



ENSAYES DINÁMICOS DE MUROS DE CONCRETO CON RELACIÓN DE ASPECTO IGUAL A UNO

Julián Carrillo León¹ y Sergio M. Alcocer²

RESUMEN

En el artículo se presentan los resultados de cuatro muros de concreto ensayados en mesa vibradora, con el propósito de verificar los resultados obtenidos de ensayos cuasi-estáticos. Las variables estudiadas fueron el tipo de concreto (peso normal y celular), la cuantía (0.125 y 0.25%) y el tipo (barras corrugadas y malla de alambre soldado) de acero de refuerzo a cortante en el alma. Las propiedades de los muros fueron típicas de viviendas Mexicanas de baja altura. En el programa experimental se observó que la degradación de resistencia es más pronunciada y que la capacidad de desplazamiento es menor en los muros ensayados bajo carga dinámica que en los ensayados bajo carga lateral cíclica reversible.

ABSTRACT

This paper presents results of four concrete walls tested under shaking table excitation aiming at verifying results from quasi-static cyclic loading. Variables studied were the type of concrete (normalweight and cellular), the wall steel ratio (0.125% and 0.25%) and the type of web reinforcement (deformed bars and welded wire mesh). Wall properties were typical of low-rise housing in Mexico. Axial compressive stress, kept constant during the test, was representative of low-rise housing. In the experimental program it was observed that strength and stiffness degradation is more pronounced and displacement capacity is smaller in walls tested under dynamic than under quasi-static cyclic loading.

INTRODUCCIÓN

En algunas zonas de México las demandas sísmicas en las viviendas a base de muros de concreto son bajas. Para los muros de estas estructuras, el refuerzo mínimo estipulado en el reglamento NTC-C (2004) parece ser excesivo para controlar el agrietamiento por tensión diagonal. Con el propósito de estudiar el comportamiento de los muros ante acciones sísmicas, se desarrolló un extenso programa de investigación entre el Instituto de Ingeniería de la UNAM y el Grupo CEMEX. El programa experimental incluyó ensayos cuasi-estáticos (Sánchez, 2008) y dinámicos (Carrillo, 2008).

Los muros ensayados bajo carga lateral cíclica reversible, diseñados para fallar por cortante y reforzados con el 50% de la cuantía mínima de refuerzo estipulada en el reglamento NTC-C (2004), exhibieron una ductilidad de desplazamiento comparable a la de los muros reforzados con el 100% de dicha cuantía, permitiendo su utilización en viviendas de concreto. No obstante, los muros con el 50% de la cuantía mínima especificada en el reglamento y reforzados con malla de alambre soldado exhibieron capacidad de desplazamiento limitada. Para verificar el comportamiento de los especímenes ante acciones sísmicas más representativas, fue necesario realizar ensayos dinámicos en mesa vibradora. Aunque los ensayos cuasi-estáticos proporcionaron importantes resultados, no fue posible estudiar adecuadamente los parámetros que dependen de la velocidad de carga, tales como la degradación de rigidez y resistencia, y la capacidad de disipación de energía. Los ensayos dinámicos en mesa vibradora fueron esenciales para verificar los resultados cuasi-estáticos y para estudiar otras características dinámicas, tales como las frecuencias de vibración y el amortiguamiento.

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.; alcocerm@ii.unam.mx

En este artículo se discute el comportamiento global de cuatro muros de concreto en escala 1:1.25, ensayados bajo excitaciones sísmicas en mesa vibradora. Con el objeto de estudiar el comportamiento de los muros para diferentes estados límite, desde el inicio del agrietamiento hasta el colapso, los especímenes fueron sometidos a tres niveles de amenaza sísmica. El periodo de vibración inicial de los muros se estableció a partir de pruebas de vibración ambiental en viviendas típicas de baja altura. El esfuerzo axial se determinó a partir de modelos analíticos representativos del prototipo. El dispositivo de ensaye fue diseñado para ubicar la masa inercial adicional fuera de la mesa vibradora. El comportamiento dinámico se compara con los resultados de especímenes similares ensayados bajo carga lateral cíclica reversible. Los resultados de los ensayos cuasi-estáticos y dinámicos están siendo analizados para desarrollar una metodología de diseño basada en desplazamientos, para una vivienda segura, económica y confortable.

ANÁLISIS DEL PROTOTIPO

DESCRIPCIÓN

El prototipo tridimensional corresponde a una vivienda de dos niveles con muros de concreto en las dos direcciones principales (ver Figura 2). 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 2400 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 (ver Figura 1).

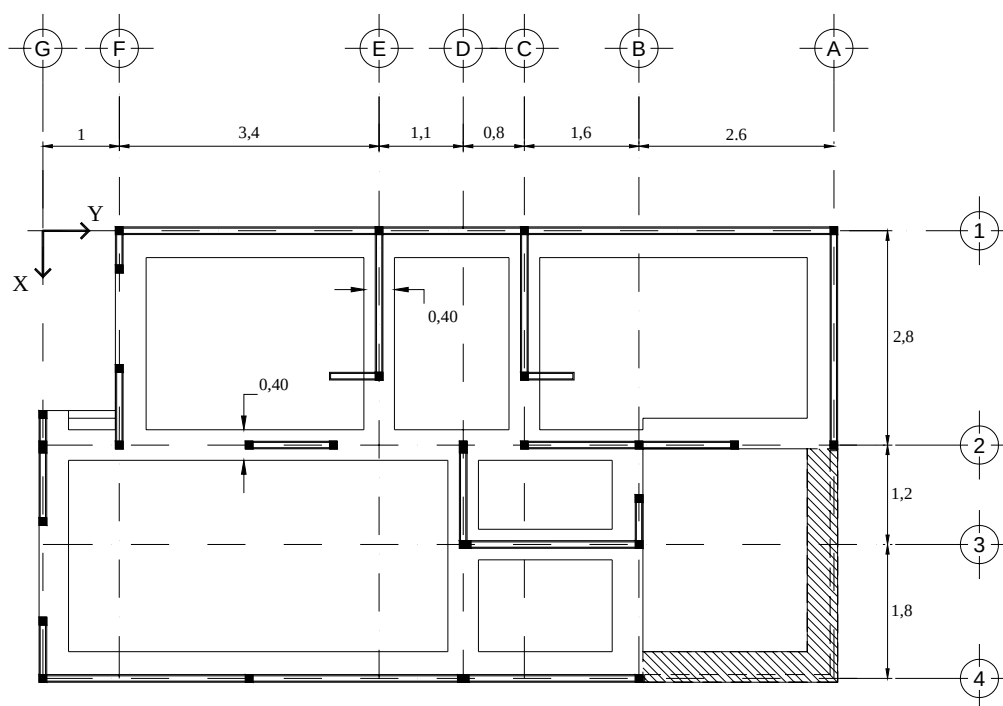


Figura 1 Planta de cimentación y de muros (dimensiones en m)

Con el propósito de conocer el periodo fundamental de vibración del prototipo, se utilizaron técnicas de identificación paramétricas y una técnica no paramétrica. A continuación se describen dichas técnicas y se presentan los resultados obtenidos.

TÉCNICA PARAMÉTRICA

En este tipo de técnicas se establece un modelo matemático simplificado y se estiman los valores de los parámetros estructurales necesarios para producir una buena correlación entre la respuesta medida y la

calculada. Para el prototipo tridimensional de dos niveles se utilizaron dos técnicas de modelación elástica (ver Figura 2): el método de elementos finitos (MEF) y el método de la columna ancha (MCA). En el MCA las propiedades del muro se concentran en columnas artificiales localizadas en el centroide del muro (Bazán y Meli, 2004).

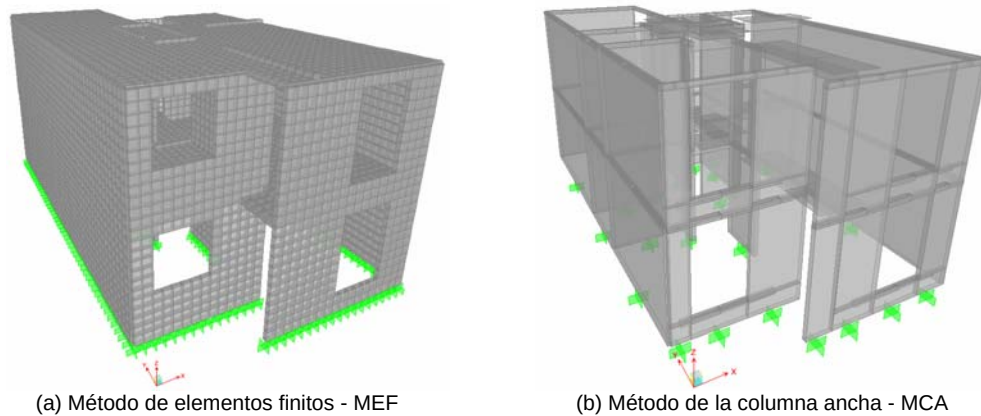


Figura 2 Modelos matemáticos para el prototipo tridimensional

Aunque el prototipo tridimensional corresponde a una vivienda de dos niveles, se elaboraron modelos matemáticos para dos tipos de viviendas de un nivel (ver Figura 3). Los modelos matemáticos fueron calibrados utilizando los resultados de las pruebas de vibración ambiental.

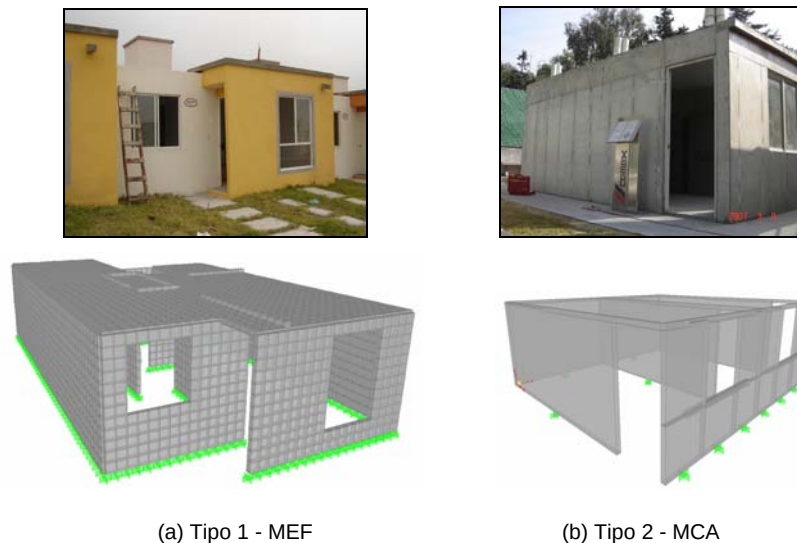


Figura 3 Modelos matemáticos para viviendas de un nivel

TÉCNICA NO PARAMÉTRICA

La técnica utilizada está basada en análisis espectrales convencionales de pruebas de vibración ambiental (PVA). En estas pruebas, a través de acelerómetros de alta resolución, se registran las aceleraciones generadas en las estructuras por condiciones ambientales (tránsito de vehículos, empuje del viento, uso de la estructura, entre otras). Debido a las características de las estructuras analizadas, se utilizó el espectro de potencia promedio para identificar adecuadamente la frecuencia fundamental de vibración (ver Figura 4).

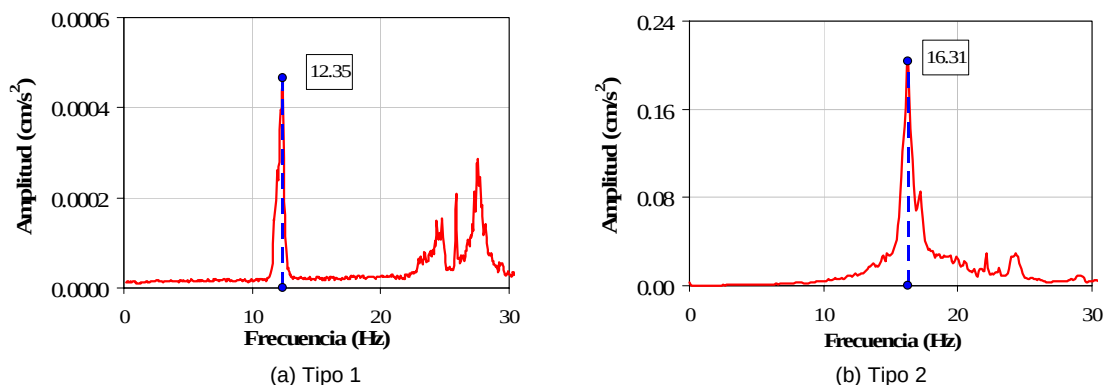


Figura 4 Espectros de potencia promedio en viviendas de un nivel

PROTOTIPO DE MURO AISLADO

En la Tabla 1 se muestran los periodos fundamentales de vibración de las configuraciones estudiadas. Aunque existen muchas incertidumbres en la modelación estructural (efectos de torsión, flexibilidad de los diafragmas de piso, juntas de construcción, interacción suelo-estructura, etc.), las relaciones entre los periodos medidos y calculados son aceptables. Adicionalmente, los resultados de las PVA dependen del nivel de excitación utilizado en las pruebas. Las propiedades dinámicas de estructuras obtenidas a partir de PVA, proporcionan información del comportamiento estructural asociado a bajas amplitudes. Por lo tanto, se considera que las dos metodologías analíticas son apropiadas para la modelación del comportamiento elástico de este tipo de estructuras.

Para la vivienda de dos niveles (prototipo tridimensional), el periodo fundamental de vibración es aproximadamente 0.1 s (10 Hz). Por consiguiente, para los ensayos en mesa vibradora, el periodo de vibración inicial de los muros aislados (sin escalar), fue cercano a este valor. Adicionalmente, las características geométricas y de refuerzo de los modelos fueron similares a los muros ensayados bajo carga lateral cíclica reversible.

Tabla 1 Periodos fundamentales de vibración

Descripción		T (s)			T_{MEF} / T_{PVA}	T_{MCA} / T_{PVA}	T_{MEF} / T_{MCA}
Niveles	Tipo	PVA	MEF	MCA			
1	1	0.081	0.059	0.067	0.73	0.83	0.88
	2	0.061	0.049	0.047	0.81	0.77	1.04
2	---	---	0.110	0.121	---	---	0.91

PROGRAMA EXPERIMENTAL

REQUERIMIENTOS DE SIMILITUD

Con el propósito de que las solicitaciones encontradas durante el ensaye no superaran las características de la mesa vibradora, y que los modelos fueran representativos del prototipo, 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 2 se muestran los principales factores de escala para este tipo de similitud.



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 (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)	$S_t = S_L (S_\gamma S_\varepsilon / S_f)^{1/2}$	S_L
Periodo (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 la configuración del refuerzo de los modelos se muestran en la Figura 5. La geometría de los modelos ensayados en mesa vibradora se estableció a partir de la geometría de los muros ensayados bajo carga lateral cíclica reversible. La altura, longitud y espesor de los muros prototipo fueron 2400 mm, 2400 mm y 100 mm, respectivamente.

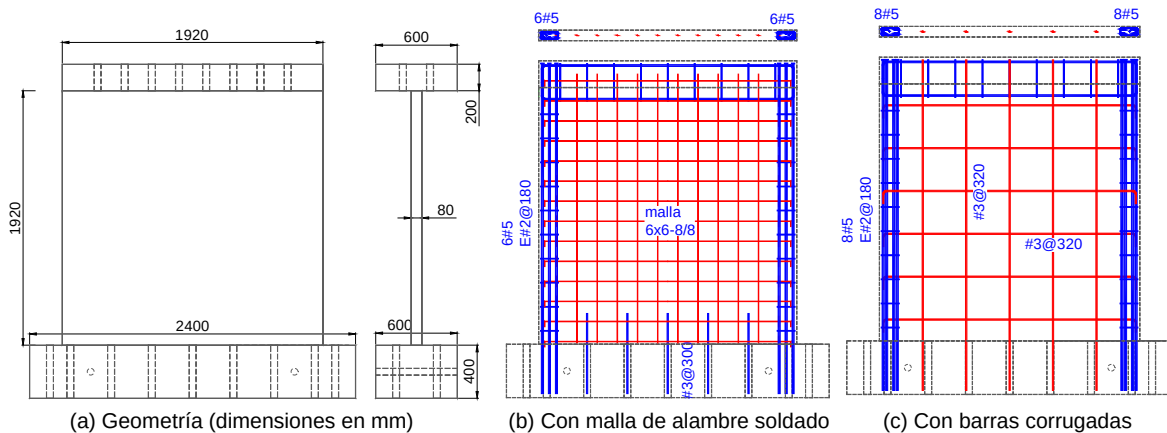


Figura 5 Geometría y refuerzo de los muros

Tabla 3 Refuerzo de muros ensayados bajo carga lateral cíclica reversible

No.	Muro	Concreto	Alma ^{1 y 2}	$\rho_v = \rho_h$ (%)	Extremos (flexión) ³	ρ (%)	Extremos (estribos) ⁴	ρ_s (%)
23	MCN50mC	Normal	malla 6x6-6/6	0.12	6 # 6	0.74	E # 2@150 mm	0.43
10	MCN100C	Normal	#3 @ 250 mm	0.28	8 # 6	0.99	E # 2@150 mm	0.43
26	MCC50mC	Celular	malla 6x6-6/6	0.12	6 # 6	0.74	E # 2@150 mm	0.43
33	MCC100C	Celular	#3 @ 250 mm	0.28	6 # 6	0.99	E # 2@150 mm	0.43

Notas:

¹ #3@250: barras corrugadas No. 3 (diámetro = 9.5 mm = 3/8 pulg) colocadas a cada 250 mm

² 6x6-6/6: malla de alambres verticales y horizontales separadas 150 mm (~ 6 pulg), ambas calibre 6 (diámetro = 4.9 mm, $a_s = 19 \text{ mm}^2$)

³ 6 # 6: en cada extremo 6 barras corrugadas No. 6 (diámetro = 19.1 mm = 6/8 pulg)

⁴ E # 2 @150: estribos de barra lisa No. 2 (diámetro = 6.4 mm = 2/8 pulg) a cada 150 mm

En la Tabla 3 y en la Tabla 4 se presentan las características del refuerzo de los muros ensayados bajo carga lateral cíclica reversible (prototipos) y los ensayados en mesa vibradora (modelos), respectivamente. La cuantía nominal de refuerzo a cortante en el alma de dos muros, fue la mínima estipulada en reglamento NTC-C (2004). En estos dos muros se utilizaron barras convencionales. Los otros dos muros fueron reforzados con el 50% de cuantía mínima de refuerzo a cortante y utilizando malla de alambre soldado.

Tabla 4 Refuerzo de muros ensayados en mesa vibradora

No.	Muro	Concrete	Alma ¹	$\rho_v = \rho_h$ (%)	Extremos (flexión)	ρ (%)	Extremos (estribos)	ρ_s (%)
36	MCN50mD	Normal	malla 6×6-8/8	0.11	6 # 5	0.81	E # 2@180 mm	0.43
37	MCN100D	Normal	#3 @ 320 mm	0.28	8 # 5	1.08	E # 2@180 mm	0.43
38	MCC50MD	Celular	malla 6×6-8/8	0.11	6 # 5	0.81	E # 2@180 mm	0.43
39	MCC100D	Celular	#3 @ 320 mm	0.28	6 # 5	1.08	E # 2@180 mm	0.43

Notas (similares a las de la Tabla 3):

¹ 6×6-8/8: malla de alambres verticales y horizontales separadas 150 mm (~ 6 pulg), ambas calibre 8 (diámetro = 4.1 mm, $a_s = 13 \text{ mm}^2$)

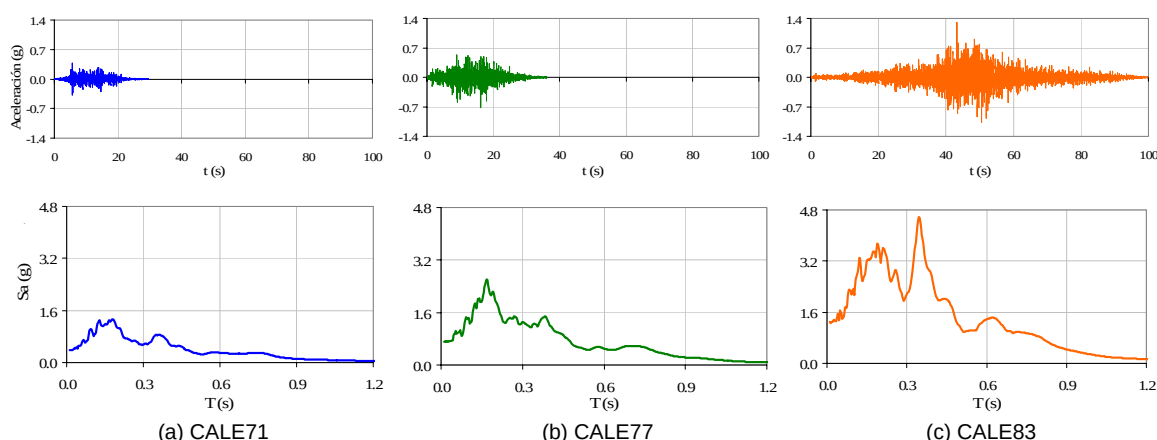


Figura 6 Historias en el tiempo y espectros de aceleración para las viviendas prototipo ($\xi = 5\%$)

Tabla 5 Características de los sismos en las viviendas prototipo

Registro	Magnitud (M_w)	AMS ¹ (g)	Duración total (s)	Duración fase intensa (s)	I_A ² (m/s)	I_{SH} ³ (m)
CALE71	7.1	0.38	29.52	13.40	2.02	0.50
CALE77	7.7	0.72	36.14	16.30	8.81	0.86
CALE83	8.3	1.30	99.78	40.70	41.63	1.76

Notas:

¹ Aceleración máxima del suelo, ² Intensidad de Arias, ³ Intensidad espectral de Housner para 5% de amortiguamiento

DEMANDA SÍSMICA

Con el propósito de estudiar el comportamiento de los muros para diferentes estados límite, desde el inicio del agrietamiento hasta el colapso, los especímenes fueron sometidos 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. Este registro se consideró como Función de Green para simular eventos de mayor severidad, es decir, con mayor intensidad y duración (Ordaz et al., 1995). Para los estados límite de resistencia y último, se simulaban numéricamente dos sismos con magnitud M_w de 7.7 y 8.3,



respectivamente. En la Tabla 5 y en la Figura 6 se presentan las características principales, las historias en el tiempo y los espectros de aceleración de los registros para el prototipo.

Para los ensayos de los modelos los registros se afectaron con los factores de escala para la aceleración y el tiempo. Los modelos se ensayaron incrementando la intensidad de forma progresiva hasta alcanzar el estado final de daño. Esto se realizó utilizando el valor de la aceleración máxima como el factor de referencia en cada registro. En la Tabla 6 se describe la secuencia de los registros utilizados. Todos los ensayos iniciaron con una señal senoidal (SN), la cual se utilizó para determinar el nivel de fricción del sistema que transmitió las fuerzas inerciales a los modelos. Para la identificación de las propiedades dinámicas de los modelos, al inicio y al final del ensayo se aplicó una señal de aceleración aleatoria (ruido blanco - RB) con una intensidad de 10 cm/s^2 (0.01 g) en RMS.

Tabla 6 Etapas de los ensayos de los modelos

Etapas	Registro	Magnitud (M_w)	AMS		Duración total (s)
			(%)	(g)	
0	SN	---	---	0.01	30
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

CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS

Con el fin de poder comparar la respuesta experimental con la respuesta real, fue necesario diseñar los ensayos dinámicos de los muros aislados utilizando las características dinámicas de los muros del prototipo tridimensional. Teniendo en cuenta el factor de escala para el periodo ($S_T = 1.25$), los muros aislados se diseñaron para que, de acuerdo con la rigidez elástica y la masa, el periodo fundamental al inicio de los ensayos fuera aproximadamente 0.08 s ($0.10 \text{ s} / 1.25$). Los resultados se presentan en la Tabla 7.

Tabla 7 Diseño de los ensayos dinámicos

No.	Muro	$K_{elás}$ kN/mm	W_{mod} kN	W_{losa} kN	W_{din} kN	W_{adic} kN
36	MCN50mD	144.9	7.2	5.4	230.4	221.4
37	MCN100D	144.9	7.2	5.4	230.4	221.4
38	MCC50mD	118.4	5.9	4.5	188.3	180.8
39	MCC100D	118.4	5.9	4.5	188.3	180.8

En el diseño se supuso que los muros se comportan dinámicamente como un sistema de un grado de libertad, teniendo en cuenta la rigidez elástica calculada con modelos del MEF ($K_{elás}$) y la masa necesaria para alcanzar un periodo fundamental de 0.08 s ($W_{din} = m \times g$). El peso adicional (W_{add}) se calculó restando el peso de la losa (W_{losa}) y la mitad del peso del muro ($W_{mod}/2$), del peso dinámico (W_{din}).

DISPOSITIVO DE ENSAYE

Es difícil adicionar un peso dinámico de 221.4 kN directamente sobre los especímenes. Por lo tanto, para disminuir el riesgo de la inestabilidad lateral de los modelos, fue necesario diseñar un dispositivo de ensayo para almacenar la masa y transmitir las fuerzas inerciales a los modelos. Para esto, se planeó un sistema que se desliza horizontalmente sobre una estructura de soporte localizada fuera de la mesa vibradora. Los bloques de masa (lingotes de plomo), fueron ubicados dentro de un cajón de acero, el cual está unido a un sistema guía

de movimiento lineal (SGML) con baja fricción. El SGML tiene dos componentes: un riel guía y un carro con balines interiores. De acuerdo con la cantidad de peso adicional máximo, se utilizaron dos rieles con tres carros cada uno. Para conectar la masa inercial y los modelos, se dispuso una viga de conexión articulada en sus extremos (rótulas de giro libre) y una viga de carga. Adicionalmente, se ubicó una celda de carga en la viga de conexión para medir la fuerza parcial sobre los modelos (ver Figura 7).

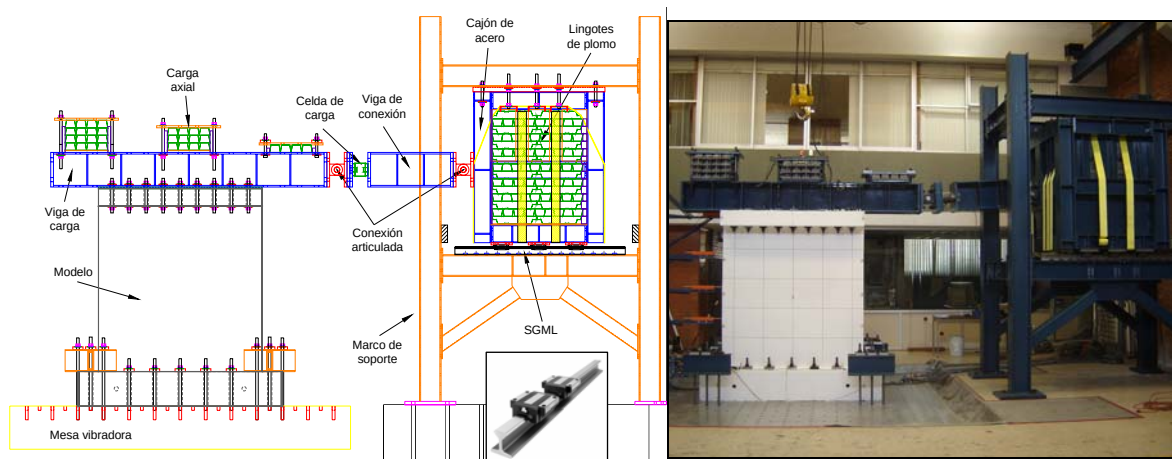


Figura 7 Dispositivo de ensaye

Antes de iniciar el ensaye de cada modelo, se introdujo a la mesa vibradora una señal senoidal a baja frecuencia ($T = 2$ s). Este movimiento (ver Figura 8.a), aplicado a una velocidad relativamente baja, estimuló una respuesta casi nula a los modelos. Por lo tanto, alguna fuente de resistencia al movimiento aplicado, sólo podría originarse por la fricción en el SGML. De esta manera se determinó el nivel de fricción, el cual fue aproximadamente 0.7% (ver Figura 8.b). Idealmente, este coeficiente debe ser cercano a cero, de lo contrario, se introduce un amortiguamiento importante y no es posible obtener la respuesta real (“limpia”) del modelo.

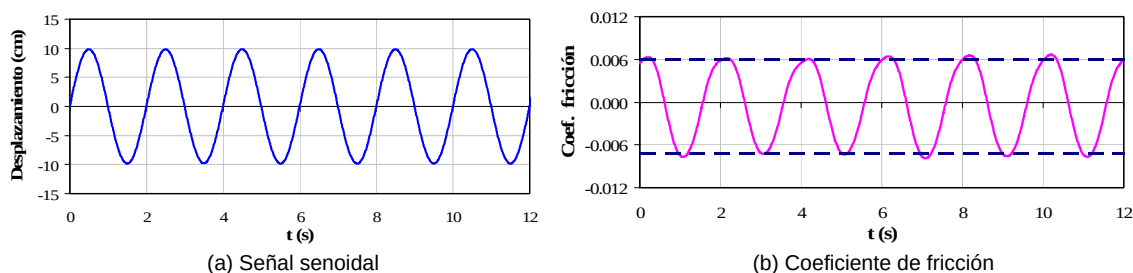


Figura 8 Determinación del nivel de fricción

En el extremo superior de los modelos se aplicó un esfuerzo de compresión axial de 0.25 MPa, el cual corresponde aproximadamente al 2% de la resistencia nominal a la compresión del concreto. Para determinar este valor en condiciones de servicio, se utilizaron los modelos de elementos finitos de la vivienda de dos niveles (ver Figura 2.a). Por lo tanto, este valor se considera representativo de viviendas de baja altura. 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 lingotes de plomo atornillados a la viga de carga (ver Figura 7). Aunque los lingotes de plomo tienen una configuración de carga triangular, el peso de las vigas de carga y de conexión genera un esfuerzo axial uniforme sobre los muros.

INSTRUMENTACIÓN

Los modelos fueron instrumentados interna y externamente. La instrumentación interna fue necesaria para obtener información de la respuesta local, 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 41 deformímetros internos y 36 instrumentos externos (ver Figura 9).

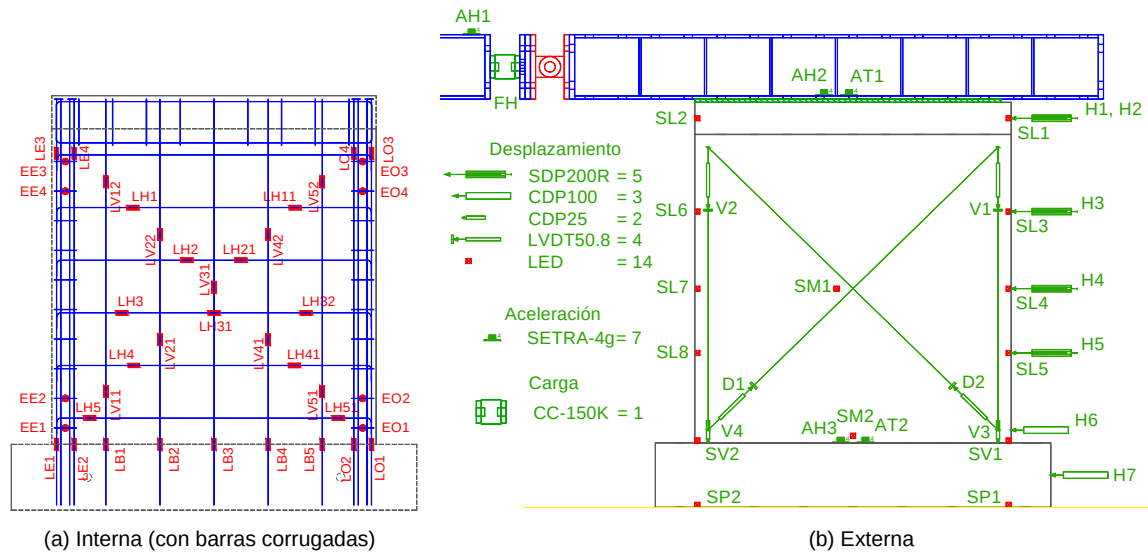


Figura 9 Instrumentación de los modelos

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

En la Tabla 8 y en la Tabla 9 se presentan los valores promedio de las 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 a la compresión de los muros 23, 10, 26 y 33, ensayados bajo carga lateral cíclica reversible, fue 20.0, 17.5, 26.0 y 5.2 MPa, respectivamente (ver Tabla 3). Teniendo en cuenta que el alargamiento de la malla utilizada en la construcción de los modelos fue menor al establecido en la norma mexicana vigente, actualmente se desarrolla un proyecto de investigación para caracterizar las propiedades mecánicas de las mallas comercializadas en la zona metropolitana del Distrito Federal.

Tabla 8 Propiedades mecánicas del concreto

Propiedad mecánica	Muro	
	MCN50mD (36) MCN100D (37)	MCC50mD (38) MCC100D (39)
Tipo	Normal	Celular
Edad (días)	252	246
Resistencia a compresión, f_c (MPa)	24.8	21.0
Módulo de elasticidad, E_c (MPa)	14757	9146
Relación de Poisson, ν	0.16	0.16
Resistencia a tensión, f_t (MPa)	2.09	1.44
Resistencia a flexión, f_r (MPa)	3.75	3.29
Peso específico, γ (kN/m ³)	20.3	16.8

Tabla 9 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

Diámetro, d_b		Tipo	f_y (MPa)	ε_y	E_s (MPa)	ε_{sh}	E_{sh} (MPa)	f_{su} (MPa)	ε_{su}	Alarg. (%)
mm	pulg									
15.9	5/8	Corrugada	411	0.0022	183680	0.0119	9833	656	0.0786	12.2
9.5	3/4	Corrugada	435	0.0022	197115	0.0130	10508	659	0.0730	10.1
6.4	1/4	Lisa	273	0.0019	144942	0.0253	2727	388	0.1426	19.2
4.1	---	Alambre	630	0.0036	242320	---	---	687	0.0082	1.9

Notas:

 f_y = esfuerzo de fluencia, f_{su} = esfuerzo máximo ε_y = deformación de fluencia, ε_{sh} = deformación de endurecimiento por deformación, ε_{su} = deformación en el esfuerzo máximo E_s = modulo de elasticidad, E_{sh} = modulo de endurecimiento por deformación, Alarg. = alargamiento

RESULTADOS DE LOS ENSAYES

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 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 10 se muestra la variación de la frecuencia fundamental con la distorsión para todos los muros. Debido al agrietamiento prematuro de los especímenes, la frecuencia inicial medida fue menor que la frecuencia de diseño (12.5 Hz, 0.08 s). Estas grietas 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.

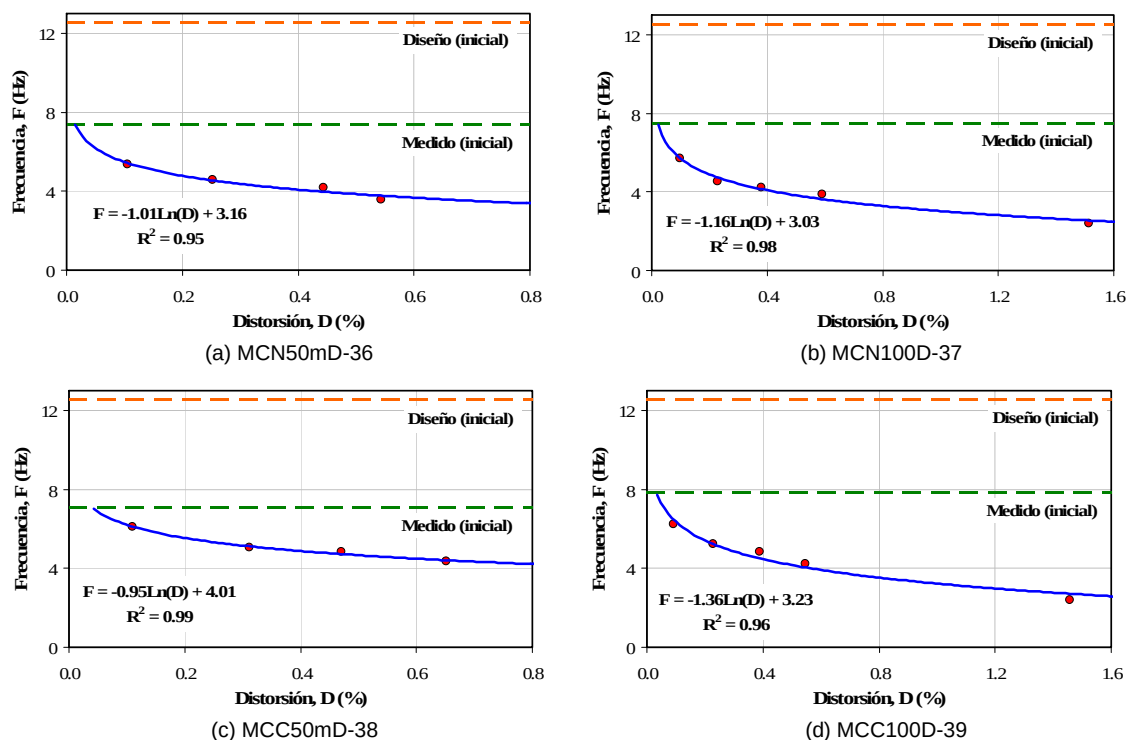


Figura 10 Frecuencias de vibración

PATRONES DE DAÑO Y MODOS DE FALLA

Como se mencionó anteriormente, antes de los ensayos, se observó un agrietamiento prematuro de los muros. Sin embargo, estas grietas sólo afectaron 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 con la fractura de los alambres de la malla (ver Figura 11.a-b). El modo de falla fue frágil debido a la limitada capacidad de deformación de los alambres de la malla. En cambio, los muros reforzados con barras corrugadas y con el 100% de la cuantía mínima, presentaron un modo de falla por compresión diagonal, un poco más dúctil (ver Figura 11.c-d). Los muros similares ensayados bajo carga lateral cíclica reversible exhibieron un modo de falla y un patrón de daño comparable.

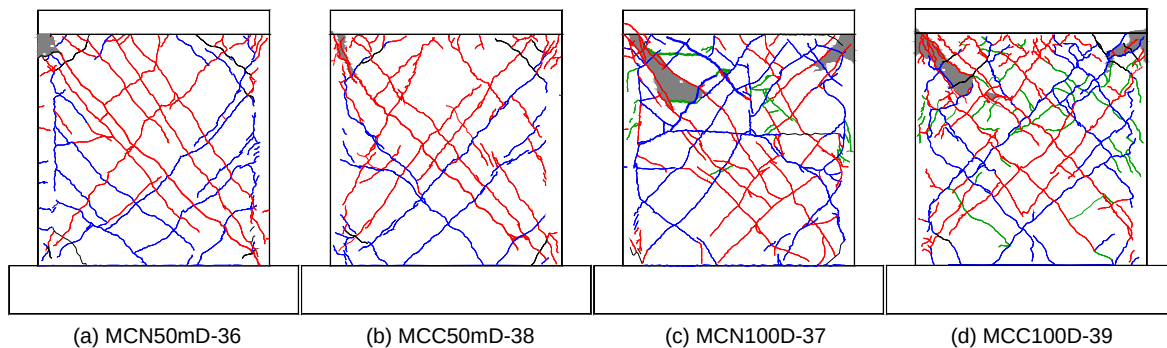


Figura 11 Patrones de daño finales

CURVAS DE HISTÉRESIS – COMPARACIÓN CON ENSAYES CUASI-ESTÁTICOS

Comportamiento global

Para evaluar el comportamiento global de los muros, en la Figura 12 se muestran las curvas de histéresis de los modelos ensayados dinámicamente (lado izquierdo) y las de los modelos similares ensayados bajo carga lateral cíclica reversible (lado derecho). Las curvas de histéresis se presentan en términos de fuerza lateral (y esfuerzo cortante normalizado) y distorsión. Para los modelos ensayados dinámicamente, la fuerza lateral se calculó a partir de las mediciones de la celda de carga, y la fuerza inercial adicional entre la celda de carga y el espécimen (ver Figura 7). Dicha fuerza se afectó con el factor de escala teórico ($S_F = S_L^2$). La capacidad de desplazamiento se presenta en términos de distorsión total, es decir, el desplazamiento medido a nivel de la losa superior normalizado por la altura correspondiente. En las gráficas también se muestra el estado final de daño de los muros.

Debido a que la resistencia de los concretos utilizados fue diferente en cada pareja de modelos, para comparar el comportamiento fue necesario normalizar su capacidad de resistencia. En principio se procedió a calcular el esfuerzo cortante obtenido al dividir la fuerza lateral entre el área real de la sección del muro (espesor por longitud). Luego, se normalizó el esfuerzo cortante utilizando la resistencia a la tensión del concreto determinada experimentalmente. Cuando no se conoce dicha propiedad, usualmente se utiliza la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del concreto. Lo anterior, teniendo en cuenta la forma en que se relacionan estas dos propiedades mecánicas. Sin embargo, no es tan evidente describir el estado real de esfuerzos en los muros a partir de una sola propiedad mecánica del concreto.

Al comparar cada pareja de gráficas en la Figura 12, se observan las siguientes tendencias:

- En general, en el comportamiento de los muros reforzados con malla de alambre soldado no se aprecian diferencias importantes. Sin embargo, en los muros reforzados con barras corrugadas, las diferencias del comportamiento son muy evidentes, especialmente en términos de la degradación de resistencia
- En los muros ensayados bajo carga lateral cíclica reversible y reforzados con barras corrugadas (ver Figura 12.c y Figura 12.d), la degradación de resistencia juega un papel importante a partir de distorsiones mucho mayores que las asociadas al esfuerzo cortante máximo. Adicionalmente, la tasa de

degradación es muy baja en estos especímenes. En cambio, en los muros ensayados de forma dinámica, la degradación de resistencia toma lugar tan pronto se alcanza el esfuerzo cortante máximo, y la tasa de degradación es mucho más pronunciada. En los muros reforzados con malla de alambre soldado (ver Figura 12.a y Figura 12.b), en los cuales la porción inelástica de la curva es casi inexistente, el efecto no es apreciable

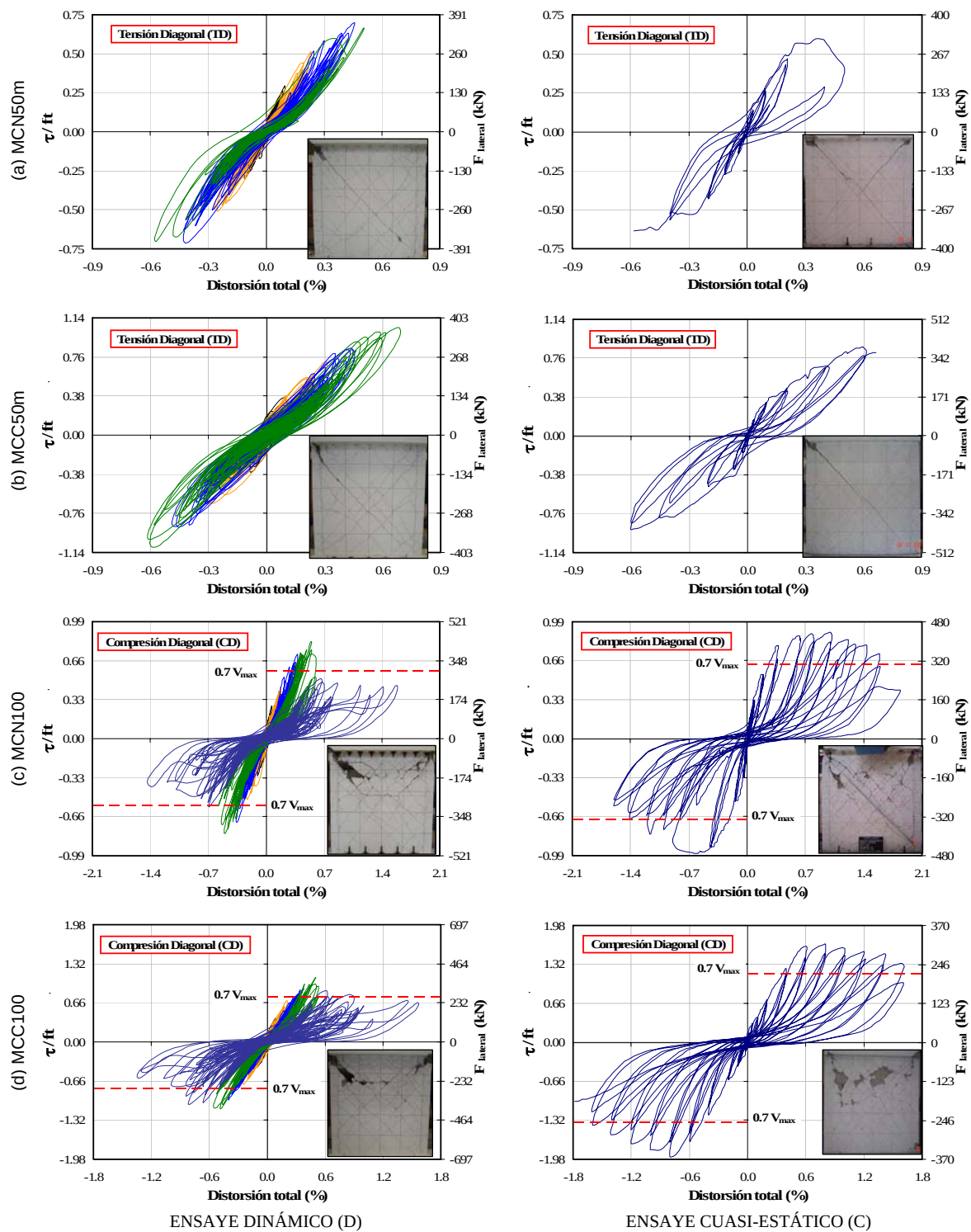


Figura 12 Curvas de histéresis



- En los muros ensayados de forma dinámica y reforzados con malla de alambre soldado, el esfuerzo cortante máximo (normalizado) es mayor que en los muros ensayados bajo carga lateral cíclica reversible (ver Figura 12.a y Figura 12.b). Sin embargo, en los muros reforzados con barras corrugadas no se observó dicha tendencia. Lo anterior, a causa del temprano inicio de la degradación de resistencia que se presentó durante los ensayos dinámicos de estos especímenes
- La capacidad última de deformación de los muros ensayados bajo carga dinámica es menor que la de los ensayados bajo carga lateral cíclica reversible. Sólo en el muro MCC50m la capacidad de desplazamiento fue un poco mayor. La tendencia de disminución de capacidad de deformación es más apreciable para la distorsión asociada al máximo esfuerzo cortante.

Tabla 10 Muros reforzados con malla de alambre soldado

Modelo	Ensaye	Fuerza lateral máx. kN	Esf. cortante máx., τ_{max} MPa	τ_{max} / f_t	Distorsión en $\tau_{m\acute{a}x}$ %	Distorsión máx. %	Capacidad de ductilidad	
MCN50m	D	365.4	1.47	0.70	0.43	0.53	2.29	
	C	329.0	1.34	0.62	0.47	0.54	2.28	
	D / C	---	1.10	1.14	0.92	0.98	1.00	
MCC50m	D	375.4	1.53	1.06	0.61	0.64	1.92	
	C	400.1	1.66	0.89	0.60	0.63	1.87	
	D / C	---	0.92	1.08	1.02	1.01	1.03	
		D / C	X	1.17	0.97	1.00	1.01	
			S	0.04	0.07	0.02	0.01	
			V (%)	3.4	6.9	1.8	1.4	

Nota: los valores corresponden al promedio de los valores positivo y negativo.

Tabla 11 Muros reforzados con barras corrugadas

Modelo	Ensaye	Fuerza lateral máx. kN	Esf. cortante máx., τ_{max} MPa	τ_{max} / f_t	Distorsión en $\tau_{máx}$ %	Distorsión máx. %	Capacidad de ductilidad	
MCN100	D	427.5	1.70	0.81	0.52	0.64	2.31	
	C	453.7	1.87	0.94	0.81	1.48	4.95	
	D / C	---	0.91	0.87	0.65	0.44	0.47	
MCC100	D	390.3	1.60	1.11	0.48	0.83	2.56	
	C	335.6	1.43	1.80	0.80	1.60	4.16	
	D / C	---	1.12	0.62	0.61	0.52	0.62	
		D / C	X	0.74	0.63	0.48	0.54	
			S	0.18	0.03	0.06	0.10	
			V (%)	23.8	4.2	12.5	19.4	

Nota: los valores corresponden al promedio de los valores positivo y negativo.

Correlaciones entre los ensayos

Es muy probable que las diferencias observadas en el comportamiento de los muros ensayados de forma dinámica y los ensayados bajo carga lateral cíclica reversible estén relacionadas con el efecto de la velocidad de aplicación de carga. Aunque los resultados de ensayos cuasi-estáticos son una herramienta básica para el desarrollo de modelos histeréticos, dichos modelos deben ser calibrados a partir de los resultados observados en ensayos dinámicos. En la Tabla 10 se presentan los resultados principales obtenidos en los ensayos dinámicos (D) y cuasi-estáticos cíclicos (C) para los muros reforzados con malla de alambre soldado.

Adicionalmente, se presentan correlaciones entre dichos resultados, las cuales podrían ser utilizadas preliminarmente para la calibración de los resultados obtenidos en ensayos cuasi-estáticos de muros de concreto de baja altura. En la Tabla 11 se presentan los resultados para muros reforzados con barras corrugadas.

La capacidad de ductilidad de desplazamiento se estimó dividiendo el desplazamiento último correspondiente a una caída del 30% de la resistencia máxima, entre un desplazamiento convencional de fluencia. Debido a que en los elementos con un comportamiento predominante por cortante no se tiene un punto de fluencia muy bien definido, el desplazamiento de fluencia se especificó como el correspondiente al desarrollo del 75% de la resistencia máxima. Ya que en los muros reforzados con malla de alambre soldado no se observa una caída de la resistencia máxima apreciable, el desplazamiento último corresponde al desplazamiento máximo observado.

Efecto de la cuantía de acero en la capacidad de resistencia

Aunque el tipo refuerzo de los muros con el 50% de la cuantía mínima de refuerzo a cortante (malla de alambre soldado) fue diferente a la de los muros con el 100% de dicha cuantía (barras corrugadas), es posible cuantificar el efecto de la cantidad de refuerzo en la capacidad de resistencia de los muros. En la Tabla 12 se presentan los resultados del cociente del esfuerzo cortante máximo de los muros con la cuantía mínima ($R_{1.0}$) entre el esfuerzo de los muros con el 50% de dicha cuantía ($R_{0.5}$). Para incluir los efectos de la velocidad de carga, sólo se utilizaron los resultados de los muros ensayados de forma dinámica. Adicionalmente, al utilizar estos resultados se eliminan las incertidumbres del parámetro de normalización, ya que cada pareja de los muros ensayados de forma dinámica fue construida con el mismo tipo de concreto. De esta manera, es viable utilizar de forma directa el esfuerzo cortante máximo (sin normalizar).

Tabla 12 Efecto de la cuantía de refuerzo en la capacidad de resistencia

% ρ_{min} ¹	τ_{max} MPa	
	Concreto Normal	Concreto Celular
100, $R_{1.0}$	1.70	1.60
50, $R_{0.5}$	1.47	1.53
$R_{1.0} / R_{0.5}$	1.16	1.04
X	1.10	
S	0.08	
V (%)	7.3	

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

Como se observa en la Tabla 12, la capacidad de resistencia entre los muros $R_{1.0}$ y $R_{0.5}$, fue comparable. Es decir, sólo se presentó un aumento del 10% ($X = 1.10$) al incrementar de 0.125% a 0.250%, la cuantía de refuerzo a cortante en el alma del muro. Por lo tanto, para viviendas construidas en zonas de amenaza sísmica baja, parece conveniente disminuir la cuantía mínima de refuerzo a cortante. Sin embargo, la utilización de la malla de alambre soldado como refuerzo, debe estar limitada a zonas donde las demandas de desplazamiento no son una preocupación importante durante el proceso de diseño.

ANÁLISIS DE DEFORMACIÓN

Para entender mejor el comportamiento observado, se determinó el efecto de cada modo de deformación en el desplazamiento total de los modelos, calculando 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 13 se muestra la contribución de cada modo de deformación a la distorsión total de los muros, para cada registro y para varios niveles de demanda de ductilidad. La demanda de ductilidad de



desplazamiento se estimó dividiendo el desplazamiento máximo alcanzado en cada registro último, entre un desplazamiento convencional de fluencia.

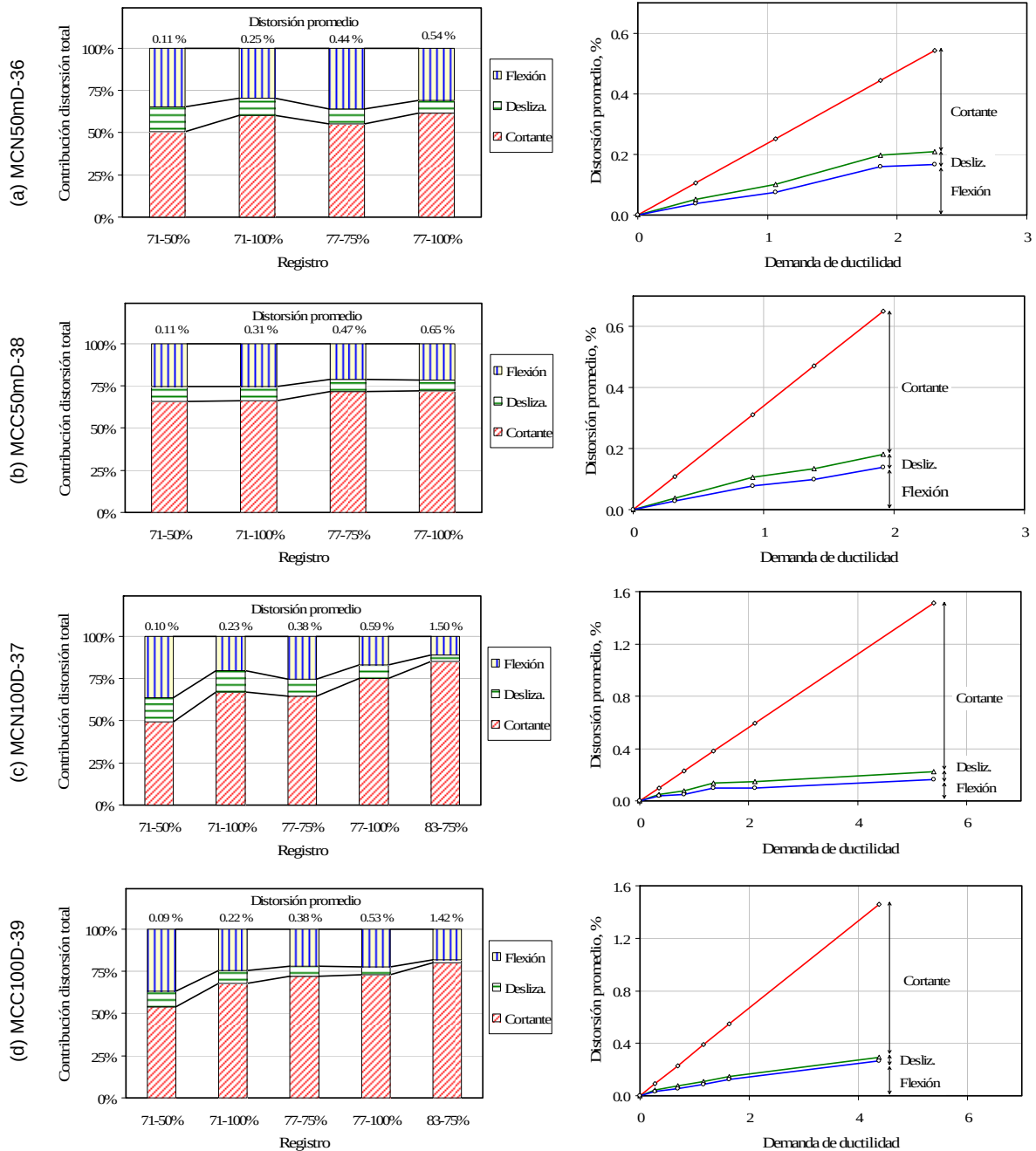


Figura 13 Contribución de los modos de deformación a la distorsión total

Es claro observar en la Figura 13 que el comportamiento de los especímenes siempre estuvo controlado por el mecanismo de cortante (cortante en el alma y por deslizamiento) y que la contribución relativa de cada modo varía significativamente con el nivel de ductilidad. Inicialmente, la contribución de las deformaciones por flexión juegan un papel importante en la respuesta; sin embargo, ésta decrece para mayores demandas de distorsión. También se observa que la contribución del deslizamiento contribuye aproximadamente el 15% inicialmente, pero decrece al 8% en condiciones cercanas a la falla. Aunque los muros con barras corrugadas

fueron reforzados con el 100% de la cuantía mínima de refuerzo (Figura 13.c-d), y los muros con malla de alambre soldado tenían el 50% de dicha cuantía (Figura 13.a-b), los primeros soportaron demandas de ductilidad apreciablemente mayores.

CONCLUSIONES

Basados en los análisis realizados hasta el momento, es posible concluir que los ensayos en mesa vibradora son esenciales para comparar y verificar los resultados de los ensayos cuasi-estáticos. En el programa experimental se observó que el efecto de la velocidad de carga juega un papel importante en la capacidad de deformación y en la degradación de resistencia de muros de concreto de baja altura. En otros estudios, la disminución de resistencia ha sido observada entre muros ensayados bajo carga lateral cíclica reversible y monótona. Por ejemplo, Barda *et al.* (1977) reporta valores 10% menores en los resultados cíclicos (cuasi-estáticos), Cárdenas *et al.* (1980) del 7%, y Sánchez (2008) entre el 5 y el 25% dependiendo del tipo de concreto, y de la cuantía y tipo de refuerzo utilizado en los muros.

Debido a que la degradación de resistencia juega un papel importante en la capacidad de disipación de energía de las estructuras, los resultados de deformación obtenidos a partir de muros ensayados bajo carga lateral cíclica reversible, son sólo una primera aproximación del comportamiento real de estos elementos sometidos a acciones sísmicas. Por lo tanto, la capacidad de disipación de energía calculada a partir de este tipo de ensayos puede ser sobreestimada. A pesar de que las correlaciones obtenidas son un primer acercamiento de la cuantificación del efecto de la velocidad de aplicación de carga, es necesario correlacionar los resultados de los ensayos considerando no solo deformaciones alcanzadas, sino la historia total de estas deformaciones y el incremento del daño asociado con el mayor número de ciclos. Probablemente esto es posible hacerlo utilizando los conceptos de demandas acumuladas de ductilidad y/o disipación de energía

En cuanto a la resistencia, los muros con el 50% de la cuantía mínima de refuerzo estipulada en el reglamento de diseño y utilizando malla de alambre soldado, mostraron capacidad de esfuerzo cortante comparable con la de los muros reforzados con el 100% de dicha cuantía. Por consiguiente, es posible utilizar los muros reforzados con malla de alambre soldado en viviendas de concreto donde las demandas de desplazamiento no son una preocupación del diseño. A partir de las frecuencias naturales de vibración medidas, los análisis lineales elásticos basados en propiedades “no agrietadas” no son representativos del comportamiento real y pueden ser muy conservadores, especialmente para muros de concreto con bajas cuantías de refuerzo.

REFERENCIAS

- Alcocer S., Sánchez A., Uribe R. y Ponce A. (2006), **“Behavior of concrete walls for economic housing”**, 8th U.S. National Conference of Earthquake Engineering, San Francisco, California, Paper 1834.
- Alcocer S., Muriá D. y Peña J. (1997), **“Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada”**, Series del Instituto de Ingeniería, No. 616, Universidad Nacional Autónoma de México.
- American Concrete Institute – ACI (2008), **“Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)”**.
- Arias A. (1970), **“A measure of earthquake intensity”**, En: Seismic design for nuclear power plants. Editor: R. J. Hansen, MIT Pres, pp. 438-483.
- 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.
- 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. (2008), **“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. y Alcocer S. (2008), **“Shaking table test of low-rise concrete walls for housing”**, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Paper 12-01-0011.

Chopra A. (2001), **“Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering”**, Segunda Edición, Printice-Hall, New Jersey, USA.

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

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

Housner G. (1959), **“Behavior of structures during earthquakes”**, Journal of the Engineering Mechanics Division – ASCE, Vol. 85, No.EM4, pp. 109-129.

Muriá D. y González R. (1995), **“Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México”**. Revista de Ingeniería Sísmica, México, No. 51, pp. 25-45.

Ordaz M., Arboleda J. y Singh S. (1995), **“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. 5, pp. 1635-1647.

Pinho R. (2000), **“Shaking table testing of RC walls”**, Journal of Earthquake Technology, Vol. 37, No. 4, pp. 119-142.

Sánchez A. (2008), **“Comportamiento sísmico de viviendas construidas con muros de concreto”**, Tesis de Doctorado (En proceso), Universidad Nacional Autónoma de México.

Santoyo M., Singh S. y Mikumo T. (2005), **“Source process and stress change associated with the 11 January, 1997 (Mw = 7.1) Michoacán, Mexico, inslab earthquake”**, Geofísica internacional, Vol. 44, No. 4, pp. 317-330.

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.