



ENSAYOS EN SISTEMAS DE ALBAÑILERÍA

*Artículos provenientes del libro “Construcciones
de Albañilería. Comportamiento Sísmico y
Diseño Estructural”.*

Por: Ángel San Bartolomé

INTRODUCCIÓN

Con el propósito de dar a conocer las propiedades de los materiales nacionales y el comportamiento sísmico-experimental de la albañilería (armada, confinada y no reforzada), se presenta una serie de resúmenes de artículos, correspondientes a proyectos experimentales realizados hasta antes de 1994 en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú, adicionando experimentos ejecutados en el extranjero. El resto de artículos en su versión completa, aparecen en el blog.

Para mayor información deberá recurrirse a los reportes presentados en los Libros de Ponencias de los Congresos Nacionales de Ingeniería Civil. Debe indicarse que la mayoría de los proyectos fueron realizados por alumnos de la PUCP, bajo el asesoramiento del autor; por lo que la información en detalle de cada trabajo está reportada en las respectivas Tesis de Grado.

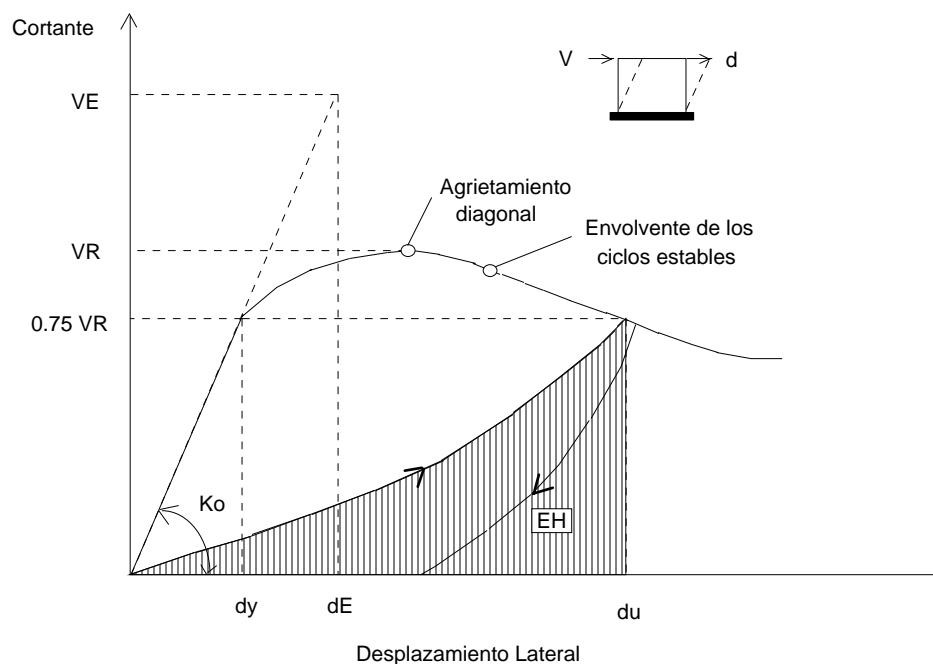
Los proyectos de investigación están agrupados en tres partes:

A.- Albañilería Simple (pilas, muretes, muros no reforzados, etc.).

B.- Ensayos de Carga Lateral Cíclica en Muros Confinados.

C.- Ensayos Pseudo-Dinámicos y Dinámicos.

Primeramente, mediante una serie de figuras, se mostrarán algunas definiciones y los ensayos típicos que se efectúan en estos sistemas. Así por ejemplo, en la Fig.1 se indica cómo se calcula experimentalmente el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (“R”); mientras que en las figuras 2 a 7 aparecen las técnicas de ensayo empleadas y las fallas típicas observadas en los especímenes.



K_o = Rigidez Lateral Inicial (calculada experimentalmente)

E_H = Capacidad de Absorción de Energía Inelástica

E = Energía Elástica Equivalente = $\frac{1}{2} V_E d_E = \frac{1}{2} V_E^2 / K_o$

μ = Ductilidad de Desplazamiento al 25% de Degradación de Carga = d_u / d_y

Fig.1. Cálculo Experimental de "R".

Definiendo la ductilidad como la capacidad que tiene un espécimen de deformarse inelásticamente, sin que se produzcan daños irreparables o una severa degradación en la capacidad de carga, se proponen dos criterios para calcular experimentalmente al coeficiente de reducción de las fuerzas sísmica "R":

1. Criterio de igualación de energía ($E = E_H$): calculando " E_H " para una distorsión angular de 0.005, asociada al límite de reparabilidad, se obtiene $R = V_E / V_R = \sqrt[3]{2K_o.E_H} / V_R$.
2. En función de la ductilidad de desplazamiento correspondiente al 25% de degradación de carga: igualando " E " a la energía elastoplástica ideal ($V_R^2 (\mu - \frac{1}{2}) / K_o$, sin contemplar degradación de rigidez lateral), se obtiene $R = V_E / V_R = \sqrt[3]{2\mu - 1}$.

La aplicación del primer criterio proporciona valores de $R = 1.8$ para muros sin refuerzo horizontal con alta carga axial ($0.05 \text{ f'm} < \sigma < 0.15 \text{ f'm}$), y $R = 2.5$ para muros con baja carga axial ($\sigma < 0.05 \text{ f'm}$), o con alta carga axial ($\sigma < 0.15 \text{ f'm}$), pero reforzados horizontalmente. La aplicación del segundo criterio proporciona valores muy elevados de "R" por el hecho de no contemplarse la degradación de rigidez lateral.

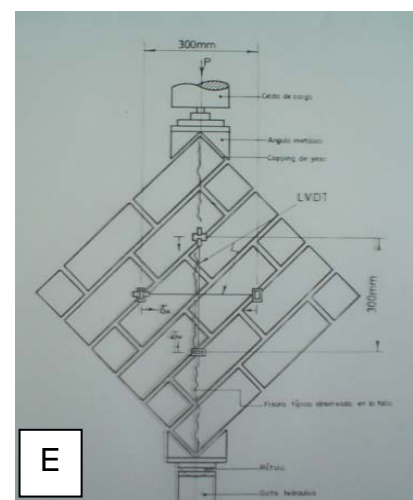
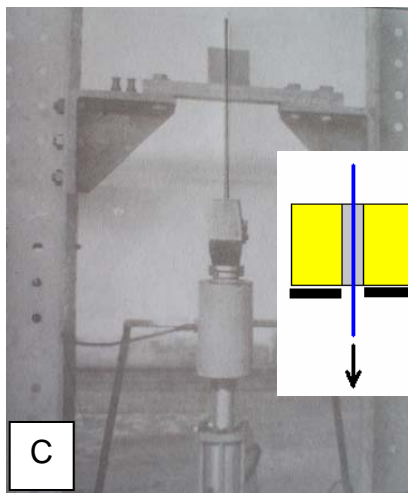
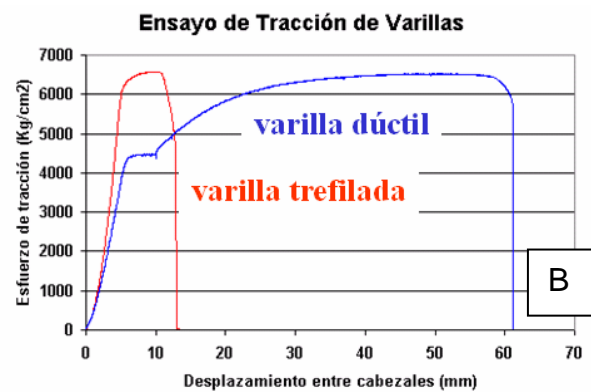


Fig.2. Ensayos de control: A) Compresión en una probeta de concreto, el LVDT mide la deformación axial con lo que se calcula el módulo de elasticidad " E_c "; B) Tracción del refuerzo y su gráfica carga-desplazamiento; C) Adherencia acero-albañilería, para determinar la longitud de anclaje de chicotes o mechas de anclaje en la conexión columna-albañilería; D) Compresión Axial sobre una pila de albañilería instrumentada con LVDT para evaluar el módulo de elasticidad " E_m ", la resistencia a compresión de una pila (f_m) se calcula dividiendo la carga máxima entre el área bruta de la sección transversal, la resistencia característica (f'_m) se obtiene restando una desviación estándar al valor promedio de " f_m "; y, E) Compresión diagonal de muretes.

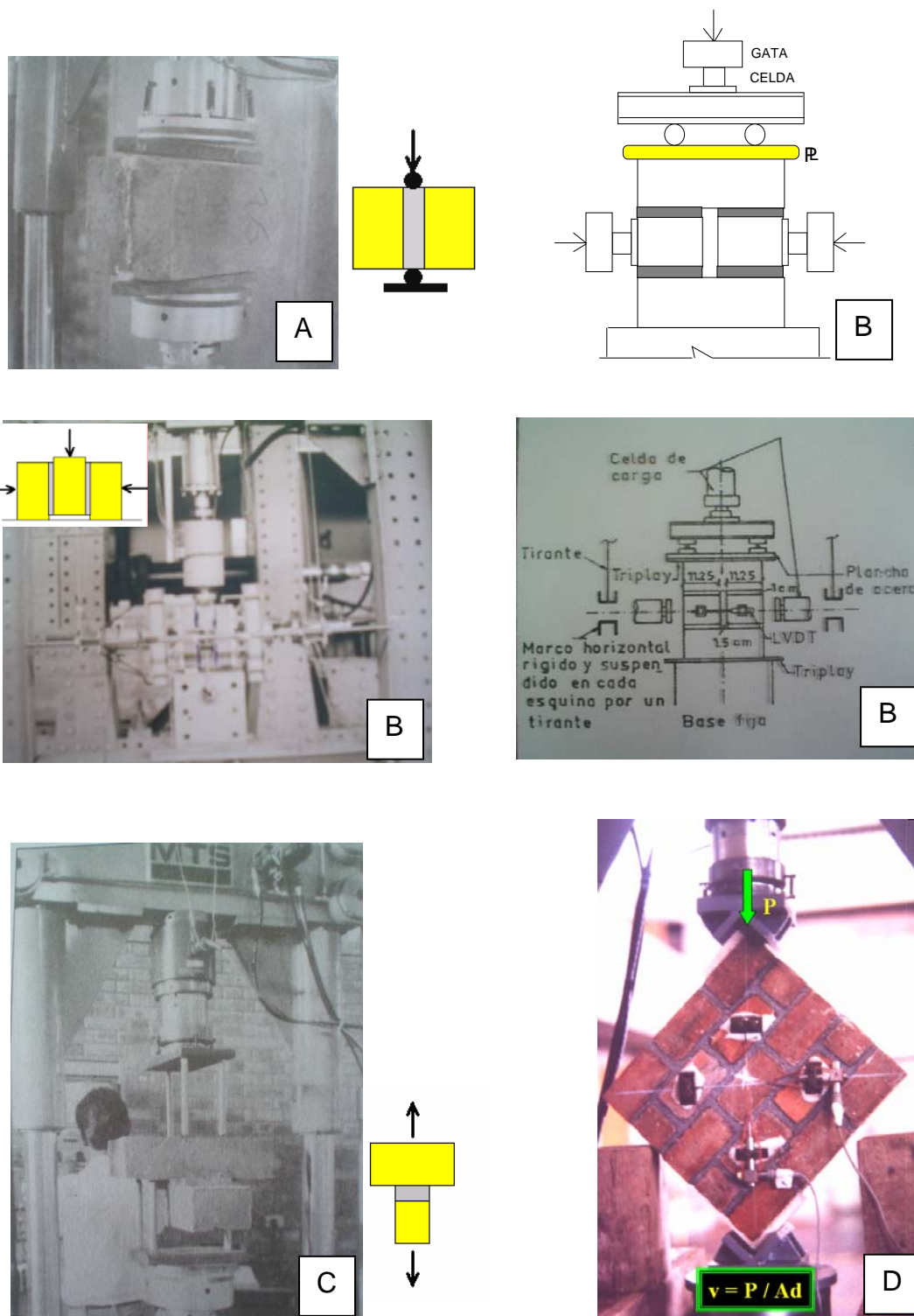


Fig.3. Ensayos para medir la adherencia ladrillo-mortero: A) Tracción indirecta (ensayo brasileño); B) Corte directo en un prisma de tres hiladas con carga de confinamiento; C) Tracción directa; y, D) Compresión diagonal en muretes cuadrados, los LVDT miden la distorsión angular con la que se evalúa el módulo de corte "Gm". La resistencia a corte puro (v_m) se calcula dividiendo la carga diagonal de agrietamiento entre el área bruta de la diagonal cargada. La resistencia característica (v'_m) se obtiene restando una desviación estándar al valor promedio de " v_m ".

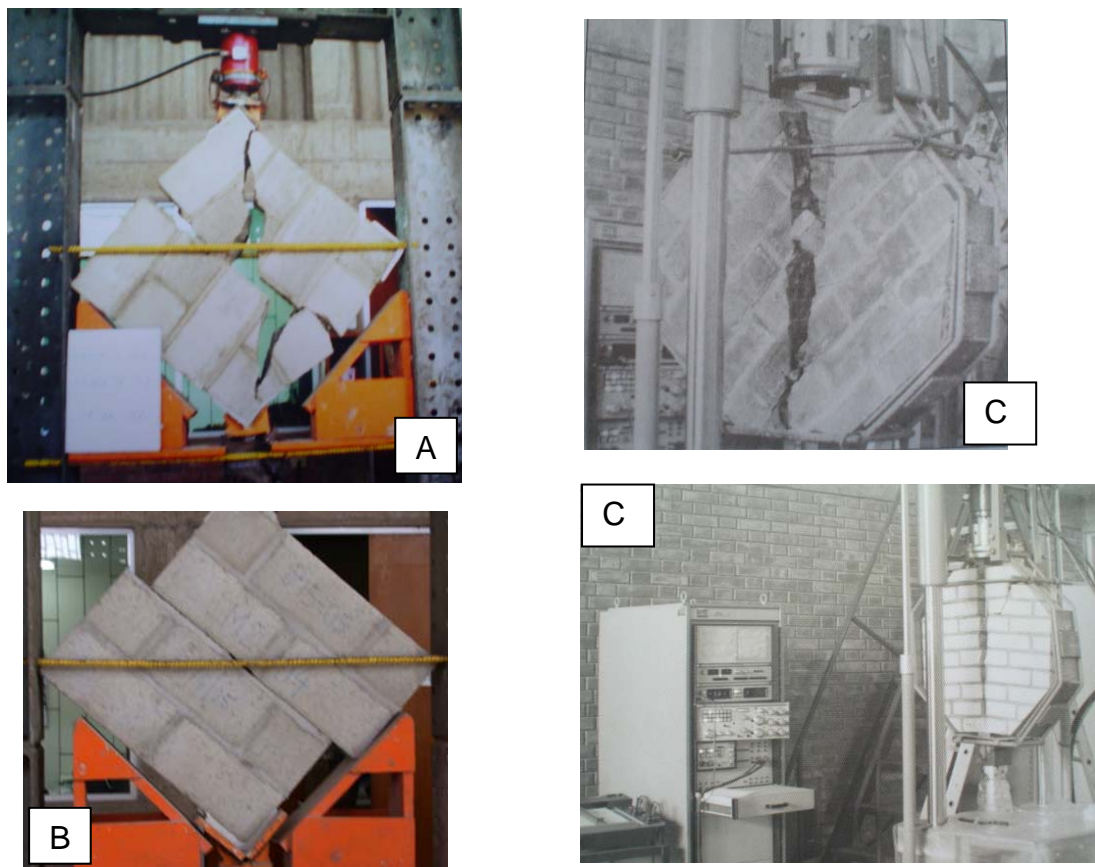


Fig.4. Tipos de Falla. A) Falla mixta (escalonada y tracción diagonal) en un murete cuadrado; B) Falla por deslizamiento; y, C) Falla por tracción en la dirección ortogonal a la compresión aplicada en un octógono de albañilería.



Fig.5. Ensayos de compresión diagonal en muros cuadrados a gran escala.

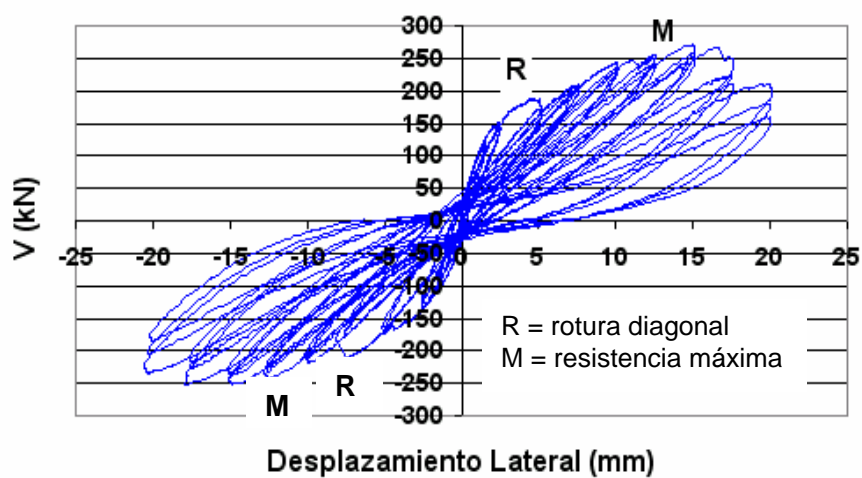
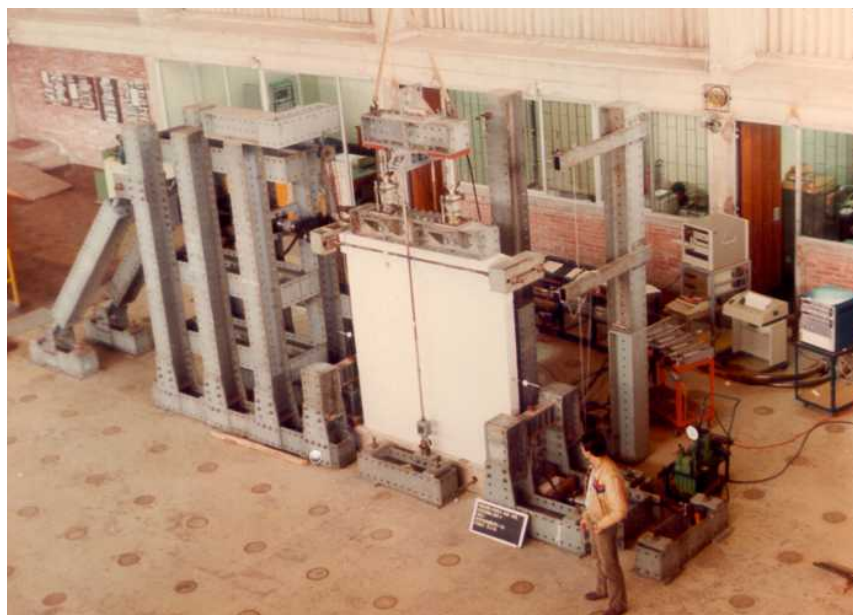


Fig.6. Ensayo de carga lateral cíclica con carga vertical constante, se observa: el marco de reacción del actuador dinámico, el sistema de adquisición de datos y una gráfica típica carga-desplazamiento lateral de un muro confinado. Usualmente, por cada fase de desplazamiento horizontal controlado, se aplican tres ciclos de carga y descarga hasta estabilizar el lazo histerético. Cuando el lazo histerético no se estabiliza, el muro habrá colapsado.

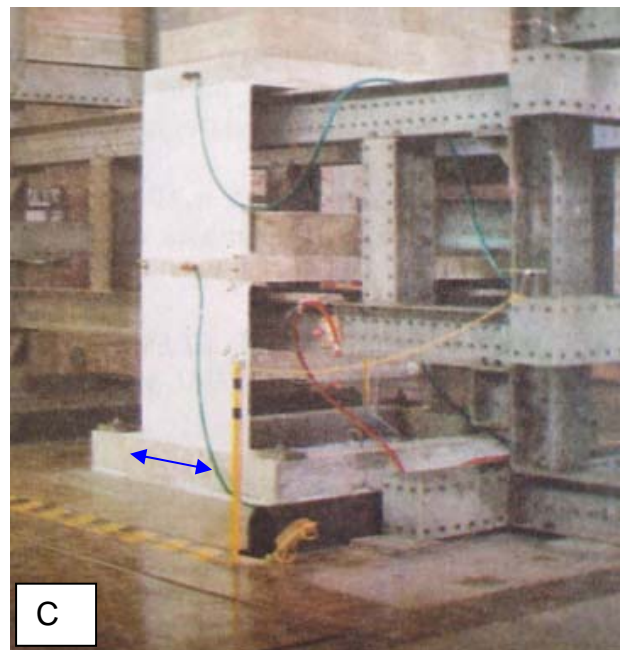


Fig.7. Ensayo de simulación sísmica de un módulo de albañilería confinada en mesa vibradora (C), y ensayos previos al dinámico: A) Ensayo estático aplicando carga lateral en cada nivel independientemente, para determinar experimentalmente la matriz de flexibilidad del espécimen; y, B) Medición del período de vibrar y del grado de amortiguamiento con un sismógrafo.

Serie A.- ALBAÑILERIA SIMPLE (PILAS, MURETES, MUROS NO REFORZADOS). EFECTOS DE DIVERSAS VARIABLES SOBRE LA RESISTENCIA.

A1. ESTUDIO DE LA VARIABILIDAD EN LA CALIDAD DE LOS LADRILLOS PRODUCIDOS EN LA CIUDAD DE LIMA. Tesis de Elena Sánchez. 1982.

De alrededor de 50 ladrilleras (incluyendo las clandestinas) existentes en la ciudad de Lima en el año de 1982, se seleccionaron 14 que producían unidades de arcilla para muros portantes. Estas ladrilleras fueron seleccionadas contemplando su productividad, cantera, tipo de horno y sistema de moldeo. Posteriormente, se efectuaron ensayos de compresión, flexión, absorción, succión, densidad y alabeo sobre las unidades respectivas. Las principales conclusiones fueron:

- No existe control en la calidad de producción (excepto en dos de las ladrilleras muestreadas), por lo que la dispersión de resultados en todas las pruebas resultó elevada.
- El ladrillo King Kong artesanal, en todos los casos, fue clasificado como tipo II, de acuerdo a las normas ITINTEC; mientras que los de moldeo mecánico clasificaron entre los tipos III y V.
- El grado de cocción influye sustancialmente sobre la resistencia a compresión. Los ladrillos colocados en la parte baja de los hornos abiertos llegaron a tener una resistencia 100% mayor respecto a los ubicados en la zona alta del horno.
- La succión varió entre 45 a 100 gr/200cm²-min, por lo que es necesario regar las unidades de arcilla (artesanal e industrial) un día antes de asentarlas.

A2. COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE ALBAÑILERIA EN ENSAYOS DE COMPRESION DIAGONAL y CORTE DIRECTO. A. San Bartolomé. 1980.

En este Proyecto se investigó, principalmente, el efecto del esfuerzo de confinamiento (σ) sobre la resistencia al corte (τ); para lo cual, se realizaron ensayos de corte directo sobre prismas de tres hiladas (Fig.3B) y de compresión diagonal en muretes cuadrados (Fig.8). Los especímenes fueron contruidos empleando ladrillo King Kong industrial ($f'_b = 160 \text{ kg/cm}^2$) y mortero 1:4. Los resultados promedios (en kg/cm²) proporcionaron las siguientes fórmulas:

$$\text{Corte Directo:} \quad \tau = 1.16 + 0.94 \sigma$$

$$\text{Compresión Diagonal:} \quad \tau = 4.88 + 0.33 \sigma$$

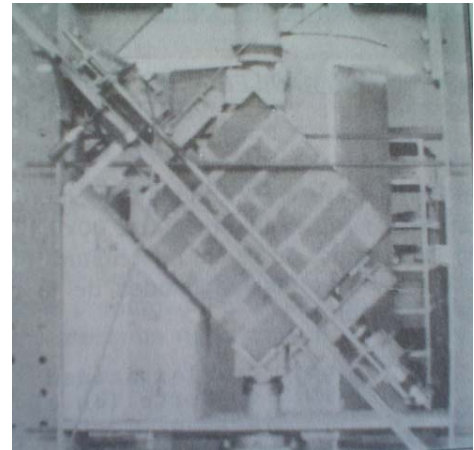
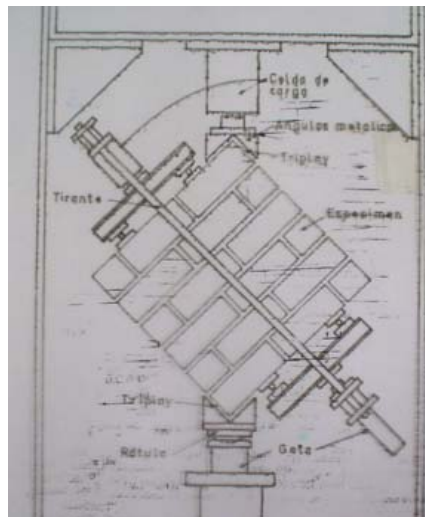
Como conclusión se obtuvo que el ensayo de corte directo (con alta dispersión de resultados: 40%) no refleja el tipo de falla de los muros reales y sus resultados están influenciados por la técnica de ensayo impuesta. Adicionalmente, mediante ensayos de compresión diagonal en muretes, se investigaron otras variables, llegándose a las siguientes conclusiones:

- El emplear un espesor de 2cm en la junta de mortero, disminuye la resistencia al corte en 25% en relación a utilizar un espesor de 1cm.
- El uso de arena fina en el mortero disminuye la resistencia al corte en 40% en relación a emplear arena gruesa.

- El asentar ladrillos secos (con elevada succión en su estado natural) disminuye la resistencia al corte hasta en 50% en relación a emplear ladrillos regados ("tratados") con agua un día antes de asentarlos.
- La compactación del mortero en cada uno de los orificios de la unidad perforada, creó un anclaje mecánico (llaves de corte o engrape mecánico) entre las hiladas que elevó la resistencia al corte en 45%. Lógicamente este proceso no es aplicable en obra.

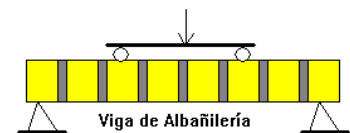
Fig.8

Ensayo de compresión diagonal con carga adicional de confinamiento.



A3. COMPORTAMIENTO DE MUROS NO REFORZADOS SUJETOS A COMPRESION DIAGONAL. Tesis de Enrique Pasquel y Doris Gonzáles. 1979.

Utilizando dos tipos de ladrillo (Central, $f'b = 145 \text{ kg/cm}^2$; y Huachipa, $f'b = 225 \text{ kg/cm}^2$) y cuatro tipos de mortero, se construyeron pequeños especímenes (pilas, muretes, vigas de 8 hiladas y prismas de 3 hiladas) y tres muros no reforzados de $2.4 \times 2.4 \text{ m}$. Los muros se ensayaron a compresión diagonal, mientras que las vigas se ensayaron a flexión. Por cada tipo de ensayo se obtuvieron las siguientes resistencias promedios (en kg/cm^2):



ENSAYO	UNIDAD	M O R T E R O			
		1:3	1:4	1:5	1: ½: 4½
Compresión de Pilas	Central	87	85	77	--
	Huachipa	165	158	135	113
Compresión Diagonal de Muretes	Central	12.2	11.5	--	--
	Huachipa	17.3	16.6	--	10.8
Flexión de Vigas	Central	--	--	--	--
	Huachipa	7.8	5.6	--	3.4
Corte Directo (*)	Central	--	--	--	--
	Huachipa	10.7	9.2	--	6.4
Muros	Central	--	4.0	--	--
	Huachipa	7.4	6.3	--	--

(*) Con esfuerzo de confinamiento de 10 kg/cm^2 (Fig.3B)

Las conclusiones de este trabajo indicaron que la resistencia al corte depende de la calidad de la albañilería; además, los ensayos de corte directo y de tracción por flexión en vigas deben descartarse por proporcionar una elevada dispersión de resultados (40%).

A4. ALBAÑILERÍA NO REFORZADA. EFECTOS DE LA CARGA VERTICAL. A. San Bartolomé. 1981.

Se utilizaron ladrillos King Kong industrial y mortero 1:4 para construir 12 muros no reforzados, cuyas dimensiones fueron: 2.00x2.00x0.13 m ($f'm = 63 \text{ kg/cm}^2$), con paredes transversales en sus extremos de 75cm de longitud (Fig.9). El ensayo fue de carga lateral cíclica, variando las magnitudes de la carga vertical. Los principales resultados (en kg/cm^2) fueron:

Módulo de Elasticidad (en el muro): $E = 35,000 \approx 500 f'm$

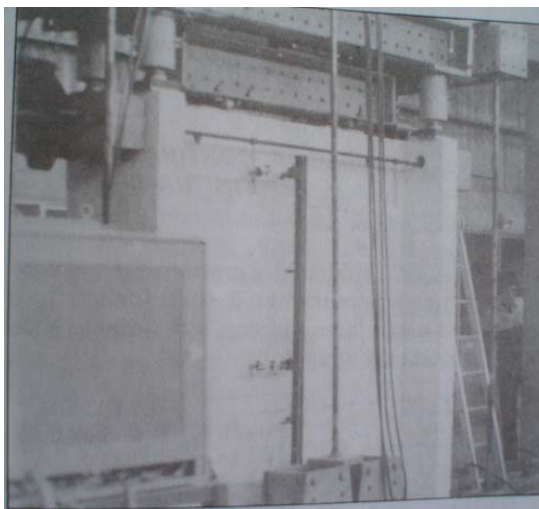
Módulo de Corte (en el muro): $G \approx 0.4 E$

Resistencia al Corte: $\nu = 3.94 + 0.32 \sigma$

- La resistencia al corte fue ligeramente menor que la obtenida en los muros confinados del mismo material; sin embargo, el comportamiento de la albañilería no reforzada es frágil, disminuyendo drásticamente su resistencia y rigidez al ocurrir la falla por corte, la que se produjo para una distorsión angular de 1/700.
- Al controlarse los desplazamientos laterales con el actuador dinámico, éste contuvo el colapso del espécimen (Fig.10); de esto se deduce que: de existir algunos muros no reforzados (incluso portantes de carga vertical) en una edificación de albañilería confinada, los muros confinados impedirían el colapso de los no reforzados, ya que el conjunto de muros están conectados por la losa de techo (diafragma rígido). Por lo tanto, se considera adecuado lo especificado en la Norma E.070 (del año 1982), en cuanto a que en un edificio de albañilería reforzada pueden existir hasta un 30% de muros no reforzados.
- El coeficiente de fricción (0.32) obtenido en los muros a escala natural, fue similar al de los muretes pequeños sujetos a compresión diagonal (0.33, ver el Proyecto A2).

Fig.9

Ensayo de carga lateral cíclica con carga vertical constante en un muro no reforzado con aletas en sus extremos.



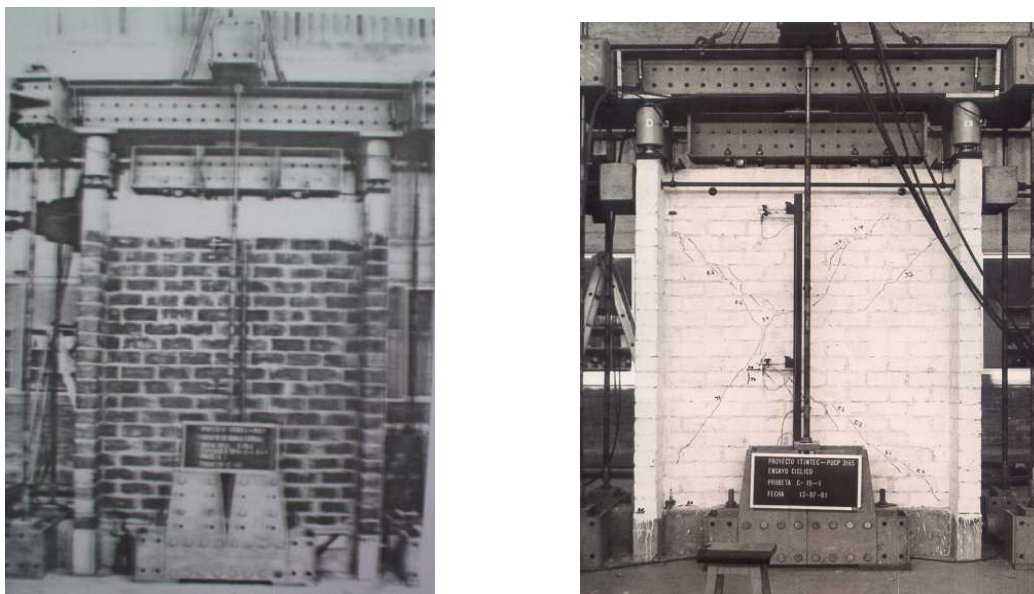


Fig.10. *Falla por corte en la albañilería no reforzada, controlada por el actuador dinámico.*

A5. BLOQUETAS ARTESANALES DE CONCRETO. CONVENIO UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO - PUCP. Tesis de Abel Moscol. 1987.

Los objetivos del proyecto fueron obtener unidades de bajo costo y plantear una alternativa de solución para evitar el uso indiscriminado del suelo agrícola que muchas ladrilleras emplean en la fabricación de las unidades de arcilla.

Para lograr estos objetivos, se elaboraron en forma artesanal bloquetas modulares de concreto (Fig.11), empleando un molde de madera forrado internamente con lata. Las bloquetas tuvieron por dimensión 12x14x29 cm ($t = 12$ cm) con 2 alvéolos circulares ($\phi = 6$ cm, Área Neta / Área Bruta = 0.8). La mezcla tuvo un slump de 1" a fin de que no se desmorone al desmoldar, y fue compactada con un pisón de madera en 3 capas.

Se estudiaron 7 tipos de mezclas económicas, siendo la óptima la de proporción volumétrica 1:5:2 (cemento-arena-confitillo). El uso de esa mezcla proporcionó unidades con resistencia a compresión $f'_b = 54$ kg/cm² a los 28 días de edad (curadas mediante riego durante los primeros 7 días de edad), y una absorción de 12%.

Empleando la proporción óptima y humedeciendo las bloquetas con una brocha (para disminuir su succión y limpiarla de partículas sueltas), se construyeron pilas y muretes con mortero 1:5. En un caso se introdujo refuerzo vertical de caña brava ($\phi = 1$ "), rellenando los alvéolos con el mortero de las juntas (conforme se construían las hiladas, se compactaba el mortero en una altura de media bloqueta, para generar llaves de corte entre las hiladas); y en el otro caso, los alvéolos estuvieron vacíos. Las resistencias (sobre área neta) obtenidas para los dos casos fueron: $f'_m = 35$ kg/cm² ($E = 35000$ kg/cm²) y $v'_m = 5.3$ kg/cm²; sin embargo, los especímenes reforzados con caña tuvieron mayor ductilidad.

El costo (en el año 1987) por metro cuadrado de muro empleando las bloquetas fue el 50% del correspondiente cuando se utilizaron ladrillos KK artesanales de arcilla, y las resistencias de las unidades, pilas y muretes fueron similares para ambos tipos de unidad. De esta manera, se

concluye que las bloquetas de concreto pueden emplearse en la construcción de viviendas de un piso; y enriqueciendo la mezcla, pueden construirse viviendas de hasta dos pisos.

Fig.11

Fabricación de bloquetas artesanales de concreto.



Serie B.- EFECTOS DE DIVERSAS VARIABLES SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LOS MUROS CONFINADOS

B1. ALBAÑILERIA CONFINADA. EFECTOS DEL ESTRIBAJE DE CONFINAMIENTO. Tesis de Ernesto Valle. 1980.

Se usó ladrillo King Kong industrial y mortero 1:4 para construir 4 muros confinados (columnas con 4 ϕ 1/2") con dimensiones 2.40x2.40x0.13 m ($f'm = 71 \text{ kg/cm}^2$). Estos muros fueron ensayados a carga lateral cíclica, y la variable en estudio fue el estribaje en los extremos del marco de confinamiento:

TIPO	ESTRIBOS
A	[] 3/8", 1 @ 5, 5 @ 10, r @ 20 cm
B	Similar al tipo "A" más 2 bastones de 3/8" colocados diagonalmente en el nudo superior
C	[] 1/4", similar disposición al tipo "A"
D	[] 1/4", 1 @ 5, r @ 20 cm

El muro "C" tuvo problemas de cangrejeras en las columnas, que provocaron la disminución de su resistencia hasta en 50% en relación con el resto de muros. El muro que tuvo mejor comportamiento inelástico fue el "B" seguido del "A" y del "D", respectivamente (Fig.12). Sin embargo, es necesario precisar que al adicionar los bastones en el muro "B" se congestionaron los nudos, aparte de que estos bastones también deberían colocarse en el nudo inferior, por lo que se puede decir que no es recomendable su uso.

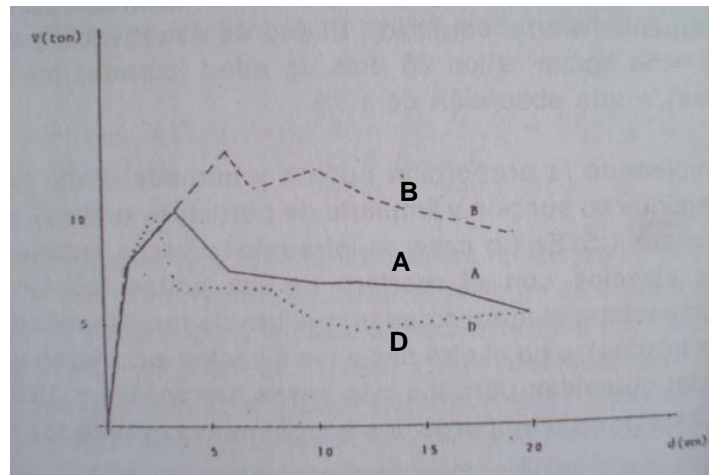
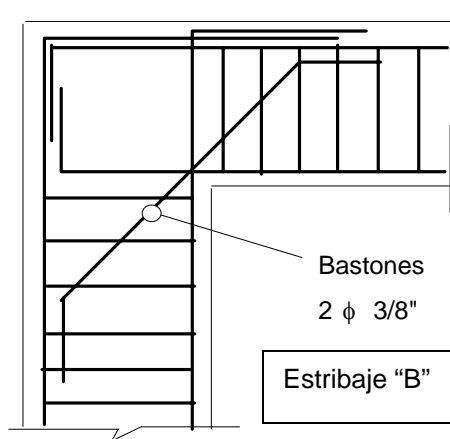


Fig.12. Refuerzo empleado en la esquina superior del muro "B" y Envolvente Cortante-Desplazamiento lateral de los ciclos estables para los muros A, B y D.

B2. EFECTOS DE LA ESBELTEZ EN MUROS CONFINADOS A ESCALA 1:2. Tesis de Ángel Macciotta. Asesor: Daniel Torrealva. 1985.

Utilizando unidades de arcilla a escala 1:2 ($f'_b = 400 \text{ kg/cm}^2$, $t = 6.3 \text{ cm}$) y mortero 1:4 se construyeron 8 muros confinados, en los cuales se varió la relación altura-longitud (H/L). Las pilas (a escala 1:2) tuvieron una resistencia (f'_m) igual a 114 kg/cm^2 . Las columnas fueron de $10 \times 10 \text{ cm}$ y estuvieron reforzadas con $4 \phi \frac{1}{4}$ " y estribadas con alambre # 8.

Para cada relación H/L se ensayó un muro a carga lateral monotónica (serie 1) y otro a carga lateral cíclica (serie 2). Los muros D1 y D2 tuvieron una losa intermedia que representó el techo del primer nivel en un muro de dos pisos, sujeto a una carga horizontal aplicada en el segundo nivel. Los principales resultados y conclusiones fueron (ver la Fig.13):

MURO	DIMENSIONES LxH (m)	H/L	AGRIETAMIENTO DIAGONAL $vR \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$vR/\sqrt{f'_m}$
A1	2x1.00	0.50	5.87	0.55
B1	1x1.00	1.00	5.47	0.51
C1	1x1.75	1.75	3.00	0.28
D1	1x2.50	2.50	2.64	0.25
A2	2x1.00	0.50	5.26	0.49
B2	1x1.00	1.00	6.41	0.60
C2	1x1.75	1.75	4.13	0.39
D2	1x2.50	2.50	2.54	0.24

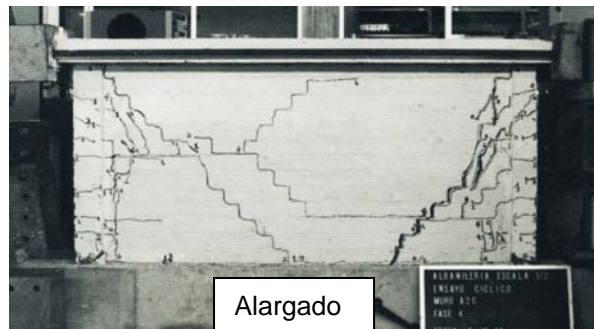
- Siendo el momento flector basal $M = V H$ (V = fuerza cortante), se obtiene $M / (V L) = H / L$. De la tabla anterior, puede afirmarse que para muros con una relación $M / (V L) \leq 1$ la resistencia unitaria al corte (vR) es aproximadamente igual a $0.5 \sqrt{f'_m}$; mientras que para los muros esbeltos ($M / (V L) > 1$), dicha resistencia decrece, debiéndose afectar a $0.5 \sqrt{f'_m}$ por un factor de reducción de resistencia por esbeltez: $\alpha = (V L) / M$. Este efecto no está contemplado en la Norma E-070 (del año 1982).
- En los muros con losa intermedia (D1 y D2), la falla por corte se concentró sólo en el primer piso, lo que hace ver el efecto de la reducción de resistencia al corte por la acción del

momento flector, ya que los dos pisos estuvieron sujetos a la misma fuerza cortante (carga aplicada sólo en el segundo nivel); es decir, a igualdad de esfuerzos cortantes en los dos pisos, falló el que tenía mayores esfuerzos de tracción por flexión.

- En los muros largos (A1 y A2) la falla por corte degeneró en una de corte-fricción a través de la zona de unión albañilería-cimentación, deteriorándose el talón del muro; por consiguiente, la base de la columna y el refuerzo vertical respectivo, deben ser diseñados por corte-fricción, para que funcionen como una especie de tope capaz de controlar el deslizamiento de la albañilería y de soportar una parte de la carga de agrietamiento diagonal (VR).



Cuadrado



Alargado

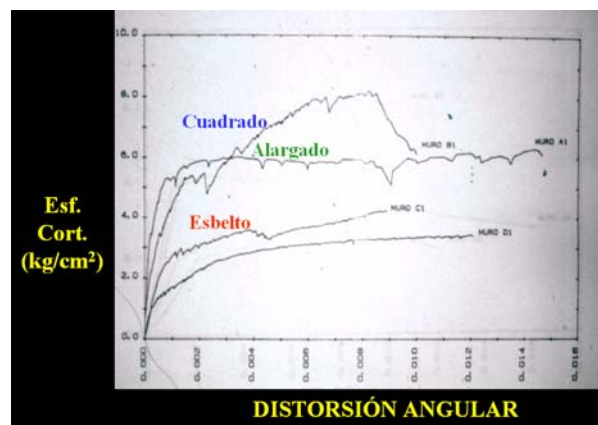
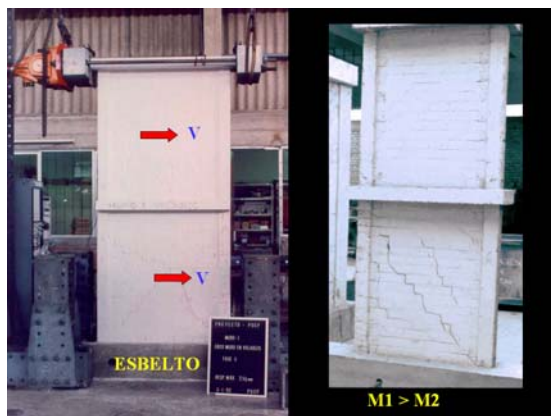


Fig.13. Efectos de la Esbeltez sobre la resistencia al esfuerzo cortante.

B3. ESTUDIO DE LA CONEXION COLUMNA-ALBAÑILERÍA EN MUROS CONFINADOS A ESCALA 1 : 2.5. Tesis de Clelia Vegas. 1991.

El objetivo del proyecto fue evitar la formación de cangrejeras que generalmente se presentan en las columnas bajo los dientes de la albañilería, así como la fractura de los dientes producto del chuceo o vibrado del concreto de las columnas (Fig.14).

Las conexiones estudiadas fueron: Muro 1 "dentada tradicional"; Muro 2 "junta a ras, sin mechas"; y, Muro 3 construyendo primero las columnas (con "mechas" de alambre #16) para luego levantar la albañilería y posteriormente vaciar la solera (Fig.15).



Fig.14

Los tres muros (1.00x1.20x0.07 m; $f'm = 77 \text{ kg/cm}^2$) fueron construidos a escala 1: 2.5, empleando unidades macizas de arcilla ($f'b = 197 \text{ kg/cm}^2$) recortadas en tres partes y mortero 1:4. Se utilizó grout grueso en las columnas, cuyo refuerzo fue $4 \phi \frac{1}{4}$ " con estribos de alambre # 8. El ensayo fue de carga lateral cíclica y los principales resultados fueron:

CARGA DE AGRIETAMIENTO DIAGONAL (VR) Y MÁXIMA (Vm)

MURO	VR (kg)	dR(mm)*	Vm (kg)	dm(mm)*
1	3300	1.16	4000	9.80
2	4150	2.52	4400	4.70
3	1750	0.50	3450	4.80

(*) d = desplazamiento lateral asociado a V

- En ningún muro se separó la viga solera de la albañilería, tampoco se presentaron cangrejeras en las columnas (por haberse empleado grout grueso); pero, en el Muro 2 se presentó una falla local de compresión en el dado (de poca resistencia $f'c$) usado para alinear el encofrado en la base de una de las columnas.
- Al margen de la falla local, indicada en el párrafo anterior, el comportamiento de los Muros 1 y 2 fue similar; aunque en el Muro 2 se produjeron en la etapa de grandes desplazamientos laterales, algunas fisuras verticales en la conexión albañilería-columna.
- En el Muro 3, la conexión columna-albañilería se despegó casi desde el inicio del ensayo, lo que descalifica esa técnica constructiva, ya que en los casos reales la separación ocurriría para sismos leves (similar a los tabiques). En este muro fue visible la flexión de la columna en la cuarta parte superior de su altura, debido al espacio creado al desprenderse el mortero de relleno en la conexión. Las mechas evitaron grandes separaciones entre la columna y la albañilería, pero al fracturarse una de ellas en la región central, la grieta de esa zona tuvo mayor tamaño que en el resto del muro; en consecuencia, se recomienda usar como mínimo una cuantía de mechas igual a 0.1%.

- Para muros con poca carga vertical es recomendable usar una técnica mixta del proceso constructivo correspondiente a los Muros 2 y 3, colocando esta vez las mechas en la albañilería, para luego vaciar las columnas. En cambio, para muros con mucha carga axial, debe emplearse refuerzo horizontal continuo anclado en las columnas.

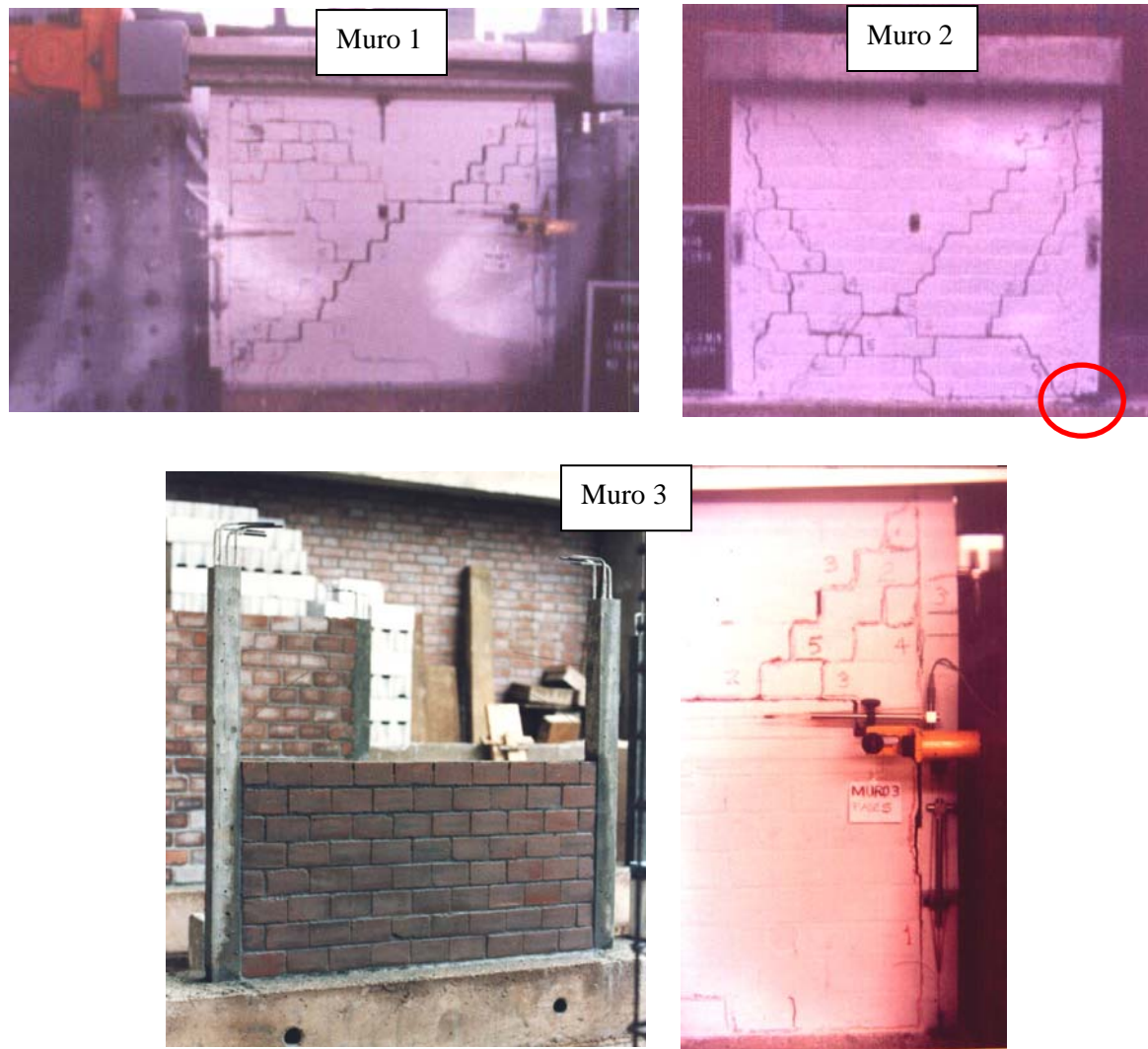


Fig.15. Comportamiento de los 3 muros a carga lateral cíclica. La deriva máxima fue 0.01.

B4. EFECTOS DEL NÚMERO DE PAÑOS EN MUROS CONFINADOS A ESCALA 1: 2.5. Tesis de Fernando Lamas. 1992.

Los muros de este proyecto tuvieron las mismas características que las especificadas para el Muro 1 del proyecto B3, con la diferencia que se varió el número de tramos, estudiándose muros de uno (Muro 1 del proyecto B3, Fig.15), dos y tres paños cuadrados (Fig.16); cada paño estuvo confinado por columnas.

Como resultado se obtuvo que la resistencia unitaria al primer agrietamiento diagonal (v_R) era prácticamente similar en los tres muros (esbeltez $H/L \leq 1$), con un ligero incremento de v_R conforme aumentaba el número de columnas. Por otro lado, el tipo de falla (Fig.16) no era diagonal en cada tramo (tal como se desprende de la Norma E-070 de 1982), sino que podía

abarcar más tramos cortando la zona intermedia de las columnas interiores, para luego degenerar en una falla por corte-fricción.

De esta manera, puede afirmarse que los paños se comportaron integralmente (el muro como una sola unidad), y que es recomendable diseñar las columnas para que absorban por lo menos la mitad del cortante de agrietamiento, tomando especial precaución con las columnas extremas a fin de que ellas funcionen como topes para evitar el deslizamiento de la albañilería. De este modo, el 50% del cortante restante de diseño será tomado por las franjas no agrietadas de la albañilería, trabajando como puntales.

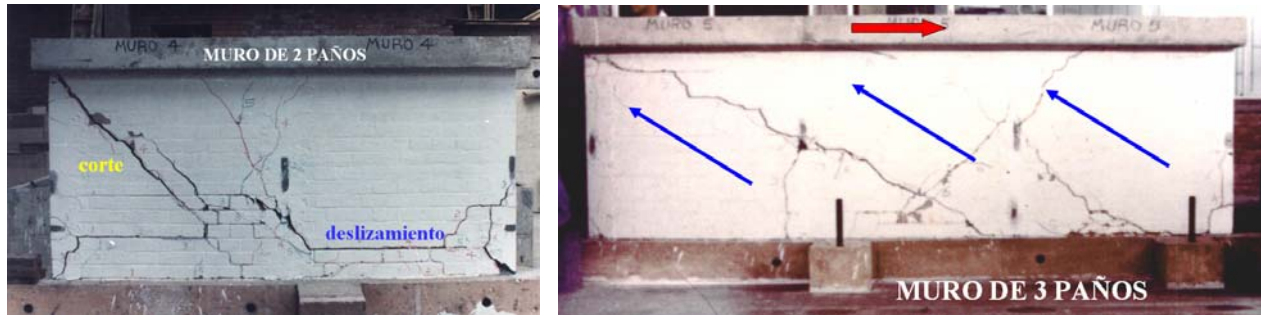


Fig.16. Muros de 2 y 3 paños cuadrados, cada paño presenta columnas de confinamiento.

Serie C.- ENSAYOS PSEUDO-DINÁMICO Y DINÁMICOS

C1. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN MÓDULO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA DE TRES PISOS A ESCALA 1: 2.5. Ángel San Bartolomé y Daniel Quiun. 1989.

El módulo estuvo compuesto por dos muros confinados en voladizo, conectados por una losa de concreto armado en cada nivel (Fig.17). El diseño de los elementos de confinamiento se realizó empleando la Norma de Albañilería E-070 de 1982.

La técnica de escalamiento consistió en mantener constante tres parámetros entre el módulo y su prototipo correspondiente:

1. La resistencia de los materiales.
2. El esfuerzo axial en los muros.
3. Los parámetros dinámicos período de vibración (0.12 seg) y grado de amortiguamiento, este último fue 4% en el rango elástico y después de la falla por corte aumentó a 7%.

Para lograr estas condiciones, se emplearon materiales existentes en el mercado (recortando las unidades macizas de arcilla en tres partes) y las losas fueron sobrecargadas de tal manera que el esfuerzo vertical en el primer piso fuese similar al de un muro perimétrico real (6% de $f'm = 3.3 \text{ kg/cm}^2$).

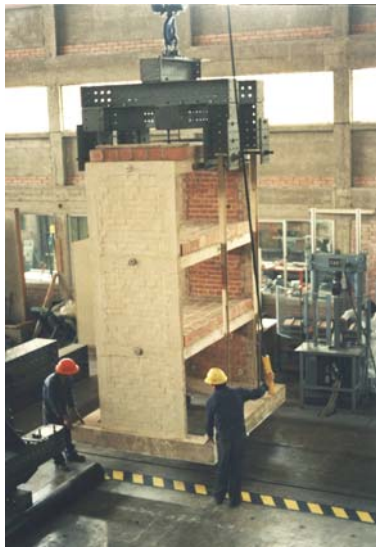
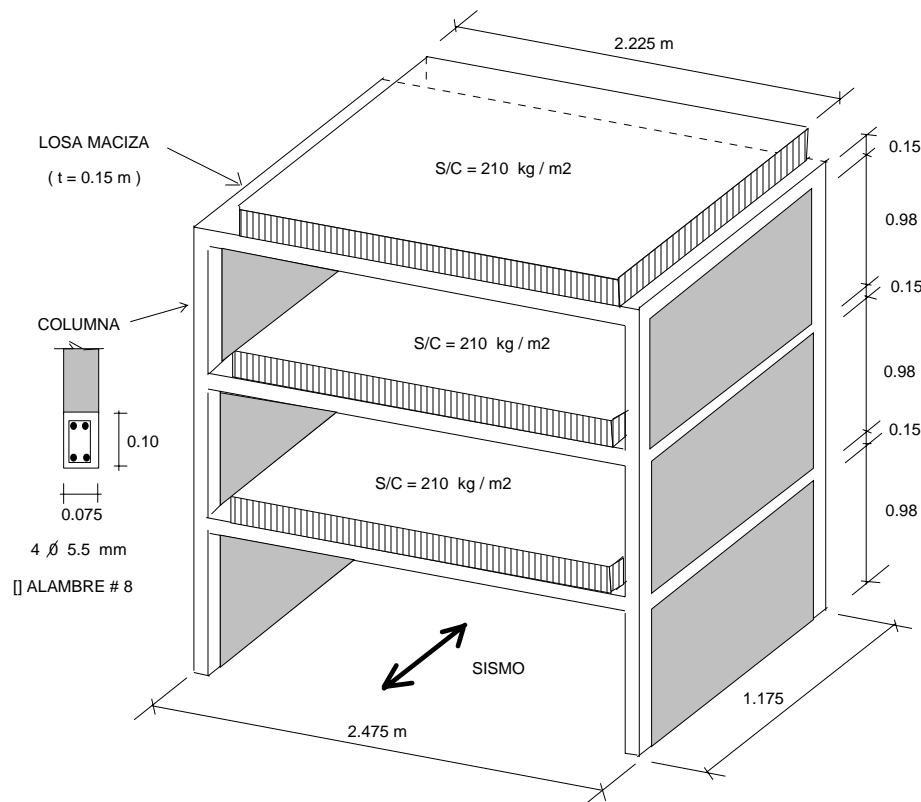


Fig.17. Características geométricas del módulo de 3 pisos, transporte hacia la mesa vibradora y vista global del ensayo de simulación sísmica.

El mortero empleado fue 1:4. Las resistencias de los materiales (en kg/cm²) fueron: $f'_b = 112$ (ladrillos), $f'_m = 59$ (pilas), $v'_m = 7.8$ (muretes), $f'_c = 150$ (concreto fluido) y $f_y = 2200$ (acero liso). El acero liso tuvo un escalón de fluencia y una zona de endurecimiento similar a los refuerzos normales (Fig.2B). Adicionalmente, sólo con el objeto de investigar si el refuerzo horizontal trabajaba en una prueba dinámica, se colocó alambre #16 @ 3 hiladas en el primer

piso, lo que proporcionó una cuantía de 0.016%, muy inferior a la mínima especificada por la Norma E.070 del 2006 (0.1%).

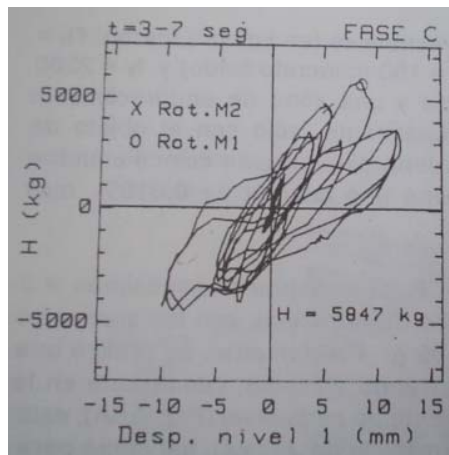
El ensayo se realizó en la mesa vibradora de la PUCP, sometiendo al espécimen a 3 fases del sismo del 31 de mayo de 1970 (30 segundos de duración), con las siguientes aceleraciones máximas: A) 0.14g; B) 0.52g; y, C) 0.85g. Previamente, se realizó una prueba estática para obtener la matriz de flexibilidad (rango elástico), consistente en la aplicación de una carga lateral monotónicamente creciente en cada nivel (Fig.7A). Esta matriz fue utilizada para calcular el período de vibrar (método de Jacobi), así como para verificar la evaluación analítica de los desplazamientos laterales elásticos.

En la Fase A no se apreció ninguna fisura. En la Fase B surgió una fisura por flexión en la base de los muros, causando la fluencia del acero vertical, sin disminuir la capacidad de carga ni variar el amortiguamiento elástico. Finalmente, en la Fase C se produjo la falla por corte en el primer piso de los 2 muros (al instante en que la aceleración basal era 0.54g), fracturándose el escaso refuerzo horizontal colocado, demostrándose así su trabajo en una prueba dinámica.

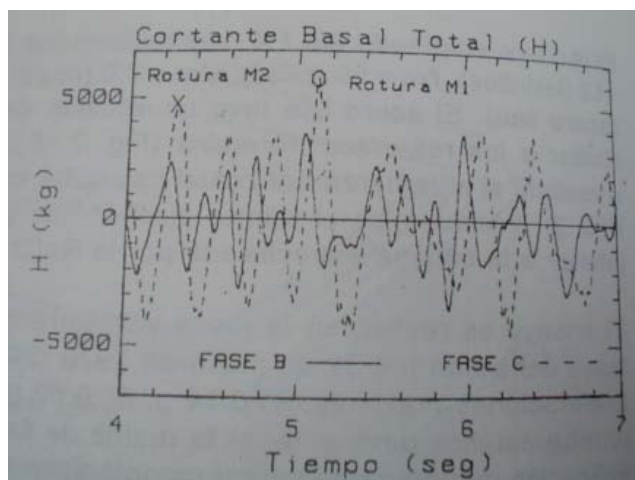
Las principales conclusiones fueron:

- En base a conocer los módulos elásticos E y G (provenientes de los ensayos de pilas y muretes), es posible predecir el comportamiento elástico y el período de vibrar, para lo cual debe adoptarse un modelo de barras deformables por flexión, corte y axial, recurriendo al criterio de la sección transformada para transformar las columnas de concreto armado en elementos equivalentes de albañilería.
- Las cargas asociadas a la formación de la primera fisura de tracción por flexión en la base de la columna, y al primer agrietamiento diagonal (VR), son predecibles teóricamente empleando las fórmulas deducidas en los ensayos de carga lateral cíclica (ver la Nota escrita al pie de este Proyecto).
- La falla por corte se concentró sólo en el primer piso, mientras que en los pisos superiores no se observó ninguna fisura, debido a que la fuerza cortante actuante en esos pisos fue menor al cortante resistente teórico (VR2 y VR3).
- El espécimen tenía una resistencia teórica al corte 1.5 veces mayor a la de flexión y era esbelto, de sección rectangular -sin muros transversales- y en voladizo, como para que la falla sea sólo por flexión; sin embargo, si bien la falla inicial fue por flexión (Fase B), el espécimen terminó fallando por corte (Fase C). Esto pudo deberse a que en el instante en que ocurrió la falla por corte, la distribución de las fuerzas de inercia no fue triangular sino uniforme (Fig.18), con lo cual disminuyó el momento basal; es más, después del agrietamiento diagonal, la mayor fuerza de inercia se concentró en el primer nivel.
- El diseño mediante la Norma E-070 de 1982 exigía la colocación de 2 ϕ 5.5 mm en cada columna, con una reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad de 2.5; sin embargo, a pesar de haberse empleado el doble de refuerzo, el espécimen quedó al borde del colapso y la ductilidad alcanzada fue 1.8 (aunque esto se produjo para una aceleración basal irreal de 830gal); por lo cual, se recomienda diseñar previniendo la falla por corte. Al respecto, el diseño contemplando la falla por corte arrojó la necesidad de emplear refuerzo horizontal y de colocar 7 ϕ 5.5 mm en cada columna; el uso de un mayor refuerzo vertical hubiese limitado la rotación en torno a la base flexocomprimida que tuvo el trapecio formado por encima de la grieta diagonal, girando como un sólido rígido en torno al talón que terminó triturado.

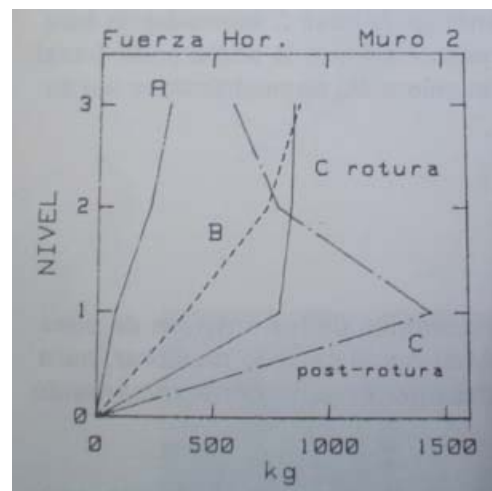
- La falla por corte se inició para una aceleración basal de 530gal; esta aceleración es posible que no ocurra en nuestro medio, por lo que se plantea investigar los máximos niveles de aceleración esperada, ya que si un edificio tuviese una mínima densidad de muros (basada en la resistencia al corte del entrepiso), su comportamiento será elástico y no habrá la necesidad de realizar diseños sofisticados.



Cortante basal-Desplazamiento del Nivel 1. Fase C.



Historia del Cortante Basal. Fases B y C.



Distribución de Fuerzas de inercia en Fases A, B, C y en la rotura diagonal.

Fig.18. Respuesta dinámica del módulo. Obsérvese que la falla se concentra sólo en el primer piso. Nótese además el pandeo del acero vertical con la trituración de la albañilería en el talón del muro en la Fase C del ensayo.

NOTA El cortante basal asociado a los mecanismos de falla por flexión (V_f) y por corte (V_R), se obtuvo suponiendo una distribución de fuerzas de inercia triangular (posición de la resultante $H_r = 2.6$ m, con lo que el momento basal es $M = V H_r$):

1) $M_y = V_y H_r = (A_s f_y + P/2) L = (1 \times 2200 + 2889/2) \times 1.075 = 3920 \text{ kg-m}$
De la cual $V_y = 1508 \text{ kg}$. $L = \text{distancia entre ejes de columnas}$.

2) $V_R = (0.5 v'_m \alpha + 0.23 \sigma) t L = (0.5 \times 7.8 \times 0.45 + 0.23 \times 3.3) \times 7.5 \times 117.5 = 2200 \text{ kg}$ (el resultado experimental fue 2487 kg). En este caso, L es la longitud total del muro, y $\alpha = V L/M = L/H_r = 0.45$

C2. EFECTOS DE LA TECNICA DE ENSAYO SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LA ALBAÑILERIA CONFINADA. Ángel San Bartolomé, Luis Zegarra y Daniel Torrealva. Tesis de José Moreno. Proyecto CISMID-PUCP, 1991.

Dos módulos de albañilería confinada (mortero 1:4, $f'_m = 97 \text{ kg/cm}^2$, y $v'_m = 13 \text{ kg/cm}^2$), muy similares al descrito en el Proyecto C1, pero de dos pisos (Fig.19) y con unidades caravista de arcilla recortada, fueron ensayados en la PUCP bajo 2 técnicas distintas (Fig.20).

La primera técnica fue un ensayo de carga lateral monotónicamente creciente, manteniendo igual carga en los dos niveles (distribución de cargas uniforme). La segunda técnica consistió en un ensayo dinámico en mesa vibradora, bajo la acción de una sollicitación armónica ($f = 5\text{Hz}$, con 10 fases de 10 ciclos cada una), variando la aceleración sísmica desde 118gal hasta 1375gal, para volver a decrecer a 118gal, todo esto en una sola corrida en el simulador de sismos.

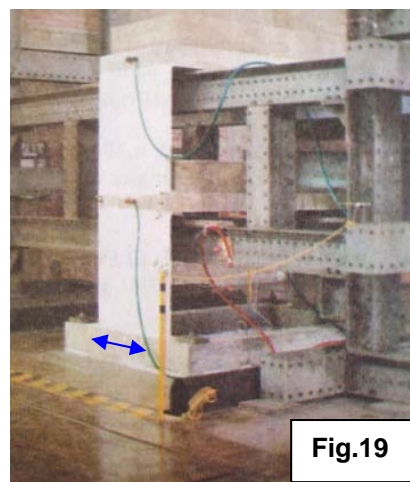


Fig.19

Como resultado de los dos ensayos se obtuvo una falla por corte en el primer piso (predecible teóricamente), Fig.20. Asimismo, la envolvente de la curva cortante-desplazamiento (Fig.21) coincidió para ambas técnicas de ensayo, hasta el instante en que se aplicó una aceleración irreal (1375gal), colapsando el espécimen en la prueba dinámica; en tanto que el módulo ensayado a carga estática tuvo prácticamente el doble de ductilidad.



Fig.20. Ensayo estático (izquierda) y dinámico (derecha).

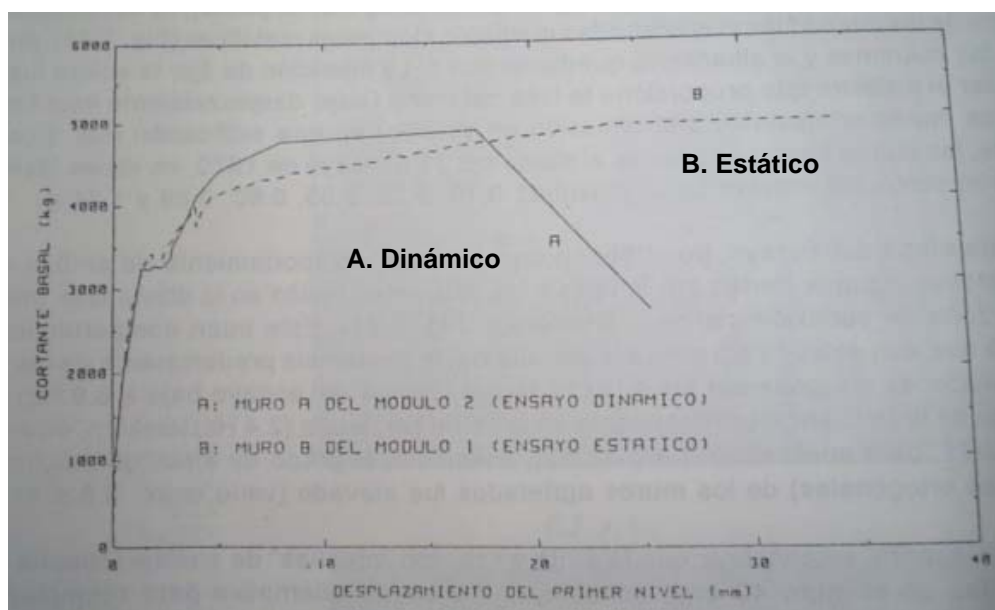


Fig.21. *Envolvente cortante basal – desplazamiento lateral del primer piso.*

C3. ENSAYO PSEUDO-DINAMICO (EXPERIMENTO JAPONÉS EN UN EDIFICIO DE ALBAÑILERÍA ARMADA A ESCALA NATURAL). Sh. Okamoto, Y. Yamazaki, T. Kaminosono y M. Teshigawara. Tsukuba, 1988.

Un edificio de 5 pisos (Fig.22) a escala natural (Altura = 14m, Longitud = $L = 13.8\text{m}$ y Ancho = 15.2m), con techos constituidos por losas macizas de 15cm de espesor, armadas en 2 sentidos, fue construido empleando bloques de concreto vibrado en sus muros y vigas (espesor = $t = 19\text{cm}$), que estuvieron totalmente rellenos de grout grueso ($f'c = 244 \text{ kg/cm}^2$). La resistencia de las pilas ($f'm$) y del mortero (1:3) fueron: 179 y 410 kg/cm^2 , respectivamente. El peso total del edificio fue 996 ton.

En la dirección de ensayo ($L = 13.8\text{m}$), el edificio estuvo compuesto por 4 ejes, con una densidad de muros de 0.029m^2 por metro cuadrado de área en planta. El alféizar de las ventanas y la escalera fueron aislados de la estructura principal, empleando juntas especiales.

El edificio fue diseñado elásticamente con un coeficiente sísmico $c = 0.2$ (cortante basal dividido entre el peso del edificio) y verificado inelásticamente de manera de obtener una falla por flexión, con rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en los muros del primer piso. Para esto, se empleó un programa de análisis inelástico paso a paso ("DRAGON"), así como el método de trabajo virtual. De este modo, el cortante basal asociado al mecanismo teórico de falla por flexión resultó 533 ton ($c = 0.53$); en tanto que la capacidad teórica de corte del primer piso fue prácticamente el doble (1040 ton, $c = 1.04$).

En los muros del primer piso se utilizó como refuerzo vertical $\phi 5/8"$ @ 40cm, mientras que en los extremos de los muros se usó 1 $\phi 3/4"$ rodeado por una espiral de 4mm, con paso de 4cm, en una altura de 80cm. La cuantía de refuerzo horizontal (sin contar la escalerilla de $\phi 4\text{mm}$ colocada en las juntas) fue de 0.26% (1 $\phi 1/2"$ @ 40cm + 1 $\phi 3/8"$ @ 40cm, alternados). Debe

anotarse que la espiral se colocó sólo en las celdas extremas de los talones de aquellos muros donde no concurrían muros transversales, su objetivo fue evitar la falla por flexocompresión de dichos talones, propósito que no se logró (Fig.23).

El ensayo duró 2½ meses, se utilizaron 11 actuadores dinámicos de 100 ton de capacidad (en el quinto nivel se emplearon 3 actuadores, dos de los cuales controlaban la torsión), 200 LVDT, 600 strain gages y 7 magnescales. La distribución de cargas laterales fue trapezoidal (Norma Japonesa). El ensayo se dividió en tres fases: la primera fue de carga controlada con variación cíclica creciente desde $c = 0.05$ hasta $c = 0.4$ (límite de servicio); la segunda (en el rango inelástico) fue de desplazamiento del quinto nivel controlado en forma cíclica creciente (desde una distorsión angular $\theta = 2/800$ hasta $7/800$); y la tercera fue pseudo-dinámica, aplicada con fines ilustrativos para simular la réplica de un terremoto ("aftershock").

A continuación se describen los puntos más importantes del ensayo ("c" es el coeficiente sísmico y " θ " es la distorsión angular del quinto nivel, definida como el desplazamiento lateral absoluto del quinto nivel entre la altura total del edificio). Ver además la Fig.23.

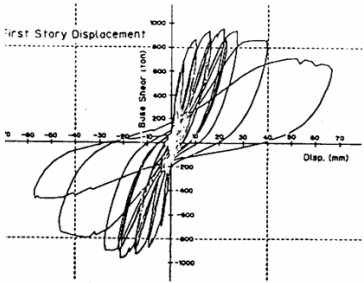
- El comportamiento fue elástico hasta alcanzar el valor $c = 0.4$ (esfuerzo cortante promedio en los muros del primer piso $\tau = 8 \text{ kg/cm}^2$); en ese instante, se inició la fluencia de un refuerzo vertical. La rigidez lateral inicial del primer piso fue $K_0 = 4000 \text{ ton/cm}$.
- Para $c \approx 0.5$ se presentaron fisuras horizontales de tracción en los muros perpendiculares a la dirección de ensayo (por la flexión de los muros orientados en la dirección de ensayo).
- Para $c \approx 0.6$ ($\theta = 1/1200$) empezó la fluencia del refuerzo de las vigas. Hasta ese instante, el comportamiento fue prácticamente lineal; luego, la rigidez degradó levemente, pero la carga aplicada continuó aumentando.
- Para $c \approx 0.7$ ($\theta = 1/800$) fluyó el 100% del refuerzo vertical de los muros del primer piso, así como el refuerzo de las vigas del primer al tercer piso. Este punto podría decirse que corresponde al mecanismo de falla por flexión (aunque el valor teórico era $c = 0.53$); sin embargo, a pesar de que la rigidez degradó, la carga continuó aumentando (si la falla final hubiese sido por flexión la curva cortante-desplazamiento se hubiese vuelto plana).
- Para $c \approx 0.9$ ($\theta = 2/800$) se produjo el agrietamiento diagonal en casi todos los muros del primer piso degradándose la rigidez, pero la carga continuó aumentando aunque en menor proporción (como si la falla estuviese controlada por los muros que aún faltaban agrietar). En esta etapa, las vigas de poca longitud fallaron por corte.
- Para $c \approx 1.0$ ($\theta = 3/800$) se produjo la falla en los talones de los muros largos y la fluencia del refuerzo de todas las vigas. A partir de ese instante, la curva cortante-desplazamiento se volvió plana hasta una distorsión angular de $5/800$, luego de la cual, empezó a degradar la resistencia. Para $\theta = 7/800$ la resistencia fue el 60% del valor máximo. En ese último punto se produjeron deterioros muy serios en los talones (con pandeo del acero vertical) y rotura de los bloques, concentrándose la falla básicamente en el primer piso.
- El cortante basal máximo se logró para $\theta = 4/800$ (en el primer piso $\theta_1 = 1/125$, asociado a $\delta_1 = 22.4 \text{ mm}$), registrándose un valor de 960 ton, prácticamente coincidente con la capacidad teórica de corte (1040 ton); pudiéndose afirmar que para una distorsión angular del primer piso $\theta_1 = 1/200$ ($\delta_1 = 14 \text{ mm}$), el sistema era reparable.

Después de haberse indicado la manera como fue diseñado este espécimen (en donde incluso

existían muros con una capacidad teórica de corte 8 veces superior a la de flexión, pero que terminaron fallando por corte), podría pensarse que el tipo de falla final por fuerza cortante resulta inevitable en las edificaciones de albañilería; pero, aun así, el comportamiento de este espécimen puede calificarse como excelente. Por otro lado, los muros ortogonales jugaron un papel importante en el control de la trituration de los talones, a pesar de que en esas zonas no existían espirales, en tanto que en los extremos libres (confinados por las espirales) el deterioro fue severo; aunque cabe mencionar que las espirales congestionaron los alvéolos de los bloques produciendo cangrejas, las que fueron detectadas con un aparato de ultrasonido y reparadas antes del ensayo.



Fig.22. Características del Especimen Japonés a Escala Natural.



b) First Story Displacement

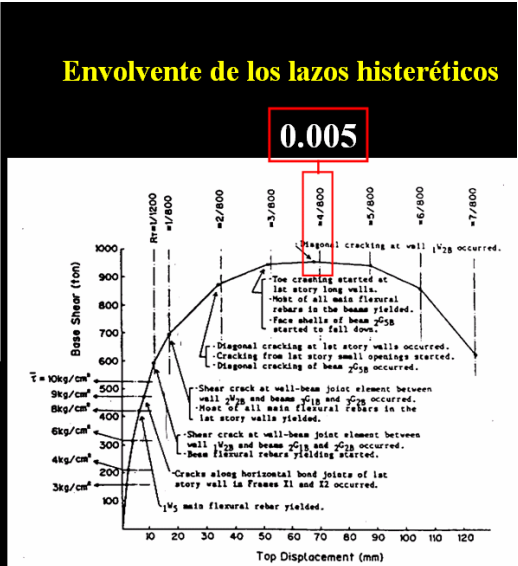
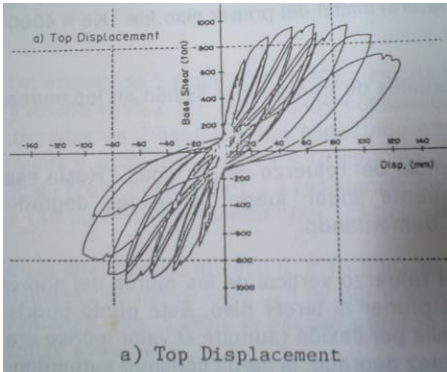


Fig.14 Base shear vs. Top Displacement Envelop Curve for Static Cyclic Loading Tests



a) Top Displacement

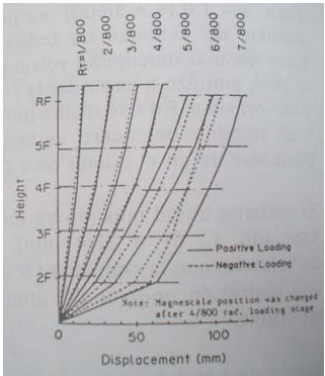


Fig.23. Resultados del Ensayo de Carga Lateral Cíclica.