

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

**"Comportamiento sísmicos de muros de
albañilería confinada tipo Haití, ensayo de carga
lateral y vertical".**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

Yasser Leonardo Iparraguirre Cieza

ASESOR: Daniel Quiun Wong

Lima, julio de 2014

RESUMEN

Esta investigación tiene como objetivo comprobar experimentalmente la mejora en el comportamiento sísmico de muros de albañilería mejorada (confinada y con relleno de 66% de alveolos) respecto a la tradicional de Haití.

Para ello se construyó dos muros confinados a escala natural con las mismas dimensiones y características las cuales fueron sometidas a ensayos cíclicos incrementales. Uno de ellos se sometió a ensayos de carga lateral cíclica, mientras el otro se le aplicó adicionalmente una carga vertical constante que represente la carga de una vivienda de dos pisos y en paralelo la carga lateral cíclica.

La particularidad de estos muros haitianos fue que se le introdujo técnicas de mejora en su comportamiento como el confinamiento mediante pórticos estructurales de concreto armado y el relleno de los alveolos.

Estas mejoras partieron de la hipótesis que la resistencia sísmica y la ductilidad de los muros de esta tesis mostrarán mejoras cualitativas y cuantitativas respecto a la albañilería tradicional de Haití.

Se utilizaron las instalaciones del Laboratorio de Estructuras, para la construcción y ensayos respectivos. Además de los muros, se construyeron tres pilas y tres muretes con los alveolos rellenos al 66% para conocer las propiedades de esta albañilería.

ÍNDICE

Capítulo 1: INTRODUCCIÓN

1.1.	Descripción del Proyecto.....	1
1.2.	Antecedentes.....	1
1.3.	Objetivos.....	2
1.4.	Revisión Bibliográfica.....	4

Capítulo 2: PROPIEDADES DE MATERIALES USADOS-ENSAYOS

2.1.-	Bloques de concreto vibrado (66% alveolos rellenos).....	8
2.2.-	Mortero.....	10
2.2.1.-	Componentes del mortero.....	10
2.2.2.-	Ensayo a compresión del mortero (ASTM C-579).....	10
2.3.-	Acero de Refuerzo.....	11
2.4.-	Concreto.....	12

Capítulo 3: PRISMAS DE ALBAÑILERÍA

3.1.-	Pilas.....	14
3.1.1.-	Procedimiento de construcción.....	14
3.1.2.-	Montaje e instrumentación.....	16
3.1.3.-	Cálculo de la Resistencia a Compresión Axial (f_m).....	18
3.1.4.-	Formas de falla.....	19
3.1.5.-	Cálculo del módulo de Elasticidad (E_m).....	20
3.1.6.-	Cálculo para las pilas.....	22
3.2.-	Muretes.....	24
3.2.1.-	Procedimiento de construcción.....	24

3.2.2.- Instrumentación y montaje.....	25
3.2.3.- Cálculo de la Resistencia al corte (vm).....	26
3.2.4.- Formas de falla.....	27
3.2.5.- Cálculo del módulo de corte (Gm).....	28
3.2.6.- Cálculo de los muretes.....	32
3.3.- Evaluación de resultados.....	35

Capítulo 4: CONSTRUCCIÓN DE MUROS

4.1.- Características de los Muros.....	36
4.2.- Verificación Previa del Refuerzo.....	38
4.3.- Construcción de Viga de Cimentación.....	39
4.4.- Pasos previos a la construcción de la Albañilería.....	41
4.5.- Construcción de los Muros.....	42
4.6.- Construcción de las Columnas.....	44
4.7.- Construcción de la Viga Solera.....	47

Capítulo 5: ANÁLISIS TEÓRICO DE LOS MUROS A ESCALA NATURAL

5.1.- Módulo de Corte y Módulo de Elasticidad.....	48
5.2.- Rigidez Lateral.....	48
5.3.- Fisuración en Tracción por Flexión.....	51
5.4.- Agrietamiento Diagonal Teórico.....	52
5.5.- Momento Flector Nominal Máximo.....	53
5.6.- Tipo de Falla Esperada.....	54

Capítulo 6: ENSAYO CÍCLICO DE CARGA LATERAL Y VERTICAL

6.1.- Descripción del Ensayo.....	55
-----------------------------------	----

6.2.- Actividades Previas al Ensayo.....	58
6.3.- Instrumentación.....	60
6.4.- Comportamiento de los Muros.....	62
6.5.- Resultados de los Ensayos a Carga Lateral Cíclica-Fuerzas Máximas por Fase.....	71

Capítulo 7: PROCESAMIENTO DE RESULTADOS

7.1.- Rigidez Lateral Elástica (K).....	73
7.2.- Cálculo del Módulo de Corte (G).....	75
7.3.- Rotura Diagonal.....	77
7.4.- Distorsión Angular.....	78
7.5.- Fisuración de Tracción por Flexión.....	78
7.6.- Gráficos Carga vs. Desplazamiento.....	79
7.6.1.- Diagramas de Lazos Histeréticos.....	79
7.6.2.- Envolvente de Diagrama de Lazos Histeréticos.....	80
7.6.3.- Caída de Rigidez de los Muros: M2-66% y M3-66%-CV.....	82
7.7.- Degradación de la Rigidez.....	82
7.8.- Carga Máxima Soportada.....	84

Capítulo 8: CONCLUSIONES

8.1.- Unidad de Albañilería.....	86
8.2.- Mortero.....	86
8.3.- Concreto.....	86
8.4.- Prismas de Albañilería-Pilas.....	86
8.4.1.- Resistencia a Compresión Axial (f'_m).....	86
8.4.2.- Modulo de Elasticidad (E).....	86
8.4.3.- Tipo de Falla.....	87

8.5.- Prismas de Albañilería-Muretes.....	87
8.5.1.- Resistencia a Corte Puro ($v \cdot m$).....	87
8.5.2.- Módulo de Corte (G).....	87
8.5.3.- Tipo de Falla.....	87
8.6.- Construcción de Muros.....	87
8.7.- Rigidez Lateral (K).....	88
8.8.- Modulo de Corte (G).....	88
8.9.- Rotura Diagonal (V_m).....	88
8.10.- Carga Máxima Soportada.....	88
8.11.- Comportamiento de los Muros.....	89
8.12.- Peso Volumétrico.....	89
Capítulo 9: IMPACTOS PREVISTOS Y RECOMENDACIONES.....	90
REFERENCIAS.....	91

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El terremoto de enero del 2010 en Haití (M7.0) demostró que el sistema de construcción que más predomina en el país caribeño, es decir, la albañilería de bloques de concreto artesanal no confinada, no tenía un comportamiento sísmico resistente adecuado. Sin embargo, la albañilería de ladrillos de arcilla confinada con elementos de concreto armado es una técnica de construcción ampliamente difundida en algunos países de América Latina y otras partes del mundo, la cual ha demostrado un excelente comportamiento sísmico resistente.

Este proyecto partirá de la forma de construcción tradicional en Haití para introducir técnicas que propicien el aumento del desempeño en resistencia y ductilidad de los muros de albañilería. Se hicieron ensayos de carga lateral cíclica en el laboratorio con muros de albañilería de bloques de concreto a escala natural que incorporaron mejoras con técnicas viables a usar en Haití. Las unidades típicas de Haití son bloques de concreto con 3 huecos. La primera mejora fue probar dos formas de rellenos de los alveolos (33% y 66%) de las unidades previas a su asentado en el muro. El objetivo fue aumentar la resistencia del muro ante cargas axiales y sísmicas. La segunda técnica fue el variar el proceso constructivo tradicional de los muros, introducir el confinamiento, es decir, primero levantar los muros de albañilería y luego se vacía el concreto de las columnas de confinamiento, para terminar con el techo y la viga superior o solera. Estos elementos de confinamiento al muro hacen que el conjunto pórtico más muro trabaje como un solo sistema, con esto se logra aumentar la ductilidad y resistencia.

1.2.- ANTECEDENTES

A pesar que se tuvo conocimiento de que en los años 1701, 1751, 1770 y 1860; Haití sufrió terremotos devastadores, no se instalaron sismógrafos o centros de control de la dinámica tectónica en la isla con el objetivo de monitorear la magnitud de los sismos pasados y estimar el periodo de retorno. También se descuidó la prevención ante este tipo de siniestros. Es por eso que el terremoto de enero 2010 de magnitud 7 sorprendió a la población desprotegida.

Según el estudio de los investigadores, antes del terremoto, la actividad sísmica dentro de la isla de la Española estaba concentrada en la zona de República Dominicana, estando Haití sísmicamente inactivo. En los últimos años, se generó un silencio sísmico lo que conllevó al poco nivel de preparación sísmica. Este silencio originó el terremoto del 12 de enero de 2010, siendo el más destructivo a lo largo de

la historia. El terremoto tuvo una magnitud de 7.0 con una aceleración de 0.45g (Fierro y Perry, 2010). Hubo terribles daños en la mayoría de estructuras de la capital Puerto Príncipe y alrededores. Se amplificaron más las ondas de sismo debido a su profundidad, fue superficial (13 km), lo que acompañado con el tipo de suelo de Haití provocó una mayor destrucción.

Ocurrieron diversos problemas en la isla como la licuefacción, que generó el hundimiento de las cimentaciones de las casas, la falla y el colapso de las mismas, quedando éstas inhabitables. El tipo de suelo en Haití hizo que se amplificara los movimientos de la tierra, aumentando drásticamente las fuerzas de inercia y la aceleración del sismo. En los cerros, los deslizamientos de tierra ocurrían constantemente. En las pistas o avenidas, las fallas en el terraplén hacían que las pistas se rajen, se rompan y se abran.

En el caso estructural, los daños fueron amplios en edificaciones comerciales, residenciales y de gobierno debido a la ausencia de criterios sísmicos en el diseño y construcción. En estructuras no diseñadas formalmente, la vulnerabilidad fue mayor debido a la pobre práctica de construcción. Los investigadores se dieron cuenta que los pórticos de concreto con columnas y nudos tenían poco refuerzo transversal lo cual le daba baja resistencia y ductilidad ante cargas laterales. La poca o casi nula ductilidad del concreto, la albañilería no reforzada y no confinada son las características constructivas que primaron en Haití y que le han dado un pobre comportamiento sísmico a sus estructuras importantes como colegios, hospitales, edificios públicos y privados, puertos, carreteras, etc. Lo débil y poco resistentes de sus estructuras al parecer muestran que no fueron diseñadas para resistir terremotos. En Haití se descuidó mucho el proceso constructivo y la aplicación de un código sísmico que prevenga cualquier desastre o colapso de una edificación o estructura debido a sismos.

En la actualidad, se han ido aplicando criterios sísmicos en el diseño y construcción de edificios, un ejemplo de lo anterior es el edificio Digicel.

La tesis trata sobre las mejoras introducidas en la albañilería para aumentar su resistencia y las mejoras en los muros estructurales para mejorar su comportamiento sísmico, a través de aumento de la ductilidad y cambio del tipo de falla frágil a una dúctil y mejor controlada.

1.3.- OBJETIVOS

El objetivo general de esta tesis es la búsqueda de mejoras económicas y viables de la resistencia y la ductilidad de la albañilería de Haití, sin aumentar mayormente el costo de los materiales, el proceso constructivo y la mano de obra.

- Construcción de pilas y muretes de albañilería con relleno de los alveolos de los bloques del 66% (2 de los 3 alveolos).
- Cálculo de la resistencia a compresión axial ($f'm$) de la albañilería y la identificación de los tipos de falla
- Cálculo del módulo de elasticidad (E_m) de la albañilería a partir de las gráficas carga vs desplazamiento.
- Comparación de los resultados de las pilas ensayadas con relleno del 66% de los alveolos con los resultados de las pilas ensayadas con relleno del 33% de alveolos. El objetivo será el comprobar que existe una mejoría en el comportamiento y la resistencia al usarse unidades de albañilería con el 66% de alveolos rellenos. La mejoría se hará notoria al compararlo también con resultados de ensayos pasados (albañilería sin relleno).
- Cálculo de la resistencia a corte puro ($v'm$) de la albañilería y la identificación de las fallas encontradas.
- Cálculo del módulo de corte (G_m) de la albañilería.
- Comparación de los resultados de los muretes ensayados con relleno del 66% de alveolos con los resultados de muretes ensayados con relleno del 33% de alveolos. El objetivo será demostrar que existe una mejoría en el comportamiento y la resistencia al usarse unidades de albañilería con el 66% de alveolos rellenos. Se comparará también con resultados de ensayos anteriores (sin relleno).
- Probar el efecto de métodos distintos de mejora del comportamiento sísmico del sistema de construcción de albañilería actual en Haití de bloques de concreto con pórticos de concreto armado convirtiéndose en albañilería confinada de bloques de concreto rellenos.
- Construcción de dos muros de albañilería confinada tipo Haití con bloques al 66% de alveolos rellenos.
- Ensayos cíclicos a carga lateral de cada muro (uno con carga vertical).
- Determinación del tipo de falla y fisuración del muro.
- Comportamiento de los muros durante y después del ensayo cíclico.
- Obtención de los diagramas de lazos histeréticos y el cálculo de la energía disipada. Además se determinara la degradación de la rigidez con la ayuda de los lazos histeréticos.
- Cálculo del módulo de corte, elasticidad y distorsión angular del muro.
- Análisis, comparación y conclusión de los resultados.

1.4.- REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

- **San Bartolomé, A. Ramírez, V. y Saavedra, C. (1984). "Ensayos de carga lateral en muros con bloques de concreto vibrado".**

Esta investigación surgió por el convenio entre la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo y la Pontificia Universidad Católica del Perú, donde el objetivo era el estudio del efecto de reforzamiento y de relleno en los alveolos de las unidades de albañilería empleadas para ver el comportamiento de los especímenes ensayados. Se realizaron ensayos de carga lateral cíclica a 5 muros (2x2 m), compresión diagonal a 12 muretes (0.8 x 0.8 m) y compresión axial a 8 pilas (h=0.6 m). Como materiales de construcción se usaron mortero de asentado en la relación de 1:1:4 adicionándose cal; concreto fluido, para el relleno de los alveolos, refuerzo vertical y horizontal y los bloques de concreto vibrado.

En el caso de los muros, se agregó refuerzos horizontales y verticales para analizar luego el resultado de los efectos del refuerzo durante y después de la acción de la carga lateral cíclica.

Se pudo concluir de los ensayos que para el caso de los 5 muros presentaron el mismo comportamiento generándose fisuras a través de las juntas. Para el caso de las pilas y muretes las resistencias unitarias a compresión axial o diagonal de los elementos rellenos o no, son similares. Los valores de $E/f'm = 1000$ y $G/E = 0.4$, hallado de los resultados, concuerdan con la norma norteamericana de la cual se basó este proyecto.

Los resultados de los ensayos se muestran a continuación **(Ver Tabla 1 y Tabla 2):**

Tabla 1
Resultados de los Ensayos en
Pilas y Muretes

Espécimen	Características	Resistencia Promedio f_m (Kg/cm ²)	E o G(Kg/cm ²)
Pilas	Sin Relleno	109	70,312.00
	Con Relleno	101	116,950.00
Muretes	Sin Relleno	12.4	39,756.00
	Parcialmente Relleno	10.9	30,873.00
	Totalmente Relleno	14.3	42,146.00

Tabla 2
Resultado de Ensayo de
Muros

Muro	Rigidez Lateral Inicial	Esfuerzos Cortantes (sobre área neta)	
	Kº(tn/mm)	Vf (Kg/cm2)	Vm (Kg/cm2)
1	20.15	2.68	6.22
2	14.23	2.08	6.57
3	14.53	2.38	6.35
4	18.23	2.43	6.31
5	12	2.41	6.03

- **Moscol, A. y San Bartolomé, A (1987). "Bloques Artesanales de Cemento"**

Tuvo el objetivo de disminuir los costos de construcción de las unidades tradicionales de albañilería, y por ende abaratar los costos de construcción de las viviendas, sin obviar la seguridad y comportamiento estructural ante eventos sísmicos. El proyecto consistió en la construcción de las unidades de albañilería de una manera muy artesanal, resistencia mínima a compresión de 50 Kg/cm², empleada por lo general en viviendas de 1 piso. Se realizaron ensayos de pilas y muretes, las pilas ensayadas a compresión axial y los muretes a compresión diagonal. Se usaron como materiales la mezcla (mortero de asentado), en una relación de dosificación de 1:5:2, los bloques hechos de la mezcla seleccionada y refuerzo de caña brava.

Se pudo concluir que los bloques hechos de manera artesanal se catalogaron como unidades macizas (relación área neta/área bruta > 0.75), restringiéndose su uso para viviendas de 1 piso. Además, se comprueba que existe una reducción considerable en su costo respecto a la unidad de albañilería King Kong, siendo el costo de su autoconstrucción un 38% del costo de la de King Kong.

Los resultados de los ensayos se muestran a continuación **(Ver Tablas 1.1 y 2.2)**:

Tabla 1.1
Compresión Axial
de Pilas

Serie	f'm (Kg/cm ²)		E (Kg/cm ²)
	Sobre Área Bruta	Sobre Área Neta	
A	23.6	29.1	28,292.00
B	25.8	31.8	32,578.00
C	39.5	39.5	43,636.00
D	19.1	23.6	19,555.00

Tabla 2.2
Compresión Diagonal de
Muretes

Serie	V (Kg/cm ²)	
	Sobre Área Bruta	Sobre Área Neta
A	3.68	4.51
B	4.44	5.44
C	4.91	5.3
D	4.17	5.11

- **Quiun, D. Alférez, K. y Quinto, D. (2005). "Reforzamiento Estructural de Muros de Albañilería de Bloques Artesanales de Concreto".**

Debido al terremoto que azotó a la ciudad de Tacna el 23 de junio del 2001, con una magnitud de 8.4, varias viviendas cuyos muros de albañilería fueron hechos con unidades artesanales de concreto, colapsaron. En vista a eso, se buscó la manera de poder reforzar los muros hechos con estos bloques y probar la efectividad del refuerzo. Se construyó un muro de albañilería confinada sin reforzamiento (M1) y un segundo muro de albañilería confinada reforzado con la malla electro soldada (M2). Estos se ensayaron a carga lateral cíclica controlada. Además se ensayaron pilas y muretes con el fin de determinar las propiedades mecánicas de la albañilería. Se usaron como materiales los bloques de concreto, mortero de asentado de unidades y concreto para los elementos de confinamiento, acero de refuerzo y la malla electro soldada.

El muro M1 ya ensayado se reparó y reforzó con malla electro soldada para volverse a ensayar (muro M3). Este M3 tuvo mejoras en su comportamiento sísmico.

Se puede concluir con los resultados de los ensayos que los efectos de reforzamiento son los esperados y propician que los muros tengan un buen desempeño sísmico en el caso del muro confinado reforzada con malla electro soldada.

- ***Ing. Gladys Villa García, Ing. Daniel Quiun, Ing. Marcial Blondet (2012). PROYECTO PUCP-DGI "Mejoramiento del comportamiento sísmico de las edificaciones de Haití: Estudio de la posibilidad de introducir la albañilería confinada".***

El terremoto del 2010 en Haití mostró que la albañilería usada con bloques de concreto artesanales construidos en ese país no eran sismo resistentes ya que no seguían un código o norma sísmica y solo construían, en su mayoría, por la experiencia. Este proyecto consistió en introducir mejoras al comportamiento sísmico de la albañilería típica de Haití, mejorando su ductilidad. Para ello se elaboró un molde para preparar unidades artesanales de concreto de geometría similar a los bloques haitianos. Los componentes de estos bloques se dosificaron para dar una resistencia a compresión baja. Se construyeron muros de albañilería a escala natural cambiando el proceso constructivo; se construyeron pilas y muretes para ser luego ensayadas a compresión axial y diagonal. El objetivo principal de este proyecto fue probar la posibilidad de introducir la albañilería confinada.

CAPÍTULO 2: PROPIEDADES DE MATERIALES USADO

2.1.- BLOQUES DE CONCRETO VIBRADO (66% ALVEOLOS RELLENOS)

En la **fig. 2.1** se muestra las dimensiones de los bloques hechos con el molde descrito en 1.4, y un lote de estos bloques. En esta tesis se probó la albañilería hecha al rellenar los dos alveolos extremos(66%) de los bloques (muros M2 y M3), mientras en otra tesis paralela se probó la albañilería hecha al rellenar solo el alveolo central(33%) de los bloques(muro M1).



Fig. 2.1.- Bloques de concreto tipo Haití

Para evaluar la resistencia individual de los bloques de albañilería tipo Haití se procedió a ensayarlos a compresión axial obteniendo f'_b .

Este ensayo permite obtener la resistencia a compresión de las unidades de albañilería hechas de concreto vibrados. A las unidades se les aplicó el capping en la parte superficial para luego ser llevada a la máquina de ensayos, donde se les aplicó una carga vertical axial con una velocidad aproximada de 1.25 mm/min. La resistencia se calculó dividiendo la carga de rotura sobre el área bruta de toda la unidad (considera los alveolos huecos).

Según la Norma E.070, la resistencia característica (f'_b) se halla de restar el promedio menos una desviación estándar, **ver tabla 2.1.**

Tabla 2.1.- Ensayo de compresión de unidades de albañilería

N° bloque	%	h (mm)	h1 (mm)	h2 (mm)	h3 (mm)	b (mm)	b1(mm)	b2(mm)	x(mm)	Carga máxima(KN)	Área Bruta(mm2)	Esfuerzo (Mpa)	Esfuerzo Promedio(Mpa)
6	66	396	85	85	86	149	30	28	185	471.5	46275	10.19	9.8
7	66	400	80	82	81	150	30	29	180	485.9	45724	10.63	
8	66	402	86	83	84	145	29	30	190	435.7	45486	9.58	
9	66	400	87	83	82	148	28	29	200	428.7	45743	9.37	
10	66	400	80	83	80	150	28	30	195	420	45567	9.22	
												Desv. Estándar	0.59

Aplicando la Norma, la resistencia característica se halla de la siguiente manera:

$$F'b = 9.8 - 0.59$$

$$F'b = 9.21 \text{ MPa}$$

Comparando el resultado con la Tabla N°9 de la Norma E.070, se puede concluir que el bloque de concreto (relleno al 66%) presenta una resistencia por encima a la mínima normada, teniendo un buen comportamiento ante las solicitaciones que se le pueda presentar.

La mezcla de 1:8 con la cual se hicieron los bloques, resultó adecuada, teniendo una resistencia mayor a la esperada.

Resistencias características de la albañilería. Tomado de la Norma E.0.70 de Albañilería Peruana.

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	Bloque Tipo P (*)	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)
		8,3 (85)	11,8 (120)	1,1 (10,9)

2.2.- MORTERO

Según la Norma E.070, el mortero estará constituido por una mezcla de aglomerantes y agregado fino a los cuales se añadirá la máxima cantidad de agua que proporcione una mezcla trabajable, adhesiva y sin segregación del agregado.

La función principal del mortero en los muros de albañilería es la de adherencia de los bloques asentados. Por lo general, la resistencia del mortero es menor a la de las unidades de albañilería, pero al emplearse en muros portantes, ante la aplicación de una carga vertical, el mortero cumple una función resistente.

2.2.1.- Componentes del mortero

- Cemento: Se usa principalmente cemento normalizado Portland tipo I.
- Agregado fino: El agregado fino será arena gruesa natural, libre de materia orgánica y sales con las características indicadas en la siguiente **Tabla 3 (Norma E070)**.

Granulometría de la Arena Gruesa. Tomado de la Norma E.0.70 de Albañilería Peruana.

TABLA 3 GRANULOMETRÍA DE LA ARENA GRUESA	
MALLA ASTM	% QUE PASA
N° 4 (4,75 mm)	100
N° 8 (2,36 mm)	95 a 100
N° 16 (1,18 mm)	70 a 100
N° 30 (0,60 mm)	40 a 75
N° 50 (0,30 mm)	10 a 35
N° 100 (0,15 mm)	2 a 15
N° 200 (0,075 mm)	Menos de 2

- Agua: El agua será potable y libre de sustancia que puedan alterar la dosificación final del mortero.

2.2.2.- Ensayo a compresión del mortero (ASTM C-579)

Este ensayo consiste en preparar probetas cúbicas de 5cm de lado las cuales son vaciadas en moldes metálicos y llevadas a un proceso de curado durante 28 días. Luego pasado el tiempo, en la máquina universal se le aplica una fuerza axial, que al dividir la fuerza axial de rotura sobre el área de las probetas se obtiene el esfuerzo o resistencia de compresión.

A continuación se muestra los esfuerzos calculados de las probetas de mortero (**Ver Tabla 2.2**):

Tabla 2.2.- Ensayo a compresión del mortero

N° de Probeta	Lado A Prom (mm)	Lado B Prom (mm)	Largo Prom (mm)	Area (mm ²)	Carga Corregida (Kg)	Esfuerzo (Kg/cm ²)	Esfuerzo (Mpa)
1	51	51	50	2601	1104	42.4	4.2
2	51	51	50	2601	1047	40.2	4
3	51	51	50	2601	1102	42.4	4.2
4	50	50	51	2500	1631	65.2	6.4
5	50	50	51	2500	1565	62.6	6.1
6	50	50	51	2500	1555	62.2	6.1
Promedio							5.17

2.3.- ACERO DE REFUERZO

La albañilería y el concreto son muy débiles para resistir esfuerzos de tracción, es por eso que para contrarrestar esta deficiencia, se emplea el acero corrugado como refuerzo. En este caso del proyecto de investigación, muro confinado, el acero va colocado en forma concentrada en los elementos de confinamiento (columnas y vigas). En general, las barras deben ser corrugadas rectas y dúctiles con un valor nominal de fluencia bordeando el $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ y con una elongación mínima a la rotura de 9% (Norma E.070).

Las varillas fueron de la fábrica Aceros Arequipa y con diámetros $\Phi = 3/8''$ y $\Phi = 1/2''$.

Los resultados se muestran a continuación (**Ver Tabla 2.3**):

Tabla 2.3.- Ensayo a tracción de Acero

Formato para tracción de Acero								
PROBETA	DIAMETRO(pulg)	LONGITUD	ALARGAMIENTO(mm)	CARGA MAXIMA(KN)	CARGA FLUENCIA(KN)	ESFUERZO MAXIMO (Mpa)	ESFUERZO FUENCIA (Mpa)	f_u/f_y
1	3/8"	1000	32	50.65	32	710.8	449.1	1.583
2	3/8"	1000	32	51.47	33.5	722.3	470.1	1.536
3	3/8"	1000	32	51.06	32.5	716.6	456.1	1.571
1	1/2"	1000	33	94.04	60	742.4	473.6	1.568
2	1/2"	1000	30	93.23	58	736	461.8	1.594
3	1/2"	1000	32	94.36	60	744.9	473.6	1.573

Se puede observar que el esfuerzo de fluencia es mayor al valor nominal de fluencia ($f_y=420\text{MPa}$) y que la relación entre la resistencia máxima y la resistencia de fluencia es bastante elevada (mayor a 1.5).

2.4.- CONCRETO

Según la Norma E.070, el concreto se usa en los elementos de confinamiento que bordean al muro de albañilería simple. Al ocurrir sismos, las columnas de los muros confinados estarán sujetas a esfuerzos de compresión, tracción, corte y cizalle. Además debe cumplir con los requisitos establecidos por la Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado.

Las vigas de cimentación, columnas y vigas soleras de los muros de albañilería, fueron hechas de concreto armado.

La resistencia a compresión axial del concreto se obtendrá del ensayo de probetas de 6" x 12", las cuales en la máquina universal de ensayo se les aplica una fuerza axial hasta la rotura. La resistencia se halla dividiendo la carga de rotura sobre el área transversal de la probeta.

A continuación se muestran los resultados de probetas ensayadas a los 28 días de cada elemento estructural de concreto armado como son la viga de cimentación, la columna y viga solera (**Ver Tabla 2.4 al 2.7**).

Tabla 2.4.- Ensayo a compresión del concreto en columnas y viga solera M3-66%-CV

Probeta (N°)	Edad (días)	Diámetro(cm)		Diámetro Promedio(cm)	Área (cm ²)	Carga máxima		Tipo de falla	Esfuerzo (kg/cm ²)
		D1	D2			(KN)	(Kg)		
Col. Viga solera-P1	28.00	15.32	15.30	15.31	184.00	348.00	35510.20	2	192.99
Col. Viga solera-P2	28.00	15.24	15.21	15.23	181.96	341.40	34836.73	3	191.45
Col. Viga solera-P3	28.00	15.41	15.36	15.39	185.81	340.40	34734.69	3	186.94

Tabla 2.5.- Ensayo a compresión del concreto en columnas y viga solera M2-66%

Probeta (N°)	Edad (días)	Diámetro(cm)		Diámetro Promedio(cm)	Área (cm ²)	Carga máxima		Tipo de falla	Esfuerzo (kg/cm ²)
		D1	D2			(KN)	(Kg)		
Col. Viga solera-P1	28.00	15.31	15.30	15.31	183.88	260.90	26622.45	2	144.78
Col. Viga solera-P2	28.00	15.40	15.34	15.37	185.45	237.60	24244.90	2	130.74
Col. Viga solera-P3	28.00	15.24	15.26	15.25	182.56	215.30	21969.39	2	120.34

Tabla 2.6.- Ensayo a compresión del concreto en Viga de Cimentación M2-66%

Probeta (N°)	Edad (días)	Diámetro(cm)		Diámetro Promedio(cm)	Área (cm ²)	Carga máxima		Tipo de falla	Esfuerzo (kg/cm ²)
		D1	D2			(KN)	(Kg)		
VC2 P1	28.00	15.53	15.36	15.45	187.26	564.40	57591.84	3	307.55
VC2 P2	28.00	15.15	15.27	15.21	181.61	560.40	57183.67	5	314.88
VC2 P3	28.00	15.36	15.58	15.47	187.87	684.20	69816.33	2	371.63

Tabla 2.7.- Ensayo a compresión del concreto en Viga de Cimentación M3-66%-CV

Probeta (N°)	Edad (días)	Diámetro(cm)		Diámetro Promedio(cm)	Área (cm ²)	Carga máxima		Tipo de falla	Esfuerzo (kg/cm ²)
		D1	D2			(KN)	(Kg)		
VC3 P1	28.00	15.34	15.48	15.41	186.41	515.80	52632.65	3	282.35
VC3 P2	28.00	15.36	15.47	15.42	186.53	537.60	54857.14	5	294.09
VC3 P3	28.00	15.25	15.16	15.21	181.49	521.10	53173.47	2	292.99

El $f'c$ de la viga de cimentación fue de 210 kg/cm², siendo un concreto de buena calidad que confiere adecuada capacidad portante resistiendo el peso del muro y solicitaciones horizontales producto de la carga lateral aplicada. Al ensayarse a compresión axial, probetas de la viga de cimentación durante su construcción, los resultados de $f'c$ son mayores al de diseño. Esto se produjo debido a que el concreto adquiere mayor resistencia a mayor tiempo de fragua. Otro factor, es que probablemente se preparó la mezcla en obra con mayor cantidad del material calculado, ya que siempre lo real difiere bastante de lo teórico.

Para el caso de las columnas y viga solera, el $f'c$ de diseño fue de 145 kg/cm², teniendo una menor resistencia debido a que se adecuó el método constructivo con el de Haití no dotándole de mucha resistencia. Los resultados arrojaron valores variables de las probetas ensayadas a compresión axial. Para el caso de las probetas ensayadas de la primera viga solera y columnas, el $f'c$ resultante en promedio fue mayor al teórico, debido a que en este caso muy particular sucedió lo mismo con la viga de cimentación; es decir, se preparó la mezcla con mayores aglomerantes y agregados del calculado. Muy por el contrario, en el segundo ensayo a compresión axial de probetas, el $f'c$ en promedio fue menor al $f'c$ teórico, la diferencia no es elevada, pero esto indica que en este caso el proceso constructivo no fue el adecuado y que la proporción de mezcla fue diferente a la especificada.

CAPÍTULO 3: PRISMAS DE ALBAÑILERÍA

Según la Norma E.070 de albañilería, la elaboración de pequeños prismas de albañilería simple llamados Prismas y Muretes, permitiendo obtener las propiedades de la albañilería, para lo cual deben ser construidos bajo las mismas condiciones y dosificación de los muros reales. Estos ensayos nos permiten obtener:

- Las resistencias a compresión ($f'm$) y a corte ($v'm$) de la albañilería.
- Los módulos de elasticidad (E_m) y de corte (G_m).
- Las diferentes formas de falla, así se puede predecir la manera de falla de los muros a escala real.

Los prismas construidos deben tener una dimensión adecuada para poder manipularlas y montarlas en el laboratorio, es decir, de pequeño tamaño.

Previo al ensayo de compresión en pilas, en las zonas en contacto con los cabezales metálicos del equipo de ensayo, se aplica un refrentado (capping) blando de yeso-cemento con 3 mm de grosor con el objetivo de corregir las irregularidades que se presentan en la capa superior de la albañilería; así se evita fallas locales por concentraciones de esfuerzo tanto en pilas como en muretes.

3.1. PILAS

3.1.1.- Procedimiento de construcción

Se construyeron 3 especímenes cada uno conformados por 3 bloques asentados uno encima del otro con una capa de mortero, que tiene la misma dosificación de los bloques (1: 8). Debido a que no presentaban elevada succión, no fue necesario regar las unidades antes del asentado; solo fue necesario limpiarlos del polvo y materiales residuales.

La dosificación del mortero siguió la Norma Técnica E.070.

Para:

Bloques de concreto vibrado tipo Haití = 1:8 (cemento: arena)

Mortero de asentado de bloques = 1:8 (cemento: arena)

Se procuró controlar las mismas dimensiones en todas las pilas. La altura se controló con el escantillón y la verticalidad con nivel y plomada. Se usó 2 cm de junta entre los bloques.

Al terminar la construcción de las pilas, previo al ensayo de compresión axial, se colocó capping en la parte superior e inferior de cada pila para uniformizar la superficie de contacto procurando así que el actuador de carga no genere concentraciones de esfuerzo.

El ensayo de compresión se dio una vez terminado el período de curado, el cual fue de 28 días. Las figuras 3.1, 3.2 y 3.3 muestran la construcción de pilas.



Fig. 3.1.- Llenado de alveolos 66%



Fig. 3.2.- Curado de pilas



Fig. 3.3.- Pilas antes del ensayo a compresión

3.1.2.-Montaje e Instrumentación

Se utilizó una gata hidráulica de 200 toneladas y una bomba hidráulica eléctrica de 600 BAR de capacidad.

Con la ayuda del programa LABVIEW se pudo traducir en una computadora el voltaje registrado por la celda de carga, ésta se encontraba conectada a un amplificador y caja de conexiones, que al final arrojó la fuerza en Kilo Newtons.

Antes del ensayo se colocaron 2 sensores de desplazamiento LVDT en cada pila con el objetivo de registrar los desplazamientos axiales. Con el fin de no dañarlos, se retiraron los instrumentos antes de que las pilas fallen, es decir, antes de que lleguen a su resistencia máxima. Las figuras 3.4 y 3.5 muestran la instrumentación y la máquina de ensayo.

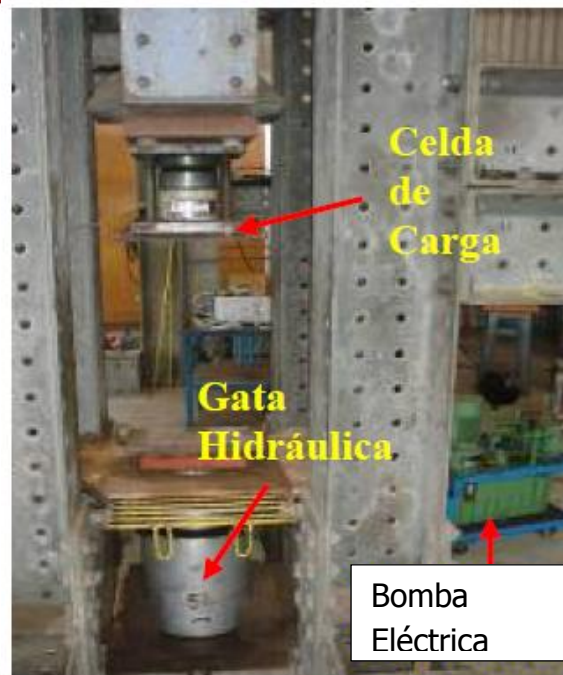


Fig. 3.4.- Instrumentación del ensayo. Tomado de la Tesis "Comportamiento Carga Lateral Cíclico Muro Confinado de Ladrillos de Concreto y Arcilla"-Paola Angles.

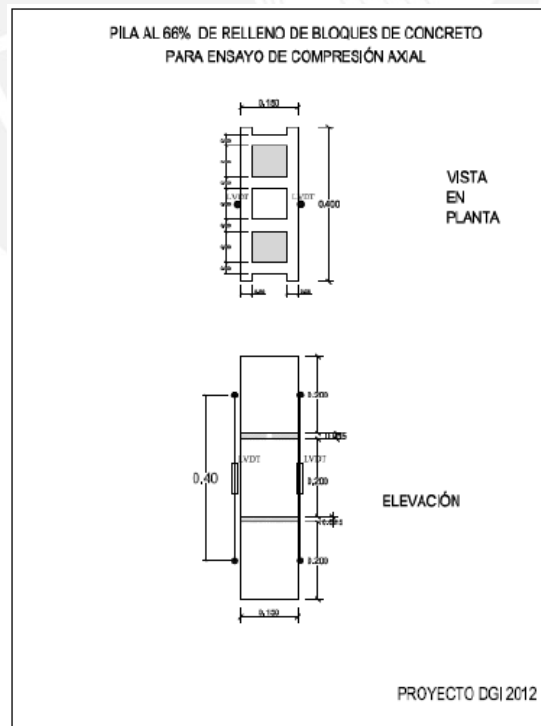


Fig. 3.5.- Ubicación de LVDT en Pila previa al Ensayo de Carga Axial. Tomado de Proyecto DGI 2012

3.1.3 Cálculo de la Resistencia a Compresión Axial

La resistencia individual a compresión axial de una pila (f_m) se obtiene dividiendo la carga máxima entre el área bruta de la sección transversal. Este valor se corrige por el factor de esbeltez establecido en la Tabla 10 de la Norma E.070.

$$f_m = \frac{P_{max}}{\text{Área}}$$

Donde:

f_m = Resistencia a compresion axial $\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)$ o MPa

P_{max} = Fuerza máxima que resiste la pila (Kg)

Área = Área bruta transversal (cm^2)

Tabla 3.1.- Factores de corrección según la Norma E.070 (Tabla 10 de la Norma E.070)

Factores de corrección de f_m por esbeltez						
Esbeltez	2	2.5	3	4	4.5	5
Factor	0.73	0.8	0.91	0.95	0.98	1

Una vez ensayadas todas las pilas se obtiene para cada pila la resistencia a compresión axial (f_m), se calcula el promedio y la desviación estándar (σ) de la muestra ensayada. Luego se halla, según la Norma E.070, la resistencia característica (f'_m), al valor promedio se le resta la desviación estándar (**Ver Tabla 3.2**):

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

Donde:

f'_m = Resistencia característica a compresion axial

f_m = Resistencia a compresion axial $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$ o MPa

σ = Desviación estándar

Tabla 3.2.- Resistencia a la compresión de pilas de ladrillos de concreto vibrado rellenos al 66%

N° Pila	P max (KN)	Área bruta (mm ²)	f _m (Mpa)	Esbeltez	Factor de corrección	f _m -corregido (Mpa)
1	252.74	58235	4.34	4.333	0.965	4.19
2	290.47	63560	4.57	4.333	0.965	4.41
3	257.09	63479	4.05	4.333	0.965	3.91

Siendo la desviación estándar = 0.2506 y f_m promedio = 4.17 MPa

Con lo cual f'_m = 4.17 – 0.2506

$$f'_m = 3.92 \text{ Mpa}$$

3.1.4.- Formas de Falla

La falla ideal de las pilas de albañilería es una grieta vertical en la cara de menor dimensión cortando a las unidades y el mortero, producida por tracción debido a la expansión lateral (efecto Poisson) causada por la compresión aplicada. En este caso, las pilas fueron hechas de ladrillos de concreto vibrado artesanales presentándose la falla por aplastamiento local de las unidades (**Fig. 3.6**).



Fig. 3.6.- Tipo de Falla de Pilas

3.1.5.- Cálculo del módulo de elasticidad (E_m)

Para calcular el módulo de elasticidad se trabaja con la parte más lineal de la gráfica P-D, eliminándose la porción inicial que es la parte del reacomodo de los instrumentos, este tramo representa el comportamiento elástico y está comprendida entre el 15% y 50% de la carga de rotura. Se divide el incremento del esfuerzo axial sobre la deformación unitaria respectiva.

Los datos con los que se calcula el módulo de elasticidad provienen de la deformación axial de la parte central de las pilas que son captados por los 2 instrumentos LVDT.

Esfuerzo axial: $\Delta\sigma = \Delta P / A$

Deformación unitaria asociada a P: $\Delta\varepsilon = \Delta D / L$

Con lo cual:

$$E_m = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon$$

Donde:

$\Delta\sigma$ = Esfuerzo axial en el tramo elástico (kN/mm²)

ΔP = Variación de fuerza en el tramo elástico (kN)

A = Área bruta

$\Delta\varepsilon$ = Deformación unitaria

ΔD = Variación de desplazamiento en el tramo elástico (mm)

L = Longitud entre las bases del LVDT (mm)

E_m = Módulo de elasticidad

Los gráficos fuerza – desplazamiento de las pilas con bloques de concreto rellenos al 66% se muestran a continuación (**Fig. 3.7a, b,c**)

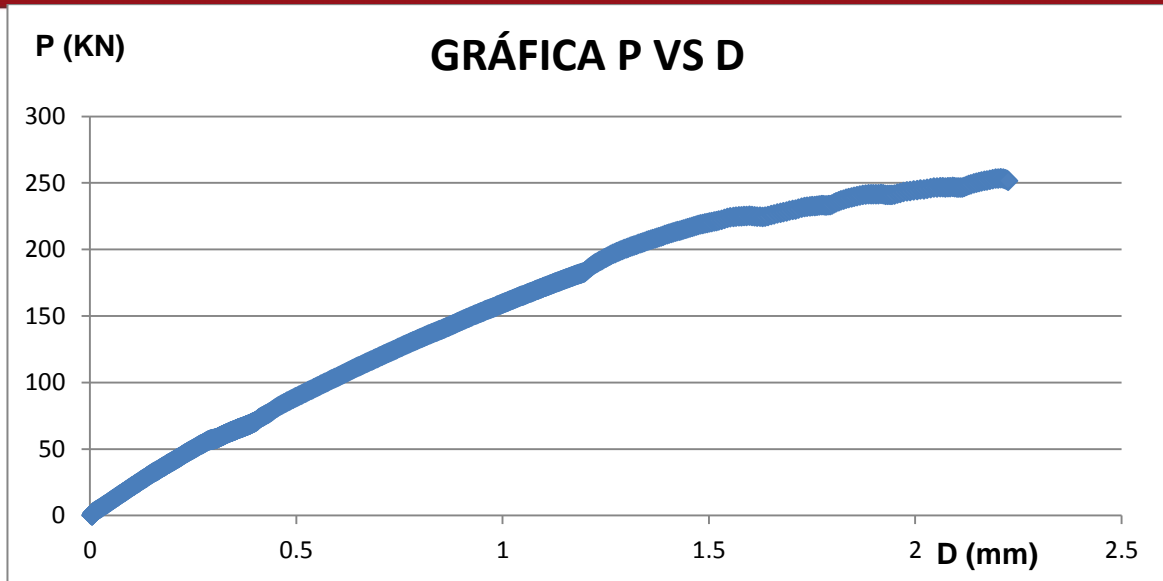


Fig 3.7a.- PILA 1

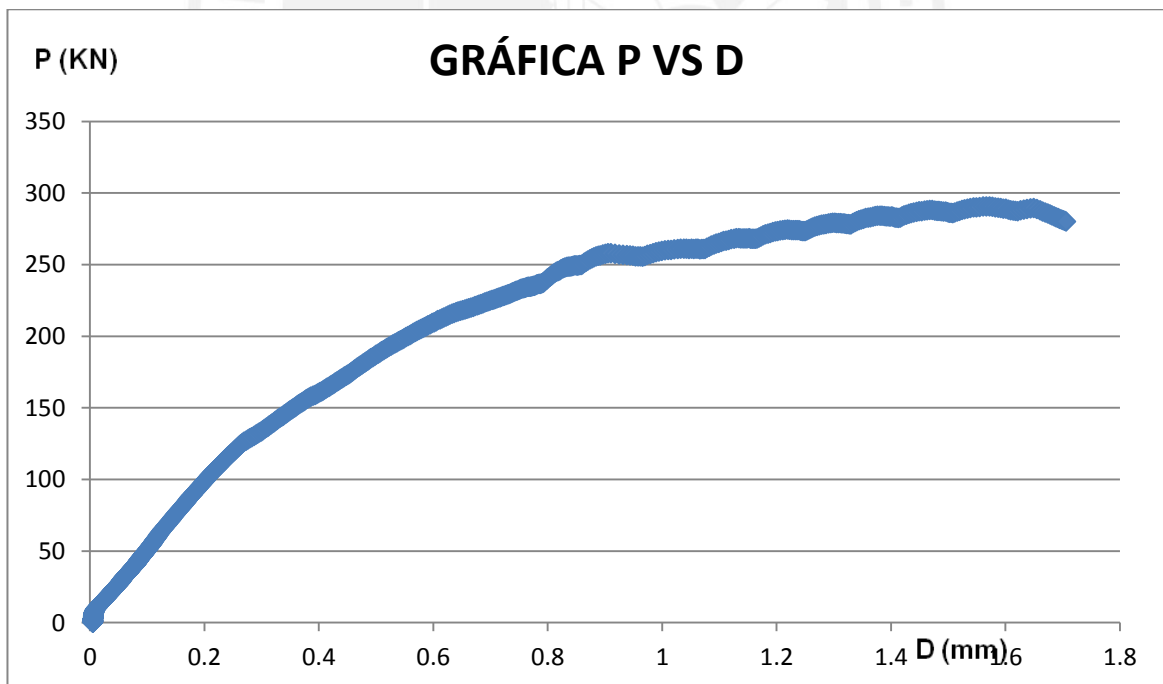


Fig. 3.7b.- PILA 2

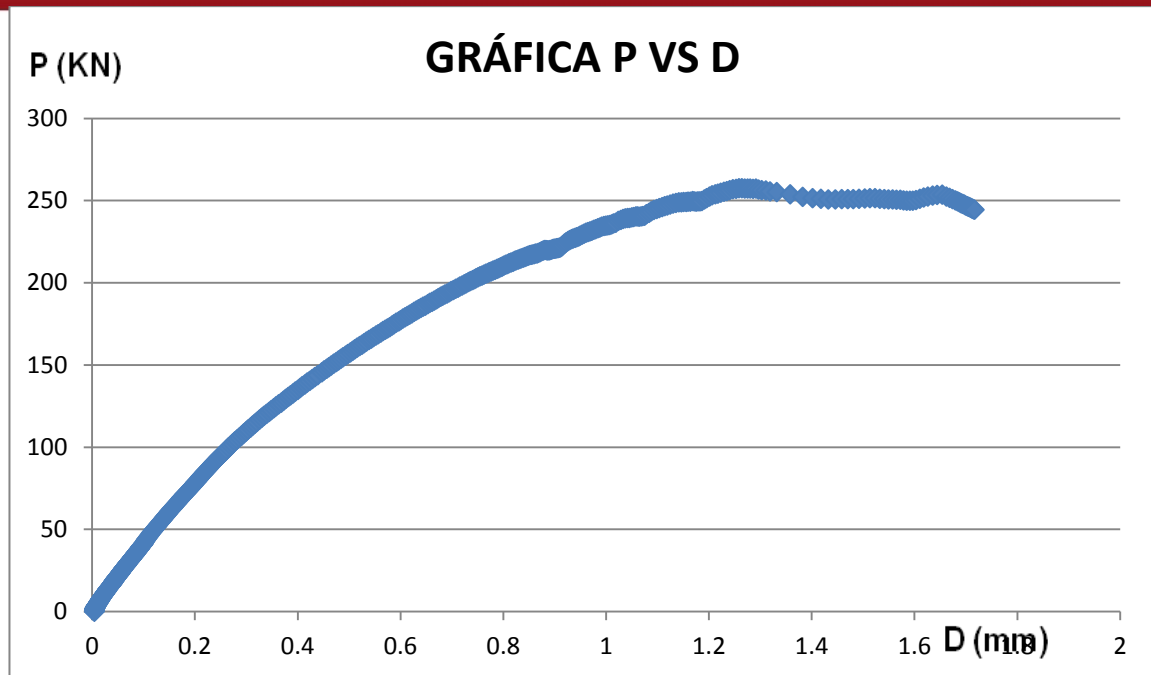


Fig 3.7c.- PILA 3

3.1.6.- Cálculos para las pilas

Para la Pila 1:

P max(KN)	252.74
50% Pmax	126.37
15% Pmax	37.911

D max(mm)	2.18
D (50%)	0.753
D (15%)	0.184

- Siendo D max, el desplazamiento máximo para la fuerza máxima alcanzada por la Pila.

- D (50%), es el desplazamiento para la fuerza aplicada al 50% de la carga máxima aplicada.

- D (15%), es el desplazamiento para la fuerza aplicada al 15% de la carga máxima aplicada.

Área (mm ²)	45759
-------------------------	-------

L (mm)	430
--------	-----

Área de la superficie de la pila y la longitud de los LVDT locales ubicados en la cara lateral de la pila.

ΔP (kN)	88.459
σ (KN/mm ²)	0.00193315

- ΔP (kN) = 126.37 – 37.911
 ΔP (kN) = 88.459
- σ (KN/mm²) = 88.459/45759
 σ (KN/mm²) = 0.00193315

ΔD (mm)	0.569
ϵ (mm/mm)	0.00132326

- ΔD (mm) = 0.753 – 0.184
 ΔD (mm) = 0.569
- ϵ (mm/mm) = 0.569/430
 ϵ (mm/mm) = 0.00132326
- E (Gpa) = 0.00193315/0.00132326
 E (Gpa) = 1.46

De esta manera se calculó los módulos de elasticidad para las demás pilas.

A continuación se muestra los resultados de los módulos de elasticidad (**Ver Tabla 3.3**):

Tabla 3.3.- Cálculo de Módulo de Elasticidad de las Pilas

N° especimen	Distancia LVDT (mm)	Punto 1		Punto 2		ΔD	Deformacion Unitaria (ϵ)	ΔP	σ (KN/mm ²)	E (Gpa)
		P (KN)	D (mm)	P (KN)	D (mm)					
1	430	37.911	0.184	126.37	0.753	0.569	0.001323256	88.459	0.00193315	1.46090404
2	430	43.5705	0.0855	145.235	0.3398	0.2543	0.000591395	101.6645	0.00222174	3.75677253
3	430	38.56335	0.0935	128.5445	0.374	0.2805	0.000652326	89.98115	0.00196641	3.01446749
									E prom	2.74
									Desviacion	1.17

3.2.- MURETES

3.2.1.- Procedimiento de construcción

Se construyó 3 muretes de 4 hiladas cada uno con unidades de concreto rellenos al 66%. Se empieza en la primera hilada por dos bloques al 66% de alveolos rellenos, con espacio entre bloque y bloque, de 2 cm. La segunda hilada, en la parte central, estará el bloque con dos alveolos rellenos y en sus extremos 2 pedazos bloques que representan la tercera parte de un bloque normal. Este mismo procedimiento se repite para las 2 filas superiores (Fig. 3.8, 3.9, 3.10).

La dosificación del mortero siguió la Norma Técnica E.070.

Para:

Bloques de concreto vibrado tipo Haití = 1:8 (cemento: arena)

Mortero de asentado de bloques = 1:8 (cemento: arena)

Se procuró controlar las mismas dimensiones en todos los muretes. La altura se controló con el escantillón y la verticalidad con nivel y plomada. Se usó 2 cm de junta entre los bloques.

Previo al ensayo de compresión diagonal, se colocó una pequeña capa de capping en los vértices de los muretes por donde se cogerán con los actuadores de carga, tuvieron como objetivo uniformizar la superficie de contacto.

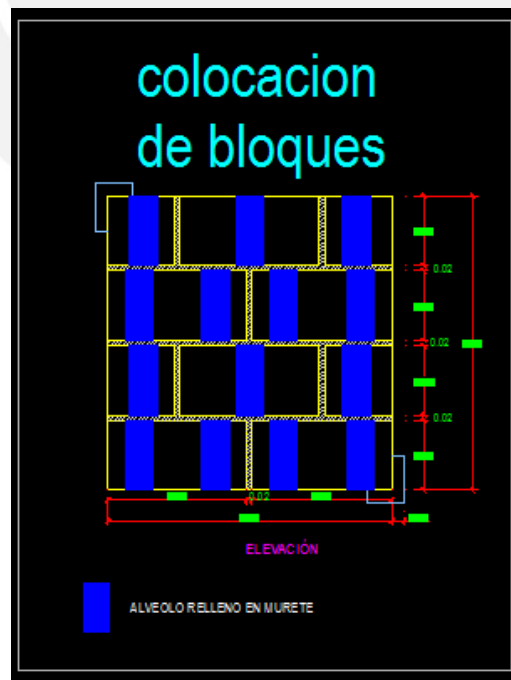


Fig. 3.8.- Configuración de muretes



Fig. 3.9.- Colocación de bloques y Muretes curados

3.2.2.- Instrumentación y montaje

Los muretes fueron transportados con ayuda del puente grúa al lugar de su ensayo.

Se usó una gata hidráulica de 60 ton de capacidad y una celda de carga de 50 ton de capacidad.

Con la ayuda del programa LABVIEW se pudo traducir en una computadora el voltaje registrado por la celda de carga, ésta se encontraba conectada a un amplificador y caja de conexiones, que al final arrojó la fuerza máxima en kiloNewtons.

La carga "P" se aplica en forma monótonica creciente, a una velocidad de 1 ton/min, hasta alcanzar la rotura del murete. **Fig. 3.10**

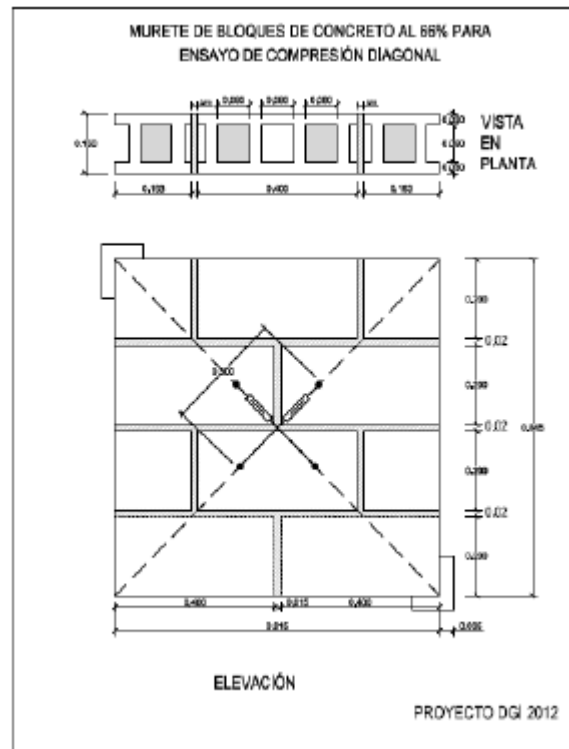


Fig. 3.10.- Instrumentación y Colocación de LVDT. (1) Tomado de la Tesis "Comportamiento Carga Lateral Cíclico Muro Confinado de Ladrillos de Concreto y Arcilla"-Paola Angles. (2) Tomado de Proyecto DGI 2012

3.2.3.- Cálculo de la Resistencia al Corte (v_m)

La resistencia unitaria a corte puro (v_m) se obtiene al dividir la carga de rotura entre el área bruta de la diagonal cargada (Dt). Siendo lo mismo que dividir la carga diagonal proyectada en la dirección paralela a las hiladas de ladrillo entre el área bruta de la hilada para muretes cuadrados.

$$v_m = \frac{P_{max}}{Area\ diagonal}$$

Una vez ensayados todos los muretes, se calcula el valor promedio (v_m) y la desviación estándar (σ) de los datos ensayados. Según la Norma E.070, la resistencia característica es:

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

Donde:

$$v_m = \text{Resistencia al corte (MPa)}$$

$$P_{max} = \text{Máxima Fuerza que resiste el murete (KN)}$$

$$\text{Área diagonal} = \text{Diagonal del murete} \times \text{el espesor } (t)(\text{mm}^2)$$

Los resultados de la resistencia al corte de los bloques se muestran a continuación **(Ver Tabla 3.4):**

Tabla 3.4.- Cálculo de la Resistencia al Corte de Muretes

N° espécimen	L(mm)	D(mm)	t(mm)	Área(mm ²)	P max (KN)	Vm (MPa)
1	845	1174	150	176100	89.357	0.51
2	845	1174	150	176100	78.526	0.45
3	845	1174	150	176100	87.5851	0.50
Vm Prom.(Mpa)						0.48
Desviación						0.03
v'm=vm-Desv.						0.45

3.2.4.- Formas de Falla

La resistencia a corte puro y la forma de falla dependerán del grado de adherencia en la interfase unidad-mortero. En el caso que la adherencia unidad –mortero fuera óptimo, la falla atravesaría a las unidades como al mortero, aumentando la resistencia a fuerza cortante. En este caso, debido a la pobre calidad del mortero no se optimizó la adherencia, siendo la falla escalonada a través de las juntas. Como se puede ver en la Fig. 3.7, la falla en su mayoría se presenta a través de la junta, sin embargo corta la unidad de albañilería en sus extremos de la diagonal.



Fig. 3.7.- Tipo de Falla de Murete

3.2.5.- Cálculo del módulo de corte (Gm)

Para determinar el módulo de corte de la albañilería (Gm) se necesita instrumentar una cara de los muretes con dos LVDT que se encargan de medir la deformación de las diagonales. Durante el ensayo, se gráfica carga (P) vs desplazamiento (D). Para calcular "Gm", se trabaja con la parte más lineal de la gráfica P vs D, por lo general esta parte está comprendida entre el 15% y el 50% (usado en el cálculo de la tesis) de la carga de rotura.

$\Delta P = P_{50\%} - P_{15\%}$, teniéndose luego:

Esfuerzo cortante:

$$\Delta \tau = \Delta P/A$$

Deformación unitaria asociada a ΔP de cada LVDT: $\Delta \epsilon = \Delta D/L$

Deformación angular (γ): suma de las deformaciones unitarias registradas por cada LVDT.

$$\gamma = \epsilon_1 + \epsilon_2$$

Con lo cual:

$$G_m = \Delta \tau / \Delta \gamma$$

A continuación se muestran los gráficos Fuerza vs Desplazamiento, tanto vertical como horizontal. **(Fig. 3.8 a,b,c)**

MURETE 1

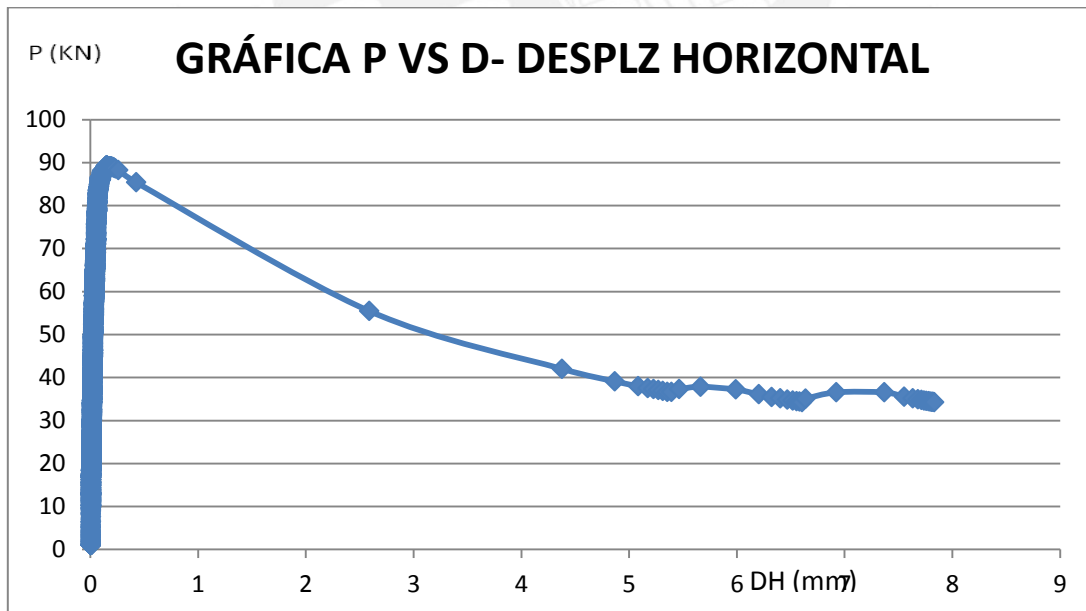
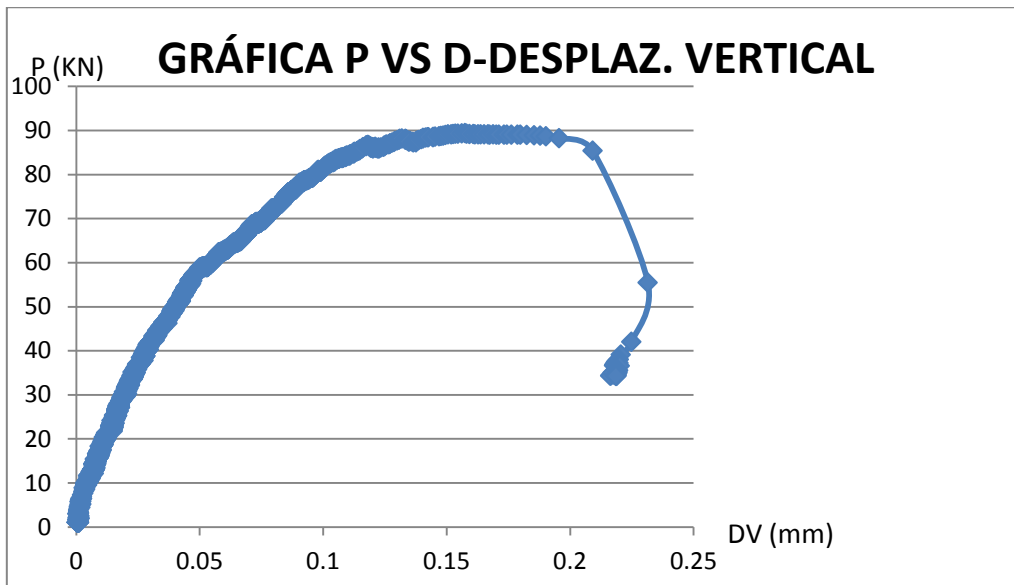


Fig. 3.8 a

MURETE 2

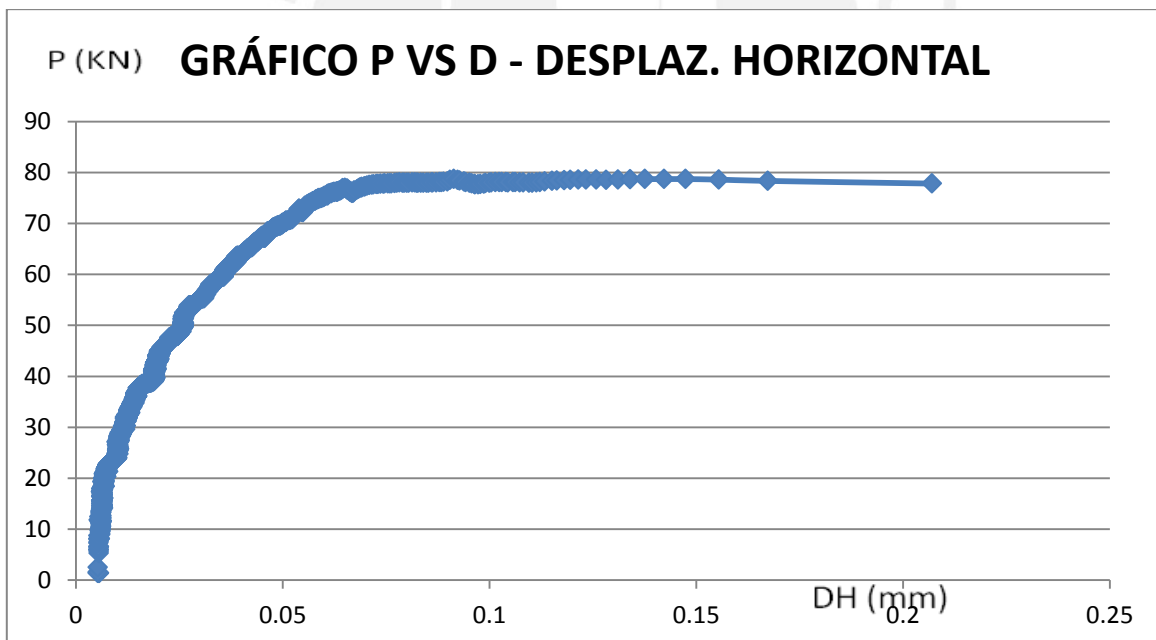
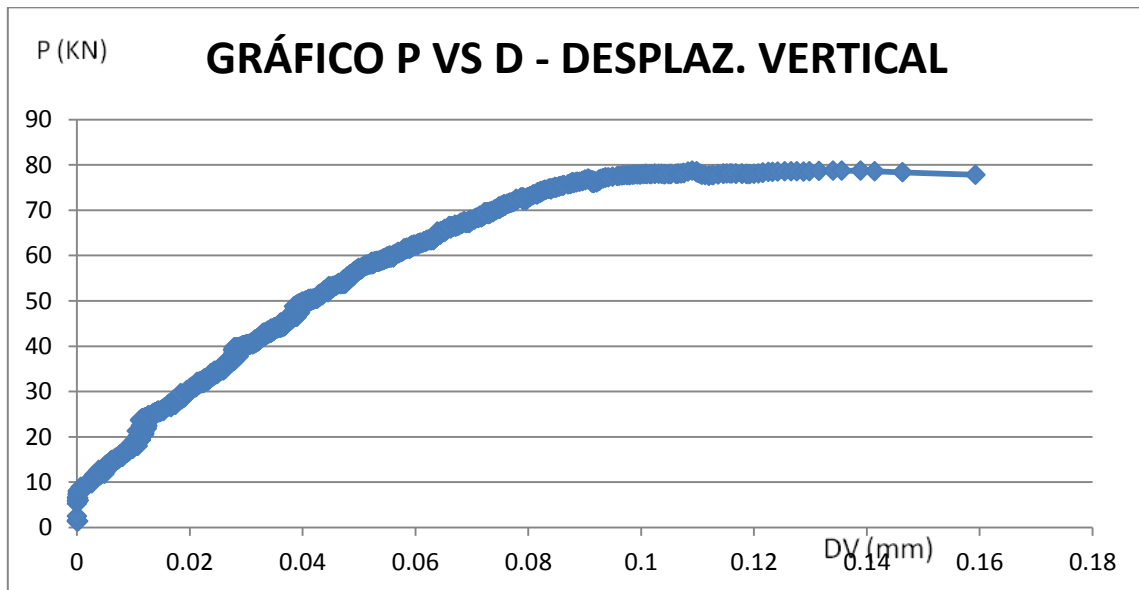


Fig. 3.8 b

MURETE 3

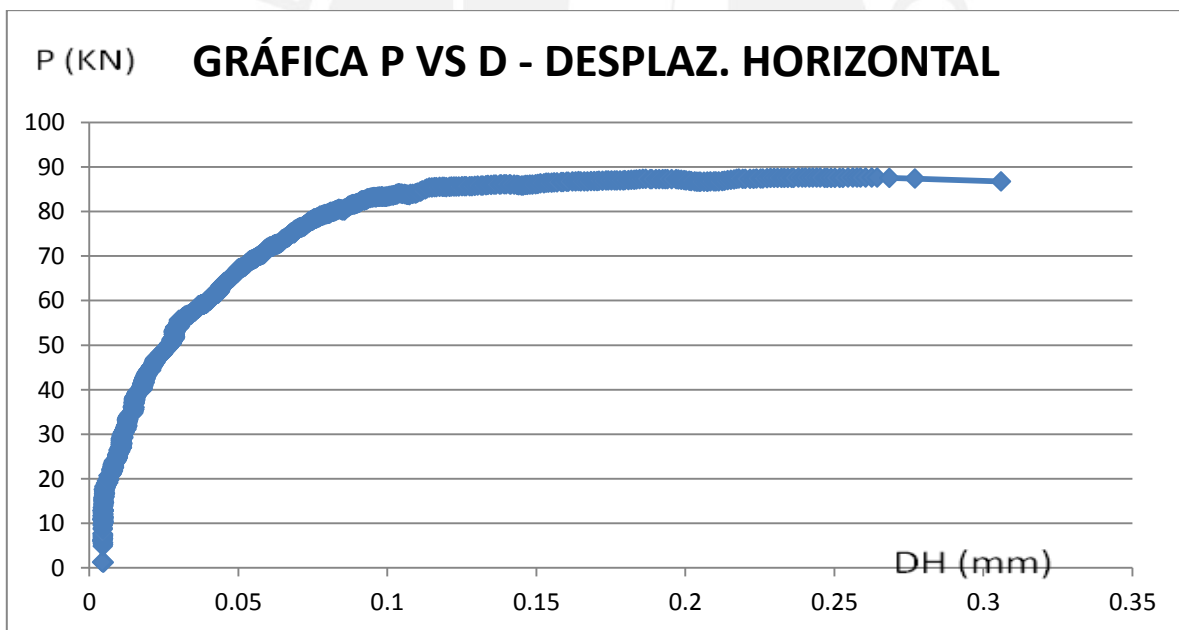
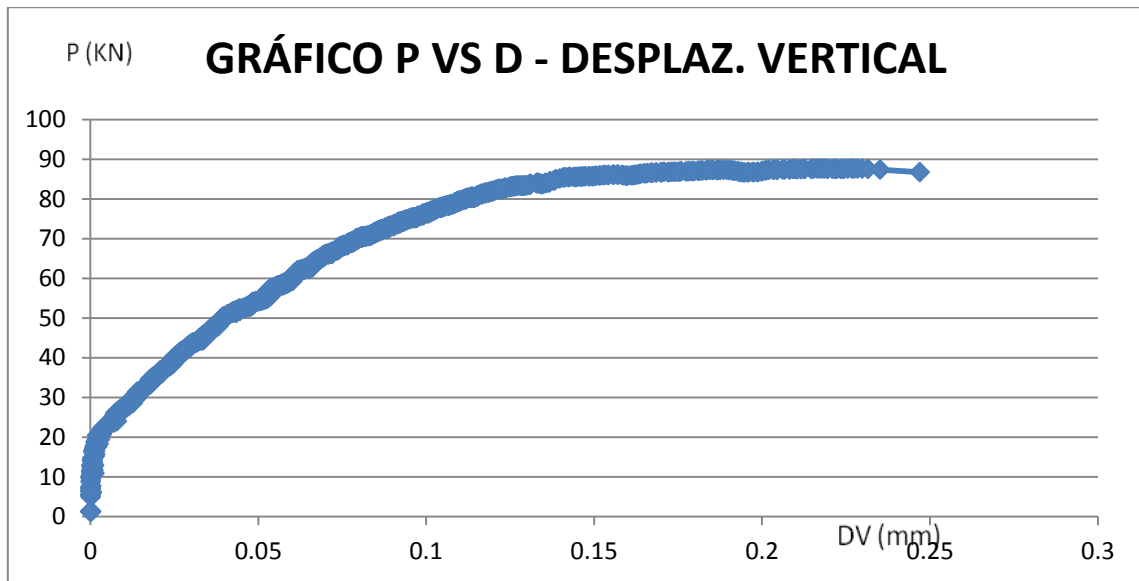


Fig. 3.8 c

3.2.6.- Cálculos de los muretes

Para el Murete 1:

- CASO VERTICAL

Pmax(KN)	89.357
50% Pmax	44.6785
15% Pmax	13.40355

D max(mm)	0.1574
D (50%)	0.03375
D (15%)	0.007564

- Siendo D max, el desplazamiento máximo para la fuerza máxima alcanzada por el murete.

- D (50%), es el desplazamiento para la fuerza aplicada al 50% de la carga máxima aplicada.

- D (15%), es el desplazamiento para la fuerza aplicada al 15% de la carga máxima aplicada.

Área Diagonal (mm ²)	176100
L diagonal 1 (mm)	300

ΔP (kN)	31.27495
τ (KN/mm ²)	0.0001776

- ΔP (kN) = 44.6785 – 13.40355
 ΔP (kN) = 31.27495
- τ (KN/mm²) = 31.27495/176100
 τ (KN/mm²) = 0.0001776

ΔD (mm)	0.02618
$\epsilon 1$ (mm/mm)	8.72667E-05

- ΔD (mm) = 0.03375 – 0.007564
 ΔD (mm) = 0.02618
- $\epsilon 1$ (mm/mm) = 0.02618/300
 $\epsilon 1$ (mm/mm) = 8.72667E-05

- CASO HORIZONTAL

Pmax(KN)	89.357
50% Pmax	44.6785
15% Pmax	13.40355

D máx.(mm)	0.1574
D (50%)	0.02277
D (15%)	0.006212

- Siendo D máx., el desplazamiento máximo para la fuerza máxima alcanzada por el murete.

- D (50%), es el desplazamiento para la fuerza aplicada al 50% de la carga máxima aplicada.

- D (15%), es el desplazamiento para la fuerza aplicada al 15% de la carga máxima aplicada.

Área Diagonal (mm ²)	176100
L diagonal 2(mm)	300

ΔP (kN)	31.27495
τ (KN/mm ²)	0.0001776

- ΔP (kN) = 44.6785 – 13.40355
 ΔP (kN) = 31.27495
- τ (KN/mm²) = 31.27495/176100
 τ (KN/mm²) = 0.0001776

ΔD (mm)	0.016558
ϵ_2 (mm/mm)	5.51933E-05

- ΔD (mm) = 0.02277 – 0.006212
 ΔD (mm) = 0.016558
- ϵ_2 (mm/mm) = 0.016558/300
 ϵ_2 (mm/mm) = 5.51933E-05

De los datos anteriores se obtiene lo siguiente:

γ (mm/mm)	0.00014246
------------------	------------

- γ (mm/mm) = $8.72667E-05 + 5.51933E-05$
 γ (mm/mm) = 0.00014246

Gm(Gpa)	1.246649388
---------	-------------

- Gm(Gpa) = $0.0001776/0.00014246$

$$Gm(Gpa) = 1.25$$

De esta manera se calculó los módulos de corte para los demás muretes. A continuación se muestran los resultados del módulo de corte de los muretes y el promedio de ellos, pero se analizó para ambos desplazamientos de las diagonales, es decir, caso vertical y horizontal.

CASO VERTICAL

N° espécimen	Distancia LVDT (mm)	Punto 1		Punto 2		ΔD	Deformación Unitaria (ϵ_1)	ΔP
		P (KN)	D (mm)	P (KN)	D (mm)			
1	300	44.6785	0.03375	13.40355	0.007564	0.026186	8.7267E-05	31.27
2	300	39.263	0.02842	11.7789	0.00478	0.02364	0.0000788	27.4841
3	300	43.7926	0.03128	13.13778	0.0009115	0.0303695	0.00010123	30.65482

CASO HORIZONTAL

N° espécimen	Distancia LVDT (mm)	Punto 1		Punto 2		ΔD	Deformación Unitaria (ϵ_2)	ΔP
		P (KN)	D (mm)	P (KN)	D (mm)			
1	300	44.6785	0.02277	13.40355	0.006212	0.016558	5.5193E-05	31.27495
2	300	39.263	0.01856	11.7789	0.00585	0.01271	4.2367E-05	27.4841
3	300	43.7926	0.01942	13.13778	0.004685	0.01473	0.0000491	30.65482

Para todos los muretes (**Ver Tabla 3.5**):

Tabla 3.5.- Cálculo de Módulo de Corte (G)

ϵ_1 (mm/mm)	ϵ_2 (mm/mm)	γ (mm/mm)	ΔP (kN)	Área (mm ²)	τ (KN/mm ²)	Gm(Gpa)
8.7267E-05	5.52E-05	0.00014	31.27495	176100	0.000177598	1.25
0.0000788	4.24E-05	0.00012	27.4841	176100	0.000156071	1.29
0.00010123	4.91E-05	0.00015	30.65482	176100	0.000174076	1.16
Gm prom(Gpa)						1.23
Desviación						0.07

3.3.- EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS

Para la conclusión de resultados, la Norma E.070 relaciona el módulo de elasticidad (E_m) de la albañilería con la resistencia a compresión (f'_m), además relaciona el módulo de corte (G_m) con la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad.

Para ladrillos de concreto vibrado:

$$E_m = 700 f'_m$$

$$G_m = 0.4 E_m$$

Para las pilas:

$$E_l f'_m = 3.92 \text{ Mpa}$$

$$E_m = 700 * 3.92$$

$$E_m = 2744 \text{ Mpa, según la Norma E.070}$$

De los cálculos de resultados del ensayo, el E promedio = 2744 Mpa. Con lo cual se deduce que sí se cumple lo indicado por la Norma.

Para los muretes:

El G_m experimental toma un valor de $G_m = 1230 \text{ MPa}$.

Aplicando lo que manda la Norma E.070, $G_m = 0.4 * 2744$

$$G_m = 1098 \text{ Mpa}$$

Se concluye que el valor experimental es similar a lo que indica la Norma E.070.

CAPÍTULO 4: CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS

A continuación se explicará las características de los 3 muros indicándose sus diferencias. Esta tesis trata con mayor énfasis el comportamiento de los dos muros con 66% de alveolos rellenos y el estudio del efecto de la carga vertical aplicada, M2-66%-CL y M3-66%-CV.

4.1.- CARACTERÍSTICAS DE LOS MUROS

Los 3 muros construidos, Uno al 33% y Dos al 66%, tuvieron las mismas dimensiones y refuerzo de acero. Se detalla en la figura 4.1:

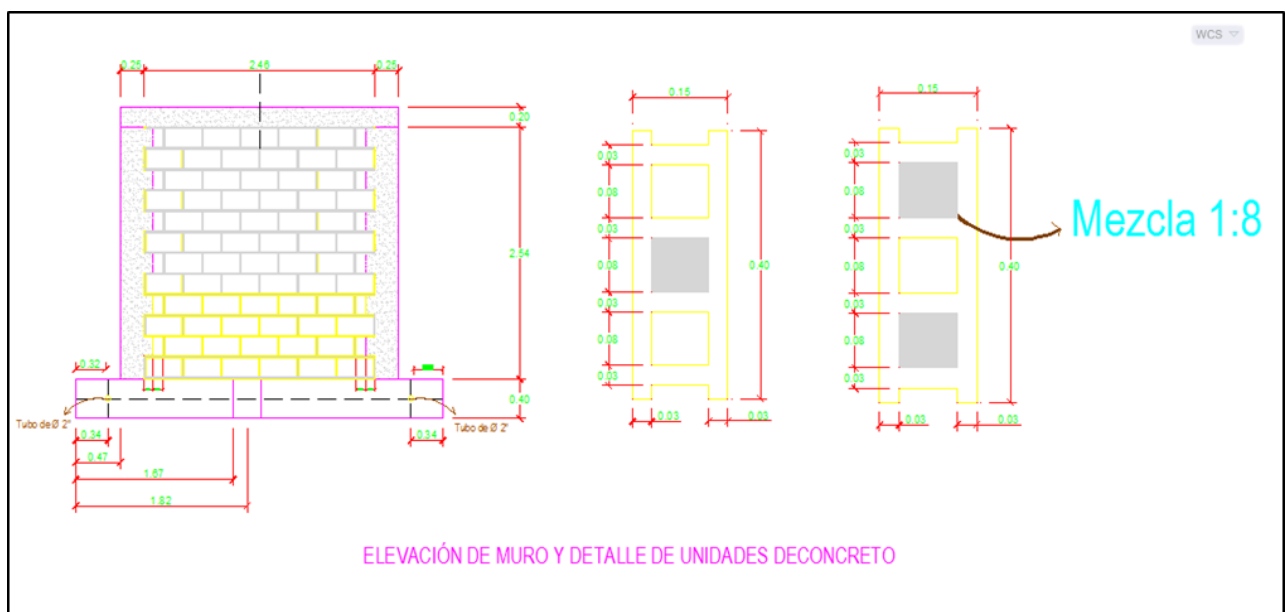


Fig. 4.1.- Elevación del muro de albañilería tipo Haití con bloque 33% y 66% alveolo relleno

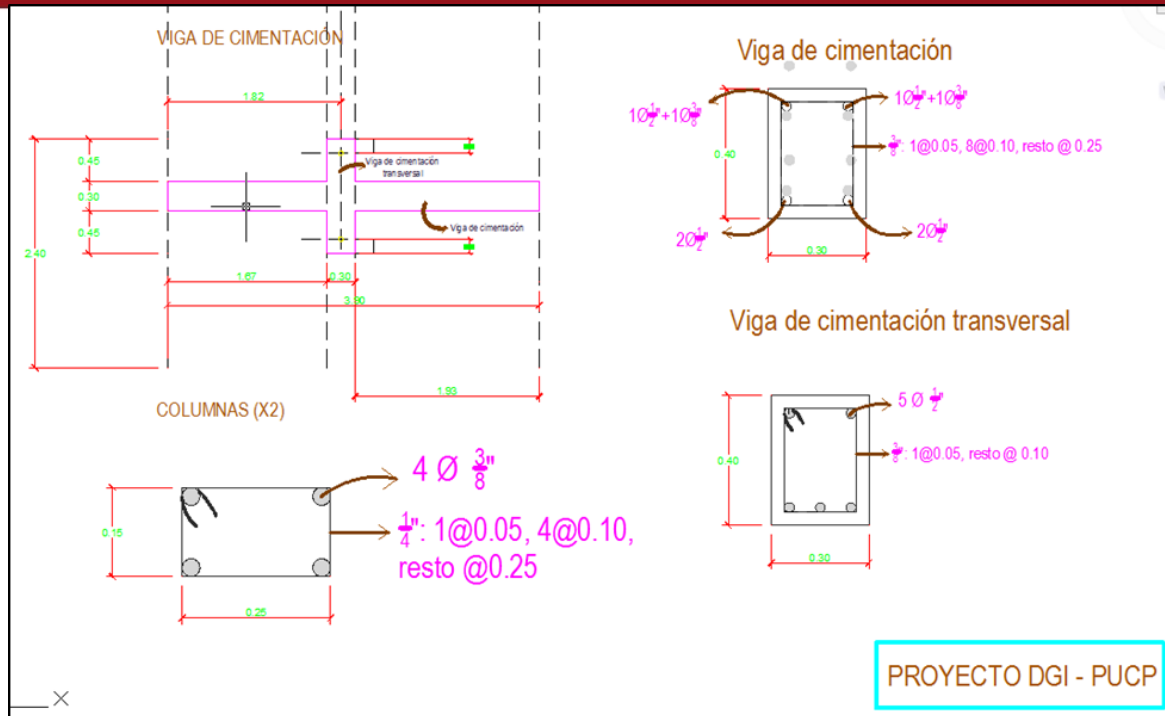


Fig. 4.2.- Refuerzos de Acero en Muro de Albañilería M33%(m)

El refuerzo de acero fue el siguiente (ver figura 4.2 y 4.3):

Viga de cimentación: $6\phi 1/2'' + 2\phi 3/8''$. Estribos $3/8''$ $1@0.05$, $8@0.10$, R @ 0.25

Viga de cimentación transversal: $5\phi 1/2''$. Estribos $3/8''$ $1@0.05$, R @ 0.10

Viga Solera: $4\phi 3/8''$. Estribos $3/8''$ $1@0.05$, $8@0.10$, R @ 0.25

Columna de confinamiento: $4\phi 3/8''$. Estribos $1/4''$ $1@0.25$, en M33%

$4\phi 1/2''$. Estribos $1/4''$ $1@0.25$, en M66%

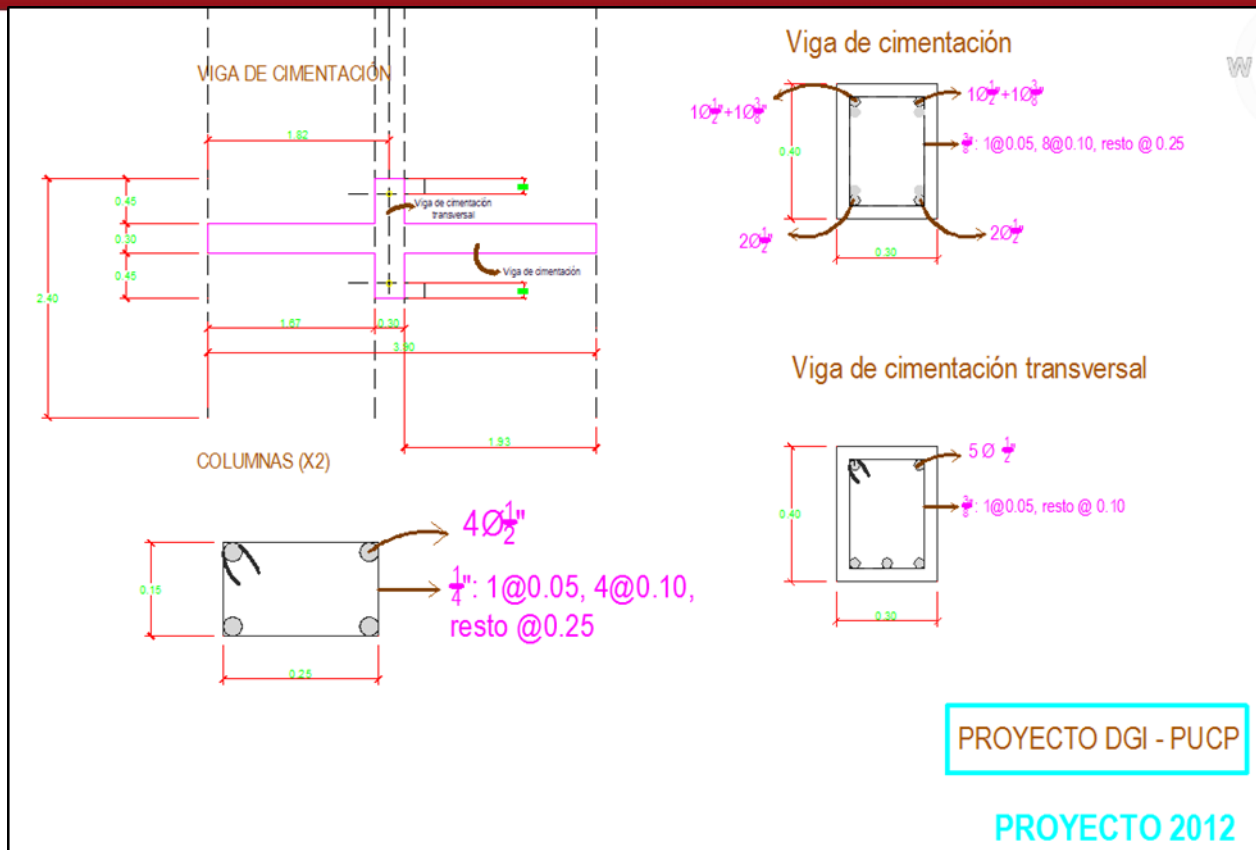


Fig. 4.3.- Refuerzos de Acero en Muro de Albañilería M66%(m)

4.2.- VERIFICACIÓN PREVIA DEL REFUERZO

El refuerzo de los elementos de confinamiento cumplió con los requisitos mínimos establecidos por la Norma E.070.

Se utilizó la siguiente fórmula para calcular el acero mínimo.

$$A s \min = \frac{0.1 (f'c) A_c}{f_y}$$

Para el caso de las columnas:

$$f'c = 145 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_c = \text{Área de columna} = 15 \times 25 = 375 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A s \min = \frac{0.1 \times 145 \times 375}{4200} = 1.29 \text{ cm}^2$$

El acero de las columnas fue de $4 \phi \frac{3}{8}'' = 2.85 \text{ cm}^2$ (para el M33%), los otros dos M66% y M66% CV tuvieron $4 \text{ de } \frac{1}{2}'' = 5.16 \text{ cm}^2$.

Para la viga solera, $f'c = 145 \text{ Kg/cm}^2$

$A_s \text{ min} = 1.29 \text{ cm}^2$

El acero de la viga solera fue de $4 \phi 3/8'' = 2.84 \text{ cm}^2$

4.3.- CONSTRUCCIÓN DE VIGA DE CIMENTACIÓN

El proceso comenzó con el armado del encofrado de la viga de cimentación hecho a base de maderas de superficie casi lisa, evitando cualquier hueco en la madera o irregularidad que afectara el correcto fraguado de la mezcla vaciada.

Una vez listo el encofrado, se procedió a la habilitación del acero de la viga de cimentación. Se habilitó con el diámetro y tipo de acero determinado por el diseño ($5/8''$, $3/8''$ y $1/2''$). Luego se procedió a la colocación de la armadura dentro del encofrado de madera. Se procuró dejar un espacio para el recubrimiento entre las barras más externas y la parte lateral del encofrado de madera.

Al terminar la colocación de la armadura en el encofrado que dará forma a la viga, se posicionó el refuerzo vertical de las columnas, éstos fueron colocados simétricamente respecto del plano medio de la viga de cimentación. Con alambre N°16 se amarró el refuerzo vertical de las columnas con el refuerzo horizontal de la viga de cimentación, a este proceso de amarre del refuerzo se llama atortolamiento. Dentro del encofrado de la viga de cimentación se colocó unos tubos de PVC de 2" a cada lado del eje de simetría el cual era un espacio donde el concreto no fraguaba y se colocaban los pasadores de izaje para poder transportarlo con ayuda de la grúa a la losa de ensayos.

Para concluir con la construcción de la viga de cimentación, se procedió con el vaciado de concreto. Se usó una dosificación adecuada para alcanzar una resistencia de **210** kg/cm². Cada cierto instante del vaciado se vibraba la mezcla con una aguja de vibración manual, con el objetivo de evitar cangrejas y la segregación del concreto, lo que más adelante pudiera generar juntas frías dentro de la viga de cimentación. Una vez terminado el vaciado y en la etapa media de la fragua, se hizo unas rayaduras en la parte superficial de la viga en la zona de asentado de las unidades de albañilería.

Se tomaron 3 probetas de la mezcla para tener un control de la resistencia especificada del concreto a los 28 días. Los resultados fueron los siguientes (**Ver Tabla 4.1**):

Tabla 4.1 Resistencia de concreto de la viga de cimentación

Probeta (N°)	Fecha de vaciado	Edad (días)	Diametro(cm)		Diametro Promedio(cm)	Area (cm2)	Carga maxima		Tipo de falla	Esfuerzo (kg/cm2)
			D1	D2			(KN)	(Kg)		
VC2 P1	04/07/2012	28.00	15.53	15.36	15.45	187.26	564.40	57591.84	3	307.55
VC2 P2	04/07/2012	28.00	15.15	15.27	15.21	181.61	560.40	57183.67	5	314.88
VC2 P3	04/07/2012	28.00	15.36	15.58	15.47	187.87	684.20	69816.33	2	371.63

Este procedimiento se realizó para los dos muros ensayados, tanto de 66% de alveolos rellenos a carga lateral y 66% de alveolos rellenos a carga vertical.

A continuación se muestra en fotos todo el proceso constructivo de Viga de Cimentación (fig. 4.4 a 4.7)



Fig. 4.4.- Habilitación y encofrado de Viga de Cimentación



Fig. 4.5.- Colocación Acero de Columnas y Vaciado en Viga de Cimentación



Fig. 4.6.- Vibrado y Alisado de Concreto Fresco



Fig. 4.7.- Control de Probetas y Viga de Cimentación Desencofrada

4.4.- PASOS PREVIOS A LA CONSTRUCCIÓN DE LA ALBAÑILERÍA

Los alveolos de los bloques de concreto fueron rellenos con mortero de la misma dosificación de la mezcla para la fabricación de las unidades de albañilería. Se relleno los 2 alveolos extremos de los 3. Una vez fraguado el mortero de relleno, se limpio de residuos o partículas sueltas con la brocha. Luego se humedece la capa superficial que será asentada en las hiladas.

El rayado de la viga de cimentación se limpio de partículas que puedan afectar el enganche mecánico con las unidades de albañilería. Estas ranuras permitieron al buena adherencia entre el mortero y los bloques de concreto.



Fig. 4.8.- Relleno y humedecimiento de bloques de albañilería

4.5.- CONSTRUCCIÓN DE MUROS

En primer lugar se limpió y humedeció la superficie rayada de la viga de cimentación con agua, sitio donde se levantó el muro de albañilería. Luego del humedecimiento, se aplicó la primera capa de mortero asentándose luego los bloques en la parte extrema, llamados maestros o guía. En seguida se colocó un cordel de un extremo al otro para controlar la horizontalidad de la hilada, al avanzar las hiladas el cordel se iba subiendo.

Se realizó la construcción de muros en dos jornadas. Se siguió el consejo de la Norma E.070, la primera jornada alcanzó una altura de 1.30m, ya que si se seguía asentando unidades podría ocurrir el riesgo de aplastamiento en el muro por estar aún fresco el mortero. En el segundo día de asentado de bloques, se culminó la colocación de todas las unidades. **(Fig. 4.9 y 4.10)**

La conexión muro-columna se realizó por medio de dentaduras dejadas por las mismas unidades de albañilería. **(Fig. 4.11)**



Fig. 4.9.- Jornadas de avance de asentado de bloques



Fig. 4.10.- Culminación de Asentado de Unidades de Albañilería



Fig. 4.11.- Muestra de Dentado del Muro

Durante la etapa del asentado de las unidades de albañilería, se controló la verticalidad con la plomada, la altura con el escantillón y la horizontalidad con el cordel.

El espesor de la junta fue de 2cm, y el mortero se dosificó igual que la de la mezcla empleada para la elaboración de los ladrillos. **(Fig. 4.12)**



Junta de
2cm de
espesor

Fig. 4.12.- Junta de 2 cm de espesor

4.6.- CONSTRUCCIÓN DE LAS COLUMNAS (Figuras 4.13 a 4.16)

Una vez terminado el asentado de los ladrillos del muro, se procedió con el encofrado de las columnas. Según el libro "Diseño y construcción de estructuras sismo resistentes de albañilería" (San Bartolomé et.al.2011). "Previo al encofrado de las columnas, los bordes verticales de la albañilería y la base de las columnas deben limpiarse y humedecerse para evitar juntas frías y que el agua quede empozada en la base".

Se corroboró la verticalidad de los refuerzos en columnas con la plomada, luego se colocó los estribos con el espaciamiento respectivo que manda el diseño. Los estribos fueron doblados a 135° en los ganchos con el objetivo que haya un mayor confinamiento del concreto en la columna. Se vació el concreto en las columnas con la dosificación de mezcla diseñada ($f'c=140\text{Kg/cm}^2$). No se realizó un vaciado continuo, sino en capas de 50cm de altura (Norma E.070), estas capas eran chuzeadas con varillas lisas de $\frac{1}{2}$ " y vibradas para evitar la segregación del concreto y poder distribuir el agregado en toda la altura.



Fig. 4.13.- Limpieza y humedecimiento de bordes verticales



Fig. 4.14.- Encofrado de Columnas



Fig. 4.15.- Ajuste del Encofrado y Vaciado de Concreto



Fig. 4.16.- Muro con Columnas Fraguadas y Desencofradas

Se extrajeron 2 muestras de cada par de columnas de confinamiento de muro construido con 3 probetas cada uno. Estas fueron ensayadas a compresión a los 28 días, los resultados fueron los siguientes (**Ver Tablas 4.2 y 4.3**).

Tabla 4.2.- Cálculo de la Resistencia a la Compresión de concreto de Columnas y Viga Solera M3-66%-CV

Probeta (N°)	Edad (días)	Diametro(cm)		Diametro Promedio(cm)	Area (cm ²)	Carga maxima		Tipo de falla	Esfuerzo (kg/cm ²)
		D1	D2			(KN)	(Kg)		
Col. Viga solera-P1	28.00	15.32	15.30	15.31	184.00	348.00	35510	2	192.99
Col. Viga solera-P2	28.00	15.24	15.21	15.23	181.96	341.40	34837	3	191.45
Col. Viga solera-P3	28.00	15.41	15.36	15.39	185.81	340.40	34735	3	186.94

Tabla 4.3.- Cálculo de la Resistencia a la Compresión de concreto de Columnas y Viga Solera M2-66%

Probeta (N°)	Edad (días)	Diametro(cm)		Diametro Promedio(cm)	Area (cm ²)	Carga maxima		Tipo de falla	Esfuerzo (kg/cm ²)
		D1	D2			(KN)	(Kg)		
Col. Viga solera-P1	28.00	15.31	15.30	15.31	183.88	260.90	26622	2	144.78
Col. Viga solera-P2	28.00	15.40	15.34	15.37	185.45	237.60	24245	2	130.74
Col. Viga solera-P3	28.00	15.24	15.26	15.25	182.56	215.30	21969	2	120.34

4.7.- Construcción de la viga solera (Fig. 4.17)

Fueron construidos luego del desencofrado de las columnas.

En la parte final de los refuerzos verticales de las columnas se colocó unos ganchos o patas que conectaban a la viga solera con la columna.



GANCHO
ANCLA
COLUMNA CON
VIGA SOLERA

Fig. 4.17.- Conexión Columna con Viga Solera

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS TEÓRICO DE LOS MUROS A ESCALA NATURAL

5.1.- MÓDULO DE CORTE Y MÓDULO DE ELASTICIDAD

El módulo de elasticidad (E_m), se pudo obtener de las mediciones efectuadas en el ensayo de compresión axial de las pilas. Según la Norma E.070, el módulo de corte se halla con la siguiente fórmula:

$$G_m = 0.4 E_m$$

Donde:

E_m = Módulo de elasticidad de las pilas (Kg/cm² o GPa).

$E_{prom} = 2.744 \text{ Gpa} \rightarrow 27981 \text{ Kg/cm}^2$

$G_m = 0.4 \times 27981$

$G_m = 11192 \text{ Kg/cm}^2$

5.2.- RIGIDEZ LATERAL

Debido a que los muros actúan en voladizo, la rigidez lateral teórica se calcula con la siguiente formula:

$$K = \frac{E}{\frac{h^3}{3I} + \frac{h \times \left(\frac{E}{G}\right)}{Ac}}$$

Donde:

K = Rigidez lateral (ton/m)

E = Módulo de elasticidad experimental (ton/m²)

h = Altura del muro, desde la base hasta el eje de carga. (m)

I = Inercia de la sección transformada no agrietada. (m⁴)

f = Factor de forma.

G = Modulo de corte experimental. (Ton/m²)

Ac = Área de corte = Área del alma. (m²)

Según la Norma E.070, el modulo de elasticidad del concreto es:

$$E_c = 15\,000\sqrt{f'c}$$

$$E_c = 15\,000\sqrt{145} = 180\,624\text{ Kg/cm}^2$$

La sección transformada se muestra en la fig. 5.1 (se asume que el muro de albañilería con alveolos rellenos al 66% es de unidades macizas). El valor de "n" es el cociente del módulo de elasticidad del concreto entre el módulo de elasticidad de la albañilería, hallada en el ensayo a compresión de las pilas.

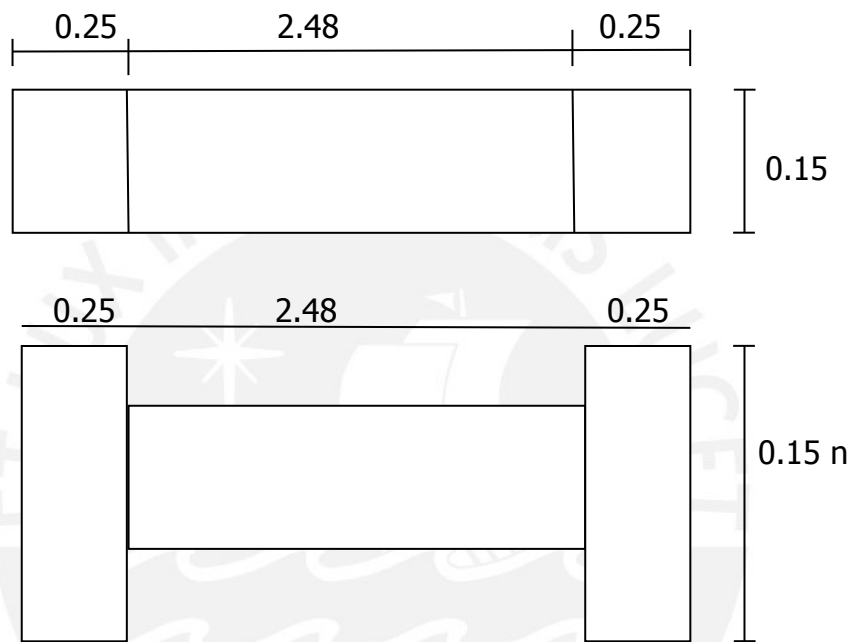


Fig. 5.1.- Sección transformada de los muros de albañilería

Tabla 5.1.- Cálculo de la sección transformada

E_c (Kg/cm²)	E_m (Kg/cm²)	n = E_c/E_m	n x 0.15
			(m)
180,624	27,981	6.45	0.97

La inercia para el muro de albañilería es igual a:

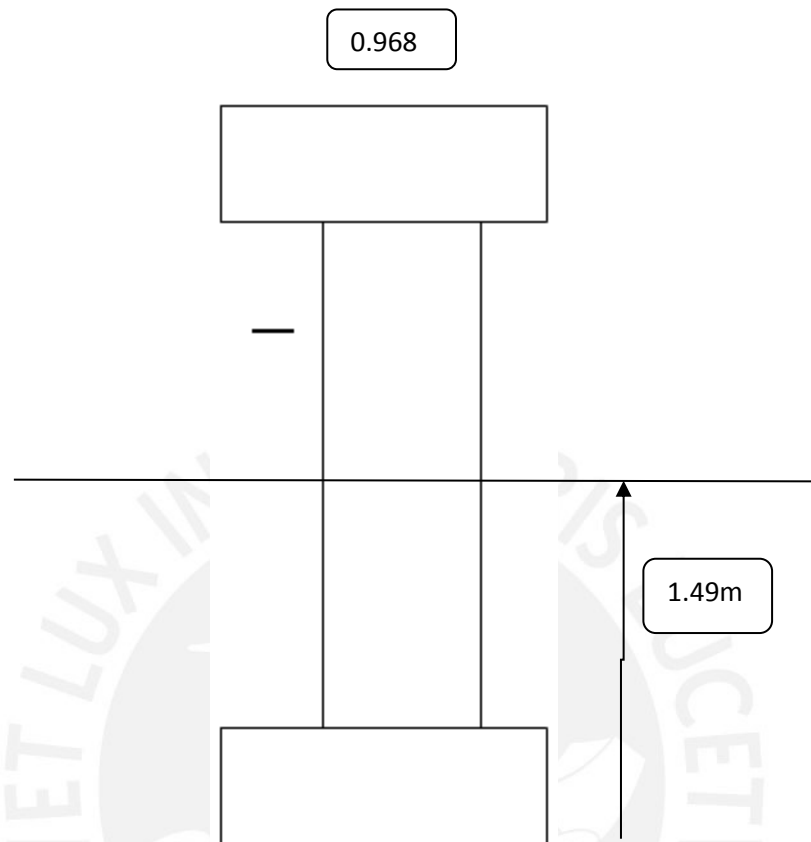


Fig. 5.2 Cálculo Momento de Inercia del Muro

$$I_{muro} = \frac{15 \times 248^3}{12} + 2 \left[\frac{96.75 \times 25^3}{12} + (96.75)(25)(136.5)^2 \right]$$

$$I_{muro} = 1.0945 \text{ m}^4$$

El área de corte del muro es el área del alma:

$$A_c = 2.98 \times 0.15$$

$$A_c = 0.447 \text{ m}^2$$

Los resultados para la rigidez lateral de un solo muro se muestran a continuación. Se utilizó una relación de $E/G = 2.5$ y los valores de módulo de elasticidad se obtuvieron de los ensayos de compresión axial de las pilas.

Aplicando la fórmula dada líneas arriba:

$$K = \frac{280000}{\frac{2.67^3}{3 \times 1.0945} + \frac{2.67 \times 2.5}{0.447}}$$

Tabla 5.2.- Cálculo de la Rigidez Lateral del Muro

	Inercia	f	Ac	h	E	K
	m4	cm2/cm2	m2	m	(Ton/m2)	(ton/m)
M Concreto	1.0945	1.91	0.447	2.67	280000	13500

5.3.- FISURACIÓN EN TRACCIÓN POR FLEXIÓN

Según el libro **“Diseño y construcción de estructuras sismo resistentes de albañilería”** de Ángel San Bartolomé; la primera fisura se forma en la base de los muros, y se debe a las tracciones que origina el momento flector. Solo para el muro M66%, la determinación teórica de la carga asociada a la primera fisura, se usó el criterio de la sección transformada no agrietada. Para el muro con carga vertical M66%-CV estos cálculos se omitieron (**Ver Tabla 5.3**).

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

$$M = F x h$$

$$F = \frac{(2\sqrt{f'c})}{n h y} I$$

Donde:

σ_t = Esfuerzo de tracción máximo

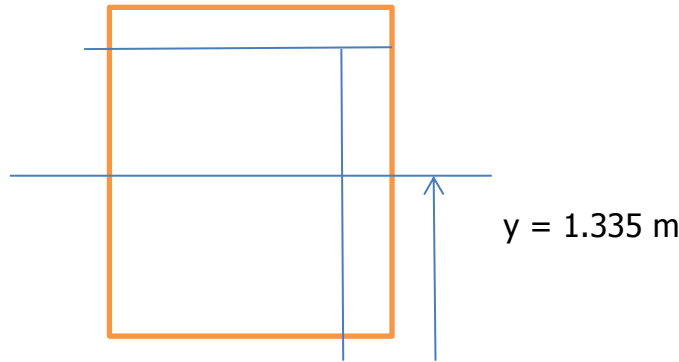
M = F (carga asociada a la primera fisura) x h

I = Inercia de la sección transformada no agrietada

f'c = Resistencia del concreto de elementos de confinamiento(145 Kg/cm²)

n = Ec/Em

y = Distancia del centroide al extremo traccionado. (y=1.335 m)



$$F = \frac{2\sqrt{145} \times 1.0945}{267 \times 6.45 \times 133.5}$$

$$F = 11465 \text{ kg}$$

Tabla 5.3.- Cálculo de la Fuerza de la Primera Fisuración por Flexión

Inercia	h	n = Ec/Em	y	F
m ⁴	m		cm	(ton)
1.0945	2.67	6.45	133.5	11.465

5.4.- AGRIETAMIENTO DIAGONAL TEÓRICO

Al incrementar la carga lateral, el muro se agrieta diagonalmente, produciéndose una caída en la resistencia ante cargas laterales. Esta falla es contenida por elementos de confinamiento.

La resistencia teórica al corte, asociada al primer agrietamiento diagonal, se evaluó con la siguiente formula de la Norma E.070:

$$V_m = 0.5 v' m a t L + 0.23 P_g$$

Donde:

V'm = Resistencia al corte de la albañilería del ensayo de compresión diagonal.

t = Espesor efectivo del muro

L = Longitud total del muro incluyendo el peralte de las columnas de confinamiento.

Pg = Carga axial.

Alfa = Factor de esbeltez = L/h

L = 2.67m

Se va a calcular dos resistencias teóricas al corte debido a que se tiene dos tipos de muros, el primero sin carga axial M66% y el segundo con carga axial, M66%-CV (Pg=15 ton).

- Sin carga axial $P_g = 0$ ton

$$v'm = 0.45 \text{ MPa} = 45.9 \text{ ton/m}^2$$

$$\alpha = \frac{267}{267} = 1$$

$$V_m = 0.5 \times 45.9 \times 1 \times 0.15 \times 2.98 + 0$$

$$V_m = 10.3 \text{ ton (muro M66\%)}$$

- Con carga axial $P_g = 15$ ton

$$V_m = 9.19 + 0.23 \times 15$$

$$V_m = 13.7 \text{ ton (muro M66\% - CV)}$$

Los resultados se muestran a continuación (**Ver Tabla 5.4**):

Tabla 5.4.- Cálculo de la Resistencia al Corte

	$v'm$	L	t	α	Vm
	Ton/m ²	m	m		Ton
Vm con $P_g = 0$	45.9	2.67	0.15	1	10.3
Vm con $P_g = 15$ Ton	45.9	2.67	0.15	1	13.7

5.5.- MOMENTO FLECTOR NOMINAL MÁXIMO

El momento flector máximo, para muros de sección rectangular, se calcula de la siguiente manera:

$$M_n = A_s (f_y) D$$

Donde:

M_n = Momento flector nominal máximo

A_s = Área del refuerzo vertical en el extremo del muro

$$A_s = 4 \times 1.29 \times 2.5 = 5.16 \text{ cm}^2$$

$D = 0.8 L$

$$M_n = 5.16 \times 4200 \times 2.384$$

$$Mn = 51.66 \text{ ton}$$

Los resultados se detallan a continuación para el muro M66% (**Ver Tabla 5.5**):

Tabla 5.5.- Cálculo del Momento Nominal Máximo (Mn)

As	fy	D = 0.8 L	Mn
m ²	ton/m ²	m	ton x m
0.000516	42,000.00	2.4	51.66

La fuerza cortante asociada es $Vf = Mn/h = Mn/2.67$

$$Vf = \frac{51.66}{2.67}$$

$$Vf = 19.3 \text{ ton}$$

5.6.- TIPO DE FALLA ESPERADA

Se define teóricamente el tipo de falla comparando las resistencias Vf y Vm. Cuando Vm es menor que Vf, el muro falla por corte con grieta diagonal y cuando Vm es mayor que Vf, el muro falla por flexión (**Ver Tabla 5.6**).

Tabla 5.6.- Tipo de Falla Esperada

Muro	Resistencia a la Flexión Vf (Ton)	Resistencia al Corte Vm(Ton)	Tipo de falla esperada
M66% CL Pg = 0	19.3	10.3	Corte
M66% CV Pg = 15 Ton	19.3	13.7	Corte

Según los resultados se observa que, el muro tiene una mayor resistencia a la flexión, en los dos casos, concluyéndose que los muros fallarán por corte. Además, la resistencia al corte del M66% CV es mayor al M66% CL, tal como se supuso inicialmente.

CAPÍTULO 6: ENSAYO CÍCLICO DE CARGA LATERAL Y VERTICAL

6.1.- DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

Los dos primeros muros M33% y M66% se sometieron a carga lateral cíclica con desplazamiento controlado. En el tercer muro M66%-CV, se adicionó una carga vertical de 15 ton, que busco simular un muro de una vivienda de dos pisos. A continuación se mostrará el cálculo de la carga vertical utilizada en el ensayo. **(Fig. 6.1)**

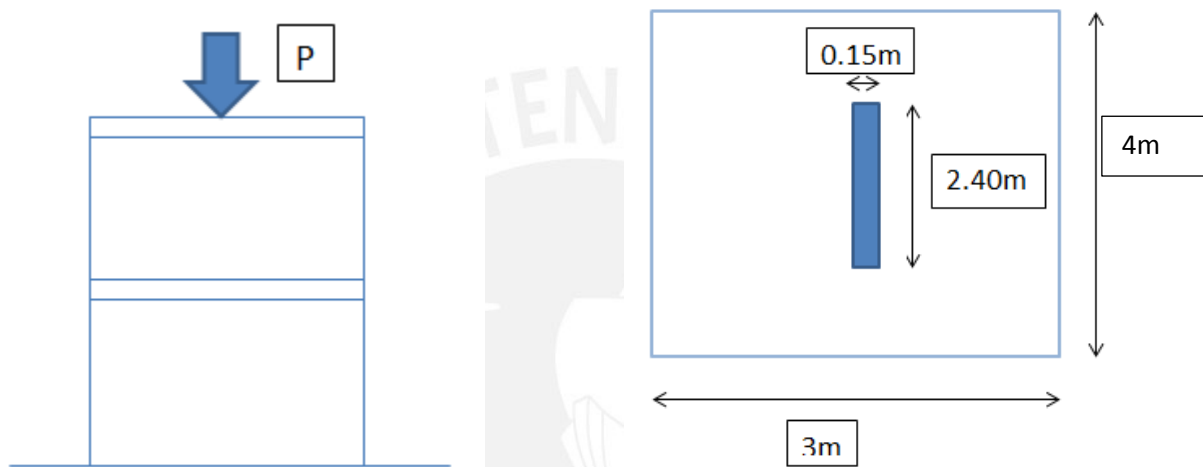


Fig. 6.1.- Elevación y planta del muro tipo Haití

Medrado:

- Losa Maciza: $2.4 \times 0.15 \times 4 \times 3 = 4.32$
- Acabado: $0.1 \times 4 \times 3 = 1.2$
- Peso propio: $2 \times 0.15 \times 2.4 \times 2.6 = 1.87$
- Sobre carga: $0.2 \times 4 \times 3 = 2.4$
- Total de carga vertical de un piso: 9.79 ton

Al ser el modelo una edificación de dos pisos: $P_{total} = 2 \times 9.79ton = 19.58ton$

Aproximándolo, tenemos: $P_{total} \cong 15ton$

Con este P_{total} , se calculará el esfuerzo teórico: $\sigma_{teórico} = \frac{15 ton}{0.15 \times 2.4}$

$$\sigma_{teórico} = 42 ton/m^2$$

Según la Norma E.070, "El esfuerzo axial máximo (σ_m) producido por la carga de gravedad máxima de servicio (P_m), incluyendo el 100% de sobrecarga, será inferior a:"

$$\sigma_m \leq 0.15f'_m$$

Donde f'_m : Esfuerzo a compresión axial de pilas.

$$\sigma_{teórico} = 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_m = 39.8 \text{ kg/cm}^2$$

Se puede apreciar que: $\sigma_{teórico} = 0.105 f'_m \leq 0.15 f'_m$

Con lo que se concluye que estamos en un caso de alta compresión, cercano al límite de la Norma E.070, pero cumpliéndose la restricción.

Los equipos necesarios para este ensayo fueron: gatas hidráulicas, actuador dinámico, marco de reacción, soportes y sensores de desplazamiento (LVDT), siendo todos proporcionados por el laboratorio de estructuras. La velocidad del ensayo fue de 3ton/min para la carga vertical.

Estos ensayos permitieron simular la fuerza de un sismo actuando, primero, sobre una casa de un piso, y luego sobre una vivienda de dos pisos.

Para el caso de los dos primeros muros (M1-33% y M2-66%), se colocaron 10 LVDT y para el tercer muro (M3-66%-CV) tres LVDT adicionales que median la deformación vertical del muro. En conjunto permitieron calcular y obtener la siguiente información:

- Diagramas histéricos-desplazamiento.
- Envolvente fuerza cortante-desplazamiento.
- Rigidez Lateral.
- Carga de agrietamiento en tracción por flexión y por fuerza cortante.
- Capacidad de carga máxima.
- Distorsión angular asociada a la fractura y al límite de reparación.
- Módulo de corte.
- Degradación de la resistencia.

Los desplazamientos se controlaron en 13 fases. Cada fase estuvo conformada por 3 ciclos cada una, sin embargo para las 4 últimas fases se hizo solo 1 ciclo cada uno.

(Ver Tabla 6.1)

FASES	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10	F11	F12	F13
D(mm)	0.5	1.5	2	3	4	5	7.5	10	12.5	15	20	40	80
CICLOS	2	3	3	3	3	3	3	3	3	1	1	1	1
COLOR	-	Rojo	Azul	Verde	Naranja	Marron	Negro	Celeste	Crayola rojo	Crayola negro	-	-	-

Tabla 6.1.- Ciclos por Fase

A continuación se presenta las gráficas de cada muro que identifica el Desplazamiento Superior vs el Tiempo. Se nota la aplicación de carga y descarga en las trece fases. **(Fig. 6.2.-a, b,c)**

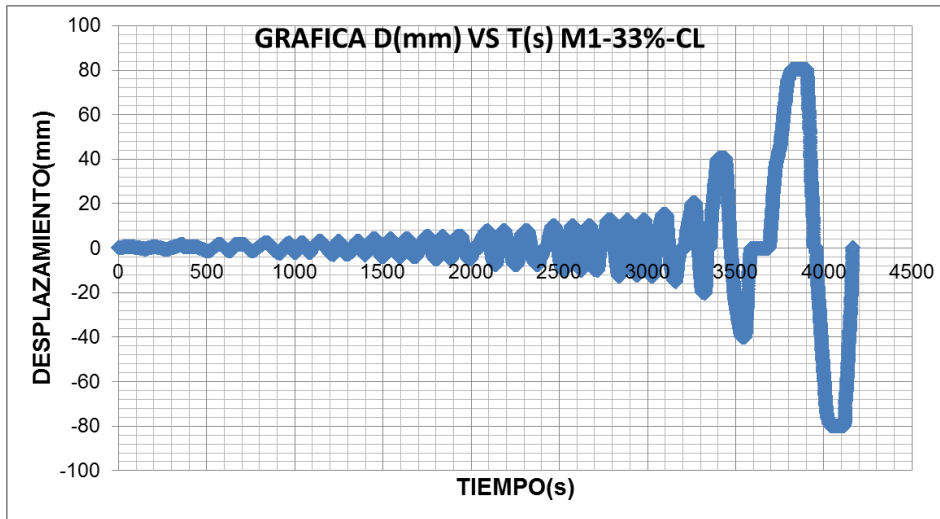


Fig. 6.2 a.- M1-33%-CL

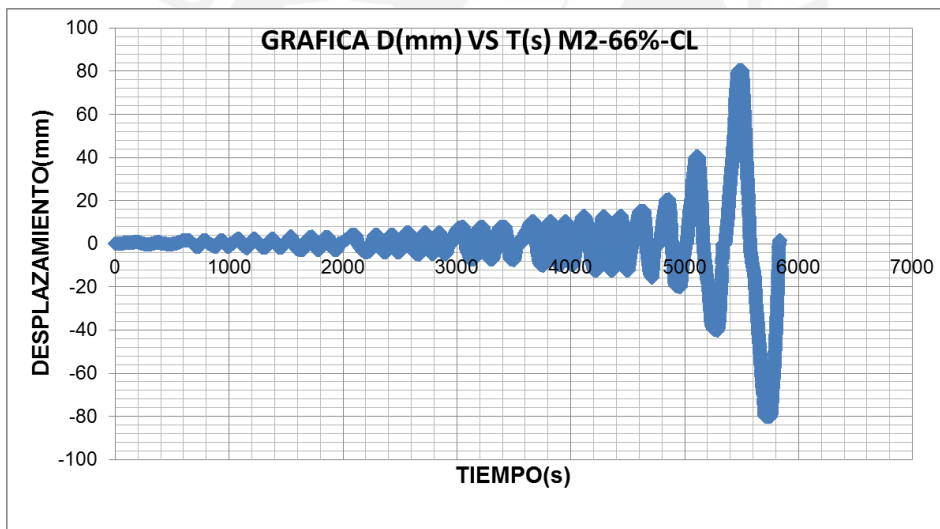


Fig. 6.2 b. - M2-66%-CL

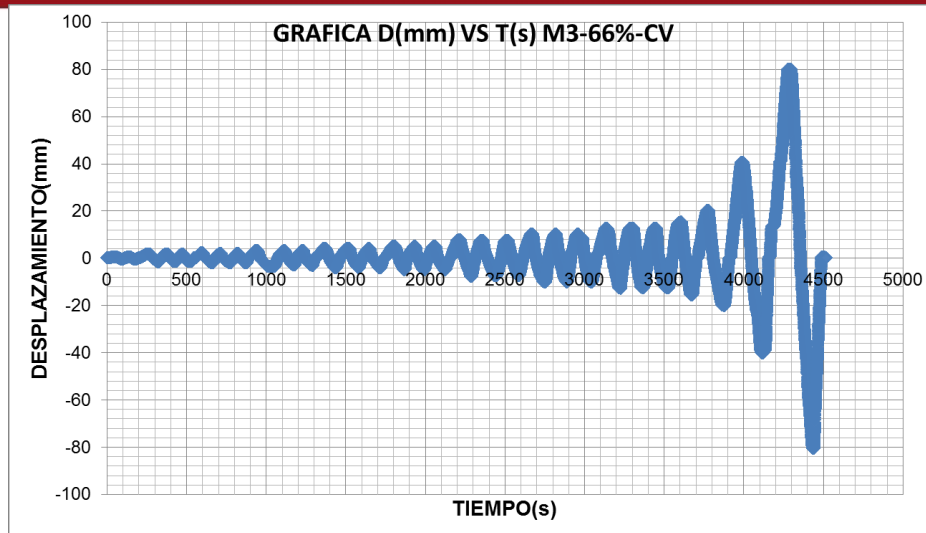


Fig. 6.2 c.- M3-66%-CV

Velocidad del ensayo: 1 ciclo en 4 minutos

Rasgos generales:

- Se inició el ensayo con el primer ciclo de carga empujando hasta el desplazamiento especificado para la fase, descarga a cero, carga jalando hasta el mismo valor de desplazamiento de la fase y se terminó el ciclo con la descarga a cero.
- El número de ciclos fue variable hasta estabilizar el lazo de histéresis.
- Después de cada ciclo se marcó con tiza de color indicado en la Tabla 6.1 las fisuras progresivas, colocando el número de la fase. Se midió el tamaño de las grietas.
- Se tomaron fotos de las grietas con letreros que identifiquen la fase en la que se encuentren.

6.2.- ACTIVIDADES PREVIAS AL ENSAYO

Una vez culminadas las actividades de preparación de equipos y estructuras necesarias para el ensayo de cara lateral cíclica y carga vertical y cumplido el periodo de curado de los muros (28 días de edad), se procedió a transportar los muros uno por uno de acuerdo al turno de ensayo. Con el objetivo de nivelar la superficie de la viga de cimentación, se aplicó capping de yeso (fig. 6.3). La Fig. 6.4 muestra la Instrumentación y la Fig. 6.5 los equipos de medición y control.



Fig. 6.3.- Izaje y Traslado de Muros



Fig. 6.4.- Instrumentación y Colocación de LVDT en Muro



Fig. 6.5.- Calibración de equipos y Muro al Inicio del Ensayo

6.3.- INSTRUMENTACIÓN

Para el estudio del comportamiento de los muros ante las cargas aplicadas (Carga lateral cíclica y vertical), se usaron cierta cantidad de LVDT. Para el caso de los muros a carga lateral cíclica se usaron 10 LVDT y en el tercer muro que fue de carga lateral cíclica mas carga vertical, 13 LVDT, ver figuras 6.6a y b.

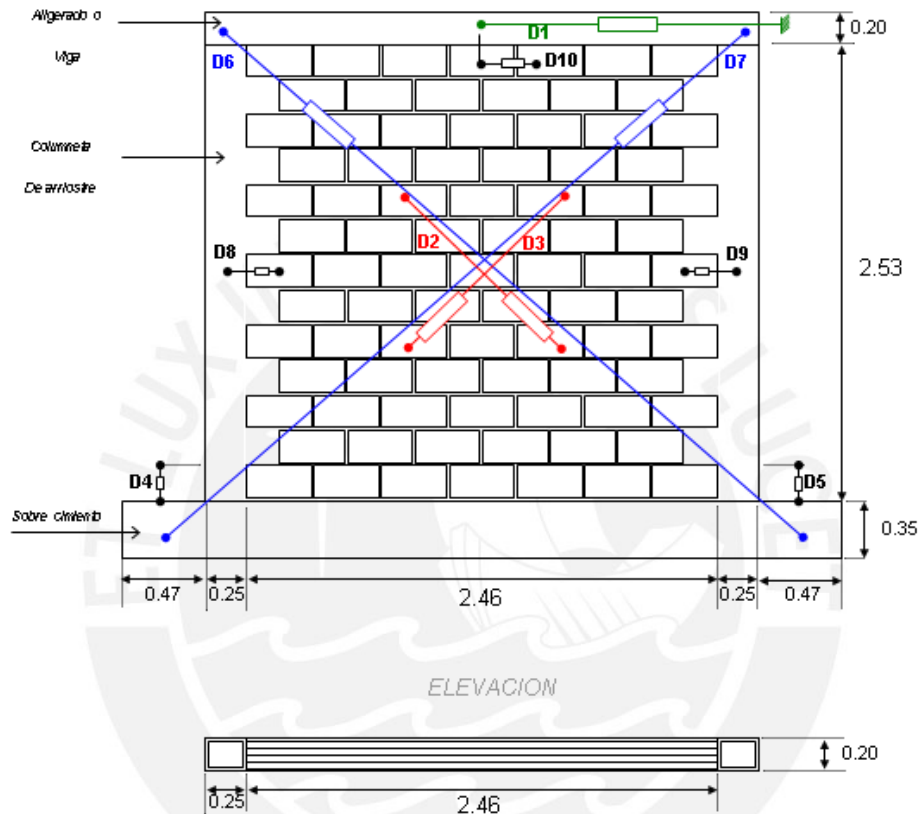


Fig. 6.6a.- Plano de instrumentación de Muro a carga lateral cíclica

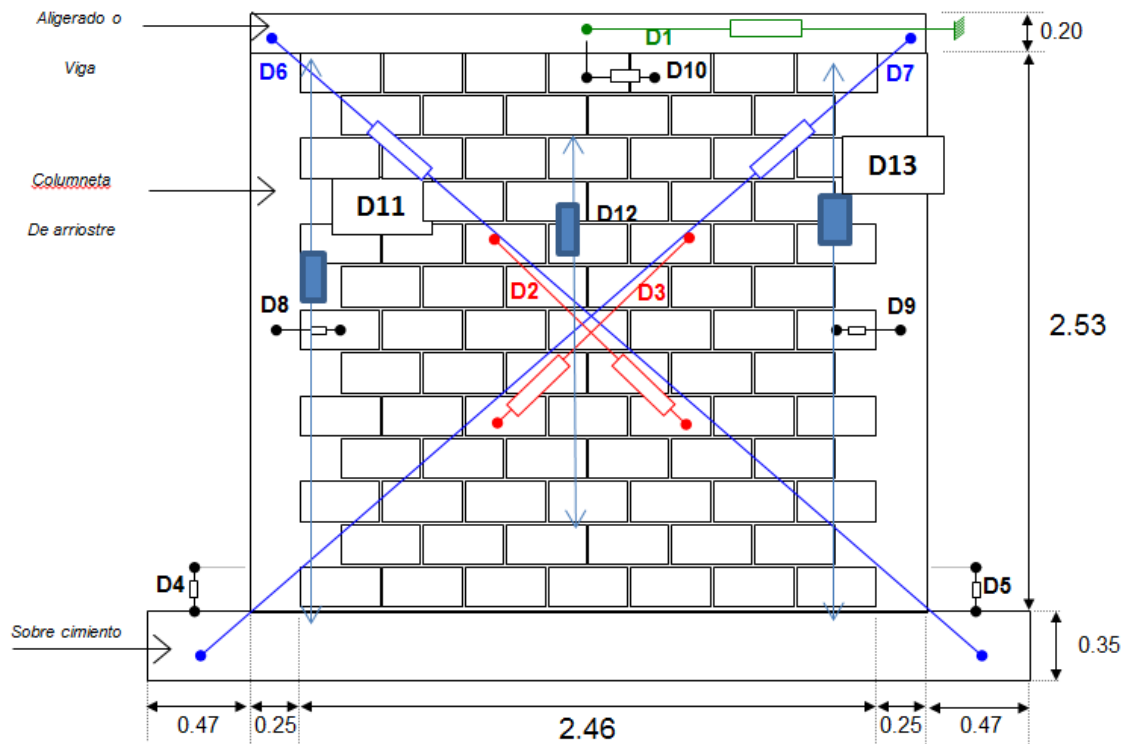


Fig. 6.6b.- Plano de instrumentación de Muro con carga vertical

La función e importancia de cada LVDT se describe a continuación:

LVDT D1: Registra los desplazamientos horizontales a la altura de la viga solera. Es importante ya que con la información de este LVDT se puede calcular la rigidez lateral del muro. Asimismo, se encarga de controlar la amplitud de los desplazamientos en cada fase del ensayo.

LVDT D2 y D3: Miden las deformaciones por fuerza cortante. Su importancia radica en que permiten estudiar el grado de agrietamiento por corte y que con la información proporcionada se puede calcular el módulo de corte del muro (G).

LVDT D4 y D5: Miden los desplazamientos verticales que se producen en los talones de los muros. Son importantes porque registran las fisuras de tracción por flexión y el comportamiento de los talones en todo el ensayo.

LVDT D6 y D7: Ubicados en las diagonales del muro, permiten conocer los desplazamientos diagonales.

LVDT D8 y D9: Ubicados en las columnas a cada lado. Se encargan de medir el movimiento relativo horizontal entre la conexión columna-albañilería.

LVDT D10: Se encarga de registrar los movimientos relativos a la altura de la unión del muro con la viga solera y la interacción entre las dos. Su importancia radica en que detecta posibles deslizamientos de la solera sobre el muro.

LVDT D12: Permite obtener los desplazamientos verticales del muro que se producen debido a la carga vertical. Es posible calcular el módulo de elasticidad del muro (E).

LVDT D11 y D13: Permite obtener los desplazamientos verticales de las columnas. Se ubican en cada columna. Sirven para verificar que la sección es plana y para calcular el módulo de elasticidad del muro (E).

6.4.- COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS

Las fases del ensayo consistieron de 3 ciclos en las 9 primeras fases y 1 ciclo en las 4 últimas fases. Cada fase estaba compuesta por etapas de carga y descarga de la fuerza lateral. **(Fig. 6.7)**

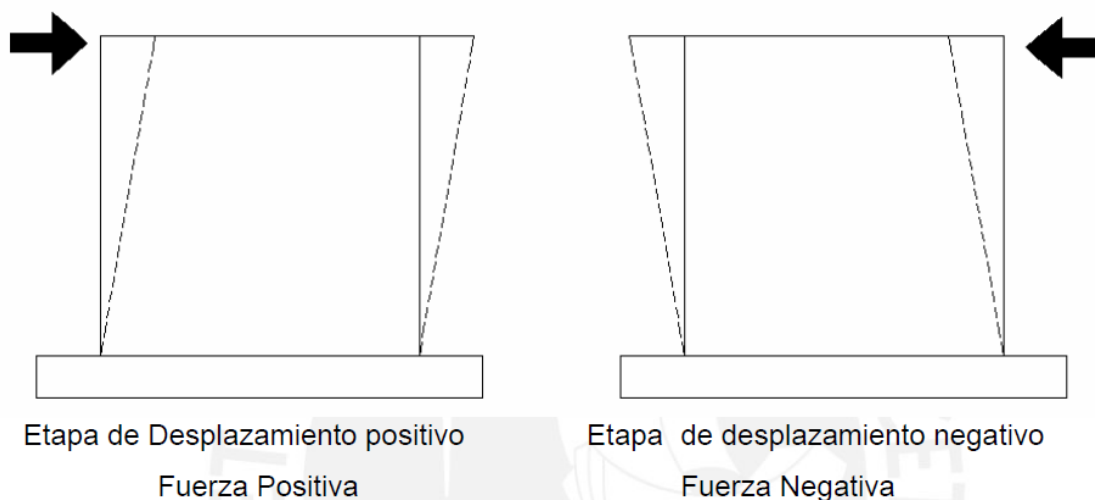


Fig. 6.7.- Esquema de Comportamiento Muro ante Fuerza Lateral. Tomado de la Tesis "Comportamiento Carga Lateral Cíclico Muro Confinado de Ladrillos de Concreto y Arcilla"-Paola Angles.

Fase 1 (D= 0.5 mm)

M1-33%

El muro se comportó elásticamente. No se presenta fisuras.

M2-66%

El muro se comportó elásticamente. No se presenta fisuras.

M3-66%-CV

El muro se comportó elásticamente. No se presenta fisuras.

Fase 2 (D= 1.5 mm)**M1-33%**

Aparecen las primeras fisuras en los talones del muro, tanto en la columna izquierda como derecha. Estas fisuras son horizontales y diagonales de espesor máximo de 0.05 milímetros. Las fisuras aún no comprometen a las unidades de albañilería.

M2-66%

Aparecen las primeras fisuras en los talones del muro, tanto en la columna izquierda como derecha. Estas fisuras son horizontales y diagonales de espesor máximo de 0.20 milímetros. Las fisuras empiezan a comprometer a la albañilería.

M3-66%-CV

Aparecen las primeras fisuras en los talones del muro, tanto en la columna izquierda como derecha. Estas fisuras son horizontales y diagonales de espesor máximo de 0.15 milímetros. Las fisuras empiezan a comprometer a la albañilería en la parte del talón.

Fase 3 (D= 2 mm)**M1-33%**

El tamaño de las grietas va en aumento y también se distribuyen a lo largo de las columnas. Llegan a espesores de 0.20 milímetros.

M2-66%

Las grietas ya no solo son horizontales, sino que se empiezan a hacer escalonadas. El espesor de las grietas escalonadas es de 0.15 milímetros. Las grietas horizontales se empiezan a distribuir en toda la altura de las columnas.

M3-66%-CV

Tiene un patrón parecido al del muro M2-66%. Las grietas ya no solo son horizontales, sino que se van formando escalones de grietas las cuales pasan por la junta y en otras por los ladrillos, pero sin dañarlos aún. El espesor de las grietas va en aumento, llegan a un máximo de 0.4 milímetros. Las grietas horizontales se empiezan a distribuir en toda la altura de las columnas.

Fase 4 (D= 3 mm)

M1-33%

Se empiezan a formar las grietas escalonadas diagonales por corte. Estas pasan por la junta sin cruzar a las unidades de albañilería. Las grietas tienen un espesor de 0.80 milímetros.

M2-66%

Se forman las grietas escalonadas diagonales por corte. Estas pasan por la junta sin cruzar a las unidades de albañilería. Las grietas tienen un espesor máximo de 0.50 milímetros.

M3-66%-CV

Se forman las grietas escalonadas diagonales por corte. Estas pasan por la junta y en algunos casos cruzan a las unidades de albañilería, pero sin causarles daños en su forma geométrica. Las grietas tienen un espesor de 0.80 milímetros.

Fase 5 (D= 5 mm)

M1-33%

Las grietas tienen un patrón escalonado, pero se acentúan más las grietas en la zona de la columna que colinda con el actuador de la carga horizontal en la viga, es decir, se ramifican las grietas inicialmente horizontales. Este comportamiento se produce en ambas columnas. Aumenta el espesor de las grietas a un máximo de 0.45 milímetros.

M2-66%

Se forman las grietas escalonadas diagonales por corte. Estas pasan por la junta y en algunos casos cruzan a las unidades de albañilería, pero sin causarle algún daño en su forma geométrica. Las grietas tienen un espesor de 0.45 milímetros.

M3-66%-CV

Se forman las grietas escalonadas diagonales por corte. Estas pasan por la junta y en algunos casos cruzan a las unidades de albañilería, pero con mayor frecuencia se logra apreciar a las unidades cruzadas por este tipo de grieta ya no de una manera uniforme, sino dispersa. Las grietas tienen un espesor de 0.45 milímetros.

Fase 6 (D=5 mm)

M1-33%

Las grietas diagonales de corte siguen siendo escalonadas. No solo pasan por la junta, sino también por las unidades de albañilería generándoles un mayor daño. Esto se aprecia mucho mejor con el aumento de su espesor, siendo de 0.80 milímetros.

M2-66%

El comportamiento de las grietas es parecida al del M1-33%. Las grietas siguen siendo escalonadas diagonales de corte. No solo pasan por la junta, sino también por las unidades de albañilería generándoles un mayor daño. Esto se aprecia mucho mejor con el aumento de su espesor, siendo de 0.80 milímetros.

M3-66%-CV

Aumenta la longitud la grieta diagonal escalonada por corte. Aparecen grietas por otras partes del muro, pero ya directamente en las unidades de albañilería.

Fase 7 (D= 7.5 mm)

M1-33%

Se siguen formando grietas escalonadas diagonales, pero paralelas a la original formada en fases anteriores. El espesor de estas nuevas grietas aumenta de tamaño hasta un espesor de 6 milímetros.

M2-66%

Las grietas escalonadas diagonales por corte aumentan su espesor hasta llegar a 5 milímetros. Se empiezan a prolongar hasta llegar a las columnas con fisuras de poco espesor.

M3-66%-CV

Aumenta la longitud de la grieta diagonal escalonada por corte. Aparecen grietas por otras partes del muro y paralelas a la grieta diagonal escalonada.

Fase 8 (D= 10 mm)

M1-33%

Aumento visible del ancho de las grietas escalonadas hasta llegar a un espesor de 7 milímetros. Las grietas atraviesan algunas unidades de albañilería y aún siguen pasando por las juntas de una manera más representativa.

M2-66%

Las grietas escalonadas diagonales por corte aumentan su espesor hasta llegar a 10 milímetros. Se empiezan a prolongar hasta llegar a las columnas con fisuras de poco espesor, en las columnas se empiezan a ramificar. Se aprecia una ligera separación de la unidad de albañilería de la junta de mortero pobre.

M3-66%-CV

Aumenta la longitud de la grieta diagonal escalonada por corte. Aparecen grietas por otras partes del muro y paralelas a la grieta diagonal escalonada. Las grietas aumentan de espesor hasta alcanzar 10 milímetros. Se aprecian pequeños desprendimientos de las unidades.

Fase 9 (D= 12.5 mm) Límite de reparación, según Norma E.070 equivale a la distorsión de $1/200=0.005$.

M1-33%

Cada vez se hacen más pronunciadas las grietas escalonadas. La separación entre las unidades de albañilería se hace cada vez mayor, es decir, la junta ya no trabaja bien.

M2-66%

Siguen aumentando de espesor las grietas escalonadas por corte ya formadas y de éstas se siguen ramificando en todo el muro; de una de ellas se forma una grieta horizontal a la mitad del muro, pero de poco espesor. Las unidades de albañilería siguen separándose de la junta de mortero.

M3-66%-CV

La propagación de fisuras sigue en aumento y de espesores también. Partes de los bloques se siguen desprendiendo y la separación con la junta de mortero sigue en aumento. Aparece una grieta en la viga solera.

Fase 10 (D= 15 mm)**M1-33%**

El espesor de la fisura aumenta hasta 13 milímetros en la parte central del muro. Se hace visible la posterior del muro debido al gran espesor. Las grietas pasan por la junta separando a las unidades de ellas.

M2-66%

Las grietas escalonadas se siguen haciendo más notorias. Las grietas que salen de las columnas también aumentan de tamaño y se ramifican aún más. Se nota claramente que las juntas de mortero empiezan a fallar.

M3-66%-CV

La propagación de fisuras sigue en aumento y de espesores también. Partes de los bloques se siguen desprendiendo y la separación con la junta de mortero sigue creciendo. Una unidad de albañilería se fracturó casi en su totalidad, lográndose ver a través del muro.

Fase 11 (D= 20 mm)**M1-33%**

Se forman más grietas escalonadas por corte paralelas a las iniciales, aumentando su espesor. Estas grietas siguen atravesando a las unidades de albañilería.

M2-66%

Se forman más grietas escalonadas por corte paralelas a las iniciales, aumentando su espesor. Las unidades de albañilería se siguen fisurando por todas partes y ocurren desprendimientos de algunas partes de ellas.

M3-66%-CV

Las grietas distribuidas en todo el muro aumentan de tamaño. Ocurren desprendimientos de pedazos de las unidades de albañilería. El muro se encuentra en la zona muy cercana al colapso.

Fase 12 (D= 40 mm)**M1-33%**

El muro se encuentra muy deteriorado, hay grietas por todos lados tanto escalonadas diagonales por corte y horizontales. Algunas unidades de albañilería están sobresalidas a punto de caer por efectos de aplastamiento.

M2-66%

El muro se encuentra muy dañado separado notoriamente en dos por la grieta escalonada por corte. Las unidades de albañilería están muy agrietadas y propensas a caer. Las vigas y las columnas presentan muchas grietas. Debido al confinamiento del pórtico con la albañilería el muro se desplaza ante la aplicación de las cargas como un sólido rígido es por eso que las unidades presentan mayor daño estructural.

M3-66%-CV

El muro se encuentra seriamente deteriorado, las columnas curvadas. Las grietas son de 20 a 30 milímetros. Muy vulnerable y próximo al colapso.

Fase 13 (D= 80 mm)

M1-33%

El muro está seriamente dañado, hay más grietas en talones del muro por los momentos flectores, en la viga se presenta grietas horizontales y dentro de la misma albañilería con bloques colapsados. Ya no es posible repararlo.

M2-66%

Se aprecia la drástica reducción de la resistencia. El talón del muro se encuentra triturado debido a la flexión y al corte. Las unidades de albañilería se encuentran totalmente trituradas. El refuerzo vertical está pandeado y ya que es muy dúctil, aun no colapsa.

M3-66%-CV

Similar al caso anterior. El muro está a punto del colapso.

Los Ensayos de Muros se ilustran en las Fig. 6.8 a Fig. 6.10

M1-33%



Fig. 6.8a.- Calibración de equipos y M1-33% al Inicio del Ensayo



Fig. 6.8b.- Medición de Fisuras en la Fase 2 y 7 del Ensayo



Fig. 6.8c.- Muro en la Fase Previa y Final del Ensayo

Muro 2-66%



Fig. 6.9a.- Muro en la Fase Inicial del Ensayo y Medicion de Fisuras en Fase

2



Fig. 6.9b.- Medición de Fisuras en las Fases 6 y 10



Fig. 6.9c.- Daños de Muro en la Fase 13 y Fase Final del Ensayo
Muro 3-66%-CV



Fig. 6.10a.- Calibración de Muro e Instrumentación al Inicio del Ensayo

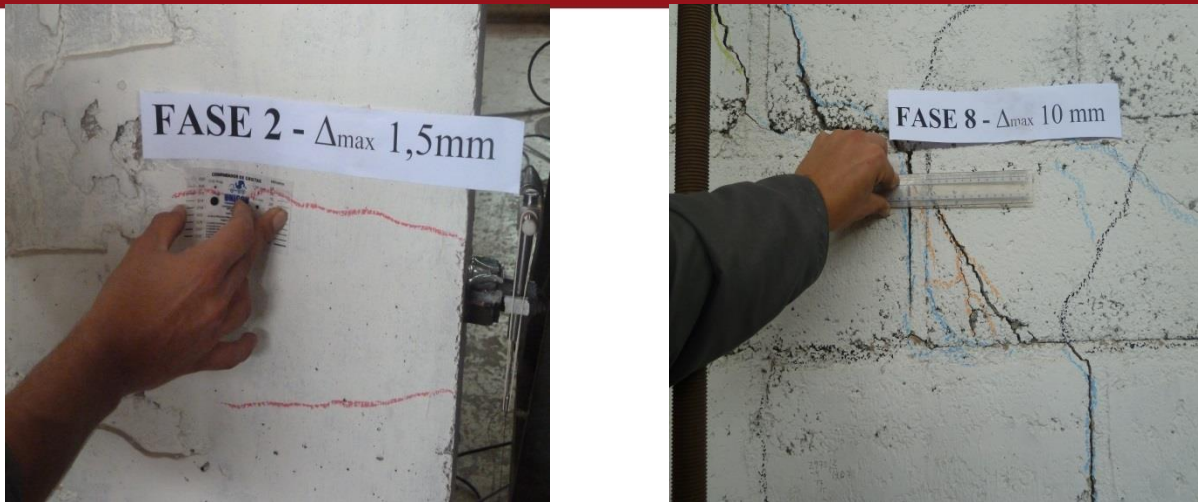


Fig. 6.10b.- Medicion de Fisuras en las Fases 2 y 8

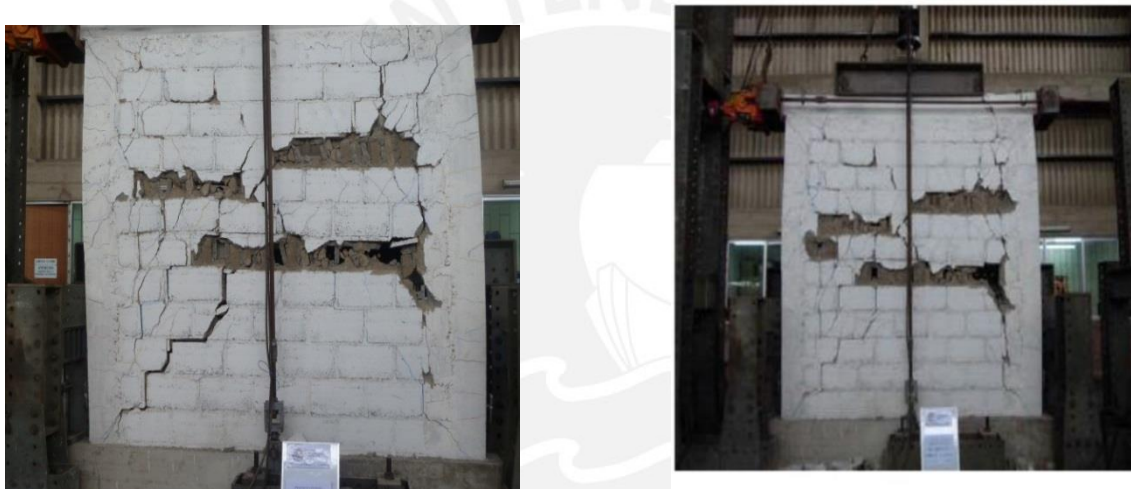


Fig. 6.10c.- Grave Daño Estructural de Muro al Concluir el Ensayo

6.5.- Resultados de los Ensayos a Carga Lateral Cíclica-Fuerzas Máximas por Fase

MURO 1-33%

FASES	F1		F2		F3			F4		F5		F6		F7		F8		F9		F10		F11		F12		F13	
DESPLAZAMIENTOS(mm)	0,5	-0,5	1,5	-1,5	2	-2	3	-3	4	-4	5	-5	7,5	-7,5	10	-10	12,5	-12,5	15	-15	20	-20	40	-40	80	-80	
FUERZA(KN)	60,35	-45,72	93	-78,45	97,27	-76,8	92,2	-75,44	95,6	-79,36	100,5	-86,2	120,1	-104,3	126,6	-112,8	127,2	-117	115,5	-107,1	118	-104,7	89,3	-80,1	63,8	-40,1	

Fig. 11a.- Fuerza máxima M1-33%

El valor sombreado indica la máxima fuerza del ensayo ocurrida en la Fase 8, durante el ciclo de carga.

MURO 2-66%

FASES	F1		F2		F3		F4		F5		F6		F7		F8		F9		F10		F11		F12		F13	
DESPLAZAMIENTOS(mm)	0.5	-0.5	1.5	-1.5	2	-2	3	-3	4	-4	5	-5	7.5	-7.5	10	-10	12.5	12.5	15	-15	20	-20	40	-40	80	-80
FUERZA(KN)	73.5	-71.1	100.9	-112	115.3	-109	105.6	-110.7	107.7	-114	109.5	-121.5	136.9	-135.5	150.4	-154.4	160.5	161.3	155.7	-155.5	151.4	-123.6	115	-124.1	87.9	-93.5

Fig. 11b.- Fuerza máxima M2-66%

El valor sombreado indica la máxima fuerza del ensayo ocurrida en la Fase 9, durante el ciclo de descarga.

MURO 3-66%-CV

FASES	F1		F2		F3		F4		F5		F6		F7		F8		F9		F10		F11	
DESPLAZAMIENTOS(mm)	0.5	-0.5	1.5	-1.5	2	-2	3	-3	4	-4	5	-5	7.5	-7.5	10	-10	12.5	-12.5	15	-15	20	-20
FUERZA(KN)	103.4	-85.9	164.1	-147.8	162	-158.6	167.3	-180	173.1	-172.4	108.2	-182.9	196.2	-192.4	185.6	-167	176	-179.2	163.2	-167	163	-160

Fig. 11c.- Fuerza máxima M3-66%-CV

El valor sombreado indica la máxima fuerza del ensayo ocurrida en la Fase 7, durante el ciclo de carga.

CAPÍTULO 7: PROCESAMIENTO DE RESULTADOS

7.1.- RIGIDEZ LATERAL ELÁSTICA (K)

Para el cálculo de la rigidez lateral se utilizó el primer ciclo de la primera fase de la gráfica fuerza-desplazamiento, donde el comportamiento de los muros se encuentra en el rango elástico.

La rigidez lateral (K) es la pendiente del tramo del lazo histerético que representa el comportamiento elástico del muro. Se tomarán dos puntos de la gráfica que representarán al 50% y 15% de la carga máxima del rango elástico, para luego calcular la rigidez lateral (K) como la pendiente de la gráfica:

$$K = \frac{\Delta F \text{ horizontal}}{\Delta \text{Desplazamiento}}$$

Para el muro M2-66% (Fig. 7.1 y Tabla 7.1)

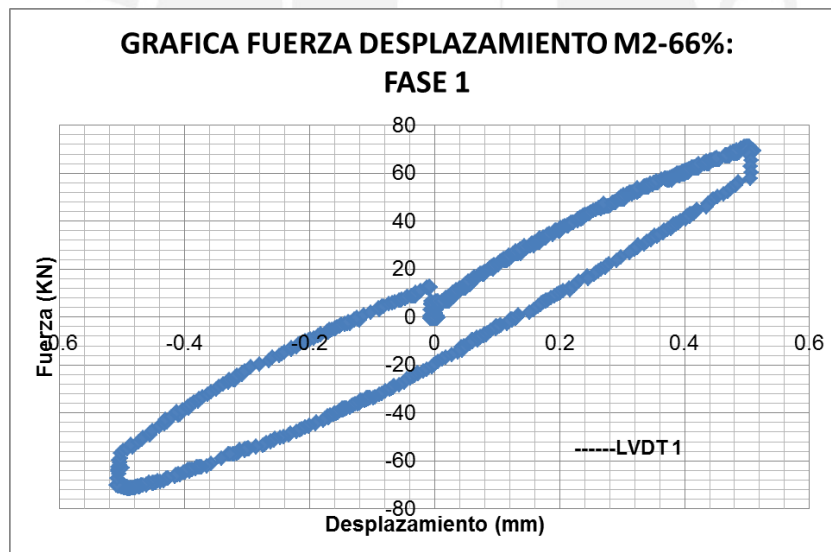


Fig. 7.1.- Lazo Histerético de la Fase 1

Tabla 7.1 Cálculo de la Rigidez lateral del muro M2-66%

	D(mm)	F(KN)
Punto 1 (15% Vmax)	0.03382	10.6825
Punto 2 (50% Vmax)	0.19187	35.608
Δ	0.15805	24.9255

$$K_{exper} = \frac{24.9255}{0.15805} \times \frac{0.10204 \text{ ton}}{1 \text{ KN}} \times \frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}}$$

$$K_{exper} = 16092.36 \text{ ton/m}$$

Se sabe por cálculos anteriores que el K teórico es:

$$K_{teorico} = 13529.84 \text{ ton/m}$$

Por lo que hay un error del:

$$Error(\%) = \frac{16092.36 - 13529.84}{13529.84}$$

$$Error(\%) = 18.94\%$$

Para el muro M3-66%-CV (Fig. 7.2 y Tabla 7.2)

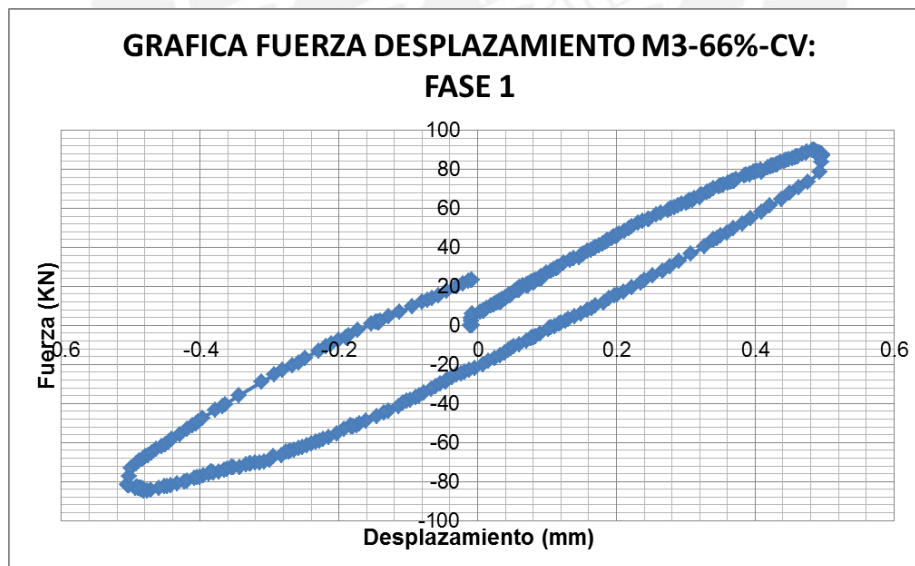


Fig. 7.2.- Lazo Histerético de la Fase 1

Tabla 7.2.- Cálculo de la Rigidez lateral del muro M3-66%-CV

	D(mm)	F(KN)
Punto 1 (15% Vmax)	0.03674	13.4916
Punto 2 (50% Vmax)	0.19322	44.972
Δ	0.15648	31.4804

$$K_{exper} = \frac{31.4804}{1.15648} \times \frac{0.10204 \text{ ton}}{1 \text{ KN}} \times \frac{1000 \text{ mm}}{1 \text{ m}}$$

$$K_{exper} = 20528 \text{ ton/m}$$

7.2.- CÁLCULO DEL MÓDULO DE CORTE (G)

Para calcular el módulo de corte se utilizó la gráfica fuerza-desplazamiento de los sensores D6 y D7, ubicados a lo largo de las diagonales del muro.

Las gráficas corresponden a la etapa elástica del ensayo, es decir, en el ciclo 1 de la primera fase.

El módulo de corte (G) se calcula como la pendiente de la curva y se usa la siguiente fórmula:

$$G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma}$$

Donde:

$\Delta\tau$: Variación del esfuerzo de corte

$\Delta\gamma$: Deformación angular= $\epsilon_1 + \epsilon_2$

Para el muro M2-66% (Fig. 7.3 y Tabla 7.3)

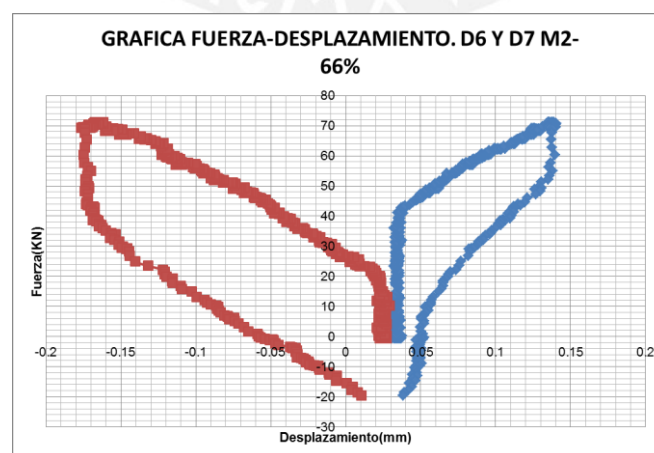


Fig. 7.3.- Gráfica fuerza-desplazamiento D6 y D7 M2-66%

- D6: Línea azul

- D7: Línea roja

Tabla 7.3.- Cálculo de Módulo de Corte M2-66%

Pmax (KN)	71.2164	D6 (mm)	D7 (mm)
P1(15% Pmax)	10.6825	0.0344	0.0244
P2(50% Pmax)	35.6082	0.03549	-0.02726

$$\Delta\tau = \frac{35.6082 - 10.6825}{0.594} \times 0.10204 = 4.28184 \text{ ton/m}^2$$

$$\varepsilon_6 = \frac{0.03549 - 0.0344}{3959} = 2.753 \times 10^{-7}$$

$$\varepsilon_7 = \frac{-0.027261 - 0.0244}{3959} = -1.3049 \times 10^{-5}$$

$$\gamma = |\varepsilon_6| + |\varepsilon_7| = 1.3324 \times 10^{-5}$$

$$G = \frac{4.28184}{1.3049 \times 10^{-5}} = 321363 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 32136.3 \text{ kg/cm}^2$$

Para el muro M3-66%-CV(Fig. 7.4 y Tabla 7.4)

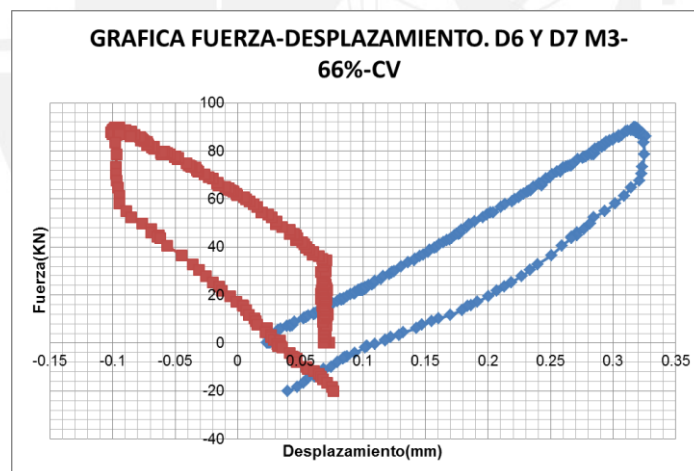


Fig. 7.4.- Gráfica fuerza-desplazamiento D6 y D7 M3-66%-CV

Tabla 7.4.- Calculo de Modulo de Corte M3-66%-CV

Pmax (KN)	89.944	D6 (mm)	D7 (mm)
P1(15% Pmax)	13.4916	0.065	0.0695
P2(50% Pmax)	44972	0.1741	0.0452

$$\Delta\tau = \frac{44.972 - 13.4916}{0.594} \times 0.10204 = 5.4078 \text{ ton/m}^2$$

$$\varepsilon_6 = \frac{0.1741 - 0.065}{3959} = 2.756 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_7 = \frac{0.0452 - 0.0695}{3959} = 6.138 \times 10^{-6}$$

$$\gamma = |\varepsilon_6| + |\varepsilon_7| = 3.37 \times 10^{-5}$$

$$G = \frac{5.4078}{3.37 \times 10^{-5}} = 160470 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 16047 \text{ kg/cm}^2$$

El módulo de corte (Gm), según el ensayo de compresión diagonal de los muretes, fue de 11200 Kg/cm². Se observa que para el M3-66%-CV, el G es muy parecido al de ensayo de muretes (Gm); sin embargo, el M2-66%, es casi el triple del valor de Gm. Esto puede deberse a que para desplazamientos menores a 0.1 mm, los LVDT D6 y D7, se induce a un error.

7.3.- ROTURA DIAGONAL

Las primeras fisuras diagonales aparecieron en ambos muros en la fase 3 en la etapa de empuje.

La fuerza y el desplazamiento horizontal correspondiente a la primera fisura diagonal se muestran a continuación (**Ver Tabla 7.5**)

Tabla 7.5.- Rotura diagonal de los muros de albañilería

	V_m experimental(ton)	Desplazamiento (mm)	V_m teorico(ton)	Error(%)
M2-66%	11.53	2.023	10.3	12%
M3-66%-CV	16.2	2.11	13.7	18%

La fuerza de agrietamiento diagonal teórico (V_m) se calculó con la siguiente expresión $V_m = 0.5 v'_m \times t \times L + 0.23 P_g$. Donde v'_m se obtiene del ensayo a compresión diagonal de los muretes y P_g es la carga vertical que se aplica al muro, para M2-66%, $P_g=0$; y en el caso de M3-66%-CV, $P_g= 15\text{ton}$.

De la tabla 7.5 se concluye que los valores experimentales son muy parecidos a los teóricos calculados. Es decir, la expresión para V_m se ajusta a los muros como corresponde a muros de unidades macizas.

7.4.- DISTORSIÓN ANGULAR

Según la Norma E.070 de Albañilería, la máxima distorsión angular permisible en muros de albañilería es de 0.005. En el ensayo, esta distorsión corresponde a un desplazamiento lateral de $0.005 \times 2670 \text{ mm} = 13.35 \text{ mm}$, asociado a la fase 9 ($D = 12.5 \text{ mm}$). Este sería el límite para que ambos muros puedan ser reparados.

7.5.- FISURACIÓN DE TRACCIÓN POR FLEXIÓN

Las grietas de tracción por flexión se produjeron en el primer ciclo de la 2da fase para ambos muros.

Como se puede observar en la Tabla 7.6, para el caso del muro M2-66% y M3-66%-CV, la fuerza experimental es menor a la teórica; sin embargo, para el segundo muro, la fuerza experimental es mayor al teórico. Esto se debe a la resistencia a compresión del concreto usado para las columnas. En el caso del M2-66%, el f'_c del concreto fue menor o igual al especificado ($f'_c = 145 \text{ Kg/cm}^2$); para el caso del M3-66%-CV, el f'_c fue mayor al planteado en la investigación, usándose un $f'_c = 190.46 \text{ Kg/cm}^2$ (Ver Tabla 7.6).

Tabla 7.6.- Fuerza de agrietamiento de tracción por flexión

	F experimental (ton)	F teorica (ton)	Error (%)
M2-66%	10.05	11.47	14.13%
M3-66%-CV	16.41	11.47	(-)43.07%

La resistencia a compresión del concreto de las columnas a los 28 días de edad fue para el muro M2-66%: 131.95 Kg/cm^2 y para el muro M3-66%-CV: 190.46 Kg/cm^2 . Si se calcula la fuerza asociada a fisuración de tracción por flexión con estas resistencias, la diferencia porcentual disminuye.

Los resultados se observan a continuación:

Tabla 7.7.- Nueva fuerza de agrietamiento real

	F experimental (ton)	F teorica (ton)	Error (%)
M2-66%	10.05	10.94	8.86%
M3-66%-CV	16.41	13.14	(-)24.88%

7.6.- GRÁFICAS CARGA VS DESPLAZAMIENTO

7.6.1.- Diagramas de Lazos Histeréticos

Luego de aplicarle a los muros el ensayo cíclico incremental de carga y descarga, se comenzó a procesar los datos registrados por el laboratorio de fuerza y desplazamiento positivos y negativos. Al graficar estos valores, se forma el diagrama de lazos histeréticos. Estos lazos nos indican la reducción de rigidez de muro en cada ciclo del ensayo. En las figuras **7.5 a,b,c** se muestran los gráficos para los tres muros.

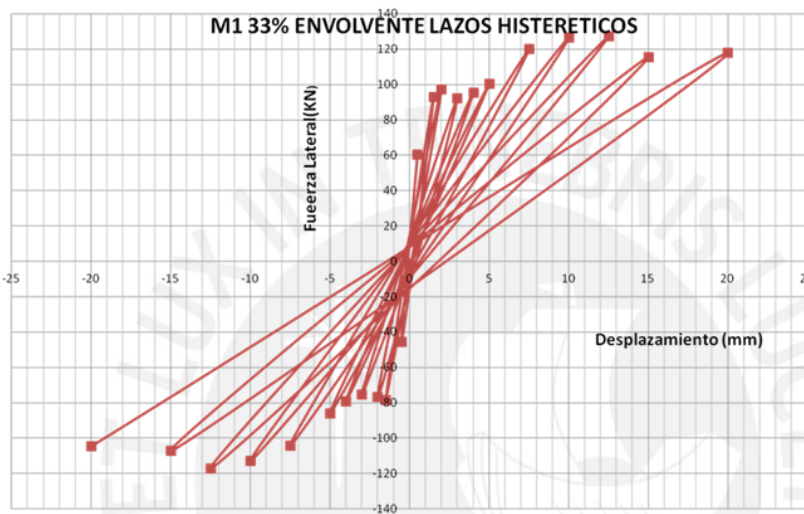


Fig. 7.5a.- Envoltente Lazo Histerético M1-33%

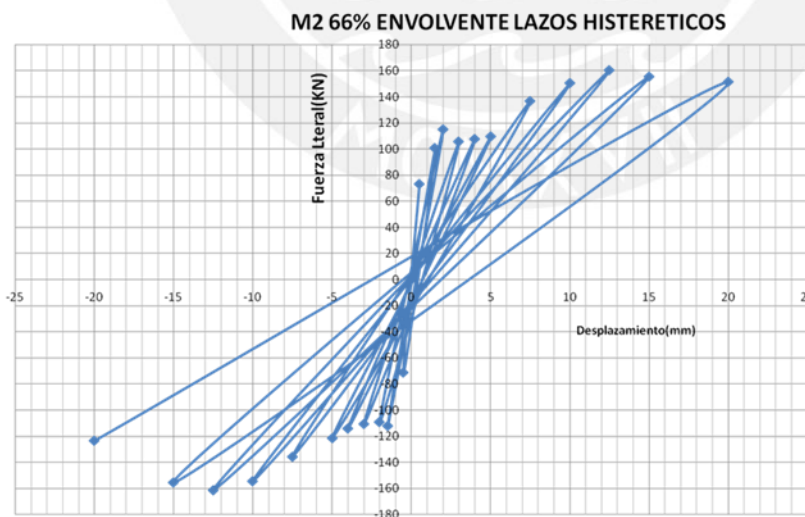


Fig. 7.5b.- Envoltente Lazo Histerético M2-66%

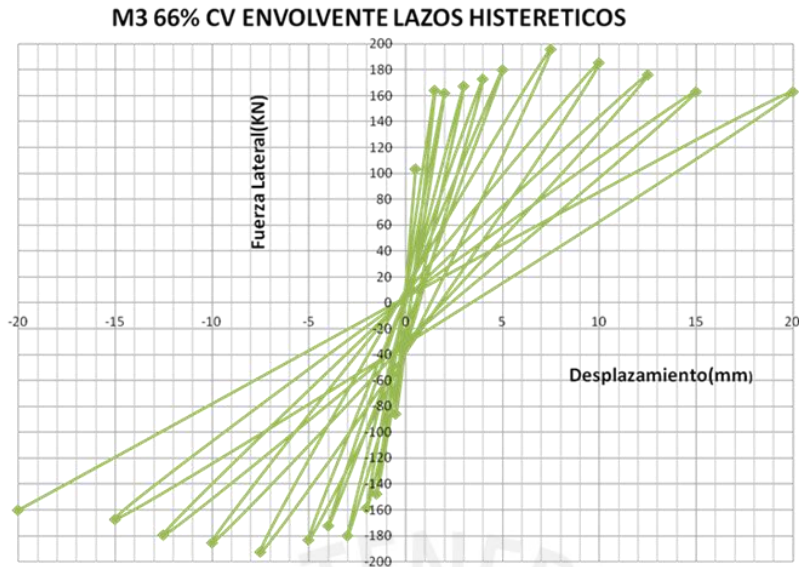


Fig. 7.5c.- Envoltente Lazo Histerético M3-66%-CV

7.6.2.- Envoltente de diagrama de lazos histeréticos

La envoltente o lazo fino de un diagrama de lazos histeréticos se forma al graficar los picos máximos en cada fase de ensayo versus el desplazamiento. En las figuras **7.6 a,b,c** se muestran las envoltentes para los tres muros.

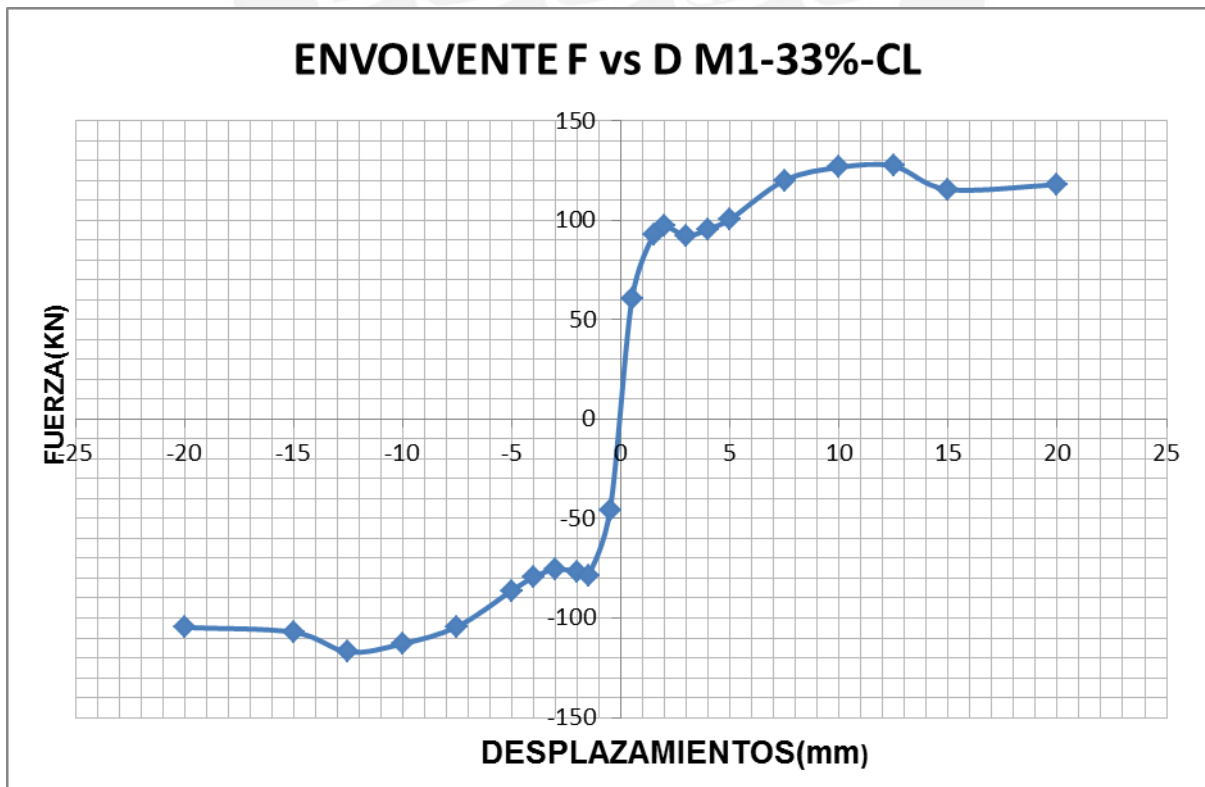


Fig. 7.6a.- Envoltente Fuerza-Desplazamiento M1-33%-CL

ENVOLVENTE F vs D M2-66%-CL

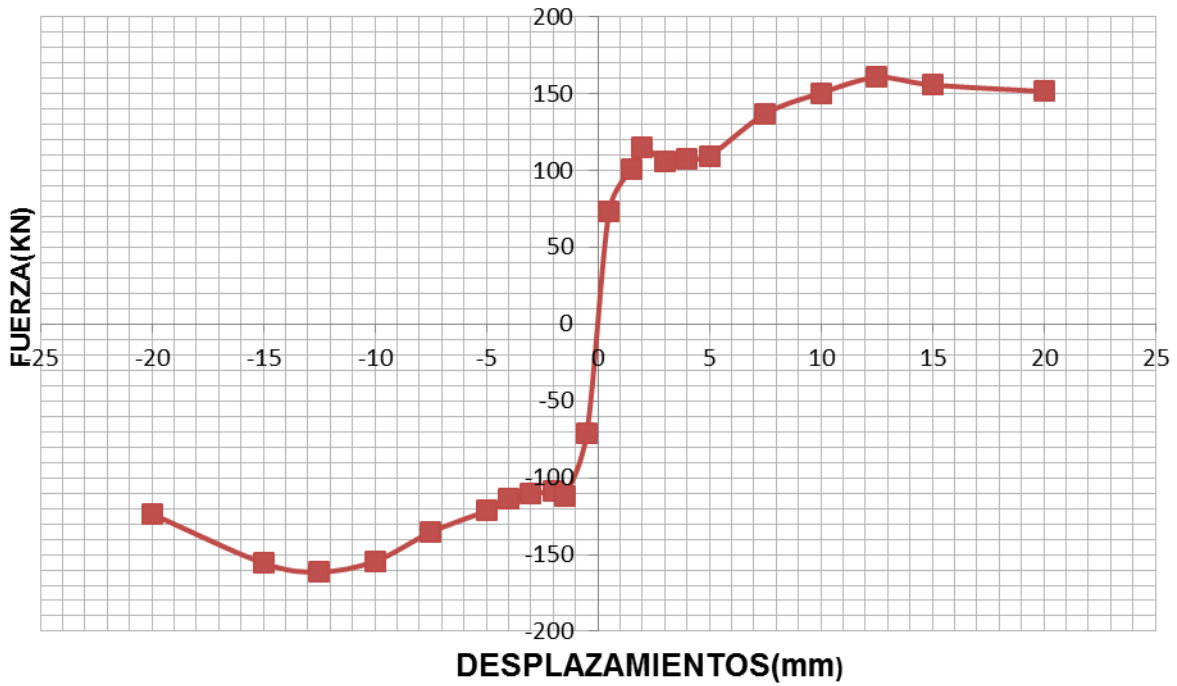


Fig. 7.6b.- Envolvente Fuerza-Desplazamiento M2-66%-CL

ENVOLVENTE F vs D M3-66%-CV

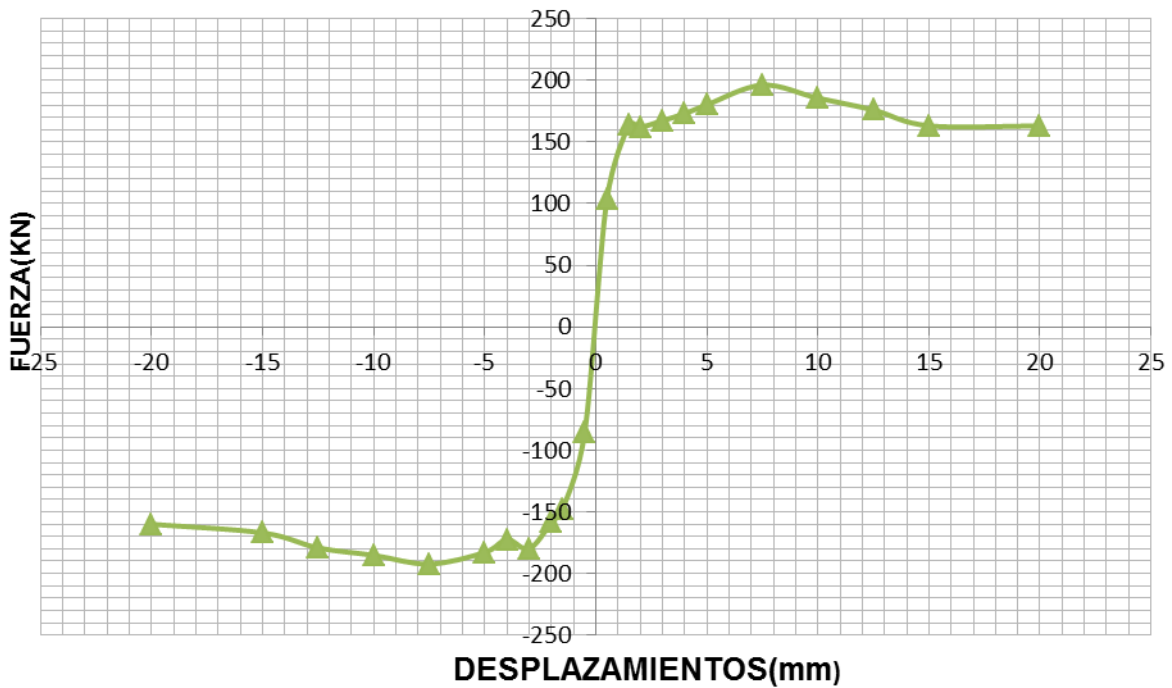


Fig. 7.6c.- Envolvente Fuerza-Desplazamiento M3-66%-CV

7.6.3.- Caída de Rigidez de los Muros: M2-66% y M3-66%-CV

La gráfica de caída de rigidez de muros se obtiene de graficar los valores positivos máximos de cada fase versus el desplazamiento. Es la envolvente Carga horizontal vs Desplazamiento, pero de los valores positivos. La **Fig. 7.7** muestra la envolvente de caída de rigidez para los muros M2-66% y M3-66%-CV.

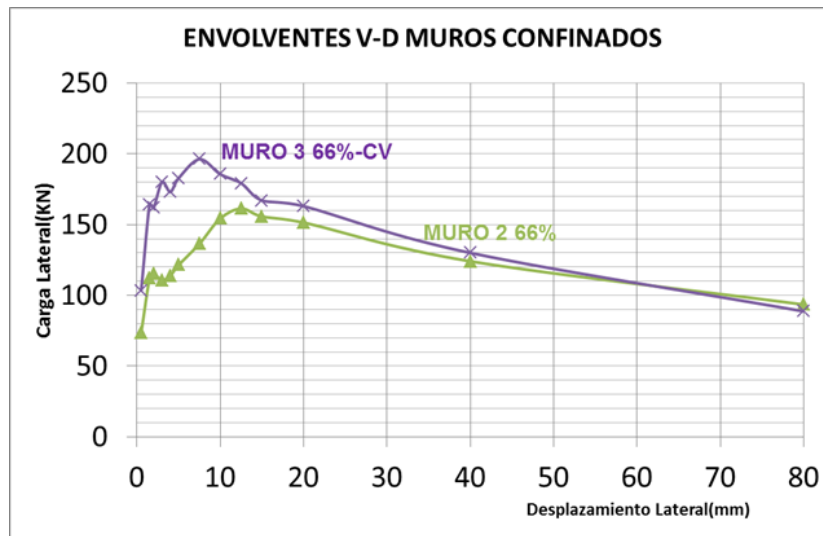


Fig. 7.7.- Caída de Rigidez M2-66% y M3-66%-CV

7.7.- DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ

Se analizó las gráficas fuerza – desplazamiento del sensor D1 con el objetivo de graficar la degradación de la rigidez lateral (K) a lo largo del incremento del desplazamiento horizontal en los dos muros.

La rigidez lateral se calculó como la pendiente del lazo histerético perteneciente al ciclo 1 de cada fase del ensayo, siendo el más estable.

Los puntos del tramo que permitieron calcular la rigidez se muestran a continuación (**Ver Tablas 7.7 y 7.8**):

Tabla 7.7.- Tramos de la gráfica fuerza-desplazamiento para el cálculo de la rigidez lateral (K) del muro M2-66%

	M2-66%					
	Punto 2		Punto 1		K	Degradacion
	mm	ton	mm	ton	ton-m	%
Fase 1	0.191	3.561	0.033	1.068	15778.48	100%
Fase 2	0.311	5.025	0.0211	1.508	12131.77	76.89%
Fase 3	0.927	5.767	0.093	1.731	4839.329	30.67%
Fase 4	1.211	5.281	0.124	1.584	3401.104	21.56%
Fase 5	1.984	5.384	0.242	1.615	2163.605	13.71%
Fase 6	2.801	5.475	0.543	1.643	1697.077	10.76%
Fase 7	3.901	6.845	1.096	2.054	1708.021	10.83%
Fase 8	5.616	7.519	1.397	2.256	1247.452	7.91%
Fase 9	7.525	8.025	2.157	2.408	1046.386	6.63%
Fase 10	9.327	7.785	3.232	2.336	894.0115	5.67%
Fase 11	10.227	7.57	2.82	2.271	715.4043	4.53%
Fase 12	11.495	5.75	0.98	1.725	382.7865	2.43%
Fase 13	23.64	4.395	0.0153	1.319	130.2027	0.83%

Tabla 7.8.- Tramos de la gráfica fuerza-desplazamiento para el cálculo de la rigidez lateral (K) del muro M3-66%-CV

	M3-66%-CV					
	Punto 2		Punto 1		K	Degradacion
	mm	ton	mm	ton	ton-m	%
Fase 1	0.194	4.497	0.035	1.349	19798.742	100%
Fase 2	0.372	8.204	0.026	2.461	16598.266	83.83%
Fase 3	0.726	8.1	0.038	2.43	8241.279	41.63%
Fase 4	1.052	8.367	0.126	2.51	6325.054	31.95%
Fase 5	1.397	8.656	0.263	2.597	5343.034	26.99%
Fase 6	1.843	9.011	0.552	2.703	4886.135	24.68%
Fase 7	2.667	9.812	1.085	2.943	4341.972	21.93%
Fase 8	4.107	9.28	1.414	2.784	2412.180	12.18%
Fase 9	4.812	8.8	2.161	2.64	2323.651	11.74%
Fase 10	6.721	8.16	3.245	2.448	1643.268	8.30%
Fase 11	6.888	8.15	2.92	2.445	1437.752	7.26%
Fase 12	5.782	6.5	1.12	1.95	975.976	4.93%
Fase 13	13.451	4.435	0.0212	1.33	231.202	1.17%

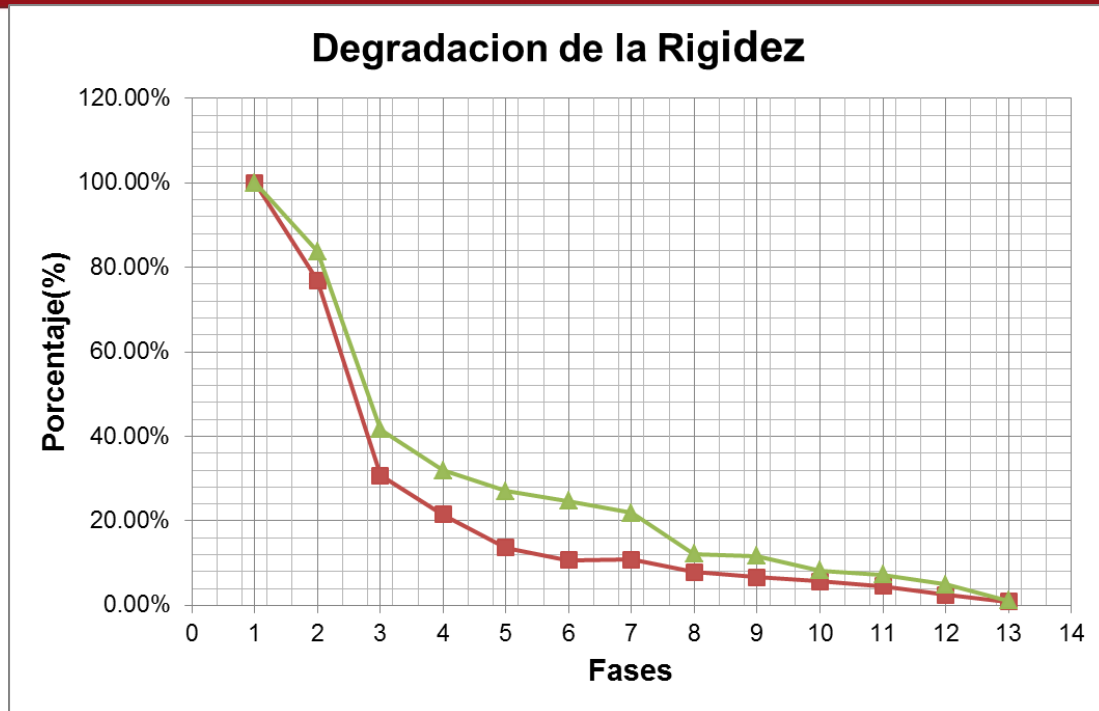


Fig. 7.8.- Degradación de la rigidez lateral de los muros de albañilería

Donde:

- Línea roja: Degradación M2-66%.
- Línea verde: Degradación M3-66%-CV

7.8.- CARGA MÁXIMA SOPORTADA

La carga máxima soportada se obtuvo al identificar los valores máximos del primer ciclo de las fases. Para ambos casos, la máxima carga se presentó para fases diferentes, mostrándose los resultados a continuación. **(Ver Tabla 7.9)**

Tabla 7.9.- Máxima carga soportada por los muros

	Fuerza Maxima (ton)	Fase	Desplazamiento (mm)
M2-66%	16.13	9	12.5
M3-66%-CV	19.62	7	7.5

Se puede observar que los valores no son del todo parecidos, pero sí el del M3-66%-CV el cual es ligeramente mayor a la fuerza asociada al máximo momento nominal $V_f = 19.3$ ton, pero el del M2-66% es menor al V_f calculado. Se concluye que para el caso de M3-66%-CV, el acero ingresó a la etapa de endurecimiento, pero el M2-66% no. Además, se puede concluir, que para el caso del M3-66%-CV la fuerza máxima

es mayor al M2-66%, pero se produce en una menor fase (F7), lo que significa que la rigidez es mayor en el segundo muro (M3-66%-CV).



CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES

8.1.- UNIDAD DE ALBAÑILERÍA

A pesar de ser elaborada con una mezcla pobre en cemento, la resistencia que alcanzó la unidad fue mayor a la mínima exigida por la Norma E.070; teniendo un valor de $f'_b = 9.21$ MPa aproximadamente. Dentro de las características adicionales del bloque esta su elevado peso (20 kilos aprox.), lo cual lo hace muy rígido y difícil de transportar, más aún con los alveolos llenos.

8.2.- MORTERO

La resistencia alcanzada por el mortero luego de hacerse ensayos de compresión axial en cubitos de mortero con la mezcla del proyecto (1:8), fue en promedio 5 MPa. Con este resultado se concluye que su resistencia a compresión es aproximadamente el 50% de las unidades de albañilería.

8.3.-CONCRETO

Del resultado de los ensayos de probetas por cada vaciado de elementos estructurales tales como vigas y columnas, el f'_c experimental resultó ser mayor al de diseño. Concluyéndose que se le confirió mayor resistencia y rigidez a los elementos estructurales de confinamiento del muro.

8.4.- PRISMAS DE ALBAÑILERÍA-PILAS

8.4.1.- RESISTENCIA A COMPRESION AXIAL (f'_m)

Por el momento hay poca investigación con respecto a bloques hechos de mortero con dosificación pobre. Se comparó los resultados de resistencia a compresión axial con algunas investigaciones pasadas. Se demostró que el proceso de rellenar los alveolos de los bloques mejora la resistencia. La resistencia a compresión axial de la pila con alveolos rellenos fue de 3.92 MPa, este resultado es mayor a la investigación de "San Bartolomé, A. Ramírez (1984)" y "Moscol, San Bartolomé (1987)", donde las resistencias fueron de 1.01 MPa y 2.3 MPa respectivamente.

8.4.2.- MÓDULO DE ELASTICIDAD (E)

El módulo experimental se halló de los resultados de la grafica P (KN) vs D (mm), en la parte elástica; resultando un $E = 2744$ MPa. Este resultado se pudo predecir con la

fórmula $E_m = 700 f'm$, lo cual resulta lo mismo. Además, comparando este resultado con investigaciones pasadas, el E resultó menor.

8.4.3.- TIPO DE FALLA

La falla óptima para pilas se presenta con una línea vertical en la cara de menor dimensión; sin embargo, en este caso la falla fue por aplastamiento de los bloques y se presentaron pequeñas fisuras verticales.

8.5.- PRISMAS DE ALBAÑILERIA-MURETES

8.5.1.- RESISTENCIA A CORTE PURO ($v'm$)

Los muretes tuvieron una resistencia al corte $v'm$ de 0.45 MPa, la cual fue mayor a la hallada en la investigación de "Moscol y San Bartolomé (1987)", con un $v'm = 0.4$ MPa; pero menor a la de "San Bartolomé y A. Ramírez (1984)", con un $v'm = 0.6$ MPa. Además, el $v'm$ hallado no cumple la Norma E.070, siendo la mínima permisible $v'm = 0.8$ MPa.

8.5.2.- MÓDULO DE CORTE (G)

Según la Norma E.070, el módulo de corte (G) se halla experimentalmente, aunque se puede predecir con la siguiente fórmula: $G_m = 0.4 E_m$. De manera experimental, el G fue de 1.17 GPa, el cual fue la cuarta parte del hallado con la expresión de la Norma E.070.

8.5.3.- TIPO DE FALLA

Debido a la pobre calidad del mortero, no hubo buena adherencia, por lo que la falla de los muretes ante la acción de la compresión diagonal, se presentó a través de la junta.

8.6.- CONSTRUCCIÓN DE MUROS

El proceso constructivo fue a través del confinamiento de la albañilería, es decir, primero se hizo el asentado de los bloques, controlándose su horizontalidad con el cordel y la verticalidad con la plomada; y luego se prosiguió con la construcción de las columnas y viga solera. El amarre de la albañilería con el pórtico se dio a través de dientes dejados en la conexión columnas-muros, el dentado enganchaba a ambos.

La construcción de los muros se realizó en dos jornadas por cada uno. Se siguió la indicación de la Norma E.070, es decir, la primera jornada de asentado se alcanzó una altura máxima de 1.30m; el segundo día se culminó con el asentado de las hiladas restantes.

Se logró una perfecta adherencia entre las columnas y vigas de confinamiento con el muro de bloques, esto se refleja en mejoras sustantivas del comportamiento sísmico de los muros confinados, con respecto a los pórticos rellenos con mampostería.

8.7.- RIGIDEZ LATERAL (K)

Para el caso del M2-66%, la rigidez lateral experimental fue un 19% que la rigidez teórica; sin embargo, para el caso del M3-66%-CV, el K Real fue un 52% mayor que la K Teórica. Para el caso del rango inelástico, la caída de rigidez en ambos muros fue similar, con una pendiente de caída parecida.

8.8.- MÓDULO DE CORTE (G)

El módulo de corte obtenido del ensayo de los muretes (G_m) fue de 11200 Kg/cm². Se observa que para el M3-66%-CV, el G es muy parecido al teórico; sin embargo, el M2-66%, es casi el triple del valor teórico. Esto es debido que para desplazamientos menores a 0.1 mm de los LVDT D6 y D7, se induce a un error porque está fuera del grado de precisión.

8.9.- ROTURA DIAGONAL (V_m)

La resistencia a la rotura diagonal para el M2-66% fue 1% mayor al valor teórico de la Norma. Para el caso del M3-66%-CV, el valor experimental fue un 9% mayor al valor teórico. Además, se observa que el V_m teórico del M3-66%-CV es mayor al M2-66%, con lo que se concluye que el M3-66%-CV tiene una mayor resistencia al corte que el M2-66%-CV, gracias al aporte de la carga vertical aplicada.

8.10.- CARGA MÁXIMA SOPORTADA

La fuerza máxima para el M2-66% fue de 16.13ton produciéndose en la Fase 9 y para un desplazamiento de 12.5mm. Para el M3-66%-CV, la fuerza máxima fue de 19.62ton en la Fase 7 con un desplazamiento de 7.5 mm. De los datos se puede concluir que la fuerza asociada al máximo momento nominal $V_f = 19.3$ ton es menor a las fuerza hallada experimentalmente del M3-66%-CV y mayor que la fuerza del M2-66%, pero la resistencia al corte del muro con carga vertical M3-CV-66% es mayor a la resistencia del muro sin carga vertical M2-66%.

8.11.- COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS

El patrón del tipo de falla para el M2-66% fue el mismo que el del M3-66%-CV, en ambos casos fue del tipo escalonado pasando las grietas por la junta entre bloque y bloque. Para el caso de los daños estructurales, el M3-66%-CV tuvo mayores daños y grietas que el M2-66%. Esto se debió a que el muro M3-66%-CV presentó una mayor rigidez y resistencia que el primer muro por lo que absorbió mayores cargas laterales. El patrón de ambos muros fue el mismo, cumpliéndose el tipo de falla de teórico, el cual fue por Corte.

8.12.- PESO VOLUMÉTRICO

El peso volumétrico de la albañilería del M2-66%(3.27 ton/m³) fue muy similar al del M3-66%-CV (3.26 ton/m³). Si se toma como referencia el peso volumétrico del concreto (2.4 ton/m³), el que resulta de la albañilería es mucho mayor y excesivo. Se debe tomar precauciones con el uso de este muro, ya que al aumentar el peso de la vivienda construida con este tipo de albañilería, se incrementaría la fuerza cortante sísmica.



CAPÍTULO 9: IMPACTOS PREVISTOS Y RECOMENDACIONES

- El impacto de esta tesis es que puede ser un ejemplo de difusión internacional del sistema constructivo en albañilería confinada para contribuir a la población de Haití y otros países similares que tengan este déficit constructivo.
 - La albañilería confinada es ideal para construcción de viviendas económicas de baja altura en zonas sísmicas, tales como de 1 a 2 pisos.
 - Esta experiencia ha servido para ensayar soluciones que mejoran la construcción tradicional de muros de albañilería de baja calidad como los de Haití a un sistema mucho mejor, sin incremento significativo de costos y con ligeros cambios en el proceso constructivo, lo que da posibilidad de aplicarlos de inmediato.
 - Los destinatarios potenciales más beneficiados con los resultados de esta tesis son los pobladores de Haití, lo que involucra también a los constructores y proveedores de materiales de construcción. Así mismo, los pobladores que viven en zonas urbanas marginales del Perú que construyen sus muros sin criterios técnicos.
 - Gracias a estos resultados, estas técnicas podrían aplicarse a muchos lugares de la zona andina peruana, especialmente en campamentos mineros, donde no se emplea el ladrillo de arcilla por su elevado costo de flete.
- La construcción con estos bloques artesanales de concreto pobre se justificaría con la seguridad sísmica requerida.

REFERENCIAS

1. - EERI (2010) "The M_w 7.0 Haiti Earthquake of January 12, 2010: Report #1", EERI Special Earthquake Report – April 2010, in
http://www.eeri.org/site/images/eeri_newsletter/2010_pdf/Haiti_Rpt_1.pdf
2. - EERI (2010) "The M_w 7.0 Haiti Earthquake of January 12, 2010: Report #2", EERI Special Earthquake Report – April 2010, in
http://www.eeri.org/site/images/eeri_newsletter/2010_pdf/Haiti_Rpt_2.pdf
3. - Fierro E., Perry C. (2010) "Preliminary Reconnaissance Report: 12 January 2010 Haiti Earthquake", Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Berkeley, California, EE.UU.
- 4.- Moscol A., San Bartolomé A. (1988) "Bloques Artesanales de Cemento", VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Huaraz, Perú. Colegios de Ingenieros del Perú.
- 5.- Quiun D., Alférez K. y Quinto D. (2005) "Reforzamiento estructural de muros de albañilería de bloques artesanales de concreto", Anales del Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Concepción, Chile.
- 6.- Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción SENCICO (2006), "Norma E.070 Albañilería", SENCICO, Lima, Perú.
- 7.- Ramírez P. Víctor; Saavedra C. Christian y San Bartolomé R. Ángel (1984). "Ensayos de Carga Lateral en Muros con Bloques de Concreto Vibrado". V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna. Colegio de Ingenieros del Perú. Universidad Nacional Pedro Ruíz Galllo (UNPRG), Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).
- 8.- San Bartolomé Ángel, Quiun Daniel y Silva Wilson (2011). "Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería". Fondo Editorial PUCP.

9.- Alférez Martínez Karhell, Quinto Gastiaturú Diana (2005). "Reforzamiento Estructural de Muros de Albañilería de Bloques Artesanales de Concreto". Tesis para optar el grado de Magister. Escuela de Graduados – PUCP.

10.- Angles P. (2008). "Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla". Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

11.- Rodríguez M. (2011). "Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm de espesor". Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

12.- Villa García Gladys, Blondet Marcial y Quiun Daniel (2012). "Cyclic Response of Traditional and Confined Masonry Haitian Walls". 12th Canadian Masonry Symposium. Vancouver, Canadá.

13.- Quiun Daniel, Villa Garcia Gladys y Blondet Marcial (2014). "Seismic Behavior Comparison of Traditional and Confined Masonry Haitian Walls". 9th International Masonry Conference, Guimaraes, Portugal". En proceso de publicación.