

# ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LOS DOS CRITERIOS DEL ACI EMPLEADOS PARA CONFINAR LOS BORDES DE LOS MUROS DE CONCRETO ARMADO

Por: Ángel San Bartolomé, Luis Ángel Rojas Ishikawa y José Ivan Koo  
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

## RESUMEN

En el reglamento del ACI se especifican dos criterios opcionales para verificar si se requiere confinar los bordes de los muros de concreto armado. Algunas veces estos criterios se contradicen cuando se aplican en simultáneo en el mismo muro, por lo que surge la necesidad de saber cuál es el correcto. De este modo, se diseñó un muro en donde ambos criterios se contradecían teóricamente y para analizarlos experimentalmente, mediante ensayos de carga lateral cíclica manteniendo constante la carga vertical, se construyeron 2 muros muy similares. En el primer muro (MC) se colocó estribos de confinamiento en los bordes, mientras que el segundo muro (MNC) careció de estribos; el resto de parámetros se mantuvo constante.

## 1. INTRODUCCIÓN

Desde el año 2001 se viene construyendo en Lima una serie de edificios de mediana altura, destinados a vivienda y estructurados por muros delgados de concreto armado que carecen de estribos de confinamiento en sus bordes (Fig.1). En nuestro país, a este tipo de edificación se le denomina “Estructura de Ductilidad Limitada”.

Para determinar si existe la necesidad de confinar los bordes, la norma nacional E.060 (Ref.1) especifica el uso de uno de los dos criterios indicados por el ACI (Ref.2), al cual se le denominará en este artículo “criterio de desplazamientos”. Sin embargo, el reglamento del ACI, permite el uso opcional de otro criterio, al cual se le denominará “criterio de esfuerzos”. Puesto que algunas veces estos criterios se contradicen cuando se aplican en simultáneo sobre un muro determinado, surgió la necesidad de revisarlos experimentalmente, analizando el caso específico de un muro donde, teóricamente, bajo uno de los criterios no se requería confinamiento, mientras que con el otro criterio era necesario confinarlo.

Para ello se construyeron dos muros de las mismas características, con la única diferencia que uno presentaba estribos de confinamiento (MC) y el otro carecía de confinamiento (MNC). Estos muros fueron ensayados a carga lateral cíclica manteniendo constante la carga vertical en 25ton, que producía un esfuerzo axial igual a  $0.08 f'c$ , para luego comparar los resultados.

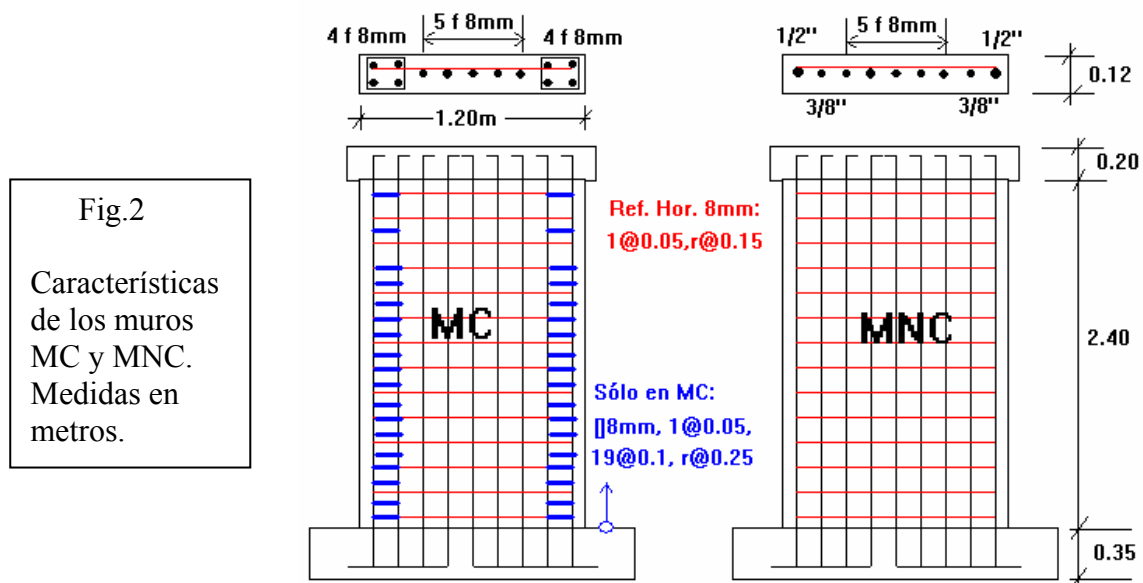


Fig.1. Edificio con muros delgados de concreto armado de ductilidad limitada.

## 2. CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECÍMENES

En este proyecto se construyeron 2 muros de concreto armado, uno confinado en sus extremos (MC) y el otro sin confinar (MNC). Ambos muros tuvieron las mismas características geométricas: 2.5m de altura, 1.2m de longitud y 12cm de espesor (Fig.2), la misma calidad del concreto ( $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , con aditivo plastificante para lograr un slump de 7"), la misma técnica de construcción, y la misma cuantía de refuerzo horizontal y vertical.

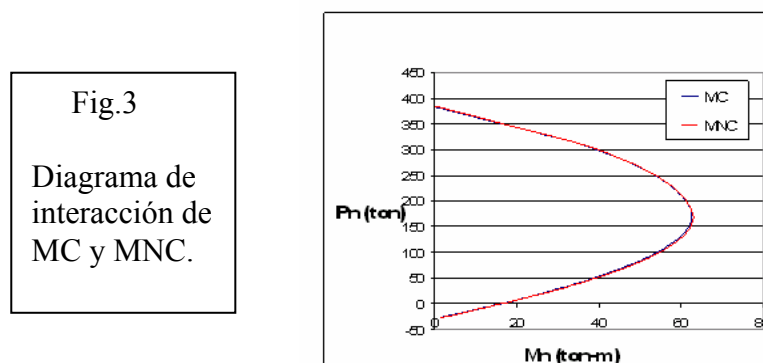
Además de los estribos, otro parámetro que se varió fue la disposición del refuerzo vertical ubicado en los extremos ( $1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$  en MNC y  $4 \phi 8\text{mm}$  en MC, ambos con  $A_s = 2\text{cm}^2$ ), de tal forma que en el muro MC pueda emplearse estribos, por ello se utilizó un grosor de los muros igual a 12cm, mayor al que se utiliza usualmente en las construcciones reales de ductilidad limitada (10cm).



## 3. ANÁLISIS TEÓRICO Y CRITERIOS DEL ACI

### 3.1. Diagrama de Interacción

Para elaborar los diagramas de interacción (Fig.3), correspondientes a los valores nominales de la carga axial ( $P_n$ ) y momento flector ( $M_n$ ) de ambos muros, se utilizaron las propiedades reales de los materiales ( $f'c = 233 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4309 \text{ kg/cm}^2$ ). Tal como se observa en la Fig.3, estos diagramas fueron muy parecidos, con lo cual, ingresando con la carga  $P_n = 25\text{ton}$  a utilizar en el ensayo, se obtiene  $M_n = 27.35 \text{ ton-m}$ , asociado a una profundidad del eje neutro  $C = 0.19\text{m}$ .



### 3.2. Resistencias y Tipo de Falla Esperada

En la determinación de las resistencias de los muros, se utilizaron: las expresiones de la Ref.1, las resistencias reales de los materiales (concreto:  $f'c = 233 \text{ kg/cm}^2$ ; y, acero:  $f_y = 4309 \text{ kg/cm}^2$ ), y la carga axial aplicada en el ensayo ( $P = 25\text{ton}$ ).

- Resistencia del Concreto a Tracción por Flexión ( $V_{cr}$ ). Conociéndose que el concreto fisura en tracción por flexión cuando se alcanza una resistencia  $\sigma = 2\sqrt{f'c}$ , en  $\text{kg/cm}^2$ , y utilizando la expresión de flexión compuesta  $\sigma = -P/A + M_{cr} y / I$ , se logra  $M_{cr} = 13.79\text{ton-m}$ , con lo cual, la fuerza cortante asociada es:  $V_{cr} = M_{cr} / h = 5.52\text{ton}$ , donde  $h = 2.5\text{m}$  (Fig.2).
- Resistencia a Fuerza Cortante Aportada por el Concreto ( $V_c$ ). Aplicando la expresión  $V_c = 0.53\sqrt{f'c} t d$ , con  $t = 12\text{cm}$  y  $d = 0.8L = 96\text{cm}$ , se obtiene  $V_c = 9.3\text{ton}$ , mayor que  $V_{cr}$  (5.52 ton), por tanto, los muros deben fisurarse primero por flexión y después por corte.
- Resistencia Máxima al Corte ( $V_{mc}$ ). La resistencia aportada por el refuerzo horizontal (1  $\phi$  8mm @  $s = 15\text{cm}$ , con cuantía  $\rho = 0.0028$ ) es:  $V_s = A_v f_y d / s = 13.8\text{ton}$ , con lo cual, la resistencia máxima a fuerza cortante resulta:  $V_{mc} = V_c + V_s = 9.3 + 13.8 = 23.10\text{ton}$ .
- Resistencia a Máxima a Flexión ( $V_{mf}$ ). Del diagrama de interacción (acápito 3.1) se obtuvo un momento nominal  $M_n = 27.35\text{ton-m}$ , con lo cual:  $V_{mf} = M_n / h = 10.94\text{ton}$ .

De este modo, como  $V_{mf} = 10.94\text{ton}$  es inferior a  $V_{mc} = 23.10\text{ton}$ , los muros deben fallar por flexión. Cabe indicar que la resistencia a cizalle sobrepasó a la resistencia máxima a fuerza cortante ( $V_{mc}$ ), por lo que es imposible que se presente la falla por deslizamiento.

### 3.3. Criterios del ACI para Verificar la Necesidad de Confinar los Bordes del Muro

- Criterio de Desplazamientos. De acuerdo a la Norma E.060 (Ref.1) y al ACI (Ref.2), los bordes se confinan cuando la profundidad del eje neutro "C" es mayor que  $L / (600x(\delta u/h))$ .

En este caso,  $C = 0.19\text{m}$  (acápito 3.1),  $L = 1.2\text{m}$ , y la máxima deriva especificada por la Norma E.030 (Ref.3) para los sistemas de ductilidad limitada es:  $\delta u/h = 0.005$  (el ACI especifica adoptar como mínimo 0.007), con lo cual:  $C = 0.19\text{m} < L / (600x0.005) = L/3 = 1.2 / 3 = 0.40\text{m}$ . Por tanto, de acuerdo a este criterio, no se confinó al muro MNC.

- Criterio de Esfuerzos. De acuerdo al ACI (Ref.2, este criterio no se especifica en la Ref.1), los bordes se confinan cuando el esfuerzo de flexocompresión ( $\sigma_u$ ) causado en la sección bruta por las cargas factorizadas ( $P_u, M_u$ ) supera a  $0.2f'c = 0.2x233 = 46.6 \text{ kg/cm}^2$ .

En este caso no se conoce  $P_u$  ni  $M_u$ , por lo que se asumirá que el diseño se ha hecho al límite, con  $M_u = \phi M_n$  y  $P_u = \phi P_n$ , donde:  $\phi = 0.9 - 0.2 P_n/P_o = 0.75$ ,  $P_n = 25\text{ton}$  (carga aplicada en el ensayo) y  $P_o = 0.1 f'c A = 33.6\text{ton}$ ; con lo cual resulta:  $M_u = 0.75x27.35 = 20.51\text{ton-m}$  y  $\sigma_u = P_u/A + M_u y / I = 18750/1440 + 2051000x60/1728000 = 84.24 \text{ kg/cm}^2 > 0.2f'c = 46.6 \text{ kg/cm}^2$ . En consecuencia, bajo este criterio, se confinó al muro MC.

## 4. CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS

En la Fig.4 se muestra secuencias del proceso constructivo. Se utilizó encofrados de madera y la compactación del concreto se hizo con una vibradora El curado se realizó con un sellador del tipo membrana (Sika Top Seal).

No se presentaron cangrejeras ni segregación del concreto, sino tan solo una mayor porosidad en la zona central del muro MNC. Sólo después del ensayo pudo observarse el corrimiento del primer estribo hacia la cimentación en uno de los extremos del muro MC, producido durante el vaciado posiblemente por: la compactación del concreto, las pequeñas corrugaciones de las varillas de 8mm de diámetro, o el mal amarre de este estribo con el refuerzo vertical.



Fig.4  
Secuencia seguida en la construcción de MC y MNC.



### 5.0 TÉCNICA DE ENSAYO

El ensayo fue dividido en dos etapas. En la primera etapa se aplicó la carga vertical a una velocidad de 5 ton/min, hasta alcanzar  $P = 25\text{ton}$ . En la segunda etapa, manteniendo constante la carga vertical, se aplicaron los desplazamientos laterales indicados en la Tabla 1, a razón de 1 ciclo en 4 minutos. La profundidad del eje neutro fue medida con una wincha en la etapa de máximo desplazamiento lateral correspondiente al último ciclo de cada fase, en ese instante también se midió el grosor de la mayor grieta diagonal con una tarjeta comparadora. Los dispositivos de medición (LVDT) y la nomenclatura respectiva aparecen en la Fig.5.

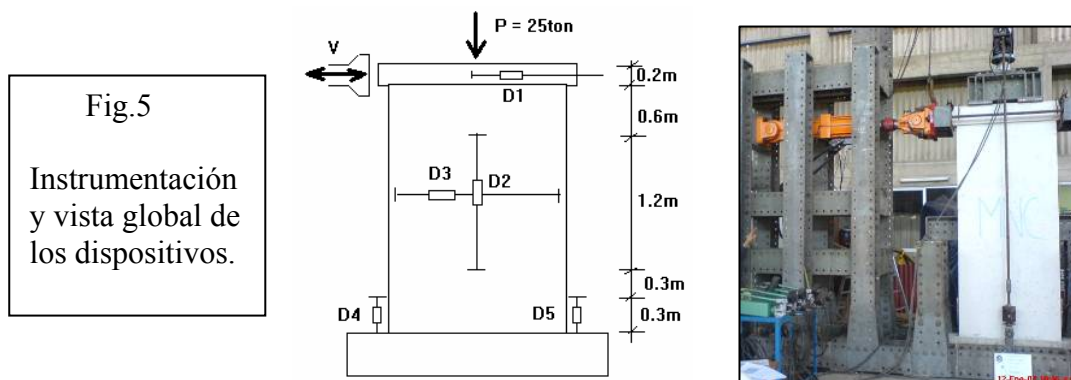


Fig.5  
Instrumentación y vista global de los dispositivos.

**Tabla 1. Fases del Ensayo de Carga Lateral Cíclica.**

FASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Dl (mm)	0.5	1.5	2.5	5.0	7.5	10.0	12.5	15.0	17.5	20.0	22.5	25.0	27.5	30.0	32.5
Nº de ciclos	1	1	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Deriva $\times 10^{-3}$	0.2	0.6	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0

## 6. COMPORTAMIENTO CUALITATIVO DE LOS MUROS

Los muros MC y MNC fallaron por flexión con trituración de uno de los talones (Fig.6), pandeándose el refuerzo vertical extremo sólo en un talón de MC. Se presentaron además fisuras diagonales por corte en la mitad inferior de los muros y no hubo cizalle. En la Tabla 2 se describe el comportamiento cualitativo que tuvieron los muros en cada fase del ensayo, dándose énfasis a la posición del eje neutro “C”, medido desde la fibra extrema comprimida.

**Tabla 2. Descripción del Comportamiento de los Muros durante las Fases del Ensayo.**

Notación: C = profundidad del eje neutro en centímetros

e = grosor de la mayor grieta diagonal en milímetros

FASE	Muro MC	Muro MNC
1	No se presentaron fisuras. Comportamiento elástico.	No se presentaron fisuras. Comportamiento elástico.
2	No se presentaron fisuras. Comportamiento elástico.	No se presentaron fisuras. Comportamiento elástico.
3	Primera fisura de tracción por flexión. C = 95.5.	Primera fisura de tracción por flexión.
4	Formación de las primeras fisuras diagonales C = 59.5, e = 0.3.	Formación de las primeras fisuras diagonales. C = 73.5, e = 0.4.
5	Formación de fisuras diagonales importantes en la mitad inferior del muro. C = 43.0, e = 0.35.	Formación de fisuras diagonales importantes en la mitad inferior del muro. C = 65.0, e = 0.5
6	Prolongación de fisuras existentes y formación de nuevas fisuras diagonales. C = 41.5, e = 0.4.	Prolongación de fisuras existentes y formación de nuevas fisuras diagonales. C = 61.5, e = 0.6.
7	Prolongación de fisuras existentes y formación de nuevas fisuras diagonales. C = 25.0, e = 0.4.	Prolongación de fisuras existentes y formación de nuevas fisuras diagonales. C = 26.0, e = 0.8.
8	Prolongación de fisuras existentes y formación de nuevas fisuras diagonales. C = 23.0, e = 0.8.	Prolongación de fisuras existentes y formación de nuevas fisuras diagonales. C = 23.5, e = 1.0.
9	Prolongación de fisuras diagonales existentes. C = 23.0, e = 1.0.	Se iniciaron las fisuras en los bordes inferiores. C = 21.7.
10	Se inició la trituración del talón derecho. C = 19.0, e = 1.9.	Formación de la mayor grieta diagonal. C = 21.7, e = 1.5.
11	La trituración fue más notoria. C = 19.0, e = 1.9.	Prolongación reducida de fisuras diagonales. C = 18.0.
12	El deterioro del talón continuó, triturándose el concreto y pandeándose el refuerzo vertical extremo.	Prolongación reducida de fisuras diagonales. C = 18.0.
13	El deterioro del talón derecho continuó. FIN.	Prolongación reducida de fisuras diagonales. C = 18.0.
14		Las grietas diagonales se cerraron y se inició la trituración del talón derecho. C = 13.0, e = 25.
15		La trituración del talón derecho fue más notoria, pero el refuerzo vertical no llegó a pandear. FIN.



Estado del muro MC en la Fase 13,  $D1 = 27.5\text{mm}$

Estado del muro MNC en la Fase 15,  $D1 = 32.5\text{mm}$

Fig.6. Estado de los muros MC (izq.) y MNC (der.) al terminar el ensayo.

### 6.1. Inspección Post-ensayo

En el muro MC, el pandeo del refuerzo vertical extremo ocurrió en la fase 12 del ensayo, debido al corrimiento del primer estribo (Fig.7) que inicialmente estuvo ubicado a 5cm de la cimentación, pero que posteriormente, por las posibles causas indicadas en el acápite 4, terminó a 1cm, lo que dio lugar a una pérdida de arriostramiento del refuerzo vertical en el talón previamente triturado. Cabe indicar que la altura de la zona triturada fue de apenas 10cm y que en la parte superior el concreto no triturado continuó arriostrando a la varilla. En el extremo opuesto de MC no ocurrió el problema mencionado y el talón se comportó adecuadamente.

Fig.7  
Corrimiento del primer estribo en el talón derecho de MC. Inspección después del ensayo.



Las razones por las que el muro MNC tuvo mejor comportamiento inelástico que el muro MC, podrían ser: 1) la altura de concreto debajo del estribo deslizado en MC fue muy pequeña (1cm), lo que posiblemente debilitó al concreto en esa zona, iniciándose su trituración en una etapa del ensayo más temprana (fase 10) que la correspondiente al muro MNC (fase 14); 2) habiéndose iniciado la trituración del concreto, un refuerzo no arriostrado de 8mm de diámetro (MC) pandea más rápido que uno de ½” (MNC) para el mismo esfuerzo de compresión; y, 3) es más difícil la compactación del concreto en un muro delgado con alta congestión de refuerzo (MC con canastilla más refuerzo horizontal) que en el mismo muro con una hilera de refuerzo (MNC).

Sin embargo, el comportamiento de ambos muros puede calificarse como adecuado, ya que la trituración del concreto en MC se inició para una deriva de 0.008 y para MNC en 0.012, siendo ambos valores mayores que la distorsión máxima especificada en 0.005 por la Norma Sísmica E.030 (Ref.3) para los edificios estructurados por muros de ductilidad limitada.

## 7. RESULTADOS NUMÉRICOS y COMPARACIÓN CON VALORES TEÓRICOS

Los resultados de esta investigación no deben considerarse como definitivos, por las siguientes razones:

- La cantidad de especímenes ensayados fue mínima (un muro por cada parámetro).
- La técnica de ensayo no refleja la acción del momento flector que podría producirse en una edificación de varios pisos, el que debe causar mayores problemas de compresión por flexión en los talones del muro.
- Un sismo puede causar mayor daño en los muros al aplicarle en forma rápida una mayor cantidad de ciclos que los dados lentamente en el ensayo de carga lateral cíclica.
- Los dos muros tuvieron una falla por flexión. En situaciones reales, donde hay paredes transversales que controlan la flexión, y por ser este tipo de edificios de hasta 7 pisos (Ref.3), la falla podría ser por corte, con grietas diagonales que podrían atravesar el talón deteriorándolo más rápidamente y haciendo que la profundidad del eje neutro (C) sea nula.

### 7.1. Lazos Histeréticos y Envoltente de Fuerza Cortante

En la Fig.8 se presentan las gráficas correspondientes a los lazos histeréticos V-D1 y la envoltente de fuerza cortante asociada al primer ciclo de cada fase. Puede apreciarse que los lazos histeréticos son delgados y tienen la tendencia de pasar por el origen del sistema de referencia, lo cual es propio de sistemas que disipan poca energía y que degradan rigidez lateral, pese a que la falla de los muros fue por flexión. También se observa que la envoltente de fuerza cortante de ambos muros es muy parecida hasta la fase 10 del ensayo ( $D1 = 20\text{mm}$ , deriva = 0.008), que fue donde se inició la trituración del talón de MC; para desplazamientos mayores que 20mm se nota que el comportamiento del muro MNC es mejor que el de MC.

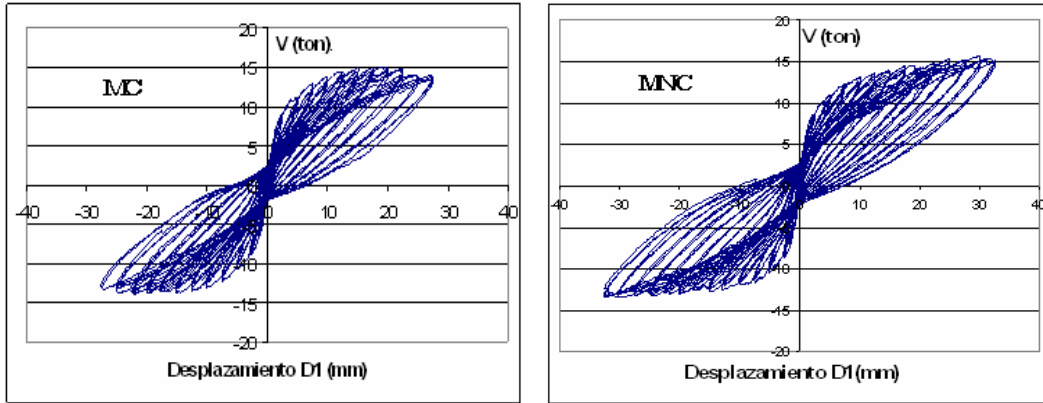
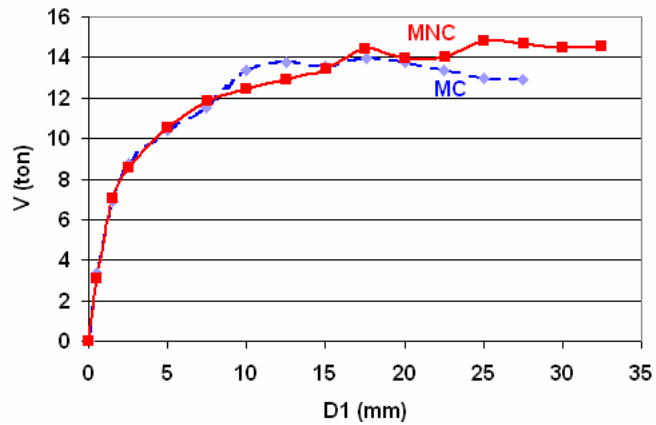


Fig.8  
Lazos histeréticos y envolvente V-D1 de los muros MC y MNC.



### 7.2. Rigidez Lateral Elástica (Ko)

La rigidez inicial experimental de ambos muros (MNC y MC) está dada por la pendiente del gráfico V-D1 en la primera fase del ensayo, donde el comportamiento fue elástico, mientras que la rigidez lateral teórica se obtuvo asumiendo que el muro trabaja en voladizo y admitiendo que el módulo de elasticidad era  $E = 15210 \cdot \sqrt{f'c}$ , en  $\text{kg/cm}^2$ , con  $G = E/2.3$ . En la Tabla 3 se aprecia que el valor teórico superó en 10% al valor experimental.

Tabla 3. Rigidez Lateral Inicial: Ko		
Muro	Ko (experimental)	Ko (teórica)
MC	6.60 ton/mm	7.07 ton/mm
MNC	6.21 ton/mm	

### 7.3. Resistencias

Los valores teóricos de las resistencias aparecen en el acápite 3.2, mientras que los valores experimentales figuran en la Tabla 4. En esta tabla puede notarse que existe muy poca diferencia entre las resistencias experimentales de los muros MC y MNC (menos de 6%), mientras que la resistencia a tracción por flexión ( $V_{cr}$ ) experimental excedió en 40% al valor teórico y la resistencia a tracción diagonal del concreto ( $V_c$ ) experimental superó en 16% al valor teórico (evaluado sin contemplar la acción de la carga vertical y considerando un peralte efectivo  $d = 0.8L$ , en tanto que en la Ref.2 se trabaja con la sección bruta).

También, en la Tabla 4 se nota que la resistencia máxima en la falla por flexión ( $V_{mf}$ ) experimental fue 32% mayor que el valor teórico, esto se explica por el ingreso del refuerzo en su zona de endurecimiento (acápite 7.5), mientras que la resistencia máxima teórica fue calculada utilizando el esfuerzo de fluencia real del acero ( $f_y = 4309 \text{ kg/cm}^2$ ).



Tabla 4. Resistencias en toneladas.			
Resistencia	Muro	Valor Experimental	Valor Teórico
Vcr = resistencia a la primera fisura de tracción por flexión	MC	7.60 ton con D1 = 1.64mm	5.5 2ton
	MNC	7.90 ton con D1 = 1.75mm	
Vc = fuerza cortante aportada por el concreto	MC	10.81 ton con D1 = 4.07mm	9.30 ton
	MNC	10.83 ton con D1 = 5.04mm	
Vmf = resistencia máxima en la falla por flexión	MC	13.99 ton con D1 = 17.55mm	10.94 ton
	MNC	14.79 ton con D1 = 25.01mm	

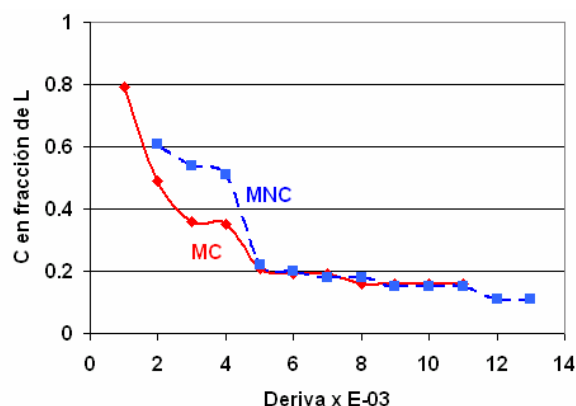
#### 7.4. Profundidad del Eje Neutro (C)

En la Tabla 5 se presenta las profundidades del eje neutro (C) de los muros MC y MNC medidas durante el ensayo desde el borde extremo del talón derecho comprimido, que fue el que llegó a triturarse. En el talón opuesto hubo poco daño y los valores de “C” fueron mayores.

En la Fig.9, los valores de “C” fueron puestos en fracción de la longitud del muro (L = 1.2m), allí puede notarse que los valores de “C” empezaron a estabilizarse a partir de una deriva igual a 0.005, que es la máxima distorsión especificada por la Ref.3 para los edificios de ductilidad limitada. Cabe destacar que el valor de “C” obtenido teóricamente para los valores nominales de la carga axial y el momento flector fue 19cm (acápite 3.1); este valor es bastante similar a los valores experimentales obtenidos entre las fases 10 y 13 del ensayo, correspondientes al inicio de la trituración del talón derecho de los muros MC y MNC, respectivamente.

Tabla 5. Profundidad del Eje Neutro (C) en centímetros y en Fracción de “L”.															
FASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Deriva x10 <sup>-3</sup>	0.2	0.6	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0
C (MC)	---	---	95.5	59.5	43.0	41.5	25.0	23.0	23.0	19.0	19.0	19.0	19.0	---	---
C (% L)	---	---	0.79	0.49	0.36	0.35	0.21	0.19	0.19	0.16	0.16	0.16	0.16	---	---
C (MNC)	---	---	---	73.5	65.0	61.5	26.0	23.5	21.7	21.7	18.0	18.0	18.0	13.0	13.0
C (% L)	---	---	---	0.61	0.54	0.51	0.22	0.20	0.18	0.18	0.15	0.15	0.15	0.11	0.11

Fig.9  
Variación de la profundidad del eje neutro, en fracción de la longitud, versus la deriva de los muros MC y MNC.



#### 7.5. Deformaciones Unitarias Verticales ( $\epsilon$ ) en los Talones

Las deformaciones unitarias ( $\epsilon$ ) en los talones de los muros fueron obtenidas dividiendo los desplazamientos verticales captados por los LVDT D4 y D5 (figuras 5 y 11) entre la distancia existente entre sus bases (30cm). En la Tabla 6 se presenta los valores de  $\epsilon$  (positivo en tracción,

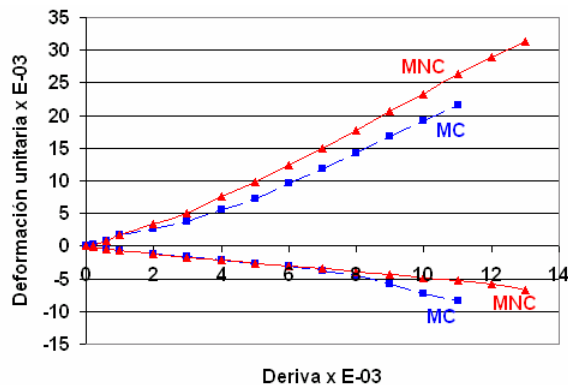
talón izquierdo, y negativo en compresión, talón derecho), asociados a las cargas máximas positivas (empuje) en el primer ciclo de cada fase del ensayo.

FASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Deriva $\times 10^{-3}$	0.2	0.6	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0
$\epsilon$ (MC) $\times 10^{-3}$	0.2	0.8	1.7	2.6	3.8	5.5	7.3	9.6	11.9	14.3	16.8	19.1	21.5	---	---
$\epsilon$ (MNC) $\times 10^{-3}$	0.1	0.9	1.8	3.4	5.0	7.6	9.9	12.4	15.0	17.8	20.7	23.2	26.3	28.9	31.4
	-0.1	-0.4	-0.6	-1.2	-1.6	-2.1	-2.6	-3.1	-3.7	-4.6	-5.8	-7.3	-8.4	---	---
	-0.1	-0.4	-0.7	-1.2	-1.7	-2.1	-2.6	-3.1	-3.4	-3.9	-4.4	-4.8	-5.3	-5.9	-6.8

En la Fig.10 se ha dibujado los valores de la Tabla 6, allí se observa que los valores positivos de  $\epsilon$  (tracción) excedieron al valor teórico de fluencia del acero (0.002) a partir de la fase 4 del ensayo (donde ya se habían formado fisuras diagonales en los muros), con lo cual, a partir de esa fase, el refuerzo vertical extremo ingresó en su zona de endurecimiento, y lo hizo en mayor grado en el muro MNC, por lo que la resistencia “V” de MNC fue mayor que la de MC.

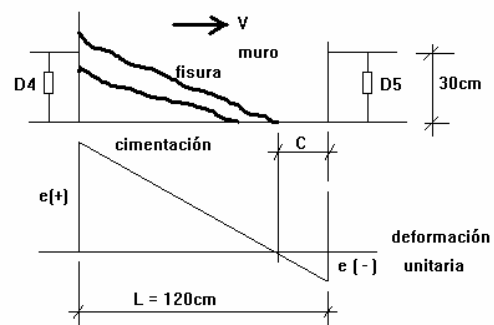
También, en la Fig.10 se observa que a partir de la fase 9 del ensayo los valores negativos de  $\epsilon$  (compresión) fueron mayores que el valor teórico para el cual el concreto empieza a triturarse (0.003), cosa que se observó en MC a partir de la fase 10. Puede notarse además que los valores negativos de  $\epsilon$  del muro MNC fueron menores que los correspondientes a MC, lo que explica la mayor trituración que tuvo el talón de MC respecto al de MNC.

**Fig.10**  
Deformación unitaria de los talones, positiva en tracción y negativa en compresión, versus la deriva de MC y MNC.



Cabe mencionar que utilizando los valores  $\epsilon$  de la Tabla 6, no es posible obtener la posición del eje neutro “C” que aparece en la Tabla 5 (medido con wincha), debido a que los LVDT D4 y D5 (Fig.5) no registraron las fisuras por flexión existentes encima de su base superior (Fig.11) y también, porque las lecturas D4 y D5 incluyen una componente horizontal que es el desplazamiento lateral del muro en un punto localizado a 30cm de la cimentación.

**Fig.11**  
Deformaciones unitarias y posición del eje neutro C. Por ejemplo, en MC antes de la trituración (fase 9): 1) con wincha C = 23cm; 2) con LVDT C =  $(3.7/15.6) \times 120 = 28$ cm.



## 8. CONCLUSIONES

1. El presente trabajo no debe considerarse como definitivo dado el escaso número de muros ensayados a carga lateral cíclica con carga vertical constante. Además que los 2 muros en voladizo tuvieron una sección rectangular, una esbeltez importante (2.08), un espesor considerable (12cm) y un refuerzo especial que los hizo fallar por flexión.
2. Los dos muros alcanzaron los mismos niveles de rigidez y resistencia, las cuales pudieron ser predecidas teóricamente en forma aproximada, al igual que el tipo de falla. Sin embargo, el comportamiento inelástico del muro MNC (no confinado) fue mejor que el de MC (confinado), por la razón que se indica a continuación.
3. El muro MC tuvo un defecto en la construcción: deslizamiento durante el vaciado del primer estribo del talón derecho, ubicándose a 1cm de la cimentación en vez de 5cm, que dio lugar al pandeo del refuerzo vertical extremo en una zona triturada que alcanzó 10cm de altura. La trituración del talón derecho de MC se inició en una etapa más temprana del ensayo (deriva = 0.008) que la correspondiente a la trituración del talón del muro MNC (deriva = 0.0012), posiblemente esto se debe a la poca altura del concreto debajo del estribo deslizado (1cm).

El muro MNC no presentó defectos en la construcción, excepto una mayor porosidad del concreto en su zona central, por la poca congestión de refuerzo en los 12cm de espesor utilizado que facilitó la compactación del concreto, por lo que podría no ser representativo de los edificios reales de ductilidad limitada, donde generalmente el espesor es 10cm.

4. Los dos muros sobrepasaron la distorsión angular máxima especificada por la Norma Sísmica E.030 para los edificios de ductilidad limitada (deriva = 0.005, Ref.3) sin que se produzcan fallas indeseables, por lo que no se requería confinar los extremos. En consecuencia, podría pensarse que el “criterio de desplazamientos”, establecido por las Normas E.060 (Ref.1) y ACI (Ref.2) para verificar la necesidad de confinar los bordes de los muros, es adecuado; sin embargo, debe hacerse las siguientes reflexiones:

- El “criterio de desplazamientos” es válido sólo para muros que fallen por flexión (Ref.2), lo que ocurrió en MC y MNC. En el caso de los edificios reales de ductilidad limitada, no existe la experiencia que indique cómo serán sus fallas ante los terremotos. En estos edificios de mediana altura abundan los muros en sus 2 direcciones y por las paredes transversales viaja una carga de gravedad importante que podría restringir las deformaciones por flexión del muro en análisis, haciéndolo fallar por corte (para que se formen fisuras de tracción por flexión, es necesario que el muro levante a una porción de la pared transversal).
- En una falla por corte, o mixta (corte y flexión), la grieta diagonal podría atravesar al talón comprimido, perdiéndose la profundidad del eje neutro (C) y generando la trituración del talón en una etapa temprana. Esto ha ocurrido en experimentos anteriores (Ref.4) en muros con esbeltez de 1.2 para derivas de 0.005.
- En el “criterio de desplazamientos” cuánto menor sea la profundidad del eje neutro “C” no se requiere confinar los extremos, lo cual podría ser peligroso en vista que en la etapa de máximo desplazamiento lateral, toda la carga axial se concentraría en una pequeña porción del borde extremo comprimido, pudiendo causar su falla por aplastamiento (Fig.12).

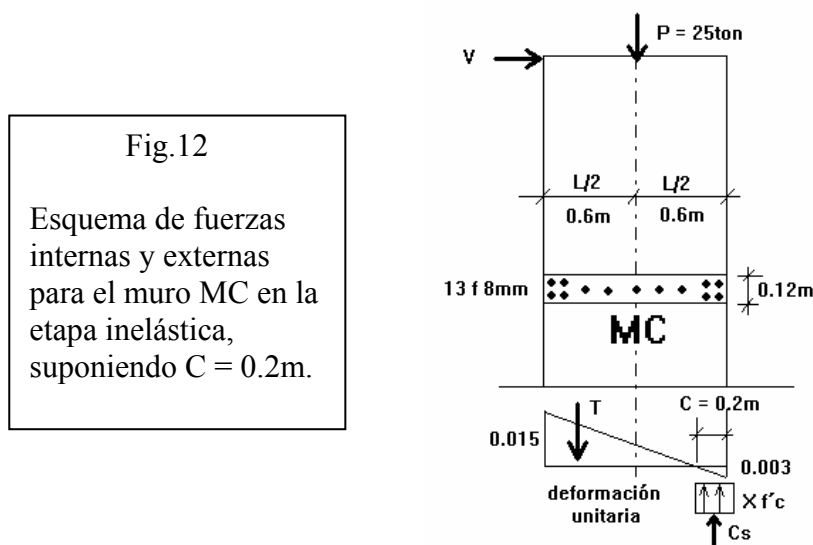
Según la Ref.1, para una deriva de 0.005 es suficiente que “C” sea menor que 0.33L como para no necesitar estribos, mientras que según la Ref.2, la deriva mínima a considerar es 0.007, bajando el límite anterior a 0.24L. Es decir, sería conveniente especificar un límite

inferior de “C” para el cual debería confinarse el borde; por ejemplo, basándose en que la trituration del talón del muro MNC se inició cuando  $C = 13\text{cm}$  ( $0.11L$ ), se propone que cuando el valor teórico de “C” sea menor que  $0.1L$ , debe confinarse el borde.

- En el “criterio de esfuerzos” el límite del esfuerzo de compresión ( $0.2f'c$ ) para el cual se requiere confinar el borde es pequeño. Por ejemplo, trabajando en forma conservadora, si se asumiese en la Fig.12 que la tracción “T” en el acero fuese de la misma magnitud que la compresión en el acero “Cs”, cosa que no es cierta ya que el acero en tracción incurre en la zona de endurecimiento y además existen más varillas en tracción que en compresión, entonces, por equilibrio de fuerzas verticales se tendría:  $P = 25000\text{kg} = X f'c C t$ , con lo cual resulta:  $X = 25000/(233 \times 20 \times 12) = 0.45 > 0.2$ , por lo que se propone aumentar el límite de  $0.2f'c$  a  $0.4f'c$ . De haberse empleado esta propuesta, el muro MC no hubiese requerido estribos de confinamiento (acápite 3.3) y su diseño hubiera sido similar a MNC, de este modo, no habría existido contradicción con el “criterio de desplazamientos”.

Es necesario indicar que en los muros de albañilería armada se aplica el “criterio de esfuerzos” para verificar la necesidad de confinar sus bordes libres (sin pared transversal), y en ese caso, basado en varios ensayos, se utiliza un límite de  $0.3f'm$  (Ref.5), donde  $f'm$  es la resistencia a compresión de las pilas de albañilería rellenas con grout.

5. En resumen, es necesario continuar con la investigación, analizando casos en que existan paredes transversales, muros con otras esbelteces, otros niveles de carga axial, etc.



## 9. REFERENCIAS

1. Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.060 “Concreto Armado”. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. SENCICO, 2006.
2. ACI318-05. Building Code Requirements for Structural Concrete. Chapter 21. American Concrete Institute, 2005.
3. Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. SENCICO, 2006.
4. San Bartolomé A., Muñoz A., Madueño G. y Cavero R. Control de la falla por deslizamiento en placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas. Revista COSTOS, año 12, No.151, Octubre del 2006.
5. Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.070 “Albañilería”. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. SENCICO, 2006.