

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN MÓDULO DE ADOBE DE DOS PISOS CON REFUERZO HORIZONTAL Y CONFINAMIENTO MÍNIMO

A. San Bartolomé¹, E. Delgado² and D. Quiun³

¹ Professor, Department of Engineering, Catholic University of Peru, Av. Universitaria 1801, Lima 32, Peru, asanbar@pucp.edu.pe

² Civil Engineer, Pontifical Catholic University of Peru, adelgado@gym.com.ec

³ Professor, Department of Engineering, Pontifical Catholic University of Peru, Av. Universitaria 1801, Lima 32, Peru, dquiun@pucp.edu.ec

RESUMEN

En la Sierra del Perú la mayoría de las viviendas de adobe son de 2 pisos y carecen de refuerzo, lo que las convierten en vulnerables ante los terremotos. En este proyecto se analizó una técnica de refuerzo basada en confinamientos mínimos de concreto armado y acero horizontal. Esta técnica se aplicó a un módulo de adobe de 2 pisos, el cual fue sometido a ensayos sísmicos en mesa vibradora, obteniéndose algunos resultados adecuados y otros posibles de mejorar.

En consecuencia, la técnica planteada podría aplicarse a las viviendas de la Sierra y también, con ligeras modificaciones, a las ubicadas en la Costa, donde las aceleraciones sísmicas son mayores.

ABSTRACT

Many traditional two story adobe houses located in the Andean highlands are seismically vulnerable due to lack of reinforcement. This project consisted in using the confined masonry walls concepts, used with clay bricks, applied now to adobe masonry. These reinforcements consisted in minimum concrete elements and horizontal steel bars.

This technique was applied to a two story full size model constructed and tested at the Laboratory of Structures of the Pontifical Catholic University of Peru. The behavior observed was good in some aspects, such as shear capacity and adequate flexural resistance to out of plane forces in the first story, with horizontal rebars. However, the partial collapse of the walls of the second floor, without horizontal bars, due to out of plane forces, indicates that some other aspects have to be improved.

Therefore, this technique could be applied to houses located in the highlands, and with some small modifications, to houses in the Coast, in which the horizontal accelerations are larger.

KEYWORDS: adobe, confinement, confined adobe, reinforced adobe, Peru

1. INTRODUCCIÓN

En la Sierra del Perú abundan las viviendas de adobe de dos pisos no reforzadas (Fig.1), las cuales han demostrado tener un mal comportamiento sísmico, llegando incluso a estados de colapso total con la muerte de sus ocupantes. Sin embargo, el adobe, por ser un material económico y térmico, constituye una de las pocas alternativas posibles para que la gente de escasos recursos económicos pueda edificar su vivienda. Es por ello que en este proyecto se planteó la idea de reforzar estas viviendas, empleando una técnica reconocida, sencilla, económica y que inspire confianza al poblador, de tal forma que pueda aceptarla.

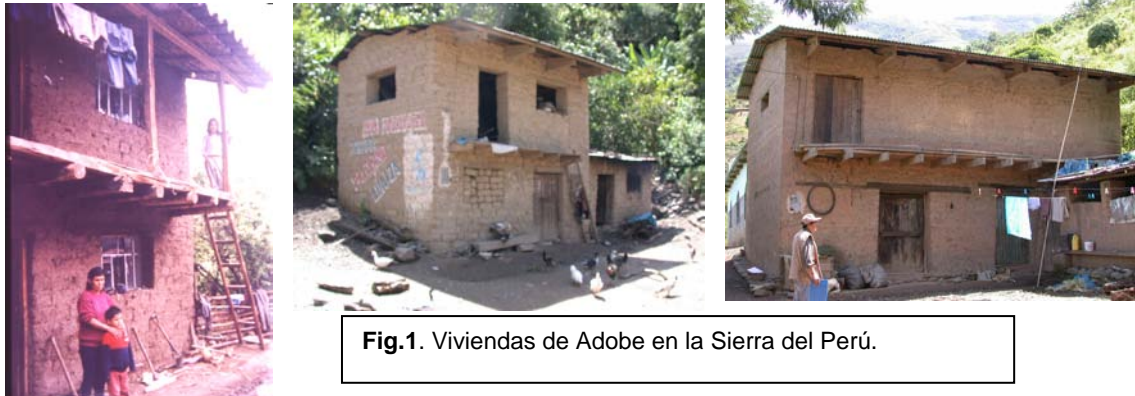


Fig.1. Viviendas de Adobe en la Sierra del Perú.

La técnica de refuerzo que se plantea es similar a la que se utiliza en la albañilería de arcilla cocida confinada, pero, esta vez empleando concreto de baja resistencia y refuerzo mínimo, agregando refuerzo horizontal de tal modo que estas varillas integren al muro con las columnas. El sistema de confinamiento fue empleado con éxito en muros de adobe sujetos a cargas laterales cíclicas (Ref.1), llegándose incluso a plantear un método de diseño estructural (Ref.4), el mismo que fue aplicado al módulo ensayado sísmicamente en mesa vibradora en este proyecto.

Cabe mencionar que en el Perú algunas veces se utiliza el sistema de refuerzo propuesto en las edificaciones de adobe, pero empleando columnas y soleras de grandes dimensiones, a las cuales se les refuerza excesivamente (hasta con varillas de 5/8"), convirtiéndose la solución, desde el punto de vista económico, en impracticable. Por otro lado, la Norma de Adobe E.080 (Ref.2) no permite construcciones de dos pisos en la Costa, por lo que en este proyecto se busca analizar si el refuerzo planteado para estas viviendas es sísmicamente viable, ya que viviendas de adobe confinado de un piso han tenido un buen comportamiento ante los terremotos (Fig.2).



Fig.2. Ometepec, México, 1995. Adobe confinado (izq.) y sin confinar (der.)

2. MATERIALES

2.1. Adobe

Las unidades de adobe fueron adquiridas en Huaral (provincia del departamento de Lima) y sus dimensiones fueron: 31x18x8.5 cm. Su resistencia a compresión fue: $f_o = 18 \text{ kg/cm}^2$, valor que superó en 50% a la resistencia mínima especificada en la Norma E.080 (12 kg/cm^2 , Ref.2).

2.2. Mortero

Se utilizó mortero de barro tipo II (Ref.2), en proporción volumétrica: 3 de tierra, 1 de arena gruesa y 1 de paja. Sólo en aquellas juntas del primer piso donde se alojaba el refuerzo horizontal (3 juntas), se usó un mortero en proporción volumétrica cemento-arena 1: 5, con la finalidad de proteger a la varilla de la corrosión y proporcionarle adherencia.

2.3. Concreto

Las soleras y las columnas de confinamiento de los dos pisos fueron hechas con concreto de baja resistencia nominal a compresión: $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$. Los ensayos de compresión de las probetas estándar correspondientes, proporcionaron una resistencia promedio: $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$.

2.4. Acero de Refuerzo

Las varillas de acero corrugado (grado 60, con esfuerzo nominal de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) utilizadas como refuerzo horizontal en los muros del primer piso, así como refuerzo longitudinal y estribos de columnas y soleras en los dos pisos, tuvieron $\frac{1}{4}$ " de diámetro. Los ensayos de tracción de 3 varillas de $\frac{1}{4}$ " indicaron un comportamiento dúctil, registrándose en promedio un esfuerzo de fluencia de 5200 kg/cm^2 y una resistencia máxima de 7800 kg/cm^2 .

2.5. Pilas y Muretes de Adobe

Se construyeron 4 pilas con unidades enteras y juntas de barro con 2cm de grosor (Fig.3). Estas pilas tuvieron 7 hiladas (esbeltez = 4) y los ensayos de compresión axial proporcionaron una resistencia promedio $f'm = 8.9 \text{ kg/cm}^2$ con 7.5% de dispersión. Cabe resaltar que en la Norma E.080 (Ref.2) se especifica que la resistencia admisible a compresión, utilizada en el diseño de los muros de adobe, se obtiene de la expresión $f_m = 0.25f'm$, que para este caso proporciona: $f_m = 0.25 \times 8.9 = 2.2 \text{ kg/cm}^2$, resultado que a su vez es cercano a la resistencia admisible correspondiente a los casos donde no se realizan ensayos de pilas: 2 kg/cm^2 (Ref.2).

Fig.3

Pilas y Muretes de adobe



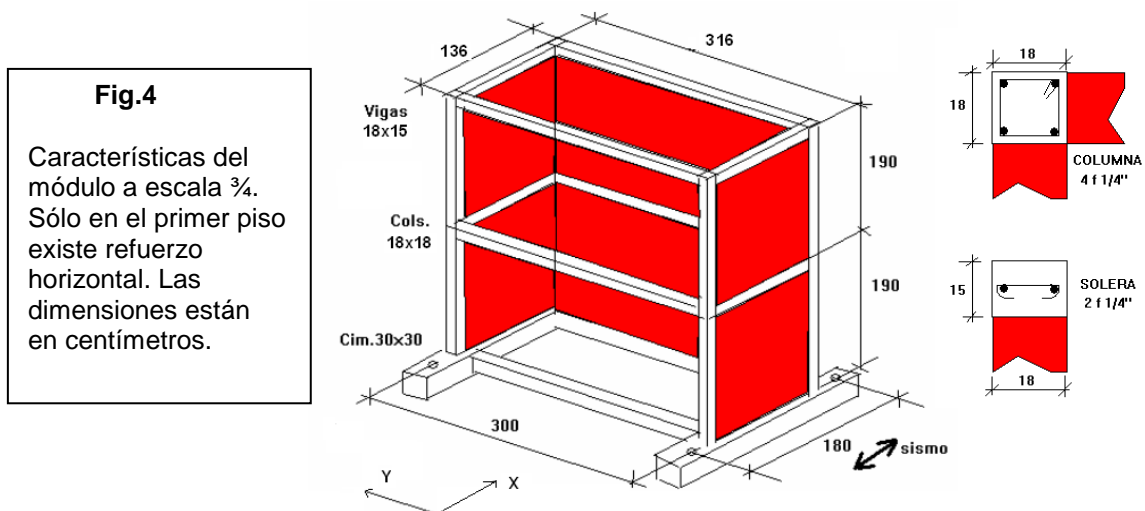
Paralelamente, se construyeron 4 muretes de 0.80 x 0.80 m, con juntas de barro de 2cm de grosor (Fig.3). Estos muretes fueron ensayados a compresión diagonal, pero se obtuvieron resultados muy bajos y dispersos, desprendiéndose las unidades por la escasa adherencia,

incluso durante la operación de montaje en el equipo de ensayos, por lo que los resultados no fueron confiables.

3. CARACTERÍSTICAS DEL MÓDULO

Según se especifica en la Norma E.080 (Ref.2), el espesor de los muros de adobe confinados no debe ser menor que 25cm. Puesto que un módulo a escala natural hubiese sobrepasado la capacidad portante de la mesa vibradora (16 ton), se utilizó una escala de $\frac{3}{4}$ (gran escala); de este modo, el espesor de los muros fue de 18cm (Fig.4) y el peso del módulo, sin incluir su cimentación, fue 7.12 ton. Adicionalmente, puesto que el simulador de sismos es de 1 grado de libertad horizontal y se pretendía determinar en simultáneo el comportamiento del adobe confinado a fuerza cortante y a cargas sísmicas perpendiculares al plano, las paredes dirigidas en la dirección del movimiento ("muros de corte") tuvieron poca longitud (1.36m), para forzar la falla por corte, mientras que las paredes dirigidas en el sentido ortogonal ("muros de flexión"), tuvieron la mayor longitud posible (3.16m) permitida por la plataforma del simulador de sismos.

Los elementos de confinamiento del módulo a escala natural ("prototipo"), fueron diseñados de acuerdo a la formulación expuesta en las Refs. 1 y 4, empleando la sollicitación especificada en la Norma Sísmica E.030 (Ref.3) y de tal modo que el refuerzo sea capaz de soportar la carga de agrietamiento diagonal de los muros de corte. Luego, respetando las cuantías de refuerzo obtenidas, se determinó el refuerzo en el módulo a escala reducida (Fig.4). Se obtuvieron columnas de 18x18 cm, reforzadas con 4 $\square \frac{1}{4}$ " y estribos cerrados de $\frac{1}{4}$ " 1 a 5, 4 a 10, resto a 25cm, mientras que las vigas soleras fueron de 18x15 cm reforzadas con 2 $\square \frac{1}{4}$ " y estribadas con ganchos de $\frac{1}{4}$ " 1 a 5, 4 a 10, resto a 25cm. Sólo en el primer piso se colocó refuerzo horizontal (1 varilla de $\frac{1}{4}$ " cada 5 hiladas) a lo largo de la longitud del muro, anclado en las columnas (Fig.5).



4. CONSTRUCCIÓN DEL MÓDULO

La secuencia seguida en la construcción del módulo se indica, ordenadamente, a continuación.

4.1. Construcción de los Muros Confinados del Primer Piso

Para los muros del primer piso (Fig.5), las unidades fueron regadas antes del asentado con la finalidad de atenuar su elevada succión. Se realizó el asentado de los adobes usando mortero de barro y juntas de 2cm de espesor, controladas con un escantillón. La conexión adobe-columna fue a ras y cada 5 hiladas se colocó el refuerzo horizontal (1 \square ¼”) sobre una junta hecha con mortero de cemento 1:5. Posteriormente, se vació el concreto de las columnas, compactándolo con una varilla lisa de ½”. Finalmente, se vació la solera del primer nivel. El desencofrado de los confinamientos se realizó al día siguiente del vaciado. No se detectaron cangrejeras.



Fig.5. Detalles de la construcción del primer piso, de la conexión a ras adobe-columna y del anclaje del refuerzo horizontal en las columnas de confinamiento.

4.2. Construcción de los Muros Confinados del Segundo Piso

Para el segundo piso se repitió el procedimiento constructivo explicado en el acápite 4.1, con la diferencia de que no se utilizaron varillas horizontales ni mechas de anclaje en la unión adobe-columna (Fig.6). Cabe indicar que para simular los techos de los 2 niveles, se colocaron vigas de madera tallada, dentadas sobre las soleras de mayor longitud y amarradas a ellas con alambre #8 embutido en forma de “U” en las soleras longitudinales.



Fig.6. Secuencias de la construcción del segundo piso. En la vista central puede notarse las vigas de madera tallada empleadas en cada nivel.

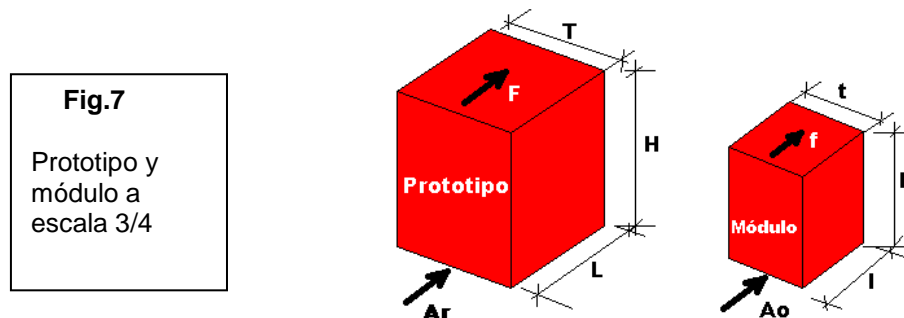
5. ENSAYO DE SIMULACIÓN SÍSMICA

5.1. Señal Sísmica y Fases del Ensayo

Para el ensayo sísmico se utilizó la señal correspondiente a la componente L del terremoto del 31 de mayo de 1970, comprimiendo su duración real (30seg) en $\frac{3}{4}$ (factor de escala), pero manteniendo la misma cantidad de puntos, de tal modo que la relación frecuencia predominante del sismo de ensayo (4Hz) entre frecuencia natural del módulo (9.5Hz), sea similar a la relación existente entre la frecuencia del sismo real y la frecuencia natural del prototipo. Debe señalarse que el módulo y el prototipo son del mismo material, por tanto, sus módulos elásticos (E, G), pesos volumétrico (γ), grados de amortiguamiento (ζ) y resistencias unitarias son iguales.

La intensidad del movimiento fue variable, de tal modo de simular sismos leves, moderados y severos (Tabla 1). Cabe indicar que en la Ref.3 se especifica para fines de diseño de estructuras ubicadas en la Zona 3 (Costa) en suelo duro, una aceleración máxima de 0.4g, mientras que si la estructura estuviese sobre suelo blando, la aceleración máxima es: $Z S = 0.4g \times 1.4 \approx 0.6g$, en tanto que para la Zona 2 (Sierra), la aceleración máxima en suelo duro es 0.3g.

Por otro lado, para que el esfuerzo cortante (τ) actuante en el módulo sea igual al del prototipo (Fig.7), se requiere que la aceleración sísmica real (A_r) sea igual a $\frac{3}{4}$ (factor de escala) veces la aceleración aplicada en el ensayo del módulo (A_o), según se demuestra a continuación.



Suponiéndose que el prototipo y el módulo se comportan como sólido rígido, se tiene:

	PROTOTIPO	MÓDULO
Peso:	$P = \gamma L H T$	$p = \gamma l h t$
Fuerza sísmica:	$F = A_r P$	$f = A_o p$
Esfuerzo cortante:	$\tau = F / (L T) = A_r \gamma H$	$\tau = f / (l t) = A_o \gamma h$

Con lo cual, para que los esfuerzos cortantes sean iguales, se requiere: $A_r = (h/H) A_o = \frac{3}{4} A_o$.

Tabla 1. Fases del Ensayo de Simulación Sísmica.					
Fase	1	2	3	4	5
Ao (módulo)	0.20g	0.40g	0.60g	0.80g	1.00g
Ar (prototipo)	0.15g	0.30g	0.45g	0.60g	0.75g
Grado en Zona 3	Leve	Moderado	Severo		Muy Severo

5.2. Instrumentación

Se utilizaron 9 acelerómetros (A_i) y 13 LVDT (D_i), según se muestra en la Fig.8. Adicionalmente, se midió la fuerza "Fa" que imprime el actuador dinámico sobre la plataforma del simulador, con la cual fue posible obtener la fuerza cortante en la base del módulo (V) como:

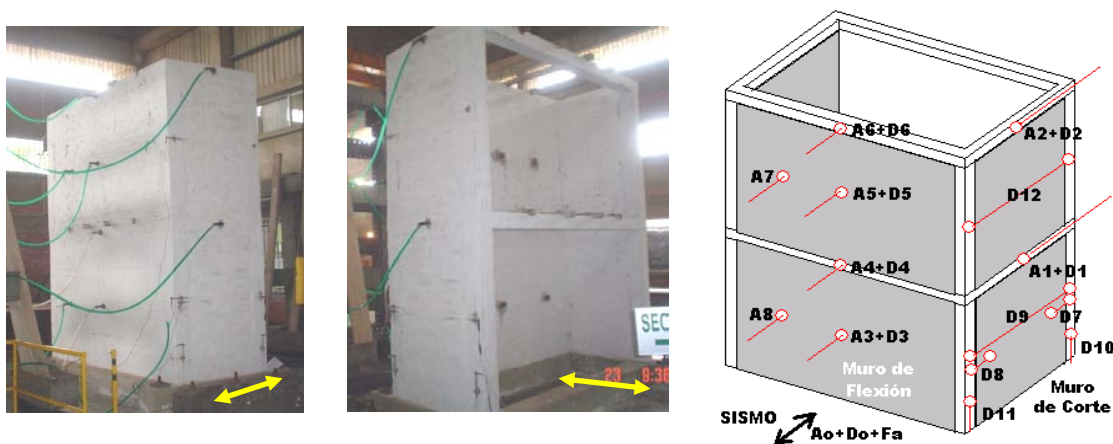
$$V = F_a - A_o \times (\text{masa de la cimentación del módulo más la masa de la plataforma}).$$


Fig.8. Instrumentación y vista global del Módulo.

En los muros de corte se colocaron 2 acelerómetros: A1 mide la aceleración del primer nivel y A2 mide la aceleración del segundo nivel. En los muros de flexión se colocaron 6 acelerómetros: A4 y A6 miden la aceleración en el punto medio de la solera de cada nivel, A3 y A5 miden la aceleración en el punto medio de cada muro, A7 y A8 fueron colocados en un punto equidistante entre el muro de corte y el punto medio del muro de flexión de los pisos 2 y 1, respectivamente.

En los muros de corte se emplearon 8 LVDT. D1 y D2 miden los desplazamientos laterales absolutos de los niveles 1 y 2 respecto a un sistema externo a la mesa. D7 y D8 miden los desplazamientos horizontales relativos entre la columna y el muro del primer piso, ante la eventualidad de que ambos elementos se separen. D9 y D12 miden el grosor de las grietas acumuladas en la parte intermedia del muro entre las 2 columnas (desplazamiento horizontal relativo entre columnas); esta es una forma de medir el trabajo del refuerzo horizontal existente en el primer piso. D10 y D11 miden el desplazamiento vertical relativo entre la cimentación y la columna; esta es una forma de medir el trabajo del refuerzo vertical existente en las columnas.

Para los muros de flexión se utilizaron 4 LVDT. D3 y D5 miden el desplazamiento horizontal absoluto en la parte intermedia de los muros. D4 y D6 miden el desplazamiento horizontal absoluto de la parte intermedia de la solera existente en cada nivel.

5.3. Comportamiento del Módulo

A continuación se describe el comportamiento del módulo en cada fase del ensayo.

Fase 1: $A_o = 0.2g$ ($A_r = 0.15g$: Sismo Leve en la Zona 3 y Moderado en la Zona 2)

- En la base de la última hilada del muro de flexión correspondiente al piso 2, se formó una fisura horizontal; debe destacarse que la parte superior de la última hilada permaneció adherida a la viga solera del nivel 2. En el resto de muros no se presentaron fisuras.

Fase 2: $A_o = 0.4g$ ($A_r = 0.3g$: Sismo Moderado en la Zona 3 y Severo en la Zona 2)

- La fisura de la fase anterior fue más pronunciada, formándose además fisuras verticales en la zona de encuentro columna-muro de flexión en la mitad superior del piso 2 (Fig.9).
- No se observaron fisuras en el muro de flexión del piso 1, debido a que estuvo sujeto a menores aceleraciones y a mayor carga vertical que el muro de flexión del piso 2.
- Se inició la falla por corte presentándose fisuras escalonadas en los muros de corte del piso 1 y en la mitad inferior de los muros de corte del piso 2.
- Las columnas y soleras no presentaron fisuras. Tampoco se presentaron fisuras en las uniones concreto-adobe, excepto en el muro de flexión del piso 2.
- Por el peligro que podría presentarse en la fase 3 si se desplomase el muro de flexión del piso 2, se retiraron los instrumentos A5, A7 y D5, y se colocaron 2 columnas de madera, amarradas a los voladizos de las vigas de madera de los techos, dejando un espacio de 3cm respecto al muro, de tal modo que este colapsara hacia la parte interior del módulo, sin que dañe a los instrumentos colocados en la parte externa del muro de flexión del piso 1.

Fase 3: $A_o = 0.6g$ ($A_r = 0.45g$: Sismo Severo en Suelo Duro de la Zona 3)

- Terminando la fase 3, uno de los adobes centrales de la última hilada del muro de flexión del piso 2 se desplomó, dejando a este muro en peligro inminente de colapso (Fig.10).
- No se observaron fisuras en el muro de flexión del piso 1, tampoco en las columnas.
- Las fisuras escalonadas presentadas en los muros de corte se magnificaron, presentándose además fisuras finas en las uniones entre estos muros y sus columnas. Además, se formaron fisuras verticales en la unión solera-columna del nivel 1.



Fig.9. Fase 2. Piso 2.



Fig.10. Fase 3. Colapso de un adobe del Piso 2.



Fase 4: $A_o = 0.8g$ ($A_r = 0.6g$: Sismo Severo en Suelo Blando de la Zona 3)

- Colapsó la zona central triangular (“V”) superior del muro de flexión del piso 2 (Fig.11).
- El muro de flexión del piso 1 quedó en perfecto estado.
- Las fisuras formadas en los muros de corte se abrieron más, sin que se triture ningún adobe.

Fig.11
Fase 4.
Muros de
Flexión y de
Corte.



Fase 5: $A_0 = 1.0g$ ($A_r = 0.75g$: Sismo Muy Severo en la Zona 3)

- Colapsó totalmente el muro de flexión del piso 2 (Fig.12).
- Se formaron fisuras finas en el muro de flexión del piso 1.
- Se produjeron fisuras finas de tracción por flexión en las columnas del piso 1.
- Se ensancharon las grietas en todos los muros de corte y también en su conexión con las columnas, sin embargo, ningún adobe se trituró. Las grietas verticales en las uniones solera-columna se magnificaron.

Fig.12
Estado del
Módulo en
la Fase 5.



5.4. Resultados Máximos

En la Tabla 2 se presentan los valores máximos captados por los principales instrumentos (Fig.8) durante el ensayo. En esta tabla: $d_i = D_i - D_o$ es el desplazamiento lateral relativo a la plataforma; "V" es la fuerza cortante en la base del módulo; $\tau = V / (2x18x136)$ es el esfuerzo cortante en los muros de corte del primer piso; $\gamma = d1/1900$ es la distorsión angular del piso 1.

Tabla 2. Valores máximos captados por los principales instrumentos en las 5 fases del ensayo sísmico. Esfuerzo cortante τ y distorsión angular γ en el primer piso.										
Instrumento	Fase 1		Fase 2		Fase 3		Fase 4		Fase 5	
Ao (g)	-0.19	0.21	-0.33	0.39	-0.47	0.61	-0.66	0.82	-0.88	1.05
A1 (g)	-0.38	0.40	-0.51	0.73	-0.75	0.70	-0.78	0.86	-1.08	1.17
A2 (g)	-0.63	0.57	-0.87	1.25	-1.50	1.59	-2.22	1.95	-3.15	2.37
A3 (g)	-0.25	0.34	-0.51	0.53	-0.88	0.81	-1.17	1.30	-1.81	1.78
A4 (g)	-0.43	0.52	-0.76	0.69	-0.93	0.95	-0.98	1.41	-1.77	2.16
A5 (g)	-1.17	0.98	-1.85	2.05	se retiró el acelerómetro					
A6 (g)	-0.68	0.65	-1.06	1.29	-1.84	1.35	-2.06	2.08	-3.00	2.67
Do (mm)	-14.82	11.06	-28.86	21.87	-43.55	32.74	-58.35	43.91	-73.93	55.51
d1 (mm)	-2.89	2.43	-6.04	5.34	-12.83	12.81	-21.76	20.13	-36.45	34.86
d2 (mm)	-4.46	3.88	-9.98	9.66	-22.29	24.50	-41.15	41.58	-58.21	70.20
d3 (mm)	-1.43	1.56	-9.04	26.20	se descalibró el LVDT					
d4 (mm)	-3.43	3.39	-6.89	9.02	-18.33	18.04	-32.41	----	-41.09	36.82
d5 (mm)	-7.69	9.57	-20.27	28.33	Se retiró el LVDT					
d6 (mm)	-5.21	5.19	-11.60	13.99	-26.88	31.60	-52.03	49.34	-71.15	79.34
D7 (mm)	0.08		0.30		0.77		0.89		0.82	
D9 (mm)	0.10		0.47		1.07		1.73		1.82	
D10 (mm)	-0.14	0.23	-0.19	0.42	-0.19	0.89	-0.19	1.69	-0.42	2.22
D12 (mm)	0.05		0.55		2.33		5.17		9.59	
V (kg)	-2872	3719	-3368	3698	-5939	4950	-6438	6970	-7193	9445
τ (kg/cm ²)	-0.59	0.76	-0.69	0.76	1.21	1.01	-1.31	1.42	-1.47	1.93
γ (piso 1)	-0.002	0.001	-0.003	0.003	-0.007	0.007	-0.011	0.011	-0.019	0.018

5.5. Lazos Histeréticos y Envolvente τ - γ

En la Fig.13 aparecen los lazos histeréticos V-d1 (cortante-desplazamiento lateral) del primer piso, correspondientes a las fases 1 y 5 del ensayo. En la fase 1 puede apreciarse un comportamiento lineal, debido a que el módulo se comportó en el régimen elástico, mientras que en la fase 5, los lazos no tienen un patrón definido, debido a que el módulo se comportó en el régimen inelástico y a que estuvo sometido a una sollicitación variable en el tiempo.

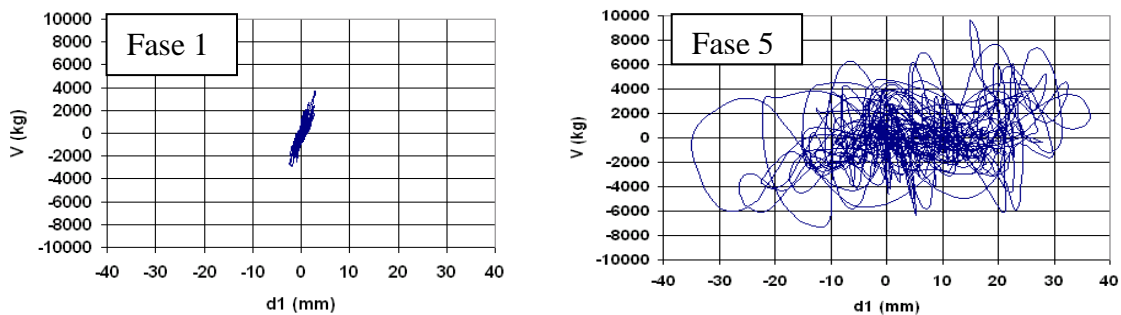
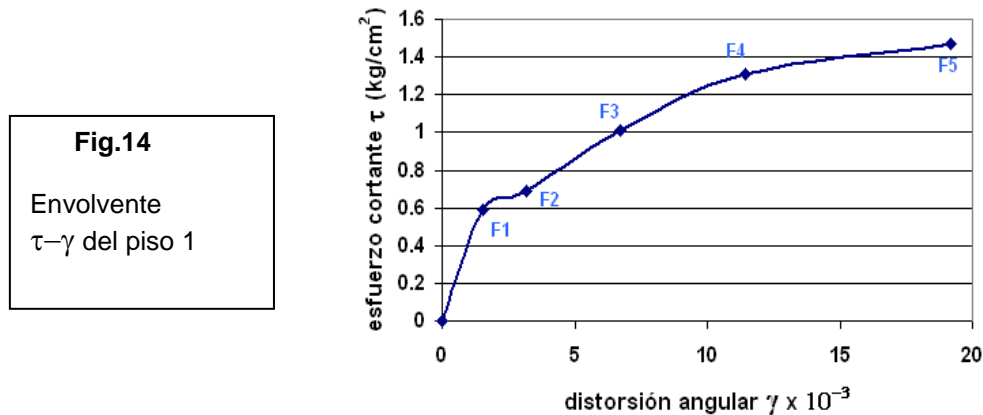


Fig.13. Lazos histeréticos V-d1 en las fases 1 y 5 del ensayo.

Para graficar la envolvente esfuerzo cortante – distorsión angular del primer piso (Fig.14), se utilizaron en forma conservadora los menores valores del esfuerzo cortante máximo producidos ya sea en la rama positiva o negativa de los lazos V-d1 en cada fase. Esto se debió a que el mayor de los esfuerzos cortantes en una fase determinada, corresponde a un pico instantáneo que no volvió a repetirse, tal como se observa en la Fig.13 para la fase 5.

La plataforma plana que se observa en la Fig.14, entre las fases 1 y 2, fue producida por el agrietamiento diagonal de los muros de corte. Luego existe un incremento paulatino de resistencia al corte, que podría deberse al refuerzo horizontal existente en el primer piso.



6. REVISIÓN DE LA PROPUESTA DE DISEÑO (Ref.4)

6.1. Resistencia al Agrietamiento Diagonal (VR)

En la Ref.4, se propone utilizar la fórmula $VR = 0.5 L t + 0.2 P$ para determinar la resistencia al agrietamiento diagonal en un muro de adobe confinado sin refuerzo horizontal. Aplicando esta fórmula para el primer piso de uno de los muros de corte del módulo, donde: L = longitud total = 136cm; t = espesor = 18cm; y, P = 1920 kg = carga axial acumulada proveniente del metrado de cargas de gravedad para el muro en análisis, se obtiene:

$$VR = 0.5 \times 136 \times 18 + 0.2 \times 1920 = 1608 \text{ kg.}$$

Esta resistencia VR está asociada a un esfuerzo cortante $\tau_R = 1608 / (18 \times 136) = 0.66 \text{ kg/cm}^2$ que es bastante similar al valor experimental registrado en la segunda fase del ensayo: 0.69 kg/cm^2 (Tabla 2), donde se produjo el agrietamiento diagonal, por tanto, se desprende que la fórmula de la Ref.4 es correcta.

6.2. Resistencia Máxima

Según la Ref.4, la resistencia unitaria máxima debió haber sido igual al esfuerzo cortante de agrietamiento diagonal ($\tau_R = 0.66 \text{ kg/cm}^2$). Sin embargo, en el experimento la resistencia máxima obtenida en la fase 5 fue 123% veces mayor ($\tau = 1.47 \text{ kg/cm}^2$, Tabla 2). Esta diferencia podría atribuirse al refuerzo horizontal ($\phi \frac{1}{4}'' @ s = 52.5 \text{ cm}$), cuya cuantía fue: $\rho = A_s / (s t) = 0.32 / (52.5 \times 18) = 0.000339$ y que de haber llegado a la fluencia, proporcionaría una resistencia al corte: $\tau_s = \rho f_y = 0.000339 \times 4200 = 1.42 \text{ kg/cm}^2$, bastante similar a la resistencia máxima experimental. Este comentario debe ser investigado mediante ensayos estáticos.

6.3. Distorsión Angular Máxima

En la Fig.14, se aprecia que para la fase 5, sin que ocurra degradación de resistencia, se alcanza una distorsión angular igual a 0.018 en el primer piso. Esta distorsión supera en 3.6 veces el valor máximo que se especifica en la Ref.4 (0.005) para que el sistema sea reparable y que corresponde a una situación intermedia entre la fase 2 y 3 del ensayo. Considerando que el muro de flexión del segundo piso quedó al borde del colapso al finalizar la fase 3, se considera adecuado fijar la distorsión angular máxima en 0.005.

7. CONCLUSIONES

En vista que se analizó un solo espécimen de adobe confinado de 2 pisos, sin techo y a escala $\frac{3}{4}$, que por vez primera se ensayó en mesa vibradora, las conclusiones vertidas en este artículo son limitadas; sin embargo, el ensayo realizado permitió detectar las zonas débiles del sistema.

- a) Incluso ante sismos muy severos, se apreció un buen comportamiento de los muros de corte del primer y segundo piso, así como del muro de flexión del primer piso. En estos casos, las fisuras fueron finas y ningún adobe se trituró.
- b) A partir de la segunda fase del ensayo (asociada a un sismo moderado real), el muro de flexión del segundo piso (carente de refuerzo horizontal) empezó a deformarse fuertemente, con el borde superior libre, generándose aceleraciones muy altas en su parte central (2.05g) que excedieron al valor de diseño que se especifica en la Ref.3. En la fase 4 (asociada a un sismo severo real) bastó que uno de los adobes centrales de la última hilada se desplomara, como para que el resto se desgranase, volcándose la región triangular central.

Es importante evitar esta forma frágil de falla, la cual no podría ser detenida por chicotes o mechas de anclaje (por la forma de "V" que tuvo la falla), sino más bien mediante refuerzo horizontal continuo. Otras formas de reforzar los muros del segundo piso, ante cargas sísmicas perpendiculares al plano, podrían ser mediante:

- la adición de una columneta de amarre colocada en la parte central;
 - la reducción de la distancia entre columnas de amarre (en el prototipo esta distancia fue 4m);
 - la adición de un diente de concreto armado alojado en la zona central superior; y,
 - el uso de malla electrosoldada que conecte el muro con la solera del segundo nivel.
- c) El buen comportamiento del muro de flexión del primer piso se debe a que tuvo menor aceleración (soportó hasta 1.8g en la fase 5) que el muro de flexión del piso 2, además de estar reforzado horizontalmente y sujeto a mayor compresión que el muro del piso 2.
 - d) La fórmula indicada en la Ref.4: $VR = 0.5 L t + 0.2 P$, permitió predecir la resistencia al agrietamiento diagonal del módulo. Sin embargo, posterior al agrietamiento diagonal, se generó un incremento importante de resistencia aportada, posiblemente, por el refuerzo horizontal existente en el primer piso. Por tanto, es necesario investigar la influencia del refuerzo horizontal sobre la resistencia a fuerza cortante del adobe confinado.

Cabe destacar que el refuerzo horizontal existente en el muro de corte del piso 1, controló en forma adecuada el agrietamiento diagonal, registrándose un grosor de grietas acumuladas de 1.8mm en la fase 5 (sismo real muy severo), mientras que éste fue de 9.6mm en el muro de corte del piso 2, carente de refuerzo horizontal y con menor fuerza cortante actuante.

- e) En los muros de corte, el refuerzo mínimo que se utilizó en los confinamientos funcionó adecuadamente, al igual que el concreto de baja resistencia; recién en la fase 5 (sismo real muy severo), se produjeron fisuras de tracción por flexión en las columnas. Por otro lado, las fisuras verticales en el encuentro columna-muro se iniciaron en la fase 3 (sismo real severo) y se extendieron totalmente en la fase 5, con grosores menores que 1mm en el primer piso. Adicionalmente, en la fase 5, los muros alcanzaron una distorsión angular de hasta 0.018 en el primer piso, sin que se produzca degradación de resistencia. En consecuencia, la teoría empleada para diseñar los muros de corte, especificada en la Ref.4, funcionó.
- f) El deterioro causado por las distintas fases del ensayo sísmico sobre los muros de corte hizo que el módulo incremente su periodo natural de vibración desde 0.105" en la fase 1 hasta 0.25" en la fase 5, asimismo, el amortiguamiento se incrementó desde 6% hasta 13%.
- g) Los ensayos de compresión diagonal hechos en los muretes de adobe no proporcionaron resistencias confiables, por la poca adherencia que hubo entre los adobes.
- h) En la Sierra del Perú, sería posible aplicar la técnica de diseño especificada en la Ref.4 para el adobe confinado de 2 pisos, en vista que allí se espera, según la Ref.3, aceleraciones de hasta 0.3g en suelo duro, que corresponderían a la fase 2 del ensayo, en donde el muro de flexión del piso 2 no presentó fallas significativas. De resolverse el problema del muro de flexión del piso 2, la técnica también sería aplicable a las viviendas ubicadas en la Costa.

8. REFERENCIAS

1. Comportamiento a carga lateral cíclica de muros de adobe confinados. Ángel San Bartolomé y Richard Pehovaz. Libro de Ponencias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, pág.209. Ayacucho, octubre del 2005.
2. Norma E.080 "Adobe". Reglamento Nacional de Edificaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. SENCICO, 2006.
3. Norma E.030 "Diseño Sismorresistente". Reglamento Nacional de Edificaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. SENCICO, 2006.
4. Propuesta de diseño en adobe confinado. Ángel San Bartolomé. Documento en etapa de revisión por el Comité Técnico de la Norma E.080 "Adobe". SENCICO, 2006.
5. Ensayos de simulación sísmica en un módulo de adobe confinado por elemento de concretos armado. Gerardo Matos, Daniel Quiun y Ángel San Bartolomé. Libro de Ponencias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Civil, pág.107. Trujillo, noviembre de 1997.

Premio Internacional

Este artículo en su versión en inglés “Seismic Behavior of a Two Storey Model of Confined Adobe Masonry”, obtuvo el primer puesto en el simposium “Eleventh Canadian Masonry Symposium”, realizado en Toronto, Ontario, Canadá, en junio del 2009, bajo la organización de McMaster University y Canada Masonry Design Centre.

