

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

"COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL ADOBE CONFINADO. VARIABLE: REFUERZO HORIZONTAL".

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller:

ANTONIO GOTTLIEB TORRES RAMIREZ

ASESOR: ÁNGEL SAN BARTOLOMÉ

Lima, enero del 2012

RESUMEN DE TESIS

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo principal el analizar experimentalmente el comportamiento sísmico de dos muros de adobe confinado con similares características, y una única variación, la cual fue que en el muro M2 se le colocó una cuantía mínima de refuerzo horizontal, espaciado cada 6 hiladas, ancladas en las columnas de confinamiento, con el propósito de:

- a) Mejorar la resistencia al corte y la ductilidad de los muros de adobe confinados.
- b) Integrar los adobes entre sí y con las columnas de confinamiento, de tal modo que el sistema se comporte como una sola unidad ante las acciones sísmicas.

Para comprobar esto se diseñó y construyó a escala natural dos muros de adobe confinado, con las mismas dimensiones y acero de refuerzo en los elementos de confinamiento; la variante fue el refuerzo horizontal, el muro patrón fue denominado M1, mientras que el muro reforzado horizontalmente se denominó M2.

El ensayo de carga lateral cíclica consistió en aplicar a los muros una carga lateral cíclica con desplazamiento horizontal controlado, hasta alcanzar una deriva máxima de 0.0084. Con los datos obtenidos durante el ensayo, se procedió a procesar e interpretar los resultados obtenidos, mostrándolos en forma gráfica. Se logró obtener las conclusiones que nos permitieron determinar si los objetivos planteados se satisficieron.

Adicionalmente al ensayo del muro, se realizaron ensayos de control, que nos permitieron determinar las características de los materiales utilizados en la construcción de los muros, dentro de estos ensayos tenemos: Variabilidad dimensional, alabeo, resistencia a compresión (f'_b), resistencia a compresión de la albañilería (f'_m), resistencia a compresión del concreto, resistencia a la tracción del acero de refuerzo (f_y).

Comportamiento Sísmico del Adobe Confinado. Variable: Refuerzo Horizontal

RESUMEN

1.-GENERALIDADES	1
1.1.-Introducción.....	1
1.2.-Objetivos.....	4
1.3.-Metodología general.....	4
1.4.-Antecedentes.....	5
2.-FABRICACIÓN DE ADOBES	7
2.1.-Pruebas de Campo.....	7
2.2.-Materiales para la fabricación de adobes.....	8
2.3.-Fabricación de adobes.....	9
3.-ENSAYOS DE CONTROL	13
3.1.-Adobes.....	13
3.1.1.-Variabilidad dimensional.....	13
3.1.2.-Alabeo.....	14
3.1.3.-Resistencia a compresión.....	16
3.2.-Pilas de adobe.....	18
3.3.-Concreto.....	20
3.4.-Acero de refuerzo.....	22
4.-CARACTERÍSTICAS DE LOS MUROS DE ADOBE CONFINADO	25
4.1.-Descripción de los especímenes.....	25
4.1.1.-Viga de cimentación.....	27
4.1.2.-Columnas.....	27
4.1.3.-Vigas soleras.....	27
4.2.-Diseño a la Rotura.....	29
4.2.1 Resistencia a Fuerza Cortante (VR).....	28
4.2.2 Diseño de las Columnas de Confinamiento.....	28
4.2.3 diseño de la Viga Solera.....	30
4.2.4 Refuerzo Horizontal.....	30
4.2.5 Comentarios.....	30
4.3.-Procedimiento Seguido en la Construcción.....	31
4.3.1.- Viga de Cimentación.....	31
4.3.2.- Muro de Adobe M1 y M2.....	32
4.3.3.- Columnas de confinamiento.....	35
4.3.4.- Vigas Soleras.....	36
4.4.- Fisuras Previas al Ensayo.....	37

5.-ENSAYO DE CARGA LATERAL CÍCLICA	39
5.1.-Generalidades.....	39
5.2.-Dispositivos mecánicos.....	39
5.3.-Dispositivos de medición e instrumentación.....	40
5.4.-Fases del ensayo.....	42
5.5.-Descripción del comportamiento de los muros.....	42
5.5.1.-Ensayo del Muro M1.....	42
5.5.2.-Ensayo del Muro M2.....	47
5.5.3.-Comparación del estado de los muros al finalizar Los ensayos.....	53
5.7.-Diagramas cortante – desplazamiento lateral (V-D1).....	56
6.-INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	57
6.1.-Análisis elástico.....	57
6.1.1.-Rigidez lateral inicial (K_0).....	65
6.1.3.-Fisura de tracción por Flexión.....	60
6.2.-Análisis inelástico.....	61
6.2.1.-Carga de Agrietamiento diagonal (VR).....	62
6.2.2.-Resistencia a Flexión (V_f).....	62
6.2.3.-Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas(R_d)...	63
6.3.-Comparación del comportamiento de los muros M1 y M2.....	65
6.3.1.- Envolvente de los Lazos Histeréticos V-D1.....	65
6.3.2.- Degradación de la Rigidez Lateral.....	66
6.3.3.- Influencia del Refuerzo horizontal sobre el Tamaño De Grietas.....	67
6.3.4.-Desplazamiento Vertical en los Talones.....	71
6.3.5.-Deslizamiento Solera-Muro.....	72
7.-COSTO DEL REFORZAMIENTO HORIZONTAL DEL MURO DE ADOBE CONFINADO	73
8.-CONCLUSIONES	74
9.-LÍNEA FUTURA DE INVESTIGACIÓN	77
10.-REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	78

CAPITULO 1: GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

Las construcciones de adobe, o construcciones con bloques de tierra sin cocer, están presentes en la historia de las civilizaciones peruanas desde épocas remotas. Apareció por primera vez en el Valle de Chicama, hacia el año 3000 antes de Cristo. Fue ampliamente utilizado durante mucho tiempo, llegando a ser el primer material de construcción durante la conquista y la colonización americana. El adobe constituyó en esas épocas la única solución para la construcción de viviendas y si bien la aparición de nuevos materiales de construcción más resistentes tienden a desplazar al adobe, actualmente se tiene que el 37% de las viviendas existentes en el Perú son de adobe: 22% en la costa, 69% en la sierra, y 15% en la selva (tabla 1.1).

Las casas de adobe en comparación con las viviendas de otros materiales, poseen grandes ventajas, como son:

- **Simplicidad de ejecución.**- La fabricación con adobes no requiere una destreza especial, ni una herramienta difícil de conseguir. Solamente se requiere tierra, paja, agua y un molde (adobera)
- **Economía.**- Económicamente es asequible dado que la tierra como material de construcción está disponible en cualquier lugar y es un recurso barato (o prácticamente gratuito) y a menudo se encuentra en el lugar donde se levantará la vivienda.
- **Aislamiento térmico.**- La tierra tiene una gran capacidad de almacenar el calor y cederlo posteriormente (cualidad conocida como termicidad). Así, permite atenuar los cambios de temperatura externos, creando un ambiente interior agradable. Sobre todo resulta adecuada en climas áridos con oscilaciones extremas de temperatura entre el día y la noche.
- **Aislamiento acústico.**- Los muros de tierra atenúan las vibraciones sonoras, de modo que se convierten en una eficaz barrera contra los ruidos indeseados.

La tierra empleada debe tener una composición adecuada para poder aprovechar correctamente sus propiedades. Algunos autores afirman que la proporción ideal para la construcción con tierra es un 65 % de arena, 18 % de limos, y un 20 % de arcilla.

También se dan como adecuadas, sobre todo para las técnicas de tapial y adobe, las proporciones siguientes: grava del 0 al 15%, arena del 40 al 50%, limos del 20 al 35%, y arcilla del 15 al 25% (referencia 1).

Las construcciones de adobe son altamente vulnerables frente a fenómenos naturales como los sismos, debido a la baja resistencia a la compresión y la tracción, a la falta de ductilidad por la ausencia de refuerzo, y su gran masa en comparación con otros materiales. Es por ello que nace la necesidad de buscar soluciones coherentes, racionales y económicamente factibles, para producir una estructura que se comporte mejor frente a los movimientos sísmicos y así evitar que se repitan tragedias.

Dentro de estas soluciones, en este trabajo se plantea analizar experimentalmente el confinamiento de los muros de adobe mediante elementos de concreto de baja resistencia a compresión y escaso refuerzo, requiriéndose estudiar específicamente la influencia del refuerzo horizontal, dado que en un proyecto anterior (Ref.7), se concluyó mediante pruebas dinámicas que este refuerzo podría elevar la resistencia a fuerza cortante, la ductilidad de los muros y su conectividad con las columnas de concreto, pero era necesario verificar esta aseveración mediante ensayos estáticos.

Cabe destacar que en el Perú existen viviendas de adobe confinado (Fig.1.1), sin embargo, la falta de un diseño sísmico racional hace que se utilice un refuerzo excesivo, que encarece innecesariamente a la vivienda, por lo que en este trabajo se tratará de verificar una teoría de diseño propuesta por San Bartolomé (Ref.5).



Fig. 1.1. Casas de adobe confinado en Perú.

Tabla 1.1 Cuadro estadístico de casa de tierra en el Perú (fuente INEC 2005)

Costa						
	Área Urbana		Área Rural		Total	%
Adobe o tapia	496,809	15%	242,656	7%	739,465	22%
Otro Material	2'564,970	75%	98,031	3%	2'663,001	78%
N.A.			661,739		3'402,466	100%

Sierra						
	Área Urbana		Área Rural		Total	%
Adobe o tapia	548,149	28%	802,188	41%	1'350,337	69%
Otro Material	407,210	21%	195,492	10%	602,702	31%
N.A.			687,001		1'953,039	100%

Selva						
	Área Urbana		Área Rural		Total	%
Adobe o tapia	50,479	10%	27,340	5%	77,819	15%
Otro Material	258,454	51%	166,371	33%	424,825	85%
N.A.			84,007		502,644	100%

RESUMEN						
Material Paredes	Área Urbano / Rural			Total		
	Área Urbana	Área Rural	Total			
Adobe o tapia	1'095,437	1'072,184	2'167,621			
Otro Material	3'230,634	459,894	3'690,528			
Total	4'326,071	1'532,078	5'858,149			
N.A. :	1'432,747					
Adobe o tapial	19%	18%	37%			

1.2. OBJETIVOS

El objetivo principal del proyecto es comparar el comportamiento sísmico de un muro de adobe confinado con otro similar, pero que presente una cuantía mínima de refuerzo horizontal, espaciado cada 6 hiladas, con el propósito de:

- a) Mejorar la resistencia al corte y la ductilidad de los muros de adobe confinados.
- b) Integrar los adobes entre sí y con las columnas de confinamiento, de tal modo que el sistema se comporte como una sola unidad ante las acciones sísmicas.

1.3. METODOLOGÍA GENERAL

Se diseñó y construyó a escala natural dos muros de adobe confinado, con las mismas dimensiones y acero de refuerzo en los elementos de confinamiento; la variante fue el empleo de refuerzo horizontal en una cuantía mínima. El muro patrón fue denominado M1, mientras que el muro reforzado horizontalmente se denominó M2. El ensayo consistió en aplicar a los muros una carga lateral cíclica con desplazamiento horizontal controlado, hasta alcanzar una deriva máxima de 0.0084.

Adicionalmente, con la finalidad de obtener las características generales de los materiales se realizaron los siguientes ensayos de control:

Adobe:

- Ensayo de variación dimensional de la unidad.
- Ensayo de alabeo de la unidad.
- Ensayo de compresión (f'_{b}) de la unidad.
- Ensayo de compresión axial de pilas de adobe (f'_{m} y E_a).

Concreto:

- Ensayo de compresión axial en probetas estándar.

Acero:

- Ensayo de tracción axial en barras lisa y corrugadas.

Luego se procesaron e interpretaron los resultados obtenidos, mostrándolos en forma gráfica con los que se logró obtener las conclusiones que nos permitieron determinar si los objetivos planteados se satisficieron o no.

1.4. ANTECEDENTES

El adobe es un material de construcción económico, elaborado artesanalmente y que se ha usado desde la antigüedad debido a sus cualidades térmicas y acústicas, debiéndose destacar que en la sierra del Perú es ampliamente utilizado para construir viviendas incluso de hasta dos pisos (Fig.1.2).

Fig. 1.2
Casas de adobe en la sierra del Perú.



Sin embargo, la principal desventaja de las construcciones de adobe es su alta vulnerabilidad ante cargas sísmicas, pero 3 investigaciones hechas en la PUCP (Matos, Quiun y San Bartolomé, 1997; San Bartolomé y Pehovaz, 2005; y, San Bartolomé y Delgado, 2006), demostraron que al confinar al adobe con elementos de concreto armado de baja resistencia y escaso refuerzo vertical, se mejora sustancialmente su comportamiento ante los sismos, hecho que ha sido comprobado en sismos reales (Fig.1.3) para viviendas de un piso. Esto dio lugar a la formulación de un proyecto de Norma de Diseño para el Adobe Confinado (Ref.5) que se pretende incorporar como uno de los capítulos de la Norma E.080. Sin embargo, es necesario realizar más ensayos, que tengan por finalidad principal, integrar a los adobes entre sí y con las columnas de confinamiento, en el rango inelástico, lo cual podría lograrse con el refuerzo horizontal propuesto en este proyecto, pero, a su vez este refuerzo debe ser el menor posible a fin de que la propuesta sea económicamente viable.

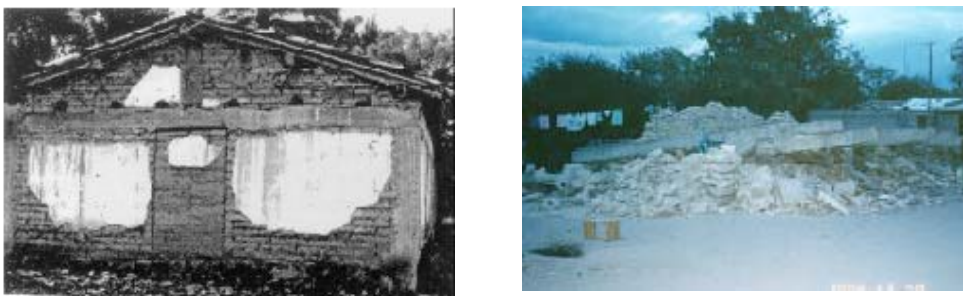


Fig. 1.3. Sismo de Omotepec, México, 1995. Adobe confinado y no confinado.

Es también necesario indicar que la norma vigente E.080 (Ref.2), permite el uso de muros de adobe confinado, incluso de grosores de 25cm, pero no se especifica cómo diseñar los confinamientos, tema que en este proyecto se abordará y verificará experimentalmente diseñando a los muros mediante la teoría de San Bartolomé (Ref.5). En adición, en la norma E.080 se indica conectar al muro con las columnas mediante mechas de anclaje, que cómo se ha visto (Ref.7) resultarían ineficientes cuando el muro falla en forma de “V” ante acciones sísmicas perpendiculares al plano (Fig.1.4), por lo que en este proyecto se usarán varillas horizontales continuas y ancladas en las columnas.



Fig. 1.4. Ensayo sísmico de un módulo de 2 pisos (Ref.7). Falla en forma de “V” en un muro del segundo piso por acción sísmica transversal al plano.

MCMXXVII

CAPITULO 2: FABRICACIÓN DE ADOBES

2.1. PRUEBAS DE CAMPO

En las construcciones de tierra el material predominante, tanto para fabricación de las unidades de adobe como para la elaboración del mortero es la tierra. Para la elección de este material se indica dos referencias:

a.- **NORMA TÉCNICA E.080 ADOBE** sección 4.1 Requisitos generales se especifica que la gradación del suelo debe aproximarse en los siguientes porcentajes: arcillas 10-20%, limo 15-25% y arena 55-70%, no debiendo utilizarse suelos orgánicos. Estos rangos pueden variar cuando se fabriquen adobes estabilizados¹.

b.- **Cartilla de difusión Nº 2 NUEVAS CASAS RESISTENTES DE ADOBE**, allí se indica un método práctico para seleccionar el suelo. La prueba consiste en preparar un poco de mezcla húmeda y formar con las manos de 5 a 6 bolitas de 2cm de diámetro, aproximadamente, se dejan secar por 24 horas para luego tratar de romperlas con 2 dedos de una mano (Fig. 2.1), si no se rompe el suelo es adecuado para la fabricación de adobes, si se rompe el suelo no sirve para la fabricación de adobes debido a que no contiene la suficiente arcilla requerida.



Fig. 2.1 Prueba común para ver si la tierra es apta para la construcción de adobes

(Referencia: Cartilla Nuevas casas Resistentes de Adobe PUCP/USAID-PERU/SENCICO)

¹ La Norma E-080 define el adobe estabilizado como aquel adobe en el que se ha incorporado otros materiales (asfalto, cemento, cal, etc.) con el fin de mejorar sus condiciones de resistencia a la compresión y estabilidad ante la presencia de humedad.

Sabiéndose que el poblador común en la práctica no realiza el análisis granulométrico del suelo que determina la norma E.080, para la elección del suelo se utilizó el método indicado en la Cartilla de difusión N° 2 NUEVAS CASAS RESISTENTES DE ADOBE. Primero se identificó la cantera, ubicada en el distrito de Ate Vitarte Km.25 de la carretera central, y con una muestra del suelo se realizó la prueba antes mencionada, obteniéndose resultados positivos para la fabricación de adobes (Fig.2.2).



Fig. 2.2. Prueba para selección de suelo.

2.3 MATERIALES PARA LA FABRICACIÓN DE ADOBES

Se fabricaron las gaveras de madera para la elaboración de los adobes, estas gaveras fueron de dos medidas (Fig.2.3), una para adobes enteros (0.085x0.255x0.405m) y la segunda para los medios adobes (0.085x0.255x0.205m). En la fabricación de las gaveras se consideró 5mm adicionales en cada dimensión para contemplar la contracción de secado que sufren los adobes.

Para la fabricación de adobes, en muchas partes de la costa no se utiliza paja, como es el caso de la provincia de Huaral, pero en gran parte de la sierra donde es mayor la incidencia de las casas de adobe se usa paja. En este proyecto, siguiendo la recomendación que se presentan en la referencia 6, se optó por utilizar paja y arena gruesa en la fabricación de las unidades de adobe.

La paja que se utilizó para la fabricación de los adobes y mortero fue césped del campus universitario, que fue secado con varias semanas de anticipación y con medidas aproximadamente de 5cm (Fig.2.4).



Fig. 2.3 Gaveras para la fabricación de adobes.



Fig. 2.4 Césped y tierra de chacra en proceso de secado.

2.4 FABRICACIÓN DE ADOBES

La fabricación de los adobes se realizó de forma artesanal, similar al proceso de fabricación que se realiza en los pueblos de la sierra del Perú.

En primera instancia, se procedió a tamizar el suelo por la malla 3/8" con la finalidad de eliminar las piedras y otros elementos extraños. Luego se procedió a formar una poza circular de tierra, agregando en el centro agua y paja, y se dejó reposar por 48 horas aproximadamente, a este proceso se le conoce como "dormir la tierra" (Fig.2.5), esto se realizó con la finalidad que la arcilla se active.

Empleando la tierra dormida se inicio la preparación de los adobes, para la cual se usó una proporción volumétrica de tres partes de tierra, una parte de paja, una parte de arena gruesa y agua hasta obtener una consistencia trabajable, que la definió el operario. Para el mezclado de los materiales los trabajadores bailaron sobre los materiales hasta obtener una mezcla homogénea (Fig.2.6).

El siguiente paso fue repetitivo, se inició humedeciendo la gavera y rociándola con arena fina, con el fin de evitar que el barro se pegue en el momento del desmoldado (Fig. 2.7). Con la gavera arenada se cogió el barro en forma de bola y se lanzó con fuerza dentro de la gavera (Fig. 2.8), con esto se buscó lograr una auto compactación del barro en la gavera, después de cada lanzado se completó con barro las áreas donde hacía falta y luego se procedió a enrasar la superficie usando un listón de madera (Fig. 2.9).

Para el desmoldaje se siguió las recomendaciones de la Norma E.080, que en el apéndice 4.2 explica que el secado se debe realizar bajo sombra, previamente se realizó el nivelado del tendal y el rociado de arena fina. El proceso del desmoldado se inició apoyando el molde en uno de sus lados para luego girarlo rápidamente y así evitar que se deforme el adobe (Fig. 2.10).

Después de fabricar un total de 400 unidades enteras y 10 medias unidades de adobe, se inició el proceso de secado. Primero se dejó secar en la posición en la cual se desmoldó, logrando secar la cara superior en aproximadamente dos semanas y media, luego se colocaron los adobes de canto por dos semanas más (Fig.2.11).

Luego del secado se inicio la preparación de los adobes para la construcción del muro, se limpiaron las unidades de adobes con una escobilla para retirar el polvillo y así mejorar la adherencia entre el adobe y el mortero.



Fig. 2.5. Proceso de "dormir la tierra"



Fig. 2.6. Combinación de materiales proporción Volumétrica 3:1:1 y mezclado "pisoteando"



Fig. 2.7. Arenado de la adobera con arena fina



Fig. 2.8. Lanzado de barro al molde



Fig. 2.9. Enrasado.



Fig. 2.10. Desmolde del adobe



Fig. 2.11. Primera y segunda etapa de secado en un área techada.



CAPITULO 3: ENSAYOS DE CONTROL

En este capítulo se explica las diferentes pruebas que se realizaron en los materiales utilizados para la construcción de los muros M1 y M2: en las unidades de adobes (enteras y medias unidades), en las pilas de adobe, en el concreto de los confinamientos; en el acero usado de los confinamientos y como refuerzo horizontal en M2. Estas pruebas se realizaron con el fin de determinar las características físicas y mecánicas de los materiales.

3.1. ADOBE

3.1.1 Variabilidad Dimensional

Este ensayo se realizó en las unidades enteras de adobes y en las medias unidades, con dimensiones nominales (L x B x H) iguales a 40x25x8cm y 20x25x8cm, respectivamente. De manera aleatoria, se seleccionó una muestra compuesta por once unidades enteras y cinco medias unidades.

Las herramientas para realizar las mediciones en este ensayo fueron: regla metálica calibrada, pie de rey, bloque de apoyo (Fig.3.1). Para el ensayo de variación dimensional se midió cada arista del espécimen y se obtuvo el promedio de 4 medidas (en cm) entre los puntos medios de cada cara, determinándose luego el valor promedio por cada arista de toda la muestra, dicho valor se restó de la dimensión nominal y finalmente se dividió entre este mismo valor, obteniéndose la variabilidad dimensional en porcentaje. Los resultados obtenidos aparecen en la (Tabla 3.1) para unidades enteras y en la Tabla 3.2 para las medias unidades.

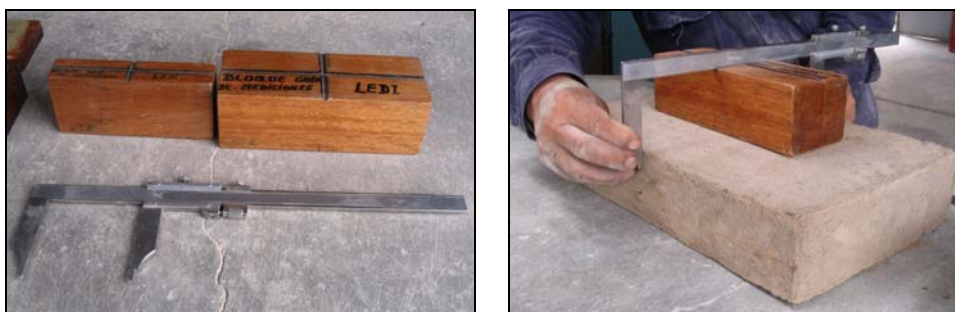


Fig. 3.1 Instrumentos y ensayo de Variabilidad Dimensional.

Tabla 3.1 Variación de dimensiones de unidades enteras.

ESPECIMEN	L(cm)				B(cm)				H(cm)			
	1	39.50	39.20	39.20	38.90	24.46	24.22	24.49	24.30	8.00	7.85	8.08
2	39.10	39.50	38.50	39.10	24.50	24.19	24.78	24.31	8.12	7.90	8.13	7.75
3	39.20	39.30	39.10	39.10	24.67	24.38	24.64	24.46	8.05	8.10	7.68	8.18
4	39.40	39.20	39.80	39.30	24.54	24.75	24.83	24.77	8.12	8.22	8.06	7.77
5	39.20	39.50	39.30	38.90	24.60	24.37	24.57	24.29	8.07	7.94	8.02	7.66
6	39.10	39.30	38.90	38.90	24.49	24.46	24.55	24.30	8.14	7.79	8.02	8.10
7	39.30	39.70	39.50	39.20	24.62	24.46	24.75	24.44	7.63	7.85	8.10	7.90
8	38.70	38.70	39.10	38.90	24.72	24.50	24.69	24.35	7.79	7.90	7.96	7.83
9	39.10	39.00	39.10	39.30	24.54	24.60	24.44	24.70	8.15	8.05	7.86	7.79
10	38.80	38.90	39.00	38.70	24.44	24.33	24.68	24.54	7.80	7.95	8.22	7.89
11	39.20	38.90	39.30	39.40	24.49	24.46	25.00	25.00	7.88	7.84	8.15	8.13
Promedio	39.14				24.54				7.96			
Nominales	40				25				8			
Variación dimensional	2.14%				1.85%				0.51%			

Tabla 3.2 Variación de dimensiones de medias unidades.

ESPECIMEN	L(cm)				B(cm)				H(cm)			
	1	24.27	24.22	24.36	24.37	19.77	19.91	19.80	19.73	8.15	8.17	7.66
2	24.15	24.27	24.38	24.40	19.74	19.66	19.78	19.71	7.90	8.08	8.19	7.83
3	24.40	24.52	24.33	24.16	19.67	19.86	20.00	19.87	7.79	7.61	7.83	7.94
4	24.14	24.35	24.47	24.32	19.97	19.83	19.76	19.89	7.88	7.88	8.05	8.12
5	24.54	24.50	24.56	24.42	19.78	20.00	19.94	19.89	7.96	7.85	7.80	7.93
Promedio	24.36				19.83				7.94			
Nominales	25				20				8			
Variación dimensional	2.57%				0.86%				0.81%			

Los resultados del ensayo de variabilidad dimensional mostraron que las medidas promedios fueron menores que las medidas nominales, esto se debió a la contracción que sufre el adobe al momento del secado, a pesar que esto se había contemplado al fabricar las gaveras adicionando 5mm en cada lado.

3.1.2 Alabeo

Para la realización de este ensayo se empleó la misma muestra compuesta por 11 unidades enteras y 5 medias unidades que se utilizaron en el ensayo de variación dimensional (acápites 3.1.1).

Las herramientas utilizadas para las mediciones en este ensayo fueron: regla metálica y cuñas de medición graduadas al milímetro (Fig.3.2).

La prueba consistió en colocar la cara de asiento, tanto de las unidades enteras como las medias unidades, sobre una mesa plana y con la ayuda de la regla metálica conectar los extremos diagonales opuestos del espécimen, para después introducir la cuña metálica graduada en el punto de mayor alabeo (concavidad o convexidad). Este procedimiento se realizó en las dos caras de asiento de cada unidad, reportándose como alabeo el valor máximo. Finalmente se promediaron estos valores máximos, obteniéndose así el valor del alabeo mostrados en las tablas 3.3 y 3.4.

Tabla 3.3 Alabeo de unidades enteras

Especimen	Alabeo Cara 1 (mm)		Alabeo Cara 2 (mm)		Alabeo Máximo (mm)
1	5	6	2	1	6
2	2	2	2	1	2
3	6	2	2	1	6
4	1	5	2	1	5
5	5	6	4	5	6
6	4	2	3	3	4
7	4	3	3	1	4
8	1	5	0	3	5
9	5	6	1	3	6
10	3	4	3	4	4
11	2	4	1	1	4
Promedio					5

Tabla 3.4 Alabeo de medias unidades

Especimen	Alabeo Cara 1 (mm)		Alabeo Cara 2 (mm)		Alabeo Máximo (mm)
1	3	4	0	1	4
2	4	3	1	2	4
3	7	4	7	3	7
4	7	6	7	5	7
5	5	3	4	5	6
Promedio					6

En las tablas 3.1 y 3.2 se observa que el alabeo de la cara 1 es mayor que el alabeo de la cara 2, esto se debe al hecho de que la cara 2 fue la que se apoyó en el suelo al momento de desmoldar el adobe. Para reducir el alabeo de las unidades de adobe, se propone desmoldar sobre un tendal plano libre de elementos extraños, cubierto por una pequeña capa de arena fina.



Fig. 3.2 Instrumentos y ensayo de alabeo de unidades.

3.1.3 Resistencia a Compresión ($f'b$)

Este ensayo permite obtener la resistencia a compresión de las unidades de adobe, la cual deberá ser por lo menos igual a 12 kg/cm^2 , según se especifica en la Norma E.080. Para este ensayo se utilizó una Máquina Universal MTS de 25 toneladas de capacidad y desplazamiento máximo de $\pm 100\text{mm}$, montada en un pórtico de reacción compuesto por perfiles metálicos “mecano”, gata y bomba hidráulica - eléctrica.

Para este ensayo se utilizaron 4 medias unidades secas. La preparación previa consistió en: registrar las dimensiones de las probetas y la colocación del capping de yeso-cemento (Fig.3.3) para uniformizar los esfuerzos sobre la probeta. Durante el ensayo se aplicó una carga de compresión perpendicular a las superficies de asiento hasta llegar a la rotura, a una velocidad de carga de 1 ton/min , la cual se produjo en forma frágil en las 4 probetas (Fig.3.4).

La resistencia a la compresión (σ) de cada espécimen, se obtuvo dividiendo la carga de rotura (P) entre el área bruta (A). Con los resultados de cada espécimen se obtuvo el valor promedio y se le restó una desviación estándar para obtener la resistencia característica a compresión $f'b$. Los resultados aparecen en la Tabla 3.5, donde se puede notar que la resistencia característica obtenida ($f'b = 18 \text{ kg/cm}^2$), supera en 50% al valor mínimo exigido por la Norma E.080 (12 kg/cm^2), por lo que el adobe empleado en este proyecto es aceptable.

Tabla 3.5 Resistencia a compresión de medias unidades de adobe.

ESPECIMEN	L (cm)	B (cm)	Alto (cm)	Área=LxB (cm ²)	Velocidad de ensayo (Ton/min)	P (kg)	$\sigma = P/A$ (kg/cm ²)
1	24.83	19.80	8.08	491.63	1.0	9720	19.77
2	24.77	20.10	7.90	497.88	1.0	8950	17.98
3	24.69	19.78	8.05	488.37	1.0	11020	22.56
4	25.00	19.88	8.12	497.00	1.0	9680	19.48
Promedio							19.95
Desv. Estándar							1.91
f' b(kg/cm ²)							18.0



Fig. 3.3 Colocación del capping.



Fig. 3.4 Ensayo de compresión en medias unidades de adobe.

3.2. PILAS DE ADOBE

Este ensayo se realizó para determinar la resistencia característica a la compresión de la albañilería de adobe ($f'm$).

Se construyeron 5 pilas de 6 hiladas con dimensiones nominales de 38x24x58cm (LxBxH), que proporciona una esbeltez de 2.4 (58/24). Durante la construcción de las pilas se controló la verticalidad con una plomada, para el asentado de los adobes se utilizó mortero de barro con una relación volumétrica de 3 partes de tierra, 1 de paja y 1 de arena gruesa, las juntas variaron entre 2.5 y 3.0cm, aproximadamente.

Al finalizar la construcción de la pila y después de 15 días de secado, se procedió a colocar un capping de yeso-cemento en el adobe superior, para nivelar la superficie de contacto con el cabezal del equipo de ensayo y así producir una distribución uniforme de la fuerza aplicada. Al instante del ensayo, las pilas tuvieron 28 días de edad.

El transporte de las pilas fue realizado con la ayuda de un puente grúa, para luego instalarlas en el equipo de ensayo (Fig.3.5), el cual consta de una gata hidráulica de 100 toneladas de capacidad, una bomba hidráulica eléctrica, y un pórtico de reacción compuesto por perfiles metálicos. La fuerza que ejercía la gata hidráulica sobre la pila fue registrada en voltaje por la celda de carga, que al estar conectada a un amplificador y a una caja de conexiones, pudo traducir la carga en toneladas en una computadora. La velocidad de de carga fue de 3 ton/min hasta alcanzar la carga de rotura (P), la que fue dividida entre el área bruta para obtener el esfuerzo axial de rotura (σ) que aparece en la Tabla 3.6.



Fig. 3.5 Construcción y montaje de la pila.

Tabla 3.6. Resistencia a compresión axial de las pilas de adobe.

ESPECIMEN	L (cm)	B (cm)	Alto (cm)	Área=LxB (cm ²)	Velocidad de ensayo (tn/min)	Pu (kg)	$\sigma = P/A$ (kg/cm ²)
1	39.2	24.6	60.60	964.32	3.0	12,080	12.53
2	39.3	24.5	60.50	962.85	3.0	12,240	12.71
3	38.9	24.4	60.10	949.16	3.0	11,020	11.61
4	39.6	24.8	59.90	982.08	3.0	11,680	11.89
5	39.8	24.6	60.20	979.08	3.0	10,620	10.85
Promedio							11.92
Desv. Estándar							0.75
f'm (kg/cm ²)							11.2

A la resistencia promedio se le restó una desviación estándar, lo que permitió obtener la resistencia característica a compresión axial $f'm = 11.2 \text{ kg/cm}^2$. La resistencia admisible a compresión del muro (fm) se obtiene de la siguiente expresión (Norma E.080):

$$fm = 0.25 f'm$$

Con lo cual resulta: $fm = 0.25 \times 11.2 = 2.8 \text{ kg/cm}^2$. La Norma E.080 señala que cuando no se realizan ensayos de pilas, el esfuerzo admisible a compresión de los muros puede tomarse como 2 kg/cm^2 , valor que queda verificado en este proyecto.

En la Fig.3.6 se muestra la forma de falla de las pilas, caracterizada principalmente por grietas verticales y fallas por aplastamiento, en algunos casos.



Fig. 3.6. Formas de falla en pilas de adobe.

3.3. CONCRETO

Para la construcción de los muros se utilizaron dos tipos de concreto. Para las vigas de cimentación se usó concreto de resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y para las columnas y vigas soleras se empleó un concreto de baja resistencia $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$.

Durante el vaciado del concreto de las columnas se fabricaron 4 probetas estándar, a razón de 1 probeta por cada columna, y dos probetas provenientes del vaciado de las vigas soleras, una por cada viga, en tanto que durante el vaciado de las vigas de cimentación se fabricaron 2 probetas estándar, una por cada viga de cimentación.

Luego de desencofrar las probetas, se procedió a curarlas durante 28 días en una poza con agua (Fig.3.8), como se describe en la norma NTP 339.033:1999. Posteriormente, se procedió a la preparación de los testigos colocando capping en las superficies en contacto con los cabezales de la máquina universal (Fig.3.9), para después ensayarlas a compresión.

En la Tabla 3.7 se presentan los resultados del ensayo de compresión de las probetas de concreto. Allí se observa que los valores experimentales promedios superaron en 49% a la resistencia nominal del concreto de la cimentación (210 kg/cm^2) y en 3% a la resistencia nominal del concreto de los confinamientos (100 kg/cm^2).

Tabla 3.7. Resistencia a compresión del concreto ($f'c$)

Probeta (Nº)	Procedencia	Fecha de Vaciado	Edad (días)	Diámetro Promedio (cm)	Área (cm ²)	Carga Máxima (Kg)	Tipo De Falla	Resistencia (Kg./cm ²)	$f'c$ (Kg./cm ²)
1	V. Cimentación M1	07/06/07	90	15.35	185.08	57,104	C	308	314
2	V. Cimentación M2	07/06/07	90	15.28	183.40	58,735	A	320	
3	Columna C-1-M1	03/08/07	28	15.25	182.68	19,884	C	108	102
4	Columna C-2-M1	03/08/07	28	15.31	184.12	19,068	B	103	
5	Columna C-3-M2	03/08/07	28	15.73	194.24	18,558	C	95	
6	Columna C-4-M2	03/08/07	28	15.44	187.14	19,374	C	103	
7	Viga Solera M1	09/08/07	28	15.76	194.98	19,578	C	100	103
8	Viga Solera M2	09/08/07	28	15.48	188.23	19986	B	106	
Nota:	Tipo de falla:		A – Aplastamiento / B - Grieta Cuneiforme / C - Corte						



Fig. 3.7. Preparación de concreto.



Fig. 3.8. Preparación de probetas estándar y curado 28 días.



Fig. 3.9. Colocación de capping y ensayo de probetas.

3.4. ACERO DE REFUERZO

Como se especifica en los planos (figuras 4.1 y 4.2) y en la Tabla 3.8, en la construcción de los muros M1 y M2 se usó acero corrugado de diámetros $\frac{1}{2}$ " y $\frac{3}{8}$ " en la viga de cimentación, mientras que en las columnas y vigas soleras de confinamiento se usó acero corrugado de diámetro $\frac{1}{4}$ " y alambre N° 8 en los estribos. En el muro M2 se utilizó como refuerzo horizontal barras corrugadas de $\frac{1}{4}$ ".

Tabla 3.8. Barras empleadas.

Descripción	Refuerzo Longitudinal	Estribo
Viga de Cimentación	$\varnothing \frac{1}{2}$ "	$\varnothing \frac{3}{8}$ "
Columnas	$\varnothing \frac{1}{4}$ "	Alambre N° 8
Viga Solera	$\varnothing \frac{1}{4}$ "	Alambre N° 8
Refuerzo Horizontal M2	$\varnothing \frac{1}{4}$ "	---

Se seleccionó tres probetas de acero de 100cm de longitud de diámetro $\frac{1}{4}$ " (Fig.3.10), provenientes de las barras empleada en las columnas y vigas soleras de los muros. Estas probetas se ensayaron a tracción axial en una Máquina Universal (Fig.3.11). La deformación axial se midió con un micrómetro de dial, un reloj comparador y un transductor lineal de desplazamiento (LVDT), para de este modo obtener el gráfico carga vs desplazamiento.

En las figuras 3.12 a 3.14 se muestran las curvas esfuerzo-desplazamiento del acero de $\frac{1}{4}$ ", de estas gráficas se obtuvieron las propiedades mecánicas de las muestras que aparecen en la Tabla 3.9. En estas gráficas no se puede identificar un escalón de fluencia definido, sin embargo, las varillas se comportaron dúctilmente y llegaron a alcanzar una resistencia, máxima por encima de los 8000 kg /cm².



Fig. 3.10. Muestras de acero de refuerzo de $\varnothing \frac{1}{4}$ "

Tabla 3.9. Resistencia a tracción del acero de refuerzo (fy)

Probeta (Nº)	ASTM	Marca/Tipo/Grado	Diametro (mm)	Longitud (mm)	Peso (gr)	Carga Max (KN)	Alargamiento (mm)	Rotura	fy min (kg/cm ²)	fy max (kg/cm ²)	fr (kg/cm ²)
1	A615	Acero Areq.-Corrugado-G60º	6	1000	221	22.34	25	em	4942		8132
2	A615	Acero Areq.-Corrugado-G60º	6	1000	221	22.23	27	em	4896		8016
3	A615	Acero Areq.-Corrugado-G60º	6	1000	221	22.19	23	em	4735		8001
Promedio									4858	0	8050
<i>Nota:</i> Roturas em = entremarca sm = sobre marca fm = fuera de marca											

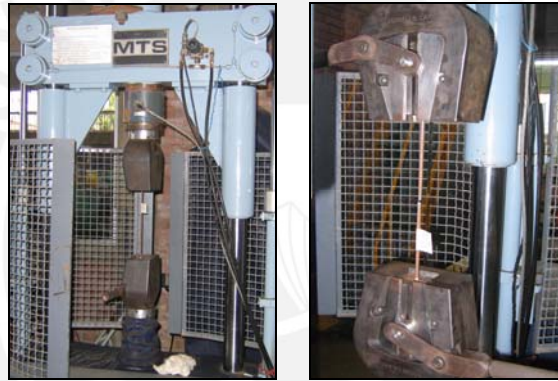

Fig. 3.11. Ensayo de tracción de acero de refuerzo.

Fig.3.12. Probeta N°1 de ¼". Esfuerzo-desplazamiento.

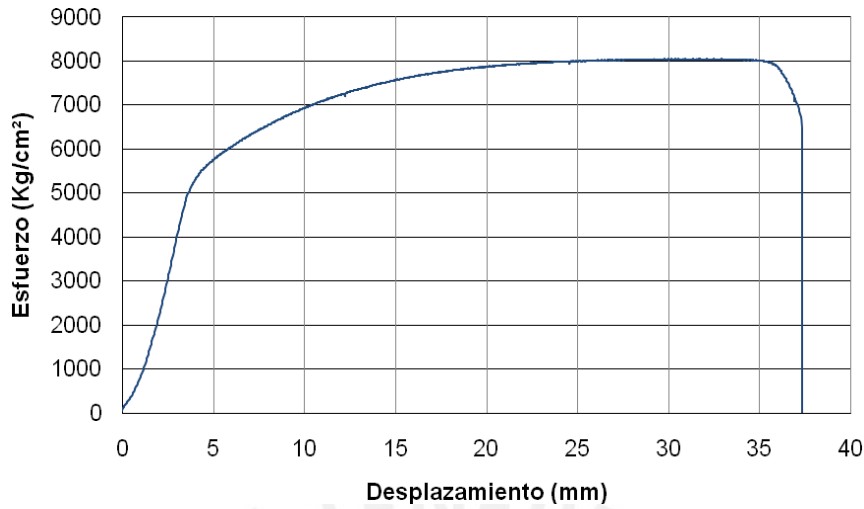


Fig.3.13. Probeta N°2 de ¼". Esfuerzo-desplazamiento.

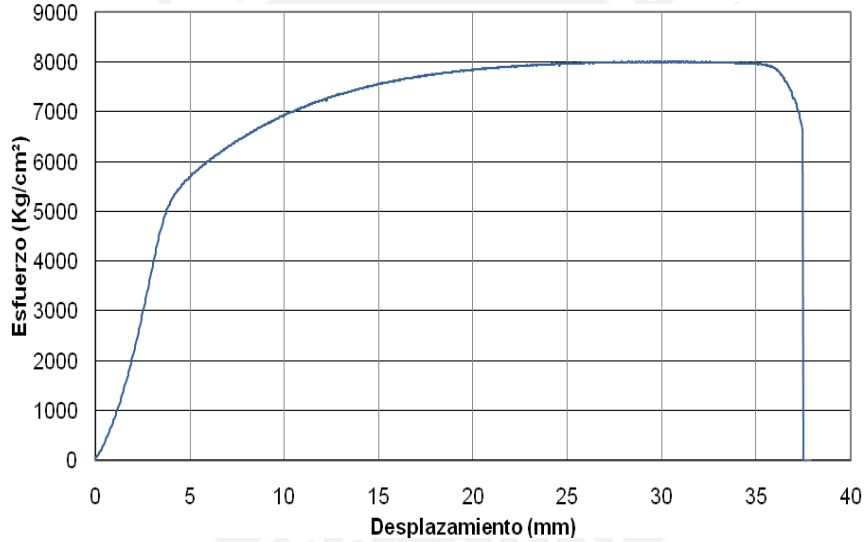
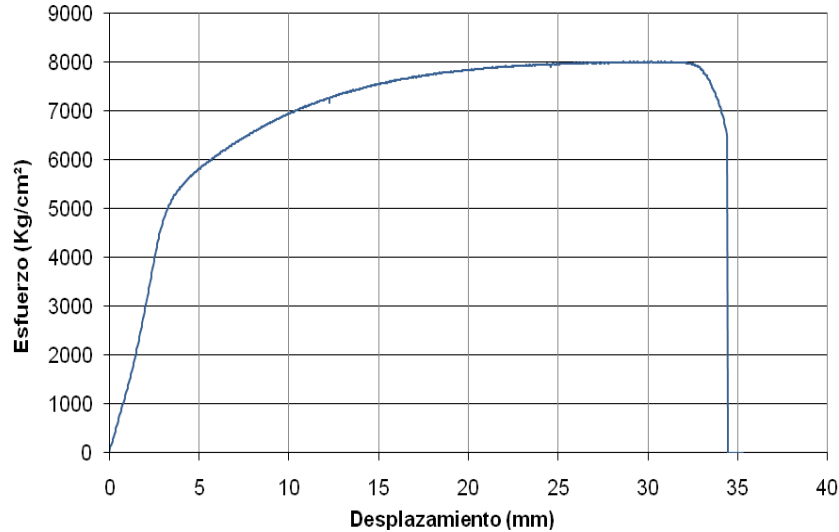


Fig.3.14. Probeta N°3 de ¼". Esfuerzo-desplazamiento.



CAPITULO 4: CARACTERÍSTICAS DE LOS MUROS DE ADOBE CONFINADOS

4.1. DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

En la construcción de los muros M1 y M2 se utilizó el mismo material, la misma mano de obra y el mismo método de construcción que tradicionalmente se utiliza en la albañilería confinada hecha con ladrillos de arcilla cocida. El diseño de los confinamientos se hizo aplicando la teoría de rotura indicada en la Ref.5 y la secuencia de diseño aparece en el acápite 4.2.

El mortero utilizado para el asentado de las unidades de adobe, fue de barro en proporción volumétrica de 3 partes de tierra, 1 de arena gruesa, 1 parte de paja, y la cantidad de agua la cuantifico el maestro de obra, hasta lograr a una consistencia trabajable del mortero. Las dimensiones de la albañilería de adobe fueron 232x231x24 cm. En las figuras 4.1 y 4.2 se presentan las características geométricas de los muros M1 y M2, respectivamente, así como el refuerzo empleado.

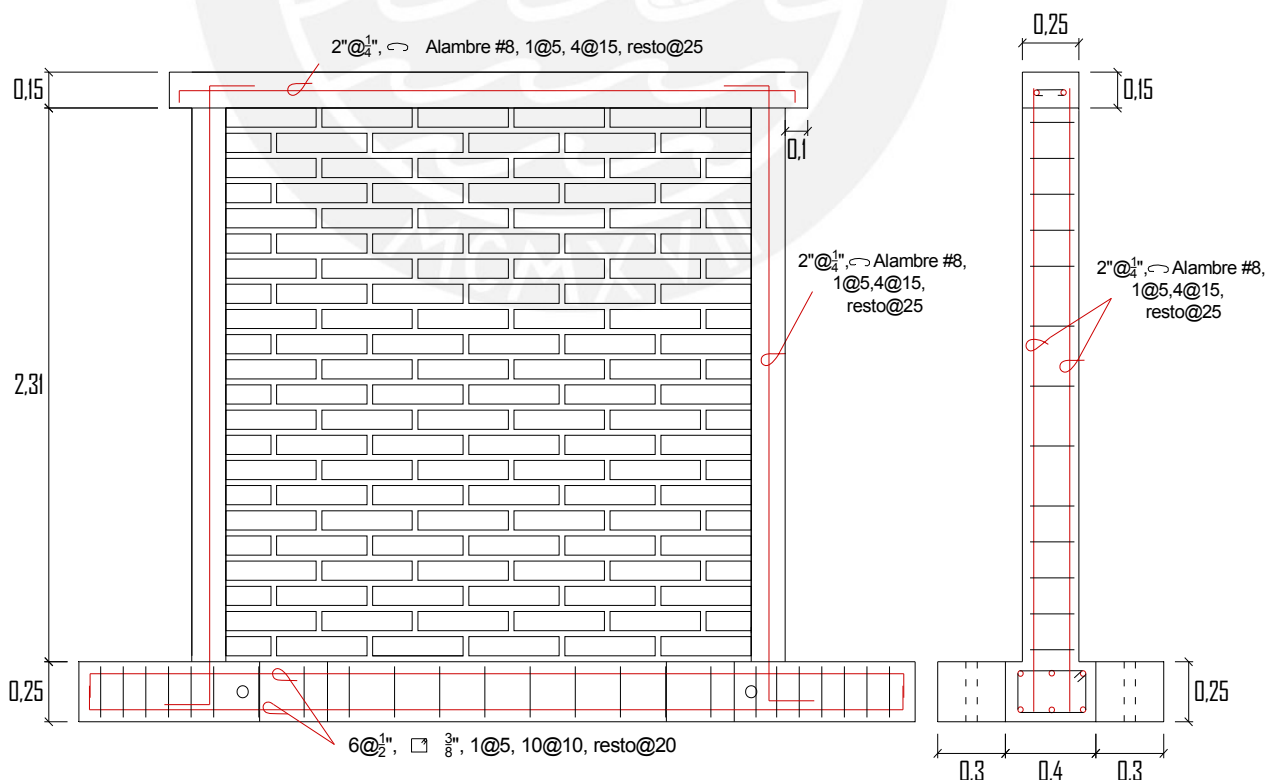


Fig. 4.1 Características geométricas y refuerzo del muro M1
(Dimensiones en metros)

En el muro M2 (Fig.4.2), la variante fue el empleo de tres refuerzos horizontales continuos y anclados en las columnas, compuesto por 1 varilla de $\Phi \frac{1}{4}$ " cada 5 hiladas (0.55m aproximadamente), amarrado con alambre #16 en el estribo de la columna (Fig.4.8). Sólo en aquellas juntas horizontales donde existía refuerzo horizontal, se usó mortero de cemento 1:8 (Fig.4.7), a fin de proteger a las barras de la corrosión y proveerle adherencia.

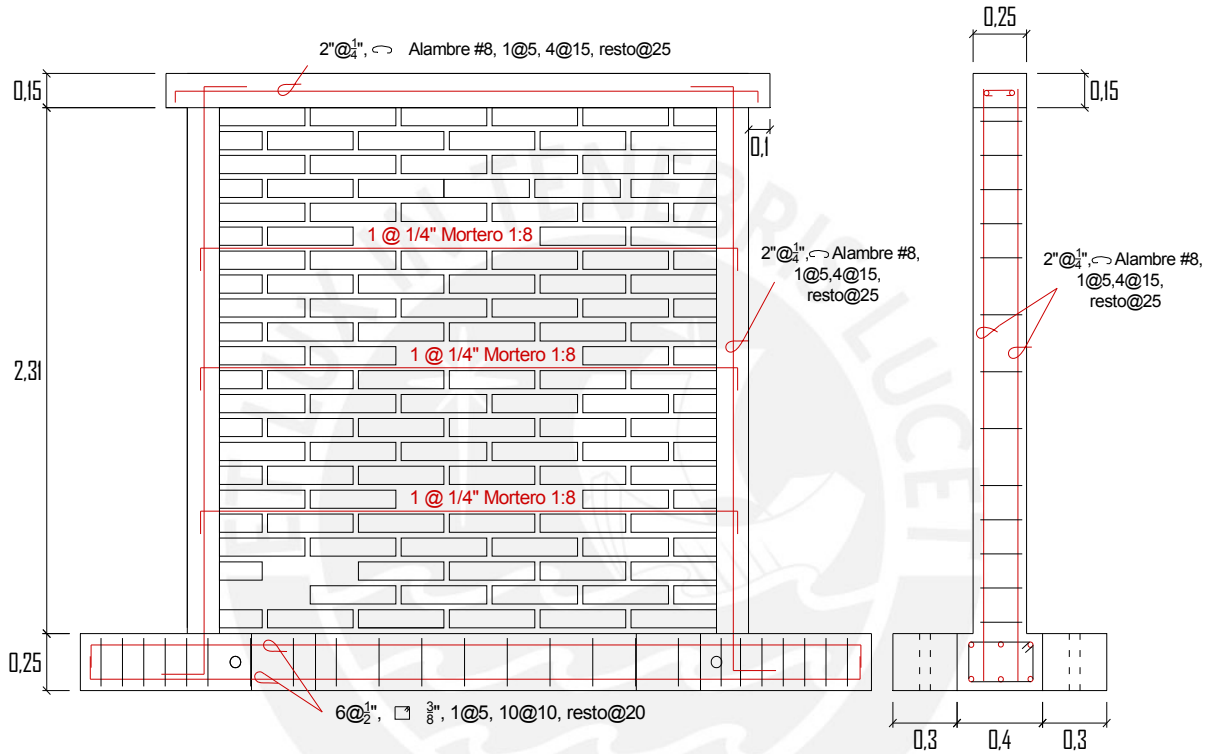


Fig. 4.2 Características geométricas y refuerzo del muro M2
(Dimensiones en metros)

Peso del Muro

Para hallar el peso de la estructura se tomó en consideración los pesos unitarios de los materiales indicados en la Norma de Cargas E.020. En la tabla 4.1 se muestra los cálculos respectivos.

Tabla 4.1 Peso de los muros M1 y M2

Muro	Cantidad	Largo (m)	Ancho (m)	Peralte (m)	Peso Unitario de material (kg/m ³)	Peso (kg)
Columna	2	2.31	0.24	0.15	2400	399
Viga solera	1	2.825	0.24	0.15	2400	244
Muro de adobe	1	2.31	0.24	2.325	1600	2062
					Total	2706

4.1.1 Viga de Cimentación

Se construyó dos vigas de cimentación (Fig.4.3) de concreto con resistencia $f'c = 210$ kg/cm², sobre ellas se construyeron los muros M1 y M2.

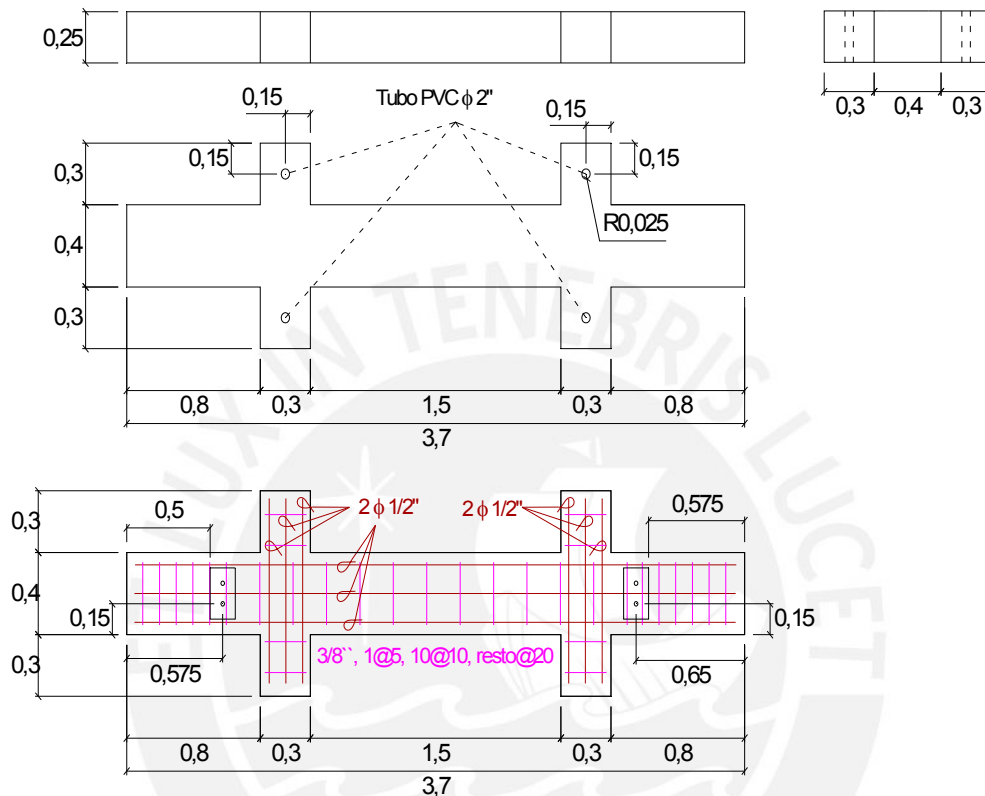


Fig. 4.3 Características geométricas y refuerzo de la viga de cimentación

(Dimensiones en metros)

4.1.2 Columnas

El concreto de las columnas ($f'c = 100$ kg/cm²), fue vaciado después de haberse construido la albañilería de adobe. Las columnas tuvieron el espesor del muro (24cm) y 15cm de peralte, el refuerzo vertical consistió de $2\phi 1/4"$, con estribos compuestos por ganchos de alambre #8, 1@5, 4@15, resto @25cm.

4.1.3 Viga Solera

El concreto de la solera ($f'c = 100$ kg/cm²), fue vaciado después de construir las columnas. La solera tuvo el espesor del muro (24cm) y 15cm de peralte. El refuerzo longitudinal constó de $2\phi 1/4"$, con estribos compuestos por ganchos de alambre #8, 1@5, 4@15, resto @25cm.

4.2. DISEÑO A LA ROTURA

La propuesta de diseño a la rotura (Ref.5) plantea que ante la acción de un sismo severo, los muros de adobe confinado fallarán por corte y los elementos de confinamiento deben diseñarse de tal manera que puedan soportar la carga que produce el agrietamiento diagonal de la albañilería, para así evitar la degradación de resistencia de los muros al menos hasta alcanzar una distorsión de 1/200.

4.2.1 Resistencia a Fuerza Cortante (VR)

La resistencia al agrietamiento diagonal se obtiene con la expresión:

$$VR = 0.5 L t + 0.2 P \quad [\text{en kg y cm}]$$

Donde:

L = longitud total del muro (incluyendo columnas) = 262cm

t = espesor del muro sin tarrajeo = 24cm

P = carga de gravedad acumulada.= 2706kg (Tabla 4.1)

Con lo cual resulta: $VR = 0.5 \times 262 \times 24 + 0.2 \times 2706 = 3685 \text{ kg}$

4.2.2 Diseño de las columnas de confinamiento

Las fuerzas internas en las columnas se obtuvieron aplicando las siguientes expresiones:

$$V_c = \frac{1.5 * VR * L_m}{L(N_c + 1)} \quad ; \quad T = F - P_c$$

Donde:

V_c = Fuerza cortante en la columna de confinamiento.

VR = Carga de agrietamiento diagonal = 3.685 ton.

L = Longitud total del muro incluyendo las columnas = 2.62m.

L_m = Longitud del paño mayor. Para muros de un paño $L_m = L$.

N_c = Numero de columnas de confinamiento del muro = 2.

T = Fuerza de tracción en la columna.

M = Momento flector en la base del muro asociado al agrietamiento diagonal.

$$F = M/L = \text{Fuerza axial en las columnas producidas por el momento flector } M.$$

$$P_c = P_g / N_c = \text{Carga axial gravitacional en la columna.}$$

$$P_g = \text{Carga gravitacional de servicio} = 2.706 \text{ ton.}$$

Remplazando los valores indicados en las expresiones anteriormente propuestas se obtuvieron los siguientes resultados:

$$M = VR h = 3.685 \times 2.38 = 8.77 \text{ ton-m}$$

$$F = M / L = 8.77 / 2.62 = 3.35 \text{ ton}$$

$$P_c = P_g / N_c = 2.706 / 2 = 1.35 \text{ ton}$$

$$T = F - P_c = 3.35 - 1.35 = 2 \text{ ton}$$

$$V_c = 1.5 VR L_m / (L (N_c + 1)) = 1.5 VR / (2 + 1) = VR / 2 = 3.685 / 2 = 1.84 \text{ ton}$$

Valores con los cuales es posible obtener la sección transversal de la columna (A_c) y el refuerzo vertical (A_s), mediante las siguientes expresiones:

$$A_c = \frac{V_c}{0.2 f'_c \phi} ; \quad A_{sf} = \frac{V_c}{f_y * \mu \phi} ; \quad A_{st} = \frac{T}{f_y * \phi}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0.1 f'_c A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 2 \phi 6 \text{ mm})$$

Donde:

- A_s = Área total del acero vertical en la columna de confinamiento (cm^2).
- A_c = Área de a columna de confinamiento por corte-fricción (cm^2).
- f'_c = Resistencia a compresión del concreto a los 28 días = 100 kg/cm^2 .
- ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia del concreto armado 0.85 (corte-fricción y tracción combinada).
- A_{sf} = Área del acero vertical por tracción en la columna (cm^2).
- A_{st} = Área del acero vertical por corte-fricción en la columna (cm^2).
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo = 4.2 ton/cm^2 .
- μ = Coeficiente de fricción del concreto endurecido = 1.

De esta manera se obtiene:

$$A_c = V_c / (0.2 f'_c \phi) = 1.84 / (0.2 \times 0.1 \times 0.85) = 108 \text{ cm}^2 \text{ (se usó } 24 \times 15 \text{ cm} = 360 \text{ cm}^2)$$

$$A_{sf} = V_c / (f_y \mu \phi) = 1.84 / (4.2 \times 1 \times 0.85) = 0.52 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = T / (f_y \phi) = 2 / (4.2 \times 0.85) = 0.56 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} = 0.52 + 0.56 = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.1 f'_c A_c / f_y = 0.1 \times 0.1 \times 15 \times 24 / 4.2 = 0.86 \text{ cm}^2 \text{ (se usó } 2 \phi 1/4'' \rightarrow A_s = 0.64 \text{ cm}^2)$$

4.2.3 Diseño de la Viga Solera

De acuerdo a la Ref.5, la viga solera se diseña para soportar una tracción (T_s) que responde a la siguiente expresión:

$$T_s = \frac{VR * Lm}{2L} \quad ; \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f_c A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 2 \phi 6mm)$$

Donde:

- VR = Carga de agrietamiento diagonal = 3.685 ton.
- L = Longitud total del muro incluyendo las columnas = 2.62 m.
- Lm = Longitud del paño mayor. Para muros de un paño $Lm = L$
- ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia del concreto armado = 0.9 (tracción pura)
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo = 4.2 ton/cm².

Reemplazando los respectivos valores se obtiene:

$$T_s = VR L / (2 L) = VR/2 = 3.685/2 = 1.84 \text{ ton}$$

$$A_s = T_s / (\phi f_y) = 1.84/(0.9 \times 4.2) = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.1 f_c A_{cs} / f_y = 0.1 \times 0.1 \times 24 \times 15 / 4.2 = 0.86 \text{ cm}^2 \text{ (se usó } 2 \phi 1/4" \rightarrow A_s = 0.64 \text{ cm}^2)$$

4.2.4 Refuerzo Horizontal

En la Ref.5 se obliga a utilizar como mínimo 1 $\phi 1/4"$ @ 5 hiladas o el área de acero proveniente de la siguiente expresión:

$$A_{sh} = \frac{VR \cdot s}{f_y \cdot L}$$

Empleando varillas de $1/4"$ ($A_s = 0.32 \text{ cm}^2$), se obtiene el siguiente espaciamiento (s):

$$s = A_s f_y L / VR = 0.32 \times 4.2 \times 262 / 3.685 = 95 \text{ cm}$$

Por lo que se empleó en el muro M2: 1 $\phi 1/4"$ @ 55cm, mientras que con fines comparativos, M1 careció de refuerzo horizontal.

4.2.5 Comentarios

El refuerzo empleado aparece en las figuras 4.1 para M1 y 4.2 para M2. Como se aprecia, el refuerzo longitudinal en las columnas y en la solera es menor al exigido por la Ref.5. Esto se hizo a propósito, con la finalidad de observar experimentalmente si existía la posibilidad de reducir más el refuerzo.

4.3. PROCEDIMIENTO SEGUIDO EN LA CONSTRUCCIÓN

En el siguiente capítulo se describirá el procedimiento seguido en la construcción de los muros M1 y M2.

4.3.1 Vigas de Cimentación

Para la construcción de la viga de cimentación se debió cumplir características específicas debido a que sirve de base de los muros durante el transporte del área de construcción hacia la nave de ensayos, donde se le fija a la losa de ensayos mediante gatas hidráulicas.

- Concreto: $f'c = 210 \text{ kg /cm}^2$.
- Acero de Refuerzo: 6 varillas de $\frac{1}{2}$ " y estribos de $\frac{3}{8}$ ".
- Recubrimiento: 3cm.
- Tubos PVC de 2", horizontales para el traslado y verticales para el anclaje.

A continuación se detallan las actividades realizadas durante la construcción:

- Se habilitó el acero de refuerzo de la viga de cimentación y de las columnas.
- Se habilitó el encofrado de la base de la cimentación, con paneles de madera y tablas en los costados.
- Se procedió a colocar el acero de refuerzo de la viga según plano (Fig. 4.1); también se instaló el acero vertical de las columnas.
- Se dejaron embutidos antes del vaciado tubos PVC de 2" horizontales y verticales.
- La preparación del concreto se realizó en el laboratorio. Se fabricaron testigos estándar que posteriormente fueron ensayados a compresión (acápite 3.3).
- Finalizado el vaciado y antes que termine el fraguado se realizó el rallado de las áreas de contacto Cimentación-Columna y Cimentación-Muro, esto se hizo para mejorar la adherencia entre los elementos indicados.
- Un día después del vaciado se desencofró la viga de cimentación y se procedió al curado de la misma, también se desencofró las probetas de concreto introduciéndolas en la poza de agua para su respectivo curado.

En la Fig.4.4 se muestra secuencias de la construcción de la viga de cimentación:



Fig. 4.4. Secuencia de la construcción de la viga de cimentación.

4.3.2 Muro de Adobe M1 y M2

El asentado de los adobes correspondientes a los muros M1 y M2 se realizó bajo el mismo procedimiento constructivo, con la única variación en M2 que llevó 3 refuerzos horizontales. A continuación se detallan las actividades realizadas:

- Para la eliminación de partículas sueltas y residuos de arena provenientes de la fabricación del adobe, se realizó la limpieza de las caras de asiento con una escobilla de lavar ropa (Fig.4.5), para así evitar problemas de adherencia entre el adobe y el mortero. Luego los adobes se trasladaron en carretilla al área de construcción.
- Previamente al asentado, las unidades fueron mojadas con la finalidad de reducir la absorción del agua del mortero.
- Se preparó mortero de barro en proporción: tierra, arena gruesa, paja 3:1:1
- Primero se asentaron los adobes maestros en los extremos de los muros (Fig.4.6), usando un escantillón para controlar el grosor de las juntas horizontales y una plomada para controlar su verticalidad, así como un nivel de mano. Luego se corrió un cordel que sirvió para alinear horizontalmente el

asentado del resto de unidades internas. El tipo de aparejo utilizado fue un amarre de sogá.

- La conexión columna-albañilería utilizada en ambos muros fue a ras.
- Las juntas verticales y horizontales oscilaron entre 2.5cm a 3.0cm de espesor.
- En el muro M2, sobre las hiladas 5, 11 y 16, se colocó acero de refuerzo horizontal (1 \emptyset ¼") sobre una junta horizontal hecha con mortero de cemento 1:8 (cemento: arena gruesa), según se muestra en las figuras 4.7 y 4.8.
- Para evitar que el peso del muro aplaste a las juntas horizontales de los niveles inferiores, desaplomando al muro, ambos muros se construyeron en 2 jornadas de trabajo, levantándose la mitad de la altura en cada jornada.
- Luego de finalizado el asentado (Fig.4.9) se dejó secar el muro por un día, para luego iniciar el encofrado de las columnas de confinamiento.

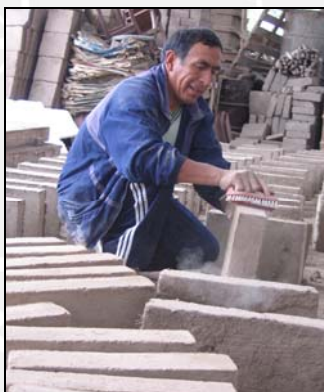


Fig. 4.5. Limpieza de las unidades de adobe.



Fig. 4.6. Secuencia de construcción de los Muros M1 y M2



Fig. 4.7. Refuerzo horizontal en el muro M2 y mortero de cemento.



Fig. 4.8. Anclaje del refuerzo horizontal del muro M2 amarrado al estribo de la columna.



Fig. 4.9. Finalización del asentado de adobes en muros M1 y M2

4.3.3 Columnas de confinamiento

Las columnas de confinamiento tuvieron las siguientes especificaciones:

- Concreto: $f'c = 100 \text{ kg /cm}^2$.
- Sección: 15cm x 25cm.
- Acero de Refuerzo: 2 varillas de $\frac{1}{4}$ " y estribos en gancho de alambre N°8".
- Recubrimiento: 2.5cm.

A continuación se detallan las actividades realizadas durante la construcción:

- Luego de verificar que se tenía el muro de adobe seco (juntas verticales y horizontales), se inició el amarre del refuerzo horizontal del muro M2 con el estribo de la columna (Fig.4.8).
- A continuación se procedió con el armado del encofrado de las columnas con tabloncillos de 1", controlando su verticalidad y hermeticidad.
- Una vez finalizado el encofrado se inició la preparación del concreto en una mezcladora mecánica (Fig.4.10).
- Durante el vaciado se fabricaron probetas estándar del concreto empleado en cada columna, que posteriormente fueron ensayadas a compresión (acápites 3.3).
- Durante el vaciado se realizó la compactación del concreto con una vibradora de aguja de 1"
- Al día siguiente del vaciado se desencofraron las columnas, y se inició el proceso de curado con yute, cuidando que no se humedezcan los adobes. También se desencofraron las probetas para someterlas al proceso de curado. No se detectaron cangrejeras en las columnas.

La secuencia de construcción de las columnas de confinamiento se muestra en la Fig.4.10, debiéndose resaltar la importancia de vaciar el concreto después de haberse construido la albañilería, para lograr adherencia en la conexión muro-columna, conexión que se hizo a ras para evitar la posible rotura de dientes de adobe durante el vaciado y la compactación del concreto de la columna.



Fig. 4.10. Secuencia de construcción de las columnas de confinamiento.

4.3.4 Vigas Soleras

Las vigas soleras tuvieron las siguientes especificaciones:

- Concreto: $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$.
- Sección: 25cm x 15cm.
- Acero de Refuerzo: 2 varillas de $\frac{1}{4}$ " y estribos en gancho de alambre N°8".
- Recubrimiento: 2.5cm.

A continuación se detallan las actividades realizadas durante la construcción:

- Luego de finalizado el desencofrado de las columnas y curado de las mismas, se inicio el encofrado de la viga solera con tablonés de 1" y barrotés de 3"x3"
- Se procedió a colocar el acero de refuerzo.
- Una vez finalizado el encofrado se preparó el concreto en una mezcladora mecánica.
- Durante el vaciado se realizó la compactación del concreto vaciado con una vibradora de aguja de 1". Luego se procedió a fabricar probetas estándar que posteriormente fueron ensayadas a compresión (acápites 3.3).

- Al día siguiente del vaciado se desencofraron las vigas y se inició el proceso de curado con yute, cuidando que no se humedezcan los adobes. También se desencofraron las probetas para someterlas al proceso de curado. No se detectaron cangrejeras en las vigas.

La secuencia del proceso constructivo se muestra en la Fig.4.11.



Fig. 4.11. Secuencia del proceso constructivo empleado en las soleras

4.4. FISURAS PREVIAS AL ENSAYO

El 15 de agosto del 2007, se produjo el terremoto de Pisco, cuando los muros tenían una edad de una semana. Como los muros M1 y M2 carecían de arriostres, es posible que su balanceo haya ocasionado las fisuras que a continuación se indican, y que fueron denominados como “fisuras en la fase 0 del ensayo”.

Muro M1

- Fisura en el área superior izquierda del muro (Fig.4.12).



Fig. 4.12. Fisura previas al ensayo en el muro M1.

Muro M2 (Fig.4.13)

- Fisura en el área superior izquierda del muro.
- Fisura en el área central del muro.
- Fisura en el área central inferior del muro.
- Desprendimiento de concreto en la viga de cimentación asociada al balanceo del muro ante cargas sísmicas (sismo de Pisco) perpendiculares al plano del muro.



Fig. 4.3.2 Fisuras previas al ensayo del muro M2.

CAPITULO 5: ENSAYO DE CARGA LATERAL CÍCLICA

5.1. GENERALIDADES

Los muros de albañilería confinada M1 y M2, construidos a escala natural, fueron ensayados a carga lateral cíclica (Fig.5.1), para analizar su comportamiento ante cargas sísmicas coplanares, tanto en el rango elástico como en el inelástico. La carga lateral se aplicó sobre la viga solera con un actuador dinámico, controlando el desplazamiento horizontal de esta viga en varias fases.

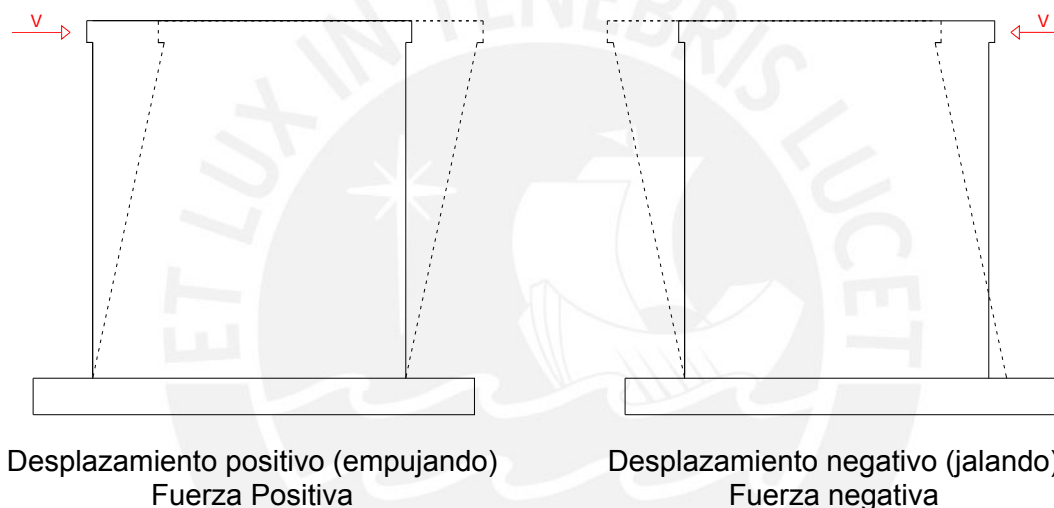


Fig. 5.1. Etapas del ensayo cíclico de los muros.

La adquisición de datos durante el ensayo, fueron tomadas de dos fuentes: una de la celda de carga del actuador (V) y otra por los LVDT que registraron desplazamientos absolutos y relativos, los cuales fueron grabados en una computadora y posteriormente procesados.

5.2. DISPOSITIVOS MECÁNICOS

Después de finalizada la construcción de los muros y a una edad de 28 días, se realizó el pintado con imprimante blanco a fin de lograr que durante el ensayo se aprecie mejor la formación de fisuras en el muro.

El muro fue trasladado desde el área de construcción hacia la nave de ensayos, mediante un puente grúa (Fig.5.2), usando la viga de cimentación como plataforma donde durante la construcción se dejaron pases de izamiento. Luego de ubicado el muro en su posición final, se procedió a fijar la cimentación en la losa de ensayo, mediante pernos de fijación, 2 gatas verticales y 1 horizontal (Fig.5.3) que accionaban contra la cimentación con cargas de 20 ton, para evitar el volcamiento y deslizamiento del conjunto. Previamente, se procedió a nivelar la base de la cimentación mediante un capping de yeso.



Fig. 5.2. Traslado del muro.



Fig. 5.3. Dispositivos mecánicos del ensayo.

5.3. DISPOSITIVOS DE MEDICIÓN E INSTRUMENTACIÓN

Para la medición de la carga lateral (V) se empleó la celda de carga del actuador dinámico. Para medir los desplazamientos se usaron traductores electrónicos de desplazamiento (LVDT, Fig.5.4), que permitieron registrar desplazamientos absolutos y relativos entre dos puntos del espécimen, los LVDT empleados tuvieron carreras de 20 mm, 50 mm y 100mm. La disposición de los 7 LVDT empleados aparece en la Fig.5.5.



Fig. 5.4. Instalación de transductores eléctricos de desplazamientos (LVDT).

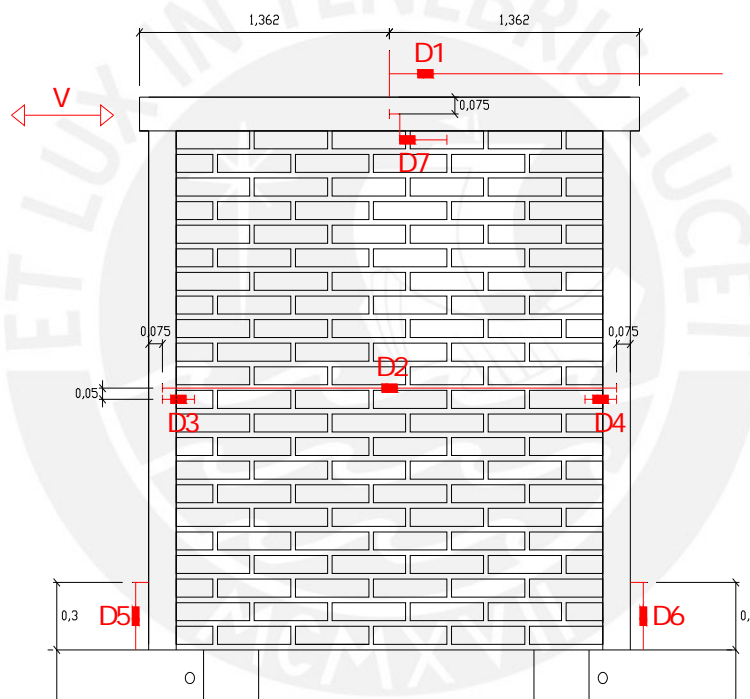


Fig. 5.5. Disposición de los LVDT utilizados.

- D1: mide los desplazamientos laterales absolutos (usado como control).
- D2: mide los desplazamientos horizontales relativos entre la columna, para hallar el grosor de grietas acumuladas entre las dos columnas de confinamiento.
- D3 y D4: miden la separación entre el muro de adobe y las columnas.
- D5 y D6: miden desplazamiento vertical de los talones de la columna respecto a la cimentación, para detectar el instante de fisuración por flexión y el trabajo del refuerzo vertical.
- D7: mide el desplazamiento relativo entre el muro y la solera (deslizamiento).

5.4. FASES DEL ENSAYO

Para el ensayo de los muros se estableció utilizar once fases de desplazamiento lateral D1 controlado, para cada fase se definió un desplazamiento máximo. Durante el ensayo se determinó el número de ciclos de carga y descarga a aplicar en cada fase, hasta lograr la estabilización de los lazos histeréticos. En la Tabla 5.1 se muestran las fases, el desplazamiento lateral máximo, el número de ciclos aplicados y los colores con que se marcaron las fisuras que se presentaron.

Tabla 5.1. Fases y ciclos del ensayo.

FASE	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (mm)	Muros M1 y M2	
		NUMERO DE CICLOS	COLOR DE FISURA
0		0	
1	0.25	1	
2	0.50	1	
3	1.00	2	
4	2.50	2	
5	5.00	2	
6	7.50	3	
7	10.0	2	
8	12.5	2	
9	15.0	2	
10	17.5	2	
11	20.0	3	

5.5. DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS

A continuación se presenta el comportamiento cualitativo que tuvo cada muro durante cada fase del ensayo.

5.5.1 Ensayo del Muro M1

M1: Fases 1 (D1 = 0.25mm) y 2 (D1 = 0.5mm)

- No se presentaron fisuras, el muro presentó un comportamiento elástico.

M1: Fase 3 (D1 = 1mm)

- Apareció la primera fisura en el muro, ubicada en el área superior derecha, bajando escalonadamente por la junta vertical entre el tercer y segundo adobe de la hilada 22, fisurando también la conexión muro columna derecha desde la hilada 21 hasta la hilada 17 (Fig. 5.6a).

- Se acentuó la fisura previa al ensayo, fisurando adicionalmente la junta del sexto adobe hacia la conexión muro-columna izquierda desde la hilada 21 hasta la hilada 9 (Foto 5.6b.).



Foto 5.6a. Primera fisura, área superior derecha del muro.



Foto 5.6b. Fisuración de la conexión muro-columna izquierda.

M1: Fase 4 ($D1 = 2.5mm$)

- Fisuración en la unión muro-solera, que une la fisura de la fase 3 del área derecha con la fisura de la fase 3 del área izquierda del muro.
- Fisuración de la conexión muro-columna izquierda desde la hilada 8 a la hilada 6, y fisuración de la conexión muro-columna derecha desde la hilada 6 hasta la cimentación. Se hace evidente que las fisuras tienden a enmarcar el muro en un 90% (Fig.5.7).

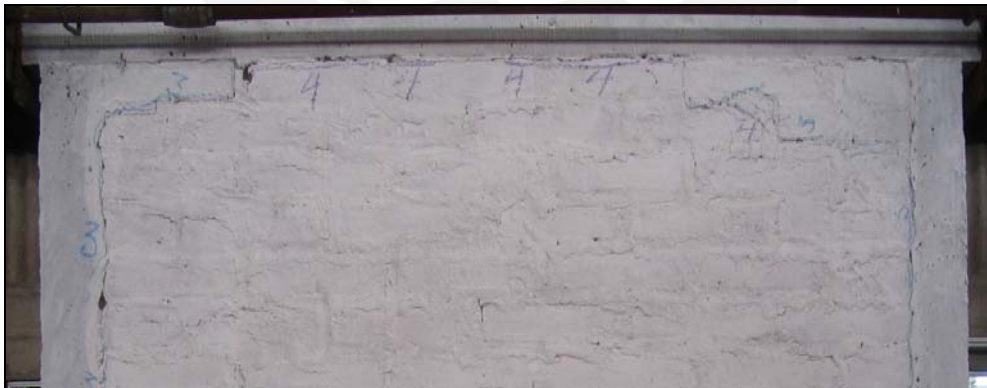


Foto 5.7. Fisuración de la unión columna-muro-solera.

M1: Fase 5 (D1 = 5mm)

- Fisura en la conexión muro-columna izquierda continuando la fisura de la fase 4 hasta la cimentación (Fig.5.7), enmarcando al 100% del muro.
- Inicio de la fisura diagonal que va escalonadamente de izquierda a derecha desde la hilada 13 hasta la hilada 6 (Fig. 5.8).
- Aparición de la primera fisura que envuelve toda la columna derecha a la altura de la hilada 13 (Fig.5.11).



Fig.5.7. Fisura en conexión muro-columna izquierda que enmarca al 100% el muro.



Fig. 5.8. Inicio de la fisura diagonal escalonada.



Fig 5.9. Fisuración por las juntas horizontales.



Fig. 5.10. Fisuración unión muro-viga solera y conexión columna derecha.



Fig.5.11. Fisuración de la columna derecha en hilada 13.

M1: Fase 6 ($D1 = 7.5mm$)

- Se inicia la formación de la fisura diagonal de derecha hacia izquierda, desde la hilada 19 hasta la 14 bajando escalonadamente (Fig.5.12).
- Se forman las primeras fisuras que cortan los adobes en el área inferior derecha del muro.
- Fisuración que envuelve en su totalidad la columna izquierda a la altura de la hilada 8.
- Se inicia la formación de una fisura diagonal de derecha hacia izquierda, que va escalonadamente desde la hilada 14 hasta la hilada 2.



Fig.5.12. Formación de nuevas fisuras diagonales, grosor máximo 3mm.

M1: Fase 7 ($D1 = 10mm$)

- Aparición de fisuras en el área superior izquierda y derecha.
- Formación de las primeras fisuras verticales en el área central del muro (Fig.5.13) llegando a cortar los adobes en las hiladas 17, 16 y 15.
- Se definió por completo la falla diagonal de izquierda-derecha y la falla diagonal de derecha-izquierda.

Fig.5.13. Se definió por completo las fallas diagonales.



M1: Fase 8 ($D1 = 12.5mm$)

- Esta fase corresponde al límite de reparabilidad del muro, especificada por la Ref.5. Comienzan a triturarse las juntas horizontales y verticales, con mayor incidencia donde se concentra las fisuras diagonales (Fig.5.14).
- Se presentan fisuras concentradas en el área inferior izquierda del muro logrando así acentuar la falla diagonal de derecha a izquierda del muro.

Fig.5.14. Fisuras concentradas en la parte inferior de muro.



M1: Fase 9 ($D1 = 15mm$)

- El grosor máximo de la grieta diagonal es 11mm, mientras que en la columna izquierda, a la altura de la hilada 8, el grosor de la grieta es 3mm (Fig.5.15).



Fig.5.15. Grietas en la Fase 9.



M1: Fase 10 ($D1 = 17.5mm$)

- El grosor máximo de la grieta diagonal es 14mm, mientras que en la columna derecha, a la altura de la hilada 13, el grosor de la grieta es 3mm (Fig.5.16).

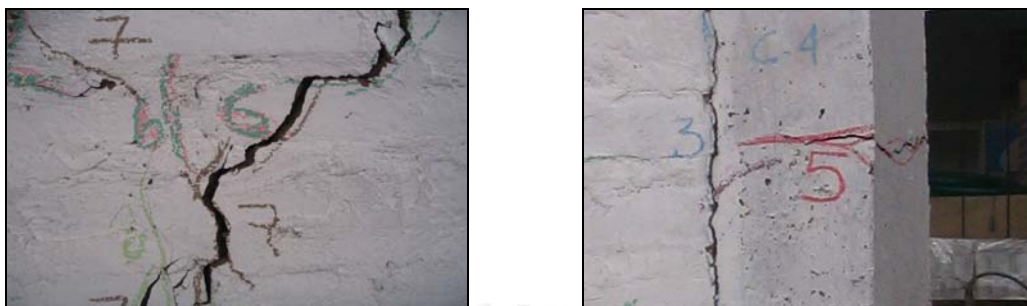


Fig.5.16. Grosos de grietas en el muro y en la columna derecha.

M1: Fase 11 ($D1 = 20mm$) - Tres Ciclos

- La trituración de los adobes se hace cada vez más intensa (Fig.5.17).



Foto 5.17. Grietas al aplicar desplazamientos positivos (izquierda) y negativos (derecha).

5.5.2 Ensayo del Muro M2 (con refuerzo horizontal)

M2: Fase 1 ($D1 = 0.25mm$)

- No se presentaron fisuras, el muro presentó un comportamiento elástico.

M2: Fase 2 ($D1 = 0.50\text{mm}$)

- Aparición de la primera fisura en el muro, ubicada en la junta horizontal por debajo del último adobe, bajando por la conexión muro-columna derecha en 4 hiladas (Fig.5.18).
- Fisura en la conexión muro-columna izquierda, desde la viga solera bajando 4 hiladas (Foto 5.19).



Fig. 5.18. Primera fisura área superior derecha del muro.

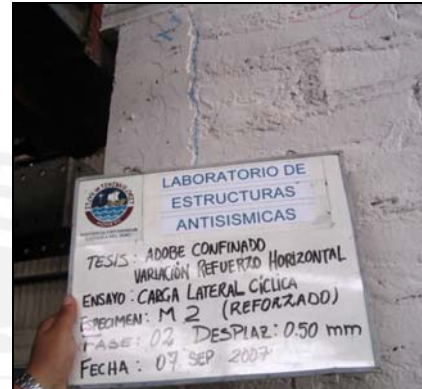


Fig.5.19. Fisura en conexión muro-columna izquierda.

M2: Fase 3 ($D1 = 1\text{mm}$)

- Leve fisuración en la conexión muro-solera, desde la hilada 21 hasta la 19. Continúa la fisura en la conexión muro-columna derecha de la fase 2 hasta la hilada 17, no pasa el primer refuerzo horizontal del muro (Foto 5.20).
- Continúa la fisura en la conexión muro-columna izquierda de la fase 2 hasta la hilada 16, la fisura pasa el refuerzo horizontal del muro (Fig.5.21).



Foto 5.20. Fisura en conexión muro-columna derecha y fisura en conexión muro-viga solera.



Fig.5.21. Primera fisura que pasa el refuerzo horizontal.

M2: Fase 4 (D1 = 2.5mm)

- Fisuración de la junta horizontal (Fig.5.22) por debajo de la hilada 20 y 19, baja escalonadamente por el área izquierda del muro desde la hilada 21 hasta la hilada 19 partiendo un adobe.
- La fisura en la conexión muro-columna derecha se extiende desde la hilada 17 hasta la 10.
- Inicio de la fisuración de la columna derecha a la altura de la hilada 16 (Fig.5.24), envolviendo toda la columna.
- Fisuración en la conexión muro-columna izquierda en la hilada 14 y 15, llegando a fisurar levemente a la columna izquierda a la altura de la hilada 16 (Fig.5.25).

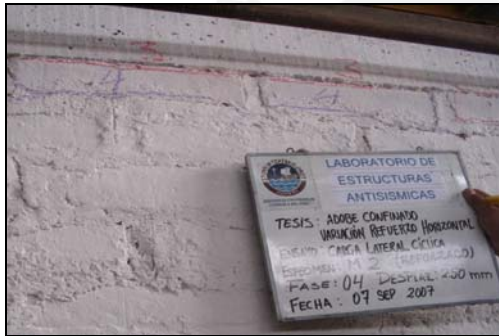


Fig.5.22. Fisuración de la junta horizontal.



Fig.5.23. Fisuración escalonada del área superior izquierda del muro.



Fig.5.24. Fisuración de columna derecha.



Fig.5.25. Fisuración de la columna izquierda.

M2: Fase 5 (D1 = 5.0mm)

- Se prolonga y acentúa la fisura en la columna izquierda, rodeando toda la columna (Fig.5.26).
- Fisura escalonada de izquierda a derecha, desde la hilada 16 hasta la 14 (Fig.5.27).
- Fisuración vertical en la zona central que va desde la hilada 10 hasta la 6, cortando adobes y acentuando la fisura previa al ensayo.
- Fisuración escalonada de derecha a izquierda que va desde la hilada 18 hasta la 13, convirtiéndose en vertical entre las hilada 14 y 13.
- La fisura en la conexión muro-columna izquierda se extiende entre las hiladas 13 y 12, luego sin atravesar al refuerzo horizontal, continúa hasta la hilada 11, donde se desarrolla en forma escalonada, para después volver a surgir desde la hilada 7 hasta la 2.
- Leve fisura en la conexión solera-columna izquierda (Fig.5.28). El grosor máximo de la fisura diagonal fue 4mm (Fig.5.29).

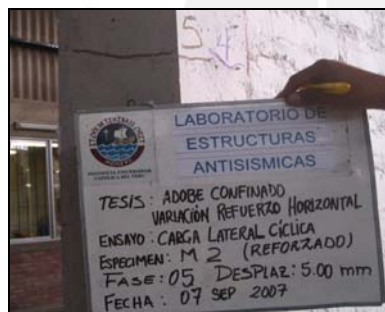


Fig.5.26. Fisuración de columna izquierda.



Fig.5.27. Fisura escalonada de izquierda-derecha.



Foto 5.28 Fisura en la conexión solera-columna izquierda.



Fig.5.29. grosor = 4mm.

M2: Fase 6 ($D1 = 7.5\text{mm}$)

- Leve fisura en la conexión solera-columna derecha, que se une con la fisura de la fase 5 en la conexión muro-solera.
- Aumento del grosor de la falla diagonal (Fig.5.30).
- Fisura escalonada de izquierda a derecha, que se inicia en la hilada 7 hasta el la hilada 3 (Fig.5.31).

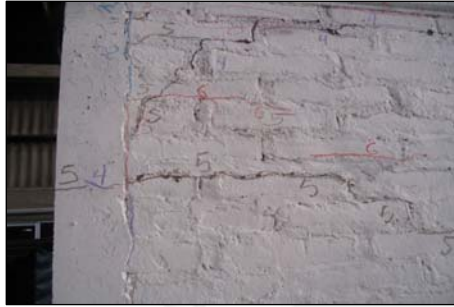


Fig.5.30. Acentuación de la fisura diagonal formada en la fase 5.



Fig.5.31. Fisura escalonada en el área inferior derecha del muro.

M2: Fase 7 ($D1 = 10\text{mm}$)

- El grosor máximo de la grieta localizada en la parte superior de la conexión muro-columna derecha es 7mm, igual que en la grieta diagonal superior.
- Aparición de fisura en la junta horizontal por debajo de la hilada 21 (Fig.5.32).
- Se observa que el refuerzo horizontal reducen el grosor de las grietas en la conexión muro-columna (Fig.5.33).



Fig.5.32. Fisura en la junta horizontal de la hilada 21.



Fig.5.33. Grieta en la conexión muro-columna, se cierra al llegar al refuerzo horizontal.

M2: Fase 8 ($D1 = 12.5\text{mm}$)

- Esta fase corresponde al límite de reparación especificada por la Ref.5. Se acentúa la falla diagonal (Fig.5.34).



Fig.5.34. Grietas diagonales.

M2: Fase 9 ($D1 = 15\text{mm}$)

- Se presenta fisuras en los nudos solera-columna. No existió desplazamiento relativo entre la solera con la columna, tampoco entre la solera con el muro.
- Se prolongaron las fisuras diagonales.

M2: Fase 10 ($D1 = 17.5\text{mm}$)

- El grosor máximo de la fisura en la columna izquierda fue 3mm (Fig.5.35).
- Concentración de fisuras entre las hiladas 14 y 13 llegando a fisurar la columna derecha, a esa altura (Fig.5.36).
- Es notorio el control del grosor de las grietas diagonales por la acción del refuerzo horizontal.



Fig.5.35. Fisuras en columna izquierda $e=3\text{mm}$.



Fig.5.36. Fisura en la columna derecha, hilada 13.

M2: Fase 11 ($D1 = 20\text{mm}$)

- Se formaron fisuras adicionales en ambas columnas. A la altura de la hilada 13 en la columna izquierda y a la altura de la hilada 19 en la columna derecha (Fig.5.37).
- No se presentan grietas significativas en esta fase, se definen claramente la grieta diagonal en ambos sentidos.

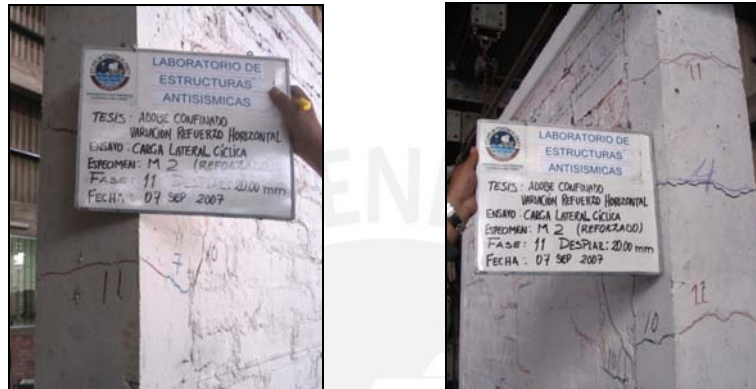


Fig.5.37. Fisuración de la columna izquierda y derecha.

5.5.3 Comparación del estado de los muros al finalizar los ensayos

En la Fig.5.38 se muestra el estado de los muros M1 y M2 al aplicar $D1 = +20\text{mm}$. Allí se observa el mejor comportamiento de M2 (con refuerzo horizontal) al presentar menos deterioro y fisuras más finas que M1 (sin refuerzo horizontal). En las figuras 5.39 y 5.40 se muestra las grietas registradas en cada fase del ensayo, en los muros M1 y M2, respectivamente.



Fig.5.38. Estado de los muros M1 (arriba) y M2 (abajo) al aplicar $D1 = +20\text{mm}$ en la fase 11 del ensayo.

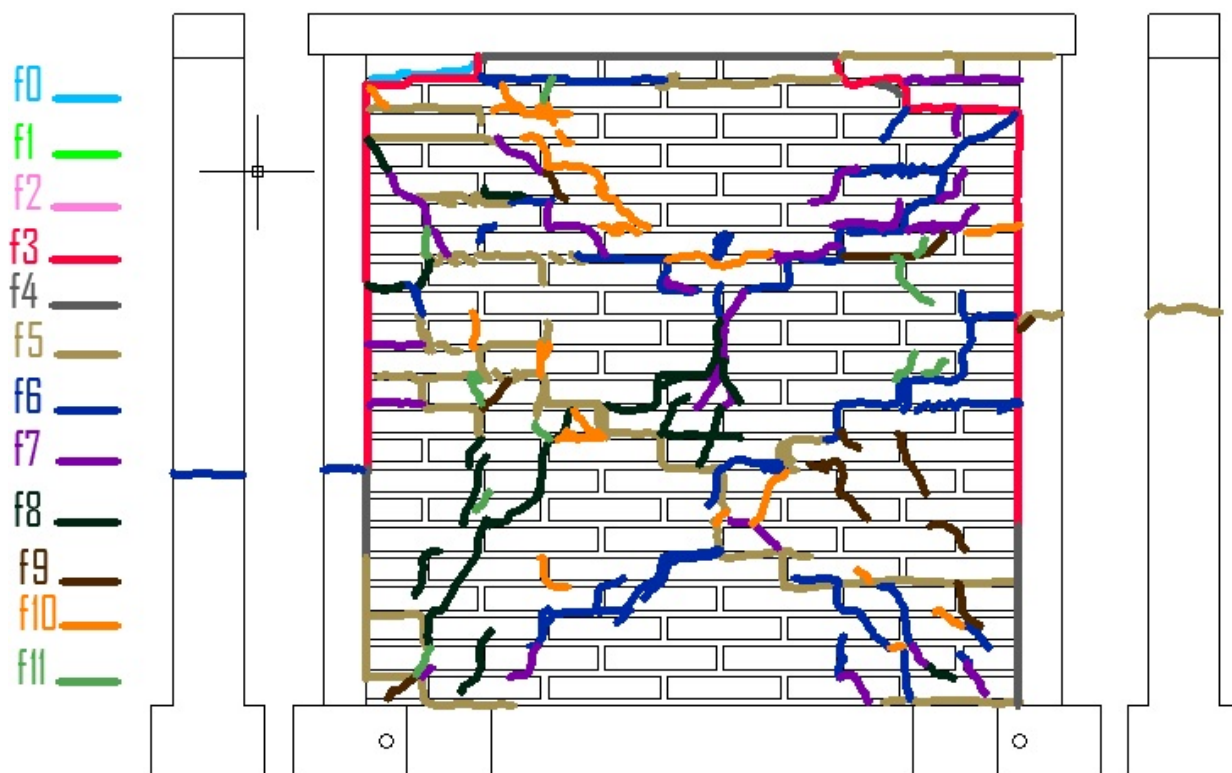


Fig. 5.39. Diagrama de fisuras por fase en el muro M1.

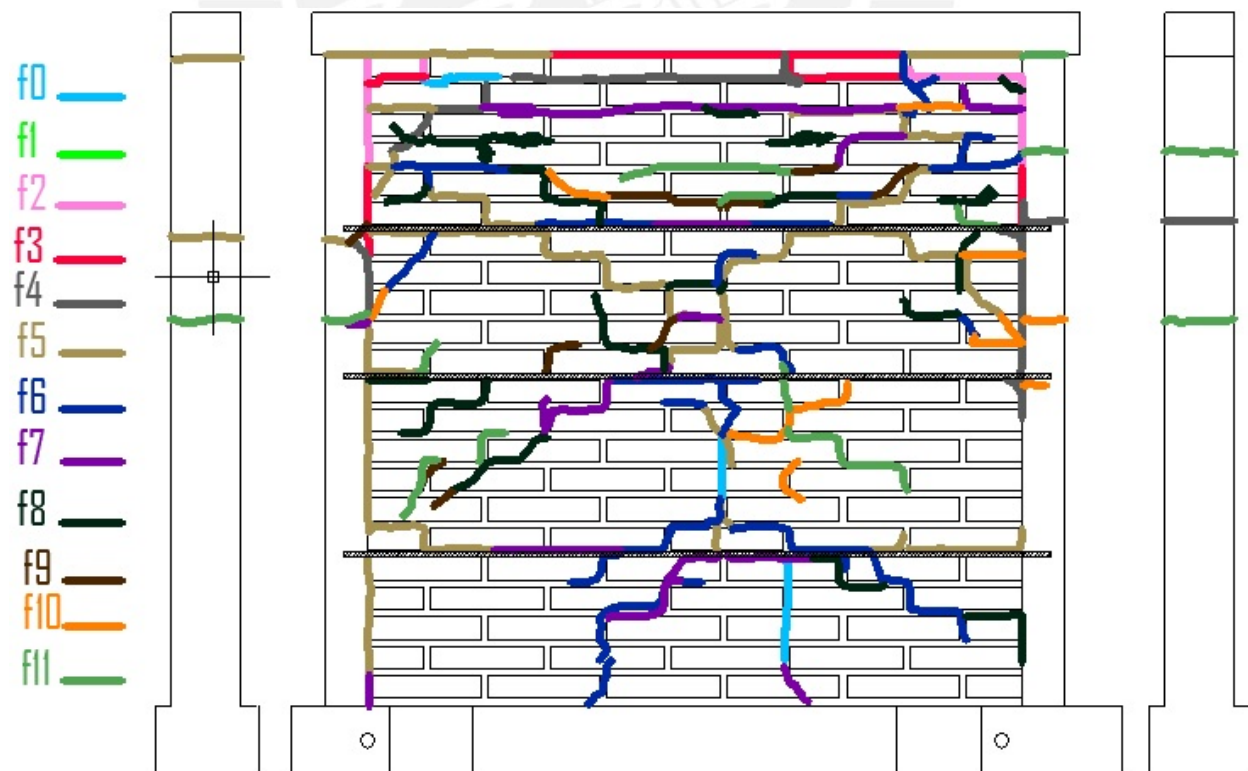


Fig. 5.40. Diagrama de fisuras por fase en el muro M2.

5.6. DIAGRAMAS CORTANTE - DESPLAZAMIENTO LATERAL (V-D1)

Los lazos histeréticos V-D1 de los muros M1 y M2, aparecen en las figuras 5.41 y 5.42, respectivamente. Estos gráficos fueron hechos a la misma escala con fines comparativos. Allí se aprecia el mejor comportamiento del muro M2 (con refuerzo horizontal), al alcanzar mayor resistencia a fuerza cortante.

Fig. 5.41. Lazos Histeréticos del muro M1

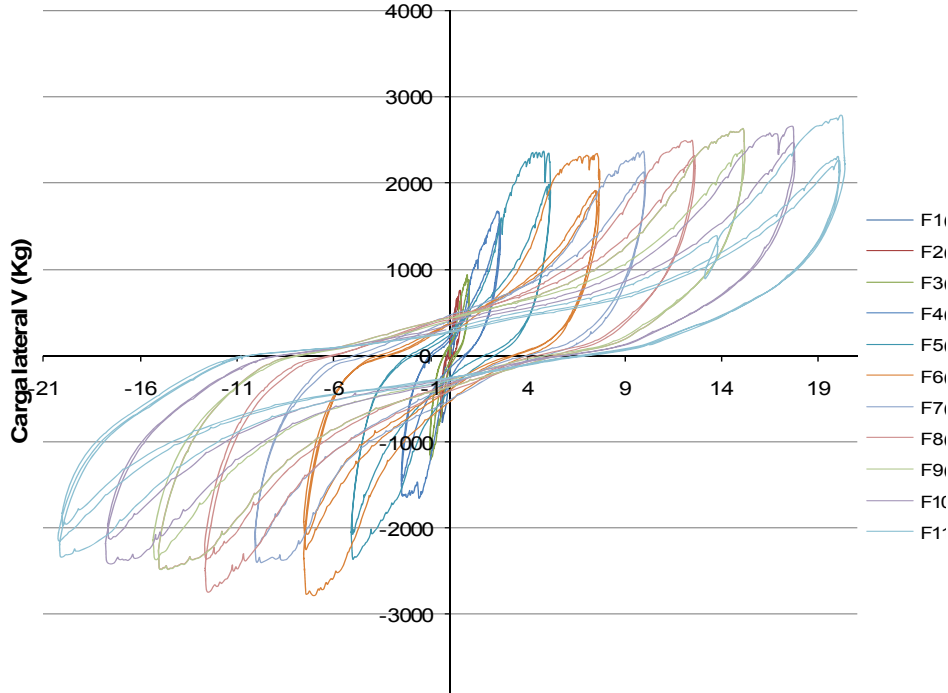
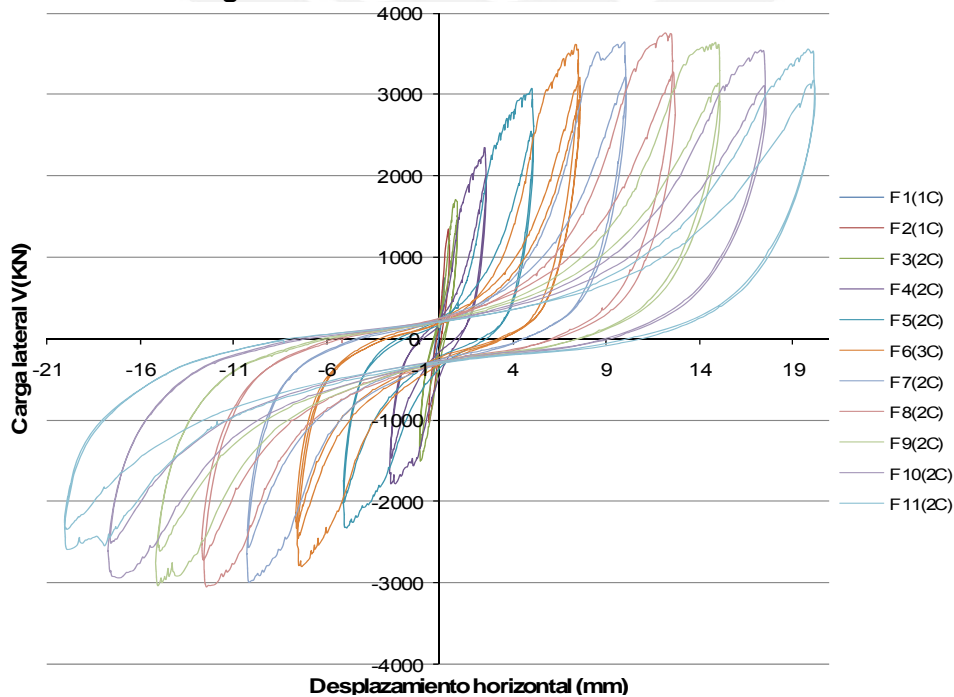


Fig. 5.42 Lazos Histeréticos del muro M2



CAPITULO 6: INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

6.1. ANÁLISIS ELÁSTICO

En este acápite se realizó un análisis en el rango elástico de los dos muros M1 y M2, para calcular teóricamente la rigidez lateral inicial (K_0) y compararla con los resultados experimentales. Asimismo, en este acápite se justifica por qué no se desarrollaron fisuras de tracción por flexión en ambos muros.

6.1.1 Rigidez Lateral Inicial (K_0)

Para calcular la rigidez lateral teórica se empleó el criterio de la sección transformada no agrietada, asumiéndose que el muro actuaba en voladizo. Para la obtención de la rigidez lateral inicial experimental de los muros M1 y M2, se utilizaron los valores de carga y desplazamiento correspondiente a la fase 1 del ensayo, asociados a un desplazamiento horizontal de 0.25mm, debido a que ambos muros no presentaron fisuras visibles en esta fase, con excepción de las fisuras previas al ensayo (fase 0) indicadas en el acápite 4.4.

En las figuras 6.1 (muro M1) y 6.2 (muro M2), se muestra el lazo histerético V-D1 correspondiente a la primera fase del ensayo. La rigidez lateral experimental se determinó dividiendo la carga máxima (V) de la fase 1 entre el desplazamiento horizontal absoluto (D1) asociado a dicha carga ($K_0 = V / D1$). Los resultados aparecen en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Cálculo de K_0 Experimental de M1 y M2

Muro	Figura	D1 (cm)	V (Kg)	K_0 Experimental (Kg/cm)
M1	6.1	2.541E-02	552.8	21,754
M2	6.2	2.806E-02	751.8	26,796

En la Tabla 6.1 puede observarse que M2 (con refuerzo horizontal) es 23% más rígido que M1 (sin refuerzo horizontal). Posiblemente esto se deba a la existencia de mortero de cemento en las juntas horizontales donde había refuerzo horizontal en M2, mientras que en M1 todas las juntas fueron hechas con mortero de barro.

Fig.6.1 Cálculo de Rigidez Lateral Inicial (Ko) del Muro M1

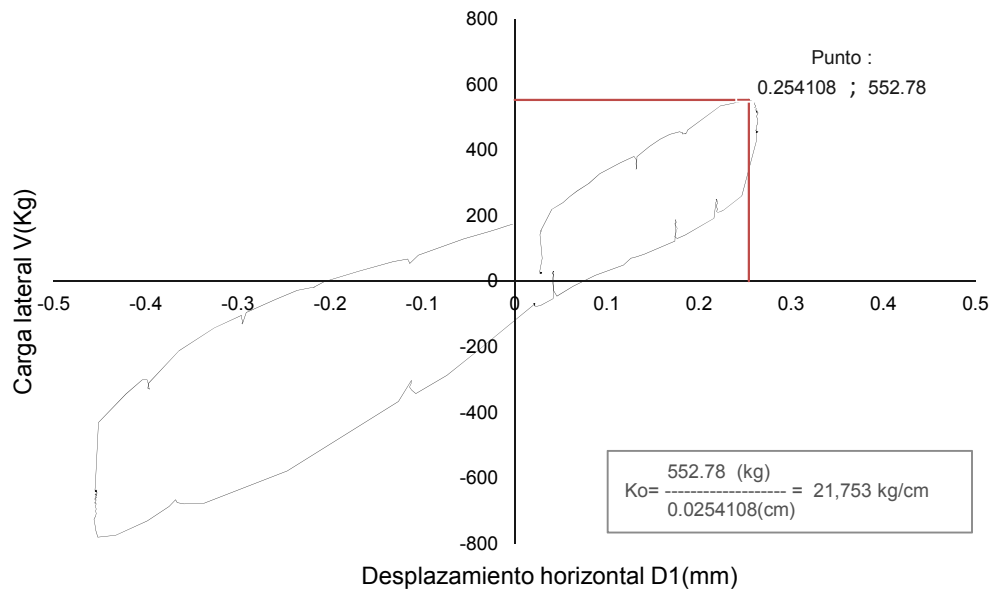
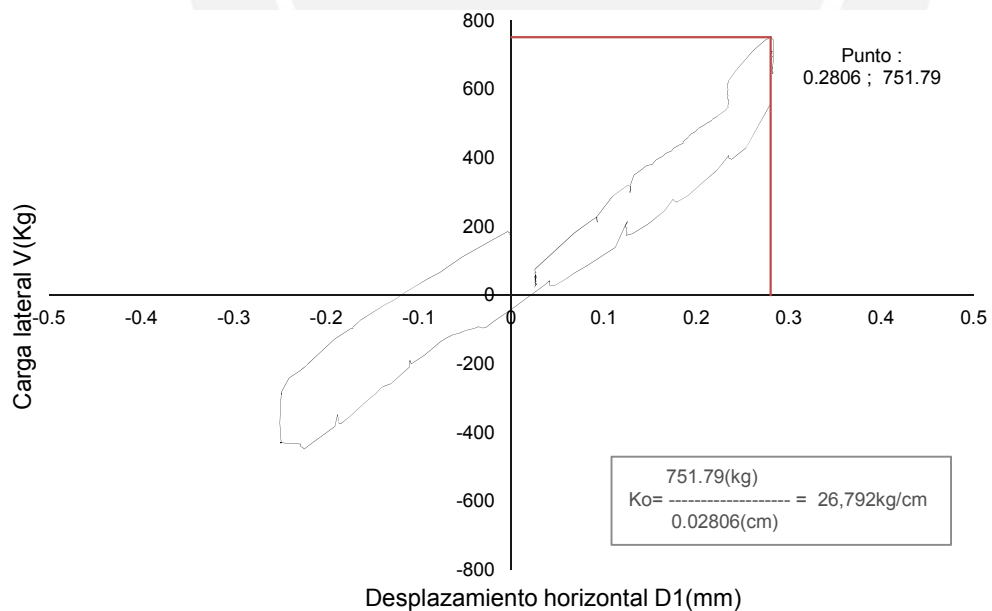


Fig.6.2 Cálculo de Rigidez Lateral Inicial (Ko) del Muro M2



La rigidez lateral inicial teórica (K_0) fue calculada utilizando el criterio de la sección transformada, convirtiendo el área de concreto de las columnas en secciones equivalentes de adobe. Para ello se multiplicó el espesor real de la columna (25cm) por la relación de módulos elasticidad E_c/E_a , manteniendo constante su peralte (15cm). Los módulos de elasticidad del concreto (E_c), del adobe (E_a) y el módulo de corte del adobe (G_a), se encuentran especificados en la Ref.5, y son:

$$E_a = 6,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_a = 0.4 E_a = 2,600 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'c} \text{ (en kg y cm)}$$

El cálculo de la rigidez lateral teórica (K_0 teórica), se realizó teniendo en cuenta que los muros actúan en voladizo, y para este caso se aplica la siguiente expresión:

$$K_0 \text{ teórico} = \frac{E_a}{\frac{h^3}{3I} + \frac{E_a f h}{G_a A}}$$

Donde:

h = Altura desde el eje del actuador hasta la base del muro = 237.5cm

I = Momento de Inercia de la sección transformada

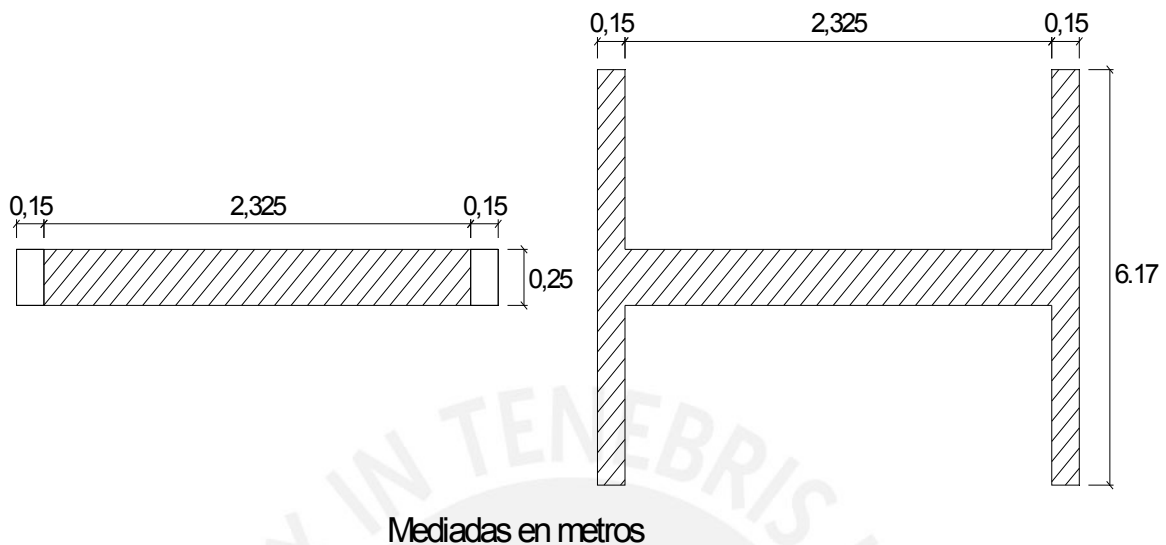
A = Área total de la sección transformada

A_c = Área de corte de la sección transformada = $t L$

f = Factor de forma = A / A_c

En la Fig.6.3 se muestra las dimensiones de la sección transversal transformada, mientras que en la Tabla 6.2 aparecen los cálculos respectivos, obteniéndose K_0 (teórico) = 59564 kg/cm. Este valor supera en más de 150% al valor experimental (Tabla 6.1), lo cual podría atribuirse a las fisuras previas al ensayo que tuvieron los 2 muros (descritas en el acápite 4.4), también a que el grosor real del muro fue menor al espesor nominal (25cm) utilizado en el cálculo teórico de K_0 .

Figura 6.3 Sección transformada del Muro

Tabla. 6.2 Cálculo Teórico de K_o

Muro	E_a (Kg/cm ²)	E_c (Kg/cm ²)	A (cm ²)	A_c (cm ²)	$f = A/A_c$	I (cm ⁴)	K_o Teórico (Kg/cm)
M1,M2	6,250	154,365	23509	6563	3.58	308822680	59,564

6.1.2 Fisura de Tracción por Flexión

Una de las fallas típicas que presentan los muros sometidos a carga lateral sísmica es la debida a tracción por flexión, que se manifiesta por la aparición de fisuras localizadas en la parte inferior del muro donde el momento flector es máximo, originando una ligera degradación tanto en la resistencia como en la rigidez (Ref. 4).

Mediante la observación visual del ensayo, se pudo apreciar que los muros M1 y M2 no presentaron fisuras de tracción por flexión, sino fisuras localizadas en la parte intermedia y superior de las columnas (Fig.5.38), derivadas de las grietas diagonales en el muro. Para comprobar este hecho en forma teórica, se empleó el criterio de la sección transformada no agrietada, evaluando el esfuerzo de tracción máximo al cual estuvo sujeto el muro ($\sigma_{\text{tracción}}$) para después compararlo con la resistencia del concreto a tracción por flexión transformada en albañilería de adobe (f_r), de acuerdo a la siguiente expresión.

$$\sigma_{\text{tracción}} = \frac{V h y}{I} - \frac{P}{A} \quad ; \quad f_r = \frac{2\sqrt{f'_c}}{n}$$

Donde:

V	=	3752 kg	Fuerza cortante máxima registrada en el ensayo, que se obtuvo en el muro M2.
h	=	237.5 cm	Altura desde el eje del actuador hasta la base del muro.
y	=	131.25 cm	Distancia desde el centro al extremo de la sección.
I	=	308822680 cm ⁴	Momento de inercia de la sección transformada en adobe.
P	=	2706 kg	Peso del muro, incluyendo la solera y columnas.
A	=	23509 cm ²	Área total de la sección transformada.
n	=	24.67	Relación de módulos de elasticidad E_c/E_a
f'_c	=	103 kg/cm ²	Resistencia a compresión del concreto de las columnas.

De esta manera, se obtuvo un esfuerzo de tracción por flexión máximo en el muro ($\sigma_{\text{tracción}}$) igual a 0.26 kg/cm². Siendo la resistencia del concreto a tracción por flexión transformada en adobe (f_r) igual a 0.82 kg/cm², tres veces mayor que el esfuerzo actuante, se demuestra por qué no se presentaron fisuras de tracción por flexión en ninguno de los 2 muros. Cabe destacar que si en el concreto no se desarrollan estas fisuras, tampoco se presentarán en la albañilería de adobe.

6.2. ANÁLISIS INELÁSTICO

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 en dicha etapa.

Este estudio incluye el cálculo experimental del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad (R), así como la predicción del cortante de agrietamiento diagonal (VR) en los muros.

6.2.1 Carga de Agrietamiento Diagonal (VR)

Con la expresión que se especifica en la Ref.5: $VR = 0.5 t L + 0.2 P$, la carga de agrietamiento diagonal teórica se calculó en el acápite 4.2, correspondiente al diseño de los muros, obteniéndose VR teórica = 3685 kg.

Por otro lado, de acuerdo a los resultados experimentales, el agrietamiento diagonal se presentó durante la fase 5 del ensayo en ambos muros, con valores de VR = 2377 kg para el muro M1 y VR = 3751 kg para M2, valores que coincidieron con las resistencia máxima que tuvo cada muro.

Como se observa en la Tabla 6.3, para el muro M2 (con refuerzo horizontal) existe concordancia entre el resultado experimental y el teórico, dado que este muro cumple con las exigencias de la Ref.2, donde se especifica el empleo de refuerzo horizontal colocado sobre una capa de mortero de cemento, mientras que M1 careció de este refuerzo y el mortero fue de barro.

Tabla. 6.3 Comparación de VR exp. y VR teórica

Muro	VR experimental (Kg)	VR teórica (Kg)	% de Variación
M1	2,377	3,685	-35%
M2	3,751	3,685	+2%

6.2.2 Resistencia a Flexión (Vf)

La resistencia a flexión (Vf) fue calculada mediante la siguiente expresión, donde se admite que el refuerzo vertical entra en fluencia con una resistencia nominal $f_y = 4200$ kg/cm².

$$P * \frac{L}{2} + A_s f_y * L' = V_f * h$$

Donde:

P = 2706 kg = peso del muro (Tabla 4.1)

L = 2.62m = longitud total del muro

L' = L - 0.15 = 2.47m = distancia entre los ejes de columnas

h = 2.375m = distancia entre el eje de la solera y la base del muro.

A_s = 2x0.32 = 0.64cm² = área de acero existente en las columnas.

De esta forma se obtuvo $V_f = 4.29$ ton, indicándose que esta resistencia podría incrementarse cuando el refuerzo ingresa en su zona de endurecimiento (la resistencia máxima del acero es 8000 kg/cm^2 , según se indica en el acápite 3.4).

Puesto que la resistencia a flexión ($V_f = 4.29$ ton) es mayor que la resistencia al agrietamiento diagonal ($V_R = 3.68$ ton, acápite 6.2.1), no se produjo la falla por flexión. Además, la falla por flexión no podía producirse puesto que en el acápite 6.1.2 se demostró que las cargas actuantes eran incapaces de generar fisuras de tracción por flexión en las columnas.

6.2.3 Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R)

Para el cálculo experimental del factor de R en los muros M1 y M2, se utilizó el criterio de igualación de energía (Ref.4), el cual consiste en igualar la energía elástica equivalente (E) con la capacidad de absorción de energía inelástica de los muros (EH). Este criterio contempla la degradación de rigidez lateral que ocurre en el transcurso de cada fase del ensayo cíclico.

La energía inelástica (EH) se calcula para una deriva no mayor que 0.005 (Ref.5) correspondiente a un nivel de desplazamiento asociado al límite de reparabilidad del muro. En este caso, corresponde a la fase 8, cuando aún no se había separado totalmente las columnas del muro M1.

De esta forma, para calcular R en los muros se utilizó la siguiente expresión (Ref.4).

$$R = \frac{\sqrt{2 K_o EH}}{V_R}$$

Donde:

K_o = Rigidez lateral inicial experimental (Tabla 6.1).

EH = Capacidad de absorción de energía inelástica.

V_R = Carga de agrietamiento diagonal experimental (Tabla 6.2.).

La capacidad de absorción de energía inelástica (EH) de cada muro se determinó como el área bajo la curva carga lateral-desplazamiento correspondiente a la fase 8

(Fig.6.4). En la Tabla 6.4 se muestra los valores de las variables descritas, así como los valores obtenidos de “R” para los muros M1 y M2. Estos resultados coinciden con el indicado en la Ref.5, donde se asume $R = 3$.

Tabla. 6.4 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas “R”

Muro	Ko (Kg/cm)	VR (Kg)	EH (Kg x cm)	R
M1	21,754	2377	1,565	3.47
M2	26,796	3751	1,790	2.61

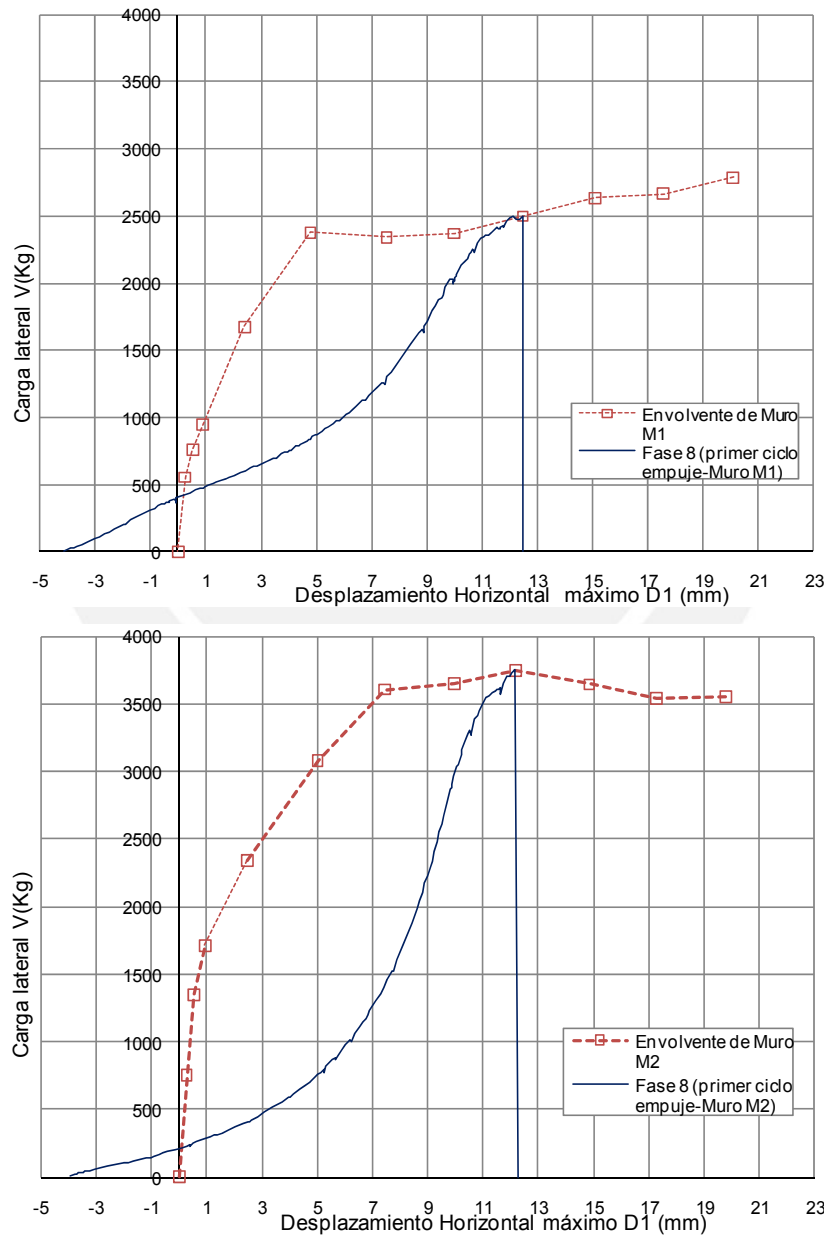


Figura 6.4 Cálculo Experimental de “R” en M1 y M2

6.3. COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS M1 YM2

Con la información obtenida en el ensayo de carga lateral cíclica, se realizó una comparación de ambos muros, con la finalidad de analizar el beneficio que aporta el empleo del refuerzo horizontal en los muros de adobe confinado.

6.3.1 *Envolvente de los Lazos Histeréticos V-D1*

En la Fig.6.5 se compara las envolventes V-D1 de los muros M1 (sin refuerzo horizontal) y la del muro M2 (con refuerzo horizontal). En la rama positiva se aprecia la mayor resistencia y rigidez que tuvo M2; sin embargo, en la rama negativa ambas gráficas son similares, con una ligera mayor resistencia de M2 sobre M1, por lo que no puede concluirse que el refuerzo horizontal incremente la resistencia a corte del muro. Por ello, se recomienda emplear la fórmula de la Ref.5: $V_R = 0.5 t L + 0.2P$, independiente de la acción del refuerzo horizontal.

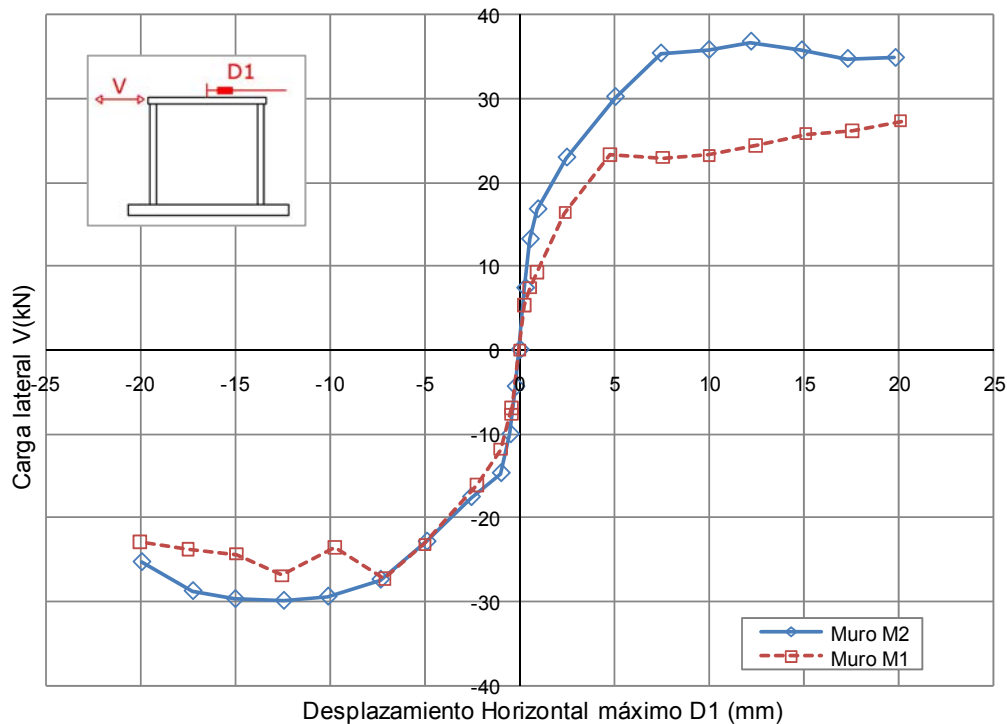


Figura 6.5 Envolventes V-D1 de M1 y M2

6.3.2 Degradación de Rigidez Lateral

Para cada fase del ensayo de M1 (sin refuerzo horizontal) y M2 (con refuerzo horizontal), se calculó la rigidez lateral secante, como la relación $K = V / D1$. Estos resultados fueron llevados a la Fig.6.6, donde se aprecia la mayor rigidez de M2 sobre M1 y una caída menos pronunciada de M2 sobre M1 conforme aumentaban los desplazamientos laterales. El decremento de rigidez se debe a la aparición de una mayor cantidad de grietas conforme se incrementan los desplazamientos laterales, mientras que la mayor rigidez de M2 sobre M1 se explica porque M2 tenía mortero de cemento (1:8) en las juntas donde existía refuerzo horizontal, y también, porque el refuerzo horizontal cerró en mayor grado las grietas diagonales (acápite 6.3.3).

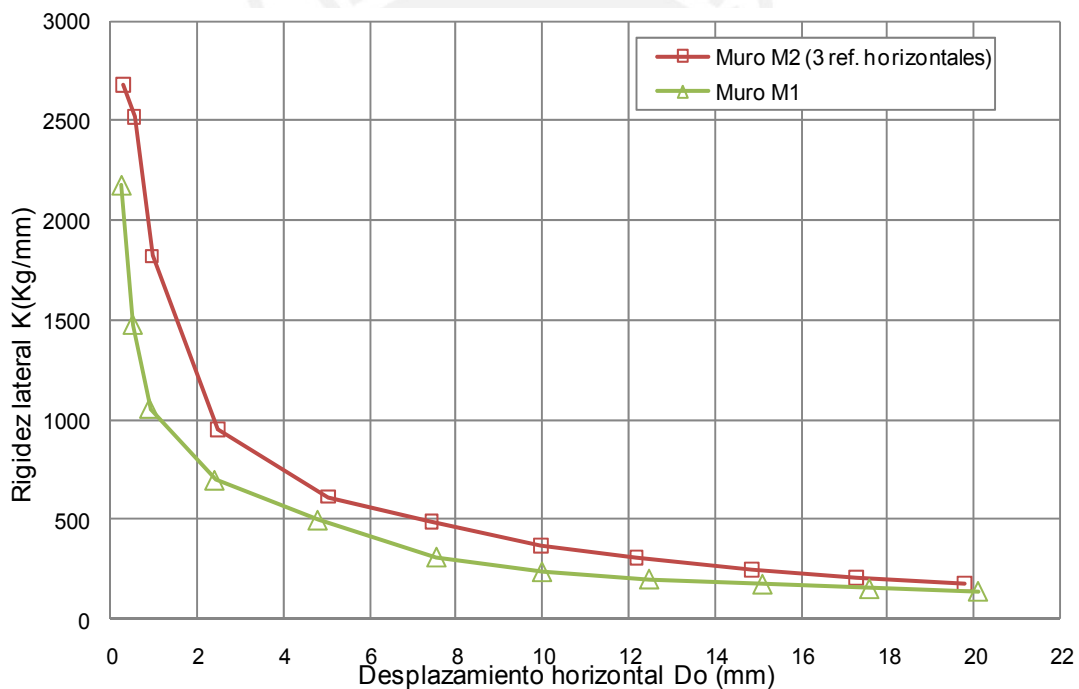


Figura 6.6 Variación de la Rigidez Lateral K de M1 y M2

Los cálculos para determinar los valores de la rigidez lateral y la degradación porcentual de la rigidez lateral en cada fase del ensayo, aparecen en las tablas 6.5 y 6.6 para los muros M1 y M2, respectivamente.

Tabla. 6.5 Degradación de la Rigidez Lateral del Muro M1

Fase	Tiempo (s)	V (Kg)	D1 (mm)	K=V/Do (Kg/mm)	K/Ko (%)
F1	30.00	553	0.25411	2175	100%
F2	217.00	756	0.51185	1477	68%
F3	632.00	946	0.89608	1056	49%
F4	1160.50	1674	2.40572	696	32%
F5	1671.50	2377	4.79547	496	23%
F6	2142.50	2343	7.54860	310	14%
F7	2800.50	2368	9.99475	237	11%
F8	3224.00	2497	12.47616	200	9%
F9	3634.00	2634	15.10134	174	8%
F10	4084.50	2667	17.57670	152	7%
F11	4500.50	2788	20.09552	139	6%

Tabla. 6.6 Degradación de la Rigidez Lateral del Muro M2

Fase	Tiempo (s)	V (Kg)	D1 (mm)	K=V/Do (Kg/mm)	K/Ko(%)
F1	70.50	752	0.28056	2680	100%
F2	200.00	1347	0.53543	2515	94%
F3	371.50	1712	0.94045	1821	68%
F4	638.00	2341	2.46106	951	36%
F5	993.00	3078	5.02226	613	23%
F6	1356.50	3608	7.42903	486	18%
F7	1995.50	3650	9.96042	366	14%
F8	2357.50	3751	12.18006	308	11%
F9	2764.50	3646	14.85879	245	9%
F10	3077.50	3542	17.27910	205	8%
F11	3383.50	3554	19.79727	180	7%

6.3.3 Influencia del Refuerzo Horizontal sobre el Tamaño de Grietas

De acuerdo a la instrumentación empleada (Fig.5.5), el LVDT D2 se utiliza para medir el grosor acumulado de las grietas existentes en la parte intermedia del muro, mientras que D3 y D4 miden la separación entre las columnas y el muro. Para analizar la influencia del refuerzo horizontal en el control del tamaño de grietas, previamente se prepararon las tablas 6.7 y 6.8, donde se muestran los valores máximos registrados por cada LVDT durante el ensayo de los muros M1 y M2, respectivamente.

Tabla. 6.7 Cargas Máximas y Desplazamientos Máximos de cada Fase en M1

M1											
Fase	Ciclo	Tiempo (s)	V (kg)	V (kN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)	D6 (mm)	D7 (mm)
F1	1	30.00	553	5.42	0.25411	0.02037	0.02238	-0.01874	-0.00549	0.01433	-0.09034
		98.50	-780	-7.65	-0.45214	-0.10273	-0.11939	-0.04212	0.04211	-0.02507	0.32808
F2	1	217.00	756	7.41	0.51185	-0.02857	0.04945	-0.12039	-0.01248	0.03258	-0.27085
		313.00	-707	-6.93	-0.45060	-0.15827	-0.13105	-0.10928	0.04469	-0.00975	0.34292
F3	1	632.00	946	9.28	0.89608	-0.19966	0.08111	-0.37928	-0.02152	0.07345	-0.50681
		764.00	-1208	-11.84	-0.98928	-0.27504	-0.24785	-0.14076	0.08263	-0.04202	0.58449
F4	1	1160.50	1674	16.41	2.40572	-0.55851	0.04829	-0.78059	-0.07785	0.14038	-1.19726
		1285.50	-1648	-16.16	-2.24198	-0.67433	-0.51322	-0.32489	0.13071	-0.07769	1.27001
F5	1	1671.50	2377	23.31	4.79547	-1.27606	-0.05641	-1.35730	-0.16021	0.21162	-2.01964
		1814.00	-2366	-23.20	-4.99811	-2.64265	-1.17393	-1.67219	0.22098	-0.08652	2.27276
F6	1	2142.50	2343	22.98	7.54860	-2.84085	0.08366	-1.75476	-0.08766	0.28944	-2.28767
		2304.00	-2782	-27.28	-7.10986	-3.64962	-1.32707	-2.18547	0.28264	-0.16316	2.53237
F7	1	2800.50	2368	23.22	9.99475	-4.82418	0.03450	-1.93255	0.02678	0.34052	-2.19473
		2901.00	-2406	-23.59	-9.76223	-5.33955	-1.03184	-0.96597	0.35075	-0.12732	2.58091
F8	1	3224.00	2497	24.49	12.47616	-6.90443	-0.18567	-1.86373	0.07079	0.40045	-2.12634
		3316.50	-2745	-26.92	-12.55130	-7.44578	-0.87502	-1.05173	0.41241	-0.18313	2.63914
F9	1	3634.00	2634	25.83	15.10134	-8.99714	-0.51269	-1.92161	0.09441	0.44363	-2.12138
		3732.50	-2480	-24.32	-14.95845	-12.14161	-0.56470	-1.84272	0.54360	-0.13968	2.67688
F10	1	4084.50	2667	26.15	17.57670	-11.14052	-0.77042	-1.87795	0.09364	0.47468	-2.26173
		4177.00	-2417	-23.70	-17.49474	-15.65108	-0.49988	-2.31114	0.63564	-0.11364	2.87452
F11	1	4500.50	2788	27.35	20.09552	-12.85767	-1.19225	-1.94928	0.03665	0.50526	-2.33806
		4644.00	-2338	-22.93	-20.03702	-18.84899	-0.54412	-2.83279	0.70851	-0.08629	3.22267

Tabla. 6.8 Cargas máximas y desplazamientos máximos de cada Fase en M2

M2											
Fase	Ciclo	Tiempo (s)	V (kg)	V (kN)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)	D6 (mm)	D7 (mm)
F1	1	70.50	752	7.37	0.28056	-0.00727	-0.00219	-0.02972	-0.00902	0.01196	-0.09256
		126.50	-448	-4.39	-0.22425	-0.01608	-0.00330	-0.03413	0.02015	-0.01456	0.21153
F2	1	200.00	1347	13.21	0.53543	-0.04679	-0.00858	-0.05292	-0.03785	0.01393	-0.17808
		297.50	-1027	-10.08	-0.50411	-0.03910	-0.00877	-0.05219	0.04307	-0.05060	0.35369
F3	1	371.50	1712	16.79	0.94045	-0.03433	-0.00727	-0.05610	-0.06400	0.02798	-0.27235
		437.50	-1501	-14.72	-1.00465	-0.02898	-0.00892	-0.04766	0.07293	-0.08517	0.57703
F4	1	638.00	2341	22.96	2.46106	-0.03227	-0.00666	-0.08117	-0.13862	0.05432	-0.47705
		719.50	-1792	-17.57	-2.57506	-0.08784	-0.04994	-0.05076	0.10245	-0.11725	1.26696
F5	1	993.00	3078	30.19	5.02226	-0.25566	-0.04672	-0.18065	-0.30281	0.08761	-0.87304
		1092.00	-2335	-22.90	-4.91490	-0.32496	-0.11889	-0.10173	0.15234	-0.21738	1.76243
F6	1	1356.50	3608	35.38	7.42903	-0.38161	-0.04603	-0.20618	-0.48983	0.12726	-1.41187
		1463.00	-2797	-27.43	-7.35777	-0.52675	-0.23594	-0.09861	0.20167	-0.32166	1.73571
F7	1	1995.50	3650	35.80	9.96042	-0.38845	-0.07507	-0.24092	-0.60836	0.14403	-1.91114
		2081.50	-3003	-29.45	-10.12755	-0.65932	-0.29760	-0.11187	0.23463	-0.42782	1.75005
F8	1	2357.50	3751	36.79	12.18006	-0.66107	-0.08435	-0.32726	-0.70892	0.14727	-2.14386
		2468.00	-3054	-29.95	-12.46831	-0.96260	-0.32543	-0.12970	0.24906	-0.51481	1.75975
F9	1	2764.50	3646	35.76	14.85879	-1.06268	-0.08470	-0.40926	-0.79943	0.16997	-2.51320
		2853.50	-3034	-29.76	-15.02333	-1.16509	-0.33212	-0.11731	0.26496	-0.56046	1.74832
F10	1	3077.50	3542	34.74	17.27910	-1.28290	-0.07121	-0.48627	-0.83336	0.17910	-2.93911
		3156.00	-2937	-28.80	-17.25954	-1.34566	-0.33727	-0.11425	0.26979	-0.58216	2.01437
F11	1	3383.50	3554	34.85	19.79727	-1.69014	-0.19469	-0.57378	-0.86003	0.17130	-3.47949
		3498.00	-2583	-25.33	-19.95736	-1.60111	-0.36182	-0.24179	0.26653	-0.55666	2.29688

Agrietamiento Diagonal (D2)

En la Fig.6.7 se aprecia que el refuerzo horizontal empleado en M2 contribuyó en cerrar las grietas diagonales. Así por ejemplo, en la fase 11 del ensayo (D1 = 20mm), en M1 (sin refuerzo horizontal), se obtuvo D2 = 19mm, mientras que en M1 se obtuvo D2 = 2mm. Cabe resaltar que cuando las grietas son finas, el deterioro de la albañilería se decrementa.

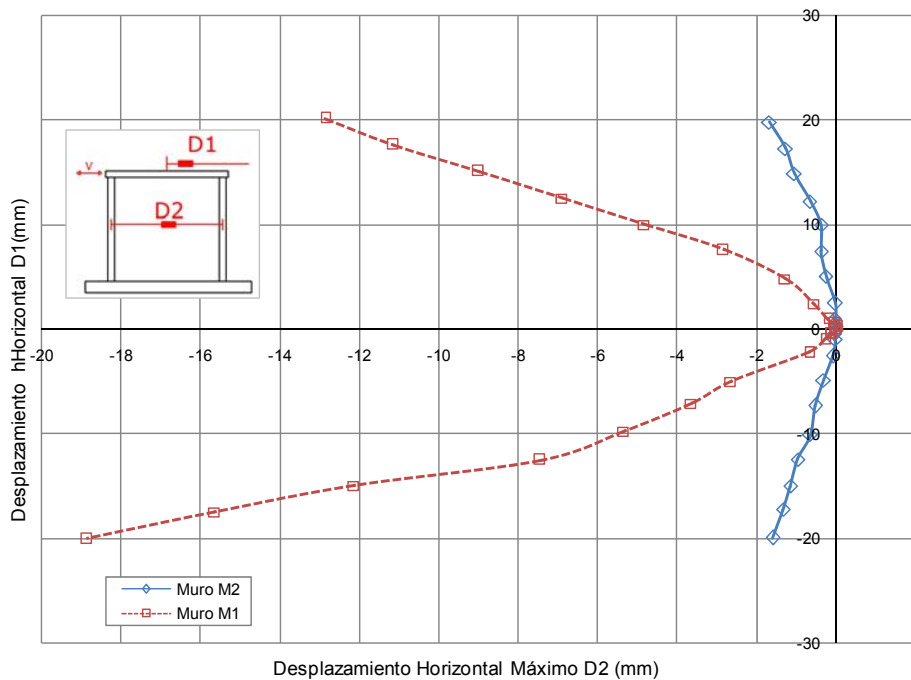


Figura 6.7 Variación de D2 en M1 y M2

Separación Columna-Adobe

En las figuras 6.8 y 6.9 aparece la variación de D3 y D4, respectivamente, durante el experimento de M1 y M2. Allí puede notarse que el refuerzo horizontal empleado en M2, contribuyó notoriamente cerrar la grieta vertical existente entre el adobe y las columnas de confinamiento; esto es positivo, para que las columnas proporcionen un mejor arriostamiento ante acciones sísmicas perpendiculares al plano del muro.

Fig.6.8 Variación de D3 en M1 y M2

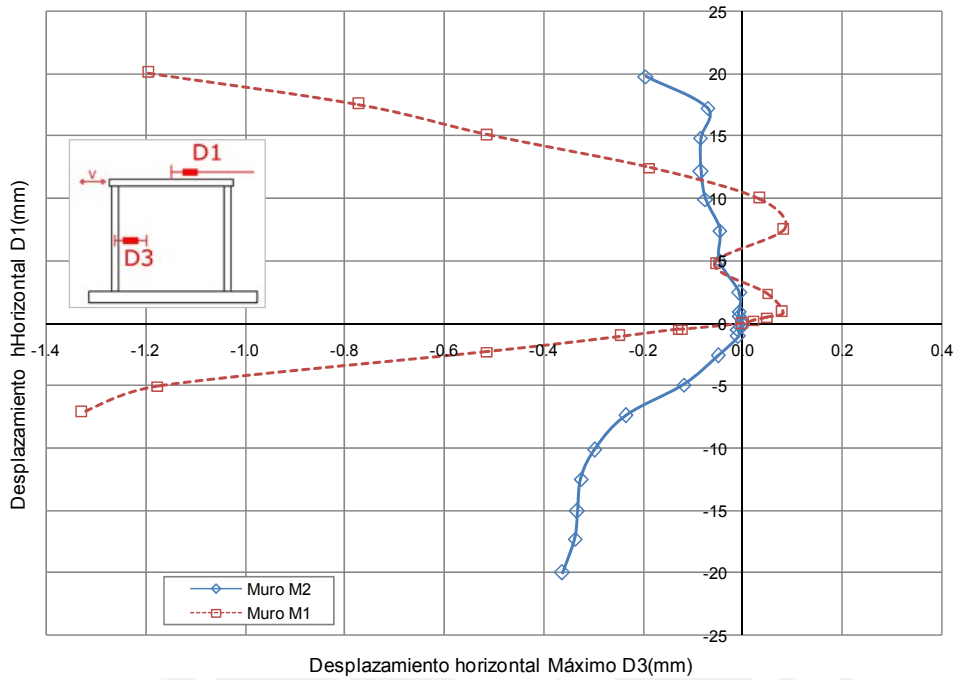
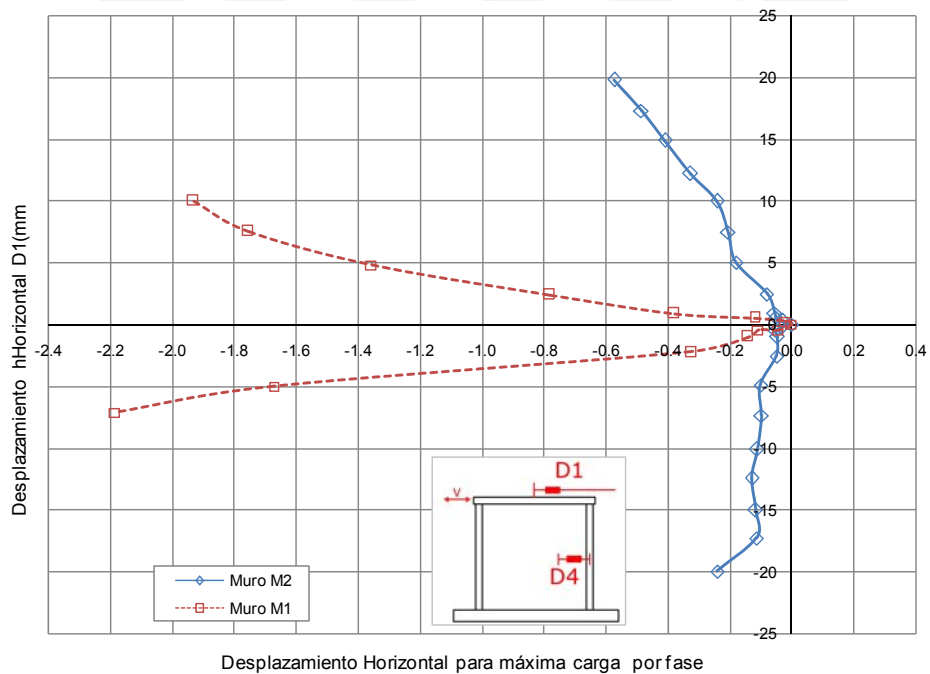


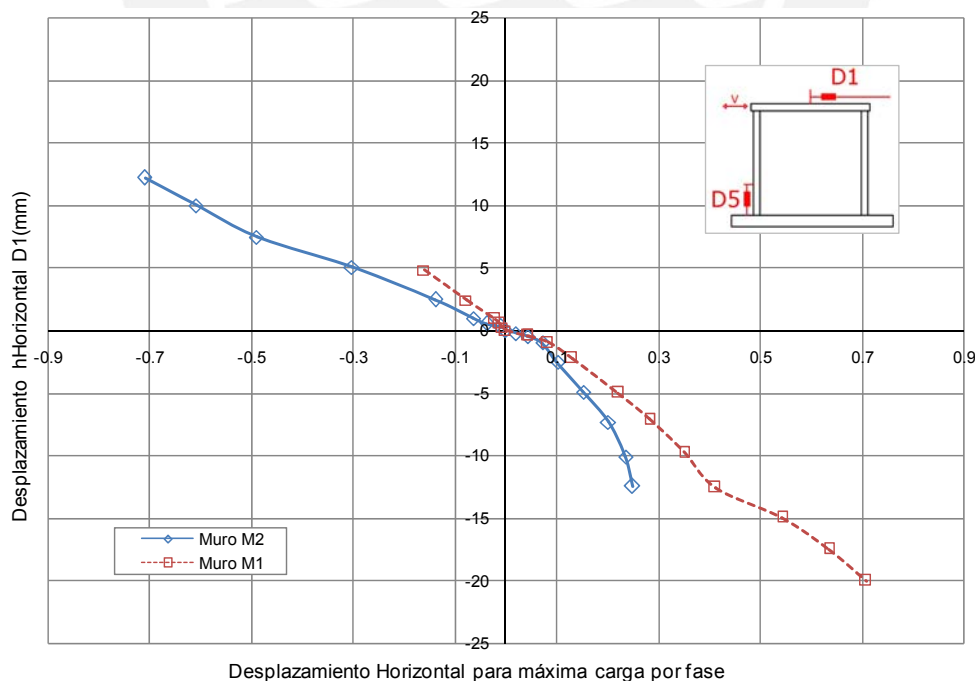
Fig.6.9 Variación de D4 en M1 y M2



6.3.4 Desplazamiento Vertical en los Talones

Empleando la información de las tablas 6.7 y 6.8, se graficó la Fig.6.10, que muestra la variación del desplazamiento vertical existe en la base de la columna izquierda (D5), entre 2 puntos distanciados 30cm. Tanto en M1 (sin refuerzo horizontal), como en M2 (con refuerzo horizontal), este desplazamiento coincide y en la última fase del ensayo, alcanza un valor del orden de 0.7mm, muy pequeño. Esto indicaría que recién para un nivel de desplazamiento lateral muy alto (20mm, deriva 0.0084), el refuerzo vertical existente en la columna podría fluir. La deformación vertical unitaria alcanza el valor $0.7/300 = 0.0023$, ligeramente mayor que la correspondiente a la fluencia del refuerzo $\epsilon_y = f_y / E_s = 4200 / 2100000 = 0.002$, por lo que el muro no falló por flexión. Esta misma observación es válida para la columna derecha (D6). Adicionalmente, la deformación unitaria registrada en la base comprimida de la columna fue del orden de 0.3mm. Esto es equivalente a una deformación unitaria del concreto igual a $0.3/300 = 0.001$, tres veces menor a la que produciría la falla por compresión del concreto (0.003), por lo que, tal como se indica en la Ref.5, no se requiere estribos de confinamiento.

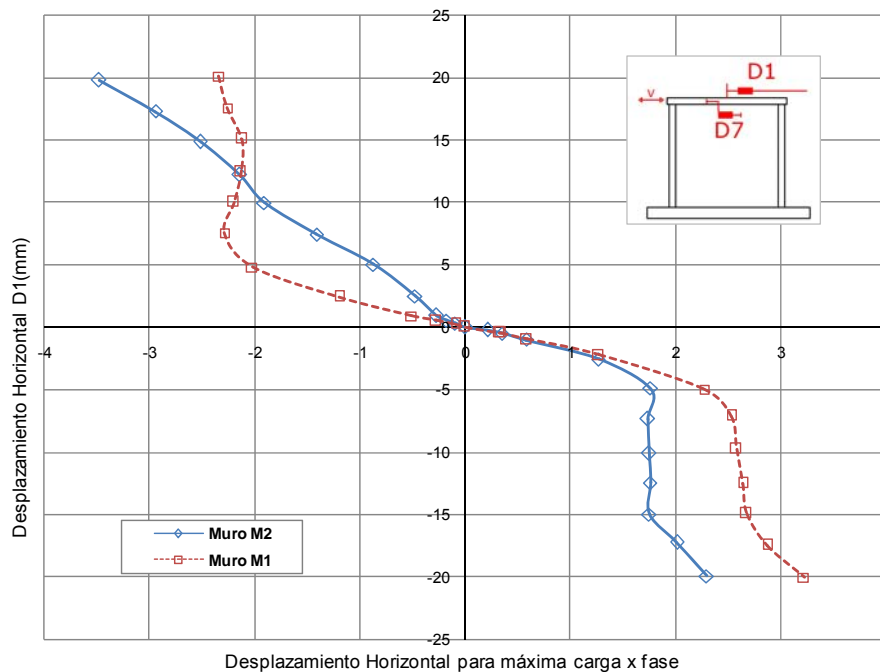
Fig.6.10 Variación de D5 en M1 y M2



6.3.5 Deslizamiento Solera-Muro

Empleando la información de las tablas 6.7 y 6.8, se graficó la Fig.6.11, que muestra la variación del deslizamiento horizontal (D7) existente entre la solera y la última hilada de adobes. Allí se aprecia que en ambos muros se produjo deslizamiento, en mayor grado en M2, pero de poca magnitud en comparación con el desplazamiento lateral aplicado (D1). Así por ejemplo, para $D1 = 20$ mm (última fase del ensayo), el deslizamiento máximo en M2 fue $D7 = 3.5$ mm, mientras que en M1 fue $D7 = 2.5$ mm.

Fig.6.11 Variación del Deslizamiento D7 en M1 y M2



CAPITULO 7: COSTO DEL REFORZAMIENTO HORIZONTAL

Dentro del presente estudio se construyeron dos tipos de muros M1y M2 de iguales características geométricas y iguales características físico-mecánicas en los materiales, con la única variación en el muro M2, que llevó como refuerzo horizontal 1 ϕ ¼" cada 5 hiladas (Fig.4.2). Este refuerzo fue colocado sobre una junta horizontal hecha con mortero cemento-arena gruesa 1:8, para protegerlo de la corrosión y proporcionarle mayor adherencia, mientras que el resto de juntas fue hecha con mortero de barro. En la Tabla 7.1 aparece el cuadro comparativo del costo de los dos muros construidos.

Tabla 7.1 Cuadro comparativo de costo de construcción del Muro M1 y M2

Acero de Refuerzo	Detalle	und	cant.	P.U. S/.	Costo M1	Costo M2
<u>Columnas y Viga Solera</u>						
acero vertical	Varilla 1/4'	Varilla	2	6.50	13.0	13.0
Estribo en U	Alambre #8	Kg	2.16	5.50	11.9	11.9
Amarre	Alambre #16	Kg	1.8	5.50	9.9	9.9
<u>Refuerzo Horizontal</u>						
Acero de Refuerzo	Varilla 1/4"	Varilla	1	6.50	X	6.5
Concreto f'c=100Kg/cm2						
<u>Columnas y Viga Solera (0.30m3)</u>						
	cemento	Bls	1.5	17.2	25.8	25.8
	A.G	m3	0.15	32.5	4.9	4.9
	P 1/2"	m3	0.18	49.5	8.9	8.9
Mortero de cemento realacion 1:8						
<u>Morteo de refuerzo horizontal (0.03m3)</u>						
	cemento	Bls	0.35	17.2	X	6.0
	A.G	m3	0.1	32.5	X	3.3
Encofrado de elementos de concreto						
<u>Columnas y Viga Solera</u>						
Columnas	madera	m2	2.8	10.5	29.4	29.4
Viga solera	madera	m2	0.9	10.5	9.5	9.5
Albañileria de Tierra						
Adobes		und	180	1.5	270	270.0
Mortero de Adobe		m3	0.5	30	15	15.0
Costo Total S/.					S/. 398.2	S/. 414.0

(*) El presente preseupuesto no considera Mano de obra.

Para este análisis no se consideró el costo de la mano de obra de construcción, dado que las construcciones de adobe se realizan por la modalidad de auto construcción.

En el cuadro se observa que el sobrecosto del muro de adobe confinado con refuerzo horizontal (M2) es de S/.15.80 respecto al muro de adobe confinado sin refuerzo horizontal (M1). Este costo es mínimo en comparación con los beneficios estructurales que se obtienen al emplear el refuerzo horizontal, que se indican en el capítulo 8.

CAPITULO 8: CONCLUSIONES

Las conclusiones que se vierten a continuación, se encuentran limitadas por la poca cantidad de especímenes ensayados, y se refieren fundamentalmente a la influencia del refuerzo horizontal que tuvo el muro M2 ($1 \phi \frac{1}{4}'' @ 5$ hiladas) sobre el comportamiento sísmico del muro M1, carente de refuerzo horizontal. Ambos muros de adobe fueron confinados empleando concreto de baja calidad ($f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$) y escaso refuerzo ($2 \phi \frac{1}{4}''$), longitudinal en las columnas y solera.

1. El 15 de agosto del 2007, cuando los muros tenían una semana de edad, se produjo el terremoto de Pisco. Aparecieron fisuras previas al ensayo por carga sísmica perpendicular al plano que produjo el balanceo de los muros. Estas fisuras disminuyeron la rigidez lateral inicial (K_0) de ambos muros, por lo que no se pudo predecirla mediante el criterio de la sección transformada.
2. Las fisuras verticales en el encuentro columna-adobe, se presentaron en ambos muros, pero mucho más anchas en M1. Estas fisuras se propagaron desde la hilada superior hacia la inferior, por lo que es conveniente que el refuerzo horizontal se localice desde la penúltima hilada, espaciándolo cada 5 hiladas hacia abajo. Es necesario resaltar que en M2 estas fisuras eran muy finas en la zona donde existía refuerzo horizontal, y de mayor grosor en la zona intermedia entre 2 refuerzos horizontales. Asimismo, mientras que en la fase 4 del ensayo de M1 la grieta vertical en mención abarcó la totalidad de la altura, recién en la fase 11 del ensayo de M2 se produjo esta situación.
3. El refuerzo horizontal existente en M2, controló en mucho mayor grado que M1 al grosor de las grietas diagonales existentes en la zona central de la albañilería, y con ello controló su deterioro, tratando de unificar los adobes con las columnas.

4. La acción beneficiosa del refuerzo horizontal indicada en las conclusiones 2 y 3, permite que la albañilería de adobe tenga un mejor comportamiento ante cargas sísmicas perpendiculares al plano, puesto que se mejora el arriostramiento de la albañilería. Asimismo, puesto que la trituración de los adobes se produce por las continuas aberturas y cierres de las grietas diagonales, el refuerzo horizontal permite controlar mejor este deterioro.
5. Sólo en la rama positiva de la envolvente V-D1 (Fig.6.5) pudo notarse una mayor resistencia a corte (VR) del muro M2 sobre M1, dada por el refuerzo horizontal colocado sobre juntas hechas con mortero de cemento. Puesto que lo indicado no ocurrió en la rama negativa, se considera adecuado usar la fórmula de la Ref.5 en el cálculo de la resistencia a corte, que es independiente de la acción del refuerzo horizontal: $VR = 0.5 t L + 0.2 P$ y que permitió predecir con 2% de error la resistencia a fuerza cortante de M2.
6. En el diseño de los confinamientos de M1 y M2 (acápito 4.2), se usó la teoría de rotura indicada en la Ref.5; sin embargo, a propósito se usó una menor cantidad de refuerzo vertical en las columnas. Puesto que en el experimento de ambos muros se formaron grietas de hasta 3mm de grosor en las columnas, se considera necesario respetar la formulación indicada en la Ref.5, ya que una mayor cantidad de refuerzo vertical hubiese controlado en mayor grado el grosor de las grietas indicadas.
7. Mediante el criterio de la sección transformada, pudo predecirse que las columnas no iban a fisurarse en tracción por flexión. Las grietas que se formaron en las columnas (indicadas en la conclusión 6), estuvieron localizadas en la mitad superior de ambos muros, y fueron prolongaciones de las grietas formadas en la albañilería de adobe (Fig.5.30), es más, en la Fig.5.25 se aprecia el nacimiento de esta fisura en la columna, desde el borde interno de la columna hacia el exterior.
8. Experimentalmente se confirmó el uso (especificado en la Ref.5 para el adobe confinado) de un factor de reducción de las fuerzas sísmicas elástica $R = 3$. Asimismo, es conveniente que las derivas inelásticas no sean mayores que 0.005, para que el adobe confinado quede en un estado reparable después que ocurra un sismo severo, tal como se indica en la Ref.5. También, se confirmó

que no era necesario emplear estribos de confinamiento en los extremos de las columnas (Ref.5), puesto que en su base se registró una deformación unitaria 3 veces menor que la que genera la rotura del concreto por compresión.

9. El costo de los materiales empleados en el reforzamiento horizontal de M2, por metro cuadrado de muro, fue S/.2.3/m², este costo es mínimo en relación a los beneficios estructurales que proporciona este refuerzo, indicados en las anteriores conclusiones.



CAPITULO 9: LÍNEA FUTURA DE INVESTIGACIÓN

En esta investigación se estudió el comportamiento de los muros M1 (sin refuerzo horizontal) y M2 (con refuerzo horizontal) ante cargas coplanares. Sin embargo, los sismos reales presentan dos componentes horizontales simultáneas que hacen trabajar a los muros a corte (carga coplanar) y a flexión (carga perpendicular al plano). Por esto, se plantea a futuro, someter a muros previamente ensayados a carga coplanar a acciones sísmicas perpendiculares al plano, hasta alcanzar condiciones últimas. Con tales resultados se podrá completar la información obtenida en este trabajo.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. INEI, 2005. Censo Nacional de Vivienda.
 2. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y SENCICO, 2006. Norma Técnica de Edificaciones E-080 “Adobe”.
 3. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y SENCICO, 2006. Norma Técnica de Edificaciones E.070 “Albañilería”.
 4. San Bartolomé A., 1998. Construcciones de albañilería – comportamiento sísmico y diseño estructural. Fondo Editorial PUCP.
 5. San Bartolomé A. 2007. Sección Adobe Confinado del capítulo Albañilería de Tierra Cruda del blog <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria> . Propuesta de Diseño a la Rotura en Adobe Confinado.
 6. Pehovaz R, 2002. Comportamiento a carga lateral cíclica de los muros de adobe confinados. Tesis PUCP. (*)
 7. Delgado E., 2006. Comportamiento sísmico de un módulo de adobe de dos pisos con refuerzo horizontal y confinamientos de concreto armado. Tesis PUCP. (*)
 8. Vargas J., Bariola J. y .Blondet M., 1984. Resistencia sísmica de la mampostería de adobe. Publicación DI-84-01. Departamento de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú.
 9. Blondet M., Vargas J., y Tarque N., 2004., Reflexiones sobre la normatividad para la construcción sismo resistente de edificaciones de adobe. PUCP.
 10. SENCICO-PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU-USAID/PERU, Nuevas Casas Resistentes de ADOBE.
- (*) Los artículos técnicos referidos a estas tesis, pueden descargarse del blog de investigaciones <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>