha cuantía y utilizando malla de alambre soldado. También se observa en la figura que la respuesta global de los especímenes no estuvo controlada exclusivamente por el mecanismo de cortante (cortante en el alma y deslizamiento). Tal como se esperaba, para los segmentos de muro No. 1, la contribución del modo de flexión jugó un papel importante en la respuesta, especialmente para bajas demandas de distorsión. La tendencia es más pronunciada en el segmento No. 1 del espécimen MVN50mD. En promedio, inicialmente la contribución de la flexión en los segmentos No. 1 fue del 55% (71-50%) y disminuyó al 19% para condiciones últimas (77-100%); la del deslizamiento decreció del 9% al 4%, entre la condición inicial y última; y la contribución del cortante fue del 37% en condiciones iniciales y aumentó al 77% para condiciones últimas. Para los segmentos de muro No. 2, la contribución del modo de cortante jugó un papel importante en todas las etapas del ensayo. La tendencia fue similar en los dos especímenes. En promedio, inicialmente la contribución de la flexión fue 30% (71-50%) y disminuyó al 10% para condiciones últimas (77-100%); la del deslizamiento decreció del 10% al 2% entre la condición inicial y última; y la contribución de cortante fue del 62% en condiciones iniciales y aumentó al 85% para condiciones últimas.

COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO Y CUASI-ESTÁTICO

Para identificar los principales parámetros que afectan las degradaciones de rigidez y resistencia de muros de concreto con aberturas, se estudió la información experimental registrada durante los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos de los especímenes. Inicialmente, se realizó la comparación del comportamiento general a partir de los parámetros que definen las curvas de histéresis. Luego, se efectuó la comparación del comportamiento detallado en términos de la velocidad de aplicación de carga, el número de ciclos y la energía disipada acumulada.

COMPORTAMIENTO GENERAL

El comportamiento general de los modelos fue evaluado a partir de los parámetros que definen las curvas de histéresis expresadas en términos de la resistencia al cortante normalizada (V/V_{normal}) y la distorsión total. Para normalizar la fuerza cortante medida, V , se utilizó la resistencia al cortante predicha por las ecuaciones propuestas por Carrillo *et al.* (2009), V_{normal} . V_{normal} se calculó utilizando las dimensiones reales del muro y las propiedades mecánicas medidas. La distorsión total (R) se obtuvo dividiendo el desplazamiento relativo medido a nivel de la altura media de la losa superior, por la altura a la cual se midió dicho desplazamiento. En la tabla 7 se muestran los resultados medidos más importantes: resistencia a cortante ($V_{máx}$), resistencia a cortante normalizada ($V_{máx}/V_{normal}$), distorsión de fluencia (R_y), distorsión asociada a la resistencia ($R_{máx}$), distorsión asociada a la resistencia última (R_u) y capacidad de ductilidad de desplazamiento ($\mu=R_u/R_y$). R_u está asociada a una disminución del 20% de la resistencia. R_y se consideró como aquella asociada al desarrollo del 80% de la resistencia. $V_{máx}$, $R_{máx}$ y R_u , representan el promedio de las dos direcciones de desplazamiento en el plano. En la tabla 7 se incluyen los cocientes entre los valores observados en los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos (D/C).

Tabla 7 Parámetros de la respuesta medida: Dinámico (D), Cuasi-estático (C)

Modo falla	Modelo	Ensaye	$V_{máx}$ kN	V_{normal} kN	$V_{máx}/V_{normal}$	R_y %	$R_{máx}$ %	R_u %	μ
"TD"	MVN50m	D	184.4	175.2	1.05	0.25	0.40	0.44	1.78
		C	252.0	252.2	1.00	0.27	0.40	0.40	1.48
		D / C	---	---	1.05	0.92	1.02	1.10	1.20
"TD-CD"	MVN100	D	226.2	218.8	1.03	0.36	0.49	0.82	2.29
		C	383.4	323.7	1.18	0.37	0.67	1.09	2.93
		D / C	---	---	0.87	0.96	0.73	0.75	0.78

Al comparar los resultados presentados en la tabla 7, se evidencian diferencias importantes entre el comportamiento dinámico y cuasi-estático. Por ejemplo, en el muro con falla por "TD" y ensayado de forma dinámica, la resistencia (normalizada) fue un poco mayor que en el muro ensayado bajo carga lateral cíclica. Sin embargo, en el muro con falla combinada de "TD-CD", ocurrió lo contrario. Adicionalmente, en el muro con falla combinada de "TD-CD" y ensayado de forma dinámica, la capacidad de desplazamiento fue menor que en el muro ensayado bajo carga lateral cíclica.

COMPORTAMIENTO DETALLADO

Actualmente se reconoce que las tasas de deformación tienen efecto sobre el comportamiento de las estructuras, especialmente sobre aquellas construidas con materiales frágiles como el concreto o la mampostería. Sin embargo, aún no se han cuantificado claramente sus efectos. Por lo tanto, se calculó la velocidad de aplicación de carga máxima en términos de desplazamiento (mm/s), para cada uno de los registros sísmicos utilizados en los ensayos dinámicos (D). Las velocidades se calcularon como el valor máximo del cociente entre el desplazamiento relativo en el extremo superior de los modelos (en un

determinado instante de tiempo) y el incremento de tiempo de los registros (0.01 s). En los ensayos cuasi-estáticos cíclicos (C), dicha velocidad se calculó utilizando los incrementos de tiempo efectivos registrados durante la aplicación de carga lateral a los modelos.

Durante los ensayos dinámicos la velocidad de aplicación de carga fue diferente, ya que se utilizaron tres registros sísmicos, cada uno con características particulares de intensidad y duración. Para propósitos de comparación con los ensayos cuasi-estáticos, se calculó el promedio de los valores observados durante la aplicación de los registros sísmicos. De esta manera, se determinó el cociente entre el promedio de los valores máximos observados en los ensayos dinámicos y el valor máximo registrado durante los ensayos cuasi-estáticos (D/C). En este caso, los valores de dicho cociente son aproximadamente iguales a 650, es decir, las tasas de aplicación de carga son considerablemente diferentes entre los ensayos. Por lo tanto, es probable que el incremento de resistencia observado en el ensayo dinámico del muro con falla por “TD”, en comparación con el ensayo cuasi-estático, sí esté relacionado con el efecto de la velocidad de aplicación de carga. Sin embargo, también es probable que algunos parámetros, tales como el número de ciclos y la energía disipada acumulada, puedan generar resistencias similares o aún menores en los ensayos dinámicos (Carrillo, 2009). Por ejemplo, en algunos estudios se ha observado la disminución de resistencia entre muros ensayados bajo carga lateral cuasi-estática cíclica y monótona; Barda *et al.* (1977) reporta valores 10% menores en los resultados cíclicos, Cárdenas *et al.* (1980) del 7%, Lin y Kuo (1980) del 10% y, Sánchez (2009) entre 5% y 25% dependiendo del tipo de concreto, de la cuantía y del tipo de refuerzo utilizado en los muros.

Teniendo en cuenta lo anterior, se calculó el número máximo de ciclos equivalentes para un determinado intervalo de ductilidad ($N_{m\acute{a}x}$) y la energía disipada acumulada (E_{acum}), en cada uno de los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos. $N_{m\acute{a}x}$ se relaciona de forma directa con la demanda de ductilidad y representa el valor máximo de los cocientes entre la energía disipada acumulada en un determinado ciclo y la energía acumulada asociada al intervalo de ductilidad. La energía disipada en cada ciclo corresponde al área dentro del ciclo de histéresis. Para realizar la comparación objetiva y no aplicar los factores de escala a los resultados de los ensayos cuasi-estáticos (prototipo de muro aislado), la energía acumulada se normalizó con el producto de la fuerza cortante de fluencia ($V_y = 0.8V_{m\acute{a}x}$) y el desplazamiento de fluencia (R_y).

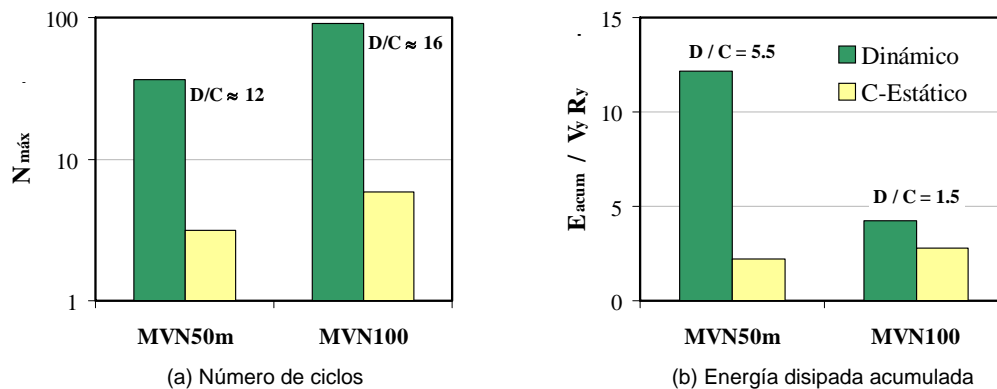


Figura 8 Número de ciclos y energía disipada acumulada, para la resistencia

En la figura 8-a se compara el valor de $N_{m\acute{a}x}$ para la ductilidad asociada a la resistencia. En la figura se aprecia que el número de ciclos equivalentes difiere apreciablemente entre los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos. Para observar claramente las diferencias fue necesario mostrar el eje de las ordenadas en escala logarítmica. Por ejemplo, en los ensayos cuasi-estáticos el valor de $N_{m\acute{a}x}$ fue igual a tres para el muro con falla por “TD” e igual a seis para el muro con falla combinada de “TD-CD”. Sin embargo, en los ensayos dinámicos el valor fue igual a 36 para muros con falla por “TD”, e igual a 91 para muros con falla combinada de “TD-CD”. En los ensayos dinámicos existen diferencias entre el valor de $N_{m\acute{a}x}$ de los muros con falla por “TD” y “TD-CD”, ya que la resistencia no se alcanzó durante la aplicación de un mismo registro sísmico, ni en el mismo instante de tiempo del registro. Por ejemplo, en el muro con falla de “TD-CD”, la resistencia se alcanzó durante el registro 77-100, mientras que en el muro con falla de “TD”, se alcanzó durante el registro 77-75.

Como se indicó anteriormente, en el muro con falla por “TD”, la capacidad de resistencia del ensaye dinámico fue mayor que la del ensaye cuasi-estático, aún cuando en el ensaye dinámico el número de ciclos para la ductilidad asociada a la resistencia fue aproximadamente 12 veces mayor ($D/C \approx 12$, figura 8-a). En los muros con falla combinada de “TD-CD”, las resistencias fueron sólo un poco menores, aún cuando la diferencia del número de ciclos fue más pronunciada, es decir, aproximadamente 15 veces mayor para la ductilidad asociada a la resistencia ($D/C \approx 16$, figura 8-a). Por lo tanto, el número de ciclos es una variable fundamental para explicar las diferencias del comportamiento. Por ejemplo, se observan aumentos de resistencia en el ensaye dinámico sólo hasta un determinado número de ciclos. Aunque esta demostración parece lógica, actualmente no se tiene en cuenta el número de ciclos para reportar las diferencias de resistencia entre los dos métodos de ensaye.

En la figura 8-b se compara el valor de $E_{acum}/V_y R_y$, para el instante de tiempo en el que se registró la resistencia. En la figura se observa que en los ensayos dinámicos la energía disipada acumulada es evidentemente mayor en el muro con falla por “TD” que en el muro con falla combinada de “TD-CD”. Por ejemplo, la energía disipada acumulada (normalizada) es igual a 12.1 para el muro con falla por “TD”, e igual 4.3 para el muro con falla combinada de “TD-CD”. Las diferencias observadas en la energía disipada acumulada están relacionadas, principalmente, con el efecto del número de ciclos en los mecanismos de resistencia involucrados en el modo de falla de los modelos. Por ejemplo, cuando el mecanismo de falla está relacionado con el agrietamiento y/o el aplastamiento del concreto, como en el caso de fallas combinadas de “TD-CD”, a medida que aumenta el número de ciclos, se incrementa perceptiblemente la tasa de degradación (de resistencia y rigidez) y se hace más evidente el estrangulamiento de los ciclos de histéresis. Es decir, los ciclos de histéresis se tornan más delgados e irregulares y, por lo tanto, disminuye la capacidad de disipación de energía de los especímenes. En cambio, cuando el mecanismo de falla de tensión diagonal está controlado por la plastificación del refuerzo y posterior fractura de los alambres, el número de ciclos no afecta de forma importante la degradación de las propiedades de resistencia y rigidez.

Es importante mencionar que cuando se desprecia el efecto del número de ciclos en los mecanismos de resistencia, se pueden obtener tendencias diferentes a las observadas en los ensayos dinámicos. Por ejemplo, en la figura 8-b se observa que en los ensayos cuasi-estáticos, la energía disipada acumulada fue un poco mayor en el espécimen con falla combinada de “TD-CD”, es decir, no se evidenció el efecto del número de ciclos en el agrietamiento y/o el aplastamiento del concreto. En la figura 8-b también se observan diferencias importantes entre la energía disipada acumulada en los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos (D/C). Por ejemplo, para el muro donde se observó falla por “TD”, la energía disipada acumulada es aproximadamente seis veces mayor en el ensaye dinámico ($D/C \approx 6$). Para el muro con falla combinada de “TD-CD”, la energía acumulada es aproximadamente dos veces mayor ($D/C \approx 1.5$). Las notables diferencias están directamente relacionadas con mayores valores de energía acumulada en el ensaye dinámico, en comparación con el cuasi-estático para un determinado número de ciclos, $N_{máx}$ (ver figura 8).

EFFECTO DE LA CUANTÍA DE ACERO EN LA RESISTENCIA

En la tabla 8 se presentan los resultados del cociente entre la resistencia de los muros con la cuantía mínima ($R_{1.0}$) y la resistencia de los muros con el 50% de dicha cuantía ($R_{0.5}$). Teniendo en cuenta que cada pareja de muros ensayados de forma dinámica y cuasi-estática fue construida con el mismo tipo de concreto, es posible obtener el cociente utilizando de forma directa el valor de la resistencia cortante, es decir, sin utilizar la resistencia de normalización.

Como se observa en la tabla 8, la capacidad de resistencia entre los muros $R_{1.0}$ y $R_{0.5}$ se incrementó al aumentar la cuantía de refuerzo. Sin embargo, el incremento en la resistencia no es linealmente proporcional con el aumento de la cuantía de refuerzo. Por ejemplo, al incrementar de 0.125% a 0.250% la cuantía de refuerzo a cortante en el alma del muro, se presentó un aumento del 23% de la resistencia durante el ensaye dinámico. Teniendo en cuenta lo indicado en la sección anterior, no se considera representativo el aumento del 52% observado en los ensayos cuasi-estáticos. Utilizando resultados de ensayos dinámicos, Carrillo y Alcocer (2008b) reportan un aumento de resistencia del 10% al incrementar de 0.125% a 0.250% la cuantía de refuerzo a cortante en el alma de muros cuadrados. Por lo tanto, para viviendas construidas en zonas de

amenaza sísmica baja, parece factible disminuir la cuantía mínima de refuerzo a cortante en el alma de los muros.

Tabla 8 Efecto de la cuantía de refuerzo en la capacidad de resistencia

% $\rho_{min}^{(1)}$	$V_{máx}$, kN	
	Dinámico	Cuasi-estático
100, $R_{1.0}$	226.2	383.4
50, $R_{0.5}$	184.4	252.0
$R_{1.0} / R_{0.5}$	1.23	1.52

Nota: ⁽¹⁾ Porcentaje de la cuantía mínima a cortante estipulada en NTC-C (2004a)

CONCLUSIONES

En el artículo se presentaron los resultados de un estudio experimental donde se comparó el comportamiento dinámico y cuasi-estático de sistemas estructurales de muros de concreto con aberturas. Los ensayos en mesa vibradora fueron esenciales para: a) estudiar las características dinámicas de los especímenes, b) comparar la respuesta medida y calculada y, c) verificar los resultados obtenidos a partir de ensayos cuasi-estáticos. Por ejemplo, se observó que para estimar adecuadamente la rigidez elástica inicial de los especímenes, se debe tener en cuenta la presencia de regiones fisuradas por medio de la modificación de las propiedades de los elementos, utilizando el 50% de la inercia bruta ($0.5I_g$) y el 50% del área de corte de las secciones ($0.5A_c$). Adicionalmente, se observó durante los ensayos dinámicos que al incrementar al 100% la cuantía de refuerzo a cortante (de 0.125% a 0.250%), la resistencia no aumentó de forma proporcional y que el aumento fue cercano sólo al 20%.

En cuanto a los métodos de ensaye, se verificó que las historias de carga de los ensayos cuasi-estáticos ignoran los efectos dinámicos que se observan en estructuras sometidas a acciones sísmicas, especialmente los asociados a las tasas de deformación y el número de ciclos. Al comparar la respuesta dinámica y cuasi-estática de muros de concreto con aberturas, se observó que los parámetros de la respuesta dependen principalmente de: la velocidad de aplicación de carga (tasa de deformación), el mecanismo de resistencia involucrado en el modo de falla (aplastamiento del concreto y/o fluencia del acero), el número de ciclos, la disipación de energía acumulada y, por supuesto, de la interacción entre ellos. Por lo tanto, los datos obtenidos de los ensayos cuasi-estáticos, los cuales, en la mayoría de los casos reportan resistencias mayores, no se pueden suponer de forma confiable como un límite inferior de la respuesta de muros de concreto con aberturas, sometidos a acciones sísmicas de cortante.

REFERENCIAS

- Barda F., Hanson J. y Corley W. (1977), "Shear strength of low-rise walls with boundary elements", Publicación SP-53, Instituto Americano del Concreto, Detroit, pp. 149-202.
- Bazán E. y Meli R. (2004), "Diseño sísmico de edificios", Limusa S.A., México.
- Benjamin J. y Cornell C. (1970), "Probability, statistics and decision for civil engineers", McGraw-Hill, Nueva York.
- Cardenas A., Russell H. y Corley W. (1980), "Strength of low-rise structural walls", Publicación SP-63, Instituto Americano del Concreto, Detroit, pp. 221-241.
- Carrillo J. (2009), "Evaluación del comportamiento al cortante de muros de concreto para vivienda por medio de ensayos dinámicos", Tesis de Doctorado (En proceso), Universidad Nacional Autónoma de México.

Carrillo J., Alcocer S. y Uribe R. (2009), “**Predicción del desempeño a cortante de muros de concreto para vivienda**”, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, México. Tema V, Artículo 2.

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), “**Ensayes dinámicos de muros de concreto con relación de aspecto igual a uno**”, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, México. Tema VI, Artículo 9.

Computer and Structures (2005), “**Static and dynamic finite element analysis of structures - SAP2000 V10.01**”, Berkeley, California, USA.

Flores L., Alcocer S., Carrillo J., Sánchez A., Uribe R. y Ponce A. (2007), “**Ensaye 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, Tema XI, Artículo 2.

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

Gobierno del Distrito Federal – GDF (2004b), “**Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería (NTC-M)**”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.

Leon R. y Deierlein G. (1996), “**Considerations for the use of quasi-static testing**”, Journal of Earthquake Spectra, Vol. 12, No. 1, pp. 87-109.

Lin C. y Kuo C. (1988), “**Behavior of shear wall with opening**”, 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokio-Kyoto, Japón, Vol. IV, pp. 535-540

Mosalam K., Hagerman J. y Kelly H. (2008), “**Seismic evaluation of structural insulated panels**”, 5th International Engineering and Construction Conference, ASCE (IECC’5), Los Angeles, California.

ONNCCE (2006), “**Norma Mexicana NMX-B-253-CANACERO: Alambre de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto**”, México, 8 pp.

Park R. (1988), “**Ductility evaluation for laboratory and analytical testing**”. 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokio-Kyoto, Japón, Vol. VIII, pp. 605-616.

Rai D. (2001), “**Slow cyclic testing for evaluation of seismic performance of structural components**”, Journal of Earthquake Technology, Vol. 38, No. 1, pp. 31-55.

Sánchez A. (2009), “**Comportamiento sísmico de viviendas construidas con muros de concreto**”, Tesis de Doctorado (En proceso), Universidad Nacional Autónoma de México.

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