

# COMPORTAMIENTO A CARGA LATERAL CÍCLICA DE MUROS DE ADOBE CONFINADOS

Por: Angel San Bartolomé y Richard Pehovaz  
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

## RESUMEN

Con el financiamiento parcial de la empresa UNICON y la Dirección Académica de Investigación de la Universidad Católica (DAI), se realizó el presente proyecto, cuyo propósito fue analizar el comportamiento sísmico de los muros de adobe confinados mediante elementos de concreto armado, diseñados con el menor refuerzo posible y un concreto de baja resistencia, de tal manera que esta propuesta sea factible de ejecutar. Para ello, se ensayaron a carga lateral cíclica tres muros de adobe confinados. Estos muros tuvieron diferente refuerzo en sus columnas, además de emplearse dos tipos de mortero para el asentado de los adobes. Adicionalmente, se realizó el ensayo monotónico de uno de los pórticos, con la finalidad de investigar su aporte en la resistencia y rigidez respecto al conjunto muro-pórtico (adobe confinado).

## 1. INTRODUCCIÓN

En el Perú, son diversos los materiales utilizados para la construcción de viviendas, sin embargo, el adobe constituye uno de los más importantes, especialmente en los sectores rurales del país. Pero, la falta de una adecuada dirección técnica, así como el desconocimiento de la norma E-080 (Ref.2), hace que el poblador construya su vivienda de acuerdo a sus patrones y costumbres, sin considerar criterios sismorresistentes que garanticen su seguridad ante probables sismos.

Se tiene como antecedente (Ref.4) el comportamiento en el rango elástico de un módulo de vivienda de adobe confinado por elementos de concreto armado de baja resistencia y escaso refuerzo, ensayado en la mesa vibradora de la Universidad Católica ante sismos severos. Este comportamiento elástico se debió a la alta densidad de muros que tuvo el módulo respecto a la densidad de muros existente en viviendas reales, por lo que ante sismos severos los muros de las viviendas reales incurrirían en el régimen inelástico, comportamiento que hasta la fecha se desconoce para el adobe confinado y que en este proyecto se pretende investigar.

## 2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

**2.1. Adobe.** Las unidades de adobe se fabricaron empleando una mezcla con proporción volumétrica: 5 de suelo, 1 de arena gruesa y 1 de césped seco. Se decidió agregar arena gruesa y paja a la mezcla para atenuar la fisuración por contracción de secado de los adobes. Los moldes (gaveras con fondo) fueron de madera, con dimensiones de 40x25x8 cm para la elaboración de las unidades enteras y 20x25x8 cm para las medias unidades. Se realizaron pruebas de variación de dimensiones, alabeo, succión y compresión axial, empleándose unidades enteras y medias unidades, los resultados fueron:

- Variación dimensional (unidades enteras): Largo: 3.8% Ancho: 3.6% Alto: 2.5%
- Alabeo (unidades enteras): 5 mm
- Succión (medias unidades): Estado natural: 37 gr/200 cm<sup>2</sup>-min  
Regadas: 10 gr/200 cm<sup>2</sup>-min
- Resistencia a compresión (medias unidades):  $f' b = 30 \text{ kg/cm}^2$

**2.2. Mortero.** Para el asentado de los adobes, se utilizaron dos tipos de mortero. El primero de ellos fue un mortero de barro hecho con la misma tierra que la usada para las unidades de adobe, pero con relación volumétrica: 3 de tierra, 1 de arena gruesa y 1 de paja. El segundo tipo de mortero fue de cemento, con una proporción volumétrica cemento: arena gruesa de 1:8, empleándose cemento Pórtland tipo I. Las probetas cúbicas de mortero de cemento, con 5 cm de lado, tuvieron una resistencia a compresión igual a  $75 \text{ kg/cm}^2$  a los 28 días de edad.

**2.3. Concreto.** Para la construcción de los elementos de concreto (columnas y vigas soleras) se utilizó concreto premezclado producido por la planta UNICON. El ensayo de compresión axial realizado sobre 4 probetas estándar, con 28 días de edad, proporcionó para las columnas una resistencia promedio  $f'c = 104 \text{ kg/cm}^2$  y para las vigas soleras una resistencia  $f'c = 114 \text{ kg/cm}^2$ .

**2.4. Acero de Refuerzo.** Se realizaron ensayos de tracción en 3 muestras del acero corrugado empleado en las columnas, de 40 cm de longitud y  $\frac{1}{4}$ " de diámetro, obteniéndose un esfuerzo de fluencia  $f_y = 4263 \text{ kg/cm}^2$  y un esfuerzo máximo  $f_{m\acute{a}x} = 5076 \text{ kg/cm}^2$ .

### 3. ENSAYOS DE PRISMAS

**3.1. Ensayo de Compresión Axial de Pilas.** Se construyeron 8 pilas con unidades enteras, de 6 hiladas cada una, con juntas de aproximadamente 2.5 cm de grosor. Las dimensiones nominales de las pilas fueron 38x24x58 cm, que proporcionan una esbeltez de  $58/24 = 2.4$ . Cuatro de estas pilas se hicieron con mortero de barro y las otras cuatro con mortero de cemento. Las pilas se ensayaron a una velocidad de carga de 3 ton/min a los 28 días de haber sido construidas (Foto 1), obteniéndose las siguientes resistencias características a compresión axial ( $f'm$ ):

- Pilas con mortero de barro:  $f'm = 8.78 \text{ kg/cm}^2$
- Pilas con mortero de cemento:  $f'm = 11.64 \text{ kg/cm}^2$

**3.2. Ensayo de Compresión Diagonal de Muretes.** Se construyeron 8 muretes cuadrados de 80x80 cm, con 24 cm de espesor, en aparejo de soga. Cada murete tuvo 8 hiladas y las juntas horizontales y verticales tuvieron aproximadamente 2.5 cm de grosor. Cuatro de estos muretes se hicieron con mortero de barro y los otros cuatro con mortero de cemento. Los muretes se ensayaron a una velocidad de carga de 0.5 ton/min a los 28 días de haber sido construidos (Foto 2), obteniéndose las siguientes resistencias características a compresión diagonal ( $v'm$ ):

- Muretes con mortero de barro:  $v'm = 1.12 \text{ kg/cm}^2$
- Muretes con mortero de cemento:  $v'm = 1.07 \text{ kg/cm}^2$



Foto 1. Ensayo de compresión axial en pilas con mortero de barro.



Foto 2. Ensayo de compresión diagonal en muretes con mortero de cemento.

## 4. CARACTERÍSTICAS DE LOS MUROS DE ADOBE CONFINADOS

Se construyeron 3 muros de adobe confinados por elementos de concreto armado (Figs. 1, 2 y 3), siguiendo el método tradicional de construcción para muros portantes de albañilería confinada, es decir, primero se construyó el muro de adobe, posteriormente se procedió con el vaciado de las columnas y, finalmente, se vació la viga solera (Fotos 3 a 6). Las dimensiones de los 3 especímenes, en aparejo de soga e incluyendo los confinamientos, fueron: 274x245x24 cm.

En los muros M1 y M2, se utilizó mortero de barro y se consideró una conexión dentada entre la columna y el muro, con una longitud del diente igual a 5 cm (Foto 3). En el muro M3, construido con mortero de cemento, se utilizó una conexión columna-muro a ras, con la adición de mechas de alambre #8 cada 4 hiladas (Foto 4).

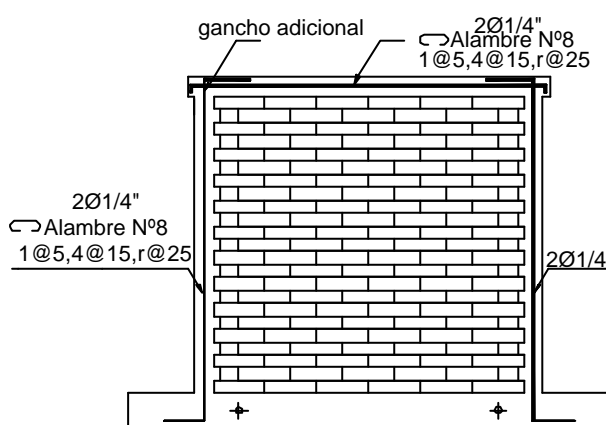
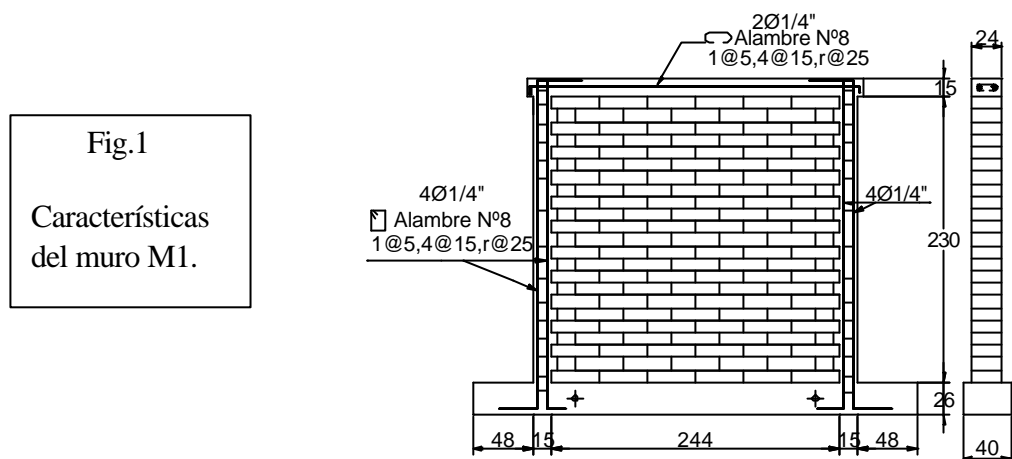


Fig.2. Muro M2.

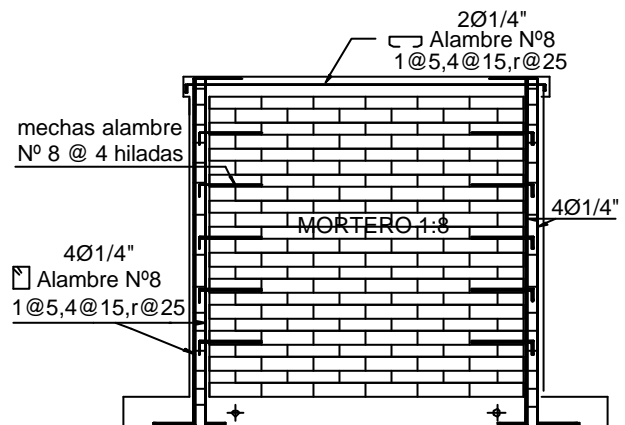


Fig.3. Muro M3.

Los confinamientos de concreto armado tuvieron las siguientes características:

**a) Columnas.** Las columnas de confinamiento de los 3 muros tuvieron las mismas dimensiones: 15x24 cm. En los muros M1 y M3, las columnas estuvieron reforzadas con 4 varillas corrugadas de 1/4" y estribadas con alambre #8, espaciados 1 a 5, 4 a 15, resto a 25 cm. El muro M2 tuvo en sus columnas un refuerzo vertical compuesto por 2 varillas corrugadas de 1/4", estribadas con ganchos de alambre #8, espaciados 1 a 5, 4 a 15, resto a 25 cm.

b) **Vigas Soleras.** Para los 3 muros, las dimensiones de las vigas soleras fueron de 24x15 cm y se utilizó como refuerzo horizontal 2 varillas corrugadas de ¼”, alojadas en el mismo plano horizontal y estribadas con ganchos de alambre #8 1 a 5, 4 a 15, resto a 25 cm (Foto 5).



Foto 3. Conexión dentada en M2.



Foto 4. Conexión a ras en M3, con la adición de chicotes cada cuatro hiladas.



Foto 5. Viga solera.



Foto 6. Construcción de los muros.

En la Tabla 1 se presenta un resumen de las variantes que tuvieron los muros.

TABLA 1. Variantes en los Muros.			
Muro	Mortero	Conexión columna-muro	Refuerzo Vertical
M1	Barro	Dentada	4 $\phi$ ¼”
M2	Barro	Dentada	2 $\phi$ ¼”
M3	Cemento	A ras con chicotes	4 $\phi$ ¼”

## 5. ENSAYO DE CARGA LATERAL CÍCLICA

**5.1. Técnica de Ensayo.** El ensayo consistió en aplicar carga lateral cíclica a los muros, controlando el desplazamiento horizontal de la solera (Do). Para generar la carga lateral (V) se utilizó un actuador dinámico (Foto 7), mientras que los desplazamientos fueron medidos con LVDT (“D” en la Fig.4). Según se indica en la Tabla 2, se realizaron 11 fases con un número determinado de ciclos hasta lograr la estabilización de los lazos histeréticos. La velocidad del ensayo fue de 1 ciclo cada 4 minutos. Al final de cada ensayo, se aplicó un desplazamiento Do

armónico con una amplitud de 10 mm y una frecuencia de 1Hz. Además, se realizó el ensayo monotónico del pórtico de M1, hasta alcanzar un desplazamiento máximo de 20 mm (Foto 8).

Fase	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Do (mm)	0.25	0.5	1.0	2.5	5.0	7.5	10.0	12.5	15.0	17.5	20.0



Foto 7. Dispositivos mecánicos para el ensayo de carga lateral cíclica.

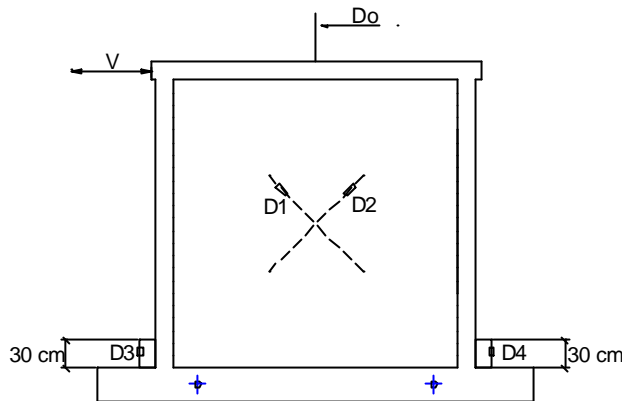


Fig.4. Instrumentación.

**5.2. Descripción del Comportamiento de los Muros.** La falla por fuerza cortante, manifestada a través de grietas diagonales, fue la predominante en los 3 muros (Foto 8). Asimismo, a diferencia de los muros M1 y M2, en el muro M3 se presentó una falla por deslizamiento en la junta de construcción entre jornadas de trabajo (en la mitad del muro).

**5.3. Descripción del Comportamiento del Pórtico del Muro M1.** Durante el ensayo comenzaron a aparecer fisuras por flexión en los dos extremos de las dos columnas, formándose finalmente rótulas plásticas en ambos extremos.

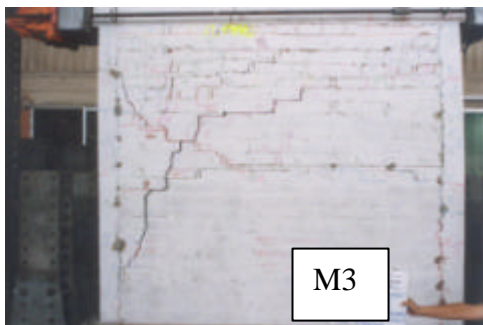
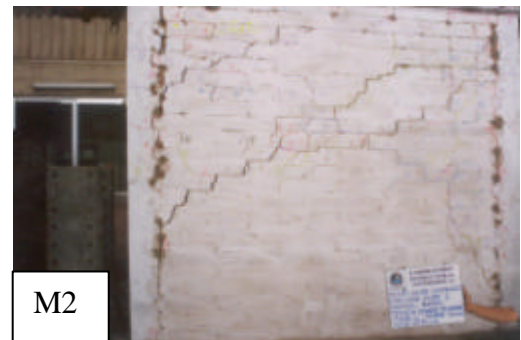


Foto 8. Muros y Pórtico de M1 después del ensayo.

## 6. RESULTADOS

**6.1. Etapa Elástica.** Se realizó el análisis en el rango elástico de los muros (sin fisuras) para determinar los siguientes parámetros teóricos y experimentales:

- **Módulo de Corte (Ga).** El módulo de corte se obtuvo experimentalmente utilizando las deformaciones diagonales registradas en la primera fase del ensayo (elástica) por los LVDT D1 y D2 (Fig. 4), asociadas a la fuerza cortante máxima de empuje. Los resultados fueron:  $G_a$  (muro M1) = 2241 kg/cm<sup>2</sup> y  $G_a$  (muro M2) = 2737 kg/cm<sup>2</sup>. Para el caso del muro M3, el desplazamiento D2 resultó muy pequeño, por lo que en este muro no se calculó  $G_a$ .
- **Rigidez Lateral Inicial (Ko).** En forma experimental,  $K_o$  se obtuvo dividiendo la carga máxima de empuje (V) de la fase 1 entre el desplazamiento horizontal (Do) asociado a dicha carga ( $K_o = V/D_o$ ). Para calcular teóricamente los valores de  $K_o$ , se hizo un análisis suponiendo al muro en voladizo y utilizando el criterio de la sección transformada. Para la albañilería de adobe se utilizó la expresión  $E_a = 2.5G_a$  para hallar el módulo de elasticidad, y para el concreto  $E_c = 15210\sqrt{f'c}$ , donde  $G_a$  es el valor experimental promedio de M1 y M2 (2500 kg/cm<sup>2</sup>) y  $f'c = 100$  kg/cm<sup>2</sup>. En la Tabla 3 se presentan los valores teóricos y experimentales de  $K_o$ .

MURO	Ko teórico (kg/cm)	Ko experimental (kg/cm)	Diferencia porcentual
M1	60230	58775	2%
M2	60230	59686	1%

- **Fisura de Tracción por Flexión.** Se pudo apreciar que los 3 muros no presentaron fisuras de tracción por flexión durante el ensayo. Para comprobar en forma teórica lo indicado, se empleó el criterio de la sección transformada no agrietada, evaluando el esfuerzo de tracción máximo al cual estuvo sujeto el muro ( $\sigma_{tm}$ ) para después compararlo con la resistencia del concreto a tracción por flexión ( $f_{cr} = 2\sqrt{f'c} = 20$  kg/cm<sup>2</sup>) transformada en albañilería de adobe ( $f_{ar} = 1.1$  kg/cm<sup>2</sup>). De esta manera, se obtuvo para la mayor de las cargas laterales  $\sigma_{tm} = 0.40$  kg/cm<sup>2</sup>, valor que resulta ser 2.7 veces menor que la resistencia “ $f_{ar}$ ”, con lo cual se demuestra porqué no se presentaron fisuras de tracción por flexión en ninguno de los 3 muros. Cabe destacar que si en el concreto no se desarrollan estas fisuras, tampoco se presentarán en la albañilería de adobe.

**6.2. Etapa Inelástica.** Se hizo un análisis en el rango inelástico de los muros M1 y M2, con la finalidad de estudiar algunos parámetros asociados con el comportamiento cíclico en dicha etapa. El muro M3 fue descartado de este análisis porque representaba un sistema costoso donde no se lograron mejoras significativas.

- **Carga de Agrietamiento Diagonal (VR).** En la Tabla 4 se muestran los valores teóricos y experimentales de VR obtenidos para los muros M1 y M2. Para predecir teóricamente la fuerza cortante correspondiente al agrietamiento diagonal, se utilizó la expresión proveniente de la Ref.3:  $VR = 0.5 v'm a t L + 0.23 P_g$ ; donde “ $v'm$ ” es la resistencia característica a compresión diagonal de los muretes, “ $a = 1$ ” es el factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, “ $t = 24$  cm” es el espesor del muro, “ $L = 274$  cm” es la longitud del muro incluyendo las columnas y “ $P_g$ ” es la carga gravitacional de servicio (peso total del muro).



TABLA 4. Carga de Agrietamiento Diagonal VR.			
MURO	VR experimental (kg)	VR teórico (kg)	Diferencia porcentual
M1	3743	3930	5%
M2	3437	3930	14%

- **Resistencia Máxima (VM).** La resistencia máxima teórica fue calculada asumiendo que los muros iban a fallar por flexión, alcanzando el refuerzo vertical la fluencia (ver 2.4). En la Tabla 5 se presentan los valores teóricos y experimentales de VM obtenidos para los muros M1 y M2. En esta tabla se puede apreciar que los resultados teóricos son apreciablemente mayores que los valores experimentales, lo cual indica que la cantidad de refuerzo vertical empleada en las columnas de M1 (4  $\phi$  1/4") fue excesiva y que para soportar la carga de agrietamiento diagonal (VR) bastaba colocar sólo 2  $\phi$  1/4" que fue el refuerzo utilizado en M2. Esta gran diferencia se debe a que los muros se deformaron y fallaron principalmente por fuerza cortante.

TABLA 5. Resistencia Máxima VM.		
MURO	VM experimental (kg)	VM teórico (kg)
M1 (4 $\phi$ 1/4")	3787	7472
M2 (2 $\phi$ 1/4")	3437	4496

- **Coefficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R).** Para el cálculo experimental del factor R en los muros M1 y M2, se utilizó el criterio de igualación de energía (Ref.1), el cual consiste en igualar la energía elástica equivalente (E) a la capacidad de absorción de energía inelástica de los muros (EH). La energía inelástica (EH) se calculó para una distorsión angular de 1/200 (Ref.1), correspondiente a un nivel de desplazamiento asociado al límite de reparabilidad del muro, que en este caso correspondía a la fase 8 del ensayo, donde aún no se habían separado totalmente las columnas del muro. Para determinar R se utilizó la expresión  $R = \frac{\sqrt{2KoEH}}{VR}$ ; donde "Ko" es la rigidez lateral inicial experimental (Tabla 3) y "VR" es la carga de agrietamiento diagonal experimental (Tabla 4). De esta manera, se obtuvo R = 4.75.

- **Diseño a la Rotura.** Mediante la propuesta de diseño a la rotura (Ref.3), se verificó el diseño de los elementos de confinamiento de los muros M1 y M2, los mismos que deben ser capaces de absorber la carga que produce el agrietamiento diagonal del muro (VR, indicada en la Tabla 4).

**a) Columnas de Confinamiento.** Se diseñan por corte-fricción y tracción combinada. La sección transversal y el refuerzo se determinaron mediante las siguientes expresiones:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 f' c f} \quad A_{sf} = \frac{V_c}{f_y m f} \quad A_{st} = \frac{T}{f_y f}$$

Donde:

- As = área total del acero vertical en la columna (As = Asf + Ast)
- Acf = área de la sección transversal de la columna por corte-fricción (cm<sup>2</sup>)
- Ast = área del acero vertical por tracción en la columna (cm<sup>2</sup>)
- Asf = área del acero vertical por corte-fricción en la columna (cm<sup>2</sup>)
- f'c = resistencia a compresión del concreto a los 28 días = 104 kg/cm<sup>2</sup> (ver 2.3)
- $\phi$  = coeficiente de reducción de resistencia del concreto armado = 0.85
- f<sub>y</sub> = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo = 4263 kg/cm<sup>2</sup> (ver 2.4)

- $\mu$  = coeficiente de fricción concreto-concreto endurecido = 1
- $V_c$  = fuerza cortante en la columna =  $\frac{1}{2}$  VR (para muros de 1 paño)
- $T$  = fuerza de tracción en la columna generada por VR

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 6. En esta tabla se puede observar que la sección transversal requerida para las columnas (24x5 cm) es menor que la empleada en los muros (24x15 cm), adicionalmente se observa que el refuerzo vertical requerido ( $2 \phi \frac{1}{4}$ ") es menor al utilizado en el muro M1 ( $4 \phi \frac{1}{4}$ ").

<b>TABLA 6. Diseño a la Rotura de las Columnas de Confinamiento.</b>				
<b>MURO</b>	<b>Acf (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Sección transversal requerida (cm)</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Refuerzo vertical requerido</b>
M1	106	24x5	0.58	$2 \phi \frac{1}{4}$ "
M2	97	24x5	0.50	$2 \phi \frac{1}{4}$ "

b) **Viga Solera.** La viga solera se diseña para soportar una tracción igual a  $T_s = \frac{VR L_m}{2L}$ , donde "VR" es la carga de agrietamiento diagonal experimental del muro, "L" es la longitud total del muro incluyendo las columnas y "L<sub>m</sub> = L" para muros de 1 paño. El refuerzo horizontal de la solera se calculó mediante la expresión:  $A_s = \frac{T_s}{f f_y}$

Donde:

- $\phi$  = coeficiente de reducción de resistencia del concreto armado en tracción pura = 0.9
- $f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo = 4263 kg/cm<sup>2</sup> (ver 2.4).

Los resultados indicaron que el refuerzo horizontal requerido era  $2 \phi \frac{1}{4}$ ", que fue el utilizado en las vigas soleras de los 3 muros.

### 6.3. Comparación del Comportamiento de los Muros

Para efectos comparativos, se utilizaron las envolventes V-Do correspondientes al primer ciclo de cada fase del ensayo, las cuales se obtuvieron empleando los valores máximos de carga lateral (V) y el desplazamiento horizontal (Do) asociado a dicha carga.

- **Efectos del Refuerzo Vertical en las Columnas.** En el Gráfico 2 puede observarse que el comportamiento de los muros M1 (con  $4 \phi \frac{1}{4}$ ") y M2 (con  $2 \phi \frac{1}{4}$ ") son prácticamente coincidentes hasta la fase 4, y que a partir de la fase 5, M1 presentó un mejor nivel de resistencia que M2, pero este incremento no fue significativo. Respecto a la resistencia máxima, mientras que M1 tuvo una resistencia de 3787 kg, M2 alcanzó un valor de 3437 kg, 10% menor, por lo que no se justifica duplicar la cantidad de refuerzo vertical.

- **Efecto del Mortero.** En el Gráfico 3, puede observarse que el nivel de resistencia alcanzado por M3 (con mortero de cemento) en las primeras fases del ensayo (1 a 4) fue apreciablemente mayor que en M1 (con mortero de barro). En la fase 4, M3 alcanzó una resistencia superior en 33% respecto a M1. Luego de haber llegado a su máxima capacidad de carga en la fase 4, M3 sufrió una leve caída de resistencia debido al inicio de una falla por deslizamiento en la junta de construcción entre jornadas de trabajo, y en la fase 5, la diferencia en la resistencia de ambos muros no fue significativa. En la fase 6, M3 presentó una caída importante de resistencia debido



a la ocurrencia de la falla por deslizamiento en la junta de construcción, y a partir de la fase 7, M1 presentó un mejor nivel de resistencia hasta finalizar el ensayo. Adicionalmente, en M3 se obtuvo una rigidez lateral inicial ( $K_0$ ) ligeramente mayor (10.5%) que la alcanzada por M1.

- **Efectos del Pórtico.** Se compararon las curvas V-Do correspondientes al muro M1 y al pórtico del mismo espécimen. En el Gráfico 4 se aprecia que para un desplazamiento lateral de 20 mm, el pórtico tuvo una resistencia de 226 kg, mientras que para el mismo desplazamiento, el conjunto pórtico-muro soportó una carga lateral de 3428 kg, quince veces mayor, demostrándose así el aporte de resistencia y rigidez que brinda el muro de adobe al conjunto muro-pórtico, y que no necesariamente el cortante de la estructura en su conjunto era absorbido por las columnas, sino que esta fuerza cortante fue tomada en gran parte por la albañilería de adobe.

Gráfico 1  
Lazos histeréticos correspondientes al ensayo cíclico del muro M2.

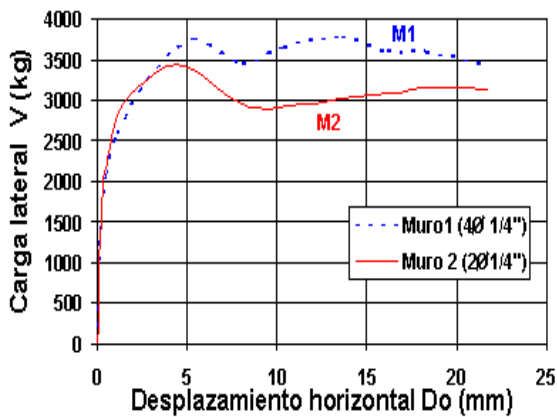
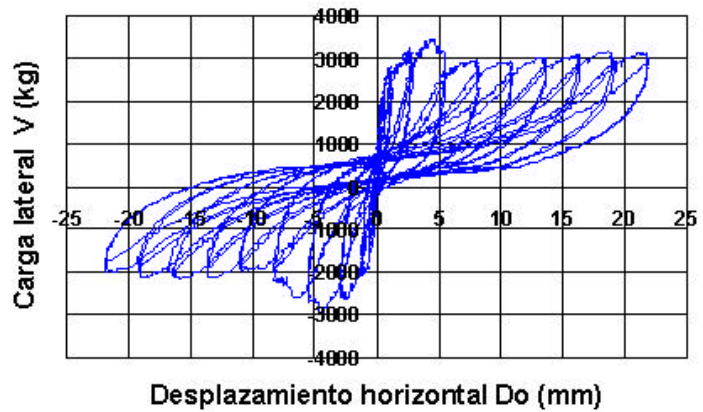


Gráfico 2. Envoltente V-Do. Efectos del refuerzo vertical de las columnas

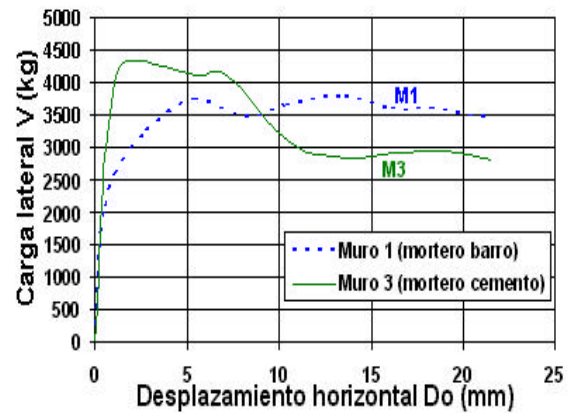
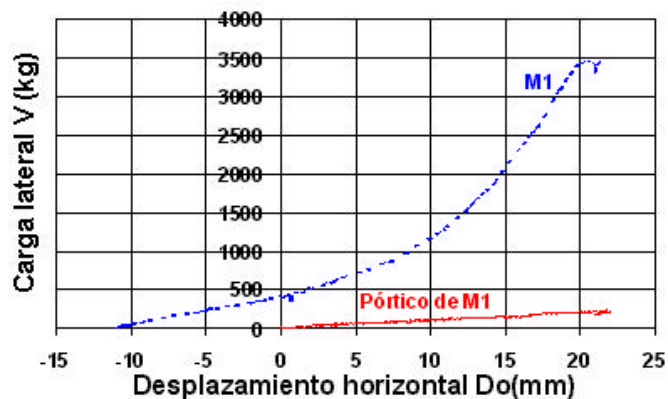


Gráfico 3. Envoltente V-Do. Variación del mortero y de la conexión muro-columna

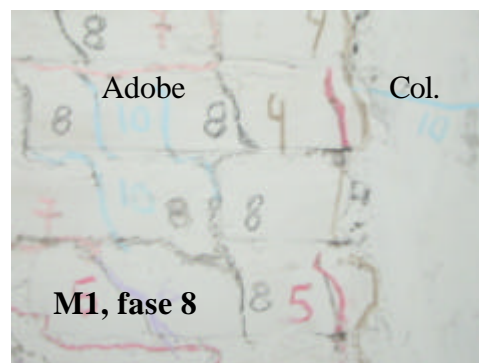
Gráfico 4  
Efecto del pórtico de concreto en la resistencia y rigidez de los muros de adobe confinados en la última fase del ensayo.



## 7. CONCLUSIONES

- Para la fabricación de las unidades de adobe y el mortero de barro se hace necesario el uso de arena gruesa y paja, los cuales son elementos naturales y eficientes para controlar la fisuración por contracción de secado de los adobes y del mortero de barro.
- De acuerdo a los valores obtenidos para  $f'm$  en los ensayos de pilas, se puede concluir que el uso de mortero de cemento mejoró en 33% la resistencia a compresión respecto a las construidas con mortero de barro. Sin embargo, la resistencia a compresión obtenida en las pilas con mortero de barro, es suficiente para soportar las cargas de gravedad en una vivienda de hasta 2 pisos.
- La resistencia a compresión diagonal de los muretes ( $v'm$ ) construidos con mortero de barro o de cemento, fue similar. Posiblemente esto se debió al manipuleo que tuvieron estos especímenes durante su montaje o durante la aplicación del capping, ya que el muro a escala natural M3 (con mortero de cemento) tuvo un incremento en la resistencia de 33%, y 10% en rigidez, con relación a M1 (con mortero de barro). Cabe resaltar que en este proyecto se utilizó un mortero de cemento de pobre calidad (1:8), por lo que es necesario continuar investigando la influencia de este parámetro empleando morteros de mayor calidad.
- Las resistencias admisibles especificadas por la norma E-080, para el caso en que no se haga ensayos de compresión axial de pilas y de compresión diagonal de muretes, son conservadoras en relación a los valores obtenidos en este proyecto.
- Las columnas y vigas soleras no presentaron fisuras de importancia, por lo que se puede concluir que la resistencia del concreto utilizada en dichos elementos ( $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ ) fue suficiente para soportar las cargas a las que fueron sometidos los muros durante los ensayos.
- Para el caso del adobe confinado, es preferible el empleo de una conexión a ras columna-muro, debido a que los dientes de adobe pueden fracturarse durante la etapa de vaciado y compactación del concreto. El uso de mechas de anclaje en el muro M3 ayudó a controlar la falla en la conexión a ras columna-muro, debido a que las grietas en las zonas donde se encontraban las mechas tuvieron menor grosor que en el resto de la conexión. Sin embargo, debe remarcarse que estas mechas deben embutirse sobre un mortero de cemento para evitar su corrosión.
- Para el cálculo de la rigidez lateral inicial ( $K_0$ ), se supuso un módulo de elasticidad para la albañilería de adobe igual a  $E_a = 2.5G_a$  (similar al que se adopta para la albañilería de arcilla cocida), obteniéndose resultados teóricos de  $K_0$  muy cercanos a los valores experimentales.
- La fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal ( $V_R$ ) de los muros pudo predecirse utilizando la expresión  $V_R = 0.5 v'm a t L + 0.23P_g$ , especificada en la Ref.3 para la albañilería con unidades de arcilla cocida.
- El diseño de los elementos de confinamiento de los muros (columnas y soleras) se verificó haciendo uso de las fórmulas planteadas en la propuesta de diseño a la rotura para muros con ladrillos de arcilla cocida (Ref.3), por lo que se concluye que dichas expresiones son también válidas para muros de adobe confinados. Cabe destacar que pese a que el refuerzo vertical en las columnas del muro M1 ( $4 \text{ } \frac{1}{4}$ "") fue el doble que el existente en M2, la resistencia máxima tan solo se incrementó en 10%, debido a que los muros tuvieron una deformación y un tipo de falla predominantemente por fuerza cortante.
- Los muros presentaron un comportamiento bastante similar a la albañilería de arcilla cocida confinada, mostrando lazos histeréticos delgados con la tendencia a pasar por el origen del

sistema de referencia, propios de sistemas degradantes en rigidez. Incluso el límite de reparación, correspondiente a una distorsión angular de 1/200 (fase 8 del ensayo), especificado para la albañilería de arcilla cocida, coincidió para el adobe confinado, con excepción del muro M3 que presentó una falla por deslizamiento en la junta de construcción entre jornadas de trabajo. Debe destacarse que para una distorsión de 1/200, las fisuras verticales presentadas en la conexión columna-muro fueron finas y no abarcaron la totalidad de la altura, por lo que hasta esa etapa la estabilidad de los muros ante acciones sísmicas transversales no está comprometida.



- El factor R obtenido para el adobe confinado ( $R = 4.7$ ) superó al alcanzado por la albañilería de arcilla cocida confinada ( $R = 3$ ); sin embargo, al ser la resistencia a fuerza cortante del adobe confinado aproximadamente 10 veces menor, y además, porque la calidad de la construcción con adobe es inferior, es aconsejable emplear un factor  $R = 3$  para el adobe confinado.

En general, se puede concluir que el comportamiento que tuvieron los muros de adobe confinados, fue satisfactorio y predecible mediante la teoría de análisis y diseño que se sigue para la albañilería de arcilla cocida (Ref.3), evidentemente con valores más reducidos de resistencia y rigidez.

## 8. REFERENCIAS

1. Angel San Bartolomé. Construcciones de Albañilería- Comportamiento sísmico y diseño estructural. Pontificia Universidad Católica del Perú. Fondo Editorial 1998.
2. Norma Técnica de Edificación E-080 ADOBE. SENCICO-2000.
3. Proyecto de Normas Técnicas de Edificación E-070 ALBAÑILERIA. SENCICO- 1999.
4. Gerardo Matos, Daniel Quiun y Angel San Bartolomé. Ensayo de simulación sísmica en un módulo de adobe confinado por elementos de concreto armado. XI Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Colegio de Ingenieros del Perú. Trujillo, 1997.