

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

REFORZAMIENTO DE VIVIENDAS EXISTENTES CONSTRUIDAS CON MUROS CONFINADOS HECHOS CON LADRILLOS PANDERETA - SEGUNDA ETAPA-

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presentan los bachilleres:

Tania Ana Araoz Escobedo
Jhonatan Pedro Velezmoro Girón

ASESORES: Ing. Ángel San Bartolomé Ramos
Ing. Daniel Quiun Wong

Lima, Enero del 2012

INDICE

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.....	4
CAPITULO 2: OBJETIVOS DEL PROYECTO	5
CAPITULO 3: CONTROL DE MATERIALES UTILIZADOS.....	6
3.1. UNIDADES DE ALBAÑILERÍA	6
3.1.1. Características.....	6
3.1.2. Ensayos Clasificatorios	7
A. Variación Dimensional	7
B. Alabeo	10
C. Resistencia a la compresión (f'_{b}).....	11
3.1.3. Ensayos No Clasificatorios.....	14
A. Succión	14
B. Absorción	15
3.1.4. Evaluación de Resultados.....	16
3.2. CEMENTO	17
3.3. AGREGADOS	17
3.4. AGUA	18
3.5. MORTERO.....	18
3.6. CONCRETO.....	18
3.7. ACERO DE REFUERZO	20
3.8. MALLA ELECTROSOLDADA	20
CAPITULO 4: PRISMAS DE ALBAÑILERÍA.....	22
4.1. PILAS.....	22
4.1.1. Características.....	22
4.1.2. Procedimiento Constructivo	23
4.1.3. Instrumentación y Montaje	24
4.1.4. Cálculo de la Resistencia a Compresión Axial	25
4.1.5. Cálculo del Módulo de Elasticidad	26
4.2. MURETES.....	30
4.2.1. Características.....	30
4.2.2. Procedimiento de Construcción.....	31
4.2.3. Instrumentación y Montaje	32

4.2.4.	Cálculo de la Resistencia al Corte.....	33
4.3.	EVALUACIÓN DE RESULTADOS.....	34
CAPITULO 5: DISEÑO DE LOS MUROS		36
5.1.	DISEÑO DEL MURO M1	36
5.1.1.	Diseño de vigas de cimentación y solera	36
5.1.2.	Diseño de las columnas.....	38
CAPITULO 6: CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS		42
6.1.	CARACTERÍSTICAS COMUNES DE M1 Y M2.....	42
6.2.	PROCESO CONSTRUCTIVO.....	43
6.3.	REFORZAMIENTO DEL MURO M2	49
CAPITULO 7: ANÁLISIS TEÓRICO DE LOS MUROS M1 Y M2		52
7.1.	ANÁLISIS TEÓRICO DEL MURO M1.....	52
7.1.1.	Sección Transformada.....	52
7.1.2.	Rigidez Lateral	53
7.1.3.	Fisuración en Tracción por Flexión.....	54
7.1.4.	Resistencia al Agrietamiento Diagonal	54
7.1.5.	Resistencia Asociada a la Falla por Flexión	55
7.1.6.	Tipo de Falla Esperada en M1	56
7.2.	ANALISIS TEÓRICO DEL MURO M2.....	56
7.2.1.	Capacidad a flexión y a corte	56
7.2.2.	Diseño de la Malla Electrosoldada.....	57
CAPITULO 8: ENSAYO DE CARGA LATERAL CÍCLICA		58
8.1.	MONTAJE E INSTRUMENTACIÓN	58
8.2.	DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO.....	59
8.3.	COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS EN LA PRIMERA PARTE DEL ENSAYO	60
8.4.	COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS EN LA SEGUNDA PARTE DEL ENSAYO	74
8.5.	INSPECCIÓN POST ENSAYO DE M2.....	76
CAPITULO 9: PROCESAMIENTO DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS		77
9.1.	LAZOS HISTERÉTICOS FUERZA CORTANTE - DESPLAZAMIENTO LATERAL.....	77
9.2.	ENVOLVENTE DEL DIAGRAMA DE LAZOS HISTERÉTICOS	79
9.3.	DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE.....	82
9.4.	RIGIDEZ LATERAL INICIAL	83
9.5.	TRACCIÓN POR FLEXIÓN	85
9.6.	AGRIETAMIENTO DIAGONAL.....	85

9.7. RESISTENCIA MÁXIMA.....	85
9.8. COMPORTAMIENTO DEL REFUERZO VERTICAL EN LAS COLUMNAS	85
9.9. ANÁLISIS DE LA CONEXIÓN COLUMNA-ALBAÑILERÍA	86
9.10. GROSORES MÁXIMOS DE GRIETAS.....	87
CAPITULO 10: ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO	88
CAPITULO 11: CONCLUSIONES	90
CAPITULO 12: LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	93
BIBLIOGRAFÍA.....	94



CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

Al momento de construir una vivienda uno de los factores más importantes es el económico, es por ello que muchas personas optan por construir sus viviendas con el material más barato, olvidando considerar la calidad de éste. Así sucede en el Perú, donde existen numerosas viviendas informales construidas con ladrillos tubulares (pandereta), el más económico en el mercado, pero de uso prohibido en la Norma E.070 en muros portantes en las zonas sísmicas 2 y 3 por su fragilidad ante los sismos. Estos ladrillos sólo se permiten en zonas de baja sismicidad y en viviendas de hasta 2 pisos, a pesar de esta prohibición existen viviendas de hasta 5 pisos en zonas de alta sismicidad y en gran cantidad, como lo revela la encuesta (Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica 2007, Salinas y Lázares 2007) realizada en los distritos de San Martín de Porres y los Olivos, Lima, donde se indica que el 57% del total de viviendas encuestadas (168 viviendas) están construidas con ladrillo pandereta.

Ante este problema se necesita tomar medidas preventivas para evitar el colapso de estas viviendas en caso ocurra un terremoto, como el terremoto de Pisco el 2007, donde muchas viviendas hechas con ladrillos pandereta colapsaron.

Como medida preventiva, en este proyecto se plantea reforzar a los muros de estas viviendas con malla electrosoldada recubierta con mortero. La efectividad de este reforzamiento, ha sido probada experimentalmente con éxito (San Bartolomé, 2007) en muros hechos con ladrillo del tipo King Kong con 40% de huecos, que habían quedado seriamente dañados por fuerza cortante en un ensayo de carga lateral cíclica previo.

En el proyecto se construyeron dos muros confinados a escala natural con ladrillos pandereta, uno del tipo tradicional y el otro fue reforzado externamente con malla electrosoldada y tarrajeado con mortero. Los muros fueron sometidos a ensayos de carga lateral cíclica con desplazamiento lateral controlado.

Además se realizaron ensayos de clasificación de las unidades de albañilería; y la construcción y ensayos de cuatro pilas (a compresión axial) y cuatro muretes (a compresión diagonal), con la finalidad de obtener la resistencia característica a compresión axial de la albañilería simple ($f'm$), el modulo de la albañilería (E_m) y la resistencia característica a fuerza cortante pura de la albañilería ($v'm$).

La interpretación y conclusiones de estos ensayos son materia del presente trabajo de tesis.

CAPITULO 2: OBJETIVOS DEL PROYECTO

- Analizar una medida preventiva para evitar el colapso sísmico de viviendas construidas con ladrillos pandereta en sus muros portantes, a través del reforzamiento con malla electrosoldada y tarrajeo con mortero.
- Comparar el comportamiento sísmico experimental de un muro confinado hecho con ladrillos pandereta con otro similar, pero reforzado externamente con malla electrosoldada recubierta con mortero.
- Determinar si la técnica de reforzamiento es económicamente viable.



CAPITULO 3: CONTROL DE MATERIALES UTILIZADOS

3.1. UNIDADES DE ALBAÑILERÍA

3.1.1. Características

Para los propósitos de esta investigación se utilizaron ladrillos pandereta del tipo acanalado (Figura 3.1), producidos industrialmente por una fábrica que presenta una participación significativa en el mercado.

Este ladrillo se caracteriza por presentar en su superficie rayas dándole la forma acanalada que contribuye a la adherencia ladrillo-mortero, razón por la cual se optó por este tipo de ladrillo pandereta.

Especificaciones técnicas del fabricante:

Tipo	:	Pandereta Acanalado
Dimensiones	:	9.0 x 10.5 x 23 cm
Peso	:	1.90 kg
Rendimiento	:	36 Unidades x m ²
Resistencia	:	64.10 kg/cm ²
Absorción	:	13.2 %



Figura 3.1. Ladrillo Pandereta Acanalado

Se aseguró que los especímenes utilizados estuvieran libres de cualquier daño que pudiera afectar los resultados de los ensayos.

3.1.2. Ensayos Clasificatorios

Estos ensayos son realizados con la finalidad de clasificar a las unidades desde el punto de vista estructural. Después de presentar todos los ensayos se clasificará la unidad de albañilería comparando con la tabla de la Norma E.070.

Con respecto al muestreo, la Norma E.070 indica que será realizado a pie de obra seleccionando 10 unidades al azar para un lote de hasta 50 millares. Para esta investigación se utilizó un lote de 550 unidades en total, con un muestreo mayor con la finalidad de tener un mejor control en la ejecución de los ensayos.

A. Variación Dimensional

Esta prueba se realizó sobre una muestra de 10 unidades. Por otro lado, San Bartolomé, Quiun y Silva, 2011 (libro “Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería”), indican: “Por cada incremento de 3mm en el espesor de la juntas horizontales (adicionales al mínimo requerido de 10mm), la resistencia a compresión de la albañilería disminuye un 15%”; de acuerdo a esta afirmación es necesario realizar este ensayo para determinar el espesor de la junta de la albañilería.

En el ensayo (Figura 3.2) se toman las dimensiones de altura (H), ancho (B) y largo (L) de la unidad de albañilería, realizando cuatro mediciones por cada arista, de estas mediciones se calcula el promedio, para después promediar toda la muestra.



$$H_p = \frac{H1+H2+H3+H4}{4}$$



Figura 3.2. Ensayo de Variación Dimensional

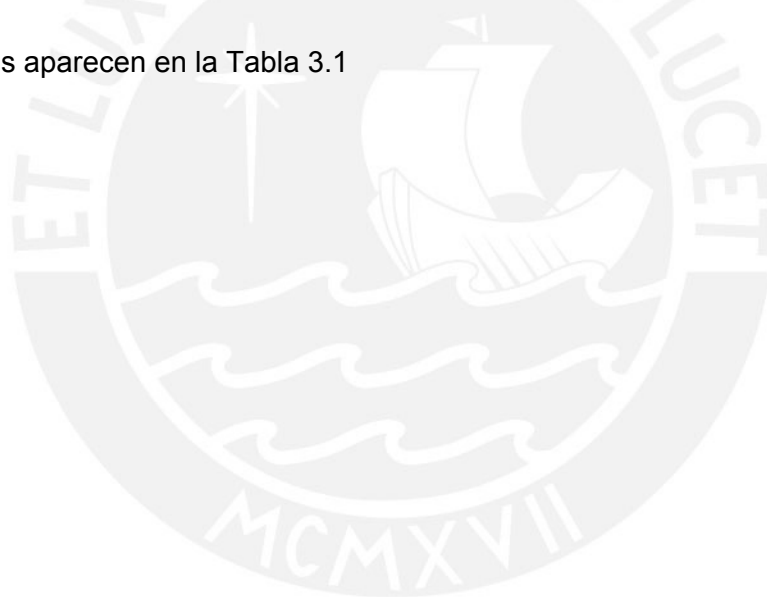
La variabilidad de dimensiones, se determina utilizando las dimensiones dadas por el fabricante y las dimensiones promedios obtenidas del ensayo, con la siguiente fórmula:

$$V = \frac{100 \times (D_e - D_p)}{D_e}$$

Donde:

- V = Variabilidad Dimensional (%)
- D = Dimensión de cada arista del espécimen pueden ser L, h o b (mm)
- D_p = Dimensión promedio de las cuatro medidas tomadas en una arista (mm)
- D_e = Dimensión nominal, especificada por el fabricante (mm)

Los resultados aparecen en la Tabla 3.1



Dimensiones Nominales : $L_e = 230 \text{ mm}$ $A_e = 105 \text{ mm}$ $H_e = 90 \text{ mm}$

Tabla 3.1. Cálculo de la Variabilidad en las Unidades de Albañilería

Especimen N°	Largo (mm)					Ancho (mm)					Altura (mm)						
	L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	L ₀	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₀	H ₁	H ₂	H ₃	H ₄	H ₀		
01	230.6	230.3	230.1	231.5	230.6	111.5	110.7	110.6	110.7	110.9	91.2	91.4	91.3	91.6	91.4		
02	229.7	229.4	228.9	231.2	229.8	109.4	109.4	109.9	109.5	109.6	91.3	90.5	90.9	91.1	91.0		
03	231.4	230.4	230.7	230.2	230.7	110.2	110.3	110.5	110.4	110.4	91.6	91.3	91.8	91.3	91.5		
04	228.8	229.9	228.8	229.0	229.1	110.2	110.0	110.1	110.0	110.1	91.2	91.1	91.5	91.0	91.2		
05	230.0	230.0	230.0	230.9	230.2	110.1	109.5	110.2	109.7	109.9	91.1	91.6	91.6	91.7	91.5		
06	228.0	229.0	228.0	229.3	228.6	110.6	110.0	110.0	110.2	110.2	91.3	91.0	91.0	91.0	91.1		
07	229.9	230.4	232.5	230.0	230.7	110.0	109.5	109.0	109.3	109.5	91.0	91.0	91.7	91.3	91.3		
08	230.6	230.6	231.8	231.0	231.0	110.4	110.0	110.2	110.4	110.3	91.1	91.0	91.0	91.3	91.1		
09	232.4	232.0	232.0	232.0	232.1	108.0	108.8	108.1	109.0	108.5	92.2	91.3	92.0	91.5	91.8		
10	232.4	231.8	233.0	232.0	232.3	109.7	109.7	110.0	109.5	109.7	92.0	91.6	91.7	91.3	91.7		
Lp					230.5 mm	Ap					109.9 mm	Hp					91.3 mm
σ					1.17 mm	σ					0.65 mm	σ					0.26 mm
V%					-0.22 %	V%					-4.65 %	V%					-1.48 %

B. Alabeo

Con este ensayo, hecho sobre una muestra compuesta por 10 unidades enteras (Figura 3.3), se puede medir la concavidad o convexidad que presentan las unidades de albañilería. Un gran alabeo puede afectar el espesor de la junta entre unidades; asimismo, puede disminuir la adherencia ladrillo-mortero por la existencia de vacíos en las zonas que presenten alabeo y, como consecuencia, puede ocasionar fallas de tracción por flexión en la unidad.

Este ensayo se realiza colocando la superficie de asiento de la unidad sobre una mesa plana. Se mide el alabeo en las dos caras de asiento con una regla metálica y una cuña graduada al milímetro, conectando los extremos diagonalmente opuestos de la unidad, tal como se muestra en la Figura 3.3.



Figura 3.3. Ensayo de Alabeo

Si el alabeo es cóncavo, se introduce la cuña en la zona donde se presente la mayor deflexión; mientras que para el caso de alabeo convexo, se acomoda la regla metálica hasta que los valores de alabeo registrados con la cuña en los dos extremos fueran iguales.

Los resultados se promediaron y se expresaron en milímetros, tal como se muestran en la tabla 3.2.

Tabla 3.2. Medición del Alabeo

Especímen	Cara Superior		Cara Inferior (mm)	
	Concavidad	Convexidad	Concavidad	Convexidad
	(mm)		(mm)	
1	0.5	0.0	0.0	0.0
2	1.0	0.0	1.0	0.0
3	0.0	0.0	1.0	0.0
4	0.0	0.5	0.0	0.0
5	0.0	0.0	0.0	0.0
6	0.0	0.0	0.0	0.0
7	0.5	0.0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0.0	0.0
9	1.0	0.0	0.0	0.5
10	0.0	0.0	0.5	0.0
Promedio	Concavidad	0.275		mm
	Convexidad	0.050		mm

C. Resistencia a la compresión ($f'b$)

Este ensayo, hecho sobre una muestra compuesta por 5 unidades enteras, proporciona la resistencia a compresión axial de la unidad, así como también una medida de su durabilidad, ya que a mayor resistencia, mayor durabilidad del ladrillo.

Previamente, la muestra fue introducida en un horno durante 24 horas, a 110° C para eliminar su humedad natural. Una vez secas las unidades, se les colocó un capping de yeso-cemento, para obtener una superficie uniforme de contacto entre la unidad y el cabezal de la máquina de compresión (Figuras 3.4 y 3.5). Antes del ensayo a compresión se debe medir las dimensiones de cada unidad.



Figura 3.4. Ladrillo con capping, listo para ensayar



Figura 3.5. Ensayo de compresión

La resistencia a compresión de cada unidad (f_b) se calcula como la carga máxima o de rotura entre el área bruta del espécimen. Finalmente la resistencia característica (f'_b) se obtiene restando una desviación estándar al valor promedio. Los resultados aparecen en las Tablas 3.3 y 3.4

$$f_b = \frac{P}{A} \quad \Rightarrow \quad f'_b = f_b - \sigma$$

Donde:

- f'_{b} = Resistencia característica
- f_b = Resistencia a compresión de una unidad
- P = Carga máxima o de rotura
- A = Área bruta del espécimen
- σ = Desviación estándar

Tabla 3.3. Mediciones y Resultados de ensayo de Compresión

Espécimen N°	Largo (mm)		Ancho (mm)		Altura (mm)		Peso Seco (gr)	Carga Máxima (kg)
	L_1	L_2	A_1	A_2	H_1	H_2		
01	228.0	229.1	108.6	108.9	91.7	91.1	2159.5	15060
02	227.8	229.0	110.6	110.0	90.9	90.3	2133.8	13098
03	228.7	229.9	109.3	109.4	90.6	91.2	2039.0	18299
04	231.0	232.3	107.5	107.8	92.3	91.9	2106.8	16385
05	230.0	232.1	108.9	109.3	91.7	90.1	2189.5	16997

Tabla 3.4. Cálculo de la Resistencia Característica a Compresión

Espécimen N°	A_{prom} (mm)	L_{prom} (mm)	Carga Máxima (kg)	Área Bruta (cm ²)	f_b (kg/cm ²)
01	228.6	108.8	15060	248.548	60.59
02	228.4	110.3	13098	251.925	51.99
03	229.3	109.4	18299	250.740	72.98
04	231.7	107.7	16385	249.371	65.71
05	231.1	109.1	16997	252.076	67.43

$$f_b = 63.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 7.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{b} = 56 \text{ kg/cm}^2$$

3.1.3. Ensayos No Clasificatorios

Estos ensayos no intervienen en la clasificación de las unidades de albañilería, pero sí para definir el procedimiento constructivo de los muros de albañilería.

A. Succión

A través de este ensayo se mide la velocidad con que las unidades de albañilería absorben el agua del mortero. La adherencia ladrillo-mortero se ve afectada si es elevada la succión porque disminuirá la adherencia al secarse rápidamente el mortero.

Para este ensayo se eligieron 6 unidades, que se introdujeron en un horno a una temperatura de 110° C durante 24 horas. Una vez pasado este tiempo se obtuvo el peso seco. Luego se preparó una bandeja llena de agua con dos soportes para los ladrillos.

Enseguida se procedió a colocar los ladrillos sobre los soportes y por medio de una botella se echó agua para mantener constante su nivel en la bandeja (Figura 3.6). El ladrillo estuvo durante 1 minuto absorbiendo agua para luego ser retirado de la bandeja y obtener de inmediato el peso “Ph”.



Figura 3.6. Ensayo de Succión

La succión está expresada en gramos por minuto en un área normalizada de 200 cm². Esta succión se calculó con la siguiente fórmula (ver los resultados en la Tabla 3.5):

$$S = 200 \times \frac{(Ph - Ps)}{A}$$

Donde:

- S = Succión ($\text{gr}/(200 \text{ cm}^2 - \text{min})$)
 Ph = Peso de la unidad luego de ser sumergido en agua durante 1 min (gr)
 Ps = Peso de la unidad luego de permanecer en el horno (gr)
 A = Área: Largo x Ancho (cm^2)

Tabla 3.5. Cálculo de la Succión

Espécimen N°	Largo (mm)	Ancho (mm)	Espesor (mm)	Peso Seco (gr)	Peso Saturado (gr)	Succión
1	230	111	91	2216.5	2270.2	42.07
2	230	110	91	2155.8	2211.0	43.64
3	231	110	92	2152.4	2210.2	45.49
4	229	110	91	2089.0	2141.4	41.60
5	230	110	92	2140.6	2196.9	44.51
6	229	111	91	2082.1	2139.8	45.40

La Norma E.070 especifica que la succión de los ladrillos debe estar comprendida entre los 10 y 20 $\text{gr}/(200 \text{ cm}^2 - \text{min})$. En vista que el resultado promedio ($S = 44 \text{ gr}/(200 \text{ cm}^2 - \text{min})$) excedió al límite máximo reglamentario, los ladrillos se regaron durante 30 minutos unas 10 horas antes del asentado.

B. Absorción

La absorción de las unidades de albañilería está directamente relacionada con su resistencia al intemperismo. Mientras la unidad sea más absorbente, será más porosa; por tanto será más vulnerable a la humedad de la intemperie.

Para el ensayo se utilizó una muestra compuesta por seis ladrillos enteros, los cuales fueron introducidos al horno a 110°C durante 24 horas (Fig.3.7). Pasado este tiempo se pesaron los especímenes (Peso Seco), dejándolos enfriar unas 4 horas para luego sumergirlos durante 24 horas en un recipiente lleno de agua, para finalmente pesarlos (Peso Saturado).



Figura 3.7. Ensayo de Absorción, Izquierda: Unidades almacenadas en el horno. Derecha: Unidades en un recipiente con agua.

El cálculo de la absorción en porcentaje (Tabla 3.6) se realizó con la siguiente fórmula:

$$A = \frac{100 \times (\text{Peso Saturado} - \text{Peso Seco})}{\text{Peso Seco}}$$

Tabla 3.6. Cálculo de la Absorción

Espécimen N°	PESO SECO (gr)	PESO SAT (gr)	ABSORCIÓN (gr)
07	2208.1	2505.2	13.5%
08	2111.1	2398.4	13.6%
09	2157.5	2443.0	13.2%
10	2228.5	2520.9	13.1%
11	2181.2	2470.9	13.3%
12	2091.7	2360.8	12.9%

La absorción promedio resultó 13%, menor que el límite máximo impuesto por la Norma E.070 para los ladrillos de arcilla (22%).

3.1.4. Evaluación de Resultados

Según la Norma E.070 los ladrillos tubulares (pandereta) no deben ser usados en la construcción de muros portantes en nuestro país, excepto en la zona sísmica 1 (Selva), donde se permiten construcciones de hasta un máximo de dos pisos.

Los resultados de los ensayos clasifican el ladrillo pandereta como Clase I, según la Norma E.070, ya que tiene una baja resistencia característica a compresión ($f'_b = 56 \text{ kg/cm}^2$), ver Tabla 3.7.

Tabla 3.7. Clase de Unidad de Albañilería para fines estructurales – Norma E.070

CLASE	VARIACIÓN DE LA DIMENSION (máxima en porcentaje)			ALABEO (máximo en mm)	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN f'_b mínimo en MPa (kg/cm^2) sobre área bruta
	Hasta 100 mm	Hasta 150 mm	Más de 150 mm		
Ladrillo I	± 8	± 6	± 4	10	4,9 (50)
Ladrillo II	± 7	± 6	± 4	8	6,9 (70)
Ladrillo III	± 5	± 4	± 3	6	9,3 (95)
Ladrillo IV	± 4	± 3	± 2	4	12,7 (130)
Ladrillo V	± 3	± 2	± 1	2	17,6 (180)
Bloque P ⁽¹⁾	± 4	± 3	± 2	4	4,9 (50)
Bloque NP ⁽²⁾	± 7	± 6	± 4	8	2,0 (20)

(1) Bloque usado en la construcción de muros portantes

(2) Bloque usado en la construcción de muros no portantes

3.2. CEMENTO

Es un producto de la mezcla de calizas y arcillas u otros materiales, tiene la propiedad de endurecer al contacto con agua; mezclado con agregados, como la arena y piedra, se crea una mezcla llamada concreto u hormigón. Existen cinco tipos de cemento; para este proyecto se utilizó el Cemento Portland tipo I para el mortero de asentado y para los elementos de confinamiento.

3.3. AGREGADOS

Por su gradación se clasifican en:

- Agregado fino (arena): Partículas menores de 4.75 mm (Malla Standard ASTM #4) y mayor de 0.075 mm (Malla Standard ASTM #200).
- Agregado grueso (piedra): Partículas mayores de 4.75 mm (Malla Standard ASTM #4).

Para el proyecto de investigación se usó los siguientes agregados:

- Elementos de concreto armado (columnas y vigas): agregado fino (arena gruesa) y agregado grueso (piedra de ½" angular).

- Mortero para el asentado de ladrillos: agregado fino (arena gruesa).
- Tarrajeo en muro con malla electrosoldada: agregado fino (arena fina).

3.4. AGUA

El agua usada en la mezcla del concreto y mortero debe ser agua potable, libre de materia orgánica y sustancias como aceites, ácidos, etc. En el proyecto no hubo inconvenientes ya que teníamos disponibilidad de agua potable.

3.5. MORTERO

Es el producto obtenido de la combinación del aglomerante (cemento) y los aglomerados (agregado fino y agua). Se utiliza para la unión entre las unidades de albañilería y en el asentado corregir las irregularidades de las mismas, sellando las juntas contra el ingreso de aire y humedad.

Según la Norma E.070 la dosificación adecuada para el asentado de ladrillos en muros portantes es la proporción volumétrica de 1:4 de cemento y arena gruesa, mientras que la cantidad de agua utilizada dependerá de la trabajabilidad. Una manera práctica de apreciar la trabajabilidad de la mezcla consiste en coger con el badilejo un poco de mezcla, sacudirlo verticalmente y girar el badilejo 180° para que caiga la mezcla, si quedara adherida al badilejo unos 15 segundos, la mezcla se considerará trabajable.

3.6. CONCRETO

Es el material resultante de la mezcla de agregados pétreos (grava y arena) con agua y cemento, capaz de resistir esfuerzos de compresión y limitadamente esfuerzos de tracción.

Para el control de este material, en primera instancia fue necesario definir las características del concreto según la resistencia requerida:

- **Concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$** para la Viga de Cimentación.

Dosificación en Volumen:

Cemento	:	1
Arena	:	2
Piedra	:	3
Agua	:	0.8

- **Concreto de $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$** para columnas y vigas soleras de confinamiento.

Dosificación en Volumen:

Cemento	:	1
Arena	:	2.5
Piedra	:	3.5
Agua	:	0.95

En cuanto al control de la resistencia requerida, se realizaron ensayos de compresión axial a probetas cilíndricas de 15cm de diámetro y 30cm de altura. Se ensayaron cuatro probetas por cada elemento a los 7 y 28 días de edad. Los resultados aparecen en las Tablas 3.8, 3.9 y 3.10. Se puede apreciar que los resultados son favorables, ya que alcanzaron las resistencias requeridas.

Tabla 3.8. Resultados de Ensayo a Compresión $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ – Viga de Cimentación

Probeta N°	Fecha de Vaciado	Edad (días)	Diámetro (cm)			Carga Máxima (KN)	Esfuerzo (Kg/cm^2)
			D1	D2	Dprom		
VC-1	07/06/2011	7	15.35	15.37	15.36	332.3	183
VC-3	07/06/2011	7	15.26	15.30	15.28	400.9	223
VC-2	07/06/2011	28	15.39	15.40	15.40	477.5	261
VC-4	07/06/2011	28	15.34	15.40	15.37	503.6	277

Tabla 3.9. Resultados de Ensayo a Compresión $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ – Columnas

Probeta N°	Fecha de Vaciado	Edad (días)	Diámetro (cm)			Carga Máxima (KN)	Esfuerzo (Kg/cm^2)
			D1	D2	Dprom		
C-1	13/06/2011	7	15.23	15.40	15.32	322.7	179
C-3	13/06/2011	7	15.32	15.36	15.34	310.8	171
C-2	13/06/2011	28	15.33	15.32	15.33	502.7	278
C-4	13/06/2011	28	15.42	15.51	15.47	442.9	240

Tabla 3.10. Resultados de Ensayo a Compresión $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ – Vigas Soleras

Probeta N°	Fecha de Vaciado	Edad (días)	Diámetro			Carga Máxima (KN)	Esfuerzo (Kg/cm^2)
			D1	D2	Dprom		
VS-1	14/06/2011	7	15.32	15.40	15.36	256.7	141
VS-3	15/06/2011	7	15.34	15.47	15.41	293.9	161
VS-2	14/06/2011	28	15.27	15.22	15.25	337.8	189
VS-4	15/06/2011	28	15.37	15.32	15.35	358.2	197

3.7. ACERO DE REFUERZO

Son barras de acero de sección circular con estrías en su superficie que mejoran la adherencia con el concreto. Su uso en la construcción es para poder soportar los esfuerzos de tracción que el concreto por sí solo no podría.

Su fabricación cumple con límites de fluencia, resistencia a la tracción y alargamiento. Las especificaciones señalan también las dimensiones y tolerancias (ASTM A615 Grado 60). La longitud comercial usual es de 9 metros de largo.

Estas barras se usaron como refuerzo en las vigas de cimentación, columnas y vigas soleras. Las propiedades mecánicas del acero utilizado son las siguientes:

- Límite de Fluencia = 4220 kg/cm^2
- Resistencia máxima a la Tracción = 6330 kg/cm^2

Los diámetros utilizados en la construcción de los especímenes fueron los siguientes:

- Viga de cimentación: 5/8" corridos y estribos de 3/8".
- Columnas: 1/2" corridos y estribos de 1/4".
- Viga solera: 3/8" corridos y estribos de 1/4".

3.8. MALLA ELECTROSOLDADA

La malla electrosoldada (Fig.3.7) utilizada como refuerzo del muro M2 presenta las siguientes características indicadas por la empresa proveedora del material:

- Compuesta por varillas de acero corrugado de $\Phi 4.5 \text{ mm}$.

- Espaciamiento longitudinal y transversal: 15 cm.
- Dimensiones de la plancha: 6.25 x 2.40 m.
- Peso de la plancha: 19.878 kg
- Tensión Máxima: 5500 kg/cm²
- Tensión de Fluencia: 5000 kg/cm²
- Cumple con las normas: ASTM A496 – 94 (Alambres Trefilados Corrugados) y ASTM A497 - 94 (Malla Electrosoldada Corrugada).



Figura 3.7. Malla Electrosoldada PRODAC

CAPITULO 4: PRISMAS DE ALBAÑILERÍA

Los prismas son pequeños especímenes que nos permiten predecir el comportamiento de los muros de albañilería, mediante ensayos que determinan los parámetros requeridos para el análisis y el diseño estructural.

Los prismas son sometidos a solicitaciones semejantes a la realidad, para determinar la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad y la resistencia al corte de la albañilería se construyeron cuatro pilas y cuatro muretes usando los ladrillos y mortero similares a los muros.

4.1. PILAS

4.1.1. Características

Las características de las 4 pilas (Fig.4.1) construidas fueron:

- Tipo de ladrillo: Pandereta Acanalado
- Dimensiones: 23 cm de ancho, 11 cm de espesor y 60 cm de alto (6 hiladas).
- Dosificación del mortero: 1: 4 (cemento: arena)
- Espesor de juntas: 1.0 cm
- Colocación de capping de yeso-cemento en los extremos.

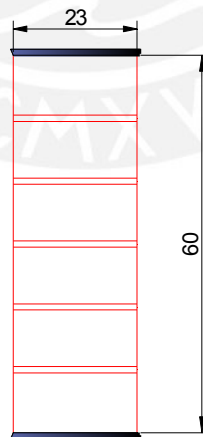


Figura 4.1. Pila Típica

4.1.2. Procedimiento Constructivo

Los ladrillos pandereta fueron regados durante 30 minutos un día antes del asentado.

Entre cada ladrillo (Fig.4.2) se colocó el mortero hasta llegar a la sexta hilada, verificando la verticalidad con una plomada y un nivel. El grosor de las juntas se controló con un escantillón.

Finalmente se colocó un capping de yeso-cemento en la parte inferior y superior de las pilas para poder uniformizar la superficie de contacto entre las pilas y el cabezal del equipo mecánico de ensayo.

Pasado los 28 días de haber construido las pilas se procedió a realizar los ensayos de compresión axial.



Figura 4.2. Construcción de pila

4.1.3. Instrumentación y Montaje

El montaje de las pilas fue de manera manual realizado por el personal del laboratorio, que se encargó de ubicar las respectivas pilas lo más centradas posible en los ejes de los cabezales, como se muestra en la Fig.4.3.



Figura 4.3. Pila instalada para ensayo

Para este ensayo se utilizó una velocidad de 5 ton/min. Con respecto al equipo de ensayo, se utilizó una gata hidráulica de 200 toneladas accionada por una bomba hidráulica eléctrica de 600 bar de capacidad. Mientras la gata hidráulica iba ejerciendo fuerza sobre la pila, la celda de carga registraba el voltaje. Para poder traducir este voltaje en toneladas se utilizó el programa LABVIEW, con lo cual fue posible registrar los resultados en una computadora.

Antes de iniciar los ensayos se colocaron dos LVDT a cada pila, para poder registrar el desplazamiento axial. Los instrumentos se retiraron para una carga aproximada de 4500 kg, con la finalidad de evitar que se dañen ante la falla de las pilas.

En todos los casos se obtuvo una falla frágil y explosiva (Fig.4.4), con valores pequeños en la resistencia. Esto demuestra lo peligroso que es usar ladrillos pandereta en la construcción de muros portantes.

4.1.4. Cálculo de la Resistencia a Compresión Axial

La resistencia a compresión axial de las pilas de albañilería se obtiene de la relación carga máxima sobre el área bruta de la pila.

$$f_m = \frac{P_{\text{máx}}}{\text{Área}}$$

Donde:

f_m	=	Resistencia a compresión axial (kg/cm ²)
$P_{\text{máx}}$	=	Fuerza máxima que resiste la pila (kg)
Área	=	Área bruta transversal a la fuerza (cm ²)

La resistencia característica se obtiene al restar una desviación estándar a la resistencia promedio.

$$f'_m = f_m - \sigma$$

Donde:

f'_m	=	Resistencia característica a compresión axial (kg/cm ²)
σ	=	Desviación estándar (kg/cm ²)

Según la Norma E.070 el valor de f'_m tiene que ser corregido por esbeltez. Los factores de corrección se muestran en la siguiente tabla 4.1.

Tabla 4.1. Factores de Corrección de f'_m por esbeltez, Norma E.070

Esbeltez	2	2.5	3	4	4.5	5
Factor	0.73	0.80	0.91	0.95	0.98	1.00

Para valores de esbeltez mayores se extrapola según los datos de la tabla anterior. En la Tabla 4.2 se muestra los resultados obtenidos.

Tabla 4.2. Resultados de los Ensayos de Compresión Axial en Pilas

Espécimen	Dimensiones			Esbeltez (H/t)	Pmáx Ton	Área cm ²	fm kg/cm ²	Factor Corrección	fm (kg/cm ²) Corregido
	L (mm)	t (mm)	H (mm)						
PA - 01	230.00	107.00	600.00	5.61	6.05	246.10	24.60	1.061	26.09
PA - 02	230.00	108.00	599.00	5.55	6.48	248.40	26.10	1.055	27.53
PA - 03	230.00	105.00	600.00	5.71	8.93	241.50	36.97	1.071	39.61
PA - 04 (*)	228.00	106.00	596.00	5.62	5.92	241.68	24.48	1.062	26.01

fm: 31.08 kg/cm²
 σ: 7.43 kg/cm²
 f'm: 24 kg/cm²

(*) Se detectó en el ensayo de la pila PA-04 que el capping en la base falló por trituración (Fig.4.4) por haber absorbido agua de la lluvia durante los días previos al ensayo. En las otras pilas el capping de la base terminó intacto, permitiendo transmitir adecuadamente la carga hacia la albañilería. Por ello, en el cálculo de fm, σ y Em se excluye la pila PA-04.



Figura 4.4. Falla del capping por trituración en la base de la pila PA-04

4.1.5. Cálculo del Módulo de Elasticidad

Para la obtención del módulo de elasticidad de la albañilería, se colocaron 2 LVDT en las 4 pilas, según se muestra en la Fig.4.5.

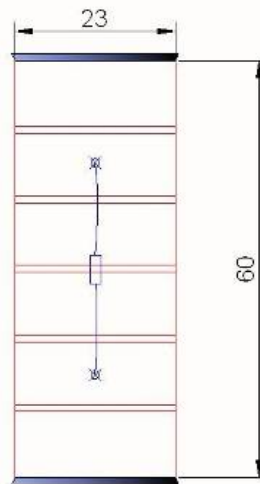


Figura 4.5. Pila Típica con LVDT

El módulo de elasticidad (E_m) debe ser hallado en una zona de la gráfica fuerza – desplazamiento donde el comportamiento es elástico. Por ello se procedió a aplicar carga hasta llegar aproximadamente a la mitad de la carga de rotura, momento en el cual se retiraron los LVDT para no dañar a estos instrumentos.

Para el cálculo del módulo de elasticidad de la pila se usaron las siguientes expresiones:

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta P}{\text{Área bruta}}$$

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta D}{L_e}$$

$$E_m = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$

Donde:

ΔP	=	Incremento de fuerza en la zona elástica (ton)
Área Bruta	=	Largo x Ancho (m^2)
$\Delta\sigma$	=	Esfuerzo axial asociado a ΔP (ton/m^2)
ΔD	=	Desplazamiento asociado a ΔP (mm)
$\Delta\varepsilon$	=	Deformación unitaria asociada a $\Delta\sigma$
L_e	=	Longitud entre las bases del LVDT (mm)
E_m	=	Módulo de Elasticidad de la albañilería.

El gráfico fuerza - desplazamiento de las 4 pilas se muestra en las Figuras 4.6 a 4.9.

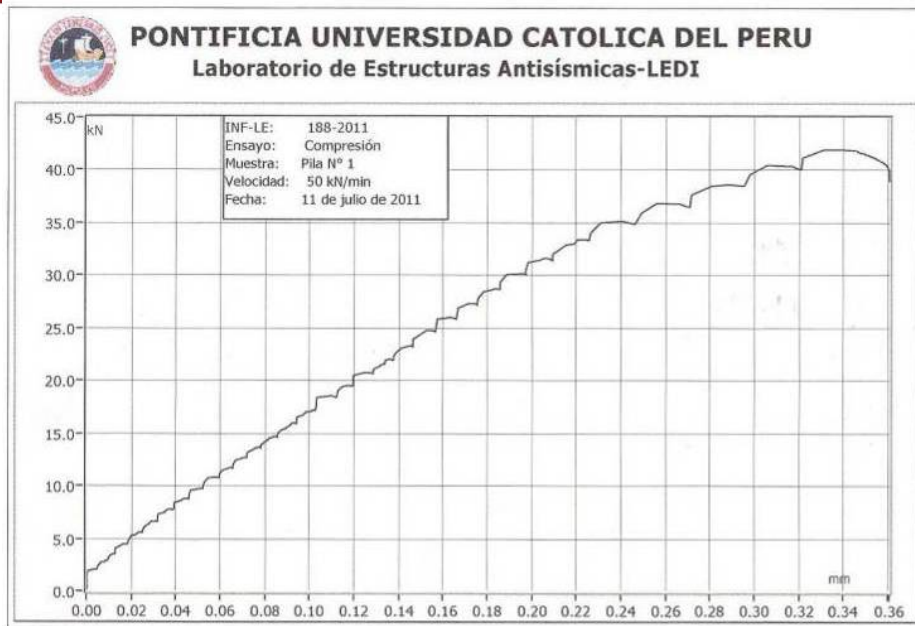


Figura 4.6. Gráfico Fuerza vs Desplazamiento en la Pila N°1

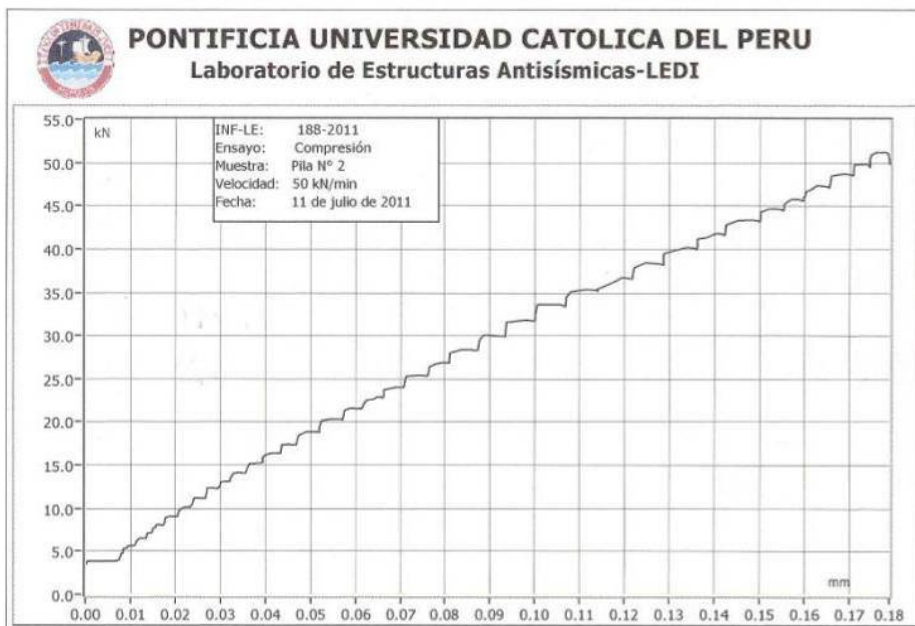


Figura 4.7. Gráfico Fuerza vs Desplazamiento en la Pila N°2

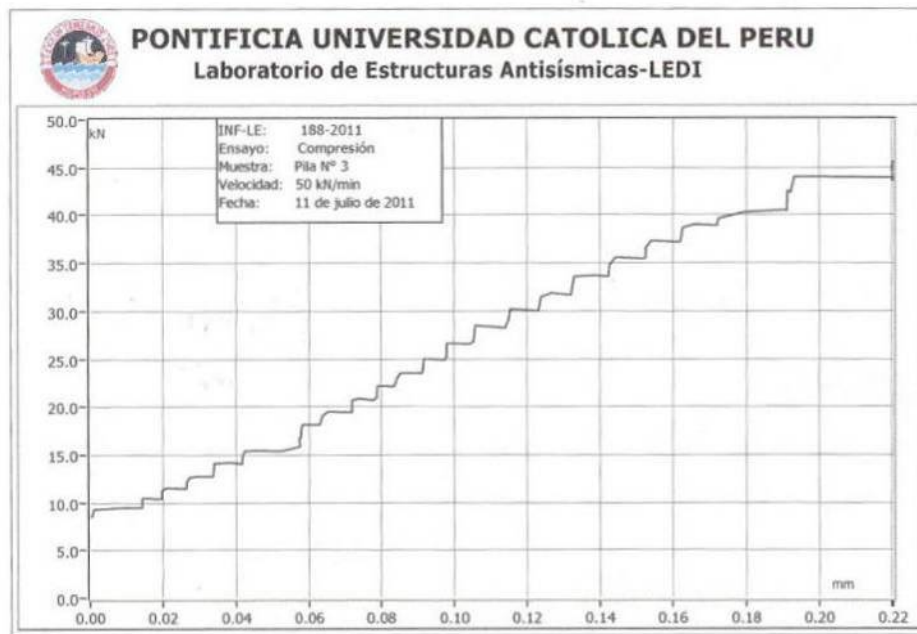


Figura 4.8. Gráfico Fuerza vs Desplazamiento en la Pila N°3

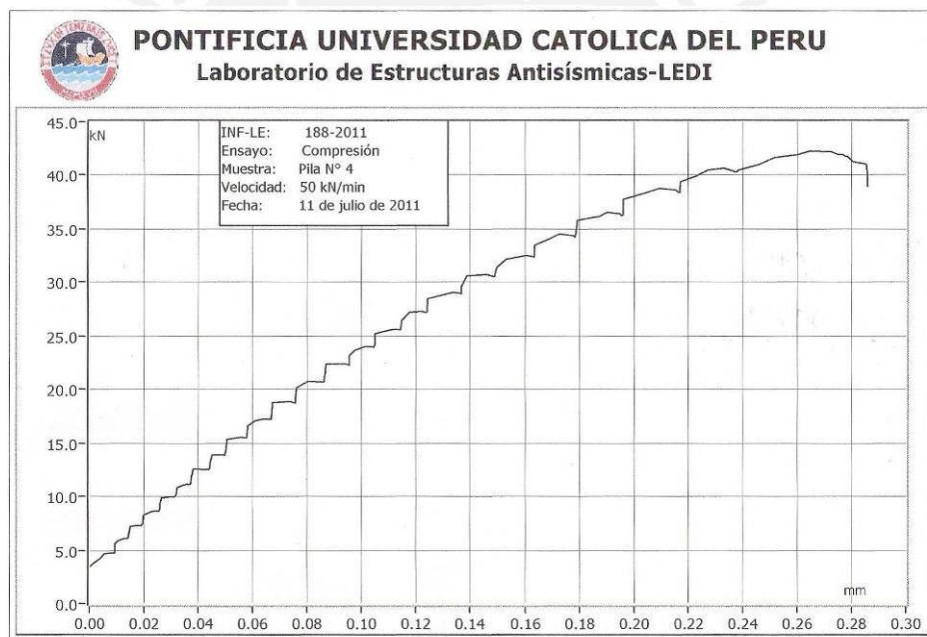


Figura 4.9. Gráfico Fuerza vs Desplazamiento en la Pila N°4

El cálculo del módulo de elasticidad ($E_m = 25800 \text{ kg/cm}^2$) se muestra en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Cálculo del Módulo de Elasticidad en Pilas

Especímen	Distancia LVDT Le (mm)	Datos		Deformación Unitaria ϵ	$\Delta\sigma$	Em (ton/m ²)
		ΔP (ton)	ΔD (mm)		ton/m ²	
PA - 01	300	4.28	0.339	0.00113	173.89	1.54E+05
PA - 02	300	5.23	0.176	0.00059	210.49	3.59E+05
PA - 03	300	4.6	0.220	0.00073	192.40	2.62E+05
PA - 04 (*)	300	4.31	0.265	0.00088	178.27	2.02E+05
Em:						2.58E+05
Desviación:						1.02E+05

4.2. MURETES

4.2.1. Características

Las características de los 4 muretes construidos (Fig.4.10) fueron:

- Tipo de ladrillo: Pandereta acanalado en aparejo de soga.
- Dimensiones: 60 cm de ancho, 60 cm de alto (6 hiladas) y 11 cm de espesor.
- Dosificación del mortero: 1:4 (cemento: arena)
- Espesor de juntas: 1.0 cm
- Relleno con Mortero: para evitar la falla local por aplastamiento del ladrillo, aproximadamente 10cm de los alveolos tubulares de los ladrillos ubicados en las esquinas opuestas del murete fueron rellenos con mortero.
- Colocación de capping yeso-cemento en las esquinas opuestas.

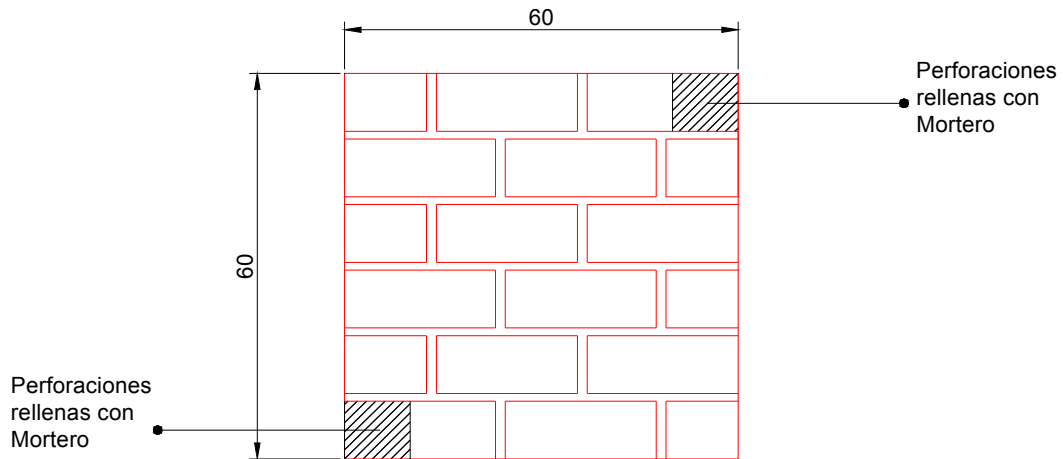


Figura 4.10. Murete Típico

4.2.2. Procedimiento de Construcción

Los ladrillos pandereta (Fig.4.11) fueron regados durante 30 minutos el día anterior al asentado.

Primero se asentaron los “ladrillos maestros”, usando el escantillón para controlar el grosor de las juntas y una plomada para controlar su verticalidad, luego se asentaron los ladrillos internos, usando como guías a los “ladrillos maestros”.

Al término de la construcción de cada murete se rellenaron los alveolos tubulares de los ladrillos ubicados en las esquinas opuestas del murete (zona en contacto con los cabezales angulares del equipo de ensayo), introduciendo papel en una distancia aproximada de 10cm para luego rellenar este espacio con mortero 1:4.

Pasados los 28 días de haber construido los muretes se procedió a realizar los ensayos de compresión diagonal.



Figura 4.11. Construcción de Murete

4.2.3. Instrumentación y Montaje

El transporte y montaje de los muretes fue realizado con un equipo de izaje colgado del puente grúa, colocando al murete en el equipo de ensayo, como se aprecia en la Fig.4.12.



Figura 4.12. Murete instalado.

La carga se aplicó en forma monotónicamente creciente a una velocidad de 1 ton/min hasta alcanzar la rotura del murete. Para generar la carga se utilizó una gata hidráulica de 200 toneladas accionada por una bomba hidráulica eléctrica de 600 bar de capacidad. La carga aplicada fue registrada en voltaje y mediante el programa LABVIEW se convirtió a toneladas.

4.2.4. Cálculo de la Resistencia al Corte

La resistencia a corte puro de los muretes de albañilería simple se calcula de la relación entre la carga de rotura y el área bruta de la diagonal cargada.

$$v_m = \frac{P_{m\acute{a}x}}{D t}$$

Donde:

- v_m = Resistencia al corte (kg/cm^2)
- $P_{m\acute{a}x}$ = Fuerza máxima que resiste el murete (kg)
- Área = $D t$ = Área diagonal (cm^2)

La resistencia característica (v'_m , Norma E.070) se obtiene al restar una desviación estándar a la resistencia a corte promedio de todos los muretes ensayados. Los resultados aparecen en la Tabla 4.4.

$$v'_m = v_m - \sigma$$

Donde:

- v'_m = Resistencia característica al corte (kg/cm^2)
- v_m = Resistencia promedio al corte (kg/cm^2)
- σ = Desviación estándar (kg/cm^2)

Tabla 4.4. Resultados de los Ensayos de Compresión Diagonal en Muretes

Espécimen	Largo (cm)	Alto (cm)	Ancho (cm)	Diagonal (cm)	Carga Máx. (Kg)	Área (cm^2)	v_m (kg/cm^2)
M- 01	60.0	60.0	10.9	87.5	9550	953.8	10.01
M- 02	59.8	60.1	11.0	86.9	8941	955.9	9.35
M- 03	59.7	60.2	11.0	86.9	8917	955.9	9.33
M- 04	60.0	59.9	10.9	86.4	9189	941.8	9.76

$$v_m = 9.61 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\sigma = 0.33 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$v'_m = 9.28 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

En todos los casos la falla fue por tracción diagonal, en forma frágil y explosiva (Fig.4.13)



Figura 4.13. Forma de falla de los muretes 3 y 4.

4.3. EVALUACIÓN DE RESULTADOS

El tipo de ladrillo pandereta, según la Norma E.070 no es aplicable para muros portantes. Sin embargo, con fines ilustrativos se harán algunas comparaciones.

Se comparan los resultados obtenidos de f'_m y v'_m para la albañilería con ladrillos tubulares (pandereta) con los valores de otros ladrillos de arcilla (Tabla 4.5). Puede notarse que el valor de $f'_m = 24 \text{ kg/cm}^2$ resultó ser muy bajo, incluso inferior al ladrillo King Kong Artesanal ($f'_m = 35 \text{ kg/cm}^2$), mientras el valor $v'_m = 9.28 \text{ kg/cm}^2$ resultó ser elevado y parecido al ladrillo Rejilla Industrial ($v'_m = 9.2 \text{ kg/cm}^2$).

Tabla 4.5. Resistencias Características de la Albañilería según la Norma E.070

RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA Mpa (kg / cm ²)				
Materia Prima	Denominación	UNIDAD f'_b	PILAS f'_m	MURETES v'_m
Arcilla	King Kong Artesanal	5,4 (55)	3,4 (35)	0,5 (5,1)
	King Kong Industrial	14,2 (145)	6,4 (65)	0,8 (8,1)
	Rejilla Industrial	21,1 (215)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
Sílice-cal	King Kong Normal	15,7 (160)	10,8 (110)	1,0 (9,7)
	Dédalo	14,2 (145)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
	Estándar y mecano	14,2 (145)	10,8 (110)	0,9 (9,2)
Concreto		4,9 (50)	7,3 (74)	0,8 (8,6)
		6,4 (65)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
		7,4 (75)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
	Bloque Tipo P	8,3 (85)	11,8 (120)	1,1 (10,9)

Lo indicado en el párrafo anterior se debió a que el ladrillo pandereta presentó una menor área neta que resista los esfuerzos de compresión axial en la pila; mientras que la resistencia al corte de la albañilería resultó ser alta probablemente porque se formaron llaves en las juntas verticales, generadas por la penetración del mortero en los alveolos tubulares del ladrillo pandereta. Esto también ocurrió en ensayos similares en otra investigación (Salinas y Lázares, 2007), Fig.4.14.



Figura 4.14. Izquierda, Pilas; Derecha, llave de corte en Muretes (Ref.3).

El módulo de elasticidad tampoco cumplió con la expresión indicada en la Norma E.070: $E_m = 500 f'm = 500 \times 24 = 12000 \text{ kg/cm}^2$, mientras que el resultado experimental obtenido fue 25800 kg/cm^2 .

Asimismo, en la Norma E.070 se especifica que para efectos de diseño, la resistencia al corte del murete ($v'm$) no debe ser mayor que $\sqrt{f'm}$, en kg/cm^2 , Tabla 4.6. Sin embargo, como el valor de $f'm$ resultó ser muy pequeño, por las razones antes mencionadas, se consideró el $v'm$ obtenido en el ensayo para los cálculos en la etapa de diseño de los muros.

Tabla 4.6. Cálculo de la resistencia de diseño al corte

Unidades de Albañilería	$v'm$ ensayo (kg/cm^2)	$f'm$ ensayo (kg/cm^2)	$v'm$ max $\sqrt{f'm}$ (kg/cm^2)	$v'm$ diseño (kg/cm^2)
Pandereta Acanalados	9.28	24	4.9	9.28

CAPITULO 5: DISEÑO DE LOS MUROS

Los muros presentaron las siguientes características:

- **Muro tradicional M1.-** Muro confinado de unidades tubulares (pandereta), amarre tipo sogá, conexión columna-albañilería dentada y taponada, construido de manera tradicional.
- **Muro reforzado M2.-** Similar al muro M1, pero reforzado en ambas caras con malla electrosoldada de diámetro 4.5 mm cada 150 mm, recubierta con mortero 1:4.

5.1. DISEÑO DEL MURO M1

La Norma E.070 prohíbe el uso de ladrillos pandereta en la construcción de muros portantes (excepto en la Zona Sísmica 1). Sin embargo, con fines ilustrativos se aplicará la Norma para el diseño del muro M1.

5.1.1. Diseño de vigas de cimentación y solera

Viga de Cimentación

El diseño de la viga de cimentación se hizo de tal forma de poder soportar los esfuerzos producidos durante el traslado del muro, los esfuerzos generados durante el ensayo y los esfuerzos resultantes ocasionados por los dispositivos mecánicos de ensayo en contacto con la cimentación. El resultado del diseño aparece en la Fig.5.1.

Diseño de la Solera

Para el diseño de la viga solera es necesario determinar primeramente la resistencia al agrietamiento diagonal de la albañilería. Usando la formulación de la Norma E.070 se tiene:

$$V_m = 0.5 \times v'_m \times t \times L + 0.23 \times P_g$$

Donde:

V_m = resistencia al agrietamiento diagonal

v'_m = resistencia característica a corte puro de la albañilería = 92.8 ton/m²

P_g = carga gravitacional de servicio = 0 (el ensayo se hizo sin carga vertical)
 t = espesor efectivo del muro = 0.11 m
 L = longitud total del muro (incluyendo columnas en el caso de muros confinados)
 α = factor de reducción de resistencia por esbeltez = 1 para muros cuadrados.

$$V_m = 0.5 \times 92.82 \times 0.11 \times 2.60 + 0.23 \times 0 = 13.27 \text{ ton}$$

$$A_s = \frac{0.5 \times V_m}{f_y \times \Phi}$$

Donde:

A_s = área de acero horizontal requerida.
 Φ = factor de reducción de resistencia = 0.9
 $A_s = (0.5 \times 13270) / (4200 \times 0.9) = 1.76 \text{ cm}^2$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.10 \times f'c \times \frac{A_{sol}}{f_y}$$

Donde:

$A_{s \text{ mín}}$ = área de acero horizontal mínima
 $A_{s \text{ mín}} = 0.10 \times 175 \times (0.13 \times 0.20) / 4200 = 1.08 \text{ cm}^2$

El refuerzo utilizado en la solera fue de 4 de $\frac{3}{8}$ ", entonces:

$$A_s \text{ utilizado} = 4 \times 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ mín}} \text{ y } A_s$$

En un caso real, las vigas soleras no se diseñan por fuerza cortante, debido a que los pisos superiores proporcionan un gran área de corte vertical. Por lo tanto, la cantidad de estribos es la mínima: $\square \frac{1}{4}$ " 1 @ 5cm, 4 @ 10cm, resto @ 20cm.

Los cabezales del equipo de ensayo accionan directamente sobre la solera, por ello se colocó dos ganchos de $\frac{3}{8}$ " en cada esquina que salen en volado 5 cm. La finalidad es que los cabezales no entren en contacto con las columnas de confinamiento. El resultado del diseño se muestra en la Fig.5.1.

5.1.2. Diseño de las columnas

De acuerdo a la Norma E.070, las columnas se diseñan para soportar la carga que produce el agrietamiento diagonal de la albañilería. Estas columnas están sujetas a acciones combinadas de tracción, corte-fricción y compresión, no existe momento flector porque la albañilería impide su curvatura por flexión. Utilizando la nomenclatura de la Norma E.070 se tiene:

- **Cálculo de las Fuerzas Internas**

h = altura del muro = 2.3m (hasta el eje del actuador dinámico)

V_m = 13.27 ton

f'_c = 175 kg/cm²

M_u = momento flector ante sismo severo

M_u = $V_m \times h$

M_u = 13.27 x 2.30

M_u = 30.53 ton-m

L = longitud total del muro incluyendo columnas = 2.6m

L_m = L (muros de 1 paño) = 2.6m

N_c = número de columnas de confinamiento = 2

V_c = cortante en la columna

V_c = $(1.5 \times V_m \times L_m) / (L \times (N_c + 1)) = (1.5 \times 13.27 \times 2.60) / (2.60 \times (2 + 1)) = 6.64$ ton

P_c = carga vertical sobre una columna = 0 (el experimento se realizó con carga nula)

P_t = carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna = 0

M = $M_u - V_m \times h/2$

M = 30.53 – 13.27 x 2.30 / 2 = 15.26 ton-m

F = fuerza axial producida en una columna por “M”

F = $M / L = 15.26 / 2.60 = 5.87$ ton

T = tracción en una columna

$$T = F - P_c - P_t = 5.87 - 0 - 0 = 5.87 \text{ ton}$$

C = compresión en columna

$$C = P_c + F = 0 + 5.87 = 5.87 \text{ ton}$$

- **Diseño por compresión**

A_n = área del núcleo bordeada por los estribos

$\Phi = 0.70$ (estribos cerrados)

$\delta = 0.80$ (columnas sin muros transversales)

$$A_n = A_s + (C / \Phi - A_s \times f_y) / (0.85 \times f'_c \times \delta)$$

$$A_n = 5.16 + (5871 / 0.70 - 5.16 \times 4200) / (0.85 \times 175 \times 0.80) < 0 \text{ cm}^2$$

- **Diseño por corte-fricción**

A_{cf} = Sección transversal de la columna por corte fricción

$\emptyset = 0.85$

$$A_{cf} = V_c / (0.20 \times \emptyset \times f'_c) \geq 15 \text{ t}$$

$$A_{cf} = 6637 / (0.20 \times 0.85 \times 175) = 223.08 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{cf} \geq A_c \geq 15t \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Se usó: } A_c = 13 \times 20 = 260 \text{ cm}^2$$

- **Determinación del refuerzo vertical**

A_{sf} = área de acero por corte-fricción

$\Phi = 0.85$

$u = 1$ (para juntas solera-columna intencionalmente rugosa)

$$A_{sf} = V_c / (f_y \times u \times \emptyset) = 6637 / (4200 \times 1 \times 0.85) = 1.86 \text{ cm}^2$$

A_{st} = área de acero vertical requerida por tracción

$\Phi = 0.85$

$$A_{st} = T / (\emptyset \times f_y) = 5871 / (0.85 \times 4200) = 1.64 \text{ cm}^2$$

A_s = área de acero total requerida

$$A_s = A_{sf} + A_{st} = (T + V_c / u) / (\emptyset \times f_y) = 1.86 + 1.64 = 3.50 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo que se exige para las columnas es el siguiente:

$$A_{st} \geq 0.1 \times f'c \times \frac{A_c}{f_y}$$

Donde:

A_{st}	=	Área mínima de refuerzo vertical
$f'c$	=	Resistencia a compresión del concreto, 175 kg/cm ²
A_c	=	Área bruta de la sección transversal de la columna
f_y	=	Esfuerzo de fluencia del acero, 4200 kg/cm ²
Asmín	=	$0.10 \times 175 \times (20 \times 13) / 4200 = 1.08 \text{ cm}^2$

$$A_{s \text{ requerido}} = 3.50 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ mín}} = 1.08 \text{ cm}^2$$

El refuerzo utilizado en las columnas fue $4 \phi \frac{1}{2}$ ", cumple con lo requerido:

$$A_{s \text{ utilizado}} = 4 \times 1.29 = 5.16 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ requerido}} > A_{s \text{ mín}}$$

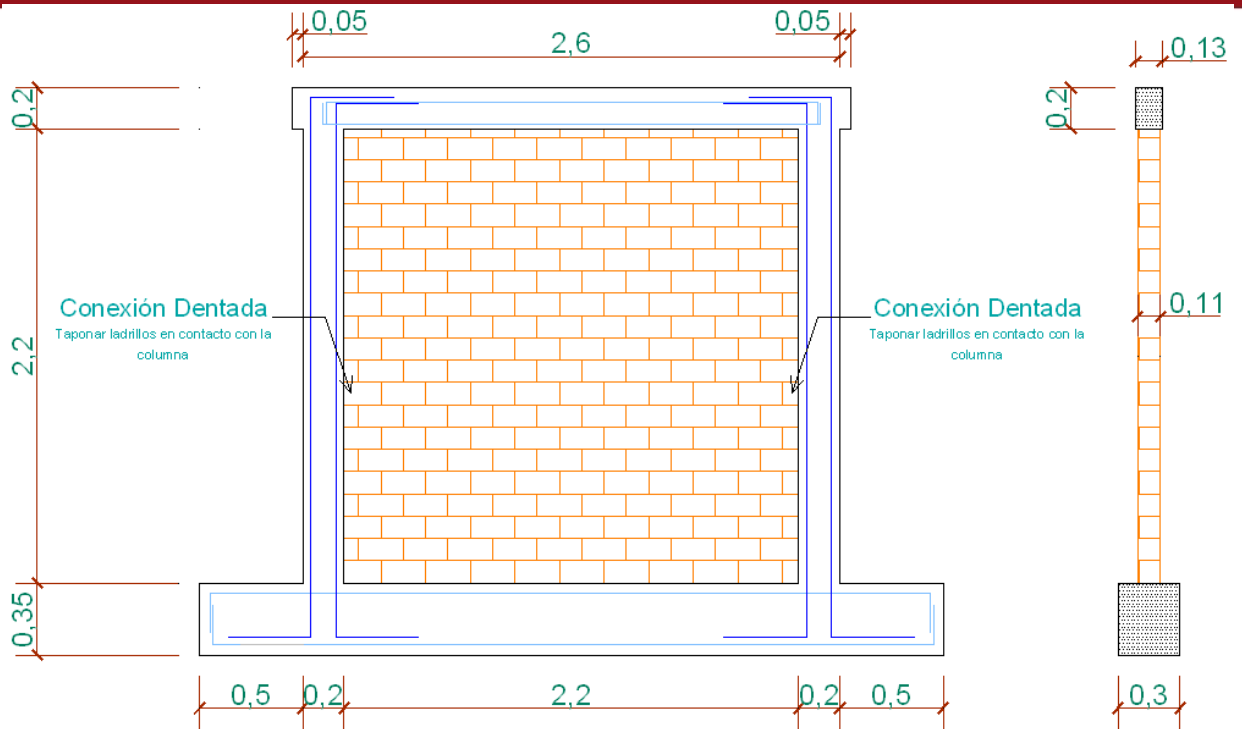
- **Diseño de los estribos**

El diseño de los estribos es para confinar al concreto ante su expansión por compresión, con el fin de evitar que se triture. Puesto que la compresión "C" es muy pequeña, se decidió emplear el estribaje mínimo especificado por la Norma E.070:

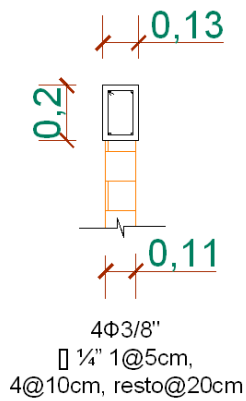
$$\square 6\text{mm}, 1 @ 5\text{cm}, 4 @ 10\text{cm}, r @ 25 \text{ cm}$$

Por otro lado, dada las pequeñas dimensiones que poseen las columnas, en este proyecto se optó por colocar estribos de $1\frac{3}{4}$ de vuelta, para así evitar que se produzcan posibles cangrejeras.

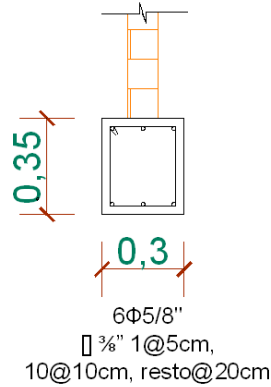
Los resultados del diseño se muestran en la Fig.5.1, debiéndose indicar que el muro M2 tuvo el mismo refuerzo, excepto que se añadió una malla electrosoldada en cada cara, recubierta con mortero 1:4.



VIGA SOLERA



VIGA DE CIMENTACIÓN



COLUMNA DE CONFINAMIENTO

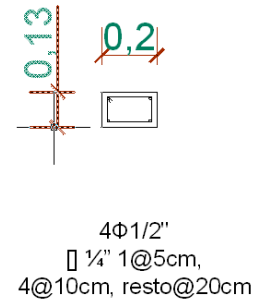


Figura 5.1. Refuerzo empleado en los confinamientos de M1 y M2.

CAPITULO 6: CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS

Se construyeron dos muros a escala natural con características similares en dimensiones y refuerzo en los confinamientos. En uno de ellos se instaló la malla electrosoldada por ambos lados recubierta con mortero, con la finalidad de comparar la efectividad de la malla en el control de la trituración de los ladrillos pandereta ante acciones sísmicas.

En este proyecto de investigación se procuró seguir en la medida de lo posible un procedimiento constructivo semejante a la realidad, añadiendo algunos detalles para eliminar defectos encontrados en investigaciones anteriores. Por ejemplo, se hizo el taponado de los alveolos tubulares de aquellos ladrillos pandereta en contacto con las columnas, para evitar la pérdida de lechada con el consecuente debilitamiento del concreto de las columnas.

6.1. CARACTERÍSTICAS COMUNES DE M1 y M2

- Muros portantes de albañilería confinada con ladrillos tubulares pandereta acanalados.
- Dimensiones de la albañilería: 2.2m de altura, 2.2m de longitud y 0.11m de espesor.
- Se utilizó los siguientes materiales: acero, concreto, ladrillos pandereta, mortero, etc.
- Se utilizó las siguientes herramientas: plomada, cordel, escantillón, nivel, badilejo, etc.
- Se utilizó la mezcladora de concreto tipo trompo, la vibradora de concreto y otros equipos requeridos.
- Se trabajó con la misma mano de obra en todo el proceso constructivo.
- El aparejo de las unidades de albañilería fue del tipo sogá con un traslape entre hiladas consecutivas de medio ladrillo.
- Las juntas horizontales y verticales fueron de 1.5 cm de grosor.
- La proporción cemento: arena gruesa del mortero de asentado fue 1: 4.
- Los ladrillos fueron regados 10 horas antes del asentado durante 30 minutos.
- La conexión columna - albañilería fue dentada y se taponó con papel los agujeros de los ladrillos pandereta dejando 2 cm de ingreso para el concreto.
- El recubrimiento del refuerzo para las columnas y soleras fue de 3 cm, para las vigas de cimentación fue 4 cm.
- La resistencia del concreto para las columnas y vigas soleras fue de 175 kg/cm² y para las vigas de cimentación fue de 210 kg/cm².
- El tiempo de fraguado fue de 28 días.

6.2. PROCESO CONSTRUCTIVO

- **Vigas de Cimentación.**- Construida de concreto armado con una resistencia característica $f'c = 210 \text{ kg / cm}^2$ y una sección rectangular de 30 x 35 cm.

Se inició realizando el trazo y nivelación según las dimensiones de la viga de cimentación sobre dos paneles de encofrado y al mismo tiempo se habilitó el encofrado y el acero de refuerzo (Fig.6.1).



Figura 6.1. Trazo, nivelación y habilitación del acero de la cimentación.

Se colocó el refuerzo horizontal de las vigas y el refuerzo vertical de las columnas. Posteriormente se colocó las tapas laterales del encofrado y tubos PVC de 2" para el izaje de los muros. Por último se procedió a vaciar el concreto; para la compactación se utilizó una vibradora (Fig.6.2).



Figura 6.2. Colocación del acero y vaciado de la viga de cimentación.

Después del vaciado se rayó la superficie superior de la viga de cimentación, con el objeto de dejar rugosa la zona donde posteriormente serían asentadas las unidades de albañilería.

Al día siguiente del vaciado, se procedió a desencofrar las vigas de cimentación y curar con agua durante la primera semana de edad (Fig.6.3).



Figura 6.3. Curado de Vigas de Cimentación.

- **Muros de Albañilería.**- Construidos con ladrillos pandereta y juntas de 1.5 cm rellenas con mortero. Se levantó los dos muros uno después del otro usando la misma mano de obra.

Se inició limpiando la superficie de la cimentación, sobre la cual se iban a asentar los ladrillos, y se procedió a realizar el emplantillado de la primera hilada (Fig.6.4).



Figura 6.4. Limpieza de superficie y emplantillado para asentado de ladrillos.

Luego se asentaron los “ladrillos maestros” en los extremos de la primera hilada del muro, estas unidades definen el alineamiento longitudinal del muro. Estos ladrillos se asentaron con gran cuidado, controlando la altura de las hiladas con el escantillón y su verticalidad con una plomada.

Se utilizó mortero de asentado 1:4 (cemento: arena) y la cantidad de agua fue agregada de acuerdo al criterio del albañil, midiendo la trabajabilidad al tacto.

Los ladrillos fueron asentados en dos jornadas de trabajo siguiendo las especificaciones de la Norma E.070 en la junta de construcción, consistentes en: no sobrepasar 1.30 m de altura (Fig.6.5); dejar libre la junta vertical de la última hilada; limpiar las partículas sueltas; y, humedecer la última hilada antes de iniciar la siguiente jornada de asentado.



Figura 6.5. Junta de Construcción entre jornadas de trabajo.

En la segunda jornada se culminó la altura total de cada muro (Fig.6.6).



Figura 6.6. Asentado de Ladrillo de la segunda jornada.

Al finalizar el asentado se procedió a taponar con papel los ladrillos en contacto con las columnas, en una profundidad de 1" (Fig.6.7), para evitar la pérdida de lechada de concreto de las columnas, que podría causar su debilitamiento.



Figura 6.7. Taponado de ladrillos.

- **Columnas.-** Construidas de concreto armado con una resistencia característica $f_c = 175$ kg / cm² y una sección rectangular de 13 x 20 cm.

Al día siguiente de haberse terminado el asentado de los ladrillos, se procedió a culminar la colocación de estribos (Fig.6.8), para después encofrar las columnas, verificando la verticalidad y hermeticidad de los encofrados.



Figura 6.8. Estribos y encofrado de columnas.

Luego se procedió a vaciar las columnas (Fig.6.9), compactando el concreto con un vibrador, teniendo cuidado de no chocar con la albañilería en la conexión dentada.



Figura 6.9. Vaciado y vibrado del concreto de columnas.

Al día siguiente del vaciado se procedió a desencofrar las columnas. Se observó la presencia de cangrejas que se repararon picando las zonas afectadas, limpiándolas y humedeciéndolas, para después rellenar los huecos con mortero 1:3 (Fig.6.10).



Figura 6.10. Reparación de cangrejas

- **Vigas Soleras.**- Construidas de concreto armado con una resistencia característica $f'c = 175 \text{ kg / cm}^2$ y una sección rectangular de 13 x 20 cm.

Al día siguiente del vaciado de las columnas, se procedió a la colocación de la armadura de las vigas soleras, incluyendo el refuerzo adicional en los extremos (Fig.6.11), donde se aplicará la fuerza con el Actuador Dinámico. Se continuó inmediatamente con el armado del encofrado, verificando su verticalidad y hermeticidad.



Figura 6.11. Colocación del refuerzo y encofrado de la viga solera.

Posteriormente se procedió al vaciado de concreto y compactado con un vibrador (Fig.6.12), teniendo cuidado de no tocar la armadura y no variar su posición.



Figura 6.12. Vaciado de viga solera.

Al día siguiente del vaciado de las vigas soleras, se desencofró y se curó con agua (Fig.6.13). No se apreciaron cangrejeras.



Figura 6.13. Desencofrado y curado de la viga solera.

6.3. REFORZAMIENTO DEL MURO M2

Una vez finalizada la construcción de los muros se procedió a instalar en uno de estos la malla electrosoldada por ambos lados del muro. La malla tuvo las mismas dimensiones que la albañilería (2.20 x 2.20 m), no se conectó con las columnas ni con las vigas, ya que la idea era que cierre las grietas para evitar el deterioro de los ladrillos pandereta.

Se inició cortando la malla para luego alinearla. Con cincel se perforaron los ladrillos pandereta por donde pasan los conectores (alambres #8), ubicados cada 45 cm, equivalente a tres veces la distancia (cocadas) entre nudos de la malla. Estos conectores fueron doblados 90° y amarrados a las dos mallas con alambres #16 (Fig.6.14).

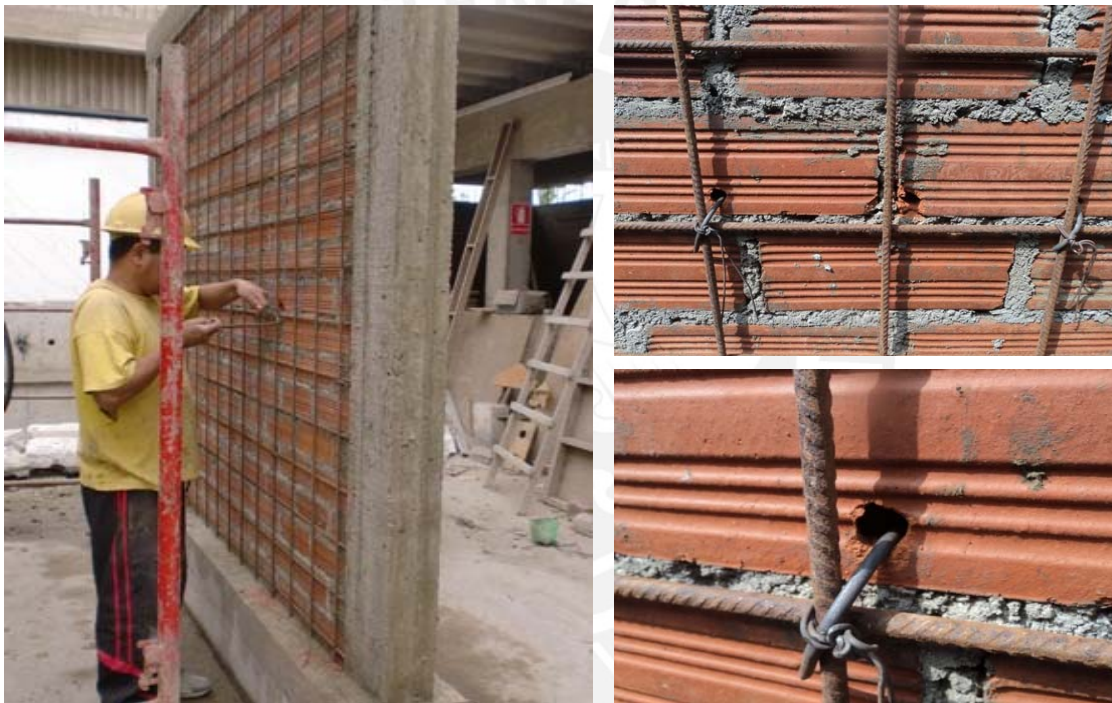


Figura 6.14. Colocación de las Mallas Electrosoldadas en M2.

Luego se procedió a taponar las perforaciones con una lechada de mortero de cemento - arena fina en proporción 1:3. Esta mezcla debe ser casi líquida de tal manera que pueda ingresar a los agujeros con facilidad. Para este procedimiento se utilizó una botella de plástico y un pequeño tubo (tipo sorbete) para inyectar la mezcla (Fig.6.15).



Figura 6.15. Taponado de perforaciones.

El proceso del tarrajeo se inició fijando unas guías maestras con el fin de controlar el grosor requerido, 2.5cm (Fig.6.16). Luego, con un badilejo se pañeteó el muro, lanzándole una primera capa de mortero (cemento y arena fina en proporción 1:4); a continuación se lanzó una segunda capa de mortero, la que se enrasó con una regla. Finalmente, se espolvoreó cemento seco y se dio el acabado final con la plancha, cortando las rebabas con el badilejo (Fig.6.17).



Figura 6.16. Guías para el control del espesor de tarrajeo.



Figura 6.17. Pañeteo del muro y acabado del tarrajeo.

CAPITULO 7: ANÁLISIS TEÓRICO DE LOS MUROS M1 Y M2

7.1. ANÁLISIS TEÓRICO DEL MURO M1

En este proyecto se obtuvo el módulo de elasticidad “Em” del ensayo de compresión axial de las pilas, el módulo de corte “Gm” fue calculado como indica la Norma E.070:

$$G_m = 0.4 E_m$$

Entonces:

$$E_m = 25800 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_m = 0.4 E_m = 10320 \text{ kg/cm}^2$$

7.1.1. Sección Transformada

Para la evaluación de la rigidez lateral del muro confinado, se transformó las columnas de concreto en un área equivalente de albañilería (sección transformada, Fig.7.1).

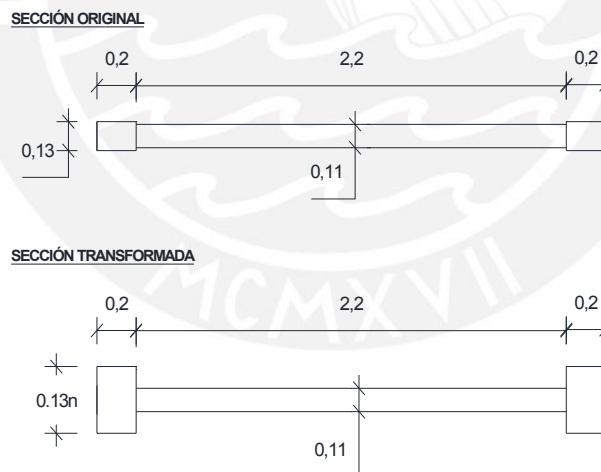


Figura 7.1. Figura superior: Sección original – Figura Inferior: Sección transformada

En el cálculo de la sección transformada se tiene:

$$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'c} = 198400 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_c / E_m = 7.69$$

$$b = t \times n = 13 \times 7.69 = 99.97 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

El momento de inercia de la sección transformada resulta:

$$I = \frac{11 \times 220^3}{12} + 2 \times \left[\frac{100 \times 20^3}{12} + 100 \times 20 \times 120^2 \right] = 67494000 \text{ cm}^4$$

Y el factor de forma es:

$$f = A / A_{\text{alma}} = (2 \times 20 \times 100 + 220 \times 11) / (2 \times 20 \times 13 + 220 \times 11) = 2.18$$

7.1.2. Rigidez Lateral

Los dos muros M1 y M2 actúan en voladizo, por lo que su rigidez lateral puede calcularse como:

$$K = \frac{E_m}{\frac{h^3}{3I} + f \times h \times \frac{E_m}{G \times A}}$$

Donde:

- K = Rigidez Lateral
- E_m = Módulo de elasticidad experimental
- h = Altura del muro, desde la base hasta el eje de la carga
- I = Inercia de la sección transformada no agrietada
- f = Factor de forma
- G = Módulo de corte
- A = Área de la sección transversal del muro

$$K = \frac{25000}{\frac{230^3}{(3 \times 67494000)} + 2.18 \times 230 \times \frac{25800}{10320 \times 6420}}$$

$$K = 10.1 \frac{\text{ton}}{\text{mm}}$$

7.1.3. Fisuración en Tracción por Flexión

Se aplicó la fórmula de flexión sobre la sección transformada para determinar la carga lateral que produce la fisura en tracción por flexión en el concreto de la columna de confinamiento.

$$\sigma_t = \frac{M y_{max}}{I} = \frac{f't}{n} = \frac{2\sqrt{f'c}}{n}$$

Donde:

σ	=	Esfuerzo de tracción máximo
M	=	$F \times h$; donde F es la carga asociada a la primera fisura
y_{max}	=	Distancia del centroide al extremo traccionado
I	=	Inercia de la sección transformada no agrietada
$f't$	=	Resistencia a tracción por flexión del concreto
$f'c$	=	Resistencia del concreto de elementos de confinamiento
n	=	E_c/E_m

Despejando F , se obtiene:

$$F = \frac{2\sqrt{f'c} I}{h y_{max} n}$$

$$F = \frac{2\sqrt{175} \times 67494000}{230 \times 130 \times 7.68}$$

$$F = 7.78 \text{ ton}$$

7.1.4. Resistencia al Agrietamiento Diagonal

Se utilizó la fórmula de la Norma E.070 para determinar la carga lateral asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería:

$$V_m = 0.5v'_m \alpha t L + 0.23Pg$$

Donde:

v'_m	=	Resistencia al corte de la albañilería, valor determinado en el ensayo de compresión diagonal de muretes
α	=	Factor de esbeltez = 1, para muros cuadrados
t	=	Espesor efectivo del muro
L	=	Longitud total del muro incluyendo el peralte de las columnas
P_g	=	Carga de gravedad = 0 (el ensayo se hizo sin carga vertical)

$$V_m = 0.5 \times 92.82 \times 1 \times 0.11 \times 2.6$$

$$V_m = 13.27 \text{ ton}$$

7.1.5. Resistencia Asociada a la Falla por Flexión

El momento flector resistente asociado a la fluencia del refuerzo vertical puede calcularse aproximadamente mediante la expresión:

$$M_n = A_s(f_y)d$$

$$M_n = 5.16 \times 4200 \times 208$$

$$M_n = 45.08 \text{ ton. m}$$

Donde:

M_n	=	Momento flector nominal asociado a la fluencia del refuerzo
A_s	=	Área del refuerzo vertical en el extremo del muro = $4\Phi 1/2$ "
f_y	=	Esfuerzo de fluencia del acero = 4200 kg/cm^2
d	=	Peralte efectivo del muro (Se asume igual a $0.80L$)

Con lo cual la fuerza lateral asociada resulta:

$$V_f = \frac{M_n}{h} = 19.60 \text{ ton}$$

Donde:

V_f	=	Fuerza Cortante asociada a la falla por flexión
h	=	Altura de la base del muro al eje actuador

7.1.6. Tipo de Falla Esperada en M1

El tipo de falla esperada en el muro M1 es por corte antes que por flexión, debido a que la resistencia a flexión V_f es mayor que la resistencia por corte V_m .

$$V_f = 19.60 \text{ ton} > V_m = 13.27 \text{ ton}$$

Previamente se espera la formación de fisuras en tracción por flexión, puesto que la carga $F = 7.78 \text{ ton}$ es menor que la resistencia a corte V_m .

7.2. ANALISIS TEÓRICO DEL MURO M2

7.2.1. Capacidad a flexión y a corte

Al tener el muro M2 el mismo refuerzo vertical que M1 en los confinamientos, el valor de V_f es igual en ambos, 19.60 ton. En la etapa de grandes desplazamientos laterales, por la incursión del refuerzo vertical en la zona de endurecimiento, la capacidad por flexión podría incrementarse.

Para el cálculo de la resistencia a corte " V_m " no se cuenta con el valor v'_m de la albañilería reforzada con malla electrosoldada (muretes con malla tarrajada); sin embargo, se puede decir que " V_m " se incrementará por el mayor espesor de M2 dado por el tarrajeo.

En forma aproximada, el valor " V_m " fue determinado considerando un aumento en el espesor del muro en 5cm, proporcionado por el tarrajeo (2.5cm en cada cara).

$$V_m = 0.5v'_m \alpha \pm L + 0.23Pg$$

$$V_m = 0.5 \times 92.82 \times 1 \times 0.16 \times 2.6 = 19.31 \text{ ton}$$

Por tanto, no se tiene un valor definitivo para V_f y V_m , por lo que no se pudo predecir el tipo de falla del muro M2.

7.2.2. Diseño de la Malla Electrosoldada

Para el diseño de la malla electrosoldada en M2 se consideró que este refuerzo debía absorber la carga que produce el agrietamiento diagonal de la albañilería.

Como el espaciamiento del refuerzo horizontal de la malla es $s = 15\text{cm}$, se obtiene:

$$A_s \text{ requerido} = \frac{V_m \times s}{f_y \times L} = \frac{19.31 \times 15}{4.2 \times 260} = 0.27\text{cm}^2$$

Con doble malla de 4.5mm:

$$A_s \text{ colocado} = \frac{2 \times \pi \times 0.45^2}{4} = 0.32\text{cm}^2$$

Se vuelve a remarcar, tal como se indicó en el acápite 7.2, que $v'm$ utilizado en el cálculo de "Vm" en M2 corresponde al de la albañilería no reforzada, por lo cual, estos cálculos son referenciales. Sería necesario tener un valor de $v'm$ para la albañilería enmallada y tarrajada, lo cual se dejará como línea futura de investigación.

CAPITULO 8: ENSAYO DE CARGA LATERAL CÍCLICA

El ensayo al que se sometieron los muros constó de dos partes. La primera, consistió en aplicar a los muros un desplazamiento lateral prefijado lentamente, el que se va incrementando en forma gradual. En la segunda parte se aplicó desplazamientos armónicos, de tal manera que se pueda apreciar el comportamiento del muro ante movimientos rápidos.

8.1. MONTAJE E INSTRUMENTACIÓN

Al pasar 28 días de finalizada la construcción de los muros, fueron llevados con un puente grúa hacia la nave de ensayos del laboratorio, donde se efectuaran los ensayos.

Previamente se colocaron 6 LDVT en cada muro (Fig.8.1), cada LVDT registra un desplazamiento:

- D1 : Desplazamiento lateral superior (viga solera).
- D2 : Desplazamiento horizontal relativo entre columnas.
- D3 y D4 : Desplazamiento horizontal en la conexión columna-albañilería.
- D5 y D6 : Desplazamiento vertical en los talones de columnas.

D1 se utilizó para controlar el ensayo (Tabla 1), D2 para registrar el tamaño de grietas diagonales acumuladas en la parte central de la albañilería, D3 y D4 para medir posibles separaciones entre la albañilería y las columnas, y D5 con D6 para analizar el comportamiento de los extremos inferiores de las columnas.

Cada muro fue fijado a la losa de ensayos aplicando, mediante gatas hidráulicas, cargas verticales de 25 ton en cada extremo de la cimentación (para evitar el volcamiento) y una fuerza horizontal de 30 ton en un extremo de la viga de cimentación (para evitar el deslizamiento).

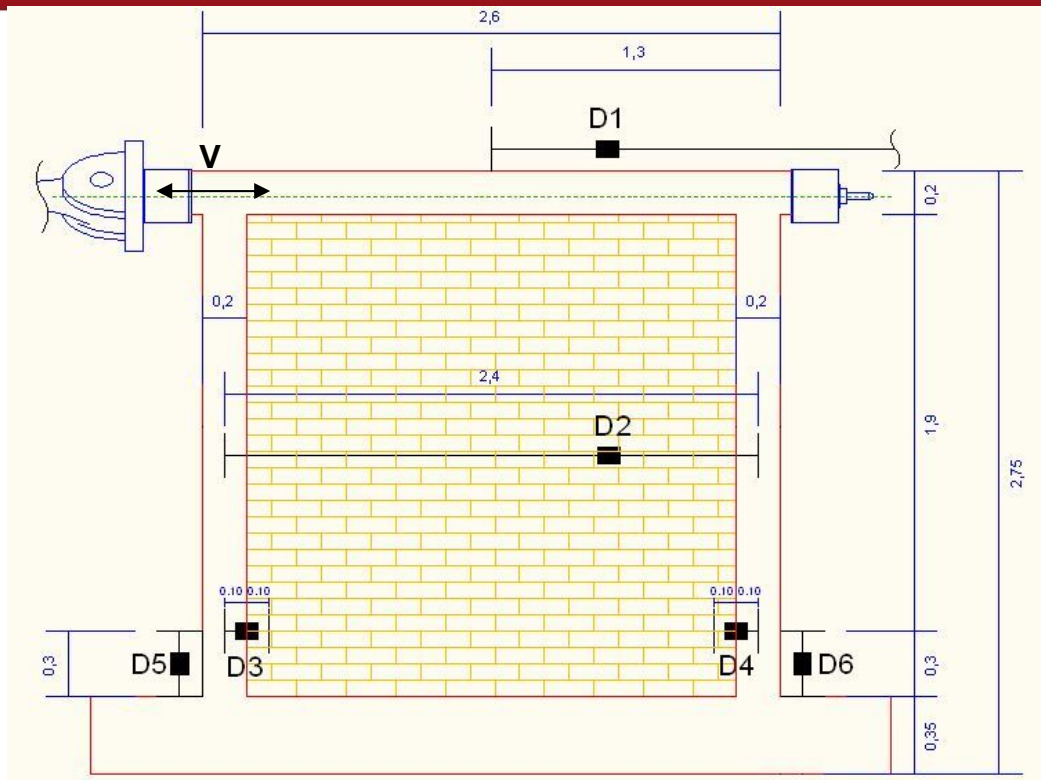


Figura 8.1. Ubicación de LVDT en M1 y M2.

8.2. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

Los 2 muros: M1, sin malla electrosoldada y sin tarrajeo, y M2, con malla electrosoldada y tarrajeado, fueron sometidos a la misma técnica de ensayo.

Al inicio del ensayo se aplicó una precarga lateral de 300 kg, para ajustar los tirantes en el extremo opuesto del actuador dinámico, para después regresar a carga nula colocando en ese instante a todos los sensores (LVDT) en desplazamiento igual a cero.

En la primera parte del ensayo se aplicó una carga lateral cíclica con desplazamiento D1 controlado incrementalmente. Cada incremento de D1 correspondió a una fase del ensayo (Tabla 8.1) y cada fase constó de un número determinado de ciclos, hasta lograr que el lazo histerético V-D1 se establezca. Para monitorear la aparición de fisuras, se definió para cada fase un color (Tabla 8.1).

Tabla 8.1. Características de fases en ensayo de carga cíclica

Fase	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
D (mm)	0.50	1.50	2.50	5.00	7.50	10.00	12.50	15.00	17.50	20.00
N° de Ciclos	1	2	3	3	3	3	3	3	3	3
Color	Amarillo	Rosado	Celeste	Rojo	Azul	Naranja	Verde	Morado	Marrón	Fucsia

En la segunda parte del ensayo, fase armónica, se aplicó un desplazamiento de amplitud $D1 = 15\text{mm}$ con una frecuencia de 2 Hz.

8.3. COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS EN LA PRIMERA PARTE DEL ENSAYO

A continuación se detalla el comportamiento cualitativo de los dos muros en cada fase del ensayo.

- **FASE 1** : $D = 0.50\text{ mm}$ (Fig.8.2)



Figura 8.2. Izquierda, Muro Tradicional (M1) – Derecha, Muro enmallado (M2) – Fase 1

Ambos muros se comportaron elásticamente, no se presentaron fisuras. Sólo hubo una pequeña trituración en la esquina superior de la viga solera del muro M2.

- **FASE 2 : $D = 1.50 \text{ mm}$ (Fig.8.3)**



Figura 8.3. Izquierda, Muro tradicional (M1) – Derecha, Muro enmallado (M2) – Fase 2

En M1 aparecieron fisuras horizontales en la parte inferior e intermedia de las columnas izquierda y derecha (Fig.8.4), típicas de una falla en tracción por flexión, para una carga de 9.3 ton. En M2 no se presentaron fisuras.



Figura 8.4. Fisuras de Tracción por Flexión en Columnas de M1

- **FASE 3** : $D = 2.50 \text{ mm}$ (Fig.8.5)



Figura 8.5. Izquierda, Muro Tradicional (M1) – Derecha, Muro enmallado (M2) – Fase 3

Muro M1. Se presentaron fisuras en las columnas que se extendieron diagonalmente en la albañilería, el grosor máximo de la grieta fue 0.8mm y el valor de la carga en que aparecieron las fisuras fue 11.69 ton (Fig.8.6)



Figura 8.6. Fisuras diagonales en la albañilería de M1

Muro M2. Se presentaron fisuras horizontales en las columnas, de tracción por flexión, extendiéndose en pequeñas fisuras diagonales en la albañilería, con un grosor máximo de 0.05mm. Estas fisuras aparecieron para una carga de 12.56 ton (Fig.8.7).



Figura 8.7. Fisuras en columnas y pequeñas fisuras diagonales en la albañilería de M2

- **FASE 4** : $D = 5.00$ mm (Fig.8.8)



Figura 8.8. Izquierda, Muro Tradicional (M1) – Derecha, Muro enmallado (M2) – Fase 4

Muro M1. Apareció una grieta diagonal, falla por corte, iniciándose la trituración del ladrillo ubicado en la parte central del muro; también surgieron fisuras diagonales en las columnas que se extendieron hacia la albañilería (Fig.8.9). El grosor máximo de la grieta diagonal fue 3mm. La carga de agrietamiento diagonal fue 12.48 ton.

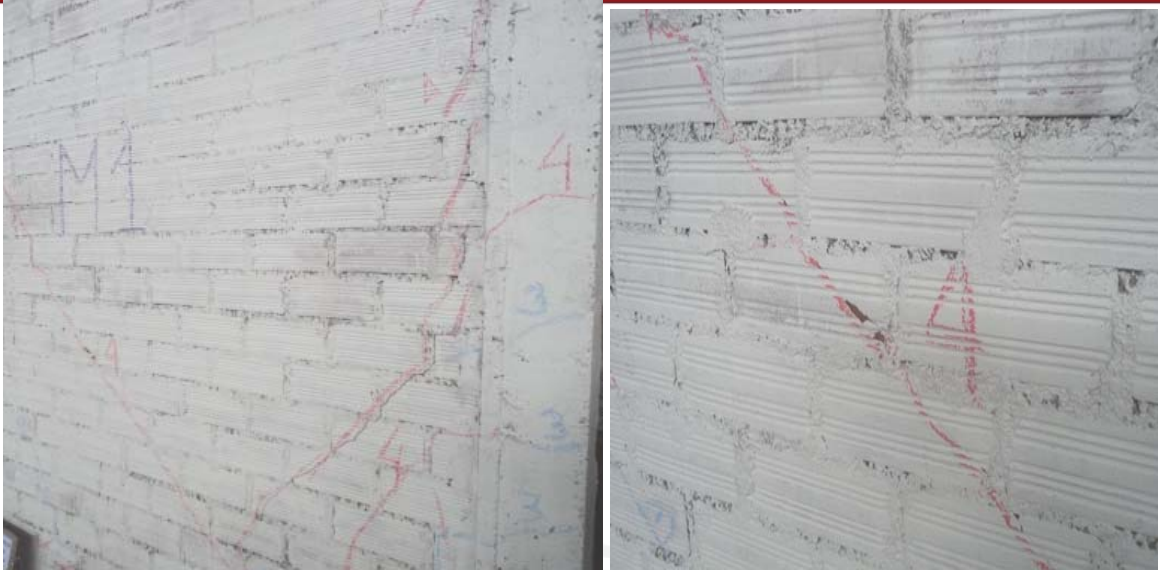


Figura 8.9. M1. Izquierda, fisuras diagonales; Derecha, inicio de trituración en la parte central.

Muro M2. Aparecieron fisuras horizontales en zona intermedia de columnas que se extendieron diagonalmente en la albañilería (Fig.8.10), con un grosor de hasta 0.1mm, esto ocurrió para una carga de 20.5 ton.



Figura 8.10. Fisuras horizontales en zona intermedia de columnas y diagonales en M2

- **FASE 5** : $D = 7.50$ mm (Fig.8.11)



Figura 8.11. Izquierda, Muro Tradicional (M1) – Derecha, Muro enmallado (M2) – Fase 5

Muro M1. Continuó la trituración del ladrillo central (Fig.8.12), la grieta diagonal alcanzó un grosor de 6mm, el resto de grietas diagonales tuvieron un grosor de hasta 4mm. Aparecieron otras fisuras diagonales para una carga de 14.27 ton.



Figura 8.12. Zona central de M1.

Muro M2. Aparecieron otras fisuras horizontales en la zona intermedia de las columnas, extendiéndose diagonalmente hacia la albañilería (Fig.8.13), con un grosor de hasta 0.15mm, para una carga de 24.37 ton.



Figura 8.13. Fisuras horizontales en columnas y diagonales en la albañilería de M2

- **FASE 6 : D = 10.00 mm (Fig.8.14)**



Figura 8.14. Izquierda, Muro Tradicional (M1) – Derecha, Muro enmallado (M2) – Fase 6

Muro M1. Surgieron otras grietas para una carga de 14.25 ton; se observó la trituración de varios ladrillos localizados en la parte superior del muro, en las zonas en contacto con las columnas (Fig.8.15). En la base de la penúltima hilada apareció una fisura horizontal y fisuras verticales en la solera. El grosor máximo de la grieta diagonal fue 9mm.



Figura 8.15. Muro M1 Fase 6.



Figura 8.16. Grieta diagonal en la otra cara de M1.

Muro M2. Apareció una grieta vertical en la conexión muro – columna derecha, de un grosor de 5mm. Surgieron más grietas para una carga de 28.98 ton en columnas y muros, (Fig.8.17).

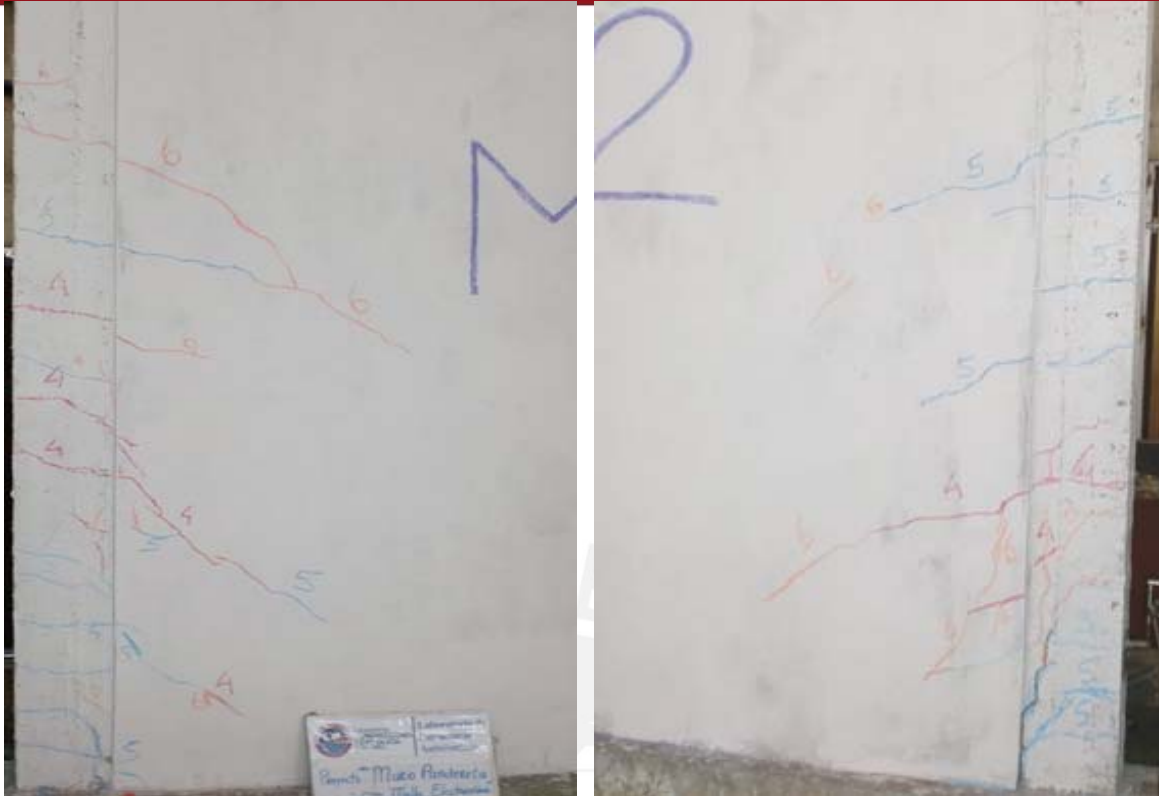


Figura 8.17. M2. Izquierda, fisuras diagonales; Derecha, grieta vertical en unión muro- columna.

- **FASE 7 : D = 12.50 mm (Fig.8.18)**



Figura 8.18. Izquierda, Muro Tradicional (M1) – Derecha, Muro enmallado (M2) – Fase 7

Muro M1. Aumentaron los daños en los ladrillos superiores, la grieta diagonal alcanzó un grosor de 11mm. La grieta horizontal ubicada en la penúltima hilada se hizo más notoria.



Figura 8.19. Grieta diagonal de 6mm para carga negativa en M1.

Muro M2. La grieta vertical entre la columna derecha y la albañilería se extendió en forma hacia arriba (Fig.8.20), alcanzando un grosor de hasta 12mm, con trituración del concreto en la parte baja de la columna. Esta grieta también se presentó en la columna izquierda, alcanzando un grosor de 7mm.



Figura 8.20. Grieta vertical en la conexión albañilería-columna derecha en M2.

- **FASE 8** : $D = 15.00$ mm (Fig.8.21)



Figura 8.21. Izquierda, Muro Tradicional (M1) – Derecha, Muro enmallado (M2) – Fase 8

Muro M1. Se acentuó la trituración de los ladrillos superiores (Fig.8.22). La grieta diagonal alcanzó un grosor de 10mm. Dada la degradación de resistencia que presentó este muro, se decidió terminar la primera parte del ensayo.



Figura 8.22. Trituración de ladrillos en M1

Muro M2. Las grietas verticales en la conexión columna-albañilería se extendieron hasta llegar a más de la mitad de la altura del muro, con un grosor máximo de 12mm, también aparecieron nuevas fisuras en las columnas para una carga de 20.96 ton.



Figura 8.23. Grietas verticales en ambas columnas de M2.

- **FASE 9** : $D = 17.50$ mm (Fig.8.24)



Figura 8.24. Muro enmallado M2 – Fase 9

Se inició el deslizamiento entre la albañilería de M2 y la cimentación, cabe indicar que las columnas no se deslizaron; sin embargo, las grietas verticales en la conexión con la albañilería se extendieron desde la base hasta $\frac{3}{4}$ de la altura. El deslizamiento fue de 11mm (Fig.8.25).



Figura 8.25. Deslizamiento de la albañilería en M2 respecto a la cimentación.

La trituración del concreto en la base de la columna derecha, se incrementó en ambas caras del muro, el grosor de la grieta vertical fue 16 mm (Fig.8.26 y Fig.8.27).



Figura 8.26. Trituración del concreto en columna derecha, en ambas caras de M2.



Figura 8.27. Trituración del concreto en columna izquierda, en ambas caras de M2.

- **FASE 10** : $D = 20.00$ mm (Fig.8.28)



Figura 8.28. Muro enmallado M2 – Fase 10

Las grietas verticales en las columnas se extendieron hacia arriba. El tarrajeo del muro empezó a desprenderse en la zona de la base de la columna derecha (Fig.8.29). Las grietas verticales alcanzaron un grosor de 15mm. El deslizamiento de la albañilería llegó a 15mm.



Figura 8.29. Desprendimiento del tarrajeo en M2.

8.4. COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS EN LA SEGUNDA PARTE DEL ENSAYO

En la segunda parte del ensayo se aplicó un desplazamiento lateral de 15mm de amplitud con una frecuencia de 2 Hz.

Muro M1. La trituración de los ladrillos superiores en las esquinas continuó acentuándose. Debido a que en la penúltima hilada la sección transversal de la albañilería se redujo en 4 ladrillos (tritutados, Fig.8.30), se hizo notoria la falla por deslizamiento en esa zona.



Figura 8.30. Muro M1 al terminar la fase armónica.

Muro M2. Continuó incrementándose la trituración del concreto en la base de ambas columnas, quedando el refuerzo vertical expuesto (Fig.8.31).



Figura 8.31. Muro con Refuerzo M2 – Movimiento Armónico

8.5. INSPECCIÓN POST ENSAYO DE M2

Luego de culminar el ensayo, se realizó el picado en la conexión albañilería-columna derecha del muro M2, notándose que la grieta vertical se había formado en el recubrimiento del refuerzo vertical interno (Fig.8.32). Al perder adherencia, este refuerzo dejó de aportar resistencia a carga lateral, lo que en conjunto con la tritución del concreto en la base de las columnas, produjo la degradación de resistencia a corte en este muro.



Figura 0.12. Inspección de la columna derecha de M2.

CAPITULO 9: PROCESAMIENTO DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

En este capítulo se procesan en forma gráfica los resultados de los ensayos de los muros M1 y M2, en base a los siguientes datos:

- Desplazamientos de los LVDT colocados en distintos puntos de cada muro.
- Fuerzas generadas por el actuador dinámico.

9.1. LAZOS HISTERÉTICOS FUERZA CORTANTE - DESPLAZAMIENTO LATERAL

Las figuras 9.1 y 9.2 muestran la variación de la fuerza cortante y los desplazamientos laterales en las distintas fases del ensayo. Allí se nota que conforme se incrementa el desplazamiento, la pendiente de los lazos histeréticos va disminuyendo. Esto indica que ambos muros degradaron rigidez lateral conforme se fueron incrementando los daños. Asimismo, se aprecia que la resistencia lateral empieza a decrecer, después que se sobrepasa un cierto nivel de desplazamiento (10mm en ambos muros), asociado a una deriva de 0.0043, menor que la máxima permitida por la Norma sísmica E.030 (0.005).

- **Muro M1 (sin malla)**

Como se observa en la Fig.9.1, la primera fase presenta un comportamiento elástico, aumentando la fuerza cortante conforme se incrementa los desplazamientos. En la fase 2 hay un decremento de rigidez por la formación de las fisuras en tracción por flexión.

En la rama positiva de la Fig.9.1 se nota que en la fase 4 ($D = 5\text{mm}$) hubo un decremento de resistencia por la formación de la primera grieta diagonal. Sin embargo, en las fases sucesivas, la resistencia se mantuvo estable hasta la fase 6 ($D = 10\text{mm}$), donde se produjo la trituration de los ladrillos superiores, con una fuerte degradación de resistencia.

En la rama negativa de la Fig.9.1 se observa que la resistencia se incrementa hasta la fase 6 ($D = 10\text{mm}$), que es cuando se formó una grieta diagonal y la trituration de los ladrillos ocurrió en mayor grado, esto produjo una severa degradación de resistencia.

Adicionalmente, puede notarse en la Fig.9.1 que la resistencia a cargas positiva (15 ton) y negativa (20 ton) son distintas y además ocurrieron para distintos desplazamientos (+5mm y -10mm), esto se debe a la asimetría que tuvo la falla por corte en M1.

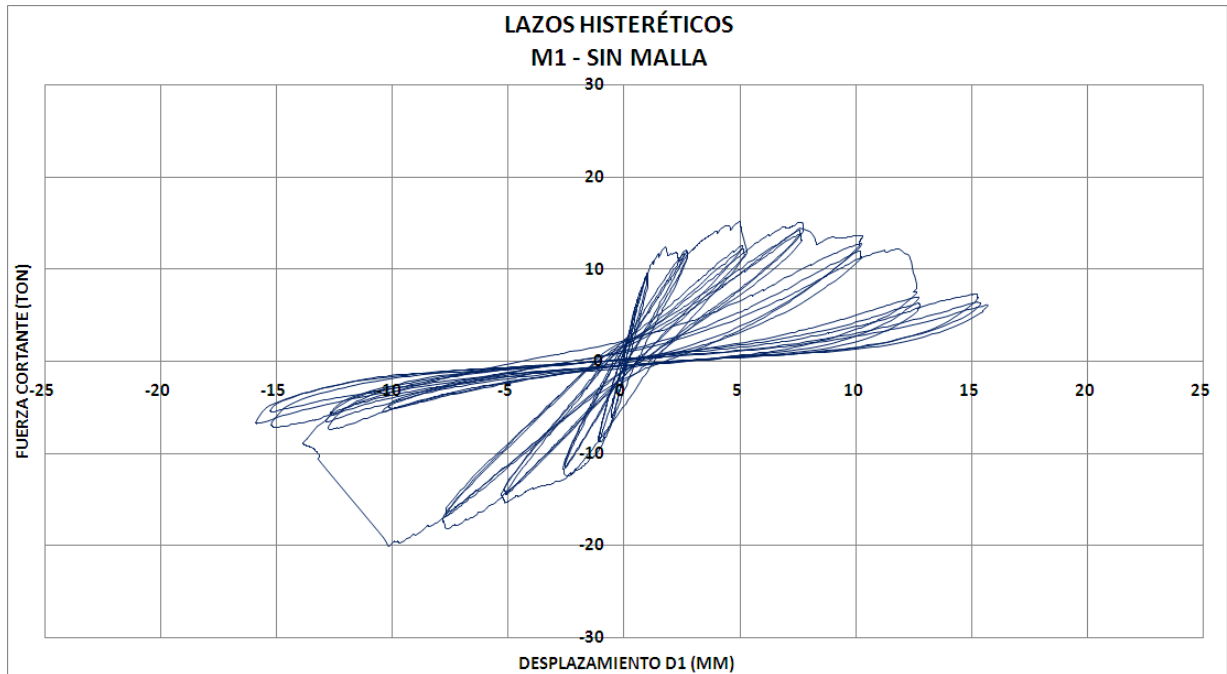


Figura 9.1. Diagrama de Lazos Histeréticos para el Muro M1

- **Muro M2**

Como se observa en la Fig.9.2, las 2 primeras fases presentan un comportamiento elástico, aumentando la fuerza cortante conforme se incrementan los desplazamientos. A partir de la tercera fase se nota una caída de la rigidez lateral, producto de la formación de fisuras en tracción por flexión.

Fue a partir de la fase 6 ($D = 10\text{mm}$), donde empezó a degradar la resistencia por la aparición de la grieta vertical en la conexión columna-albañilería. A partir de la fase 7 ($D = 12.5\text{mm}$), en la Fig.9.2 se nota que los lazos histeréticos cambian de forma. Al final con carga nula quedan grandes desplazamientos remanentes, esto se debe a que la albañilería empezó a deslizarse sobre la cimentación.

Por otro lado, puede notarse en la Fig.9.2 que la resistencia a carga positiva fue mayor que a carga negativa. Esta diferencia se atribuye a que una de las columnas de M2 tuvo cangrejas (Fig.9.3), mientras que la otra no tuvo este problema.

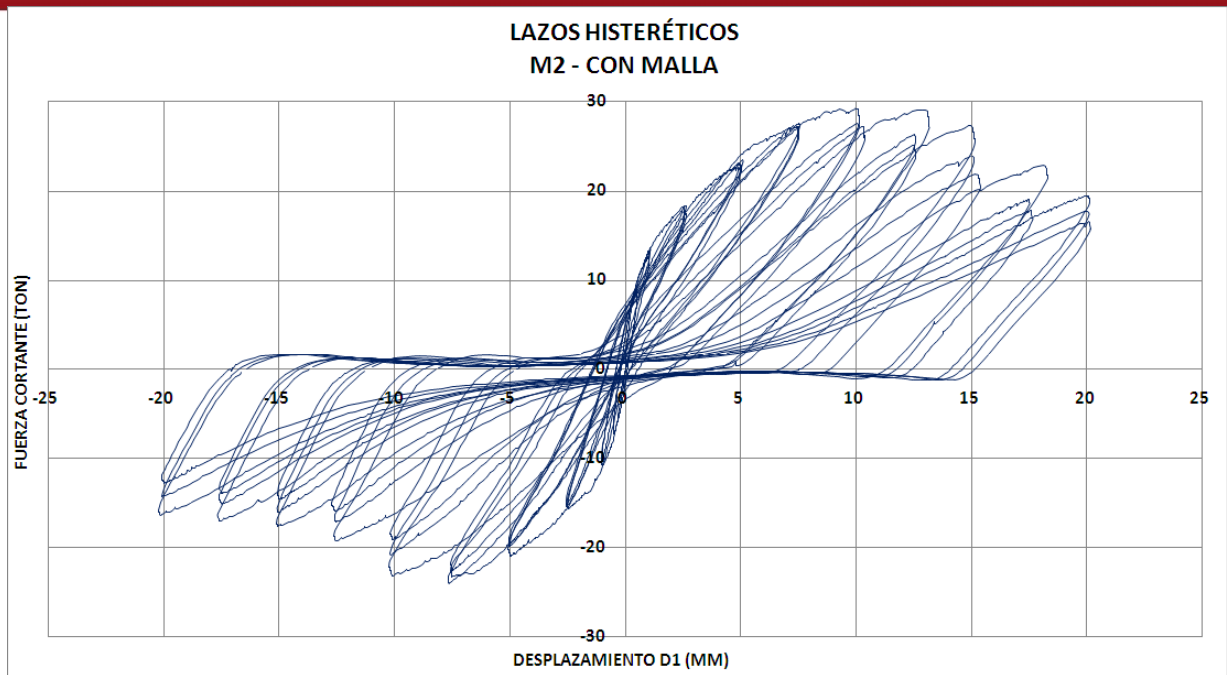


Figura 9.2. Diagrama de Lazos Histeréticos para el Muro M2



Figura 9.3. Cangrejas en una columna de M2.

9.2. ENVOLVENTE DEL DIAGRAMA DE LAZOS HISTERÉTICOS

Para graficar la envolvente del diagrama de lazos histeréticos, se seleccionaron los datos asociados a la mayor fuerza cortante (positiva y negativa) existente en cada fase. Estos datos aparecen en las tablas 9.1, para M1, y 9.2, para M2, mientras que la instrumentación puede observarse en la Fig.8.1.

Tabla 9.1. Puntos asociados a la máxima fuerza V en cada fase de M1 (sin malla)

M1	V (ton)	D1 mm	D2 mm	D3 mm	D4 mm	D5 mm	D6 mm
Fase 1	6.140	0.529	0.032	-0.005	-0.003	0.124	-0.076
	-6.075	-0.552	0.032	-0.006	0.000	-0.058	0.142
Fase 2	9.554	0.996	0.050	-0.004	-0.003	0.353	-0.083
	-8.756	-1.008	0.051	-0.004	0.002	-0.069	0.315
Fase 3	12.390	1.785	0.060	-0.018	-0.003	0.627	-0.130
	-12.409	-2.437	-0.029	-0.014	0.011	-0.107	0.826
Fase 4	15.181	5.028	-1.472	-0.032	-0.004	1.017	-0.272
	-15.363	-5.176	-1.369	-0.011	0.008	-0.253	1.269
Fase 5	15.103	7.686	-4.144	-0.036	0.015	1.165	-0.472
	-18.204	-7.649	-2.649	-0.004	0.005	-0.413	1.658
Fase 6	13.513	10.286	-6.004	-0.040	0.195	1.045	-0.568
	-20.054	-10.155	-3.542	0.001	0.189	-0.552	2.013
Fase 7	12.181	11.805	-6.857	0.016	0.208	1.000	-0.464
	-7.455	-12.722	-4.770	0.133	0.193	0.616	0.859
Fase 8	6.139	15.706	-7.523	0.106	0.200	0.613	0.597
	-7.181	-15.124	-5.043	0.139	0.196	0.615	0.897

Tabla 9.2. Puntos asociados a la máxima fuerza V en cada fase de M2 (con malla)

M2	V (ton)	D1 mm	D2 mm	D3 mm	D4 mm	D5 mm	D6 mm
Fase 1	9.072	0.487	0.038	0.000	0.000	0.201	-0.062
	-7.240	-0.500	0.037	-0.001	0.000	-0.051	0.114
Fase 2	13.590	1.077	0.053	-0.011	0.000	0.539	-0.101
	-10.897	-1.003	0.054	-0.004	0.000	-0.053	0.266
Fase 3	18.270	2.586	0.054	-0.192	0.004	1.077	-0.160
	-15.672	-2.470	0.056	-0.016	0.004	-0.100	0.790
Fase 4	23.488	5.069	0.003	-0.508	-0.004	1.708	-0.245
	-21.023	-4.998	0.024	-0.037	-0.087	-0.248	1.592
Fase 5	29.203	9.933	-0.166	-0.953	-0.091	4.635	2.479
	-24.034	-7.632	-0.051	-0.075	-0.556	-0.238	2.485
Fase 6	29.065	12.869	-0.308	-1.505	-0.458	6.571	3.590
	-20.841	-10.151	-0.117	-0.183	-2.601	0.626	3.669
Fase 7	27.324	14.976	-0.489	-3.033	-1.392	7.677	-0.415
	-17.628	-15.064	-0.643	-1.355	-10.122	1.285	4.128
Fase 8	21.522	18.287	-1.565	-7.034	-2.374	8.103	-0.863
	-17.030	-17.522	-2.132	-2.400	-13.690	0.970	4.358
Fase 9	19.416	19.955	-2.618	-9.536	-3.352	8.264	-1.095
	-16.388	-20.153	-3.358	-3.286	-15.601	0.576	4.659
Fase 10	15.690	20.138	-3.223	-10.796	-4.081	8.043	-1.061
	-14.185	-20.102	-3.635	-3.676	-15.808	0.562	4.510

En la Fig.9.4 aparece la envolvente de los lazos histeréticos V-D1 de los muros M1 y M2. En la rama positiva puede notarse una mejora sustancial en el comportamiento de M2 sobre M1, incrementándose notoriamente tanto la resistencia como la rigidez lateral inicial. Esto se debe a que M2 presenta como refuerzo adicional la malla electrosoldada recubierta con mortero, que incrementa el espesor del muro. Además, se modificó la forma de falla, de una falla por corte en M1 con trituración de ladrillos, a una falla por flexión en M2 combinada con grietas en la conexión columna-albañilería, trituración del concreto en la base de las columnas y deslizamiento de la albañilería sobre la cimentación.

Sin embargo, lo indicado en el párrafo anterior no se aprecia en la rama negativa, lo cual podría haberse debido a las cangrejeras existentes en una de las columnas de M2, por lo que es necesario continuar la investigación.

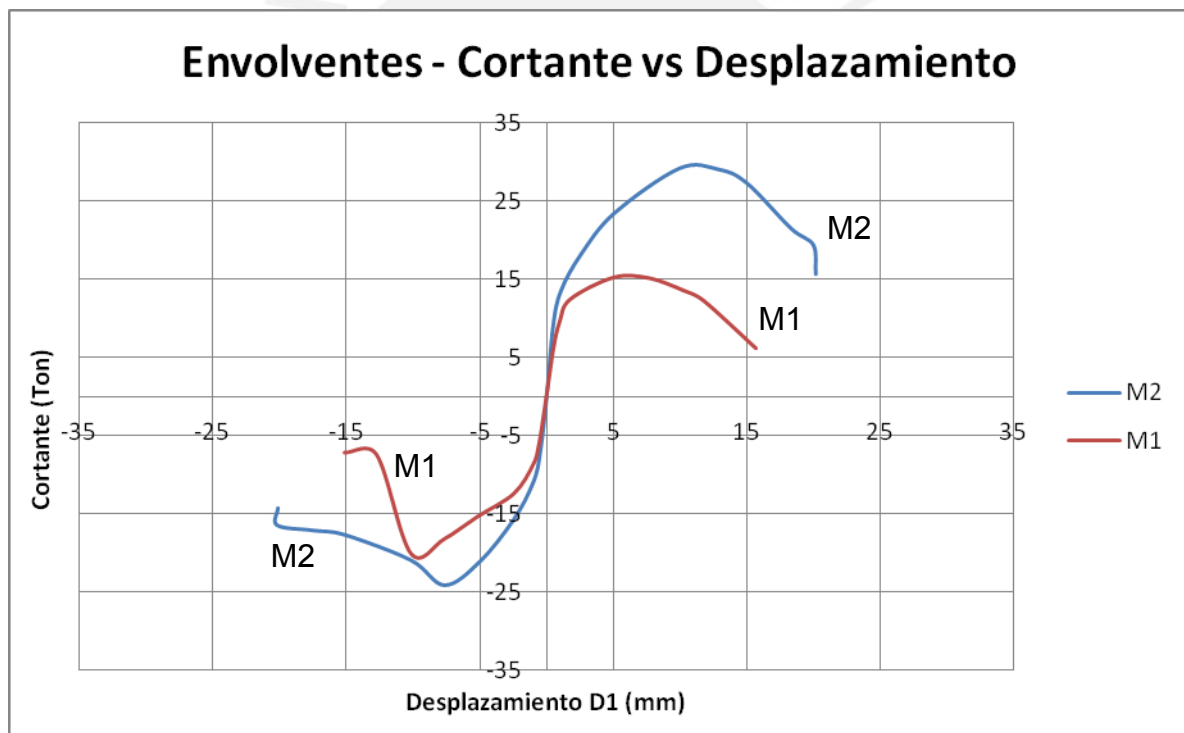


Figura 9.4. Valores Máximos de Fuerza Cortante vs Desplazamiento

En la Fig.9.5 se observa resultados similares a los de la Fig.9.4 al comparar los esfuerzos cortantes y derivas asociadas para cada muro.

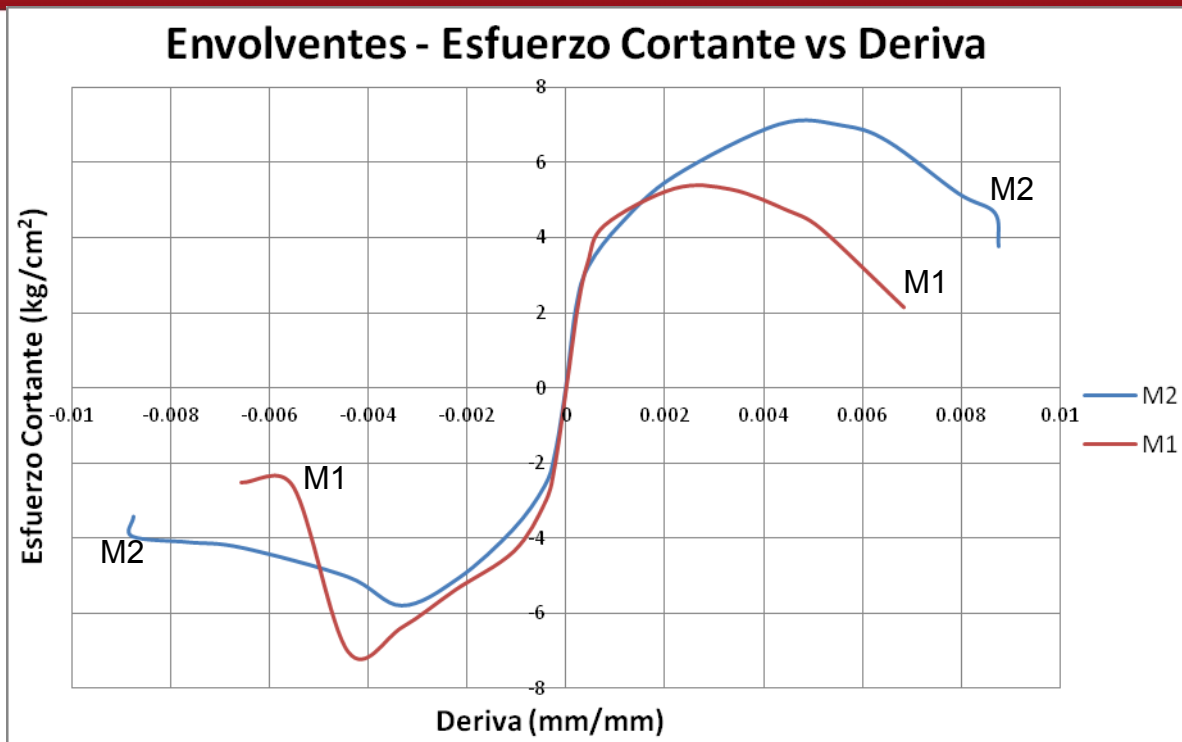


Figura 9.5. Valores Máximos de Esfuerzo Cortante vs Deriva

9.3. DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE

La Norma E.030 indica que la máxima deriva inelástica para muros de albañilería confinada es 0.005. Para el caso de M1 y M2, esta deriva corresponde un desplazamiento lateral $\Delta = 0.005 \times h$, siendo "h" la altura del muro $\rightarrow \Delta = 0.005 \times 2.40 = 12 \text{ mm}$, asociada a la Fase 7 del ensayo ($D1 = 12.5\text{mm}$).

La trituración de los ladrillos de la penúltima hilada de M1 (sin malla) se hizo notoria desde la fase 6 del ensayo ($D = 10\text{mm}$), generando una fuerte degradación de resistencia. Esto va de acuerdo en no permitir el uso del ladrillo pandereta en la construcción de muros portantes. Además, las condiciones del ensayo eran ideales: sin carga vertical, poco momento flector y sollicitación horizontal aplicada lentamente. Se presume que en condiciones reales, la trituración de los ladrillos pandereta debe iniciarse con desplazamientos horizontales menores al indicado. Cabe indicar que en la prueba armónica, la trituración de los ladrillos se intensificó.

Para el caso del muro M2, la degradación de resistencia también se inició para una deriva menor que la reglamentaria (fase 6). Este problema podría solucionarse controlando la grieta

vertical en la conexión columna-albañilería, mediante la prolongación del refuerzo horizontal de la malla, o añadiendo chicotes.

9.4. RIGIDEZ LATERAL INICIAL

Para obtener el valor de la rigidez inicial se eligieron una serie de puntos V-D asociados al primer ciclo de la Fase 1, donde ambos muros tuvieron un comportamiento elástico. En base a estos puntos se hizo una regresión lineal, para después obtener las pendientes de estas líneas que definen a la rigidez lateral experimental de los muros. Los resultados aparecen en las figuras 9.5, para M1, y 9.6, para M2.

Comparando los valores teóricos (acápite 7.1.2) con los valores de los ensayos, el valor teórico de la rigidez para el muro M1 es 10.10 ton/mm, menor en 8% que la rigidez real de 11.02 ton/mm; mientras que el muro M2 presenta una rigidez real de 15.54 ton/mm, 41% mayor que la rigidez real de M1, debido al incremento en 45% del espesor dado por el tarrajeo.

Por otro lado, conociéndose la rigidez real de M1 y asumiéndose que el módulo de corte de la albañilería era $G_m = 0.4 E_m$, se calculó en forma indirecta el módulo de elasticidad real de la albañilería, con la fórmula indicada en el acápite 7.1.2. El resultado fue $E_m = 28850 \text{ kg/cm}^2$, ligeramente mayor (12%) en relación al obtenido en las pilas: $E_m = 25800 \text{ kg/cm}^2$.

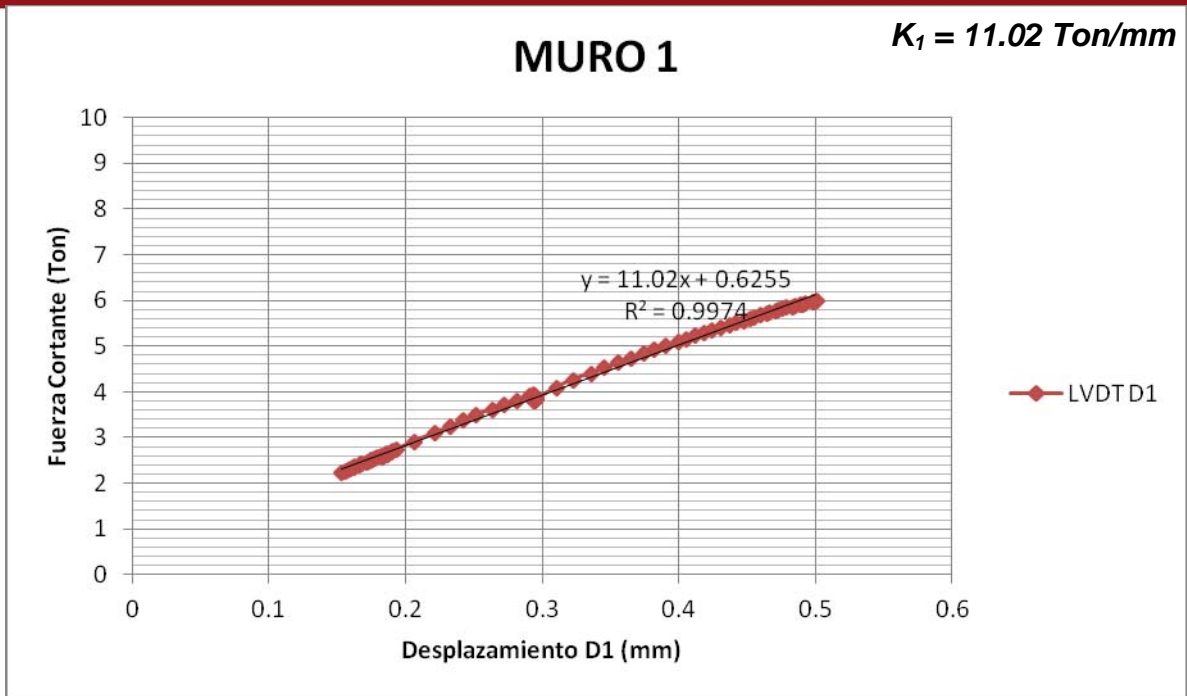


Figura 9.6. Etapa Lineal de la Fase 1 del Muro M1

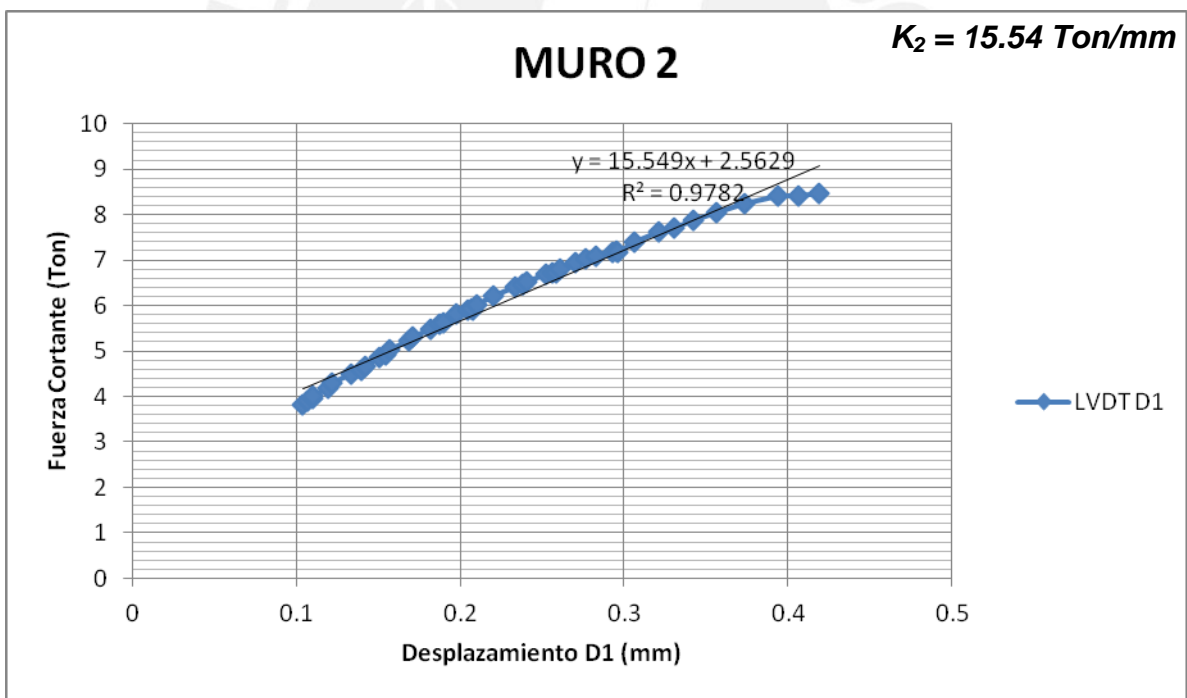


Figura 9.7. Etapa Lineal de la Fase 1 del Muro M2

9.5. TRACCIÓN POR FLEXIÓN

Las primeras fisuras de tracción por flexión aparecieron en el Muro M1 en la Fase 2 del ensayo, para una fuerza de 9.54 ton, mayor en 23% que el valor teórico obtenido en el acápite 7.1.3 (7.78 ton). Para el muro M2, la fuerza asociada a esta falla fue 10.8 ton, en la Fase 3, mayor en 13% que la correspondiente a M1. Esto se atribuye al mayor espesor de M2 por el tarrajeo adicionado.

9.6. AGRIETAMIENTO DIAGONAL

La falla por corte se manifestó en el muro M1 con una grieta diagonal de 3mm en la Fase 4 para una fuerza de 15.18 ton, 14% mayor que la resistencia teórica al agrietamiento diagonal calculada en el acápite 7.1.4 (13.27 ton). En M2 se visualizaron fisuras diagonales del orden de 0.5 mm para una fuerza de 19.78 ton, también en la Fase 4, 30% mayor que la correspondiente a M1. La diferencia entre ambos muros también se debe al mayor espesor que tuvo M2.

9.7. RESISTENCIA MÁXIMA

En cuanto a la resistencia máxima no se puede llegar a ninguna conclusión precisa, debido a que las cargas máximas en las ramas positivas y negativas de la envolvente V-D fueron muy distintas, tanto para el muro M1 como para M2. Esto se debe a la asimetría en la forma de falla en M1 y a las cangrejeras mencionadas en una de las columnas de M2.

9.8. COMPORTAMIENTO DEL REFUERZO VERTICAL EN LAS COLUMNAS

El muro M1 alcanzó una carga máxima de -20 ton y M2 llegó a +29.2 ton. Ambos valores superan a la resistencia máxima teórica a flexión asociada a la fluencia del refuerzo vertical, calculada en el acápite 7.1.5 (19.6 ton), por lo que el refuerzo vertical debe haberse deformado tanto que entró a la zona de endurecimiento.

Experimentalmente la deformación unitaria del refuerzo se puede obtener con los datos de los desplazamientos verticales obtenidos con los LVDT D5 y D6, ubicados en las columnas a 300mm por encima de la viga de cimentación.

A continuación se presenta el cálculo de la deformación unitaria del refuerzo vertical, empleando los datos de las tablas 9.1 (para M1) y 9.2 (para M2), asociados a las cargas máximas registradas, ver tabla 9.3.

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{4200}{2100000} = 0.002 \quad \text{y} \quad \varepsilon_{\max} = \frac{D}{L}$$

Donde:

- ε_{\max} = Deformación unitaria máxima
- ε_y = Deformación de fluencia
- f_y = Esfuerzo de fluencia, 4200 kg/cm²
- D = Desplazamiento vertical en tracción, registrado por D5 o D6
- L = Distancia entre la base de los sensores = 300 mm

Tabla 9.3. Deformaciones Unitarias para los LVDT D5 y D6

Muro	LVDT	V (ton)	D mm	ε
1	D6	-20.05	2.013	0.0067
2	D5	29.2	4.635	0.0154

De los resultados obtenidos se verifica que la deformación unitaria máxima (ε_{\max}) en ambos muros superó la deformación unitaria del acero en fluencia (ε_y) por lo que el refuerzo incurrió en la zona de endurecimiento.

9.9. ANÁLISIS DE LA CONEXIÓN COLUMNA-ALBAÑILERÍA

En la Fase 6 del ensayo de carga cíclica del muro M2, se formó una grieta vertical en la columna derecha donde se ubicaba el LVDT D4 (Fig.8.27). Otra grieta similar también se formó en la columna izquierda, donde estaba el LVDT D3, pero tuvo menor espesor que la existente en la columna derecha (Fig.9.8). Estas grietas progresaron en las fases siguientes y determinaron el comportamiento final del muro M2, en vista que la albañilería se separó de las columnas y el refuerzo vertical interno de las columnas perdió adherencia. Asimismo, la albañilería se deslizó sobre la cimentación, reduciéndose notablemente la resistencia a carga lateral. Cabe remarcar que las grietas verticales en la unión albañilería-columna no se

presentaron en M1, donde la degradación de resistencia se atribuye a la trituration de los ladrillos pandereta.

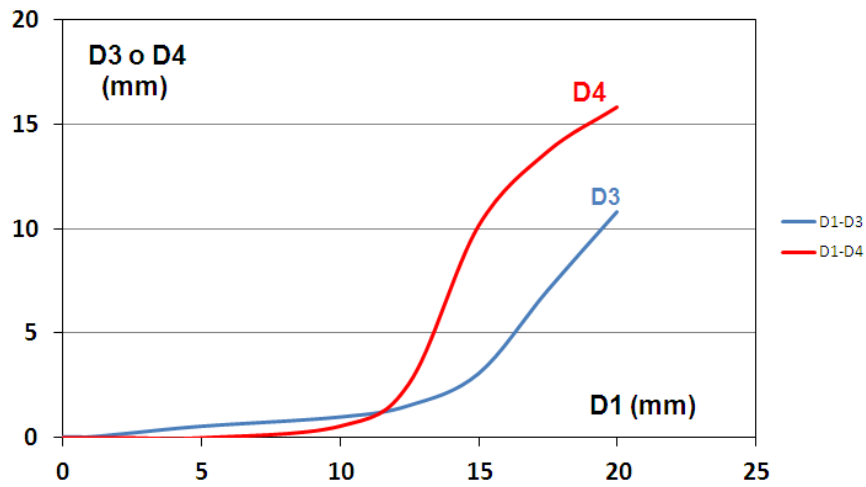


Figura 9.8. Envoltorio D1-D3 y D1-D4 en M2

9.10. GROSORES MÁXIMOS DE GRIETAS

Los grosores de grietas medidos durante el ensayo (con una tarjeta comparadora y con wincha), corresponden a la grieta que definió la forma de falla de cada muro. Para el caso del muro M1, corresponde a la grieta diagonal, mientras que para M2, donde las fisuras diagonales fueron finas, corresponde a la grieta vertical formada en la conexión albañilería-columna izquierda. Como se puede observar en la Fig.9.9, el muro M2 tuvo mejor comportamiento que M1 en las primeras fases del ensayo.

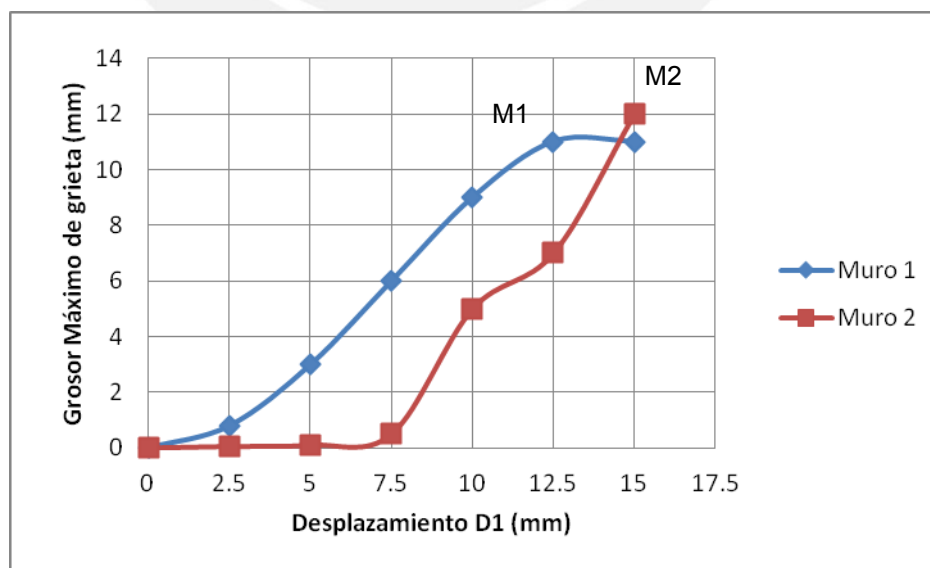


Figura 9.9. Tamaños Máximos de Grietas

CAPITULO 10: ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO

Si se obvia la cangrejera que se formó en una de las columnas del muro M2 y se analiza la rama positiva de la envolvente V-D, podría concluirse que hubo una mejora sustancial al incluir la malla y el tarrajeo en M2, en relación al muro M1. En M1 los ladrillos pandereta se trituraron, razón por la cual en la Norma E.070 se prohíbe su uso en muros portantes en zonas sísmicas. Sin embargo, este análisis no es suficiente si no es sustentado con un análisis de costo. En este capítulo se realiza un análisis de costos, con cantidades utilizadas en el proyecto por metro cuadrado de muro. Se emplean los precios unitarios indicados por la revista CONSTRUCTIVO – Julio 2011.

Se hace notar que en el cálculo del costo (Tabla 10.1 para M1 y Tabla 10.2 para M2), sólo se consideró las partidas: construcción de la albañilería y colocación de la malla electrosoldada. No se consideró el costo de la viga de cimentación, columnas, soleras y tarrajeo de muro, porque se considera que estos elementos son los mismos en los dos muros.

Tabla 10.1. Costo en Soles por m² de Muro de Ladrillo Pandereta de Soga (muro M1)

Rendimiento	=	9.68	m ² /día				
Unidad	=	m ²					
Descripción		Cuadrilla	Unidad	Metrado	PU	Parcial	Total
Mano de Obra							20.95
Operario		1	hh	0.826	14.14	11.69	
Peón		1	hh	0.826	11.21	9.26	
Equipo							0.96
Herramientas Manuales (% de Mano de Obra)			1%	5.0000	20.95	0.96	
MATERIALES							26.99
Arena Gruesa			m ³	0.03	37.82	1.13	
Cemento Portland Tipo I			bol	0.30	14.12	4.24	
Ladrillo Pandereta Acanalado			und.	46.00	0.47	21.62	
						Costo Soles / m²	48.90

Tabla 10.2. Costo en Soles por m² de Muro de Ladrillo Pandereta de Soga con Refuerzo (muro M2)

Rendimiento	=	7.74	m ² /día			
Unidad	=	m ²				
Descripción	Cuadrilla	Unidad	Metrado	PU	Parcial	Total
Mano de Obra						26.19
Operario	1	hh	1.03	14.14	14.61	
Peón	1	hh	1.03	11.21	11.58	
Equipo						0.96
Herramientas Manuales (% de Mano de Obra)		1%	5.0000	26.19	0.96	
MATERIALES						33.23
Arena Gruesa		m ³	0.03	37.82	1.17	
Cemento Portland Tipo I		bol	0.31	14.12	4.33	
Ladrillo Pandereta Acanalado		und.	46.00	0.47	21.62	
Alambre #8		kg	0.41	2.44	1.01	
Alambre #16		kg	0.21	2.44	0.50	
Malla Electrosoldada		m2	1.00	4.59	4.59	
					Costo Soles / m²	60.38

De acuerdo a los costos indicados en las Tablas 10.1 y 10.2, al reforzar al muro M2 con la malla electrosoldada, el costo se incrementa en 23%. Sin embargo, este porcentaje podría bajar si se agregase todas las partidas que intervienen en la construcción, incluyendo los acabados. Por otro lado, la resistencia del muro M2 se incrementó en 46% (de 20 ton en M1 a 29.2 ton en M2), por lo que la relación costo-beneficio es adecuada.

Se debe remarcar que el costo indicado en la Tabla 10.2 para M2, no incluye al tarrajeo, sin embargo, es imprescindible recubrir a la malla con tarrajeo.

CAPITULO 11: CONCLUSIONES

Las conclusiones obtenidas de la presente investigación se encuentran limitadas por la poca cantidad de muros ensayados, además en el muro M2 (con malla) se presentó cangrejeras en una de sus columnas, la que influyó en el comportamiento sísmico de este muro. Sin embargo, de obviarse este defecto en la construcción, podría decirse que la malla electrosoldada recubierta con mortero cumplió con el objetivo de evitar la trituración de los ladrillos pandereta. Por lo tanto, constituye una medida preventiva que podría aplicarse en aquellas viviendas informales, cuyos muros portantes han sido construidos con ladrillos tubulares en forma indebida. Tales ladrillos están destinados a la construcción de muros no portantes (tabiques y parapetos). Además, el proyecto dejó una serie de resultados experimentales que se describen a continuación:

1. Según los ensayos clasificatorios de la Norma E.070, los ladrillos pandereta utilizados clasificaron como ladrillos Clase I ($f'_{b} = 56 \text{ kg/cm}^2$), a pesar de presentar baja variabilidad dimensional y alabeo. Queda confirmado entonces que, por su baja resistencia a la compresión y comportamiento sumamente frágil, es correcto que el ladrillo pandereta esté prohibido en la construcción de muros portantes en zonas de alta sismicidad.
2. Respecto al proceso constructivo, es común que se produzcan cangrejeras en zonas de vaciado congestionadas por el refuerzo en columnas de poco espesor (11cm). Para aminorarlo se debe revisar la granulometría para evitar piedras con un tamaño máximo mayor que $\frac{1}{2}$ ". En este proyecto a pesar de haberse adquirido piedra chancada de $\frac{1}{2}$ " se observaron piedras con tamaño de hasta 1". También los golpes consecutivos con un martillo de goma sobre el encofrado ayudan a conseguir que la mezcla se asiente adecuadamente. Por último, se plantea el uso de otro tipo de conexión columna – albañilería, que evite cangrejeras, como la conexión al ras adicionando chicotes.
3. El taponado con papel de aquellos ladrillos ubicados en la interfase con las columnas, evitó que la lechada de cemento se filtre al interior de los huecos del ladrillo, lo cual hubiese debilitado a las columnas de concreto.
4. La resistencia a compresión axial de la albañilería ($f'_{m} = 24 \text{ kg/cm}^2$) resultó muy baja y las pilas tuvieron un comportamiento sumamente frágil, razones por las cuales es muy peligroso el uso del ladrillo pandereta en la construcción de muros portantes. Esto podría deberse a la poca área axial neta que tuvo la unidad tubular. Mientras que la resistencia a

corte puro ($v'm = 9.28 \text{ kg/cm}^2$) resultó elevada y comparable con los mejores ladrillos de arcilla indicados en la Norma E.070. Esto podría deberse a que el mortero de las juntas verticales penetró al interior de los huecos formando llaves de corte que incrementaron la resistencia a fuerza cortante.

5. En relación al módulo de elasticidad de la albañilería con ladrillo pandereta, la expresión $E_m = 500 f'm$ dada por la Norma E.070 no es aplicable, debido a la baja resistencia $f'm$ que mostraron las pilas. Sin embargo, la instrumentación colocada en las pilas permitió obtener $E_m = 25800 \text{ kg/cm}^2$, valor que fue corroborado indirectamente al evaluar la rigidez lateral experimental del muro M1 (sin malla), asumiéndose un módulo de corte $G_m = 0.4 E_m$, indicado en la Norma E.070.
6. En el ensayo del muro M1 (sin malla) se observó la falla por corte en la fase 4 ($D = 5\text{mm}$) en una de las diagonales; en la fase 6 ($D = 10\text{mm}$) se produjo la trituración de los ladrillos ubicados en las hiladas superiores, lo que condujo a una drástica reducción de la resistencia a fuerza cortante. Esto ocurrió para una deriva menor que la máxima permitida por la Norma E.030 (fase 7, $D = 12.5\text{mm}$), lo cual reafirma la prohibición de los ladrillos pandereta para fines estructurales. Cabe además mencionar que la falla por corte de este muro fue asimétrica, sin que se lleguen a encontrar las grietas diagonales en la parte central del muro, lo que hubiese producido una trituración mayor de estos ladrillos.
7. En el ensayo armónico del muro M1 (frecuencia de 2Hz y un desplazamiento lateral de 15mm) se presentó una mayor trituración del ladrillo pandereta en la zona superior cercana a la viga solera. Esta trituración pudo ser mayor en condiciones reales de carga vertical y momentos flectores importantes, como los que presentan los edificios.
8. Para el diseño del muro M1 (sin malla) se siguió las especificaciones de la Norma E.070, salvo la utilización del ladrillo pandereta, por ser parte de esta investigación. Comparando los resultados experimentales con los resultados teóricos, se halló que la rigidez lateral, la carga de fisuración en tracción por flexión y la carga de agrietamiento diagonal, tuvieron poca diferencia (8%, 23% y 14%, respectivamente).
9. La malla electrosoldada recubierta de mortero adicionada en el muro M2, modificó el tipo de falla de una falla por corte en M1 a una falla por flexión en M2, derivada en la separación entre la albañilería y las columnas, y en deslizamiento de la albañilería sobre la cimentación. Esto se debió al incremento en el espesor del muro (de 11cm a 16cm),

que causó un incremento de la resistencia a fuerza cortante. De este modo, la rigidez lateral, la carga de fisuración en tracción por flexión, la carga de agrietamiento diagonal y la resistencia máxima en M2 fueron 41%, 13%, 30% y 42%, respectivamente, mayores que los valores obtenidos para el muro M1.

10. Las fisuras diagonales que se formaron en M2 (con malla), fueron muy finas, lo cual evitó la trituración de los ladrillos pandereta, cumpliéndose el objetivo de esta investigación.
11. En el ensayo del muro M2, la grieta vertical en la unión albañilería-columna empezó a formarse en la base del muro desde la fase 6 del ensayo ($D = 10\text{mm}$) y paulatinamente fue extendiéndose hacia arriba conforme se incrementaban los desplazamientos laterales. Esta grieta se ubicó en la posición del refuerzo vertical interno de ambas columnas, causando una pérdida de adherencia del refuerzo mencionado. Ello contribuyó a la continua degradación de resistencia a fuerza cortante en este muro. Posterior a la formación de la grieta vertical, sobrevino el deslizamiento de la albañilería sobre la cimentación, sin que deslicen las columnas. Sin embargo, estos problemas no descartan el empleo de la malla electrosoldada como sistema para controlar la trituración del ladrillo pandereta, en vista que esto se puede solucionar como se describió en el capítulo 11.
12. Con respecto a la inversión en este tipo de reforzamiento con malla electrosoldada tarrajada con mortero 1:4, habría un incremento del costo en un 23%, valor que podría diluirse si se agregase todas las partidas que intervienen en la construcción, incluyendo los acabados. Sin embargo, la resistencia del muro M2 se incrementó en 46% (de 20 ton en M1 a 29.2 ton en M2), por lo que la relación costo-beneficio es adecuada para poder mejorar las propiedades estructurales del muro.

CAPITULO 12: LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

Los resultados hallados en esta investigación han sido satisfactorios, pero al mismo tiempo han despertado la curiosidad por esclarecer nuevos escenarios en base a las condiciones de reforzamiento que quedarían como temas de futuros proyectos. Estos se plantean a continuación:

1. En vista que el valor de la resistencia a corte ($v'm$) resultó elevado en comparación a la resistencia en otros ladrillos de arcilla indicados en la Norma E.070, se propone realizar ensayos en muretes taponando los ladrillos tubulares (pandereta) para evitar que ingrese el mortero de las juntas verticales y así poder verificar si éste fue el motivo de la elevada resistencia a corte.
2. Para hallar los valores de las resistencias a compresión ($f'm$) y corte ($v'm$) de la albañilería reforzada, se propone realizar ensayos en los prismas de albañilería (pilas y muretes) adicionando la malla electrosoldada tarrajada con mortero 1:4 y así conocer las propiedades experimentales de la albañilería. Esto permitiría compararlos con las mismas condiciones que posee el muro reforzado.
3. En vista que en el Muro M2 se produjo una grieta vertical en la columna derecha que ocasionó una reducción de la resistencia por la pérdida de adherencia del refuerzo vertical interno, se propone extender el refuerzo horizontal de la malla electrosoldada soldándolo con las varillas verticales de la columna, o extender la malla de tal manera de cubrir totalmente la columna. De esta manera se evitaría que el comportamiento del muro portante sea similar a un tabique que trata de separarse de las columnas de confinamiento (Fig.12.1).

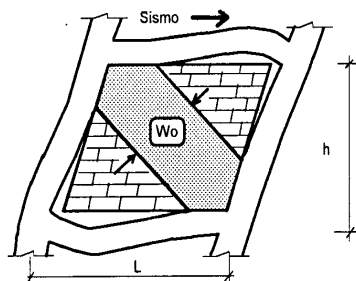


Figura 12.1. Comportamiento de separación entre el tabique y el pórtico (Ref.2)

BIBLIOGRAFÍA

1. **San Bartolomé, Ángel, Quiun, Daniel y Silva, Wilson.** *Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería.* Lima : Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 2011.
2. **San Bartolomé, Ángel.** *Construcciones de Albañilería, Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural.* Lima : Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 1998.
3. **Salinas, Rafael y Lázares, Fernando.** *La Albañilería tubular y su Uso en Viviendas Sísmicas.* Lima : Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica, 2007.
4. **Paredes, Jonathan y Caycho, David.** *Control de Trituración de los ladrillos Huecos en Muros de Albañilería Confinada Sujetos a Carga Lateral Cíclica.* Lima : Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Hemeroteca FACI - Pontificia Universidad Católica del Perú, 2009.
5. **Castro, Arturo.** *Reparación de un Muro de Albañilería Confinada.* Lima : Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Hemeroteca FACI - Pontificia Universidad Católica del Perú, 2002.
6. **Angles, Paola.** *Comparación del Comportamiento a Carga Lateral Cíclica de un Muro Confinado con Ladrillos de Concreto y otro con Ladrillos de Arcilla.* Lima : Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Hemeroteca FACI - Pontificia Universidad Católica del Perú, 2008.
7. **SENCICO.** *Norma Técnica E.070 Albañilería.* Lima : RESOLUCIÓN MINISTERIAL N° 011-2006-VIVIENDA, 2006.
8. **Quinto, Diana y Alferez, Karhell.** *Reforzamiento Estructural de Muros Albañilería de Bloques Artesanales de Concreto.* Lima : Tesis de Maestría en Ingeniería Civil, Hemeroteca FACI - Pontificia Universidad Católica del Perú, 2005.