

ENSAYE DE MUROS DE CONCRETO CON DIFERENTE RELACIÓN DE ASPECTO Y BAJAS CUANTÍAS DE REFUERZO, PARA USO EN VIVIENDA

Leonardo E. Flores Corona¹, Sergio M. Alcocer Martínez de Castro², Julián Carrillo León³,
Alfredo Sánchez Alejandro⁴, Roberto Uribe⁵ y Angel Ponce⁶

RESUMEN

Se ensayaron 19 muros de concreto a escala natural del tipo usado en vivienda, con altura de 2.5 m y espesor de 10 cm, con longitudes de 1.24, 2.4 y 5.4 m, dos de ellos con aberturas para puerta y ventana. Los concretos usados fueron de 15 MPa (150 kg/cm²). Se reforzaron con la cuantía mínima de acero y con la mitad de ésta, mediante barras corrugadas o malla de alambre soldado. Se ensayaron aplicando de carga horizontal cíclica reversible a nivel de la losa. El modo de falla consistió en agrietamientos inclinados a 45° en ambas direcciones con la fractura de los alambres de malla. Se presentan resultados de resistencia y capacidad de deformación inelástica, comportamiento histerético, degradación de rigidez y participación del refuerzo.

ABSTRACT

Nineteen full-scale reinforced concrete walls typical in housing were tested. The specimens were 2.5 m-height and 10 cm-thick and had lengths of 1.24, 2.4 and 5.4 m, and two of them included openings. A concrete of 15 MPa (150 kg/cm²) was used. The walls had an amount of web reinforcement of both minimum and half of minimum, by using deformed bars or welded wire meshes. The specimens were tested applying a horizontal cyclic loading at the top. The failure mode was inclined cracking patterns and the wire fracture. The results of strength, inelastic deformation, hysteretic behavior, and participation of reinforcement are described.

INTRODUCCIÓN

La urgente necesidad de dotar de vivienda a la creciente población de nuestro país que año tras año demandan miles de unidades nuevas, ha dado lugar a empresarios y organismos de vivienda a buscar mejores opciones para la construcción masiva, con buenas condiciones de seguridad, funcionalidad y al menor costo posible. Uno de los sistemas estructurales que ha sido adoptado en los últimos años es el de la vivienda 100% de concreto. Si bien el costo de los materiales es mayor que el de la mampostería tradicional, el ahorro se logra por la rapidez y eficiencia en la construcción, llegando a lapsos de un solo día para el colado de una vivienda completa, más otro tanto para cimbrado y descimbrado, mediante moldes metálicos especiales. Sin embargo, no hay un consenso entre los estructuristas del país para el diseño de vivienda de concreto ya que, mientras unos cumplen con las estrictas normas para muros de concreto de diversos reglamentos de construcción (GDF, ACI), atendiendo a requisitos de cuantías de refuerzo y detallado, otros suponen al concreto del muro como una especie de “mampostería de alta resistencia” e ignoran dichos requisitos dando un refuerzo y detallado verdaderamente pobre a estas edificaciones.

¹ Investigador, Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), Av. Delfín Madrigal 665, Pedregal de Sto. Domingo, Coyoacán, 04360, México D.F., Tel. (55) 5424 6100, lfc@cenapred.unam.mx

² Director del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).

³ Estudiante de Doctorado, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F. y Profesor Asistente, Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá, Colombia. jcarrillo@ii.unam.mx

⁴ Estudiante de Doctorado, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.

⁵ Director General del Centro de Tecnología del Cemento y del Concreto, CEMEX.

⁶ Gerente de la División de Estructuras, Centro de Tecnología del Cemento y del Concreto, CEMEX.

Por lo anterior y debido a la búsqueda de optimizar la construcción de vivienda con muros de concreto de reducida resistencia y reforzados con bajas cuantías de acero, así como la necesidad de evaluar su comportamiento estructural llevó al diseño del ambicioso programa experimental elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, con el patrocinio de CEMEX, con ensayos estáticos realizados en el laboratorio del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) más algunos ensayos dinámicos que se llevarán a cabo en la Mesa Vibradora de la UNAM.

Para este programa experimental una primera etapa, previa a este estudio, consistió en el ensaye de 16 muros cuadrados ensayados ante carga monótona y cíclica y que se describen en trabajos como los de Alcocer y otros (2005 y 2006).

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Las variables estudiadas en todo el programa experimental fueron las siguientes:

- a) Material:
 - 1) Concreto: Normal, Celular y Autocompactable.
 - 2) Acero de refuerzo: barras corrugadas no. 3, malla calibre 6.
- b) Esfuerzo vertical: 2.5 kg/cm² representativo de la vivienda de dos niveles.
- c) Relación de aspecto: H/L = 0.5, 1, 2 (H = 2.5 m es la altura y L = longitud).
- d) Cuantía de refuerzo: nula, p_{min} , $\frac{1}{2}p_{min}$.
- e) Tipo de ensaye: Monótono, Cíclico y Dinámico
- f) Geometría: Muro sólido y muro con aberturas.

En la primera etapa de este estudio (Sánchez, 2007; Alcocer y otros, 2005 y 2006) realizada en el año 2004 se estudiaron solamente muros cuadrados. Dicha etapa se dividió en dos subetapas: ensayos monótonos y ensayos cíclicos. Dentro de este esquema se estudiaron los tres tipos de concreto, así como las tres cuantías de acero para las pruebas monótonas y dos cuantías para las pruebas cíclicas (ver tabla 1).

Para la segunda etapa se incluyeron los muros con diferente relación de aspecto, es decir, de diferente longitud. En la tabla 1 se enlistan todos los ensayos estáticos realizados, los primeros 16 representan la primera etapa del estudio y del muro 17 al 35 son los especímenes de la segunda etapa incluidos en este artículo.

Tabla 1 Lista de los ensayos de muros de concreto

No.	Muro	H/L ¹	Concreto ²	% p_{min} ³	Ensayo ⁴	Notas
1	MCN0M	1	Normal	0	Monótono	
2	MCN50M	1	Normal	50	Monótono	
3	MCN100M	1	Normal	100	Monótono	
4	MCC0M	1	Celular	0	Monótono	
5	MCC50M	1	Celular	50	Monótono	
6	MCC100M	1	Celular	100	Monótono	
7	MCA0M	1	Aucompactable	0	Monótono	
8	MCA100M	1	Aucompactable	100	Monótono	
9	MCN50C	1	Normal	50	Cíclico	
10	MCN100C	1	Normal	100	Cíclico	
11	MCA50C	1	Aucompactable	50	Cíclico	
12	MCA100C	1	Aucompactable	100	Cíclico	
13	MCC50C	1	Celular	50	Cíclico	
14	MCC100C	1	Celular	100	Cíclico	
15	MCA50C-R (11)	1	Aucompactable	50	Cíclico	Reparado
16	MCC50C-R (13)	1	Celular	50	Cíclico	Reparado
17	MRN100C	0.5	Normal	100	Cíclico	
18	MEN100C	2	Normal	100	Cíclico	
19	MRN50C	0.5	Normal	50	Cíclico	
20	MEN50C	2	Normal	50	Cíclico	
21	MRC100C	0.5	Celular	100	Cíclico	

No.	Muro	H/L ¹	Concreto ²	%p _{min} ³	Ensaye ⁴	Notas
22	MRN50mC	0.5	Normal	50 malla	Cíclico	
23	MCN50mC	1	Normal	50 malla	Cíclico	
24	MEN50mC	2	Normal	50 malla	Cíclico	
25	MRC50mC	0.5	Celular	50 malla	Cíclico	
26	MCC50mC	1	Celular	50 malla	Cíclico	
27	MEC50mC	2	Celular	50 malla	Cíclico	
28	MVN100C	–	Normal	100	Cíclico	
29	MVN50mC	–	Normal	50 malla	Cíclico	
30	MCN50C-2 (9*)	1	Normal	50	Cíclico	
31	MCA50C-2 (11*)	1	Autocompactable	50	Cíclico	
32	MCC50C-2 (13*)	1	Celular	50	Cíclico	
33	MCC100C-2 (14*)	1	Celular	100	Cíclico	
34	MCNB50mC**	1	Normal	50 malla	Cíclico	f _c '=10 MPa
35	MRNB50mC**	0.5	Normal	50 malla	Cíclico	f _c '=10 MPa

En la nomenclatura:

¹ C = Cuadrado (H/L = 1), R = muro largo (Robusto: H/L = 0.5), y E = Muro corto (Esbello: H/L = 2).

² N = Concreto convencional (Normal), C = Celular, A = Autocompactable.

³ El número significa el porcentaje de la cuantía mínima. Se agrega una “m” al nombre si es con malla de alambre.

⁴ M = Monótono, C = Cíclico, D = Dinámico. Los ensayos dinámicos se realizarán en la Mesa Vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

* Los especímenes 30 a 33 son repeticiones de los modelos 9, 11, 13 y 14.

** Concreto normal con resistencia a la compresión baja (f_c' = 10 MPa, 100 kg/cm²). Se ha agregado una letra B en la nomenclatura (B = Bajo).

DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

Los muros se construyeron con uno de los tipos de concreto manejados en este estudio (Normal, Celular o Autocompactable), y tuvieron una altura libre de 2.4 m más el espesor de la losa de 200 mm. La longitud fue de 1.24, 2.4 y 5.4 m para los muros cortos (Esbeltos), Cuadrados y largos (Robustos), respectivamente.

En su parte superior contaron con una losa de 450 mm de ancho y 200 mm de espesor, en la cual se conectó la viga de acero de distribución de cargas vertical y horizontal. Los muros se desplantaron sobre vigas de cimentación de 800×500 mm con preparaciones para recibir el refuerzo y proporcionar el anclaje necesario a dichas barras verticales. Para los muros largos se usaron dos vigas de cimentación acopladas mediante cables de presfuerzo.

Las propiedades nominales de los materiales usados fueron:

- Concreto de vigas de cimentación, f_c' = 60 MPa (600 kg/cm²)
- Concreto de muros, f_c' = 15 y 10 MPa (150 y 100 kg/cm²)
- Acero longitudinal en extremos y losa, f_y = 412 MPa (4200 kg/cm²)
- Acero de estribos (alambrón) f_y = 210 MPa (2100 kg/cm²)
- Malla de alambre soldado f_y = 500 MPa (5000 kg/cm²)

Geometría de los modelos

En la figura 1 se muestran las dimensiones de los especímenes todos los muros contaron con una altura libre de 2.4 m más el espesor de la losa. En todos los casos el espesor de los muros fue constante e igual a 100 mm, incluyendo los extremos que alojaron en dicho espesor el refuerzo vertical por flexión.

Los especímenes 28 y 29 fueron muros de 3.8 m de longitud pero que incluyeron aberturas en forma de puerta y de ventana, donde quedaron dos segmentos de muro al lado de la puerta y entre la puerta y ventana.

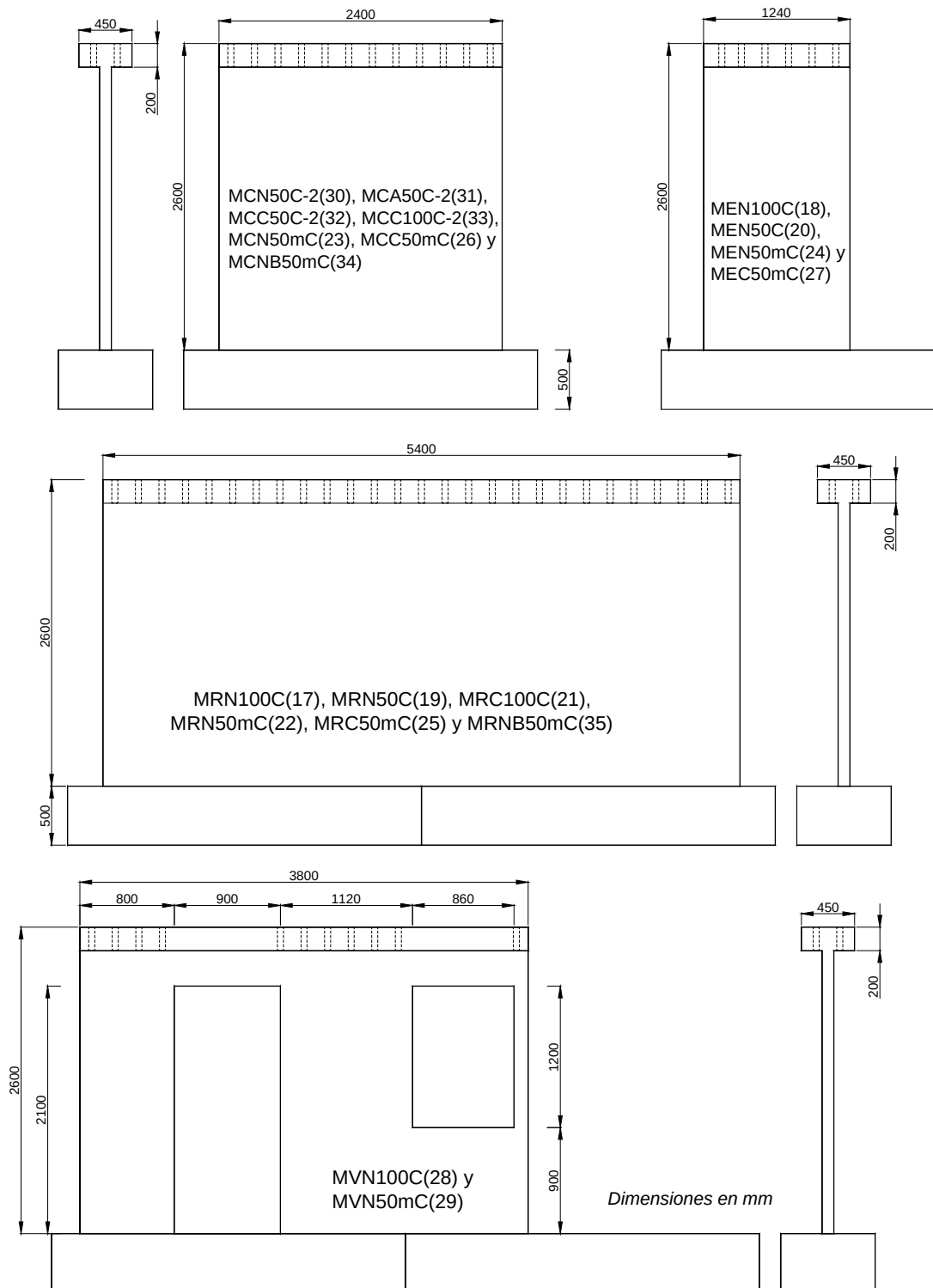


Figura 1 Dimensiones generales de los modelos

Refuerzo de los especímenes

Los especímenes fueron diseñados para evitar la falla por flexión obligando a la falla por cortante, es por eso que el armado en los extremos se sobre-diseñó de tal forma de que la resistencia a flexión requiriera de la aplicación de una carga con un 50 a un 150% superior a aquella que provocaría la falla por cortante. Esto implicó contar con armados muy importantes concentrados en los extremos.

En las figuras 2 se muestra el armado de los especímenes, mismo que se resume en la tabla 2.

Tabla 2 Armado de los especímenes

No.	Muro	H/L	Refuerzo vertical y horizontal en el alma ^{1 y 2}	Refuerzo en los extremos ³
17	MRN100C	0.5	#3 @ 250 mm	4#6, E#2@150 mm
18	MEN100C	2	#3 @ 250 mm	6#6, E#2@150 mm
19	MRN50C	0.5	#3 @ 500 mm	6#5, E#2@150 mm
20	MEN50C	2	#3 @ 500 mm	6#5, E#2@150 mm
21	MRC100C	0.5	#3 @ 250 mm	6#6, E#2@150 mm
22	MRN50mC	0.5	mallá 6×6-6/6	6#5, E#2@150 mm
23	MCN50mC	1	mallá 6×6-6/6	6#6, E#2@150 mm
24	MEN50mC	2	mallá 6×6-6/6	4#6, E#2@150 mm
25	MRC50mC	0.5	mallá 6×6-6/6	6#5, E#2@150 mm
26	MCC50mC	1	mallá 6×6-6/6	6#6, E#2@150 mm
27	MEC50mC	2	mallá 6×6-6/6	4#6, E#2@150 mm
28	MVN100C	–	#3 @ 250 mm	4#5, E#2@150 mm
29	MVN50mC	–	mallá 6×6-6/6	4#5, E#2@150 mm
30	MCN50C-2	1	#3 @ 500 mm	6#6, E#2@150 mm
31	MCA50C-2	1	#3 @ 500 mm	6#6, E#2@150 mm
32	MCC50C-2	1	#3 @ 500 mm	6#6, E#2@150 mm
33	MCC100C-2	1	#3 @ 250 mm	8#6, E#2@150 mm
34	MCNB50mC	1	mallá 6×6-6/6	6#6, E#2@150 mm
35	MRNB50mC	0.5	mallá 6×6-6/6	6#5, E#2@150 mm

Notas:

¹ #3@50: barras corrugadas del no. 3 (9.5 mm de diámetro = 3/8 plg) colocadas a cada 500 mm.

² 6×6-6/6: es mallá de alambres verticales y horizontales separadas 150 mm (6 plg), ambas calibre 6 (4.88 mm de diámetro, $a_s = 0.187 \text{ cm}^2$).

³ 4#6, E#2@150 mm: en cada extremo cuatro barras corrugadas no. 6 (19 mm de diámetro = 3/4 plg), con Estribos de barra lisa no. 2 (alambón de 6.4 mm de diámetro = 1/4 plg) a cada 150 mm.

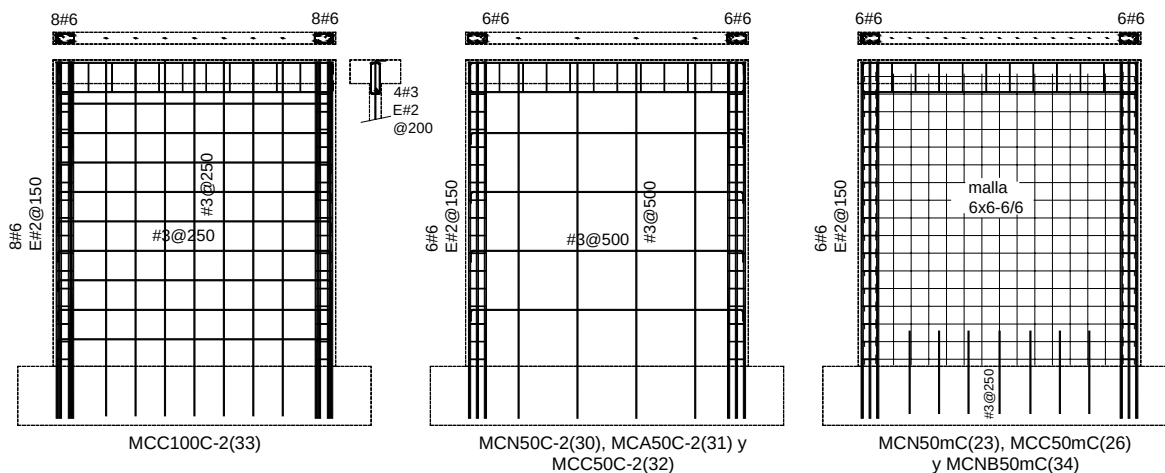


Figura 2 a) Armado de los especímenes cuadrados

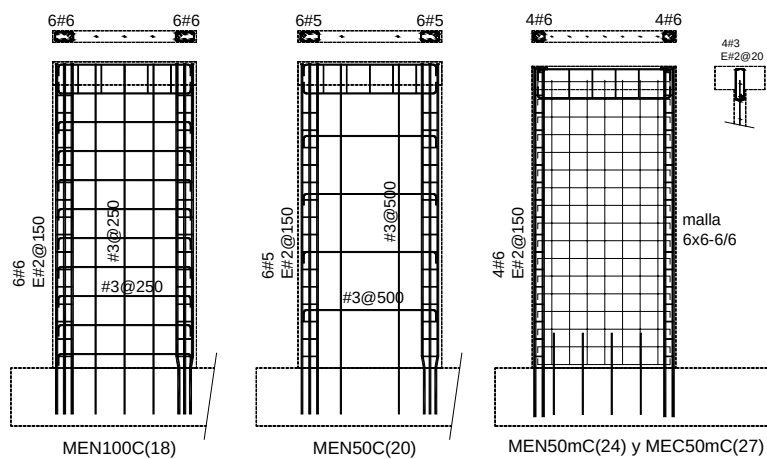


Figura 2 b) Armado de los especímenes cortos (Esbeltos)

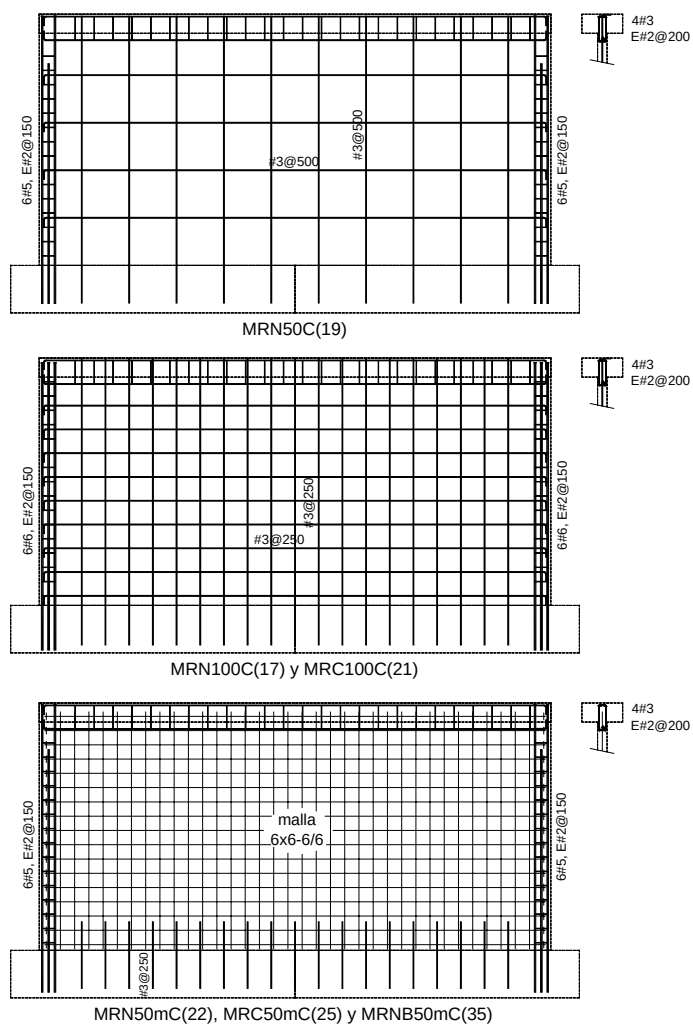


Figura 2 c) Armado de los especímenes largos (Robustos)

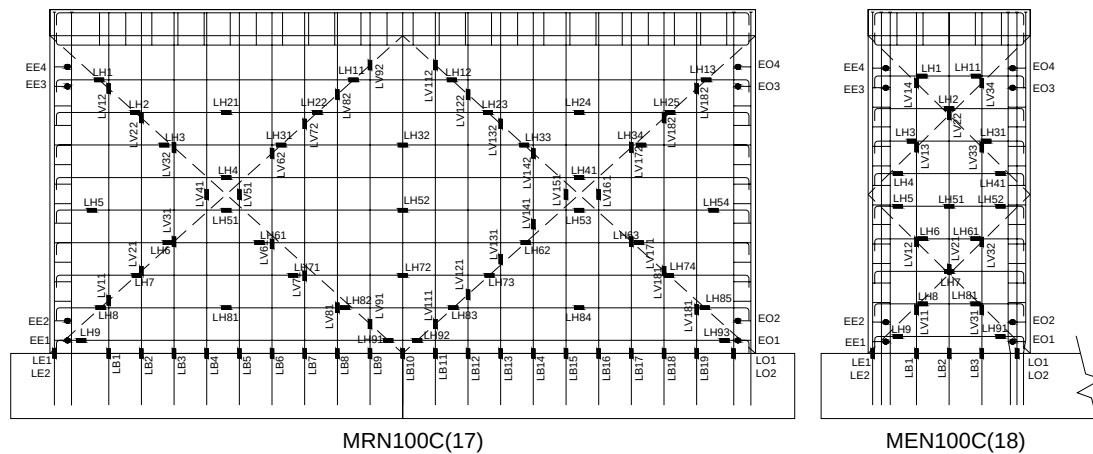


Figura 3 b) Ejemplo de instrumentación interna para especímenes rectangulares

Instrumentación externa

Adicionalmente a la medición de la carga y desplazamiento horizontales al nivel del eje de la dala superior, se dispuso de una serie de medidores de deformación instalados en cada espécimen. Dentro de la instrumentación se incluyeron dispositivos para medir:

- 1) Desplazamiento horizontal a nivel de la losa y a diferentes alturas;
- 2) Rotación general del modelo por flexión;
- 3) Deformación de las diagonales; y
- 4) Deformación vertical.

En las figuras 4 se presenta el arreglo de la instrumentación externa en todos los tamaños de especímenes. En el caso de los muros rectangulares, la medición de las diagonales se hizo suponiendo divididos los muros en dos zonas aproximadamente cuadradas. Por su parte, en los muros con aberturas se consideraron los paneles aproximadamente cuadrados en que se puede suponer divididos los muros para la instalación de los instrumentos de medición. Las mediciones de las diagonales permiten estimar las deformaciones por cortante. Los instrumentos verticales en los extremos se instalaron para calcular las deformaciones por flexión en diferentes zonas de los muros.

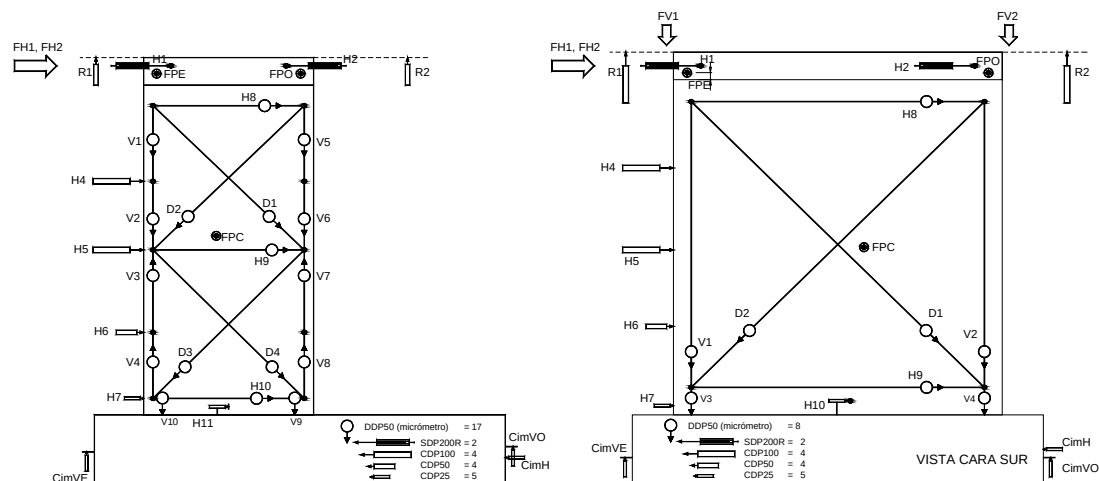


Figura 4 a) Instrumentación externa muros cortos y cuadrados

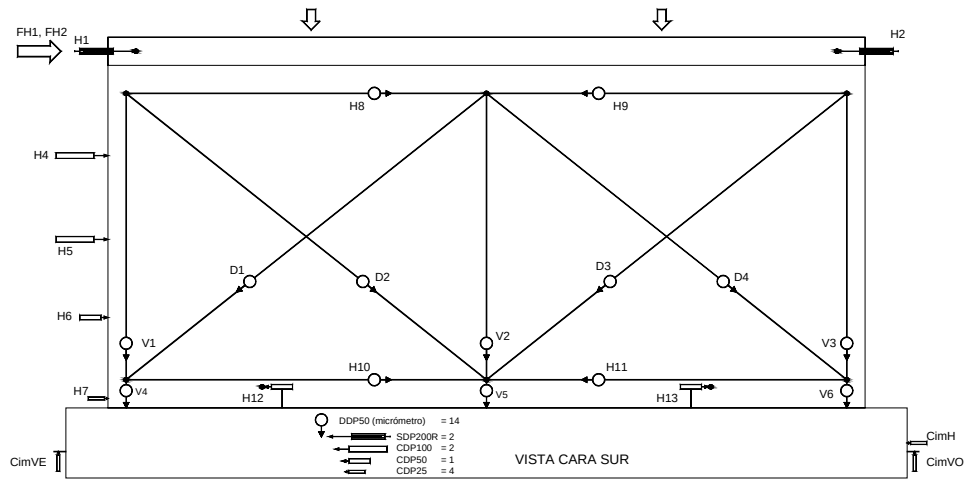


Figura 4 b) Instrumentación externa de los muros largos

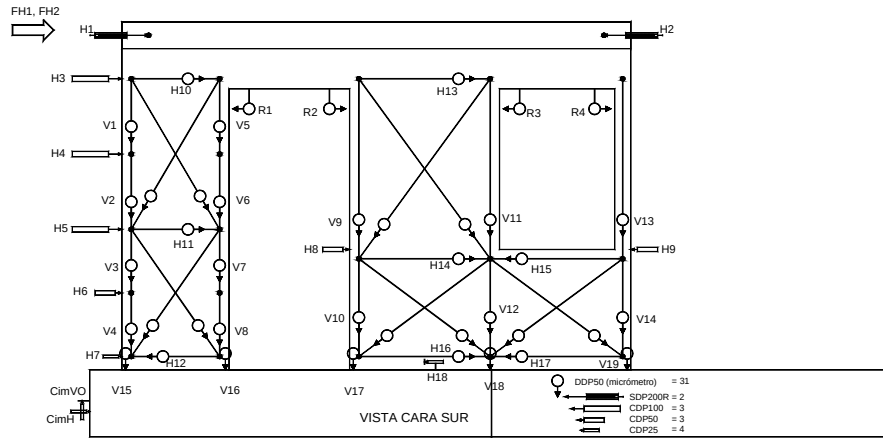


Figura 4 c) Instrumentación externa de los muros con aberturas

MARCO DE CARGA

Para los ensayos de este estudio se aplicaron cargas horizontales cíclicas reversibles mediante dos gatos hidráulicos de doble acción. La carga horizontal se aplicó en el eje de la losa. La carga vertical se aplicó mediante un sistema de palanca compuesto por una viga de acero y un peso que colgaba a un lado del modelo (fig. 5). Dicha viga 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 un esfuerzo cortante de 0.25 MPa (2.5 kg/cm²). Dicho esfuerzo vertical se logró para las diversas longitudes de muros al variar la posición del peso sobre la palanca, y usando un peso en los muros más cortos y dos para los muros largos.

La viga de cimentación se sujeto a la losa de reacción del laboratorio simulando un empotramiento perfecto de los especímenes en su base. En la figura 5 se presenta el marco de carga.

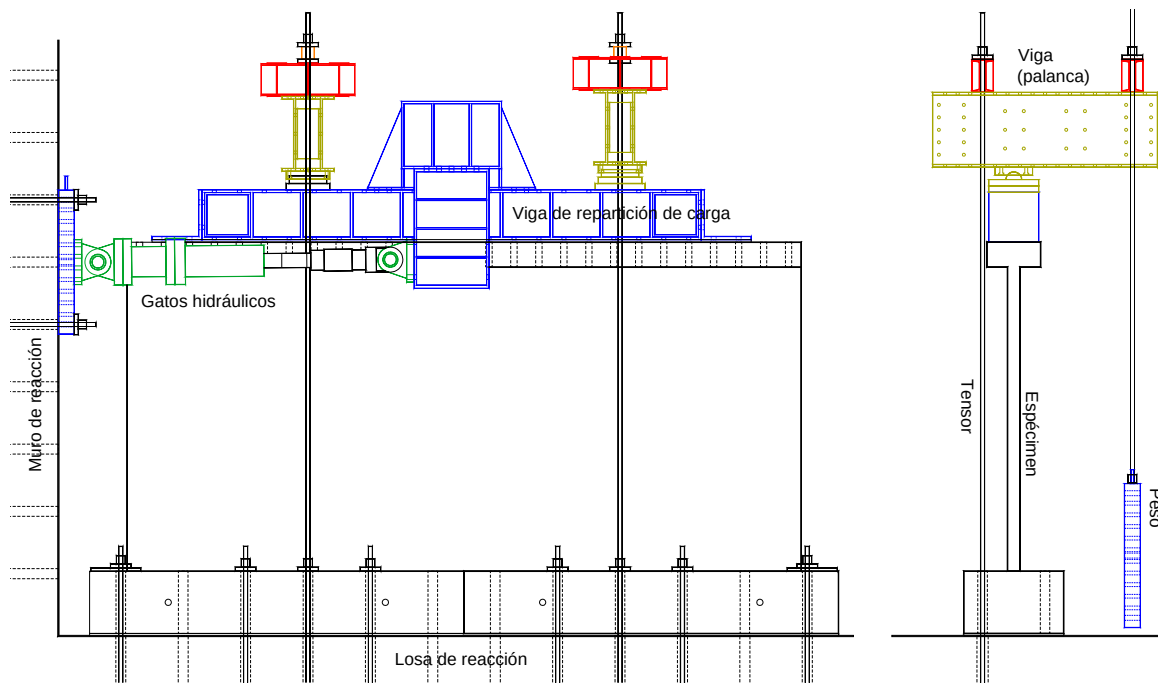
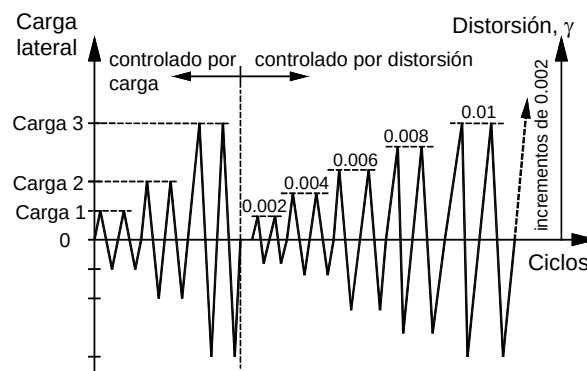


Figura 5 Dispositivo de aplicación de cargas

HISTORIA DE CARGA

En la presente etapa todos los ensayos fueron cíclicos reversibles con una repetición de cada incremento. Los primeros ciclos se controlaron por carga hasta el agrietamiento con una repetición para cada nivel de carga. En este caso 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 se controló por distorsión con aumentos de 0.002 en cada incremento y una repetición para cada distorsión. La historia se muestra en la fig. 6.



Carga 1 = 0.25 veces la carga calculada de agrietamiento o fluencia
 Carga 2 = 0.5 veces la carga calculada de agrietamiento o fluencia
 Carga 3 = carga de agrietamiento o primera fluencia (experimental)

Figura 6 Historia de carga empleada en los ensayos (GDF, 2004b)

CÁLCULO DE RIGIDEZ Y RESISTENCIA

Para predecir la resistencia y rigidez de los especímenes se utilizaron las ecuaciones de cálculo que los diseñadores de la práctica usan cotidianamente. Para la resistencia de los especímenes se usaron las ecuaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Para predecir la rigidez inicial de los especímenes, es decir, en el rango elástico antes de los primeros agrietamientos, se usan ecuaciones de la mecánica de materiales. Todos los modelos excepto los muros con aberturas se pueden representar por una columna equivalente empotrada en su base y con una carga horizontal aplicada en su extremo superior, lo cual equivale a una viga en voladizo con carga en el extremo pero en posición vertical.

Resistencia

Para la resistencia de los especímenes se siguieron las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTCC (GDF, 2004a). Las expresiones son:

$$V_R = V_{cR} + V_{sR} \quad (1)$$

$$\text{si } H/L \leq 1.5 \quad V_{cR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c^*} \, t \, L \quad (\text{usando kg/cm}^2) \quad (2)$$

$$\text{si } H/L \geq 2 \text{ y } p < 0.015 \quad V_{cR} = (0.2 + 20p) F_R \sqrt{f_c^*} \, t \, (0.8L) \quad (\text{usando kg/cm}^2) \quad (3)$$

$$\text{si } 1.5 \leq H/L \leq 2 \quad \text{interpolar linealmente}$$

y para la contribución del refuerzo a la resistencia:

$$V_{sR} = F_R p_h f_{yh} A_m \quad (4)$$

donde

- V_R resistencia del muro;
- V_{cR} fuerza cortante de diseño que toma el concreto;
- V_{sR} fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo;
- F_R factor de resistencia, se ha tomado igual a 1.0 para la predicción en estos ensayos;
- f_c^* resistencia nominal del concreto a compresión;
- $f_c^* = 0.8 f_c'$, y f_c' es la resistencia especificada del concreto a compresión (de cilindros);
- t espesor del muro;
- L longitud total del muro;
- p cuantía de refuerzo longitudinal por flexión, $p = A_s / t \, d$;
- A_s = área del acero de refuerzo en el extremo del muro, d = peralte efectivo;
- p_h cuantía de refuerzo horizontal; $p_h = a_{sh} / t \, s_h$;
- a_{sh} = área de acero de refuerzo horizontal, s_h = separación del refuerzo horizontal; y
- A_m área de la sección transversal del muro, $A_m = t \, L$.

La ecuación 2 está definida especialmente para el caso de muros de concreto, no toma en cuenta la carga axial y es válida para muros relativamente largos ($H/L \leq 1.5$).

La ecuación 3 se aplica para el caso de muros relativamente altos que trabajan esencialmente como vigas y por lo tanto pueden tener una componente a flexión importante. Sólo se ha anotado la expresión para $p < 0.015$ ya que todos los muros estudiados aquí caen en este caso. Adicionalmente, si el muro corresponde a este caso, deberá reducirse la resistencia a cortante cuando el peralte del elemento supera 700 mm multiplicándose por un factor: $0.8 \leq 1 - 0.0004 (L - 700) \leq 1$, (L en mm). En este caso también corresponde la corrección por la carga axial, P , en la cual V_{cR} se multiplica por $(1 + 0.007P/A_m)$ (usando kg y cm²).

Los resultados, calculados con la resistencia real del concreto medida experimentalmente y con la resistencia nominal del acero de refuerzo se presentan en la tabla 3.

Tabla 3 Predicción de la resistencia de los especímenes

No.	Muro	L cm	f'_c , MPa (kg/cm ²)	V_{cR} , kN (t)	V_{sR} , kN (t)	V_R , kN (t)
17	MRN100C	540	16.2 (165)	517 (52.7)	632 (64.4)	1149 (117)
18	MEN100C	124	16.2 (165)	56 (5.7)	145 (14.8)	201 (20.5)
19	MRN50C	540	16.2 (165)	517 (52.7)	316 (32.2)	833 (84.9)
20	MEN50C	124	16.2 (165)	45 (4.6)	73 (7.4)	118 (12.0)
21	MRC100C	540	5.2 (53)	293 (29.9)	632 (64.4)	925 (94.3)
22	MRN50mC	540	20.0 (204)	575 (58.6)	325 (33.1)	900 (91.8)
23	MCN50mC	240	20.0 (204)	256 (26.1)	144 (14.7)	400 (40.8)
24	MEN50mC	124	20.0 (204)	49 (5.0)	75 (7.6)	123 (12.6)
25	MRC50mC	540	5.2 (53)	293 (29.9)	325 (33.1)	618 (63.0)
26	MCC50mC	240	28.6 (292)	306 (31.2)	144 (14.7)	450 (45.9)
27	MEC50mC	124	28.6 (292)	58 (5.9)	75 (7.6)	133 (13.5)
28	MVN100C	80 y 112	16.0 (163)	137 (13.9)	225 (22.9)	361 (36.8)
29	MVN50mC	80 y 112	16.0 (163)	137 (13.9)	116 (11.8)	252 (25.7)
30	MCN50C-2	240	20.0 (204)	256 (26.1)	140 (14.3)	396 (40.4)
31	MCA50C-2	240	27.1 (276)	297 (30.3)	140 (14.3)	438 (44.6)
32	MCC50C-2	240	28.6 (292)	306 (31.2)	140 (14.3)	446 (45.5)
33	MCC100C-2	240	5.2 (53)	130 (13.3)	281 (28.6)	411 (41.9)
34	MCNB50mC	240	8.9 (91)	171 (17.4)	144 (14.7)	315 (32.1)
35	MRNB50mC	540	8.9 (91)	384 (39.2)	325 (33.1)	709 (72.3)

Según las NTCC la cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical es de $p_{\min} = 0.0025$. En el caso de los muros con el 100% de la cuantía mínima, se colocó una barra del no. 3 (9.5 mm de diámetro) a cada 250 mm en ambas direcciones. Esta cuantía representa un valor de $p_h = 71 / (100 \times 250) = 0.0028$, muy cercana a la indicada en las normas, por lo que se ha considerado aquí como la “cuantía mínima”. Para el caso del 50% de la cuantía mínima se ha duplicado la separación de las barras a cada 500 mm ($p_h = 0.0014$).

Para la malla de acero, el uso de alambre calibre 6 implica un área de 18.7 mm² separadas 150 mm, por lo que $p_h = 18.7 / (100 \times 150) = 0.00125$.

Rigidez de los muros en voladizo

La rigidez se calculará como una viga en voladizo considerando deformaciones por cortante y por flexión, mediante fórmulas de la mecánica de materiales:

$$Rig = \frac{1}{\left(\frac{H^3}{3E_c I} + \frac{H}{G_c A_v} \right)} \quad (5)$$

donde

H altura del modelo;

E_c módulo de elasticidad;

G_c módulo de rigidez a cortante, respectivamente, el módulo a cortante se tomó como

$G_c = E_c / [2(1+\nu)]$; siendo $\nu = 0.2$ el módulo de poisson.

A_v área de cortante calculada como el área transversal del muro entre el factor de forma = 1.2;

I momento de inercia de la sección rectangular. Las opciones son usar sección bruta de concreto, incluir el acero mediante la sección transformada y sección transformada agrietada.

Rigidez de los muros con aberturas

Para los especímenes con aberturas (modelos 28 y 29) fue necesario calcular su rigidez con modelos más refinados 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. En todos los casos el procedimiento fue aplicar una carga horizontal a nivel de losa a un modelo analítico y obtener la rigidez dividiendo dicha fuerza entre la deformación obtenida a ese nivel.

Dada la dificultad que plantea el cálculo de deformaciones de un muro con aberturas se procedió a dos aproximaciones, una fue el modelo de columna ancha y para la otra se analizó un modelo de elementos finitos elásticos planos.

Modelos de columna ancha

Esta aproximación consiste en reemplazar los muros (o segmentos de muro) por columnas ficticias ubicadas en el centro de los mismos, en donde éstas tendrán las características geométricas del muro que representan. En los cálculos se debe tomar en cuenta las deformaciones por cortante adicionalmente a las de flexión. Dichas columnas formarán marcos con los elementos horizontales que los ligen, mismos que deberán tener propiedades de rigidez “infinita” dentro del ancho de los muros dejando únicamente como parte deformable a la que queda libre entre los paños de los muros.

En el caso de muros con ventanas no es clara la forma en que se debe modelar por lo que se puede proceder a varias aproximaciones como se muestra en la figura 7. En dicha figura se presenta en todos los casos el segmento de muro a la izquierda de la puerta modelado con una única columna con propiedades “M1”, así como el segmento superior central ubicado entre puerta y ventana, rotulado M2, al igual que el tramo libre de la pequeña columna a la derecha de la ventana (C1). Sin embargo, la zona bajo la ventana es la que representa más posibilidades de modelado razonablemente válidas.

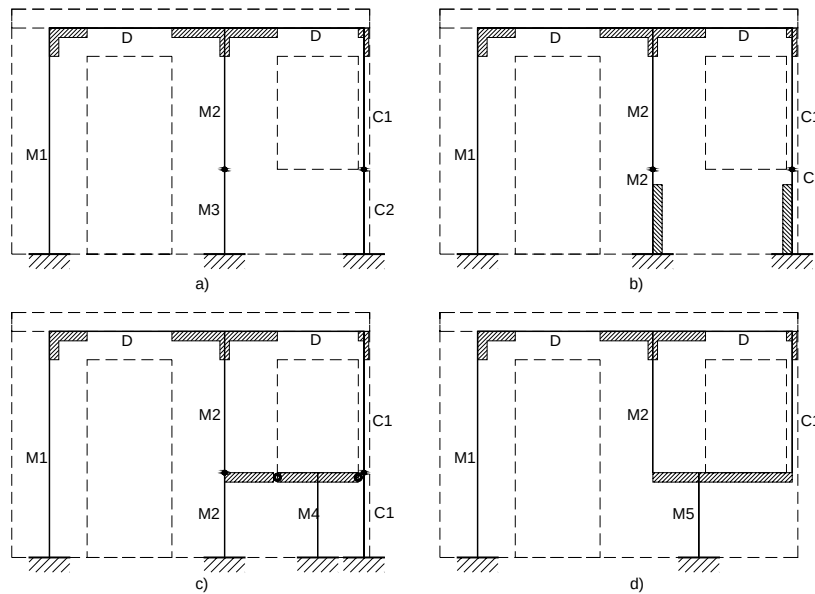


Figura 7 Modelos con el método de columna ancha

Modelo de elemento finito

Es el modelado más refinado que se puede hacer, pero la precisión depende de que se elijan adecuadamente el tipo de elementos, el refinamiento de la malla, la solución de las condiciones de frontera y de aplicación de la carga. Aquí se usó un modelo sencillo, elástico, analizado con el programa de computo SAP2000. El modelo se muestra en la figura 8.

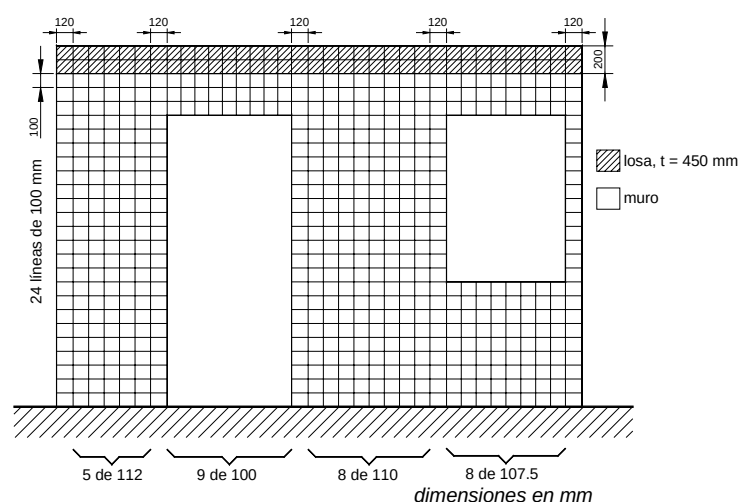


Figura 8 Modelo de elemento finito para los muros con aberturas

Tabla 4 Predicción de la rigidez inicial

No.	Muro	Rigidez, t/cm (aprox kN/mm)
17	MRN100C	594
18	MEN100C	26.6
19	MRN50C	594
20	MEN50C	26.6
21	MRC100C	337
22	MRN50mC	660
23	MCN50mC	152
24	MEN50mC	29.6
25	MRC50mC	337
26	MCC50mC	182
27	MEC50mC	35
28	MVN100C	131 ¹ , 123 ² y 116 ³
29	MVN50mC	131 ¹ , 123 ² y 116 ³
30	MCN50C-2	152
31	MCA50C-2	177
32	MCC50C-2	182
33	MCC100C-2	77
34	MCNB50mC	101
35	MRNB50mC	441

¹ Modelo de columna ancha de la figura 7d

² Modelo de columna ancha de la figura 7c

³ Modelo de elemento finito elástico, fig. 8

RESULTADOS DE LOS ENSAYES

En la primera etapa del estudio se realizaron ensayos monótonos y cíclicos a muros cuadrados (relación de aspecto unitaria, $H/L = 1$). El uso de muros cuadrados ha sido adoptado como geometría básica para estudiar las diferentes variables y para tener comparación con otros ensayos realizados en todo el mundo. Sin embargo, el efecto de la diferente relación de aspecto, tanto en muros cortos como muros largos no ha sido exhaustivamente estudiado, por lo que la actual etapa comprendió una serie de ensayos para distintas longitudes de muros.

Los especímenes estudiados en esta etapa fueron muros cortos, cuadrados y largos según su longitud horizontal (denominados Esbeltos, Cuadrados y Robustos, respectivamente), con relación de aspecto, H/L , de 0.5, 1.0 y 2.0.

El modo de falla esperado fue el de cortante por tensión diagonal por lo que se diseñó el refuerzo longitudinal en los extremos de tal forma de evitar una falla por flexión. Todos los ensayos de esta etapa fueron cíclicos.

PATRONES DE DAÑO

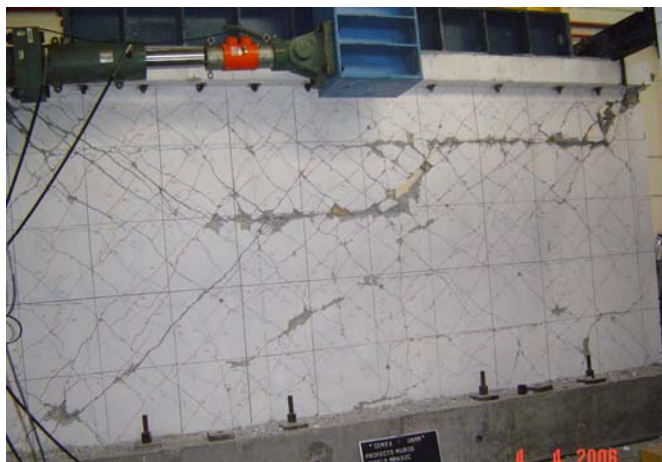
En todos los casos se llevó a los especímenes al máximo daño posible de controlar con el equipo en el laboratorio. En particular los ensayos se dieron por terminados cuando se llegó a 1) degradación importante de la resistencia, 2) falla súbita con pérdida total de la resistencia (fractura del acero), 3) niveles de daño severos, o 4) deformaciones excesivas.



a) MRN100C (17)



b) MEN100C (18)



c) MRN50C (19)



d) MEN50C (20)

Figura 9 Patrones de daño finales de los especímenes

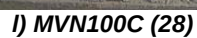
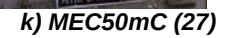
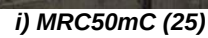
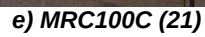


Figura 9 (cont.) Patrones de daño finales de los especímenes

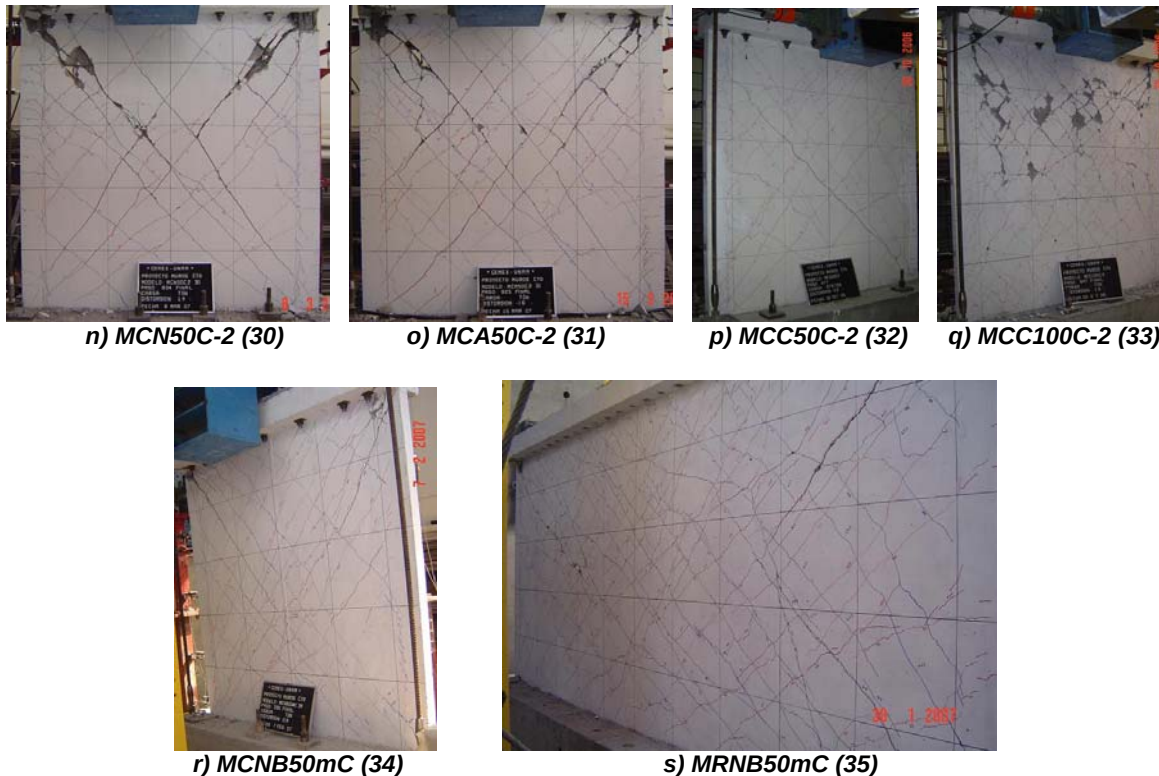


Figura 9 (cont.) Patrones de daño finales de los especímenes

En los siguientes párrafos se describe el comportamiento presentado en algunos de los especímenes representativos de cada tipo de muro en cuanto a su forma, refuerzo y modo de falla.

MRN100C (17). El patrón final de grietas se presenta en la figura 9 a. En este modelo se presentaron grietas horizontales y verticales previas al ensaye debido a la contracción del concreto. Durante el ensaye se presentaron agrietamientos inclinados a 45° bien distribuidos sobre todo el muro, sin embargo, el mecanismo de colapso final se presentó por un deslizamiento a través de planos horizontales cercanos a la base. Los planos de deslizamiento se formaron a lo largo de las barras de refuerzo horizontal en donde existían previamente agrietamientos por contracciones del concreto.

MEN100C (18). El mecanismo de falla del muro fue cortante por compresión diagonal. Como se aprecia en la figura 9b, se presentó daño distribuido sobre toda el área del muro con agrietamientos inclinados a 45° . El patrón de daño mostrado es el que se logró al final del ensaye. Se hace notar que se llevó a un daño muy severo con el fin de obtener la gráfica de histéresis lo más completa posible llegando en los últimos ciclos a cargas residuales que han caído hasta el 25% de la resistencia.

MRN50C (19). En este ensaye se probó el segundo muro largo, pero con una cuantía de la mitad de la mínima (fig. 9c). Durante el ensaye se presentaron agrietamientos inclinados a 45° bien distribuidos sobre todo el muro. Este modelo fue llevado a una condición de daño muy severa, para ciclos con cargas de sólo la décima parte de la resistencia del modelo se dio por terminada la prueba.

El mecanismo de colapso final se manifestó por la abertura de las grietas a 45° que partían de las esquinas y que, finalmente, se unieron por un plano horizontal a la mitad del muro.

MEN50C (20). Este espécimen presentó una falla por compresión diagonal con grietas inclinadas a 45° . El número de grietas fue menor en comparación con el modelo reforzado con el 100% de la cuantía mínima

aunque la distribución de los agrietamientos se presentó sobre todo el muro de concreto. El modelo se llevó hasta una condición de daño extrema.

GRÁFICAS DE HISTÉRESIS

En las siguientes descripciones se presentan las curvas de histéresis que presenta la distorsión angular contra a la fuerza cortante aplicada. La distorsión angular se define como el cociente del desplazamiento horizontal al nivel de la losa entre la altura del muro.

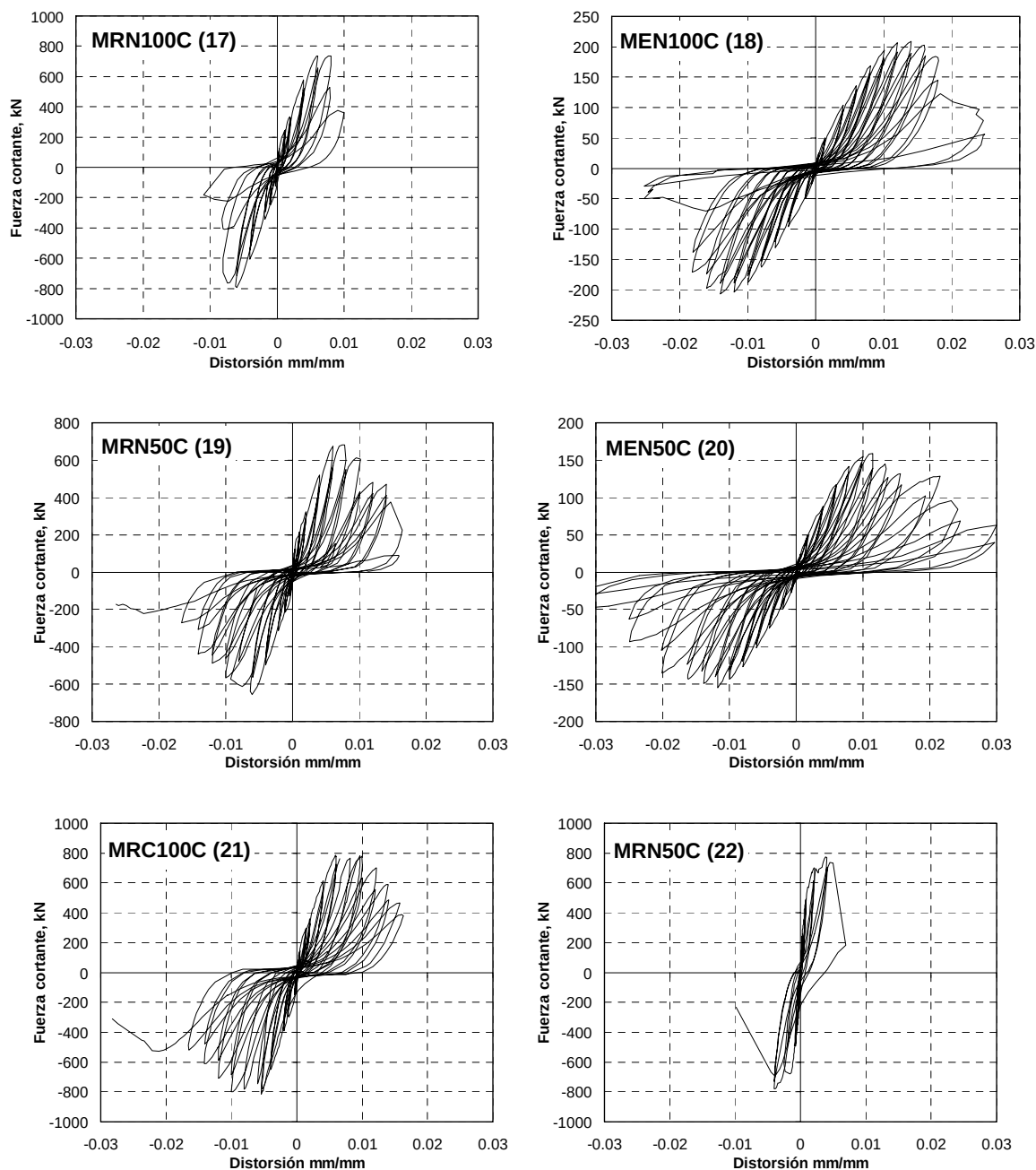


Figura 10 Curvas de histéresis de los modelos

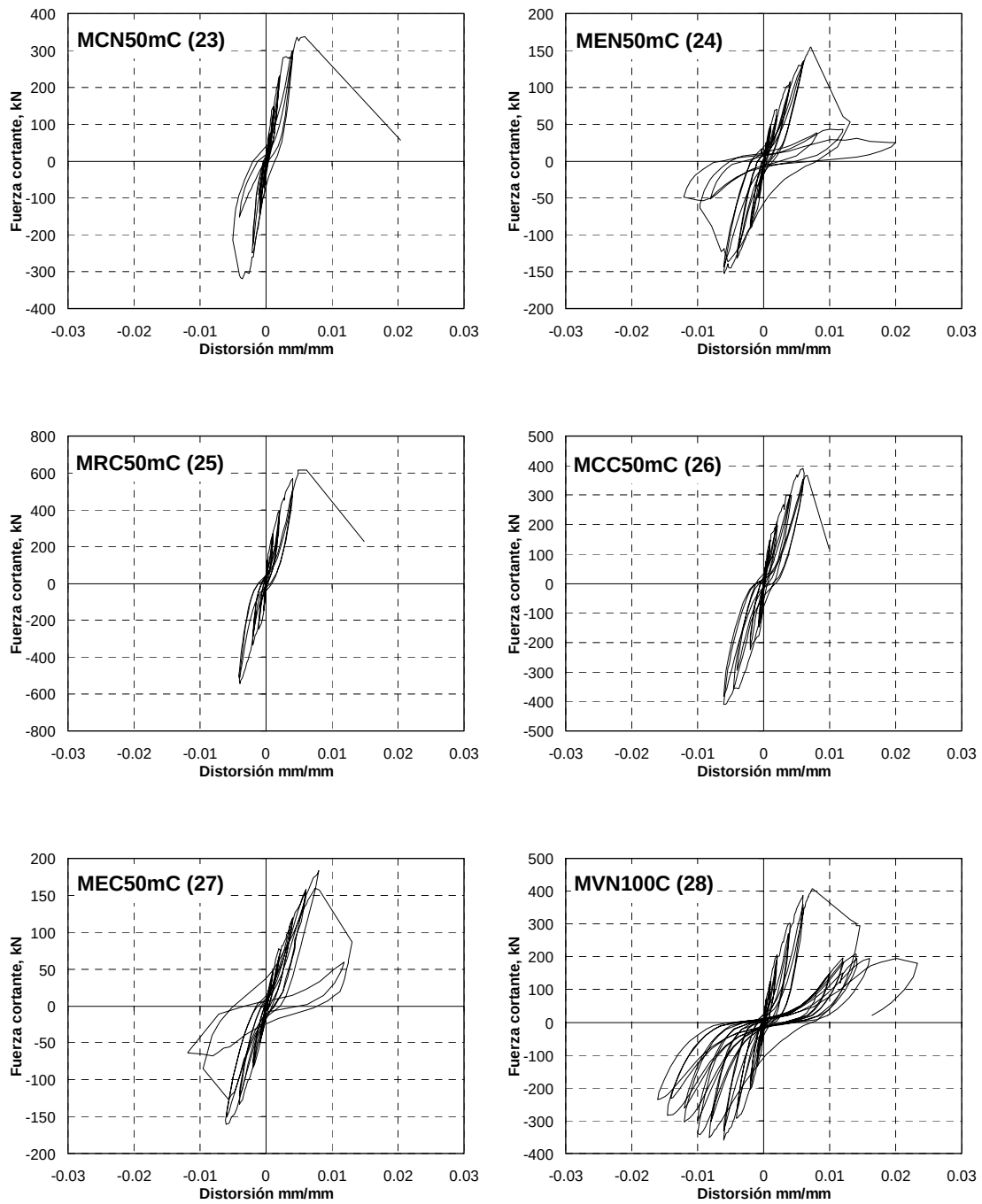


Figura 10 (cont.) Curvas de histéresis de los modelos

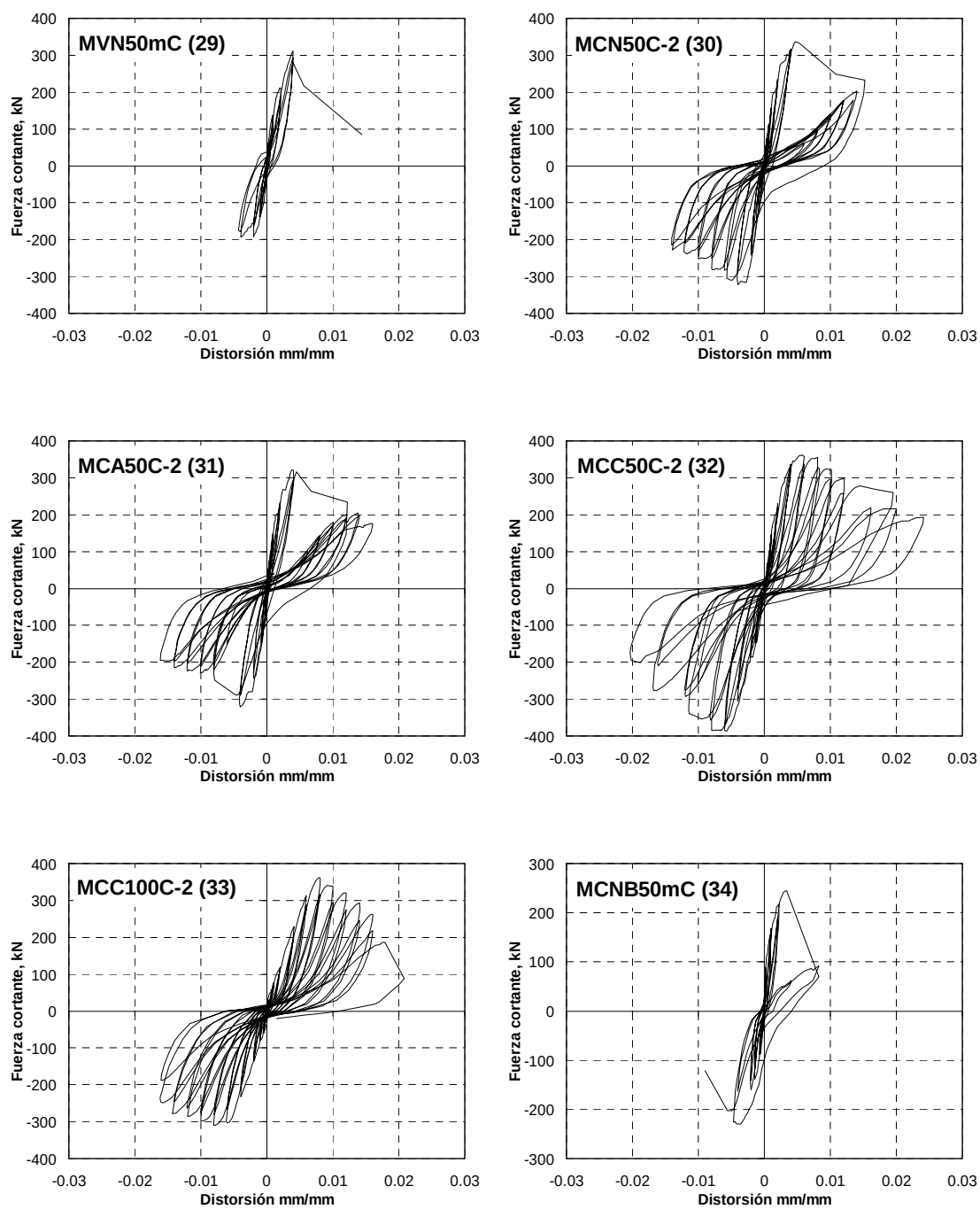


Figura 10 (cont.) Curvas de histéresis de los modelos

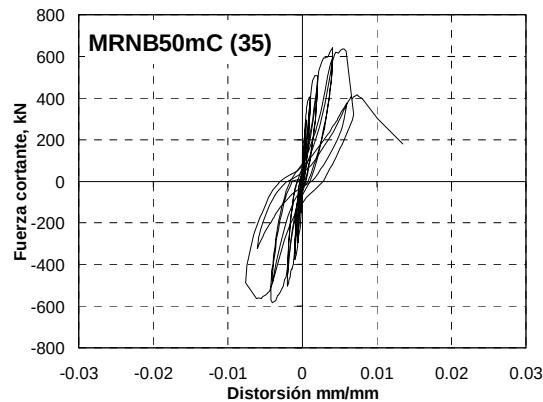


Figura 10 (cont.) Curvas de histéresis de los modelos

MRN100C (17). En la figura 9 se presenta la respuesta cíclica del muro. Se presenta en el eje de las ordenadas la relación entre el esfuerzo cortante y la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto. En este caso en particular, cuando se alcanzó la resistencia por deslizamiento, la carga máxima en los ciclos subsecuentes cayó abruptamente, de tal forma que se decidió dar por terminado el ensaye.

Comparando los muros con la misma cuantía de refuerzo y distinta relación de aspecto; la figura 9 (muro robusto) con las figuras 9 (muro cuadrado) y 9 (muro esbelto) se aprecia que la resistencia del muro robusto fue la menor de las tres. El tipo de falla fue distinto, los muros cuadrado y esbelto fallaron por cortante en compresión diagonal mientras el muro robusto presentó una falla por deslizamiento. Comparando las mismas figuras se aprecia que la distorsión alcanzada en el muro robusto (fig. 9) fue menor que la obtenida en los muros cuadrado (fig. 9) y esbelto (fig. 9).

MEN100C (18). Es necesario hacer notar que para los muros esbeltos, la deformación lateral total presentada en la figura incluye las deformaciones por flexión que son considerables para esta geometría de elemento, por ello se llegó a valores de distorsión de 2.5%.

De la figura 9 se aprecia que, una vez alcanzada la resistencia, se presenta una degradación de resistencia considerable.

MRN50C (19). Comparando los muros con la misma cuantía de refuerzo y distinta relación de aspecto; la figura 9 (muro robusto) con las figuras 9 (muro cuadrado) y 9 (muro esbelto) se aprecia que la resistencia del muro robusto fue nuevamente la menor de las tres.

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

En la tabla 5 se presenta el resumen de las respuestas generales de los 19 especímenes. La columna marcada como V_{RDF} corresponde al cálculo hecho con las ecuaciones 1 a 4, tal como se presentó en la tabla 3.

Tabla 5 Resultados de los ensayos: agrietamiento y resistencia

No.	Modelo	V_{RDF} , kN	$V_{agr}^{(+)}$, kN (distorsión)	$V_{agr}^{(-)}$, kN (distorsión)	$V_{máx}^{(+)}$, kN (distorsión)	$V_{máx}^{(-)}$, kN (distorsión)
17	MRN100C	1149	199 (0.0007)	-198 (-0.0005)	737 (0.0061)	-795 (-0.0060)
18	MEN100C	201	50 (0.0014)	-49 (-0.0014)	209 (0.0140)	-207 (-0.0140)
19	MRN50C	833	176 (0.0006)	-183 (-0.0007)	683 (0.0078)	-656 (-0.0060)
20	MEN50C	118	60 (0.0023)	-70 (-0.0036)	159 (0.0115)	-155 (-0.0118)
21	MRC100C	925	294 (0.0014)	-297 (-0.0012)	787 (0.0059)	-814 (-0.0054)
22	MRN50mC	900	701 (0.0021)	-671 (-0.0014)	773 (0.0039)	-780 (-0.0040)
23	MCN50mC	400	280 (0.0026)	-305 (-0.0025)	338 (0.0058)	-320 (-0.0036)
24	MEN50mC	123	68 (0.0016)	-91 (-0.0020)	155 (0.0072)	-153 (-0.0060)
25	MVC50mC	618	176 (0.0004)	-195 (-0.0006)	618 (0.0049)	-542 (-0.0040)
26	MCC50mC	450	300 (0.0042)	-357 (-0.0046)	390 (0.0060)	-410 (-0.0060)
27	MEC50mC	133	77 (0.0020)	-84 (-0.0020)	184 (0.0080)	-161 (-0.0061)
28	MVN100C	361	201 (0.0021)	-281 (-0.0034)	408 (0.0074)	-359 (-0.0060)
29	MVN50mC	252	138 (0.0009)	-138 (-0.0010)	310 (0.0040)	-193 (-0.0040)
30	MCN50C-2	396	235 (0.0020)	-316 (-0.0028)	336 (0.0047)	-322 (-0.0040)
31	MCA50C-2	438	197 (0.0013)	-236 (-0.0017)	321 (0.0038)	-320 (-0.0041)
32	MCC50C-2	446	231 (0.0023)	-168 (-0.0019)	363 (0.0057)	-386 (-0.0057)
33	MCC100C-2	411	59 (0.0007)	-49 (-0.0002)	362 (0.0079)	-309 (-0.0081)
34	MCNB50mC	315	156 (0.0010)	-138 (-0.0015)	245 (0.0032)	-230 (-0.0036)
35	MRNB50mC	709	388 (0.0007)	-352 (-0.0008)	642 (0.0040)	-582 (-0.0040)

En la figura 11 se presentan las gráficas de las envolventes de los ciclos positivos de todos los especímenes.

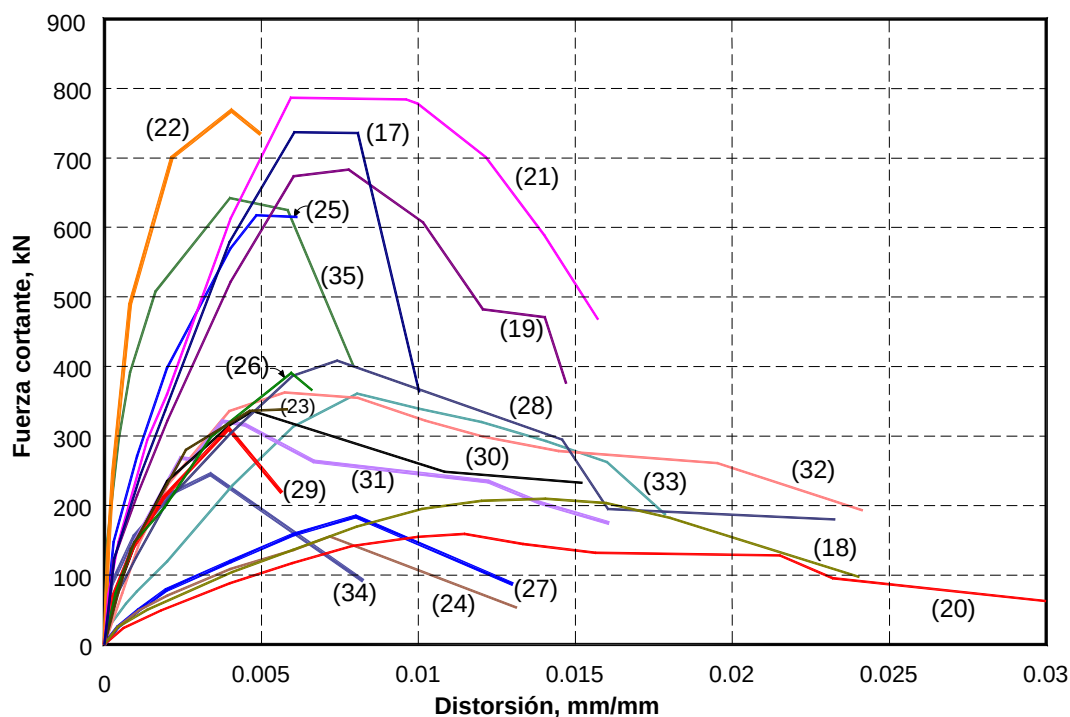


Figura 11 Envolventes de respuesta de los 19 especímenes

Sin embargo, para realizar las comparaciones es necesario presentar los resultados en forma más clara eliminando algunas variables. En primer término se procedió a calcular la respuesta en función del esfuerzo cortante obtenido al dividir las cargas entre el área de la sección del muro (espesor por longitud), con lo que se pueden comparar muros de diferente longitud. Otro aspecto importante es que, aún cuando la resistencia nominal del concreto se propuso de 10 y 15 MPa (100 y 150 kg/cm²), los valores experimentales reales oscilaron entre 5.2 y 28.6 MPa (53 y 292 kg/cm²). En vista de esto, se ha adoptado la normalización de los resultados dividiendo el esfuerzo cortante entre la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto que es una medida del esfuerzo cortante resistente del mismo.

En la figura 12 se muestran las envolventes de todos los especímenes normalizados. Por sencillez para el lector, se han usado como unidades los kg/cm² como es costumbre usar en nuestro país; cabe esta aclaración ya que los esfuerzos así normalizados no son adimensionales.

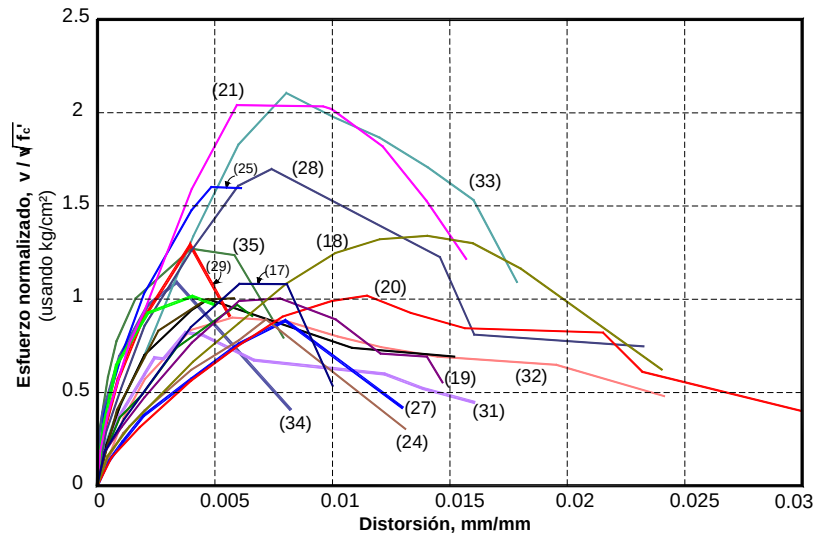


Figura 12 Envolventes de respuesta normalizadas (esfuerzo entre $\sqrt{f'_c}$)

EFFECTO DE LA FORMA EN LA RIGIDEZ Y RESISTENCIA

Para analizar la rigidez y la resistencia máxima obtenida por los muros con distinta longitud es conveniente presentar las gráficas sin normalizar, tal como se muestra en la figura 13.

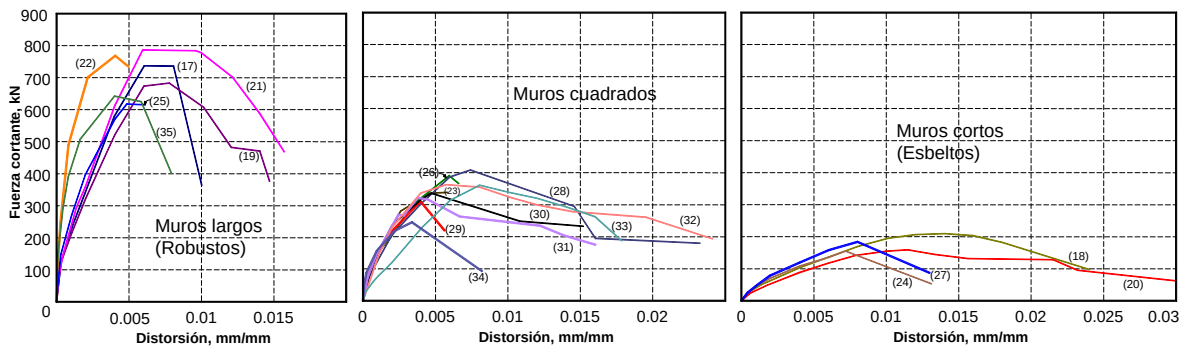


Figura 13 Efecto de la longitud del muro en la rigidez y resistencia

En esta figura se han separado las envolventes por tipo de geometría. Como puede observarse cualitativamente es notoria la diferencia en respuesta entre los muros largos, cuadrados y cortos, presentándose (como era de esperarse) mayor rigidez y mayor resistencia mientras más longitud tenga el muro. La comparación numérica detallada de la rigidez y de la predicción de la resistencia se presentan más adelante.

EFFECTO DEL TIPO DE REFUERZO EN LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN Y RESISTENCIA

Para comparar la capacidad de deformación en forma global entre los especímenes se presentan las gráficas de la figura 14, en donde se muestra del lado izquierdo las envolventes de respuesta de los muros reforzados con el 100% de la cuantía mínima, obtenida con barras no. 3 a cada 250 mm; mientras que del lado derecho se muestran todos los especímenes reforzados con malla de alambre soldado cuya cuantía correspondió al 50% de la mínima.

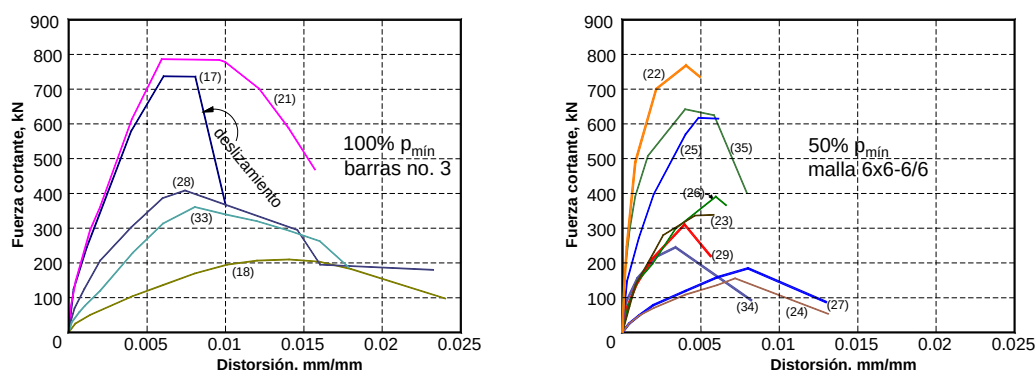


Figura 14 Efecto del tipo de refuerzo en la capacidad de deformación

Se puede observar que en general los especímenes con el 100% de la cuantía mínima presentaron notables capacidades de deformación manteniendo su capacidad de carga, incluso para distorsiones de 0.01 y hasta 0.015 mm/mm. La excepción a lo anterior fue el espécimen MRN100C (17) que presentó un mecanismo de falla por deslizamiento, perdiendo súbitamente su capacidad de carga, por lo cual su capacidad de deformación fue limitada.

En comparación, todos los especímenes reforzados con malla de alambre presentaron la falla por tensión diagonal con la fractura de los alambres de las mallas, misma que ocurrió a deformaciones relativamente bajas, del orden de 0.006 mm/mm. En el caso de los especímenes MEN50mC (24) y MEC50mC (27), presentan una capacidad de deformación ligeramente superior debido a que fueron muros esbeltos y en su distorsión total están incluidas las deformaciones por flexión, pero, comparados con los otros especímenes esbeltos con refuerzo de barras no. 3: MEN100C (18) y MEN50C (20), se puede concluir que también presentan una capacidad de deformación pobre (fig. 15).

En la figura 16 se presentan otras comparaciones en donde se observa la influencia del tipo de refuerzo y cuantía de él en la capacidad de deformación y en la resistencia. En las gráficas del lado izquierdo se comparan los especímenes MRC100C (21) contra el MRC50mC (25), siendo los dos muros robustos y construidos el mismo día con el mismo concreto (celular). En este caso el espécimen con mayor cuantía presentó mayor resistencia y capacidad de deformación. El modelo 25, reforzado con malla, presentó la falla con la fractura de los alambres de ésta a una distorsión de 0.0061 mm/mm.

En la gráfica del lado derecho se comparan tres muros cuadrados construidos con concreto celular: MCC50mC (26), MCC50C-2 (32) y MCC100C-2 (33). Puede apreciarse cómo los especímenes 26 y 32, ambos con el 50% de la cuantía mínima tuvieron un comportamiento prácticamente idéntico hasta una distorsión de 0.006 donde se presentó la fractura de los alambres de la malla del modelo 26 con la súbita caída

de su capacidad de carga. En comparación, el modelo 33 con el 100% de la cuantía mínima exhibió una notable resistencia.

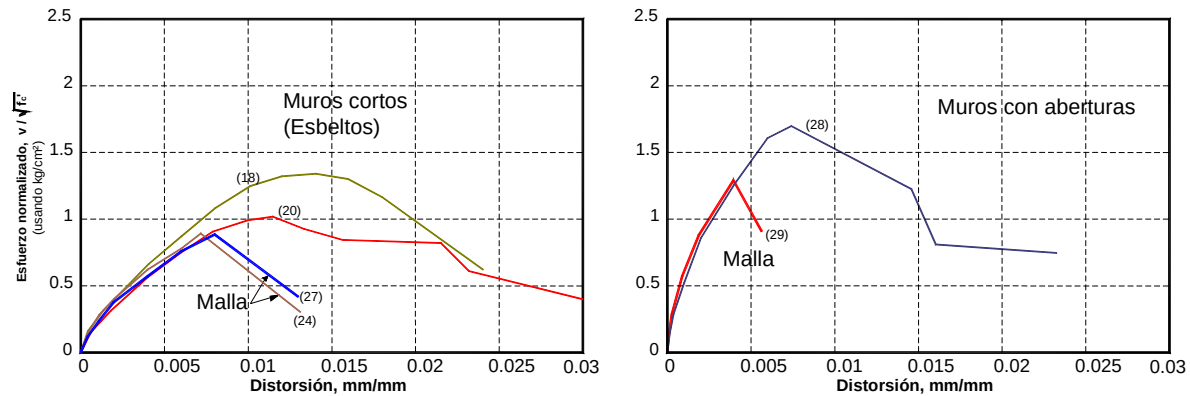


Figura 15 Efecto del tipo de refuerzo en la capacidad de deformación y resistencia

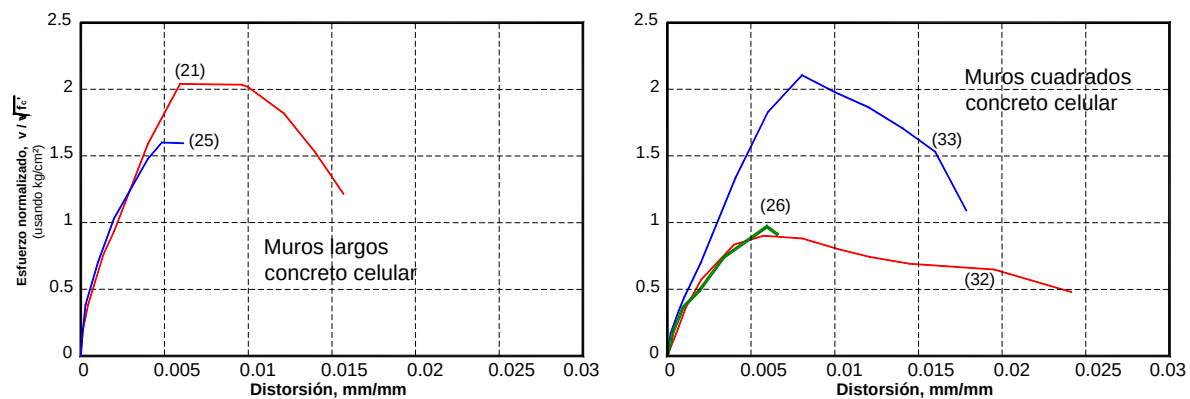


Figura 16 Efecto del tipo de refuerzo en la capacidad de deformación y resistencia

En la figura 17 se presenta una comparación de muros con el mismo tipo y cuantía de refuerzo, así como el mismo tipo de concreto, y la variable es la geometría de los modelos. En la figura del lado izquierdo se presentan tres muros: MRN50C (19), MEN50C (20) y MCN50C-2 (30), siendo su forma: robusto, esbelto y cuadrado, respectivamente. Los tres fueron reforzados con barras no. 3 con cuantía del 50% de la mínima y se usó concreto convencional en su colado. En esta serie es notable cómo al comparar los esfuerzos normalizados se obtuvo prácticamente la misma resistencia. Por su parte, la rigidez y capacidad de deformación son congruentes con lo esperado según su forma ya que en los muros más cortos se presentan mayores deformaciones por flexión adicionales a las deformaciones por cortante.

En la gráfica del lado derecho se hace la comparación de seis muros con concreto convencional y reforzados con malla de alambre soldado. En este caso las resistencias normalizadas no coinciden como en el caso anterior, sin embargo se obtuvieron valores relativamente similares.

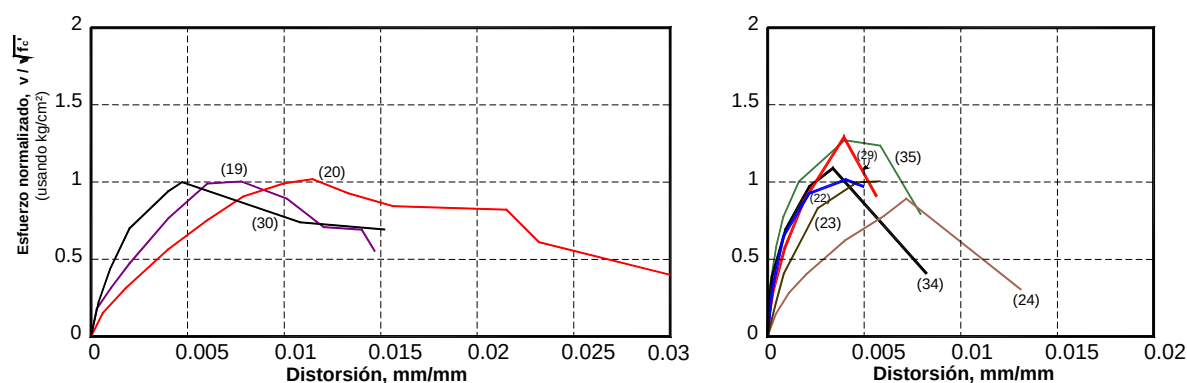


Figura 17 Efecto de la forma

RIGIDEZ INICIAL

En la tabla 6 se resumen las rigideces medidas en los ensayos así como los valores de las rigideces teóricas según se describieron antes (ver tabla 4). Se denomina rigidez inicial para ciclo positivo, $Rig_{ini}^{(+)}$, y negativo $Rig_{ini}^{(-)}$ a las rigideces de los picos del primer semiciclo positivo y negativo, respectivamente, calculadas como la carga medida entre el desplazamiento horizontal de la losa. En el caso de la rigidez de ciclo, Rig_{ciclo} , ésta se calculó como la pendiente de la recta que une a los picos positivo y negativo del primer ciclo.

**Tabla 6 Rigideces medidas en los ensayos, en t/cm
(aproximadamente igual a kN/mm)**

No.	Muro	$Rig_{ini}^{(+)}$	$Rig_{ini}^{(-)}$	Rig_{ciclo}	Rig teórica
17	MRN100C	160	226	187	594
18	MEN100C	24	19	21	26.6
19	MRN50C	166	139	151	594
20	MEN50C	16	15	15	26.6
21	MRC100C	224	285	251	337
22	MRN50mC	460	479	469	660
23	MCN50mC	69	100	81	152
24	MEN50mC	24	29	26	29.6
25	MRC50mC	229	231	230	337
26	MCC50mC	86	115	98	182
27	MEC50mC	24	30	21	35
28	MVN100C	92	108	107	116
29	MVN50mC	137	99	114	116
30	MCN50C-2	77	58	66	152
31	MCA50C-2	92	156	116	177
32	MCC50C-2	53	52	53	182
33	MCC100C-2	60	85	70	77
34	MCNB50mC	299	75	120	101
35	MRNB50mC	833	242	375	441

PROPUESTA DE PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA

Como se explicó en las primeras secciones de este documento, el cálculo de la resistencia de muros de concreto con diversos reglamentos usados en el país (GDF, 2004; ACI, 2005), toman en cuenta en la resistencia a cortante la contribución del concreto más la que proporciona el acero de refuerzo. En el caso del concreto distingue dos aproximaciones según la relación de aspecto altura a longitud del muro, considerándolo equivalente a una viga (o columna) si esta relación es mayor que dos $H/L \geq 2$ donde existe un importante efecto de flexión en el trabajo a cortante del elemento. Interpretando las normas respectivas se encuentra que se aplicará la reducción por peralte mayor de 700 mm y el efecto de la carga axial.

Por otro lado, cuando el muro es relativamente bajo ($H/L \leq 1.5$) se utiliza una ecuación más simple, en función del área y la resistencia del concreto (ec. 2).

Sin embargo, dado los resultados de este estudio, y considerando que sólo es aplicable a los casos cubiertos por los rangos en que variaron las características de estos especímenes, ha sido posible proponer una metodología simple para el cálculo de la resistencia, aceptando que resulte un poco conservadora en algunos casos.

Hasta el momento de la elaboración de este artículo, se ha podido proponer una ligera modificación en el cálculo de la resistencia, mismo que se seguirá estudiando a la luz de la información que se está procesando, incluyendo los registros de los medidores de deformación en el acero de refuerzo.

En esta etapa preliminar se propone aplicar las siguientes ecuaciones sin importar la relación de aspecto dentro de los rangos estudiados aquí:

$$V_{CR} = F_R \alpha \sqrt{f_c^*} t L \quad (\text{usando kg/cm}^2) \quad (5)$$

$$V_{SR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_m \quad (\text{usando kg/cm}^2) \quad (6)$$

Donde:

$\alpha = 0.53$ Constante para la resistencia a cortante de los muros.

$\eta = 0.75$ Factor de eficiencia del refuerzo horizontal.

Nótese que, si bien en los especímenes esbeltos esta propuesta puede proporcionar una resistencia ligeramente superior que con el planteamiento usual, es en los especímenes robustos donde la resistencia con esta propuesta resultará notablemente inferior al cálculo con la ecuación 2.

En la tabla 7 se presenta el resumen de las resistencias (cortantes máximos) de los especímenes junto con la predicción calculada conforme a las NTCC (ver tabla 3)

Tabla 7 Comparación de la resistencia de los especímenes con las ecuaciones de las NTCC y la propuesta

No.	Muro	$V_{R, RDF, t}$	$V_{m\acute{a}x}^{(+)} / t$	$V_{m\acute{a}x}^{(-)} / t$	$V_{m\acute{a}x}^{(+)} / V_{R, RDF}$	$V_{m\acute{a}x}^{(-)} / V_{R, RDF}$	$V_{R, prop, t}$	$V_{m\acute{a}x}^{(+)} / V_{R, prop}$	$V_{m\acute{a}x}^{(-)} / V_{R, prop}$
17	MRN100C	117.0	75.1	-81.0	0.6	0.7	15.0	0.92	1.00
18	MEN100C	20.5	21.4	-21.1	1.0	1.0	15.0	1.15	1.13
19	MRN50C	84.9	69.7	-66.9	0.8	0.8	10.6	1.22	1.17
20	MEN50C	12.0	16.2	-15.8	1.3	1.3	10.6	1.24	1.21
21	MRC100C	94.3	80.2	-82.95	0.9	0.9	12.4	1.20	1.24
22	MRN50mC	91.8	78.75	-79.5	0.9	0.9	11.4	1.28	1.29
23	MCN50mC	40.8	34.47	-32.6	0.8	0.8	11.4	1.26	1.19
24	MEN50mC	12.6	15.8	-15.55	1.3	1.2	11.4	1.12	1.10
25	MRC50mC	63.0	62.95	-55.3	1.0	0.9	8.1	1.45	1.27
26	MCC50mC	45.9	39.8	-41.77	0.9	0.9	12.7	1.31	1.37
27	MEC50mC	13.5	18.75	-16.39	1.4	1.2	12.7	1.19	1.04
28	MVN100C	36.8	41.62	-36.55	1.1	1.0	15.0	1.45	1.27
29	MVN50mC	25.7	31.65	-19.72	1.2	0.8	10.7	1.55	0.96
30	MCN50C-2	40.4	34.25	-32.87	0.8	0.8	11.2	1.27	1.22
31	MCA50C-2	44.6	32.74	-32.67	0.7	0.7	12.3	1.10	1.10
32	MCC50C-2	45.5	36.97	-39.39	0.8	0.9	12.6	1.23	1.31
33	MCC100C-2	41.9	36.87	-31.54	0.9	0.8	12.4	1.24	1.06
34	MCNB50mC	32.1	24.97	-23.42	0.8	0.7	9.1	1.14	1.07
35	MRNB50mC	72.3	65.45	-59.3	0.9	0.8	9.1	1.33	1.20

CONCLUSIONES

En los especímenes estudiados en este proyecto el modo de falla general se presentó por agrietamientos inclinados aproximadamente 45° en todo el muro sin importar su relación de aspecto. En general, los muros con cuantías de refuerzo del 100% de la cuantía mínima (según las normas) presentaron su mecanismo de falla con la fluencia y alargamiento de las barras de refuerzo en el alma del muro, seguido del aplastamiento de los bloques de concreto en que quedó dividido el muro por las grietas inclinadas (falla por compresión diagonal).

Sin embargo, en el caso de los muros largos (robustos) con el 100% de esta cuantía, después de generarse un patrón de grietas a 45° en el muro y del inicio del trabajo del acero de refuerzo, estos especímenes fallaron por deslizamiento horizontal en su base, por lo que no desarrollaron toda su capacidad a cortante. Este modo de falla debe ser considerado para prevenirlo en caso en que se requiera desarrollar toda la resistencia por cortante. Los muros robustos con el 50% de la cuantía mínima, ya sea con barras de acero o con malla, sí desarrollaron su capacidad a cortante.

En cuanto al tipo de refuerzo, los modelos con malla de alambre soldado presentaron resistencias similares a los especímenes reforzados con barras corrugadas no. 3 con las mismas cuantías; sin embargo, estos modelos exhibieron menor capacidad de deformación inelástica con la falla por fractura de los alambres a distorsiones aproximadas a 0.006%. El uso de la malla como refuerzo debe ser considerado cuidadosamente dependiendo de la necesidad de contar con la capacidad de deformación inelástica por cortante en los elementos.

Respecto a la rigidez inicial, existe una discrepancia en la predicción usando las ecuaciones de la mecánica de materiales, pero la misma se debió en varios casos a que los muros presentaron agrietamientos por contracciones previos al ensaye cerca de las esquinas. Dichos agrietamientos se debieron a la restricción que produjo el denso armado vertical en los bordes de los muros, colocado así para evitar la falla por flexión y obligar a la falla por cortante.

Uno de los más importantes resultados de este estudio fue la comparación de la resistencia de diseño contra la experimental. En el caso de muros robustos el cálculo con la ecuación 2 llevó a estimaciones del lado de la inseguridad. Se ha propuesto una primera aproximación de cálculo mediante las ecuaciones 5 y 6, en donde la ecuación 5 proporciona la resistencia del concreto sin importar la relación de aspecto, mientras que la ecuación 6 introduce un factor que reduce la contribución del refuerzo a la resistencia a cortante. Deberán continuarse los estudios y análisis de resultados para definir una metodología de cálculo con mejor predicción y que proporcione un nivel adecuado de seguridad.

RECONOCIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento al personal del Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, donde se ejecutaron los ensayos indicados en este artículo, así como a CEMEX que apoya financieramente el desarrollo de este proyecto. Se agradece la colaboración de los técnicos Pablo y Carlos Olmos en la ejecución de los ensayos.

REFERENCIAS

American Concrete Institute (ACI, 2005), **“Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI-318-05)”**, Farmington Hills, Michigan, 443 pp.

Alcocer S.M, Uribe R., Ponce A. y Sánchez A. (2005), **“Ensayo de muros de concreto a escala natural ante cargas laterales para viviendas”**, Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, artículo VII-06 (en CD), México D.F, 16 al 19 de septiembre, 20 pp.

Alcocer S.M, Sánchez A., Uribe R., y Ponce A. (2006), **“Behavior of concrete walls for economic housing”**, Memorias de la 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, artículo no. 1834 (en CD), San Francisco, California, EU, 18 al 22 de abril de 2006.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2004a), **“Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I, No. 103-Bis, 6 de octubre, pp. 88-194.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2004b), **“Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I, No. 103-Bis, 6 de octubre, pp. 4-53.

Sánchez A. (2007), **“Comportamiento sísmico de viviendas construidas con muros de concreto”**, Tesis doctoral, Coordinación de Estudios de Posgrado, Universidad Nacional Autónoma de México, (en elaboración).