



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Esta obra ha sido publicada bajo la licencia Creative Commons  
Reconocimiento-No comercial-Compartir bajo la misma licencia 2.5 Perú.

Para ver una copia de dicha licencia, visite  
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA



“Comportamiento Sísmico de un Módulo de Adobe de Dos Pisos con Refuerzo Horizontal y Confinamientos de Concreto Armado”

Tesis para optar el Título Profesional de  
INGENIERO CIVIL

**ERICKA FLOR DELGADO SALVADOR CANALES**

Lima, Noviembre 2006

## RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo principal el analizar experimentalmente el comportamiento sísmico del adobe confinado de dos pisos, así como estudiar el efecto del refuerzo horizontal utilizado para proveer ductilidad ante acciones coplanares del muro y ver si el refuerzo es efectivo ante acciones perpendiculares al plano del muro.

Para ello es necesario analizar si es aplicable al adobe la teoría de diseño a la rotura utilizada en la albañilería de arcilla cocida confinada y determinar si las viviendas de adobe de dos pisos, con un adecuado refuerzo, son sísmicamente viables. Para comprobar esto, se diseñó y construyó un módulo de adobe de dos pisos a escala reducida en  $\frac{3}{4}$  de la escala real, reforzado horizontalmente y con confinamiento de concreto armado. El refuerzo utilizado fue determinado empleando una propuesta de diseño a la rotura, y fue el menor posible de manera que se optimice los costos del proyecto de modo que sea factible de aplicar. El refuerzo horizontal estuvo embutido en mortero de cemento y fue anclado en las columnas.

El módulo cuenta, por piso, con 2 muros de corte de poca longitud, con el fin de buscar la falla por corte, y 1 muro de flexión de la mayor longitud posible aceptada por la mesa vibradora para analizar la situación mas critica ante acciones perpendiculares al plano.

Finalmente, el modelo se ensayó en la mesa vibradora del laboratorio de estructuras ante sismos leves moderados y severos, los resultados obtenidos se procesaron mostrándose en forma gráfica los resultados para cada una de las fases de ensayo, obteniendo así conclusiones que permitieron determinar el comportamiento sísmico del módulo, estableciéndose sus zonas de debilidad, las que deben ser materia de estudio en proyectos futuros.

Cabe mencionar, que adicionalmente se hicieron ensayos de control que permitan determinar las características de los materiales utilizados: se ensayaron 5 unidades de adobe a compresión, 4 pilas de ocho hiladas a compresión, 4 muretes de 80 x 80 cm a compresión diagonal y 2 ensayos de tracción a los refuerzos usados en las columnas.

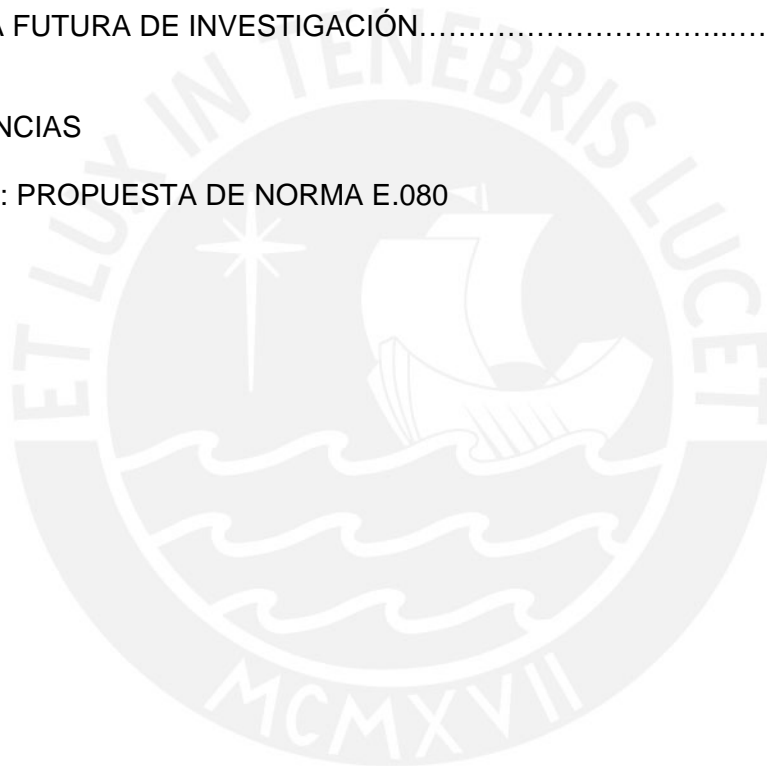


# Comportamiento Sísmico de un Módulo de Adobe De Dos Pisos con Refuerzo horizontal y Confinamientos de Concreto Armado

## RESUMEN

1	INTRODUCCION.....	1
1.1	Objetivos.....	2
1.2	Metodología general.....	2
1.3	Antecedentes.....	3
1.4	Metodología empleada en el ensayo sísmico.....	5
2	CARACTERÍSTICAS DEL MÓDULO .....	6
2.1	Características geométricas del módulo.....	6
2.2	Peso de la estructura .....	8
2.3	Técnica de escalamiento.....	10
3	DISEÑO DEL MODULO.....	12
3.1	Modelo estructural.....	12
3.2	Diseño del prototipo según la propuesta de norma de adobe E.080.....	14
3.3	Refuerzo a colocar en el módulo a escala reducida y planos.....	28
4	ENSAYOS DE CONTROL .....	29
4.1	Características físicas del adobe.....	29
4.2	Características del mortero.....	33
4.3	Pilas de adobe.....	35
4.4	Muretes de adobe.....	40
4.5	Concreto.....	45
4.6	Acero de refuerzo.....	46
5	CONSTRUCCIÓN DEL MÓDULO.....	49
5.1	Procedimiento seguido en la construcción .....	49
6	ENSAYO DE SIMULACIÓN SÍSMICA.....	57
6.1	Preparativos previos.....	57
6.1.1	Peso real del módulo.....	57
6.1.2	Transporte del modulo, montaje a la mesa vibradora.....	57
6.1.3	Definición de la señal sísmica y de las fases de ensayo.....	59
6.2	Instrumentación.....	61
6.2.1	Acelerómetros.....	61
6.2.2	LVDT.....	62
6.3	Comportamiento cualitativo del módulo.....	63
7	ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	69
7.1	Procesamiento de resultados .....	69
7.1.1	Deformaciones unitarias.....	73
7.1.2	Diafragma rígido.....	74

7.1.3 Distorsión angular en los muros de corte.....	74
7.1.4 Muros de flexión.....	75
7.1.5 Arriostramiento horizontal de los muros de flexión.....	75
7.1.6 Separación columna-muro.....	75
7.2 Comportamiento cuantitativo del módulo y Gráficos de resultados.....	76
7.3 Cálculo de periodos y grados de amortiguamiento.....	84
7.4 Comparación con las aceleraciones de la Norma E.030.....	86
7.4.1 Comparación para efectos coplanares.....	86
7.4.2 Comparación para efectos perpendiculares al plano.....	87
8 CONCLUSIONES .....	89
9 LINEA FUTURA DE INVESTIGACIÓN.....	91
REFERENCIAS	
ANEXO 1: PROPUESTA DE NORMA E.080	



## CAPÍTULO 1

### INTRODUCCIÓN

Desde los inicios de la humanidad los primeros hombres construían con tierra y a través del tiempo fueron familiarizando con sus características y aprendieron a mejorarla agregándole algunas fibras vegetales para mejorar su resistencia, dando origen a materiales como el adobe.

La Norma Peruana de adobe E.080 lo define como un bloque macizo de tierra sin cocer, el cual puede contener paja u otro material que mejore su estabilidad frente a agentes externos y atenúe las fisuras por contracción de secado.

En el Perú, el uso del adobe es muy común en zonas rurales, donde la autoconstrucción con adobe ha demostrado ser la respuesta apropiada y quizás, la única vía posible mediante la cual la gente de muy escasos recursos económicos pueda adquirir una casa digna.

El adobe es un material muy barato y que tiene un gran aislamiento térmico haciendo estas casas muy acogedoras. El gran problema surge cuando en las construcciones de estas viviendas no se cuenta con asesoría técnica y se construyen de manera muy informal, llevando esta mala construcción al colapso ante alguna eventualidad sísmica.

Las casas de adobe bien diseñadas y bien construidas pueden ser, por su simplicidad, duración y costo, la base para resolver el problema de la vivienda, sobretodo la del tipo rural, en los países subdesarrollados como el Perú.

Desde hace mas de 30 años en el Perú se han analizado diversos tipos de refuerzo para las viviendas de adobe, pero son pocos los estudios que se han hecho sobre adobe confinado por elementos de concreto armado en viviendas de un piso y ninguno en dos pisos, pese a que en la sierra peruana la gran mayoría de viviendas son de dos niveles. Puesto que la Norma Peruana de Diseño en Adobe (E.080) no permite construcciones de adobe de dos pisos, en este proyecto se busca analizar si este tipo de vivienda es sísmicamente viable.

## 1.1 Objetivos

Los objetivos del Proyecto son los siguientes:

- a) Analizar experimentalmente el comportamiento sísmico del adobe confinado de dos pisos.
- b) Estudiar el efecto del refuerzo horizontal utilizado para proveer ductilidad ante acciones coplanares del muro y ver si el refuerzo es efectivo ante acciones perpendiculares al plano del muro.
- c) Analizar si es aplicable al adobe la teoría de diseño a la rotura utilizada en la albañilería de arcilla cocida confinada, la cual es utilizada como base del proyecto de Norma en Adobe Confinado.
- d) Definir si las viviendas de adobe de dos pisos reforzadas en forma adecuada son sísmicamente viables.

## 1.2 Metodología general

Se diseñó y construyó un módulo de adobe confinado de 2 pisos, con la metodología adecuada de manera que permita que éste se comporte satisfactoriamente en un ensayo dinámico en la mesa vibradora de la Pontificia Universidad Católica del Perú, ante sismos leves, moderados y severos. Además, con la finalidad de obtener las características generales de los materiales (adobe y acero) se ensayaron a compresión axial pilas y unidades de adobe y a compresión diagonal muretes de adobe, también se ensayó a tracción muestras del acero utilizado en los confinamientos.

Los resultados obtenidos se procesaron mostrándolos en forma gráfica para cada una de las fases de ensayo, obteniendo así conclusiones que nos permitan determinar si los objetivos planteados pueden o no satisfacerse.



### 1.3 Antecedentes

La albañilería simple es resistente a cargas verticales, pero cuando se trata de cargas laterales, como viento o sismo que originan esfuerzos de tracción, entonces su resistencia es mínima, para superar esta ineficiencia es necesario reforzar a la albañilería simple.

La albañilería confinada nace de reforzar la albañilería simple en todo su perímetro con elementos de concreto armado, llamados confinamientos, los cuales se construyen una vez asentado el muro, para así tratar de garantizar un comportamiento monolítico entre ambos materiales estructurales. Siendo el resultado capaz de trabajar satisfactoriamente al ser sometido a carga vertical y horizontal que producen esfuerzos de compresión, tracción y corte.

Los materiales que se usan comúnmente en nuestro país como albañilería son los ladrillos de arcilla cocida y el adobe, para los primeros la Norma Peruana de albañilería E.070 contempla cuales son sus alcances y su metodología de diseño. En cuanto al adobe, en la Norma Peruana E.080 se especifica el uso de refuerzos especiales siendo uno de ellos el concreto armado.

En el Perú se lleva años investigando la construcción con tierra en áreas sísmicas, por ejemplo, algunos de estos trabajos fueron realizados por:

Corazao y Blondet, 1974; Blondet y Vargas, 1978; Vargas, 1984; Otazzi 1988; Zegarra, San Bartolomé y Quiun, 1997-2001.

A continuación se hace un breve resumen de las investigaciones realizadas sobre adobe confinado.

- **Ensayo de simulación sísmica en un módulo de adobe confinado por elementos de concreto armado**

En 1997 se desarrolló una investigación sobre adobe confinado, realizada por Matos, Quiun y San Bartolomé, en dicho ensayo se sometió a simulación sísmica un módulo de adobe confinado por elementos de concreto armado de un solo nivel (Fig.1.3.1), los resultados arrojaron que el comportamiento del adobe confinado era muy bueno ante un sismo catastrófico (1.64g), solo hubieron pocas fisuras marcadas en las zonas de puertas y ventanas.

Además, luego de ser ensayado el módulo, se eliminaron los muros de adobe con la finalidad de analizar el comportamiento del pórtico de confinamiento. De los resultados de este ensayo el pórtico sufrió desplazamientos considerablemente mayores, rotulándose los extremos de las columnas para un sismo moderado, comprobándose que los muros de adobe aportan rigidez y absorben gran parte de la fuerza cortante.

En conclusión, el buen comportamiento del módulo se debió al trabajo conjunto del adobe con los confinamientos de concreto armado, ya que por separado estos elementos no muestran las características de rigidez y resistencia que en su conjunto.

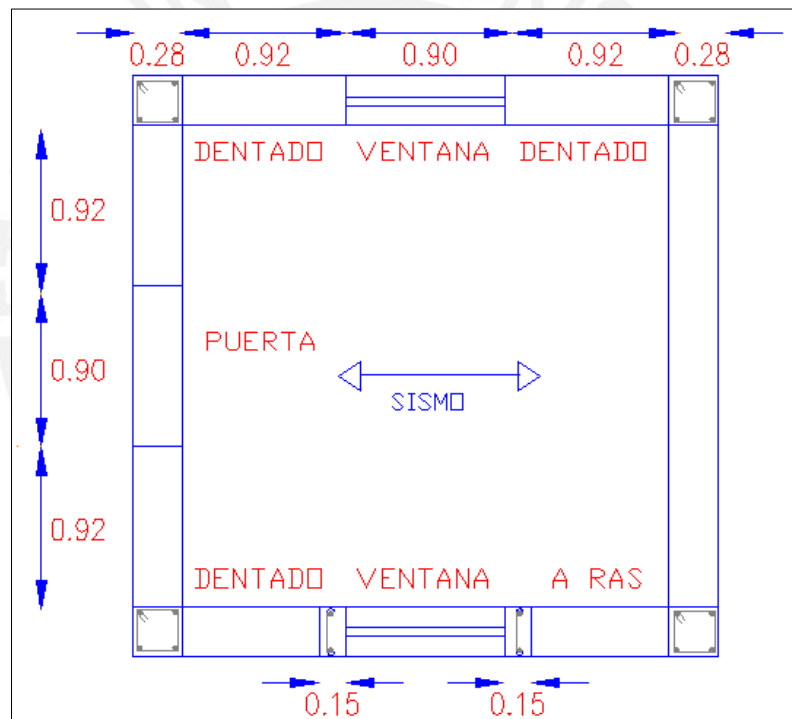


Fig.1.3.1 Módulo de adobe de un solo piso ensayado en 1997

- **Comportamiento a carga lateral cíclica de muros de adobe confinado**

En el año 2002 se realizó una tesis de investigación hecha por Richard Pehovaz con asesoría del Ingeniero San Bartolomé, con el objetivo de ver el comportamiento sísmico de muros de adobe confinados con concreto armado, sometidos a carga cíclica. Se construyeron 3 muros diseñados con diferentes tipos de refuerzo y de mortero de asentado con la finalidad de analizar los resultados y el tipo de falla que los diferentes muros presentan. De las

Conclusiones obtenidas en esta investigación también se pudo ver que el aporte del confinamiento de concreto armado fue importante para garantizar un adecuado comportamiento del conjunto, en tanto que, cuando se ensayó solo el pórtico su resistencia y rigidez fue bastante pequeña. También se notó que el aporte del acero vertical en las columnas fue reducido, debido a que los muros se deformaban principalmente por corte.

#### 1.4 Metodología empleada en el ensayo sísmico

Se diseñó y edificó un módulo de adobe de dos pisos a escala reducida,  $\frac{3}{4}$  de la escala natural, reforzado horizontalmente en el primer piso y confinado por elementos de concreto armado. La técnica de diseño seguida se basó en el Proyecto de Norma E.080 para adobe confinado, elaborada por San Bartolomé. Como refuerzo horizontal se utilizarán varillas de acero continuas embutidas en mortero de cemento y ancladas en las columnas. Este refuerzo se colocó en todos los muros del primer piso espaciados cada  $\frac{1}{4}$  de la altura. En el resto de hiladas se usó mortero de barro.

El módulo estuvo compuesto por tres muros por nivel, dos muros de corte de poca longitud, a fin de buscar la falla por corte, y un muro de flexión con la mayor longitud permitida por el equipo de ensayo para analizar la situación más crítica ante las acciones perpendiculares al plano. No se colocó techo alguno para disminuir el peso total, sin que este exceda la capacidad de la mesa vibradora.

La etapa experimental consistió en someter al módulo a la acción de la señal sísmica correspondiente a la componente del terremoto ocurrido el 31 de mayo de 1970, comprimiendo su duración en el factor de escala  $\frac{3}{4}$  y tratándose de simular en 5 fases a sismos leves, moderados, severos y muy severos.

La instrumentación empleada (LVDT y acelerómetros), permitió el análisis cuantitativo del módulo, consiguiéndose gráficos que en conjunto con el comportamiento observado, permitieron llegar a ciertas conclusiones.

## CAPÍTULO 2

### CARACTERÍSTICAS DEL MÓDULO

#### 2.1 Características geométricas del módulo

Dado que la mesa vibradora del laboratorio de estructuras tiene una limitación tanto de dimensiones como de capacidad resistente, no fue posible ensayar al espécimen a escala natural, por ende, se trabajó con un modelo a escala reducida en  $\frac{3}{4}$ , pero empleando los mismos materiales de construcción para así garantizar las mismas resistencias unitarias y amortiguamiento que tendría el prototipo.

Las dimensiones del módulo de adobe confinado de 2 pisos aparecen en las Fig.2.1 y 2.2

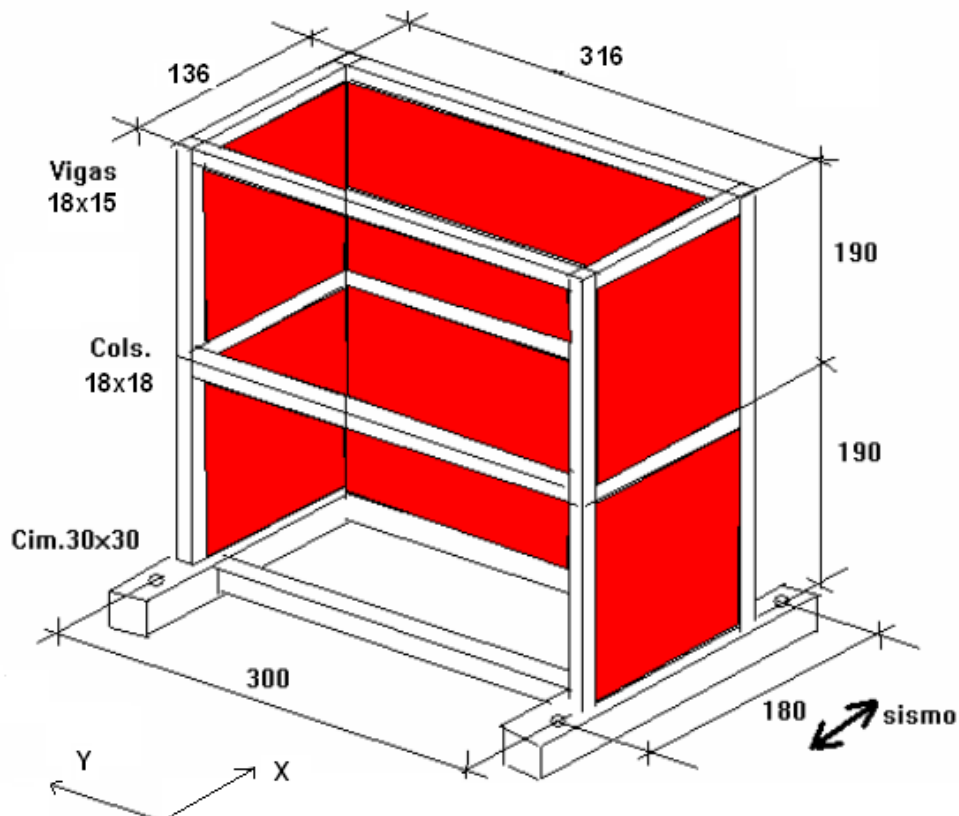


Fig. 2.1 Módulo escalado  $\frac{3}{4}$  de las dimensiones originales. Las medidas están en centímetros.

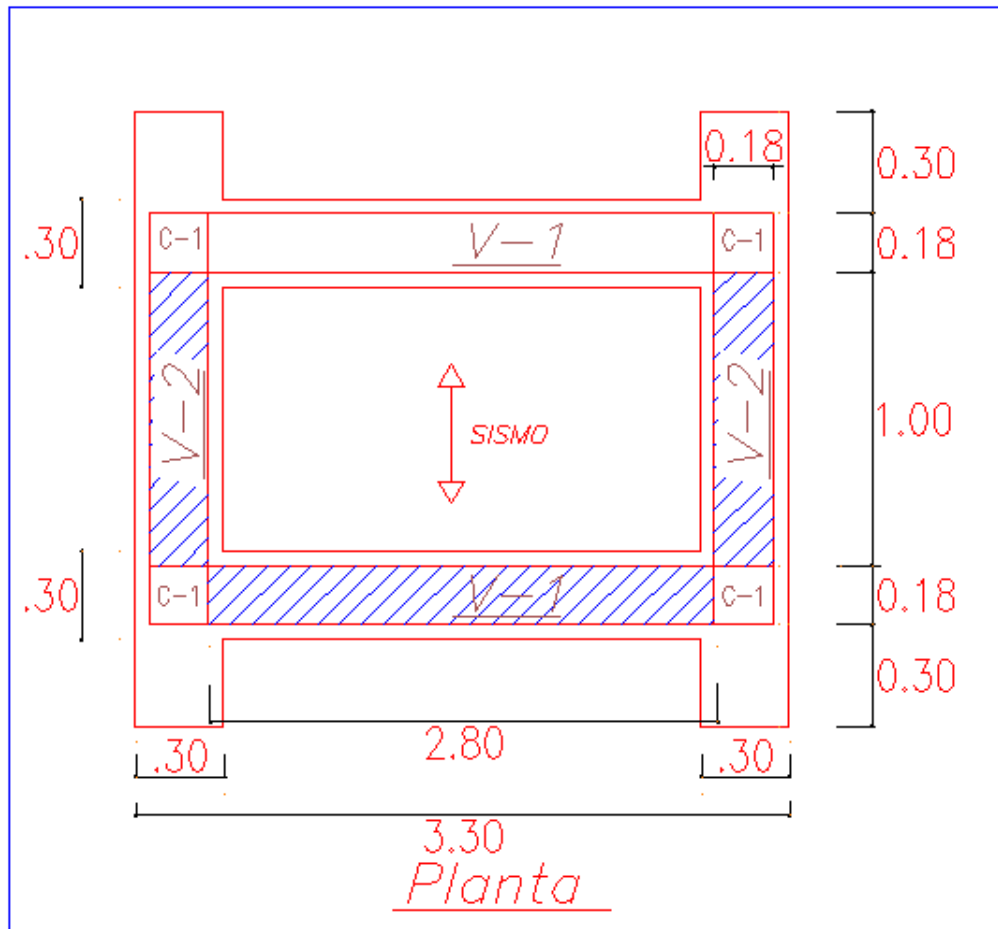


Fig. 2.2 Planta del modelo

A continuación se demuestra que el peso del prototipo (Módulo a escala natural) sobrepasa a la capacidad resistente tanto del puente grúa como de la mesa vibradora (15ton).

## 2.2 Peso de la estructura

Para hallar el peso de la estructura se tomó en consideración los pesos unitarios de los materiales utilizados. Según la Norma E.020:

Peso Unitario del Adobe:  $1600 \text{ Kg} / \text{m}^3$

Peso Unitario del Concreto Armado:  $2400 \text{ Kg} / \text{m}^3$

En las tablas 2.2 y 2.3 se muestra el peso de cada elemento que componen tanto al Prototipo como al Modelo a escala.

Tabla. 2.1 Dimensiones del Prototipo y Dimensiones del Modelo

	DIMENSIONES DEL PROTOTIPO				DIMENSIONES DEL MODELO		
	Cantidad	largo (m)	ancho(m)	peralte(m)	largo (m)	ancho(m)	peralte(m)
Vigas de cimentacion en X	2	2.8	0.4	0.4	2.1	0.3	0.3
Vigas de cimentacion en Y	2	4.4	0.4	0.4	3.3	0.3	0.3
Columnas 1er piso	4	2.4	0.25	0.2	1.75	0.18	0.15
Columnas 2do piso	4	2.4	0.25	0.2	1.75	0.18	0.15
Vigas 1er piso en X	2	1.97	0.25	0.2	1.48	0.18	0.15
Vigas 1er piso en Y	2	3.8	0.25	0.2	2.8	0.18	0.15
Vigas 2do piso en X	2	1.97	0.25	0.2	1.48	0.18	0.15
Vigas 2do piso en Y	2	3.8	0.25	0.2	2.8	0.18	0.15

Tabla. 2.2 Peso del Prototipo

	PESO DEL PROTOTIPO					
	Cantidad	largo (m)	ancho(m)	alto(m)	P.U.(Kg/m3)	Peso (Ton)
Vigas de cimentacion en X	2	2.3	0.4	0.4	2.4	1.766
Vigas de cimentacion en Y	2	4.4	0.4	0.4	2.4	3.379
Columnas 1er piso	4	2.4	0.25	0.25	2.4	1.440
Columnas 2do piso	4	2.4	0.25	0.25	2.4	1.440
Vigas 1er piso en X	2	1.9	0.25	0.2	2.4	0.456
Vigas 1er piso en Y	2	3.8	0.25	0.2	2.4	0.912
Vigas 2do piso en X	2	1.9	0.25	0.2	2.4	0.456
Vigas 2do piso en Y	2	3.8	0.25	0.2	2.4	0.912
Muros en X piso 1 y 2	4	1.4	0.25	2.4	1.6	5.376
Muros en Y piso 1 y 2	2	3.73	0.25	2.4	1.6	7.162

23.30 Ton

Tabla. 2.3 Peso del Modelo

	PESO DEL MODELO					
	Cantidad	largo (m)	ancho(m)	alto(m)	P.U.(Kg/m <sup>3</sup> )	Peso (Ton)
Vigas de cimentacion en X	2	1.6	0.3	0.3	2.4	0.691
Vigas de cimentacion en Y	2	3.3	0.3	0.3	2.4	1.426
Columnas 1er piso	4	1.75	0.18	0.18	2.4	0.544
Columnas 2do piso	4	1.75	0.18	0.18	2.4	0.544
Vigas 1er piso en X	2	1.42	0.18	0.15	2.4	0.184
Vigas 1er piso en Y	2	2.8	0.18	0.15	2.4	0.363
Vigas 2do piso en X	2	1.42	0.18	0.15	2.4	0.184
Vigas 2do piso en Y	2	2.8	0.18	0.15	2.4	0.363
Muros en X piso 1 y 2	4	1.05	0.18	1.75	1.6	2.117
Muros en Y piso 1 y 2	2	2.8	0.18	1.75	1.6	2.822
						<b>9.24 Ton</b>

Con lo cual se obtiene un peso total de: 23.30 Toneladas para una estructura a escala natural y 9.24 toneladas para el Módulo construido a escala reducida, este último valor es  $(3/4)^3$  del peso correspondiente al módulo a escala natural, notándose también que el peso del módulo a escala natural sobrepasa la capacidad tanto del puente grúa como de la mesa vibradora (15 Ton).

Es importante señalar que las dimensiones y características del prototipo se basan en las Consideraciones Generales del Proyecto de Norma E.080, donde se indica que un muro de adobe se encuentra confinado por elementos de concreto armado cuando cumple las siguientes especificaciones:

1. Las edificaciones de adobe confinado podrán tener una altura de hasta 2 pisos o 6 m.
2. La albañilería deberá estar completamente bordeada por elementos de concreto armado, vaciado después de haberse construido la mampostería de adobe.
3. Para el primer piso, puede emplearse como elemento de confinamiento horizontal a la cimentación, que deberá ser hecha de concreto ciclópeo. Esta cimentación deberá tener por lo menos un peralte que permita anclar a las varillas verticales de las columnas más un recubrimiento de 7.5 cm.
4. La distancia entre las columnas de confinamiento no deberá ser mayor que dos veces la distancia entre los confinamientos horizontales (vigas soleras), ni mayor que 4 m.
5. Los vanos de puertas y ventanas deberán estar bordeados por columnas de concreto armado. Las vigas dinteles en estos vanos, serán de concreto

armado y podrán tener la misma sección transversal que las vigas soleras existentes sobre los muros.

6. El espesor del muro no deberá ser menor que 25 cm. El espesor de los confinamientos ("t") podrá ser igual o mayor que el espesor del muro. El área mínima de la sección transversal de los confinamientos será  $10 t$  (en  $\text{cm}^2$ ).
7. La conexión albañilería-columna podrá ser dentada o a ras. Cuando la conexión sea dentada, la extensión de los dientes de adobe no deberá ser mayor que 5 cm.

### 2.3 Técnica de escalamiento

En el modelo a escala reducida (3/4) se trató de utilizar los mismos materiales que se emplearían en un sistema real, de tal modo que el peso volumétrico, el amortiguamiento y la resistencia unitaria sean las mismas en el Prototipo y en el Modelo. De esta forma, la aceleración sísmica impuesta al modelo (a) será equivalente a la aceleración real (A) multiplicado por la inversa del factor de escala, tal como se indica a continuación para un bloque rígido:

$\gamma$  : Peso Volumétrico

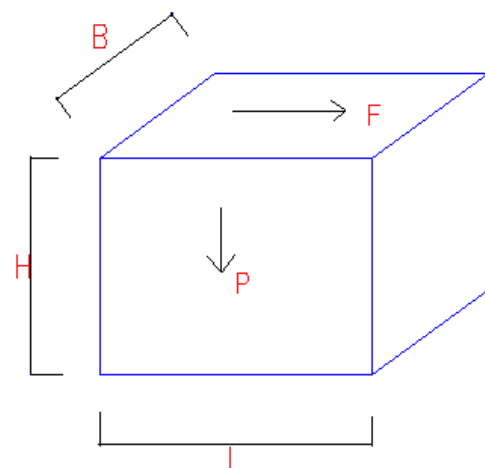
$\tau$  : Fuerza Cortante

#### Prototipo

$$P = \gamma B L H$$

$$F = A P = A \gamma B L H$$

$$\tau = F / (B L) = A \gamma B L H / (B L) = A \gamma H$$





Modelo

$$p = \gamma b l h$$

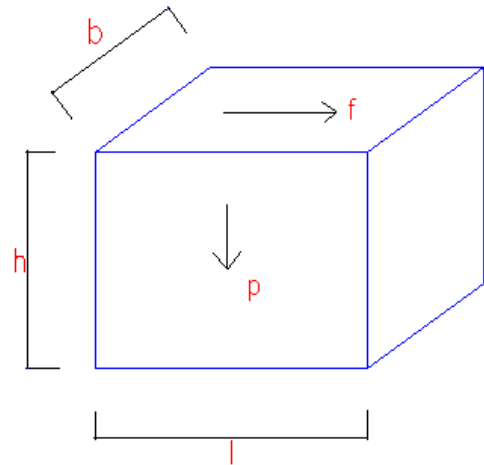
$$f = a p = a \gamma b l h$$

$$\tau = f / (b l) = a \gamma b l h / (b l) = a \gamma h$$

$$\tau = A \gamma H = a \gamma h$$

$$\Rightarrow a = A (H/h) \quad \text{con } H/h = 4/3 \quad (\text{inversa del factor de escala})$$

$$\Rightarrow \boxed{a = 4/3 A}$$



Por ejemplo, para la aceleración máxima esperada sobre el sistema real ubicado en suelo duro, la Norma E.030 especifica  $A = 0.4g$ , por lo que al modelo a escala reducida habría que aplicarle  $a = 4/3 A = 0.53 g$

Adicionalmente, se buscó que la relación entre periodos del sistema y de la señal sísmica sean las mismas para el modelo y para el prototipo, para lo cual se redujo la duración real del sismo (30 seg) multiplicándolo por el factor de escala  $3/4$ , con lo cual, el sismo que se aplicó sobre el modelo a escala tuvo una duración de 22.5 seg.

## CAPÍTULO 3

### DISEÑO DEL MÓDULO

#### 3.1 Modelaje estructural

El módulo a escala reducida fue modelado en la técnica de elementos finitos, subdividiendo tanto a los confinamientos de concreto armado como a la albañilería de adobe en una serie de elementos tipo “shell” de 18 cm de espesor (Fig 3.1).

Para el análisis se utilizó el programa SAP 2000, conectándose los nudos de cada nivel a diafragmas rígidos, en los cuales se concentró la masa correspondiente.

La información proporcionada al SAP2000 fue la siguiente:

Modulo de elasticidad:

-Concreto: 2000000 Ton/m<sup>2</sup>

-Adobe: 65000 Ton/m<sup>2</sup>

Modulo de Poisson:

-Concreto: 0.15

-Adobe: 0.25

Peso volumétrico

-Concreto: 2400 Kg /m<sup>3</sup>

-Adobe: 1600 Kg /m<sup>3</sup>

Para la dirección correspondiente a los muros de corte se obtuvo para el primer modo de vibración un periodo de 0.07 seg (14.3 Hz de frecuencia natural), con lo cual, el espécimen es muy rígido.

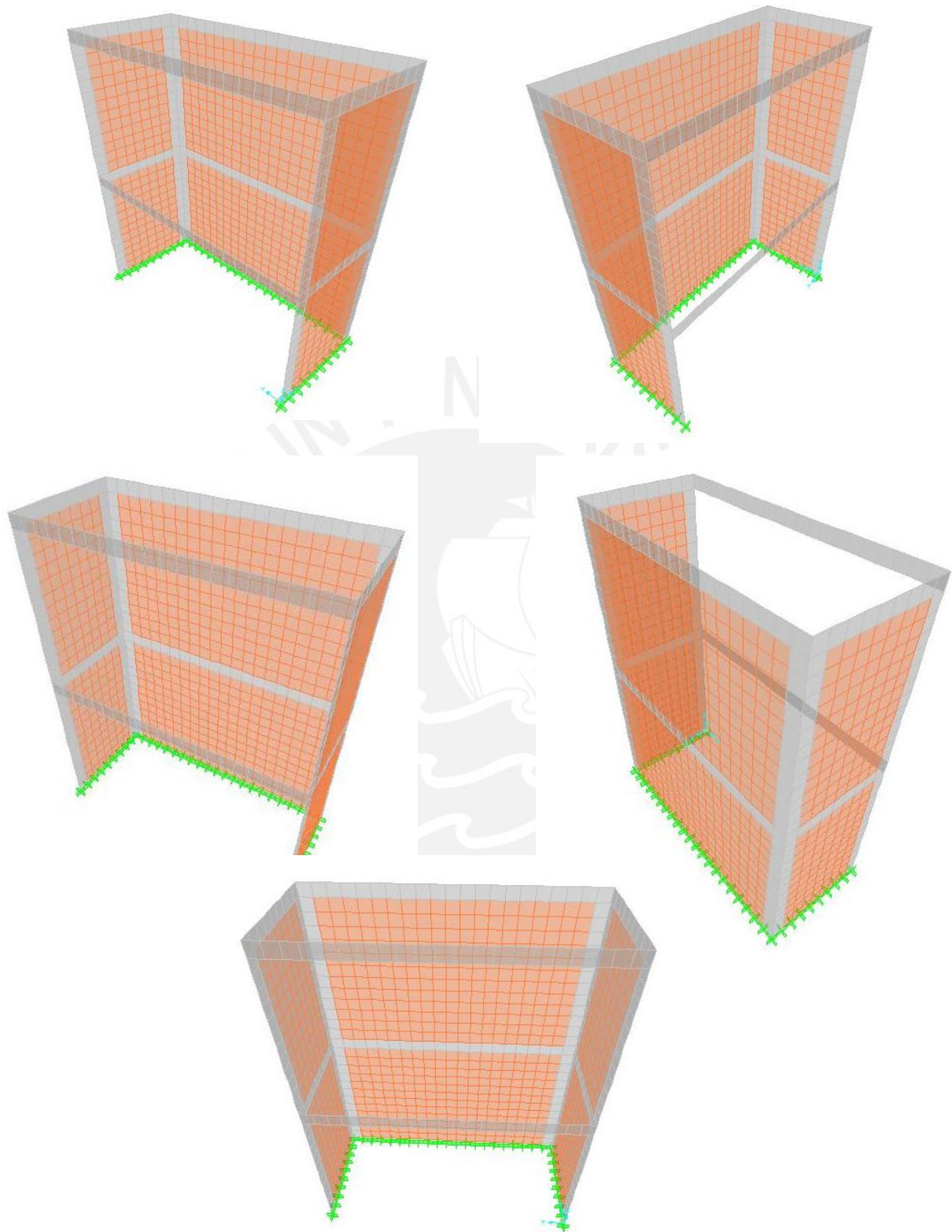


Fig. 3.1 Perspectivas del modelo en elementos finitos

### 3.2 Diseño del prototipo según la propuesta de Norma de adobe E.080

Para efectos del diseño se consideró al prototipo ubicado en la costa del Perú y se realizó el análisis sísmico estático, posteriormente, los valores obtenidos fueron escalados para ser usados en el modelo a escala  $\frac{3}{4}$ .

De acuerdo a la Norma Sismorresistente E.030 se usaron los siguientes parámetros:

Factor de Zona (Z):	0.4	(Costa)
Factor de Uso (U):	1	(Vivienda)
Factor de Suelo (S):	1	(Suelo duro)
Factor de Reducción (R):	3	

Factor de amplificación sísmica (C):

$$C = 2.5 \times (T_p/T) \quad C \leq 2.5$$

Donde:  $T_p = 0.4$  seg

$$T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{5.3}{60} = 0.088 \text{ seg}$$

T: Periodo de vibración

$h_n$ : altura total del módulo sin cimentación = 5.3 m

$C_t$ : 60 para estructuras con muros

$$C = 2.5 \times \frac{0.4}{0.088} = 11.36$$

Se usará  $C = 2.5$  indicado como valor máximo por la Norma  
Según el análisis hecho con la teoría de elementos finitos se obtuvo  $T = 0.07$  seg (acápito 3.1) y al ser  $T < T_p$  también se obtuvo  $C = 2.5$

La Fuerza cortante basal en la estructura asociada al sismo severo esta dada por:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C \cdot P}{R} = \frac{0.4 \times 1 \times 1 \times 2.5P}{3} = 0.333P \quad (3.2.1)$$

Donde P =18160 Kg es el peso total de la estructura sin incluir la cimentación (ver Tabla 2.2)

Con lo cual V = 6053 Kg.

Distribución de la fuerza sísmica en la altura:

$$F_i = \left( \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i} \right) V \quad (3.2.2)$$

Con h<sub>i</sub>: altura desde la base hasta el nivel al que corresponda

**Tabla 3.2. Fuerzas de inercia en cada nivel del prototipo**

Nivel	P <sub>i</sub> (Ton)	h <sub>i</sub> (m)	P <sub>i</sub> h <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> (Ton)
1	9.08	2,65	24.06	2.00
2	9.08	5,3	48.12	4.00

Dada la simetría del prototipo cada muro de corte absorbe V/2, con lo cual, las fuerzas de inercia serán 2.00 y 1.00 Ton concentradas en el segundo y primer nivel de cada muro de corte.

Para el diseño de los muros se utilizó la propuesta de Norma E.080 la cual toma en cuenta lo siguiente:

#### a) DISEÑO DE MUROS DE CORTE

##### -Muros de Corte del 1er piso

Para el muro de corte de dimensiones:

Largo = 1.4 m (sin incluir columnas)

Ancho = 0.25 m

Alto = 2.4 m

- **Resistencia al corte (VR)**

La resistencia a fuerza cortante en condición de rotura para casos de adobe asentado con mortero de barro será la indicada por la siguiente formula:

$$VR = 0.5Lt + 0.2P \quad (\text{Kg y cm}) \quad (3.2.3)$$

Donde:

L: longitud total del muro (incluyendo columnas)

t= espesor del muro sin tarrajeo

P= Carga de gravedad acumulada

Para uno de los muros de corte del 1er piso:

L= 190 cm.

t= 25 cm.

P= 4586 Kg.

Entonces VR= 3292 Kg.

- **Verificación de densidad de muros**

La densidad de muros se verificará a través de la suma de la resistencia a fuerza cortante ( $\sum VR$ ) de los muros portantes de carga sísmica orientados en la dirección en análisis. La suma debe ser mayor o igual que la fuerza cortante ( $V$ ) obtenida de la Norma sismorresistente (ecuación 3.2.1)

$$\sum VR \geq V \quad (3.2.4)$$

$$\sum VR = 3292 \times 2 = 6584 \text{ Kg.}$$

$$V = 6053 \text{ Kg.}$$

$$6584 \geq 6053 \quad \text{OK!}$$

Con lo cual observamos que  $\sum VR$  es 8% mayor que la fuerza cortante actuante, cumpliendo con lo que establece la propuesta de Norma.

- **Verificación para sismos moderados**

Asumiendo que los sismos moderados proporcionan fuerzas laterales iguales al 50% de las correspondientes al sismo severo, se verifica mediante la siguiente ecuación (3.2.5) que ningún muro sobrepase el 60% de su resistencia al corte, es decir, ante sismo moderado ningún muro debe agrietarse por fuerza cortante

$$0.5 \cdot Vu \leq 0.6 \cdot VR \quad (3.2.5)$$

Donde  $Vu$  es fuerza cortante actuante en el muro de corte del 1er nivel

$$Vu = 6053/2 = 3026 \text{ Kg.}$$

$$VR = 3292 \text{ Kg.}$$

$$0.5 (3026) \leq 0.6 (3292)$$

$$1513 \leq 1975.2 \quad \text{OK!}$$

Entonces se verifica que el muro no se agrieta para sismos moderados

- **Diseño del muro del primer piso**

Para sismos severos se supondrá que todos los muros del primer piso se agrietan por corte alcanzando su nivel de resistencia  $V_R$ , salvo que  $\Sigma V_R > R V$  (con  $R=3$ ).

Verificando:

$V_R$ : 3292Kg.

$R = 3$

$V = 3026$  Kg.

$$\Sigma V_R > R V$$

$$3292 \times 2 > 3 \times 3026 \times 2$$

$$6584.4 > 18156 \quad \text{NO PASA!}$$

Entonces los muros se diseñan como muros agrietados.

**-Diseño de columnas de confinamiento:**

Para efectos del diseño se desprecia la Compresión (C), debido a que los muros son de baja altura y la dimensión mínimo de la columna es capaz de absorber dicha compresión.

Las fuerzas internas de las columnas estarán dadas por las siguientes fórmulas:

**-Fuerza cortante**

$$V_c = 1.5 \frac{V_R \cdot L_m}{L(N_c + 1)} \quad (3.2.6)$$

$L_m$ : Longitud del paño mayor en este caso es igual a  $L$  (longitud del muro incluyendo columnas),  $L_m = L = 1.90$  m

$N_c$ : Número total de columnas del muro,  $N_c = 2$

$$\text{Entonces } V_c = 1.5 \frac{3292}{(2+1)} = 1646 \text{ Kg.}$$



$$\text{Luego: } A_c = \frac{V_c}{0.2 \cdot \emptyset \cdot f'_c} \geq 10 \cdot t \text{ (cm}^2\text{)} \quad (3.2.7)$$

$$\text{Y: } A_{sf} = \frac{V_c}{\nu \cdot \emptyset \cdot f_y} \quad (3.2.8)$$

Con:

$A_c$ : área de concreto por corte –fricción

$A_{sf}$ : área de acero requerida por corte-fricción

$\emptyset = 0.85$

$f'_c = 100 \text{ Kg /cm}^2$  = resistencia nominal a compresión del concreto

$f_y = 4200 \text{ Kg /cm}^2$  = resistencia a la fluencia del acero

$\nu$  = coeficiente de fricción concreto-concreto = 0.8

De este modo se obtiene:

- $A_c = 96.82 \text{ cm}^2$  lo cual es menor que el valor mínimo indicado en la Propuesta de Norma E.-080, ( $10t = 250 \text{ cm}^2$ ), sin embargo, se usará columnas de 25x25 cm debido a que existen 2 muros que se interceptan perpendicularmente.

- $A_{sf} = 0.58 \text{ cm}^2$

**-Fuerza de Tracción**

$$T = F - P_t \quad A_{st} = \frac{T}{\emptyset \cdot f_y} \quad (3.2.9)$$

Donde:

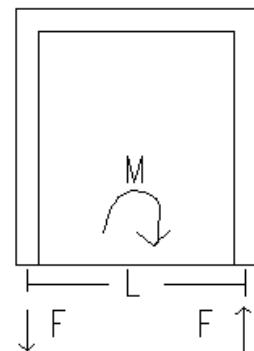
$F$ :  $M / L$  = fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M"

$M = M_u (V_{R1} / V_{u1})$  = Momento flector asociado al agrietamiento del primer piso

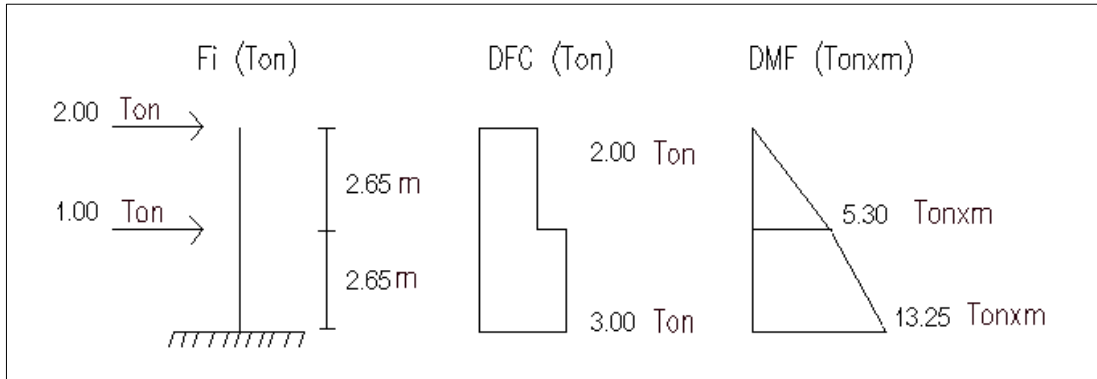
$\emptyset = 0.85$

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero:  $4200 \text{ Kg./cm}^2$

$P_t$ : Carga tributaria sobre una de las columnas del 1er piso



Para uno de los muros de corte se tiene los siguientes diagramas de fuerza cortante (DFC) y momento flector (DMF)



Con lo cual  $M_u = 13.25 \text{ Tonxm}$

Además  $V_{R1} = 3292 \text{ Kg.}$  y  $V_{u1} = 3026 \text{ Kg.}$

$\Rightarrow M = 14.41 \text{ Tonxm}$  y  $L = 1.65 \text{ m}$  (Longitud a eje de columnas del muro)

$$F = \frac{M}{L} = 8.73 \text{ Ton}$$

Con  $P_t = 1.27 \text{ Ton} \Rightarrow T = F - P_t = 8.73 - 1.27 = 7.46 \text{ Ton}$  ó  $7460 \text{ Kg.}$

Con lo cual, el área de refuerzo por tracción resulta:

$$A_{st} = \frac{(7460)}{(0.85)(4200)} = 2.10 \text{ cm}^2$$

De esta manera el área de refuerzo vertical total es:

$$A_s = A_{sf} + A_{st} = 0.58 + 2.10 = 2.68 \text{ cm}^2$$

Por otro lado, el área mínima de acero esta dada por:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.1xf'cAc}{f_y} = \frac{0.1 \times 100 \times 25 \times 25}{4200} = 1.49 \text{ cm}^2$$

Puesto que  $A_s > A_{s_{\min}}$ , se usará  $A_s = 2.68 \text{ cm}^2$  que proporciona una cuantía de refuerzo vertical igual a:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = 0.0043$$

Con lo cual, en el módulo a escala reducida, con columnas de 18x18 cm, se empleará  $A_s = 18 \times 18 \times 0.0043 = 1.39 \text{ cm}^2$  equivalente a 4 varillas de  $\phi \frac{1}{4}$ ".

En cuanto a los estribos, se usará los estribos mínimos especificados por el Proyecto de Norma E.080  $\frac{1}{4}$ " 1 @ 5cm , 4 @ 10cm resto @ 25 cm

#### **-Diseño de vigas soleras:**

Para vigas de sección 25 cm x 20 cm en el prototipo se tiene:

$$T_s = VR \frac{L_m}{2L} \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f'c A_c}{f_y} \quad (3.2.10)$$

Con:

VR: 3292 Kg.

$L_m = L = 1.90 \text{ m}$

$f'c = 100 \text{ Kg /cm}^2$

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

$\phi = 0.90$

$$\Rightarrow T_s = \frac{VR}{2} = \frac{3292}{2} = 1646 \text{ Kg} \quad ; \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} = \frac{1646}{0.90 \times 4200} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.1xf'cAc}{f_y} = \frac{0.1 \times 100 \times 25 \times 20}{4200} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Con lo cual manda el  $A_{s_{\min}} = 1.19 \text{ cm}^2$  que proporciona una cuantía en el prototipo

igual a  $\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1.19}{25 \times 20} = 0.00238$ , por lo que en el modelo a escala reducida

(soleras de 18 x 15 cm) se usará:  $A_s = 0.00238 \times 18 \times 15 = 0.64 \text{ cm}^2$  equivalente a 2 varillas de  $\phi \text{ } \frac{1}{4}$ ".

### -Muros de corte del segundo piso

La resistencia al corte de un muro del segundo piso es:

$$VR_2 = 0.5Lt + 0.2P \quad (\text{Kg y cm}) \quad (3.2.11)$$

$$\Rightarrow 0.5 \times 190 \times 25 + 0.2 \times 2293 = 2834 \text{ Kg} = 2.83 \text{ Ton}$$

Ante el sismo severo, cuando se agrieta el primer piso, el cortante en el segundo

piso será:  $Vu_2 = \frac{V_2}{V_1} \times VR_1 = \frac{2.00}{3.00} \times 3.29 = 2.19 \text{ Ton}$

Puesto que  $Vu_2$  adopta un valor cercano a la resistencia  $VR_2$  cabe la posibilidad que también se agrieta el 2do piso.

Por otro lado, como  $VR_2 < VR_1$  y al diseñar el primer piso se obtuvo valores mínimos de refuerzo, en el segundo piso se utilizará el mismo refuerzo que el calculado en el primer piso.

### b) DISEÑO DE MUROS DE FLEXIÓN

Se diseñará por flexión producida por cargas perpendiculares al plano del muro, solo al muro del segundo piso, ya que este es el más crítico por tener menor carga de gravedad ( $P_2 < P_1$ )

#### -Muros de Flexión del segundo piso

Para el muro de flexión de dimensiones:

Largo = 3.73 m

Ancho = 0.25 m

Alto = 2.4 m

El muro se diseñará como una losa simplemente apoyada en los arriostres. Donde la carga sísmica perpendicular al plano según la Norma Sismorresistente E.030 es:

$$w = Z \cdot U \cdot C_1 \cdot \gamma \cdot e \tag{3.2.12}$$

Z = Factor de zona = 0.4

U = factor de uso = 1

C<sub>1</sub> = coeficiente sísmico = 1.3 (para muros que pueden precipitarse al exterior)

e = espesor bruto del muro en metros = 25 cm

γ = peso volumétrico de la albañilería de adobe = 1.6 Ton /m<sup>3</sup>

$$\Rightarrow w = 0.21 \text{ Ton/m}^2$$

El momento flector distribuido por unidad de longitud del muro M<sub>s</sub> (Kg-m/m) producido por la carga sísmica “w” es:

$$M_s = mwa^2 \tag{3.2.13}$$

Donde:

m = Coeficiente de momento (adimensional) indicado en la tabla 3.3

a = dimensión crítica en metros del paño de albañilería (ver tabla 3.3)

Tabla 3.3 Valores del Coeficiente de momentos "m" y Dimension Critica "a" en Muros con 4 bordes Arriostrados								
a= Dimensión menor								
b/a=	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞
m=	0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125

Para el caso de nuestro muro  $a = 2.4$  m y  $b = 3.73$  m la relación de  $b/a = 1.55$  de lo cual interpolando  $m = 0.0835$

$$\Rightarrow M_s = 0.10 \text{ Ton x m/m}$$

El esfuerzo Normal de tracción producido por el momento flector  $M_s$  es hallado con la siguiente fórmula:

$$\sigma_{Ms} = \frac{(Ms)(Y)}{I} \quad (3.2.14)$$

Con  $Y = t/2 = 0.125$  m

$$I = \frac{1xt^3}{12} = 0.0013 \text{ m}^4 / \text{m.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{Ms} = 9.62 \text{ ton/m}^2$$

El esfuerzo de compresión producido por la carga de gravedad se toma en la mitad del muro, donde el esfuerzo de flexión es máximo,  $\sigma_{compresion} : 2.4 \text{ Ton/m}^2$  (carga de gravedad acumulada al punto medio del muro por unidad de área). Entonces el esfuerzo normal de tracción será igual a:

$$\sigma = 9.62 - 2.4 = 7.22 \text{ Ton/m}^2$$

El esfuerzo Normal de tracción producido por el momento flector  $M_s$  menos el esfuerzo de compresión producido por la carga de gravedad no deberá ser mayor que la resistencia a tracción de la albañilería  $f't$ .

### Evaluación experimental de $f't$

Dado que en el Proyecto de Norma E.080 no se indica un valor para  $f't$  este se halló de forma experimental utilizando resultados del ensayo sísmico correspondiente al módulo a escala reducida.

Para esto se asumió que el muro de flexión del segundo piso, para la segunda fase sísmica, actúa como una losa apoyada en 3 bordes (con el extremo superior libre) sujeto a una carga distribuida ( $\text{Kg/m}^2$ )  $w = p a$ , donde “p” es el peso volumétrico del adobe multiplicado por su espesor y “a” es la aceleración máxima en la parte central de la pared.

Esta carga “w” produce un momento  $M = w m L^2$  donde L es la longitud del borde libre y “m” es el coeficiente obtenido de la Norma E.070 de albañilería.

Conociéndose M, entonces podrá determinarse  $f't = \frac{6M}{t^2}$ .

Del ensayo se obtuvo  $a = 1.85 \text{ g}$  con lo cual:

$$w = p a$$

Con  $p = t \gamma_{\text{adobe}}$

$$\gamma_{\text{adobe}} = 1600 \text{ Kg / m}^3$$

$$t = 0.18 \text{ m} \Rightarrow p = 288 \text{ Kg / m}^2$$

$$w = 530 \text{ kg / m}^2$$

$$M = w m L^2$$

Donde:

L: Longitud del borde libre 2.80m

m: se obtiene del siguiente cuadro:

a= longitud del borde libre									
b/a=	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.5	2.0	(1)
m=	0.06	0.074	0.087	0.097	0.106	0.112	0.128	0.132	0.133

Con  $a = 2.80 \text{ m}$  y  $b = 1.75 \text{ m}$   $b/a: 0.625$

$$\Rightarrow m = 0.077$$

$$\Rightarrow M = 530 \times 0.077 \times 2.8^2 = 320 \text{ Kg x m /m}$$

$$\Rightarrow f't = 6M/t^2 = 59 \text{ Ton/m}^2 \approx 5.90 \text{ Kg / cm}^2$$

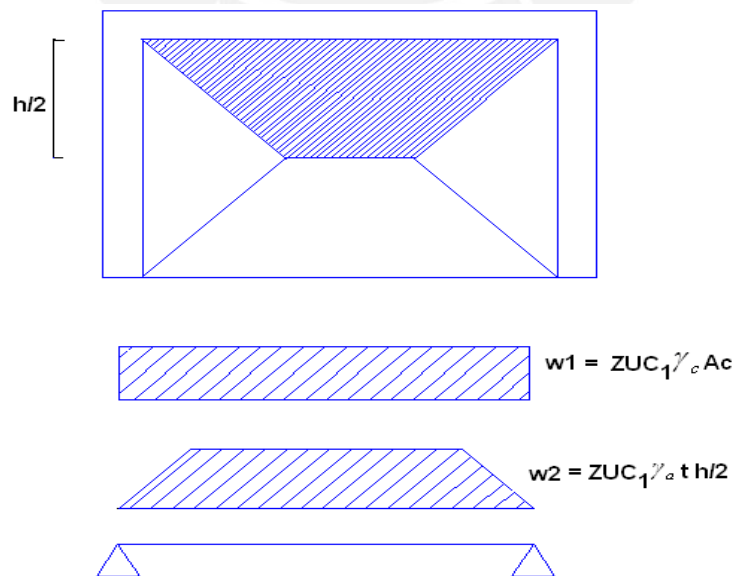
Con lo cual verificamos que en el prototipo  $\sigma = 7.22 \text{ Ton/m}^2 \approx 0.72 \text{ Kg/cm}^2$  no supera el  $f't$  encontrado.

Cabe indicar que el valor de  $f't = 5.90 \text{ Kg / cm}^2$  es sumamente elevado, propio de la albañilería de arcilla cocida asentada con mortero de cemento, por lo cual, es necesario determinar  $f't$  para el adobe mediante pruebas estáticas.

**-Diseño de la solera para cargas perpendiculares al plano del muro:**

La solera correspondiente al segundo nivel tiene menor restricción a deformarse por flexión que la correspondiente al primer nivel (limitaba por el muro superior e inferior), por tanto será la única que se diseñe.

Se supondrá que esta solera se encuentra simplemente apoyada sobre las columnas y sujeta a las cargas provenientes del muro y a efectos de su peso propio.





Para la solera de sección 25 x 20 cm y L = 3.80 m:

$$\gamma_c = 2.4 \text{ Ton/m}^3 \quad ; \quad \gamma_a = 1.6 \text{ Ton/m}^3$$

$$M_u \approx \frac{wL^2}{8} \quad \text{con } w = w_1 + w_2$$

$$w_1 = 0.4 \times 1 \times 1.3 \times 2.4 \times (0.25 \times 0.20) = 0.062 \text{ Ton/m}$$

$w_2 = 0.4 \times 1 \times 1.3 \times 1.6 \times 0.25 \times 2.4 / 2 = 0.25 \text{ Ton/m}$  (se asume carga rectangular para facilitar el cálculo)

$$\Rightarrow M_u = \frac{(0.062 + 0.25) \times 3.8^2}{8} = 0.563 \text{ Ton x m} \equiv 0.563 \times 10^5 \text{ Kg x cm}$$

$$\Rightarrow \frac{M_u}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.56 \times 10^5}{0.85 \times 100 \times 25 \times 20^2} = 0.085$$

$$\Rightarrow \omega = 0.09$$

$$\text{Sabido que : } \rho = \frac{\omega \cdot f'_c}{f_y} = 0.0021$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0021 \times 25 \times 20 = 1.07 \text{ cm}^2$$

Además:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.1 \times f'_c \cdot A_c}{f_y} = \frac{0.1 \times 100 \times 25 \times 20}{4200} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Con lo cual manda el  $A_{s_{\min}} = 1.19 \text{ cm}^2$  que proporciona una cuantía en el prototipo

igual a  $\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1.19}{25 \times 20} = 0.00238$ , por lo que en el modelo a escala reducida

(soleras de 18 x 15 cm) se usará:  $A_s = 0.00238 \times 18 \times 15 = 0.64 \text{ cm}^2$  equivalente a 2 varillas de  $\phi \frac{1}{4}$ .

### 3.3 Refuerzo a colocar en el módulo a escala reducida y planos:

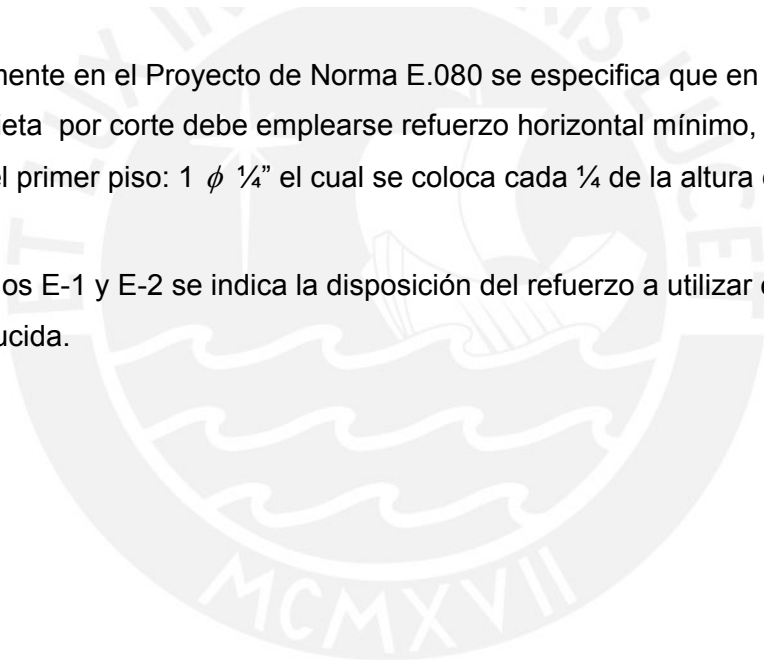
Para determinar el refuerzo en el módulo a escala reducida se supone la misma cuantía que la calculada en el prototipo.

**Tabla 3.5 Acero de refuerzo en módulo escalado**

Elemento	Cuantía	a(cm)	h(cm)	As (cm <sup>2</sup> )	
Columnas	0.0043	18	18	1.39	<b>4 <math>\phi</math> 1/4"</b>
Vigas	0.00238	18	15	0.64	<b>2 <math>\phi</math> 1/4"</b>

Adicionalmente en el Proyecto de Norma E.080 se especifica que en todo muro que se agrieta por corte debe emplearse refuerzo horizontal mínimo, que resulta solo para el primer piso: 1  $\phi$  1/4" el cual se coloca cada 1/4 de la altura del piso (@ 3 hiladas).

En los planos E-1 y E-2 se indica la disposición del refuerzo a utilizar en el módulo a escala reducida.



## CAPÍTULO 4

### ENSAYOS DE CONTROL

Los Ensayos de Control nos permiten obtener las características de los materiales que usamos así como también sus resistencias, de manera que puedan ser comprobados con los requerimientos del proyecto y con lo que la Norma especifica como valores admisibles.

#### 4.1 Características del adobe

Para la preparación del adobe lo más importante es la correcta elección del suelo, el suelo no debe contener arcilla pura por su alta contracción de secado. La Norma Peruana E.080 en su acápite 4.1 especifica la siguiente gradación: arena en un rango de 55% a 70%, limo entre 15% y 25% y arcilla entre 10% y 20%, no debiéndose utilizar suelos orgánicos. Estos rangos pueden variar cuando se fabrica adobe estabilizado<sup>1</sup>.

Para la preparación se mezcla el suelo con agua, si no hay suficiente arcilla en un suelo el barro no será suficientemente fuerte cuando seque. Si no hay suficiente arena en el suelo, el barro se encogerá y se rajará cuando seque. Una prueba común y popular de probar si el suelo sirve para la preparación de adobes es coger un poco de mezcla y formar con la mano unas 5 o 6 bolitas de 2 cm de diámetro, aproximadamente, una vez que las bolitas estén secas se debe tratar de romperlas con 2 dedos de una mano (Fig. 4.1), si se fractura la bolita en trozos grandes entonces el suelo sirve para la preparación de adobes, si se pulveriza es porque el suelo contiene mucha arena y si no se fractura es porque contiene demasiada arcilla.

Una vez seleccionada la tierra se hace la mezcla con agua y se deja “dormir” por tres días para que se active la arcilla, luego se prepara unos adobes de prueba. Tal como se explicó, si los adobes se rajan después de 24 horas es por que el suelo tiene mucha arcilla y hay que agregarle arena.

---

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

Esta prueba preliminar es importante ya que permite encontrar la mezcla apropiada para los adobes antes de comenzar su producción.

La Norma E.080 en el acápite 3.1 indica que el adobe puede contener paja u otro material que mejore su estabilidad frente a los agentes externos, lo comúnmente usado por su bajo costo y simplicidad es la paja cortada en trozos de 5cm, aproximadamente, ya que ayuda a controlar la propagación de fisuras. El adobe debe ser libre de materias extrañas, grietas, rajaduras u otros defectos que puedan degradar su resistencia.

El adobe una vez preparado debe secarse al sol y ser usado cuando estén totalmente secos, lo cual sucede al cabo de aproximadamente 20 días, dependiendo de las condiciones climatológicas del medio ambiente donde se preparan, si es un lugar muy húmedo o nos encontramos en un invierno muy frío, tomará mas tiempo secar el adobe que en ambientes secos y con el sol del verano.



Fig. 4.1 Prueba común para ver si la tierra es apta en la construcción de adobes

Los adobes utilizados en esta investigación no fueron preparados en el Laboratorio de estructuras de la PUCP, los bloques fueron comprados en Huaral, Lima, en uno de los pocos sitios que venden adobe en la cercanía de Lima.

La resistencia a la compresión de las unidades es un índice de la calidad de la misma y no del conjunto, a mayor resistencia de la unidad ésta tendrá mayor durabilidad ante la intemperie.

La resistencia a compresión de las unidades adobe se obtuvo al someter a ensayos de compresión axial a 5 unidades con capping<sup>2</sup> en cada una de sus caras (Fig. 4.2), los valores obtenidos de este ensayo se muestran en la tabla 4.1, siendo “fo” la resistencia última obtenida de dividir la carga máxima resistida entre el área de la unidad.

**Tabla 4.1 Resistencia a compresión de la unidad de Adobe**

	<b>largo (cm)</b>	<b>e (cm)</b>	<b>alto (cm)</b>	<b>Area (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Velocidad de ensayo (KN/min)</b>	<b>P ( KN)</b>	<b>P ( Kg)</b>	<b>fo (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Unidad 1</b>	31	17.8	8.6	551.8	2.5	113.00	11523.0	20.88
<b>Unidad 2</b>	31	18.2	8.5	564.2	2.5	100.00	10197.0	18.07
<b>Unidad 3</b>	30.5	17.7	8.2	539.85	2.5	100.00	10197.0	18.89
<b>Unidad 4</b>	31	18	9	558	2.5	117.00	10197.0	18.27
<b>Unidad 5</b>	30.5	17.8	8.5	542.9	2.5	87.00	8871.5	16.34
						<b>fo prom:</b>	<b>18.00</b>	<b>Kg/cm<sup>2</sup></b>

La Norma E.80 acepta como valor mínimo aceptable  $fo = 12 \text{ Kg/cm}^2$ , por lo tanto, con el valor obtenido  $18 \text{ Kg/cm}^2$  se está por encima del valor mínimo especificado.

<sup>2</sup> El capping es una mezcla de yeso con cal, de secado rápido, comúnmente conocida como “diablo” que se aplica a los especímenes a ensayar con la finalidad de uniformizar la superficie en contacto con los pistones transmisores de fuerza de manera que la fuerza no se concentre en un solo punto sino en toda el área de la superficie.



Fig. 4.2 Unidades de adobe sometidas a ensayo de compresión



Fig. 4.3 Forma de falla de los adobes ensayados a compresión

## 4.2 Características del mortero

El mortero es el adhesivo empleado para pegar las unidades de albañilería, corrigiendo las irregularidades que la misma tiene. Está constituido por una mezcla de materiales aglomerantes así como también de agregados a los cuales se les añade la cantidad necesaria de agua que permita obtener una mezcla trabajable. En el caso de la albañilería cocida los aglomerantes son cemento Pórtland y cal hidratada y el agregado es arena gruesa libre de materias orgánicas. El cemento proporciona resistencia a la mezcla, la cal trabajabilidad y retentividad (evita que el agua se evapore rápidamente) y la arena proporciona estabilidad volumétrica a la mezcla y atenúa la contracción por secado.

En el caso de las unidades de adobe la Norma E.080 especifica 2 tipos de mortero: Tipo 1 en base a tierra con algún aglomerante como cemento, cal, asfalto, etc.) y Tipo 2 en base a tierra con paja, este último es el tipo de mortero que se utilizó tanto en la construcción del módulo como en la construcción de las pilas y muretes. La calidad del mortero tiene que ser tan buena como la del adobe y de ninguna manera de menor calidad.

El mortero fue hecho con tierra y paja la cual evita la propagación de fisuras en el mortero, la proporción volumétrica utilizada fue: 3 de tierra, 1 de arena gruesa y 1 de paja.

La mezcla se hizo en la mezcladora del laboratorio. Primero se colocó la tierra agregándosele agua de forma que permita uniformizar la mezcla, luego se agregó la arena y algo más de agua para darle trabajabilidad finalmente, con la mezcladora aún en movimiento, se le agregó la paja (Fig. 4.4).

Se debe obtener un mortero que cuando seque no se raje ya que las rajaduras debilitan la pared. El mortero obtenido tuvo una trabajabilidad bastante buena ya que era fácil de manipular por los trabajadores durante el asentado (Fig. 4.5).

Además, con la finalidad de proteger al refuerzo horizontal colocado en los muros del primer piso y brindarle adherencia, se utilizó en las juntas horizontales un mortero en proporción volumétrica cemento-arena 1:4.



Fig. 4.4 Preparación de mortero de barro en la mezcladora



Fig. 4.5 Asentado de unidades de adobe con mortero de barro



### 4.3 Pilas de adobe

Para obtener la resistencia a la compresión de la albañilería de adobe la Norma E.080, en su acápite 8.2, indica que se pueden realizar ensayos de pilas. Dichas pilas deben estar compuestas por un número de unidades enteras de adobe que permita obtener una esbeltez (altura/espesor) del orden de 3, aproximadamente. El número mínimo de pilas a ensayar es 3 y mediante estos ensayos se obtiene la resistencia última  $f'm$  a compresión de la pila.

En este caso, se construyeron 4 pilas con unidades enteras de 7 hiladas cada una, con juntas de 2 cm de grosor.

Durante el proceso constructivo se verificó continuamente la verticalidad de las unidades conforme se iban apilando y se usó el mismo mortero de barro que en la construcción del módulo. Las dimensiones de las pilas fueron 30x18x53.5cm. Siendo la esbeltez de la pila de  $53.5/18 = 2.97$  (dentro del rango indicado en la Norma).

Las pilas fueron ensayadas a los 24 días de haber sido construidas. Para el ensayo se le colocó capping en ambas bases de manera que se garantice la uniformidad de la superficie durante el ensayo.

Para el ensayo se trasladaron cuidadosamente las pilas hasta la máquina de ensayos de compresión axial.

Los valores obtenidos del ensayo fueron los indicados en la tabla 4.2:

Tabla. 4.2 Resultado del ensayo de compresión axial de las pilas de adobe

	Altura (cm)	largo (cm)	ancho (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )	Velocidad de ensayo (ton/min)	P (Kg)	$f'm$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
Pila 1	63,5	30	18	540	2	5000	9,26
Pila 2	63.2	30	18	540	1.2	4370	8,09
Pila 3	62.5	30	18	540	1.2	4680	8,67
Pila 4	63.5	30	18	540	1.2	5233	9,69
						$f'm$ prom:	9.00 Kg/cm <sup>2</sup>

De los valores indicados en la tabla 4.2, la resistencia última de las pilas  $f'm$  es de  $9 \text{ Kg/cm}^2$ .

El esfuerzo admisible a compresión del muro ( $f_m$ ) se obtiene de la siguiente expresión (Norma E.080):

$$f_m = 0.25 f'm$$

Entonces  $f_m = 0.25 \times 9 = 2.25 \text{ Kg/cm}^2$

La Norma E.080 señala que cuando no se realizan ensayos de pilas el esfuerzo admisible a compresión de los muros puede tomarse como  $2 \text{ Kg/cm}^2$ , valor que queda verificado en este proyecto.

En las figuras 4.6 a 4.13 se muestran las secuencias de construcción y ensayos, así como la forma de falla de las pilas, caracterizada principalmente por grietas verticales y fallas por aplastamiento



Fig. 4.6 Pilas de adobe aún frescas luego de su construcción.



Fig. 4.7 Tres de las Pilas con el capping ya colocado



Fig. 4.8 Máquina de ensayo de compresión axial



Fig. 4.9 Traslado y montaje de la pila en la celda de ensayo



Fig. 4.10 Falla de la Pila 1



Fig. 4.11 Falla de la Pila 2



Fig. 4.12 Falla de la Pila 3



Fig. 4.13 Falla de la Pila 4

#### 4.4 Muretes de adobe

Para obtener la resistencia a corte de la albañilería de adobe, la Norma

E.080 en su acápite 8.4 indica que se pueden realizar ensayos de muretes en compresión diagonal, en un mínimo de tres especímenes. Producto del ensayo se obtiene el valor  $f't$  igual a la resistencia última a corte puro del adobe.

En este proyecto se construyeron 4 muretes de 0.80 x 0.80 m, con juntas de 2 cm de grosor.

Durante el proceso constructivo, al igual que el caso de las pilas, se verificó continuamente la verticalidad del murete conforme se iban levantando las hiladas y se usó el mismo mortero de barro que en la construcción del módulo.

Los muretes fueron ensayados a los 28 días de haber sido construidos y para el ensayo se le colocó capping en las diagonales que serán comprimidas (Fig.4.15).

Los valores obtenidos del ensayo fueron los indicados en la tabla 4.3.

Tabla. 4.3 Resultado del ensayo de compresión diagonal en muretes

	diagonal (cm)	largo (cm)	ancho (cm)	e (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )	Velocidad de ensayo (Kg/min)	P ( Kg)	f't (Kg/cm <sup>2</sup> )
Murete 1	113	80	80	18	2034	250	361.0	0.18
Murete 2	114	80	80	18	2052	100	310.0	0.15
Murete 3	114	80	80	18	2052	100	540.4	0.27
Murete 4	114	80	80	18	2052	100	144.7	0.07*

f't prom: 0.20 Kg/cm<sup>2</sup>

\* Se descarta al murete 4 por presentar una resistencia sumamente baja

De los valores indicados en la tabla 4.3, se obtiene  $f't$  promedio = 0.2 Kg /cm<sup>2</sup>

El esfuerzo admisible al corte del muro ( $V_m$ ) se obtiene de la expresión (Norma E.080):

$$V_m = 0.4 f't$$

Entonces  $V_m = 0.4 \times 0.2 = 0.08$  Kg /cm<sup>2</sup>

Por otro lado, la Norma E.080 señala que el esfuerzo admisible a corte cuando no se realizan ensayos de muretes es  $0.25 \text{ Kg /cm}^2$ , mientras que en el proyecto de Norma E.080 para Adobe Confinado se especifica una resistencia corte en condición de rotura igual a  $0.5 \text{ Kg /cm}^2$ , en nuestro caso el valor obtenido ( $0.08 \text{ Kg /cm}^2$ ) está muy por debajo de lo que indica la norma.

La pequeña resistencia que presentaron los muretes se debe a la poca adherencia alcanzada en la unión adobe-mortero, lo cual produjo el desprendimiento de las hiladas inferiores a la diagonal cargada, por acción de su propio peso (Fig. 4.17 a 4.20).

De esta manera se concluye que para este proyecto los resultados de los ensayos de compresión diagonal no son representativos de la resistencia al corte de los muros.



**Fig. 4.14 Muretes contruidos**



Fig. 4.15 Muretes con capping y máquina de ensayo



Fig. 4.16 Traslado y montaje de muretes



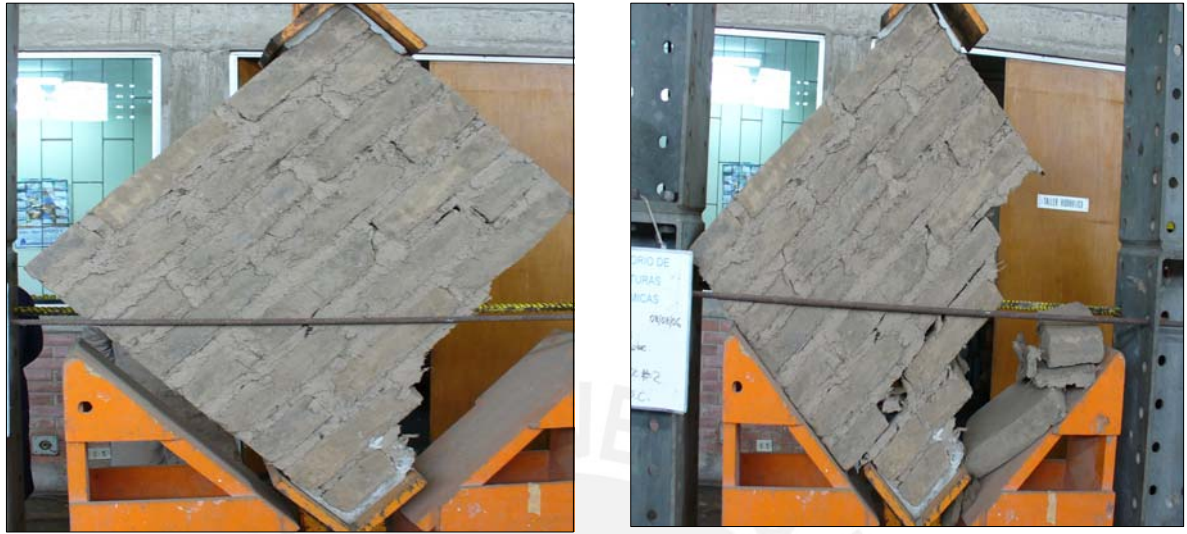


Fig. 4.17 Murete 1



Fig. 4.18 Murete 2



Fig. 4.19 Murete 3



Fig. 4.20 Murete 4

#### 4.5 Concreto

El concreto utilizado en los confinamientos de los muros de adobe es de baja resistencia, de manera que sea factible de usar sin que incremente mucho los costos de la construcción.

El valor de  $f'c$  (resistencia a la compresión) se utiliza generalmente como indicador de la calidad del concreto. La verificación del cumplimiento de los requisitos para  $f'c$  se basa en los resultados de probetas de concreto preparadas y ensayadas a los 28 días de edad de acuerdo a las Normas ITINTEC 339.036 339.033 339.034. El valor de  $f'c$  se toma como el promedio de los resultados de dos probetas cilíndricas preparadas de la misma muestra de concreto.

Para el módulo a ensayar, la viga de cimentación fue hecha con concreto de resistencia nominal  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ , con la finalidad de que resista los esfuerzos producidos durante el traslado del módulo hacia la mesa vibradora, usualmente en las construcciones de adobe confinado se suele usar una cimentación de concreto ciclópeo de baja resistencia  $100 \text{ Kg/cm}^2$ .

Las vigas y columnas de los dos pisos son de concreto con resistencia nominal  $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$  y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.4, donde se puede observar que se superó los valores nominales.

Tabla. 4.4 Resultados del ensayo de compresión del concreto ( $f'c$ )

Elemento	Fecha de vaciado	Edad (días)	Diámetro promedio (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )	Carga Máxima (Kg)	Tipo de falla	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Viga de cimentacion	05/07/2006	28	15.13	179.67	47885	C	266.5	275
Viga de cimentacion	05/07/2006	28	15.67	192.73	54697	B	283.8	
Columnas 1er piso	12/07/2006	28	15.36	185.18	34915	C	188.5	190
Columnas 1er piso	12/07/2006	28	15.69	193.22	36924	A	191.1	
Vigas 1er piso	13/07/2006	28	15.34	184.70	25809	B	139.7	135
Vigas 1er piso	13/07/2006	28	15.76	195.08	25564	C	131.0	
Columnas 2do piso	18/07/2006	28	15.37	185.54	20098	C	108.3	107
Columnas 2do piso	18/07/2006	28	15.80	195.94	20730	B	105.8	
Vigas 2do piso	19/08/2006	28	15.35	184.94	44276	C	239.4	223
Vigas 2do piso	19/08/2006	28	15.74	194.58	40044	B	205.8	

#### 4.6 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo se utiliza para ayudar al concreto a soportar esfuerzos de tracción. Las varillas de acero utilizadas en este proyecto presentaron corrugaciones en su superficie para mejorar la adherencia con el concreto.

El acero utilizado en este proyecto fue:

- Varillas de  $\varnothing \frac{1}{2}$ " para las vigas de cimentación con estribos de  $\frac{3}{8}$ "
- Varillas de  $\varnothing \frac{1}{4}$ " como refuerzo longitudinal y estribos de columnas y vigas y también, como refuerzo horizontal de los muros del primer piso.

Solamente se ensayaron a tracción 3 muestras de 40 cm de longitud y  $\frac{1}{4}$ " de diámetro ya que estas varillas se utilizaron en todos los elementos estructurales de confinamiento.

En los gráficos 4.21 a 4.23 se muestran las curvas esfuerzo-desplazamiento entre los cabezales de la máquina universal.

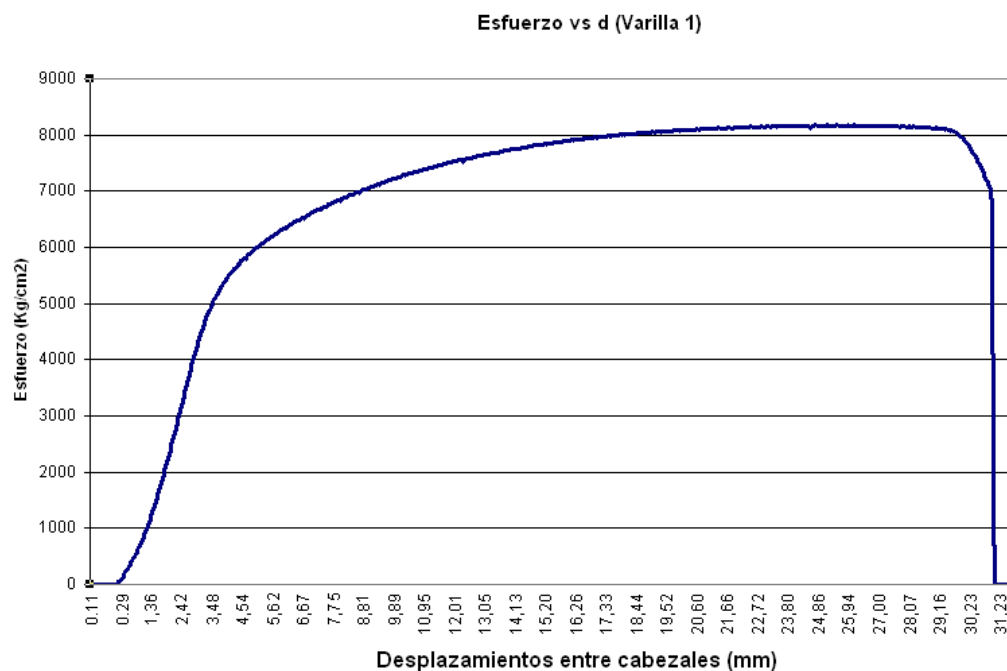


Fig. 4.21 Resultados de ensayo Varilla 1

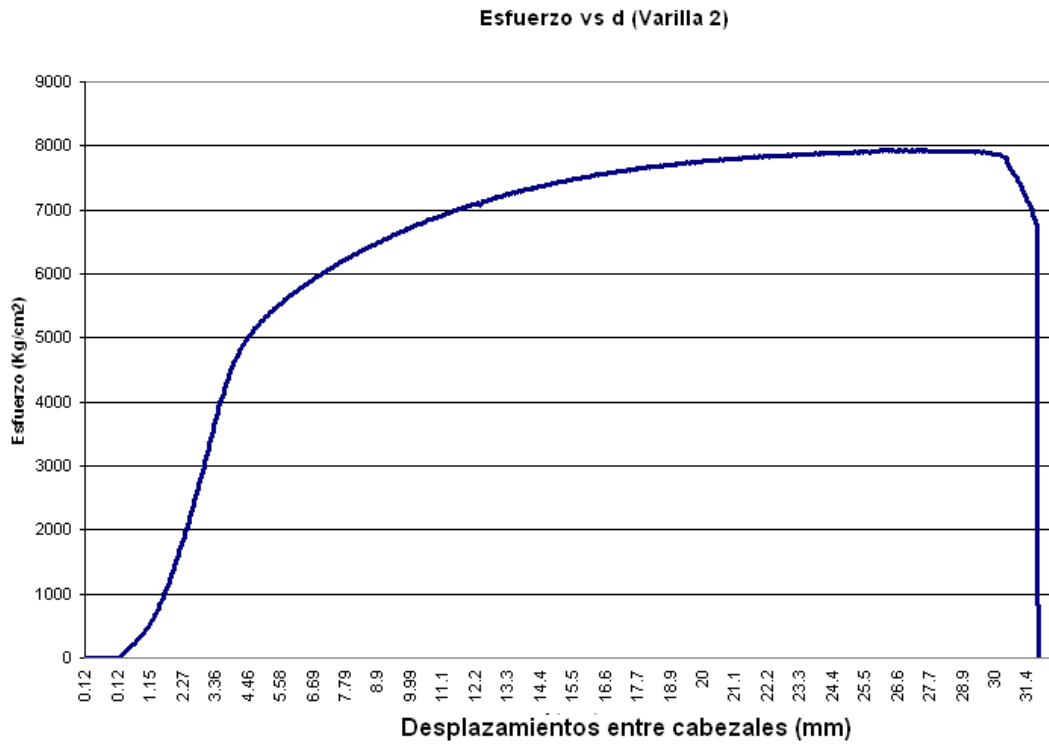


Fig. 4.22 Resultados de ensayo Varilla 2

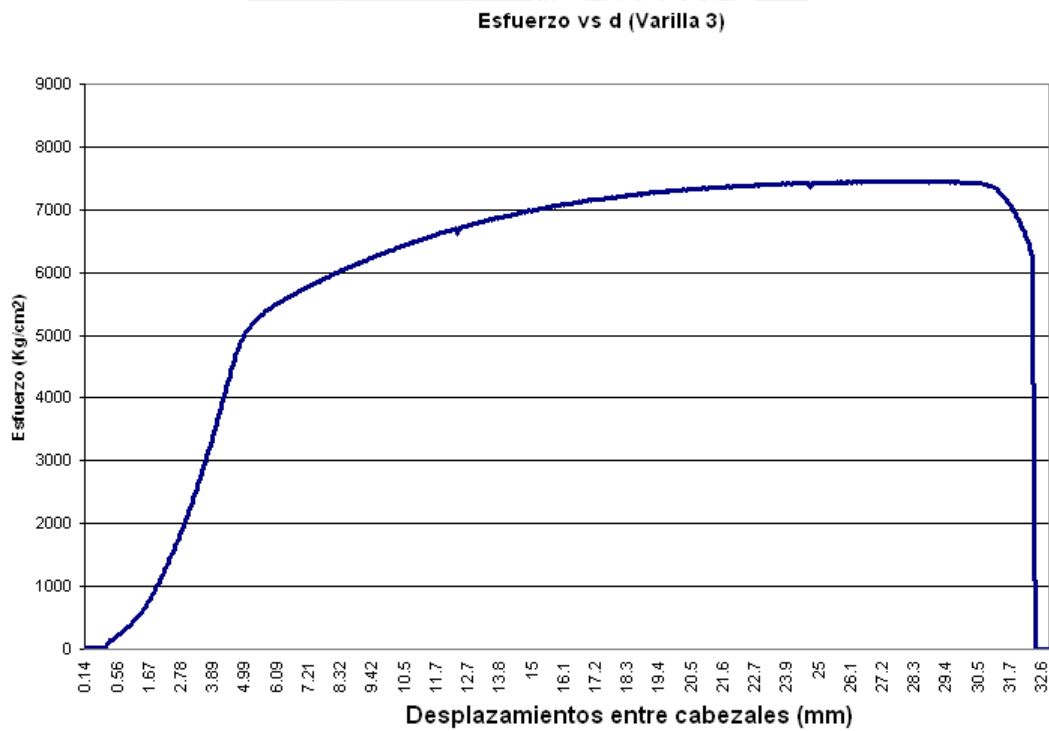


Fig. 4.23 Resultados de ensayo Varilla 3

Según la Norma ASTM la calidad del acero que se empleó debe cumplir con lo indicado en la tabla

**Tabla. 4.5 Características del acero de refuerzo según la Norma ASTM A615**

Grado	ASTM	$f_y$ min (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ max (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ min (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_u/f_y$
40	A615	2800	---	4200	---
60	A615	4200	---	6300	---
75	A615	5300	---	7000	---

De los resultados obtenidos (Fig. .4.21 a 4.23) para las varillas corrugadas de ¼", puede decirse que no hay un escalón de fluencia definido, sin embargo, las varillas se comportaron dúctilmente y llegaron a alcanzar una resistencia, máxima de hasta 7800 Kg / cm<sup>2</sup> .

## CAPÍTULO 5

### CONSTRUCCIÓN DEL MÓDULO

#### 5.1 Procedimiento seguido en la construcción

En el presente capítulo se describe el procedimiento constructivo utilizado en el módulo.

##### 1. Vigas de Cimentación

La finalidad de las vigas de cimentación es principalmente resistir los esfuerzos producidos durante el traslado del módulo, desde el lugar de la construcción hasta el lugar de ensayo, y durante el ensayo del mismo al encontrarse fijado a la mesa vibradora mediante pernos de anclaje.

Debido a esto, el diseño de la viga de cimentación implica características especiales: tiene grandes dimensiones comparada con los confinamientos, el  $f'c$  especificado es de  $210 \text{ Kg/cm}^2$  y lleva 6 varillas de acero de refuerzo horizontal  $\frac{1}{2}$ " y estribos de  $\frac{3}{8}$ "; con un recubrimiento de 3cm.

El procedimiento seguido en la construcción fue el siguiente:

- Se habilitó el encofrado de la base de la cimentación, colocando paneles de madera en el fondo y tablas en uno de los costados de la viga.
- Se realizó el trazo del acero en la base de madera colocada.
- Se procedió a colocar el acero de refuerzo de la viga según las especificaciones; también se colocó el acero vertical de las columnas del primer piso.
- Se dejaron embutidos antes del vaciado tubos de PVC de 1" para el posterior anclaje del módulo a la mesa vibratoria. La posición de dichos tubos fue prevista de manera que coincidan con los puntos de anclajes de la mesa vibratoria de manera correcta.
- Se colocaron 4 ganchos de izaje de  $\frac{5}{8}$ " que sirvieron para trasladar al módulo con el puente grúa. La posición de dichos ganchos fue prevista de manera que el módulo no sufra inestabilidad durante el izaje.

- Una vez terminado el encofrado se procedió al vaciado de la viga con concreto preparado en obra; la dosificación empleada para la calidad especificada fue C: A: P 1:2:2 en volumen. Se sacaron muestras de la calidad del concreto que posteriormente fueron ensayadas (ver acápite 4.5) según la norma correspondiente.
- Una vez terminado el vaciado de concreto, pero antes de que termine el fraguado, se hizo un rallado en la superficie superior para facilitar la adherencia entre los muros y columnas con la cimentación.
- Al día siguiente del vaciado se desencofró los costados de la viga de cimentación, y también se desencofraron las probetas para someterlas al proceso de curado.

En la figura 5.1 se muestran secuencias de la construcción de la cimentación:



**Fig. 5.1** Secuencia de la construcción de la cimentación del módulo



## 2. Muro de adobe del primer piso

Los muros del primer piso fueron construidos de la siguiente manera:

- Primero se trasladó los adobes –ya habilitados según las dimensiones requeridas- desde el lugar de acopio hacia el lugar donde se realizará el asentado.
- Una vez trasladadas las unidades requeridas se realizó la limpieza de las mismas.
- Las unidades fueron mojadas previamente al asentado con la finalidad de que no absorban el agua de la junta.
- Se realizó el emplantillado de la primera hilada con mortero de barro en relación: tierra, arena gruesa, paja 3:1:1 y junta de 2 cm de espesor controlado con un escantillón.
- Se continuó con el asentado de las hiladas sucesivas de la misma forma, con la salvedad que cada 5 hiladas se colocó el refuerzo horizontal (1  $\varnothing$  1/4”) sobre una junta horizontal hecha con mortero de cemento. Hubieron 3 juntas horizontales de mortero de cemento.
- El muro se construyó en la totalidad de su altura en una sola jornada laboral dada su baja altura no fue necesario construirlo en dos tramos.
- Terminado el asentado del muro, se dejó secar un día y después comenzó el encofrado de las columnas de confinamiento.

La secuencia del procedimiento seguido se muestra en las figuras 5.2 y 5.3.



Fig. 5.2 Refuerzo horizontal continuo anclado en las columnas



**Fig. 5.3 Secuencia de construcción muros del primer piso**

### 3. Columnas de confinamiento del primer piso

Las columnas de confinamiento del primer piso tuvieron un  $f'c$  especificado de  $100 \text{ Kg /cm}^2$ , sección de  $18 \times 18 \text{ cm}$  y acero de refuerzo vertical compuesto por 4 varillas de  $\frac{1}{4}$ ", estribos de  $\frac{1}{4}$ " y recubrimiento de 2.5cm.

El procedimiento constructivo fue el siguiente:

- Una vez que se comprobó que ya habían secado las juntas de mortero de barro se colocaron los estribos a los refuerzos verticales previamente colocados según lo indicado en el plano E-1.
- Terminado el estribado de las columnas se procedió al encofrado, realizado con tablas de 1".
- A continuación se realizó el vaciado de las columnas de confinamiento compactando el concreto con una varilla lisa de  $\frac{1}{2}$ ". El concreto se preparó en obra, la dosificación empleada para la calidad especificada fue C: A: P 1:3,5:3,5 en volumen. Se sacaron muestras del concreto que posteriormente fueron ensayadas (ver acápite 4.5) según la Norma correspondiente.
- Al día siguiente del vaciado se desencofraron las columnas, y se desencofraron las probetas para someterlas al proceso de curado. No se detectaron cangrejas en las columnas.

La secuencia de la construcción de las columnas se muestra en la figura 5.4.



**Fig. 5.4 Secuencia de construcción de las columnas de confinamiento**

#### 4. Vigas soleras del primer piso

Las vigas soleras del primer piso tuvieron un  $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ , sección de  $18 \times 15 \text{ cm}$  y acero de refuerzo horizontal 2 varillas de  $\frac{1}{4}$ " –colocadas paralelamente en sección horizontal de la viga-, estribos "s" también de  $\frac{1}{4}$ " y recubrimiento de 2.5cm. Los detalles correspondientes aparecen en el plano E-1. El procedimiento constructivo fue el siguiente:

- Una vez desencofradas las columnas se procedió a realizar el encofrado de los costados de las vigas, usando tablas de 1" y barrotes.
- Se procedió luego a la habilitación y colocación del refuerzo de la viga solera.

- Finalmente se realizó el vaciado de las vigas soleras con concreto hecho en obra; la dosificación empleada para la calidad especificada fue C: A: P 1:3,5:3,5 en volumen. La compactación del concreto fue hecha con una varilla lisa de 1/2" .Se sacaron muestras de la calidad del concreto que posteriormente fueron ensayadas (ver acápite 4.5) según la Norma.
- Una vez terminado el vaciado de concreto, pero antes de que termine el fraguado, se hizo un rallado en la superficie superior para facilitar la adherencia con los muros y columnas del segundo piso.
- Al día siguiente del vaciado se desencofraron las vigas soleras, y se desencofraron las probetas para someterlas al proceso de curado.

La secuencia del proceso constructivo se muestra en la figura 5.5.



**Fig. 5.5** Secuencia del proceso constructivo empleado en las soleras

## 5. Muro de adobe del segundo piso

Se realizó el procedimiento de acuerdo a lo descrito para el primer piso. Cabe resaltar que en este piso los muros no poseen refuerzo horizontal. Secuencias de la construcción se muestran en la Fig. 5.6.



Fig. 5.6 Construcción de los muros del segundo piso

### 6. Columnas de confinamiento del segundo piso

Se realizó el procedimiento de acuerdo a lo descrito para el primer nivel.



Fig. 5.7 Construcción de las columnas del segundo piso

### 7. Vigas soleras del segundo piso

Se realizó el procedimiento de acuerdo a lo descrito para el primer nivel.



Fig. 5.8 Construcción de las soleras del segundo piso

## CAPÍTULO 6

### ENSAYOS DE SIMULACIÓN SÍSMICA

El Módulo fue sometido a ensayo de simulación sísmica en la mesa vibradora del Laboratorio de la PUCP, dicha mesa, cuenta con movimiento en una sola dirección y es en esta dirección donde se hará trabajar a los muros de menor longitud como muros de corte, en tanto que los muros de mayor longitud trabajarán a carga sísmica perpendicular a su plano, como muros de flexión

Las características de la mesa son las indicadas en la tabla 6.1

**Tabla 6.1 Características de la mesa**

Peso de la mesa	18 Ton
Dimensiones de la plataforma	4 x 4 m <sup>2</sup>
Desplazamiento máximo	150 mm
Aceleración máxima	1.4 g

#### 6.1 Preparativos previos

##### 6.1.1 Peso real del módulo

El peso real del espécimen se obtuvo izándolo con el puente grúa conectado a una celda de carga. El resultado fue 9.61 Ton (incluyendo la cimentación), valor que resultó ser apenas 4% mayor que el obtenido teóricamente (9.24 Ton de la tabla 2.3).

##### 6.1.2 Transporte del módulo y montaje a la mesa vibradora

El módulo fue trasladado desde su punto de construcción hacia la mesa vibradora mediante un puente grúa, el cual tiene una capacidad de izaje de 15 toneladas, para el traslado se necesitó compensar la excentricidad del espécimen, para lo cual se colocaron algunos bloques de concreto de manera que ayudaron a equilibrar el centro de masa (Fig. 6.1), de esta forma el izaje y el respectivo traslado hacia la mesa vibradora fue mas seguro. Una vez colocado el espécimen en la mesa de ensayo, se ancló su cimentación en sus 4 lados mediante pernos y se colocó capping en todo su perímetro para nivelar la base.



Fig. 6.1 Contrapesos que ayudaron en el traslado



Fig. 6.2 Traslado del módulo



### 6.1.3 Definición de la señal sísmica y de las fases de ensayo

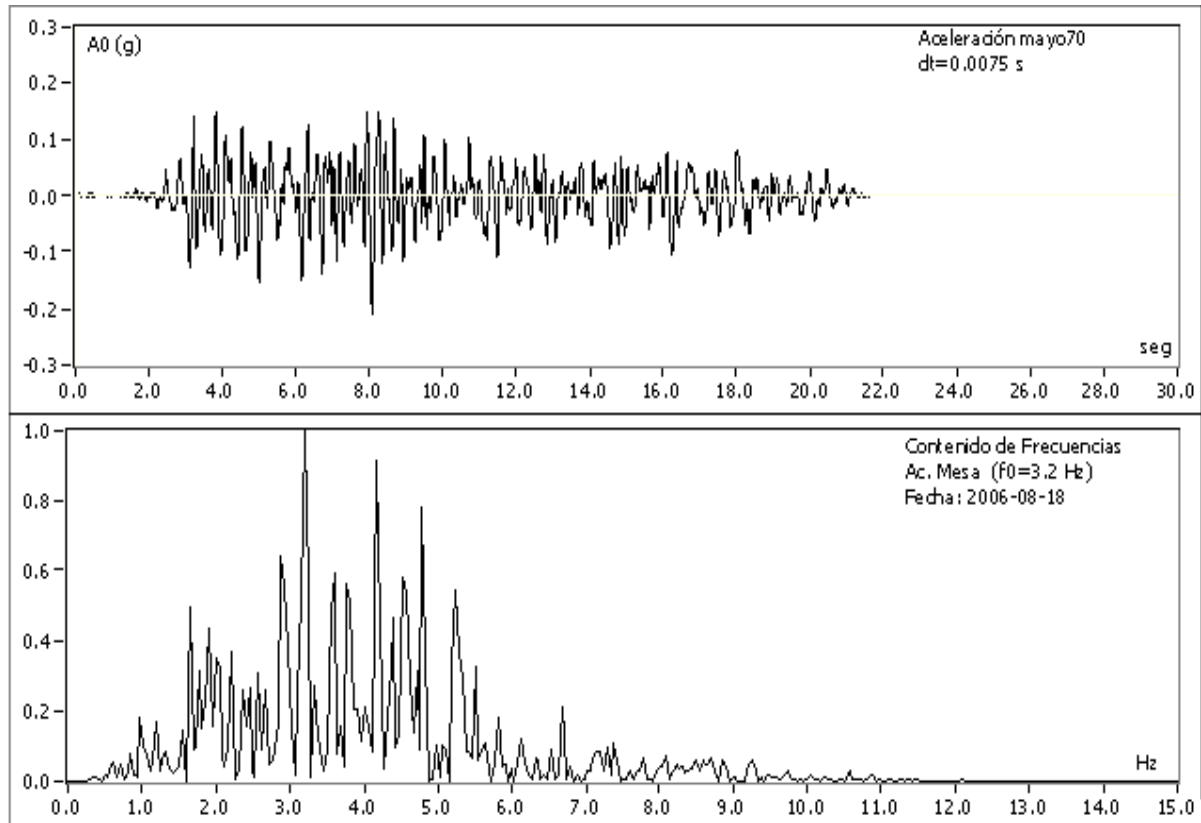
Para el ensayo de simulación sísmica se utilizó la señal correspondiente a la componente L del terremoto del 31 de mayo de 1970, la duración de la señal fue comprimida en un factor de  $\frac{3}{4}$  (factor de escala del espécimen) manteniéndose la misma cantidad de puntos a la existente en la señal real, pero en un tiempo de 22.5 segundos.

La intensidad del movimiento fue variable, de tal modo de presentar sismos leves, moderados y severos según se indica en la tabla 6.2.

Previo a cada fase, con miras de determinar el periodo y el grado de amortiguamiento, se realizó un ensayo de vibración libre, consistente en aplicar 4 pulsos de 1.5mm de desplazamiento en la mesa vibradora.

Tabla 6.2 Fases del ensayo sísmico	
Vibración Libre 0	Permite hallar el periodo natural de la estructura
Fase 1	Sismo leve 0.20 g (0.15 para el prototipo)
Vibración Libre 1	Verificación del periodo del sistema
Fase 2	Sismo moderado 0.40 (0.30 para el prototipo)
Vibración Libre 2	Verificación del periodo del sistema
Fase 3	Sismo severo 0.60 g (0.45g para el prototipo, correspondiente al sismo severo de la Norma E.030 en suelo duro)
Vibración Libre 3	Verificación del periodo del sistema
Fase 4	Sismo severo 0.80 g (0.60g para el prototipo, correspondiente al sismo severo de la Norma E.030 en suelo blando)
Vibración Libre 4	Verificación del periodo del sistema
Fase 5	Sismo muy severo 1.0 g (0.75 para el prototipo)
Vibración Libre 5	Verificación del periodo del sistema

La forma de la señal sísmica, así como su contenido de frecuencia, aparecen en la figura 6.3. Debe indicarse que la frecuencia predominante del sismo de ensayo es de 3.2Hz.



**Figura 6.3** Señal sísmica empleada y espectro de Fourier

Durante todas las fases se tomaron apuntes de los momentos donde ocurrían las fallas y de acuerdo a la fase de ocurrencia se iban marcando las fisuras. Para cada instante de ensayo el procesador de datos iba guardando un registro de las lecturas obtenidas las cuales nos muestran los resultados cuantitativos de este ensayo.

## 6.2 Instrumentación

Se utilizaron 2 tipos de instrumentos: los acelerómetros y LVDT (Fig. 6.4).

Los acelerómetros sirven, como su nombre lo indica, para medir la aceleración en el punto donde se encuentra colocado, los LVDT son dispositivos de medición de desplazamientos los cuales tienen un tamaño de acuerdo al rango de lectura esperado, en este caso se usaron LVDT de 20 mm, 50 mm, 100mm y 200mm.



Fig. 6.4 Acelerómetro y Transductor eléctrico de desplazamientos (LVDT)

El total de instrumentos colocados para este ensayo fue de 8 acelerómetros y 12 LVDT, cada uno colocado en un punto estratégico del módulo (Fig. 6.5)

### 6.2.1 Acelerómetros

Para los Muros de Corte se colocaron 2 acelerómetros: A1 mide la aceleración del primer nivel y A2, mide la aceleración del segundo nivel, ambos se colocaron sobre el punto medio de la viga correspondiente.

Para los Muros de Flexión se colocaron 6 acelerómetros: A4 y A6, miden la aceleración en el punto medio de la viga de cada nivel, A3 y A5 miden la aceleración en punto medio de los muros de flexión, A7 y A8 fueron colocados al costado de A3 y A5 en un punto equidistante entre el muro de corte y el punto medio del muro de flexión.

### 6.2.2 LVDT:

Para los Muros de Corte se emplearon 8 LVDT:

- *D1* y *D2*: miden los desplazamientos laterales absolutos de los niveles 1 y 2 respectivamente.

- *D7* y *D8*: miden los desplazamientos horizontales relativos entre la columna y el muro de corte del primer piso, ante la eventualidad de que ambos materiales se separen.

- *D9* y *D12*: miden el grosor de grieta acumulada en la parte intermedia entre las 2 columnas de confinamiento (desplazamiento horizontal relativo entre columnas). Esta es una forma de medir el trabajo del refuerzo horizontal existente en el muro del primer piso.

-*D10* y *D11*: miden el desplazamiento vertical relativo ente la cimentación y la columna .Esta es una forma de medir el trabajo del refuerzo vertical existente en las columnas.

Para el Muro de Flexión se tiene 4 LVDT:

- *D3* y *D5*: miden el desplazamiento horizontal absoluto en la parte intermedia de los muros.

- *D4* y *D6*: miden el desplazamiento horizontal absoluto de la parte intermedia de la solera.

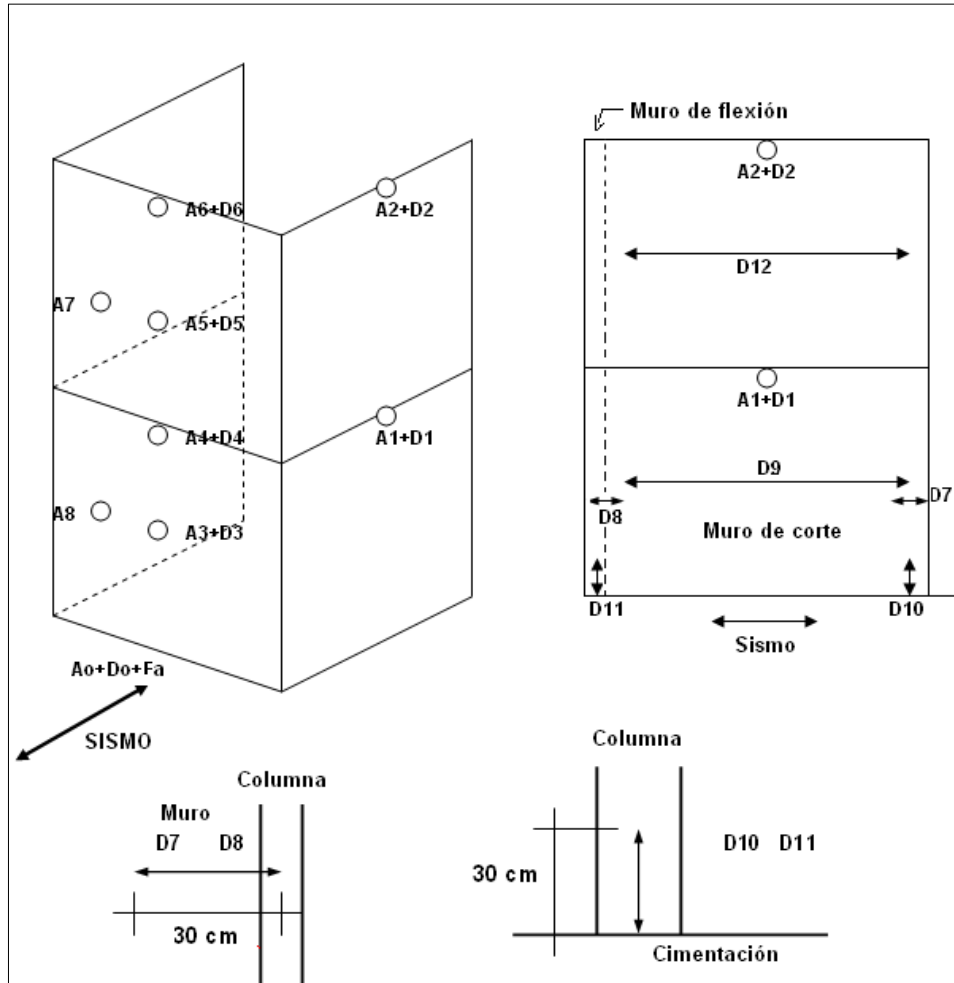


Fig. 6.5 Ubicación de los instrumentos

### 6.3 Comportamiento cualitativo del módulo

El comportamiento cualitativo que se observó en el módulo para cada una de las fases fue el siguiente:

Fase 1 ( $A_0 = 0.2g$ )

- En la base de la última hilada del muro de flexión correspondiente al piso 2, se formó una fisura horizontal, probablemente esto se debió a defectos en la construcción, o en el traslado del espécimen desde el patio de construcción hacia la nave de ensayos. Debe destacarse que la parte superior de la última hilada permaneció adherida a la viga solera.
- No se presentaron fisuras en el resto de muros (Fig. 6.6).



**Fig. 6.6 Ensayo sísmico Fase 1**

Fase 2 ( $A_0 = 0.4g$ )

- La fisura de la fase anterior fue más pronunciada, formándose además fisuras verticales en la zona de encuentro columna-muro de flexión del piso 2 (Fig. 6.7).
- No se observaron fisuras en el muro de flexión del piso 1, debido a que estuvo sujeto a menores aceleraciones y a mayor carga vertical que el muro de flexión del piso 2.
- Se presentaron fisuras escalonadas en los muros de corte del piso 1 y en la mitad inferior de los muros de corte del piso 2 (Fig. 6.8).
- Las columnas y soleras no presentaron fisuras. Tampoco se presentaron fisuras en las uniones concreto-adobe, excepto en el muro de flexión del piso 2.
- Por el peligro que presentaba en la fase 3 el desplome del muro de flexión del piso 2, se retiró su LVDT central y se colocaron 2 columnas de madera, amarradas contra los voladizos de las vigas de los techos, dejando un espacio de unos 3 cm respecto al muro, de tal modo que este colapsara hacia la parte interior del módulo, sin que dañe a los instrumentos colocados en la parte externa del muro de flexión del piso 1.



Fig. 6.7 Fase 2: Fisura en muro de flexión de segundo piso



Fig. 6.8 Fase 2: Fisuras en muro de corte del primer piso (izquierda) y segundo piso (derecha)

Fase 3 ( $A_0 = 0.6g$ )

- Uno de los adobes centrales de la última hilada del muro de flexión del piso 2 cayó, dejando a este muro en peligro inminente de colapso (Fig. 6.9).
- No se observaron fisuras en el muro de flexión del piso 1.
- No se presentaron fisuras en las columnas y vigas de concreto armado.
- Las fisuras escalonadas presentadas en los muros de corte se magnificaron, presentándose además fisuras finas entre estos muros y sus columnas (Fig. 6.10).



Fig. 6.9 Fase 3: Fallas en muro de flexión del segundo piso



Fig. 6.10 Fase 3: Fisuras en muros de corte



Fase 4 ( $A_0 = 0.8g$ )

- Colapsó la zona central triangular superior del muro de flexión del piso 2 (Fig. 6.11).
- El muro de flexión del piso 1 quedó en perfecto estado.
- Las fisuras formadas en los muros de corte se abrieron más, sin que se triture ningún adobe (Fig. 6.12).
- Se formaron fisuras verticales en la unión solera-columna del piso 1.



Fig. 6.11 Fase 4: Colapso de la mitad de muro de flexión del segundo piso



Fig. 6.12 Fase 4: Fisura en muro de corte de primer piso (izquierda) y segundo piso (derecha)

Fase 5 ( $A_0 = 1.0g$ )

- Colapsó totalmente la pared de flexión del piso 2 (Fig. 6.14).
- Se formaron fisuras finas en el muro de flexión del piso 1.
- Las grietas verticales en las uniones solera-columna se magnificaron. Se formaron fisuras finas de tracción en las columnas.
- Se formaron grietas en todos los muros de corte, incluso en la conexión vertical con las columnas, sin embargo, ninguno de los adobes se trituró (Fig. 6.13).



Fig. 6.13 Fase 5: Fisuras en el muro de corte de primer piso (izquierda) y segundo piso (derecha)



Fig. 6.14 Fase 5: Colapso total del muro de flexión del segundo piso

## CAPÍTULO 7

### ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 7.1 Procesamiento de resultados

Los resultados de las fases sísmicas y de las vibraciones libres son indicadores cuantitativos del comportamiento del módulo. Para ello cada lectura requiere ser procesada.

Los valores obtenidos en una de las fases se muestran en la tabla 7.1 solo para 2 de las lecturas en forma de ejemplo:

Tabla 7.1 Ejemplo de resultados para dos instantes

Ensayo Simulación Sísmica							
MODULO ADOBE CONFINADO DOS PISOS IIF-LE: 200-06							
Señal: mayo70 modificada (ur=133.33 pts/s)							
Fase 1: 0.2 g							
Velocidad de muestreo: 200 S/seg							
Fecha: 23 agosto 2006							
Tiempo (s)	A0 (g)	A1 (g)	A2 (g)	A3 (g)	A4 (g)	A5 (g)	A6 (g)
0	0.000101	0.000116	0.001065	0.000919	0.000797	0.000594	0.001488
0.005	-0.00112	0.000421	0.000607	-0.000607	0.000949	-0.000627	0.000877
A7 (g)	A8 (g)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)	D6 (mm)
0.000308	0.000584	0.003601	-0.022229	0.01891	0.017129	0.041634	-0.006715
0.000461	-0.000331	0.02289	-0.00949	-0.011808	-0.021921	-0.006846	-0.006715
D7 (mm)	D8 (mm)	D9 (mm)	D10 (mm)	D11 (mm)	D12 (mm)	D0 (mm)	Fa (tn)
0.002661	0.00127	0.006546	-0.000656	0.010315	-0.003967	0.013641	0.032829
0.002051	-0.001782	0.001968	-0.011337	0.004211	-0.011597	-0.004669	0.012872

Entonces se tiene para cada una de las 5 fases: el instante (segundos) en que se registra la lectura de cada acelerómetro, incluyendo la aceleración de la mesa (A0) y la Fuerza en toneladas proporcionada por el actuador sobre la mesa (Fa).

Para el caso de las vibraciones libres el cuadro es similar.

Lo que se buscó es obtener una grafica Fuerza cortante vs. Desplazamiento del muro de corte del primer piso.

Para ello se halló en cada fase los valores de la fuerza cortante máxima en la base y los desplazamientos relativos asociados.

### -Fuerza cortante en la base del módulo (V):

Para obtener V se usó la siguiente fórmula:

$$V = F - [P_m + P_c + P_a] A_o$$

F = fuerza proporcionada por el actuador sobre la mesa

$P_m$  = peso de la mesa = 18,000 Kg.

$P_c$  = peso de la cimentación del módulo = 2333 Kg.

$A_o$  = aceleración de la mesa en fracción de "g"

$P_a$  = peso agregado a la plataforma

#### Fase 1 y 2

Se agregó peso a la plataforma para contrarrestar su torsión ya que el eje del módulo no coincide con el eje de la plataforma.

$$P_a = 1422 \text{ Kg.}$$

#### Fase 3

Ante el eventual colapso del muro de flexión del segundo piso, se agregó bolsas de arena en la plataforma para protegerla del impacto

$$P_a = 1422 + 265 = 1687 \text{ Kg}$$

#### Fase 4

El 50% del muro de flexión del segundo piso cayó sobre la plataforma, originando una masa inerte adicional

$$P_a = 1422 + 265 + 705.6 = 2392.6 \text{ Kg}$$

#### Fase 5

El 50% restante del muro anterior cayó sobre la plataforma

$$P_a = 1422 + 265 + 705.6 + 705.6 = 3098.2 \text{ Kg.}$$

Con la fórmula indicada, se obtuvo los valores máximos de la fuerza cortante V correspondiente a cada fase del ensayo (Tabla 7.2) luego, esta fuerza cortante fue dividida en el área de corte proporcionada por los 2 muros orientados en la dirección de ensayo ( $2 \times 18 \times 136 = 4896 \text{ cm}^2$ ) para de este modo obtener el esfuerzo cortante en cada muro del primer piso ( $\tau$ )

Tabla 7.2 Fuerzas cortantes máximas y esfuerzos máximos en cada fase del ensayo

	NEGATIVOS		POSITIVOS	
	Vmax(Kg)	$\tau$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Vmax(Kg)	$\tau$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
Fase 1	-3719	0.76	2872	0.59
Fase 2	-3697	0.76	3308	0.68
Fase 3	-4950	1.01	5939	1.21
Fase 4	-6970	1.42	6438	1.31
Fase 5	-9445	1.93	7193	1.47

**-Desplazamientos relativos**

Para obtener los desplazamientos relativos se debe restar al desplazamiento absoluto obtenido (Di) el desplazamiento total de la mesa (Do). Por ejemplo, (Ver Fig.6.5) para el punto ubicado al medio de la viga del primer nivel del muro de corte, se obtuvieron los desplazamientos relativos máximos para cada fase que aparecen en la tabla 7.3, en esta tabla además aparece la distorsión angular del primer piso,

calculada como  $\gamma = \frac{d_1}{h_1}$  donde  $h_1 = 1825$  mm.

Tabla 7.3 Desplazamientos relativos máximos en cada fase del ensayo

	NEGATIVOS		POSITIVOS	
	d1max(mm)	$\gamma$	d1max(mm)	$\gamma$
Fase 1	-2.43	-0.0013	2.89	0.0016
Fase 2	-5.34	-0.0029	6.04	0.0033
Fase 3	-13.81	-0.0076	12.83	0.0070
Fase 4	-20.13	-0.0110	21.76	0.0119
Fase 5	-34.86	-0.0191	36.45	0.0200

Siguiéndose el proceso indicado, se elaboró la tabla 7.4 que corresponde a los valores máximos captados por todos los instrumentos empleados (Ver figura 6.5)

$d_i = D_i - D_o =$  desplazamiento relativo (mm)

Tabla 7.4 Valores máximos captados por instrumentos

Instrumento	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4	Fase 5
Ao (g)	0.19	0.33	0.47	0.66	0.88
	-0.21	-0.39	-0.61	-0.82	-1.05
A1 (g)	0.38	0.51	0.75	0.78	1.08
	-0.40	-0.73	-0.70	-0.86	-1.17
A2 (g)	0.63	0.87	1.50	2.22	3.15
	-0.57	-1.25	-1.59	-1.95	-2.37
A3 (g)	0.25	0.51	0.88	1.17	1.81
	-0.34	-0.53	-0.81	-1.30	-1.78
A4 (g)	0.43	0.76	0.93	0.98	1.77
	-0.52	-0.69	-0.95	-1.41	-2.16
A5(g)	1.17	1.85	—	—	—
	-0.98	-2.05	—	—	—
A6 (g)	0.68	1.06	1.84	2.06	3.00
	-0.65	-1.29	-1.35	-2.08	-2.67
A7 (g)	0.88	1.14	—	—	—
	-0.73	-1.33	—	—	—
A8 (g)	0.26	0.41	0.68	0.80	1.07
	-0.36	-0.46	-0.74	-0.96	-1.15
Do (mm)	14.82	28.86	43.55	58.35	73.93
	-11.06	-21.87	-32.74	-43.91	-55.51
d1 (mm)	2.89	6.04	12.83	21.76	36.45
	-2.43	-5.34	-12.81	-20.13	-34.86
d2 (mm)	4.46	9.979	22.29	41.15	58.21
	-3.88	-9.660	-24.50	-41.58	-70.20
d3 (mm)	1.43	9.037	9.22	13.91	19.47
	-1.56	-26.204	-32.03	—	-16.41
d4(mm)	3.43	6.887	18.33	32.41	41.09
	-3.39	-9.018	-18.04	—	-36.82
d5 (mm)	7.69	20.270	—	—	—
	-9.57	-28.333	—	—	—
d6 (mm)	5.21	11.604	26.88	52.03	71.15
	-5.19	-13.989	-31.60	-49.34	-79.34
D7 (mm)	0.050	0.065	0.08	0.15	0.22
	-0.085	-0.302	-0.77	-0.89	-0.82
D8 (mm)	0.051	0.070	0.12	0.22	0.33
	-0.043	-0.295	-0.75	-0.81	-0.78
D9 (mm)	0.014	0.028	0.02	0.02	0.15
	-0.100	-0.473	-1.07	-1.73	-1.82
D10 (mm)	0.135	0.193	0.19	0.19	0.42
	-0.233	-0.424	-0.89	-1.69	-2.22
D11 (mm)	0.058	0.041	0.02	0.02	0.04
	-0.113	-0.288	-0.66	-1.03	-1.63
D12 (mm)	0.014	0.016	0.02	0.01	0.04
	-0.053	-0.551	-2.33	-5.17	-9.59
V (kg)	2872	3368	5939	6438	7193
	-3719	-3698	-4950	-6970	-9445

— Se retiró el instrumento

Utilizando los valores de la tabla 7.4, se obtuvo las siguientes conclusiones.

### 7.1.1 Deformaciones unitarias

Las deformaciones unitarias verticales en la base de las columnas ( $\xi$ ) fueron obtenidas dividiendo D10, D11 entre la distancia que hay entre las bases del LVDT (30cm), luego:

- Se verifica en la tabla 7.4.1 que el concreto de las columnas no falló por compresión ya que los valores obtenidos no superan a la deformación máxima del concreto  $\xi_c = 0.003$ .

-Se verifica en la tabla 7.4.2 que el refuerzo vertical fluyó ya que a partir de la Fase 3 los valores obtenidos de deformaciones unitarias en los instrumentos correspondientes (Ver Fig. 6.5) superan los valores de  $\xi_s = 0.0021$  deformación de fluencia del acero.

**Tabla 7.4.1 Deformación unitarias  $\xi$  para el concreto**

	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4	Fase 5
D10 (mm)	0,135	0,193	0,189	0,194	0,423
D11 (mm)	0,058	0,041	0,020	0,018	0,036
$\xi_{\text{max}}$ D10 (mm)	0,0005	0,0006	0,0006	0,0006	0,0014
$\xi_{\text{max}}$ D11 (mm)	0,0002	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001

**Tabla 7.4.2 Deformación unitarias  $\xi$  para el acero**

	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4	Fase 5
D10 (mm)	-0,233	-0,424	-0,89	-1,69	-2,22
D11 (mm)	-0,113	-0,288	-0,66	-1,03	-1,63
$\xi_{\text{max}}$ D10 (mm)	-0,0008	-0,0014	-0,0030	-0,0056	-0,0074
$\xi_{\text{max}}$ D11 (mm)	-0,0004	-0,0010	-0,0022	-0,0034	-0,0054





### 7.1.4 Muros de flexión

Las aceleraciones máximas del sistema ocurrieron en el muro de flexión del segundo piso (A5) y alcanzan cerca de 4 veces más la aceleración del muro de flexión del primer piso (A3), esta gran aceleración fue la que determinó el colapso del muro de flexión del segundo piso.

**Tabla 7.4.5 Aceleraciones en los puntos medios de muros de flexión de ambos pisos**

	Instrumento	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4	Fase 5
Piso 1	A3 (g)	0.25	0.51	0.88	1.17	1.81
		-0.34	-0.53	-0.81	-1.30	-1.78
Piso 2	A5(g)	1.17	1.85	---	---	---
		-0.98	-2.05	---	---	---

### 7.1.5 Arriostramiento horizontal de los muros de flexión

En las primeras fases del movimiento, el punto central de los muros de flexión tuvo mayor desplazamiento que el punto central de la solera, por lo que la solera funcionó como elemento de arriostre.

**Tabla 7.4.6 Arriostramiento horizontal de soleras**

		Fase 1	Fase 2	Fase 3
Piso 1	d3 (mm) muro	-1.56	-26.2	-32.03
	d4 (mm) solera	-3.39	-9.02	-18.04
Piso 2	d5 (mm) muro	-9.57	-28.33	----
	d6 (mm) solera	-5.19	-13.99	----

### 7.1.6 Separación columna-muro

Admitiéndose para un muro de corte, que la separación entre la columna de concreto y el muro de adobe podría ser importante, especialmente cuando ese muro se ve sujeto en simultáneo a cargas sísmicas perpendiculares a su plano, cuando sobrepasa de 0.5 mm, se llega a la conclusión que este hecho se produciría después de la fase 3, asociado al sismo severo de la Norma E.030.

## 7.2 Comportamiento cuantitativo del Módulo y Gráficos de resultados

### -Envolvente Fuerza cortante vs. Desplazamientos

En la Figura 7.1 se muestra la envolvente Fuerza cortante - Desplazamientos obtenidos para los 2 muros de corte en el primer piso, formada por los puntos pertenecientes a cada una de las 5 fases de ensayo.

En ambos ramales podemos observar un comportamiento que nos permite distinguir lo que sería el rango elástico y el rango plástico. Para ambos ramales los valores máximos previos al quiebre de la gráfica son similares. Se trabajará solo con el ramal positivo, ya que muestra una mejor distribución de fuerzas por fase en comparación con el negativo, divide en las 2 últimas fases eleva demasiado sus valores, subiendo la pendiente del gráfico de forma brusca lo cual podría no ser representativo.

La Figura 7.2 muestra la rama positiva de la Envolvente cortante vs. Desplazamientos lateral, correspondiente al primer piso del módulo. La plataforma plana que se observa entre las fases 1 y 2 fue producida por el agrietamiento diagonal de los muros de corte (ver acápite 6.3), en esta zona puede decirse que la resistencia al corte alcanzada por el espécimen fue 3308 Kg, asociada a una aceleración basal igual a  $A_0 = 0.33$  g que se traduce en una resistencia unitaria

$$\text{sobre el módulo a escala igual a: } \tau = \frac{3308}{2 \times 136 \times 18} = 0.68 \text{ Kg/cm}^2.$$

Por otro lado, en la etapa de diseño del prototipo (capítulo 3) se obtuvo una resistencia teórica  $\Sigma VR = 6584$  Kg, la cual se traduce en un esfuerzo cortante para

$$\text{cada muro de corte igual a: } \tau = \frac{\Sigma VR}{2A_c} = \frac{6584}{2 \times 190 \times 25} = 0.69 \text{ Kg/cm}^2.$$

Puesto que la resistencia unitaria al corte real coincide con la calculada teóricamente, puede decirse que la fórmula que se utiliza en el Proyecto de Norma E.080:  $VR = 0.5Lt + 0.2P$ , es correcta.

Adicionalmente, puede observarse en la Fig.7.2 que la resistencia al corte se incrementa desde la fase 2 a 3, para luego mantenerse casi constante en las fases 4 y 5, en un valor promedio de aproximadamente 6500 Kg. Este incremento de

resistencia se debe a la acción del refuerzo horizontal empleado en el primer piso ( $1 \phi \frac{1}{4}'' @ 44 \text{ cm}$ ).

Finalmente, en la Fig. 7.3, correspondiente a la envolvente Esfuerzo cortante unitario - Distorsión angular, se aprecia que para la fase 5, sin que ocurra una degradación de resistencia, se alcanza una distorsión angular igual a 0.020 asociada a un desplazamiento lateral del primer nivel igual a 36.45 mm esta distorsión supera en 4 veces el valor máximo que se especifica en el proyecto de Norma E.080 (0.005) para que el sistema sea reparable y que hubiese correspondido para el módulo a una situación intermedia entre la fase 2 y 3 del ensayo. Considerando que el muro de flexión del segundo piso quedó al borde del colapso al finalizar la fase 3, se considera adecuado fijar la distorsión angular en 0.005.



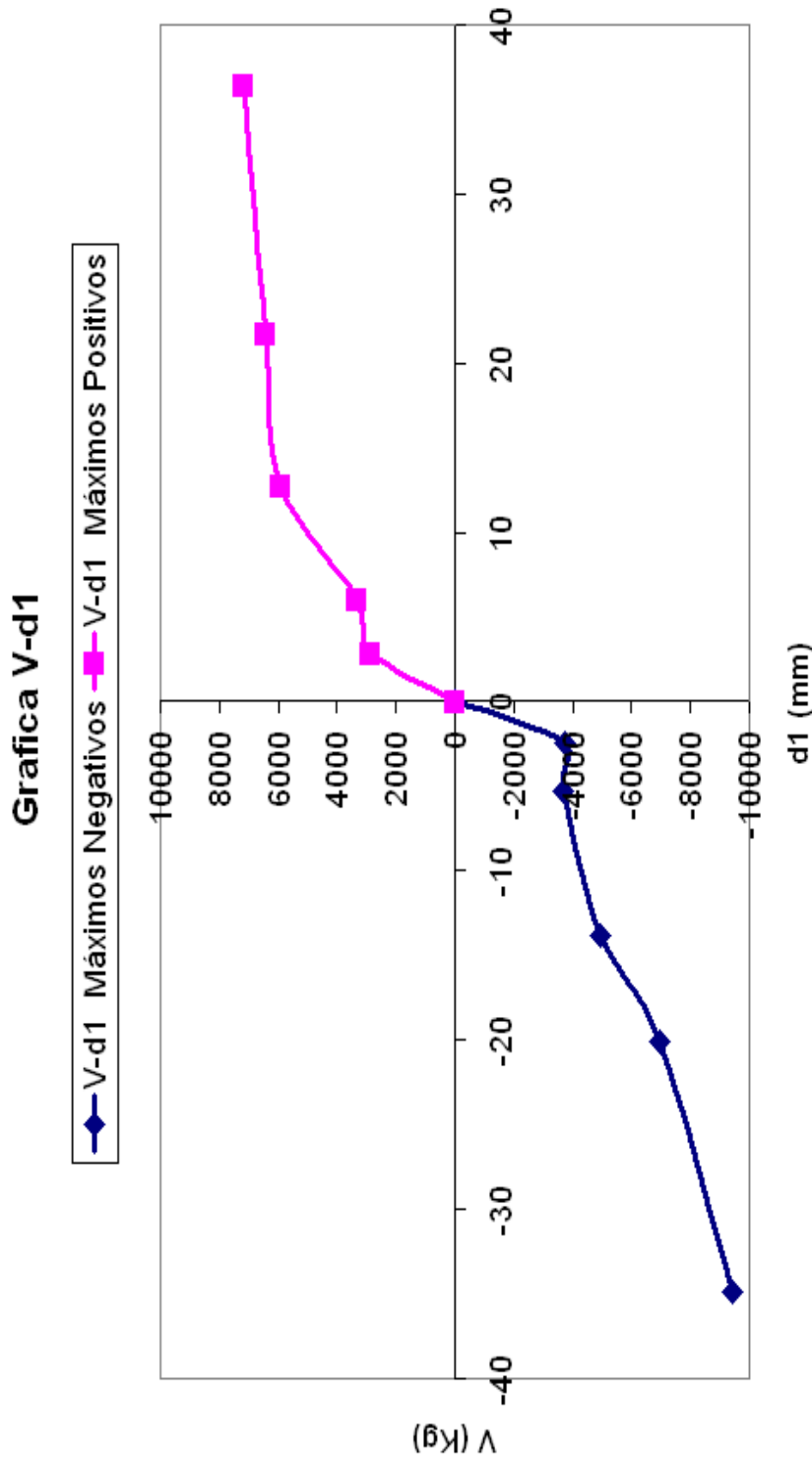


Figura 7.1 Envolvente Fuerza Cortante (V) vs. Desplazamientos del primer piso

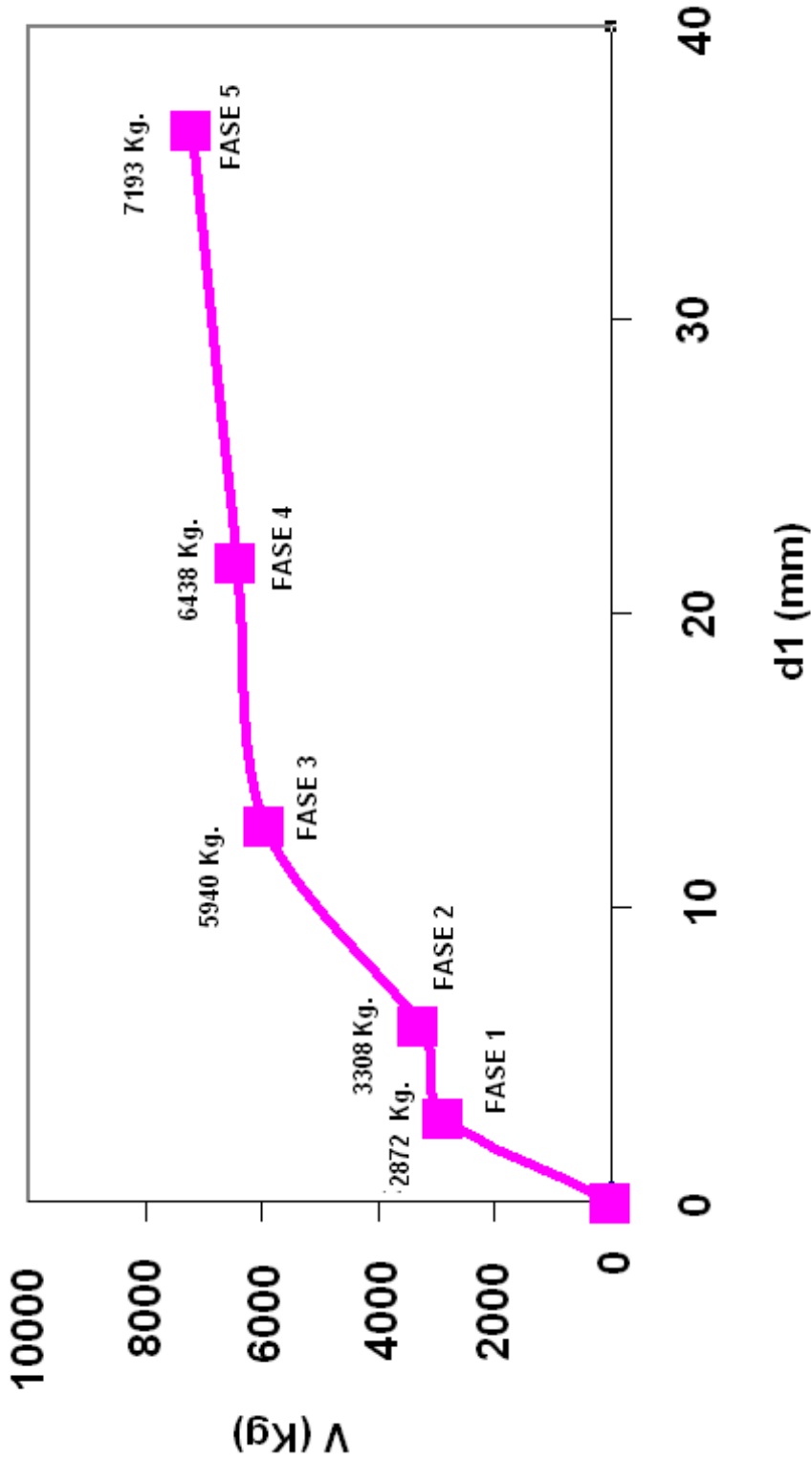


Fig. 7.2 Envolverte Fuerza Cortante vs. Desplazamiento ramal positivo en el primer piso

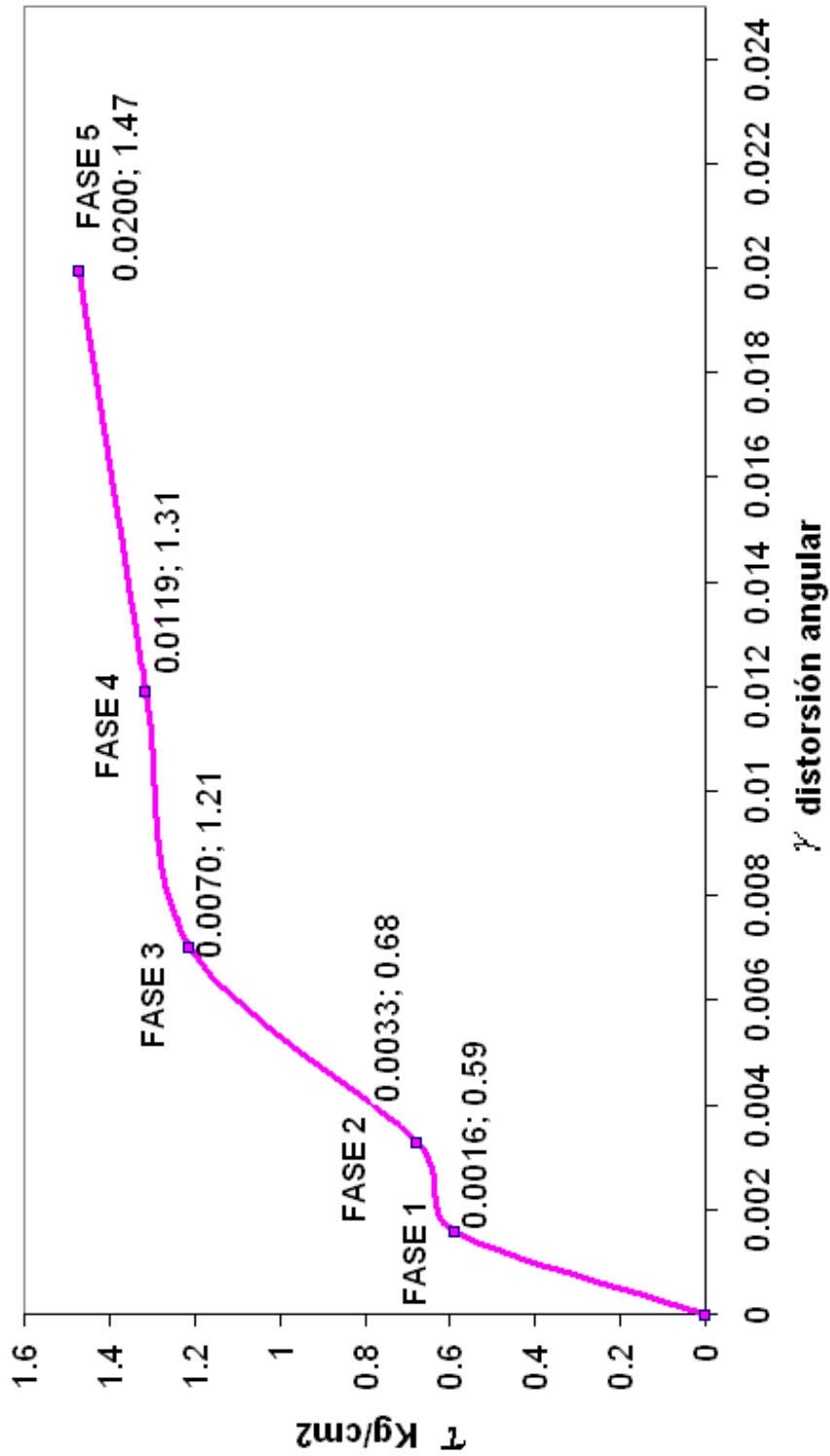


Fig. 7.3 Envoltorio esfuerzo cortante - Distorsión angular del primer piso

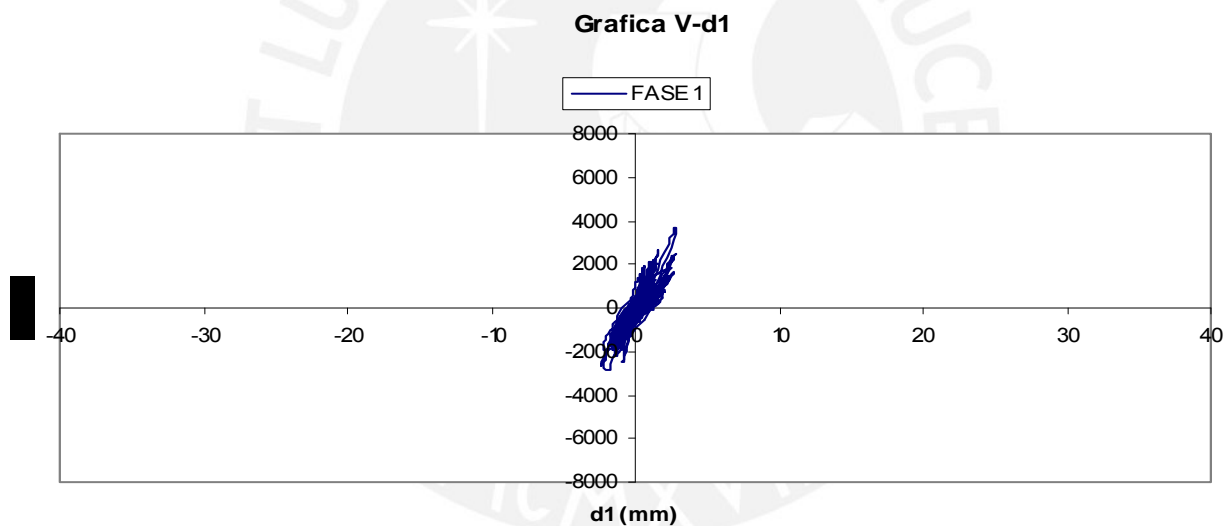
**-Diagramas de Histéresis:**

En las Figuras 7.4, 7.5 y 7.6 se muestran los diagramas de cortante – desplazamiento lateral correspondiente al primer piso del módulo.

Como se puede observar en la Fase 1, donde no se forman fisuras en los muros de corte, el diagrama es casi lineal, por lo que el comportamiento fue elástico.

Para la Fase 2, donde se forman fisuras por corte, el comportamiento dejó de ser lineal, lo propio ocurre para las fases siguientes, donde se nota una gran dispersión de los puntos correspondientes a los lazos histeréticos.

En síntesis el comportamiento a fuerza cortante del módulo fue excelente, sin embargo, esto no ocurrió para el muro de flexión del segundo piso.



**Fig. 7.4 Gráficas Histeréticas para Fase 1**

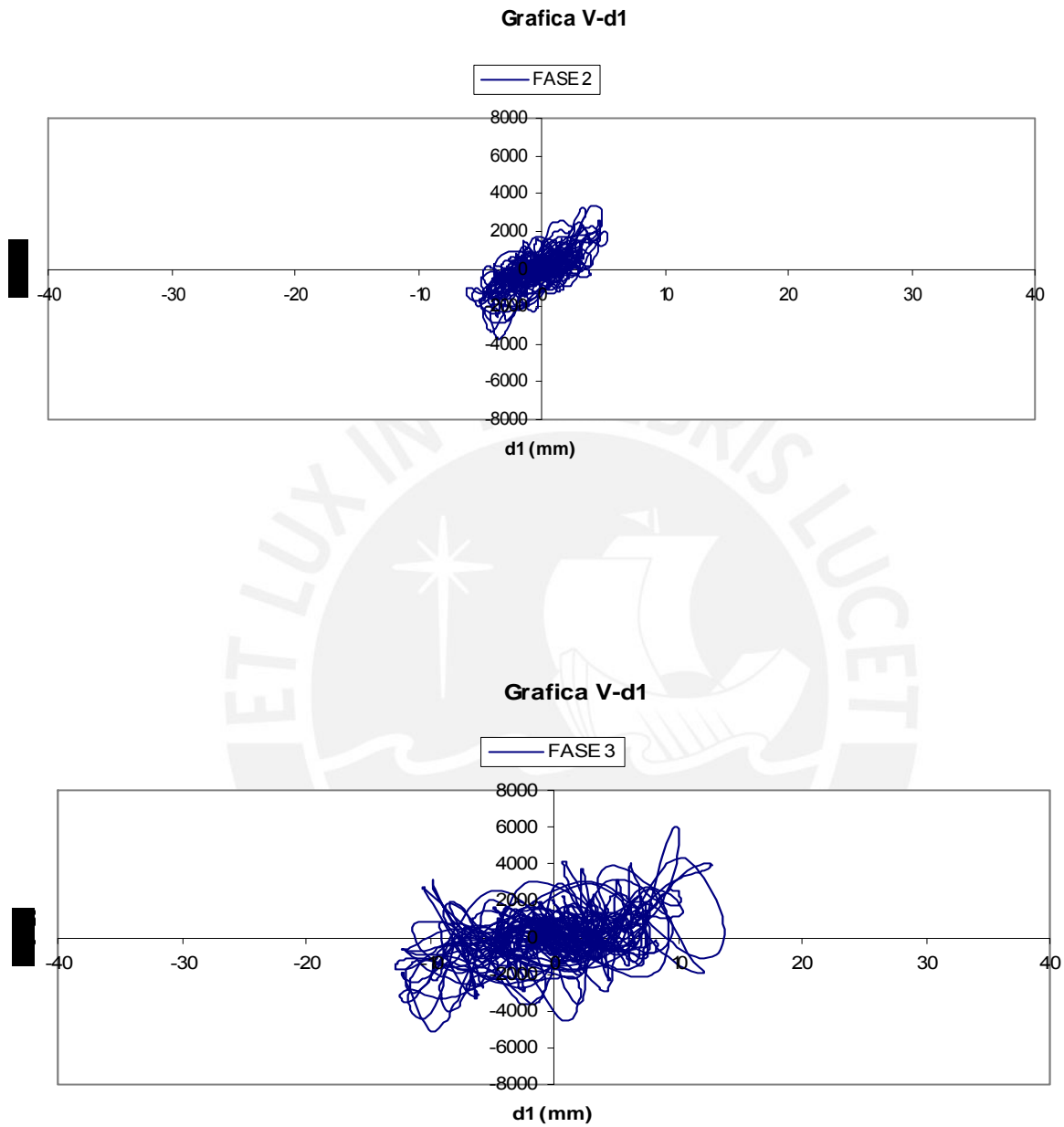


Fig. 7.5 Gráficas Histerísticas para Fase 2 y Fase 3



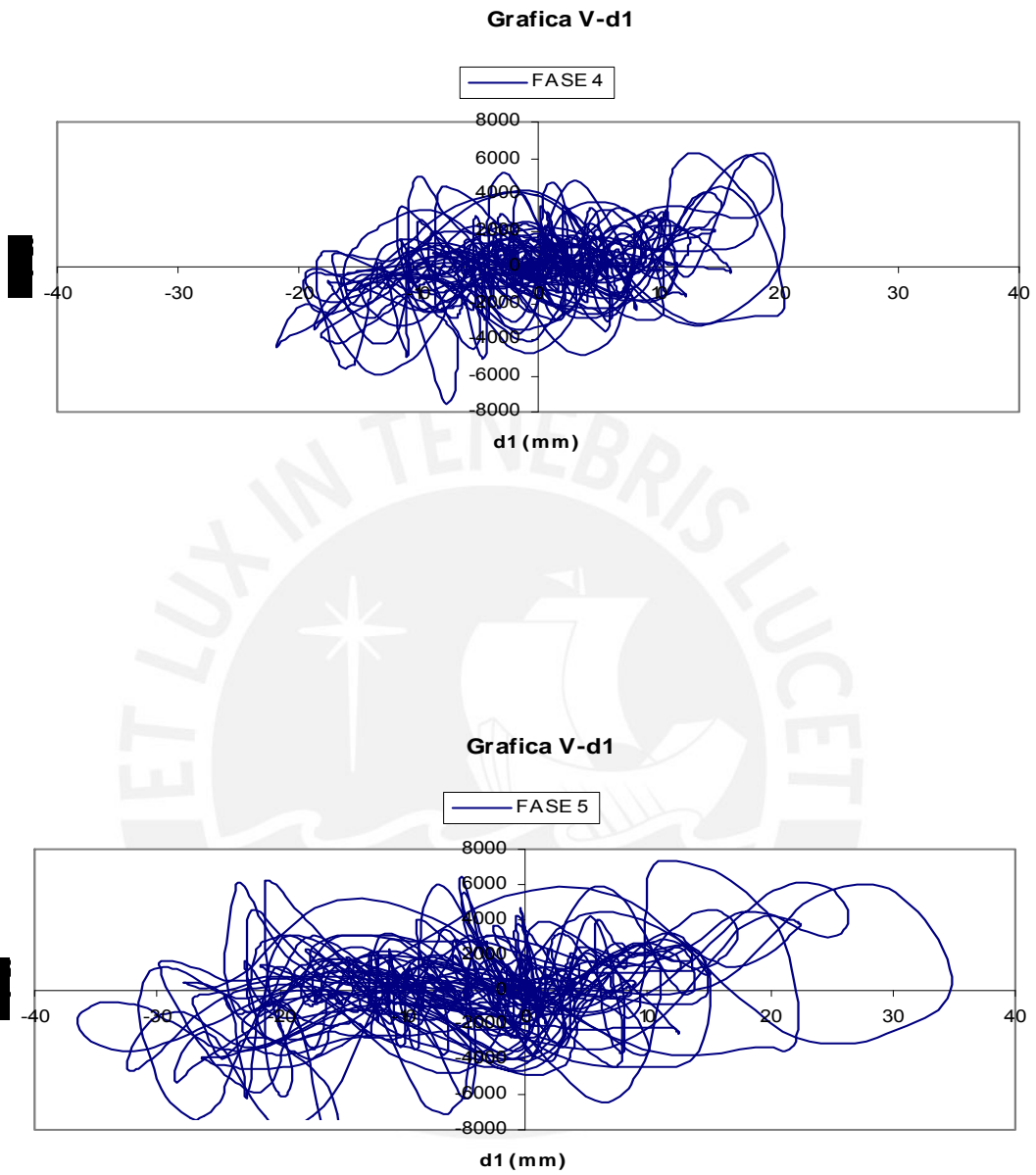


Fig. 7.6 Gráficas Histerísticas para Fase 4 y Fase 5

### 7.3 Cálculo de periodos (T) y grados de amortiguamiento ( $\xi$ )

Luego de haberse aplicado pulsos a través de la mesa vibradora, los instrumentos captaron la respuesta en vibración libre, una de estas respuestas aparece en la Fig. 7.7, correspondiente al acelerómetro A5 colocado en la parte central del muro de flexión del segundo piso (Fig. 6.5), este instrumento tuvo que retirarse después de la fase 2 ya que el muro había quedado en estado inminente de colapso.

Empleando las respuestas en vibración libre, pudo determinarse el periodo y el grado de amortiguamiento para los puntos 1, 2, 3, y 5 (Fig. 6.5) del módulo, valores que aparecen en la tabla 7.5, donde puede notarse lo siguiente:

- a) Antes de iniciada la fase 1 del ensayo sísmico (Fase 0), el periodo en los 4 puntos de medición coincide, como si todos formasen un solo conjunto, obteniéndose en promedio  $T = 0.105$  seg en tanto que teóricamente se obtuvo  $T = 0.07$  seg suponiendo en cada nivel diafragma rígido, lo cual no es correcto. Por otro lado, en esta etapa el amortiguamiento fue en promedio 6%, ligeramente mayor al valor que se adopta para estructuras de concreto armado 5%.
- b) El deterioro causado sobre los muros de corte por las distintas fases del ensayo sísmico, hizo que el módulo incrementase su periodo desde 0.105 seg en la fase 0 hasta 0.25 seg en la fase 5, asimismo, el grado de amortiguamiento se incrementó desde 6% en la fase 0 hasta 13% en la fase 5.
- c) En el muro de flexión correspondiente al primer piso, no se detectó cambios significativos en el periodo debido a que las fisuras formadas en este muro fueron mínimas.

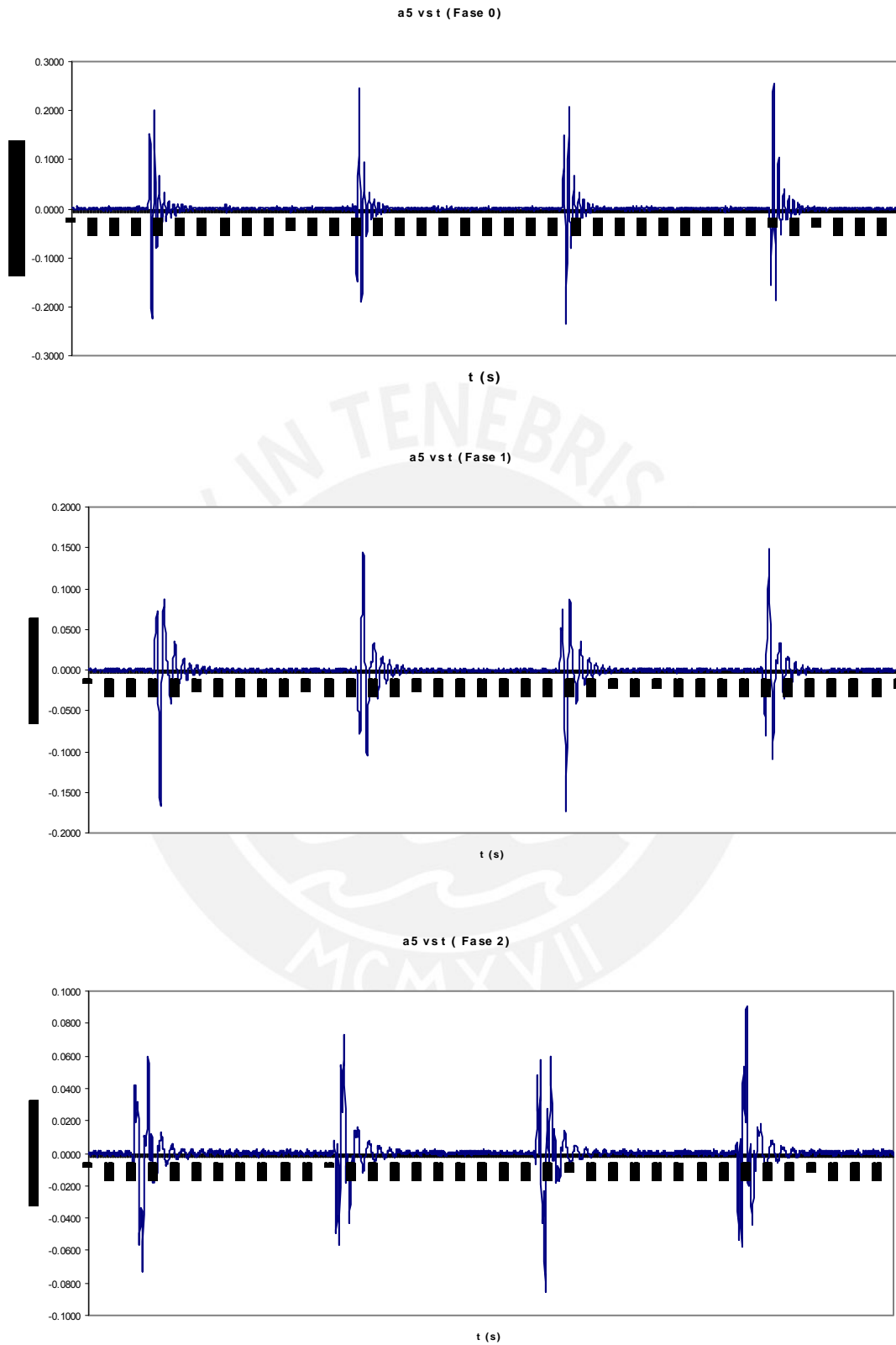


Fig. 7.7 Respuesta en vibración libre para el acelerómetro A5

**Tabla. 7.5 Periodos, Frecuencias y amortiguamientos obtenidos para cada fase.**

Fase	Acelerómetro	T(s)	Frecuencia (Hz)	Amortiguamiento
0	a1	0.105	9.52	0.07
	a2	0.095	10.53	0.06
	a3	0.115	8.70	0.06
	a5	0.105	9.52	0.08
1	a1	0.145	6.90	0.60
	a2	0.11	9.52	0.02
	a3	0.155	6.45	0.02
	a5	0.165	6.06	0.09
2	a1	0.205	4.88	0.18
	a2	0.135	7.41	0.07
	a3	0.22	4.55	0.20
	a5	0.25	4.00	0.11
3	a1	0.205	4.88	0.15
	a2	0.190	5.26	0.04
	a3	0.17	5.88	0.15
4	a1	0.23	4.35	0.21
	a2	0.16	6.25	0.08
	a3	0.11	9.09	0.15
5	a1	0.26	3.85	0.17
	a2	0.25	4.00	0.09
	a3	0.115	8.70	0.16

#### 7.4 Comparación con las aceleraciones de la Norma E.030

Para efectos comparativos, según se indicó en acápite 2.3, la aceleración especificada por la Norma E.030 debe afectarse por la inversa del factor de escala.

##### 7.4.1 Comparación para efectos coplanares

La aceleración máxima esperada por la Norma E.0.30, afectada por el factor de

suelo (S), el factor de escala (Fe) es  $A = \frac{ZS}{Fe}$

-Suelo duro A (Norma) =  $0.4g \times 1 \times 4/3 = 0.53g$

-Suelo blando A (Norma) =  $0.4g \times 1.4 \times 4/3 = 0.75g$

Puesto que los muros de corte soportaron de manera adecuada aceleraciones de hasta  $A_0 = 1.05 \text{ g}$  en la fase 5, puede decirse que el comportamiento ante sismos severos de viviendas reales diseñadas bajo la propuesta de Norma E.080, no tendrían problemas.

#### 7.4.2 Comparación para efectos perpendiculares al plano

De acuerdo a la Norma sísmica E.030, la carga sísmica ( $w$ ) perpendicular al plano de los muros se calcula como:

$$w = Z U C_1 P$$

$Z$  = Factor de zona, en zona 3  $\rightarrow Z = 0.4$

$U$  = Factor de uso o importancia, para viviendas  $\rightarrow U = 1$

$C_1 = 1.3$  para elementos que puedan volcarse

$P$  = Peso del muro

En consecuencia la aceleración promedio en fracción de  $g$ , actuante en la dirección octogonal al muro resulta:

$$A (\text{Norma}) = \frac{w}{P} = Z U C_1 = 0.4 \times 1.0 \times 1.3 = 0.52$$

Para efectos comparativos, esta aceleración debe afectarse por la inversa del factor de escala, obteniendo así:

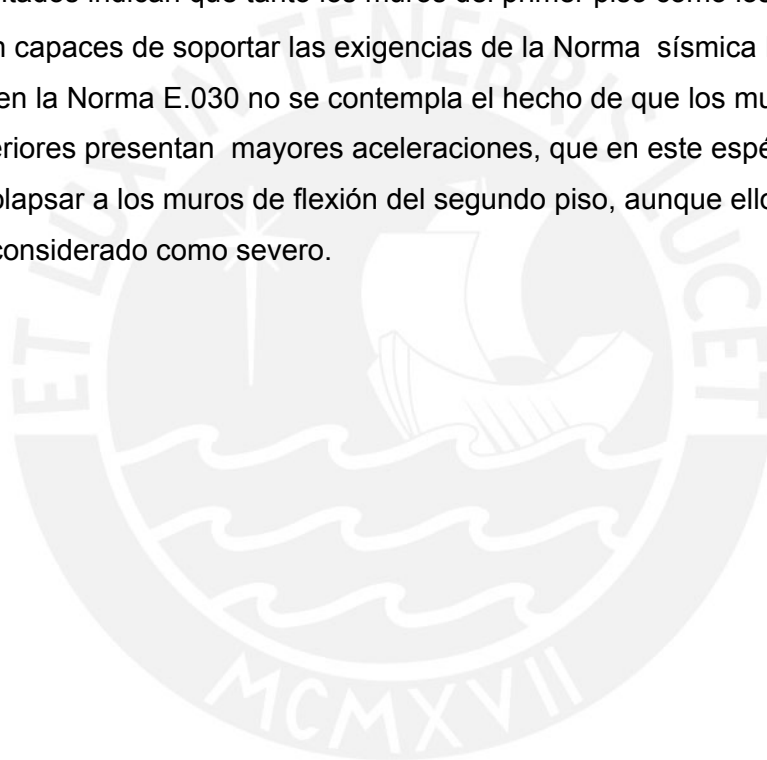
$$A (\text{Norma}) = 0.52 \times 4/3 = 0.69 \text{ g}, \text{ independiente de la ubicación del muro.}$$

En el módulo se obtuvo las siguientes aceleraciones en los muros de flexión:

Tabla 7.6 Aceleraciones en los muros de flexión

	Acelerómetro	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4	Fase 5
Plataforma	A0 (g)	0.19 -0.21	0.33 -0.39	0.47 -0.61	0.66 -0.82	0.88 -1.05
Piso 1	A3 (g)	0.25 -0.34	0.51 -0.53	0.88 -0.81	1.17 -1.30	1.81 -1.78
Piso 2	A5(g)	1.17 -0.98	1.85 -2.05	— —	— —	— —

Estos resultados indican que tanto los muros del primer piso como los del segundo piso serían capaces de soportar las exigencias de la Norma sísmica E.030, sin embargo, en la Norma E.030 no se contempla el hecho de que los muros de los pisos superiores presentan mayores aceleraciones, que en este espécimen hicieron colapsar a los muros de flexión del segundo piso, aunque ello ocurrió para un sismo considerado como severo.



## CAPÍTULO 8

### CONCLUSIONES

Las conclusiones que se desprenden de este proyecto son limitadas, en vista que corresponden a un solo espécimen de adobe confinado de 2 pisos, sin techo y a escala  $\frac{3}{4}$ , que por vez primera se ensayó en mesa vibradora, sin embargo, estas conclusiones son de gran utilidad porque permiten detectar las zonas débiles del sistema.

- a) Se apreció un buen comportamiento, incluso ante sismos catastróficos, de los muros de corte del primer y segundo piso, así como del muro de flexión del primer piso. En estos casos, las fisuras fueron finas y ningún adobe se trituró.
- b) A partir de la segunda fase, correspondiente a un sismo moderado real con aceleración 0.3 g, el muro de flexión del segundo piso (carente de refuerzo horizontal) empezó a balancearse, generándose aceleraciones en su parte central  $A_5 = 1.85 g$  que excedieron al valor de diseño que se especifica en la Norma E.030 (0.69 g), para terminar volcándose su región central en la fase 3 (asociada a un sismo severo real con aceleración de 0.45 g). Si bien el colapso parcial ocurrió ante el sismo severo, es importante evitar esta forma frágil de falla (ver el capítulo 9). En adición, el buen comportamiento del muro de flexión del primer piso se debe a que tuvo menor aceleración, además de estar sujeto a mayor compresión que el muro del piso 2.
- c) La fórmula indicada en el Proyecto de Norma E.080, permitió predecir la resistencia al corte del módulo. Sin embargo, en el diagrama constitutivo cortante-desplazamiento lateral, pudo apreciarse un incremento importante de resistencia aportada, posiblemente, por el refuerzo horizontal existente en el primer piso, por lo que este parámetro debe ser estudiado según se indica en el capítulo 9.

- d) El refuerzo mínimo que se utilizó en los confinamientos funcionó adecuadamente, al igual que el concreto de baja resistencia. Recién en la fase 5, asociada al sismo real catastrófico con  $A = 0.75 g$ , se produjeron fisuras de tracción por flexión en las columnas, por lo cual el tipo de deformación que tuvo el sistema fue principalmente por corte. Adicionalmente, las fisuras verticales en el encuentro columna-muro se iniciaron en la fase 3 y se extendieron totalmente en la fase 4 (asociada a un sismo real muy severo con  $A = 0.6 g$ ). En consecuencia, la teoría de diseño especificada en el proyecto de Norma E.080, funcionó.
- e) El deterioro causado por las distintas fases del ensayo sísmico sobre los muros de corte hizo que el módulo incremente su periodo natural de vibración desde 0.105 “hasta 0.25”, asimismo, el amortiguamiento se incrementó desde 6% en la fase 0 hasta 13% en la fase 5.
- f) Los ensayos de compresión diagonal hecho sobre los muretes de adobe, no fueron representativos, puesto que por la poca adherencia que hubo entre los adobes, estos terminaron desprendiéndose por su peso propio en las hiladas inferiores.
- g) En la sierra del Perú, donde abundan las viviendas de adobe de 2 pisos, es posible aplicar la solución planteada en el proyecto de Norma E.080 para adobe confinado, en vista que allí se espera, según la Norma Sísmica E.030, aceleraciones de hasta 0.3 g para suelo duro, que corresponde a la fase 2 del ensayo en donde el muro de flexión del segundo piso no presentaba fallas significativas



## CAPÍTULO 9

### LINEA FUTURA DE INVESTIGACIÓN

- Debe analizarse un mejor refuerzo para el muro de flexión del segundo piso para evitar su volcamiento, entre las alternativas se tiene:
  - a) El empleo de refuerzo horizontal continuo, no se recomienda el uso de mechas ya que este muro volcó en su zona central en forma de V.
  - b) La adición de una columneta de amarre colocada en la parte central.
  - c) La adición de un diente de concreto alojado en la zona central superior y;
  - d) El uso de malla electrosoldada que conecte el muro con la solera del segundo piso.
- Debe analizarse, mediante ensayos estáticos, el efecto del refuerzo horizontal sobre la resistencia a fuerza cortante coplanar.
- Debe determinarse mediante ensayos la resistencia a tracción por flexión de la mampostería de adobe ante cargas perpendiculares al plano.



## REFERENCIAS

1. A. San Bartolomé ,**Construcciones de Albañilería**, Tercera Edición, PUCP, Lima,2001
2. A.Muñoz , **Ingeniería Sismorresistente**, Segunda Edición, PUCP, Lima,1999
3. Derechos Reservados, **Nuevas casas resistentes de adobe**, Primera Edición, Chiclayo, Perú 2004
4. Norma Peruana de Sismo Resistente E.030
5. Norma Peruana de Adobe E.080
6. Norma Peruana de Albañilería E.070
7. A. San Bartolomé ,Propuesta de NTE de Adobe E.080. Adobe confinado
8. M. Blondet, J. Vargas ,N.Tarque, **Reflexiones sobre la Normatividad para la Construcción Sismorresistente de Edificaciones de Adobe** ,PUCP, Lima,2004
9. G. Matos, D. Quiun y A. San Bartolomé, **Ensayo de simulación sísmica en un módulo de adobe confinado por elementos de concreto armado**, PUCP, Lima,1997
10. R. Pehovaz, **Comportamiento a carga lateral cíclica de muros de adobe confinado** ,Tesis PUCP, Lima,2002
11. G. Pons, Artículos :
  - Introducción a la construcción con adobe,
  - Técnicas para trabajar con tierra,
  - Diseño de viviendas de tierra,

## X. PROPUESTA DE NORMA TÉCNICA DE ADOBE E.080

### ADOBE CONFINADO

Elaborado por: Ángel San Bartolomé

#### X.1. Consideraciones Generales

Las edificaciones de adobe confinado podrán tener una altura de hasta 2 pisos o 6 m. Para efectos de esta Norma, se considerará que un muro de adobe se encuentra confinado por elementos de concreto armado cuando se cumpla las siguientes especificaciones.

1. La albañilería deberá estar completamente bordeada por elementos de concreto armado, vaciado después de haberse construido la mampostería de adobe.
2. Para el primer piso, puede emplearse como elemento de confinamiento horizontal a la cimentación, que deberá ser hecha de concreto ciclópeo. Esta cimentación deberá tener por lo menos un peralte que permita anclar a las varillas verticales de las columnas más un recubrimiento de 7.5 cm.
3. La distancia entre las columnas de confinamiento no deberá ser mayor que dos veces la distancia entre los confinamientos horizontales (vigas soleras), ni mayor que 4 m.
4. Los vanos de puertas y ventanas deberán estar bordeados por columnas de concreto armado. Las vigas dinteles en estos vanos, serán de concreto armado y podrán tener la misma sección transversal que las vigas soleras existentes sobre los muros.
5. El espesor del muro no deberá ser menor que 25 cm. El espesor de los confinamientos ("t") podrá ser igual o mayor que el espesor del muro. El área mínima de la sección transversal de los confinamientos será  $10t$  (en  $\text{cm}^2$ ).
6. La conexión albañilería-columna podrá ser dentada o a ras.

Cuando la conexión sea dentada, la extensión de los dientes de adobe no deberá ser mayor que 5 cm.

En caso la conexión sea a ras, deberá agregarse mechas compuestas por varillas de  $\frac{1}{4}$ " espaciadas cada 50 cm. Estas mechas se colocarán durante la construcción de la albañilería, embutiéndose 40 cm en el muro sobre una junta de mortero de cemento y anclarán 12 cm en el interior de la columna más un dobléz vertical a  $90^\circ$  de 10 cm. En caso la columna tuviese un peralte menor que 15 cm, el anclaje de estas mechas en las columnas podrá hacerse en forma mecánica, doblando la mecha sobre un estribo. Estas mechas no se requieren cuando el refuerzo horizontal es continuo.

7. El concreto de los confinamientos deberá tener una resistencia a compresión ( $f'c$ ) mayor o igual a  $100 \text{ kg/cm}^2$ . La compactación del concreto deberá hacerse con una varilla lisa de  $\frac{1}{2}$ " de diámetro o con una vibradora. En caso se detecte cangrejeras, se

eliminarán las partículas sueltas, para luego humedecer esa zona y compactar mortero, en proporción volumétrica cemento-arena 1:4, a presión manual.

8. Los elementos de refuerzo en los confinamientos deberán ser varillas corrugadas de acero dúctil, con diámetros mayores a iguales a  $\frac{1}{4}$ " y esfuerzo nominal de fluencia ( $f_y$ ) igual a  $4200 \text{ kg/cm}^2$ . Estas varillas tendrán un recubrimiento de 2 cm, cuando se aplique un tarrajeo de cemento, y 3 cm cuando el muro carezca de tarrajeo de cemento.
9. El refuerzo longitudinal mínimo de los confinamientos estará compuesto por 2 varillas de  $\frac{1}{4}$ ", mientras que los estribos mínimos estarán compuestos por ganchos de  $\frac{1}{4}$ " 1 a 5, 4 a 10 y el resto a 25 cm. Estos ganchos doblarán  $180^\circ$  sobre las varillas longitudinales.

## X.2. Análisis Sísmico

Para el análisis sísmico de las edificaciones de adobe confinado se cumplirán las siguientes especificaciones:

1. La fuerza sísmica de diseño a la rotura ( $V$ , para sismos severos) será la proporcionada por la Norma Sismorresistente E.030, considerando un factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas  $R = 3$ .
2. Se asumirá que las vigas (soleras y dinteles) continuas de concreto armado proporcionan acción de diafragma rígido en cada nivel, pudiéndose emplear techos de madera o metálicos debidamente conectados a las vigas. Además deberá cumplirse que la relación longitud-ancho de la planta de la edificación sea menor que 4.
3. Se evitará irregularidades en planta y en elevación, dividiendo a la edificación en bloques separados por juntas sísmicas. Cada bloque se analizará independientemente.
4. Los muros portantes de carga sísmica deberán tener continuidad vertical y una longitud no menor que 1.2 m.
5. El módulo de elasticidad de la albañilería de adobe ( $E_a$ ) podrá suponerse igual a  $6500 \text{ kg/cm}^2$ , y el módulo de corte ( $G_a$ ) será tomado como  $0.4 E_a$ . El módulo de elasticidad del concreto será determinado de la expresión  $E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$ , en  $\text{kg/cm}^2$ .
6. Para el cálculo de la rigidez lateral de los muros de adobe confinados, deberá transformarse las columnas de confinamiento en áreas equivalentes de adobe, multiplicando al espesor de las columnas por la relación  $E_c / E_a$ . Adicionalmente, deberá agregarse la participación de las paredes transversales considerando un ancho efectivo igual a 4 veces el espesor de la pared transversal. Asimismo, deberá considerarse la participación de los alféizares de ventanas en caso no hayan sido aislados de la estructura principal.

7. La determinación de las fuerzas internas en cada muro (momentos flectores “**Mu**” y fuerzas cortantes “**Vu**”) ante la acción de sismos severos, se hará mediante métodos racionales de cálculos (manuales o computacionales), contemplando las excentricidades de las fuerzas sísmicas especificadas por la Norma Sismorresistente E.030.
8. Se verificará, de acuerdo a lo indicado por la Norma Sismorresistente E.030, que las distorsiones angulares máximas inelásticas no sean mayores que 0.005; en caso se supere este límite, se deberá rigidizar a la edificación.

### X.3. Diseño para Acciones Sísmicas en el Plano de los Muros Confinados

Para el diseño sísmico de los muros confinados ante acciones coplanares, deberá cumplirse las siguientes especificaciones:

1. **Resistencia al Corte (VR).** La resistencia a fuerza cortante en condición de rotura para el caso de adobes asentados con mortero de barro, será obtenida con la ecuación 1:

$$VR = 0.5 L t + 0.2 P \quad [\text{ecuación 1, en kg y cm}]$$

Donde:

L = longitud total del muro (incluyendo columnas)

t = espesor del muro sin tarrajeo

P = carga de gravedad acumulada.

Para el caso en que el adobe sea asentado con mortero de cemento, VR se incrementará por 1.3. Para el caso que se aplique un tarrajeo de cemento sobre una malla debidamente conectada a la mampostería, el espesor “t” incluirá el grosor del tarrajeo.

2. **Densidad de Muros.** En cada dirección de la edificación y en cada piso, la densidad de muros se medirá a través de la suma de la resistencia a fuerza cortante ( $\Sigma VR$ ) de los muros portantes de carga sísmica orientados en la dirección en análisis. Esta suma de resistencias deberá ser mayor o igual que la fuerza cortante actuante en el entrepiso en análisis (ecuación 2), especificada por la Norma Sismorresistente.

$$\Sigma VR \geq V \quad [\text{ecuación 2}]$$

3. **Verificación para Sismos Moderados.** Asumiendo que los sismos moderados proporcionan fuerzas laterales iguales al 50% de las correspondientes al sismo severo, se verificará mediante la ecuación 3 que ante los sismos moderados ningún muro sobrepase el 60% de su resistencia al corte; es decir, ante sismos moderados ningún muro debe agrietarse por fuerza cortante.

$$0.5 Vu \leq 0.6 VR \quad [\text{ecuación 3}]$$

4. **Diseño de Muros Agrietados por Corte.** Para sismos severos se supondrá que todos los muros del primer piso se agrietan por corte alcanzando su nivel de resistencia VR,

salvo que  $\Sigma VR > R V$ , donde  $R = 3$ , en cuyo caso el comportamiento será elástico y los muros serán diseñados de acuerdo a lo que se especifique en el acápite 5. Para los muros que se agrietan por corte, se seguirá el siguiente procedimiento de diseño para los confinamientos.

**4.1 Determinación de las Fuerzas Internas en los Confinamientos.** En los confinamientos se presentan 3 fuerzas internas: Tracción (**T**), Compresión (**C**) y Fuerza Cortante (**Vc**), no existe momento flector ya que la columna no puede flexionarse al estar conectada al muro. Para efectos de diseño, se desprecia la compresión (**C**), debido a que los muros son de baja altura (máximo 2 pisos) y la dimensión mínima de la columna es capaz de absorber esta compresión. Estas fuerzas internas se determinarán con las expresiones que aparecen en la Tabla 1.

Tabla 1. Fuerzas Internas en las Columnas.		
COLUMNA	$V_c$ (fuerza cortante)	$T$ (tracción)
Interior	$\frac{VR.L_m}{L(N_c+1)}$	$VR \frac{h}{L} - P_t$
Extrema	$1,5 \frac{VR.L_m}{L(N_c+1)}$	$F - P_t$

Donde:

$F = M / L$  = fuerza axial en las columnas extremas producidas por “M”

$M = Mu (VR1 / Vu1)$  = momento flector asociado al agrietamiento del primer piso

$L_m$  = longitud del paño mayor o 0.5 L, lo que sea mayor

$L$  = longitud total del muro, incluyendo columnas

$N_c$  = número total de columnas en el muro en análisis

$h$  = altura del entrepiso en análisis

$P_t$  = carga vertical tributaria proveniente del muro transversal a la columna

Nota: en muros de 1 paño existen 2 columnas extremas ( $N_c = 2$ ) y  $L_m = L$

**4.2 Diseño de Columnas.** El área de concreto ( $A_c$ ) y el refuerzo vertical ( $A_s$ ) deberán ser capaces de absorber la acción combinada de la tracción (**T**) y el corte-fricción (**Vc**):

$$A_c = \frac{V_c}{0,2 f_c \phi} \geq 10 t (cm^2)$$

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \cdot \mu \cdot \phi}$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_y \cdot \phi}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0,1 f_c A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo : } 2 \phi 1/4")$$

Ecuación 4

Donde:

$$\phi = 0.85$$

$\mu$  = coeficiente de fricción concreto-concreto = 0.8

Los estribos en las columnas serán mínimos y estarán compuestos por estribos cerrados o ganchos de ¼", espaciados 1 a 5, 4 a 10, resto a 25 cm.

**4.3 Diseño de Soleras.** El refuerzo a colocar en la solera será calculado con la ecuación 5. El área de concreto  $A_{cs}$  será mínima (10 t, en  $\text{cm}^2$ ) y los estribos estarán compuestos por estribos cerrados o ganchos de ¼", espaciados 1 a 5, 4 a 10, resto a 25 cm.

$$T_s = VR \frac{L_m}{2L}; \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f_c A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 2 \phi 1/4") \quad \text{ecuación 5}$$

Donde:  $\phi = 0.9$

Este refuerzo será anclado en los nudos, pudiéndose adicionar ganchos en el refuerzo vertical para doblar a 90° las varillas de la solera.

**4.4 Diseño del Refuerzo Horizontal.** En los muros agrietados, se colocará refuerzo horizontal continuo, anclado en las columnas. Este refuerzo será colocado sobre juntas horizontales hechas con mortero de cemento. En estos casos, podrá suprimirse las mechas cuando se utilice conexiones albañilería-columna a ras. El refuerzo horizontal (Ash) se calculará con la ecuación 6 y como mínimo se utilizará 1  $\phi$  ¼" cada 50 cm.

$$A_{sh} = \frac{VR \cdot s}{f_y \cdot L} \quad \text{ecuación 6}$$

Donde:

s = espaciamiento vertical entre los refuerzos horizontales

**5. Diseño de Muros No Agrietados.** Esta disposición se aplica para los muros del segundo piso que presenten una fuerza cortante asociada al agrietamiento del primer piso menor a su resistencia al corte:  $Vu2x(VR1/Vu1) < VR2$ , en caso contrario, los muros del segundo piso también se agrietarán y deberán ser diseñados de acuerdo a lo que se especifique en el acápite 4. En las columnas internas y en las soleras de los muros no agrietados, se utilizará refuerzo mínimo, asimismo, en estos muros no será necesario adicionar refuerzo horizontal.

$$T = F - P_t \quad A_s = \frac{T}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f_c A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 2 \phi 1/4") \quad \text{ecuación 7}$$

Donde:

$F = M / L$  = fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M"

$M = Mu (VR1 / Vu1)$  = momento flector asociado al agrietamiento del primer piso

$\phi = 0.9$



6. **Diseño de Vigas Dinteles.** Las vigas dinteles deberán soportar la acción combinada de las cargas de gravedad y las cargas sísmicas. Estas vigas serán diseñadas de tal forma que fallen dúctilmente por flexión, según se especifica en la Norma de Concreto Armado E.080.

#### X.4. Diseño para Sismos Perpendiculares al Plano del Muro

Se utilizará las siguientes especificaciones.

1. La carga sísmica perpendicular al plano del muro, “w” (en kg/m<sup>2</sup>, ecuación 8), será la proporcionada por la Norma Sismorresistente E.030.

$$w = Z.U.C_1 \gamma e$$

ecuación 8

donde:

$Z$  = factor de zona especificado en la NTE E.030.

$U$  = factor de importancia especificado en la NTE E.030.

$C_1$  = coeficiente sísmico especificado en la NTE E.030.

$e$  = espesor bruto del muro (incluyendo tarrajeos), en metros

$\gamma$  = peso volumétrico de la albañilería de adobe

2. Los confinamientos de concreto armado, actuarán esta vez como arriostres del muro.
3. Se supondrá que el muro actúa como una losa simplemente apoyada en los arriostres, sujeta a carga sísmica perpendicular a su plano. El momento flector distribuido por unidad de longitud del muro ( $M_s$ , en kg-m/m), producido por la carga sísmica “w”, se calculará con la ecuación 9.

$$M_s = m.w.a^2$$

ecuación 9

Donde:

$m$  = coeficiente de momento (adimensional) indicado en la Tabla 2.

$a$  = dimensión crítica del paño de albañilería (ver la Tabla 2), en metros.

**TABLA 2. Valores del Coeficiente de momentos "m" y Dimensión Crítica "a" en Muros con 4 Bordes Arriostrados.**

a = Menor dimensión								
b/a =	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	$\infty$
m =	0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125

4. El esfuerzo normal de tracción producido por el momento flector  $M_s$  menos el esfuerzo de compresión producido por la carga de gravedad acumulada, no deberá ser mayor que la resistencia a tracción de la albañilería  $f't = \text{XXX kg/cm}^2$ . De no cumplirse esta condición, deberá aumentarse el espesor del muro o disminuir la distancia entre los arriostres.
5. Para calcular la carga proveniente del muro ("w") sobre los arriostres, se podrá utilizar la denominada "regla del sobre", consistente en trazar rectas a  $45^\circ$  desde los vértices del muro que se interceptan con una línea horizontal trazada a la mitad de la altura del muro.
6. En todo arriostre que pueda deformarse por flexión (por ejemplo: solera no restringida por el techo, o columna perteneciente a un borde libre del muro), las cargas (trapezoidales o triangulares) actuantes sobre los arriostres originarán momentos flectores y fuerzas cortantes que deberán ser absorbidos por el refuerzo y la sección transversal, evaluados según se especifica en la Norma de Concreto Armado E.060.
7. El refuerzo o la sección transversal que se obtenga en los elementos de concreto armado actuando como arriostres, no deberán sumarse con aquellos valores obtenidos en esos elementos actuando como confinamientos, sino que se adoptará el mayor de ellos.