

01161



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN INGENIERIA

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LAS PROPIEDADES  
MECÁNICAS DE MAMPOSTERÍAS DE PIEDRA  
NATURAL

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA (ESTRUCTURAS)  
P R E S E N T A :  
MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO



DIRECTOR DE TESIS: DR. ROBERTO MELI PIRALLA

MÉXICO, D. F.,

ENERO DE 2005

m. 340293



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Mario Mauricio Chavez

Cano

FECHA: 21 de enero de 2005

FIRMA: [Firma]

## *DEDICATORIA*

*A mis padres y mis hermanas por haberme brindado su incondicional apoyo y comprensión para poder alcanzar una meta más en mi vida.*

## AGRADECIMIENTOS

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por haberme brindado todas las facilidades prestadas para realizar esta investigación.

Al Dr. Roberto Meli, por su atinada dirección, apoyo y paciencia para la realización de este trabajo.

Al Ing. Roberto Sánchez, por sus acertados comentarios y apoyo en el desarrollo de este trabajo.

A Concepción Hernández por contribuir con su apoyo y experiencia para el desarrollo de la parte experimental de este estudio.

A Salomón Trinidad por su importante participación en la construcción de todos los especímenes ensayados.

A Raymundo Mondragón, por su oportuna colaboración en la culminación de la parte experimental de esta tesis.

Al Dr. David Murià, por el apoyo brindado en los contratiempos sucedidos en el laboratorio.

## RESUMEN

En este trabajo se hace una breve descripción de las principales características de las mamposterías de piedra natural hechas con mortero de cal. A su vez, mediante la realización de ensayos a compresión axial y compresión diagonal de especímenes construidos en laboratorio, se obtuvieron las propiedades mecánicas de mamposterías con materiales similares a las encontradas en monumentos históricos.

Además, se construyeron especímenes de mampostería utilizando morteros de cal con veinte por ciento de cemento, para estudiar los efectos que esto produce en el comportamiento estructural de la mampostería y determinar si es adecuado su uso en obras de rehabilitación estructural de monumentos históricos.

Por otra parte, las características de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas de los ensayos permitieron definir dos tipos de comportamiento: el primero, cuando la mampostería no ha sido sometida a algún esfuerzo y el segundo, cuando ya ha sido sujeta a un proceso de carga-descarga.

## ABSTRACT

In this work a brief description of the main characteristics of the masonries of natural stone is made with mortar of lime. In turn, by means of the realization of tests to axial compression and diagonal compression of specimens built in laboratory, the mechanical properties of masonries were obtained with similar materials to the opposing ones in historical monuments.

Also, masonry specimens was built using mortars of lime with twenty cement percent, to study the effects that this takes place in the structural behavior of the masonry and to determine if its use is adapted in works of rehabilitation structural of historical monuments.

On the other hand, the characteristics of the curves deformation-strain obtained of the tests allowed to define two behavior types: the first one, when the masonry has not been subjected to some strain and the second, when it has already been subject to a load-discharge process.

## CONTENIDO

RESUMEN .....	3
ABSTRACT .....	3
CONTENIDO .....	4
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>6</b>
1.1. INTRODUCCIÓN .....	6
1.2. OBJETIVOS .....	7
<b>CAPÍTULO 2. DESCRIPCIÓN DE LAS MAMPOSTERÍAS HISTÓRICAS...</b>	<b>8</b>
2.1. ARREGLOS ESTRUCTURALES .....	8
2.2. TIPOS DE MATERIALES .....	9
2.3. MORTEROS TRADICIONALES .....	10
2.3.1. Aspectos generales .....	10
2.3.2. Propiedades .....	11
<b>CAPÍTULO 3. EL USO DEL CEMENTO EN MORTEROS PARA OBRAS DE REHABILITACIÓN Y RESTITUCIÓN .....</b>	<b>12</b>
3.1. ASPECTOS GENERALES .....	12
3.2. CONSIDERACIONES PARA ELEGIR UN MORTERO DE REHABILITACIÓN .....	12
3.3. MORTEROS DE CEMENTO.....	13
3.3.1. Características físicas y mecánicas .....	13
<b>CAPÍTULO 4. PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>17</b>
4.1. PROCESO CONSTRUCTIVO .....	17
4.1.1. Especímenes .....	19
4.1.2. Cimbras .....	20
4.1.3. Cabeceo .....	21
4.2. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN .....	23
4.2.1. Procedimiento .....	23
4.2.2. Propiedades mecánicas .....	24
4.2.2.1. Resistencia a compresión .....	24
4.2.2.2. Módulo de elasticidad .....	24
4.2.2.3. Relación de Poisson .....	25

4.2.2.4.	<i>Resistencia a cortante</i> .....	25
4.2.2.5.	<i>Módulo de rigidez por cortante</i> .....	26
<b>CAPÍTULO 5. RESULTADOS</b> .....		<b>27</b>
5.1.	COMPRESIÓN AXIAL .....	27
5.1.1.	Curvas esfuerzo-deformación .....	27
5.1.2.	Modos de fallas .....	29
5.1.3.	Resistencia a compresión .....	31
5.1.4.	Módulo de elasticidad $E_m$ , relación de Poisson $\nu_m$ .....	35
5.2.	COMPRESIÓN DIAGONAL .....	39
5.2.1.	Modos de falla .....	39
5.2.2.	Resistencia a compresión diagonal y módulo de rigidez al cortante .....	40
<b>CAPÍTULO 6. MODELACIÓN MATEMÁTICA DE LAS CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN</b> .....		<b>44</b>
6.1.	DESCRIPCIÓN .....	44
6.1.1.	Curva virgen .....	45
6.1.2.	Curva de recarga .....	46
6.1.3.	Curva con tramo de recarga y tramo virgen .....	47
6.2.	EXPLICACIÓN FÍSICA DEL COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN .....	49
<b>CAPÍTULO 7. COMENTARIOS FINALES</b> .....		<b>52</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS</b> .....		<b>55</b>
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....		<b>57</b>

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1. INTRODUCCIÓN

El conocimiento de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales de construcción es indispensable, tanto para el diseño estructural de una obra nueva, como para la revisión de una ya existente. Dichas propiedades han sido estudiadas con bastante detalle en materiales tales como concreto, acero y mampostería de ladrillo, comunes en las estructuras modernas; sin embargo, en materiales de edificaciones antiguas de la época colonial, el conocimiento de las propiedades físicas y mecánicas es muy limitado.

La mampostería ha sido una de las técnicas más antiguas en la construcción. La unión de piedras o ladrillos por medio de una masilla cementante llamada mortero, ha mostrado ser una técnica eficiente durante miles de años, debido principalmente, a su facilidad de construcción.

El análisis del comportamiento mecánico de monumentos históricos sigue siendo un gran desafío, tanto por su geometría como de los materiales con que está construido, ya que al ser la mampostería de piedra un material compuesto no homogéneo, muestra características direccionales distintas provocadas por las capas de mortero, que actúan como planos de debilidad. Por lo tanto, estas estructuras muestran un comportamiento mecánico complejo, esencialmente no lineal.

El análisis de las estructuras históricas de mampostería presenta, incluso, un mayor desafío en comparación con las estructuras modernas de mampostería. Simples aspectos, como datos de la geometría o la caracterización de las propiedades mecánicas de los materiales usados son, en la mayoría de los casos, imposibles de obtener. Asociado a esto, la variabilidad del proceso constructivo y de los materiales, así como la posibilidad de algún deterioro en la estructura, complican su estudio, pues todas estas variables son difíciles de representar matemáticamente.

Por lo tanto, la investigación que se está realizando en el área de los edificios históricos de mampostería es esencial para entender sus propiedades; su comportamiento, y de esta manera, definir criterios y procedimientos consistentes que permitan determinar su nivel de seguridad, así como diseñar medidas adecuadas para su preservación.

En este trabajo se determinan experimentalmente las propiedades mecánicas de algunos arreglos de mampostería, variando el tipo de piedra y mortero. Se discute la adición de cemento a los morteros tradicionales de cal en obras de rehabilitación y su efecto en las propiedades mecánicas de la mampostería.

Cabe aclarar que las mamposterías ensayadas fueron construidas en laboratorio y no extraídas de estructuras reales, por la complejidad que esto representa. Para que los resultados fueran representativos, se manejaron materiales y técnicas similares a los originales, de manera que se pudiera estudiar el comportamiento de las mamposterías al variar sus componentes y/o estructura.

Por último, se estudia el efecto que producen las precargas en las curvas esfuerzo-deformación y se comparan con las obtenidas en pruebas en donde éstas no se aplicaron o simplemente fueron muy pequeñas. Se presentan modelos matemáticos que reproducen de manera aproximada el comportamiento de las curvas con y sin precargas.



## 1.2. OBJETIVOS

- Determinar experimentalmente las propiedades mecánicas y físicas de las piedras empleadas.
- Construir especímenes de mampostería con las piedras y arreglos seleccionados para obtener las resistencias a compresión, tensión diagonal, así como el módulo de elasticidad de cada uno de ellos.
- Definir algunas relaciones entre las principales propiedades mecánicas, que permitan la estimación de manera aproximada de: la resistencia a compresión, módulo de elasticidad, módulo de cortante.
- Explicar y modelar matemáticamente el comportamiento de las curvas esfuerzo-deformación derivadas de ensayos con y sin la aplicación de precargas.

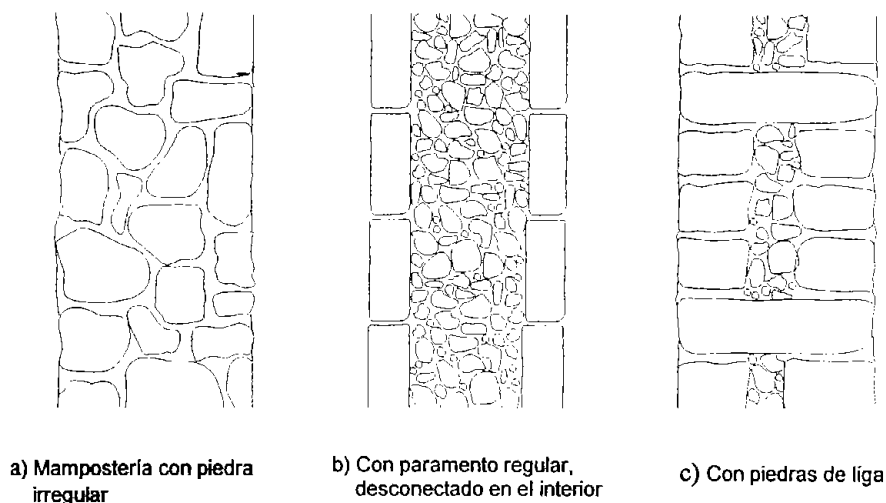
## CAPÍTULO 2

### DESCRIPCIÓN DE LAS MAMPOSTERÍAS HISTÓRICAS

#### 2.1. ARREGLOS ESTRUCTURALES

La gran variedad de técnicas constructivas de la mampostería en monumentos históricos dificulta su clasificación; sin embargo, es importante señalar que las propiedades mecánicas de la mampostería dependen de manera fundamental del arreglo con que cuentan los materiales que la componen y de la calidad de los mismos.

Entre los diversos arreglos de mampostería que se han empleado en los edificios históricos, en la Fig. 2.1 se muestran tres casos de los más representativos en cuanto su comportamiento estructural:



**Figura 2.1. Arreglos comunes de mampostería**

El comportamiento mecánico de la mampostería se puede explicar al idealizarla como una serie de capas superpuestas de piedra-mortero, que, al someterse a un estado de esfuerzos de compresión, experimentan un acortamiento en la dirección de los esfuerzos aplicados y un alargamiento en la dirección transversal. Como el mortero es un material menos rígido que la piedra, sufre deformaciones en ambas direcciones, por lo cual, la interacción entre ellos provoca una compresión en el mortero y una tensión en la piedra en la dirección transversal. Debido a la baja resistencia a tensión de la piedra, se produce para cargas elevadas un agrietamiento que se incrementa con el aumento de la carga. El mortero queda confinando entre las piedras, y su falla en compresión no llega usualmente a ser crítica.

La resistencia a compresión de la mampostería es menor que la de la piedra, pero en algunos casos puede ser mayor a la del mortero. Cuando se tienen arreglos irregulares de piedra, los mecanismos de falla suelen ser diferentes, pues no implican el agrietamiento transversal de la piedra, sino la separación de las mismas, provocando el pandeo y el subsiguiente colapso de partes del elemento. Por lo anterior, la presencia de piedras transversales que ligan la mampostería en la dirección del espesor del elemento, incrementa significativamente la resistencia (Almendra, 2002).

## 2.2. TIPOS DE MATERIALES

La mayor parte de los monumentos históricos en el valle de México están contruidos de mampostería de piedra, en donde el material ligante más empleado es el mortero de cal y arena, el cual, en algunos casos suele contener algunos aditivos orgánicos (baba de nopal, clara de huevo, sangre animal, etc.) o alguna fibra.

La elección del tipo de piedra dependió tanto de su disponibilidad, como de la facilidad que ofrecían para ser manipuladas. Los materiales pétreos comunes en la construcción de edificios antiguos en la ciudad de México y sus alrededores son: piedra chiluca, basalto, tezontle, toba (cantera), piedra braza, etc. (Departamento del Distrito Federal, 1988). A continuación se hace una breve descripción de los mismos.

- *Chiluca (variedad de traquita horbléndica)*

Roca de tipo ígneo; su origen se debe a la formación de lava compuesta por feldespatos. Etimológicamente proviene del náhuatl:

Chilli- Chile  
Chilohcan ohtili-camino  
Can-locativo  
“En el camino de los chiles”

Su estructura es compacta y granulosa. El color más común es el gris que va de claro a oscuro con moteados negros, dependiendo de la cantidad de cristales de horblenda que contenga.

Tiene un peso volumétrico de 2000-2600 kg/m<sup>3</sup> y resistencia a la compresión de 300-500 kg/cm<sup>2</sup>

Se emplea tanto en estructuras como en recubrimientos y ornamentación. Este tipo de piedra se localiza en: Atizapán de Zaragoza, Méx.; Ajusco, D.F.; Echegaray, Méx.; Pachuca, Hgo.; La Villa, D.F.; Chimalhuacán, Méx.; San Juan Teotihuacan, Méx.; Salazar, Méx.; Otumba, Méx.

- *Basalto-recinto (variedad de la dolerita)*

El basalto es una roca ígnea extrusiva, sólida y negra; de grano fino. Es el tipo de roca más común en la corteza terrestre, y cubre la mayoría del fondo oceánico. Está formado por abundantes minerales oscuros como, el piroxeno y el olivino, que hacen que el basalto sea de color gris o negro oscuro. Alcanza un peso volumétrico de entre 2450 -2850 kg/m<sup>3</sup> y la resistencia a compresión entre 600 - 2600 kg/cm<sup>2</sup>. Se emplea comúnmente en la construcción de cimientos, muros, rodapiés y pavimentos.

- *Tezontle*

Variedad de lava volcánica, de apariencia esponjosa; proviene de una roca ígnea de tipo andesítico y basáltico; su composición es a base de óxido de aluminio, óxidos de silicio y óxido de hierro, lo que influye en la variación de su color, que va de rojo oscuro, rojo amoratado y café hasta el negro.

Posee una textura porosa que la caracteriza haciéndola muy ligera, sin que pierda totalmente por esto su resistencia. Sus características más relevantes son: peso reducido, adherencia con los morteros, resistencia al salitre y a los agentes atmosféricos.

El peso volumétrico varía de 650 - 1315 kg/m<sup>3</sup> y la resistencia a compresión de 45-75 kg/cm<sup>2</sup>. Se emplea en mampostería, recubrimientos, como aglutinantes en morteros y rellenos.

Existen dos tipos: tezontle rojo y tezontle negro. Y se encuentran en: Cerro de Santa Martha, D.F.; Cerro del peñón, D.F.; Montañas de la Mesa Central de la Altiplanicie Mexicana.

- *Piedra braza*

Roca ígnea del grupo de lavas de gran dureza y resistencia a los agentes atmosféricos; es una variante del basalto y comúnmente se le denomina piedra de construcción. Presenta una textura compacta, de color gris oscuro, que en ocasiones es rojizo dependiendo del contenido de hierro. Su peso volumétrico oscila entre los 1800 y 2600 kg/m<sup>3</sup>. Se emplea como piedra en cimentaciones de mampostería, muros y pisos.

- *Toba (cantera)*

Se le conoce como toba a la ceniza volcánica endurecida hasta convertirse en roca. En la construcción, la que se emplea con mayor frecuencia es la llamada cantera; roca ligera y porosa; ofrece gran manejabilidad.

La más común en el Valle de México es la cantera de color gris. Su peso volumétrico varía de 1750-2400 kg/m<sup>3</sup> y resistencia a compresión de 100-250 kg/cm<sup>2</sup>. Se emplea como piedra decorativa y en recubrimientos y se localiza en: Santiaguillo, Méx.; Tepeyac, D.F.; Chimalhuacán, Méx.; Echegaray, y Los Remedios, Méx.; Puebla, Pue.

### 2.3. MORTEROS TRADICIONALES

#### 2.3.1. Aspectos generales

De acuerdo con Gárate, 1994, se ha encontrado que gran parte de los morteros empleados en la construcción de edificios de la época colonial son a base de cal, arena y en ocasiones de algún aditivo, por lo general de origen orgánico, sin entrar en discusión sobre la efectividad de estos. Según antiguos autores, la relación volumétrica arena-cal puede variar entre 2 y 3 partes de arena por 1 parte de cal. La arena empleada suele ser de grano grueso para disminuir la contracción que se produce al fraguar la cal.

Teóricamente, la cal grasa apagada de buena calidad se transformará en carbonato de calcio, de modo que mezclada con los áridos adecuados y bien dosificada puede durar indefinidamente por el fraguado producido por su contacto con el bióxido de carbono contenido en el aire; sin embargo, si el mortero no fue realizado adecuadamente desde su origen, se puede iniciar un proceso de desmoronamiento por las condiciones climáticas o contaminación atmosférica a que está sujeto, provocando fallas estructurales como flechas o grietas.

Muchos restauradores han retomado el uso de los morteros de cal; sin embargo, la primera consideración sobre su utilización es el bajo número de albañiles con la pericia suficiente para usarlos correctamente. Un defecto común es que se tiende a añadir agua en exceso para mejorar la trabajabilidad de la mezcla, lo que reduce la resistencia mecánica. Además, no se consideran las condiciones climáticas a que va estar sometido el mortero para hacer las dosificaciones adecuadas que permitan un correcto fraguado, ya que estos morteros endurecen por secado y carbonatación en un proceso lento que se inicia en la superficie y avanza hacia el interior. Si el ambiente es muy húmedo se retrasa el secado, si es muy seco, la carbonatación es lenta.

### 2.3.2. Propiedades

Desde el punto de vista mecánico, los morteros de cal presentan mayor deformabilidad en comparación con los de cemento, lo que permite acomodarse a los pequeños movimientos diferenciales de muros o bóvedas; también tienen una buena proporción, tamaño y distribución de poros, que favorecen la evaporación del agua y movimiento de aire ocluido y un coeficiente de conductibilidad térmica análoga a la de la piedra y el ladrillo.

Las resistencias a compresión para los morteros con proporciones en volumen 1:3 (cal: arena) es aproximadamente  $5 \text{ kg/cm}^2$  y para los morteros con proporciones 1:2 de  $10 \text{ kg/cm}^2$  (Gárate, 1994).

En los capítulos 5 y 6 se hará mayor énfasis de la capacidad de deformación de los morteros de cal, así como de los efectos que inducen en el comportamiento de la mampostería

## CAPÍTULO 3

### EL USO DEL CEMENTO EN MORTEROS PARA OBRAS DE REHABILITACIÓN Y RESTITUCIÓN

#### 3.1. ASPECTOS GENERALES

Un monumento histórico requiere de reparación o refuerzo cuando los materiales que constituyen su estructura se han deteriorado ya sea por la edad, falta de mantenimiento, contaminación del aire, accidentes o algún desastre natural, etc.

Debido al valor cultural que representan, cuando se requiere la rehabilitación estructural de un monumento histórico, los principios de preservación y restauración de monumentos deben ser seguidos, aunque limiten severamente la aplicación de algunas técnicas posibles de intervención. Estos principios usualmente no permiten la reconstrucción o reemplazo de elementos estructurales típicos del periodo en que fueron construidos, con elementos hechos de materiales de construcción modernos.

Para definir el camino más adecuado de refuerzo, siempre es necesario analizar cada caso y confrontar los requerimientos estructurales con los de conservación de monumentos históricos, de manera que se pueda definir si es realmente necesario el empleo de técnicas modernas o con los métodos tradicionales se puede asegurar un comportamiento estructural adecuado. Por ejemplo, es muy común en la práctica el uso indiscriminado de mezclas con cemento, que en muchos casos no es necesario.

#### 3.2. CONSIDERACIONES PARA ELEGIR UN MORTERO DE REHABILITACIÓN

Para que un mortero pueda ser utilizado en obras de rehabilitación conviene que reúna las siguientes características:

- a) Poseer una resistencia mecánica equivalente a un buen mortero de cal y arena.
- b) La distribución y tamaño de poros tiene que ser similar a la de los morteros originales.
- c) Tener la menor cantidad posible de sales solubles, en particular sódicas y potásicas.
- d) Presentar condiciones de trabajabilidad adecuadas.
- e) El fraguado debe alcanzarse con suficiente rapidez, tanto en ambiente seco como húmedo, considerando la dosificación adecuada para cada caso.
- f) Se debe lograr que la contracción por secado no sea significativa.
- g) Desde un punto de vista estricto de conservación, se requiere que un tratamiento sea reversible, es decir, se pueda retirar sin dañar la piedra.

Difícilmente los productos modernos como el cemento Portland y las resinas llegan a cumplir estos requisitos. Por lo anterior, su empleo ha sido muy cuestionado en las intervenciones de monumentos históricos y se recomienda el uso de materiales similares a los originales para obtener las características antes mencionadas, y sólo en casos excepcionales utilizar los productos modernos.

### 3.3. MORTEROS DE CEMENTO

En la actualidad, el uso de la cal en la construcción ha sido desplazado por el cemento, el cual ofrece grandes resistencias en periodos relativamente cortos. Sin embargo, su uso no ha sido de gran aceptación en el campo de la rehabilitación de monumentos históricos, no sólo por ser un material de naturaleza ajena a los materiales originales, sino por diversos inconvenientes de comportamiento como los siguientes: los morteros de cemento reducen notablemente la transpiración de los materiales que revisten, provocando la concentración de humedad en lugares donde se tengan algunos frescos sobre muros o bóvedas, que pueden dañarse por la aparición de eflorescencias. Son muy rígidos y no se contraen significativamente. Tienden a la formación de sales nocivas, lo que no sucede con los morteros de cal.

Aún así, en algunas intervenciones se ha optado por el uso de mezclas con cemento Portland, debido al incremento de resistencia que se obtiene; por lo cual algunas investigaciones se han centrado en el estudio de las formas de reducir los efectos nocivos que el cemento provoca y aprovechar las ventajas que nos ofrece.

#### 3.3.1. Características físicas y mecánicas

Según se reporta en Tomazevic, 1993, en Eslovenia se realizó una serie de ensayos para analizar el efecto que se producía al utilizar lechadas con 90% de cemento y 10% de puzolana como consolidantes de muros de mampostería. Los resultados obtenidos se indican en la Tabla 3.1:

**Tabla 3.1. Propiedades mecánicas de mampostería histórica original y mampostería histórica inyectada. (Tomazevic, 1993)**

Tipo de mampostería	Descripción de la prueba	Resistencia de la lechada (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia a compresión f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia a tensión f <sub>t</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidad E (kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo de cortante G (kg/cm <sup>2</sup> )
Con arena barrosa	(a), 1 muro original	-	5	0.2	2000	713
	Inyectado	336	10	1.22	8409	1019
Con arena limpia	(a), 6 muros originales	-	8	1.02	3975	886
	Inyectado	336	22	2.55	2744	1478
Con arena limpia	(b) 1 muro original	-	-	1.02	-	-
	Inyectado	316	-	1.42	-	1019
Con arena limpia	(b), 6 muros originales	-	-	1.42	-	408
	Inyectado	245	-	1.94	-	4587

(a) Pruebas in situ.

(b) Pruebas en laboratorio.

Como se observa, es muy notable el incremento de resistencia a compresión y a tensión. Para reducir los efectos negativos de este cementante se varió la proporción del cemento, sustituyéndolo por otros materiales inertes y agregando aditivos con características hidrófugas que incrementan la porosidad de las mezclas, para llegar a las dosificaciones descritas en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Composición de lechadas de inyección de muros (Tomazevic, 1993)

Lechada	Cantidades (en % de masa)			
	Cemento	Puzolana	Arena sílica	*Aditivo
A	90	10	-	-
B	90	10	-	10
C	60	10	30	10
D	60	10	30	10

\*El porcentaje de aditivo es adicional al porcentaje total del material seco

Para evaluar el comportamiento de estas mezclas se construyó una serie de especímenes que posteriormente fueron inyectados para ser ensayados y obtener las propiedades mecánicas que se indican en la Tabla 3.3. Se observa que, aunque la resistencia a compresión se reduce debido al menor porcentaje de cemento, la resistencia a tensión no varía en la misma proporción.

Tabla 3.3. Propiedades mecánicas de muros inyectados (Tomazevic, 1993)

Designación del muro	Resistencia a compresión de la lechada (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia tensión $f_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Rigidez efectiva $k_e$ (kg/mm)	Modulo de cortante E=1761 MPa G (kg/cm <sup>2</sup> )	Factor de ductilidad $d_u$
A-1	331	3	6594	1631	2.6
A-2	331	3	8547	2029	3.44
B-1	201	4	4979	1193	2.2
B-2	201	4	5332	1244	2.41
C-1	69	2	5489	1397	2.58
C-2	69	4	5910	1448	2.52
D-1	130	3	5835	1509	3.13
D-2	130	4	6206	1509	3.13

Por último, se hicieron algunas variantes a las lechadas propuestas (Tabla 3.4) y se determinó la capacidad de absorción de agua para cada mezcla (Tabla 3.5). De ahí se estima que el uso de aditivos repelentes de agua reduce notablemente la absorción de la misma en comparación con los especímenes en que no se les adicionó este aditivo.

Tabla 3.4. Composición de lechadas de inyección (Tomazevic, 1993)

Lechada	Cemento	Puzolana	Arena sílica	Arena caliza	*Aditivo hidrófugo	Agua	Resistencia a compresión kg/cm <sup>2</sup>
N	90	10				57	364
NV	90	10			10	65	167
O	45	10	45			53	158
OV	45	10	45		10	56	166
P	45	10		45		60	163
PV	45	10		45	10	67	141
R	30	10	60			52	120
RV	30	10	60		10	59	120
S	30	10		60		58	62
SV	30	10		60	10	65	76

Las mezclas designadas con "V" contienen aditivos hidrófobos. Las proporciones son dadas en % de masa.

\*El porcentaje de aditivo es adicional al porcentaje total del material seco

Tiempo de flujo: 15s (ISO 2431, tasa de flujo 4 mm)

Curado: D (dry): 28 días a T = 20°C, 50% de humedad relativa;

W (wet): 21 días a T = 20°C, 93% de humedad relativa;

7 días a T = 20°C, 50% de humedad relativa.



Lo anterior en cierta forma puede ser benéfico para la estructura; sin embargo, el que no absorba agua no asegura que la capacidad de transpiración de la mampostería no se haya modificado; por lo cual, el uso de estas mezclas debe hacerse con cautela dependiendo de cada caso.

**Tabla 3.5. Influencia de las condiciones de curado en la absorción de agua de los especímenes inyectados con lechada (en kg/m<sup>2</sup>/24h) (Tomazevic, 1993)**

Tipo de lechada	Sin aditivo repelente del agua		Con aditivo repelente de agua	
	Seco	Húmedo	Seco	Húmedo
N	13.2	7.4	-	-
NV	-	-	5.1	1.8
O	14.5	9.0	-	-
OV	-	-	4.1	2.6
P	15.8	10.6	-	-
PV	-	-	11.0	7.1
R	15.4	10.6	-	-
RV	-	-	7.2	6.0
S	17.3	14.4	-	-
SV	-	-	15.1	12.2

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM, (Chávez, 2003), se realizó un estudio sobre las propiedades mecánicas y la capacidad de transpiración de algunas lechadas de consolidación con diversos materiales y proporciones de cemento empleadas en la rehabilitación de monumentos históricos. En la Tabla 3.6 se hace una descripción de cada mezcla. Por otra parte, se analizó el comportamiento de un mortero predosificado especialmente diseñado para la rehabilitación de monumentos históricos, con el objeto de verificar si cumple con las especificaciones del producto.

**Tabla 3.6. Dosificaciones para las lechadas de consolidación**

Lechada	Dosificaciones	
	Material	% de peso en masa
C-AF-B	Cemento	75
	Bentonita hidratada al 1000 %	25
	Aditivo Fluidificante	1.5
	Agua	60
C-AE-AF	Cemento	94
	Pozzolith 322,N	0,6
	Flowcable	6
	Agua	36
C-Ca-AH	Cemento	90
	Cal	10
	Aditivo hidrófobo	10
	Agua	65
C-Ca-ArS-AH	Cemento	30
	Cal	10
	Arena sílica	60
	Aditivo	10
C-Ca	Agua	65
	Cemento	90
	Cal	10
	Agua	65
C-Ca-Ar-AF	Cemento	14
	Cal	43
	Arena cementada	43
	Agua	22
	Aditivo (según fab.)	
Mortero	Material	% en masa
ER-Ar	EMACO	34
	Arena (1 mm)	66
	Agua	18

Para conocer la capacidad de transpiración de dichas mezclas se hizo una prueba de permeabilidad, utilizando una palangana de aluminio donde se vertía un volumen determinado de agua destilada; sobre esta palangana se colocaba una loseta de la lechada en estudio y se sellaba con silicón. Conocidos los pesos de cada elemento, el dispositivo se colocaba dentro de un horno con temperatura constante para conocer la velocidad de evaporación de agua que se presentaba en cada lechada. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.7:

Tabla 3.7. Características de las lechadas de consolidación

Lechada	Materiales	Resistencia a compresión kg/cm <sup>2</sup>	Transmisión de vapor de agua	*Contracción por secado %	Viscosidad S
			$\frac{g}{h * m^2}$		
C-AE-AF	Cemento, Pozolith 322, Flowcable	500.2	4.35	0.1253	122
C-AF-B	Cemento, bentonita, aditivo fluidificante	189.6	—		26
C-Ca	Cemento, cal	204.2	8.20	0.1265	47
C-Ca-AH	Cemento, cal, aditivo, hidrófobo	202.5	9.81	0.1006	43
C-AF-BC	Cemento, aditivo fluidificante, bentonita cálcica	131.2	15.23		56
C-AF-BS	Cemento, aditivo fluidificante, bentonita sódica	104.	21.57		51
ER-Ar	EMACO, arena	71.79	15.85	0.0647	96.4**
C-Ca-ArS-AH	Cemento, cal, arena sílica, aditivo hidrófobo	43.9	15.95	0.0420	36
C-Ca-Ar-AF	Cemento, cal, arena, aditivo	23.2	22.07		165

\*Se midió en especímenes de 2.5 x 2.5 x25 cm

\*\*Se trata de un mortero, la fluidez se midió en la mesa para tal objetivo.

Se demuestra que las mezclas con bajo contenido de cemento tienden a formar un poro de mayor tamaño lo que permite una mejor transpiración de los materiales que cubren. Aunque la resistencia a la compresión de estas mezclas se ve muy reducida, suele ser superior a la de los morteros tradicionales. Las propiedades del mortero predosificado son similares a las indicadas en sus especificaciones y su resistencia a compresión mejora notablemente en comparación con los morteros tradicionales. En cambio, en cuanto a transpiración, no existe una diferencia considerable entre ambas.

Cuando se adiciona cemento a los morteros tradicionales se reduce de manera significativa la transpiración de la piedra que cubre, sin embargo, mejora sus propiedades mecánicas. Pero, si se utiliza una porción mínima de cemento se incrementa más del cien por ciento la capacidad a compresión del mortero, y no se reduce de manera considerable la capacidad de transpiración. Aunque se desconocen los efectos de durabilidad de estos morteros, puede esperarse que el emplear morteros con pequeñas cantidades de cemento no produzca alteraciones significativas a los monumentos históricos, e incremente su resistencia estructural.

## CAPÍTULO 4

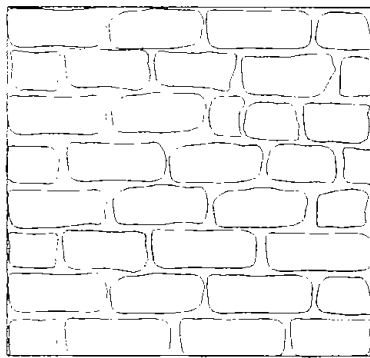
### PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 4.1. PROCESO CONSTRUCTIVO

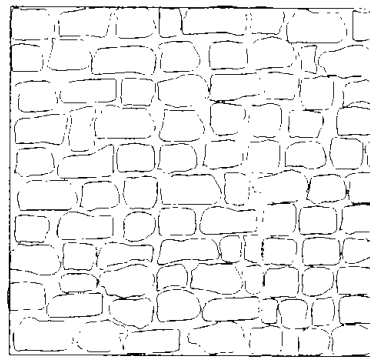
Para determinar experimentalmente las propiedades mecánicas de las mamposterías históricas, y establecer el efecto que se produce en ellas al variar la resistencia y arreglo de sus componentes, se construyeron en laboratorio especímenes con arreglos semejantes a los que comúnmente se encuentran en los monumentos históricos.

Queda claro que la construcción de estos especímenes en laboratorio no es idéntica a las mamposterías reales, pues se desconoce la cantidad y calidad de los materiales originales, así como el proceso constructivo empleado; lo adecuado sería ir a obtener muestras directamente de los edificios de interés, pero difícilmente se conseguirían los permisos para extraer estos especímenes, por el daño que se provocarían a los monumentos.

Se eligieron dos tipos de arreglos. En el primero de ellos se utilizaron piedras de forma aproximadamente prismática con dimensiones no mayores de 20 cm de longitud, 10 cm de altura y 15 cm de ancho; estas se colocaron de forma cuatrapeada. En el otro, las piedras son de menor tamaño, de aproximadamente 10 cm, con forma irregular y fueron colocadas en capas no cuatrapeadas. En la Fig. 4.1, se muestran dichos arreglos:



a) Piedras aproximadamente prismáticas



b) Piedras pequeñas sin cuatrapear

**Figura 4.1. Arreglos de mampostería construidos**

Tanto la piedra como el mortero se ensayaron previamente para conocer las propiedades mecánicas de ambos, de acuerdo con los lineamientos que marcan las normas internacionales ASTM y las NMX mexicanas.

Se seleccionaron dos clases de morteros. El primero de ellos es de cal con la dosificación en volumen que comúnmente se ha encontrado en la mayor parte de los monumentos históricos que consiste en:

- 1 parte de cal
- 2.5 partes de arena
- 1 parte agua

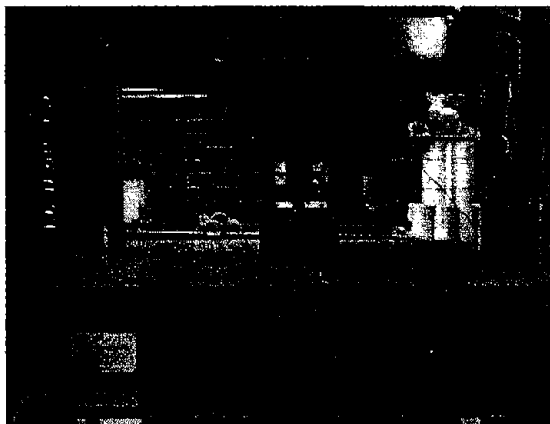
El otro es un mortero de cal con cemento, el cual es similar al anterior, sólo con la adición de un 20% de cemento, quedando de la siguiente forma:

- 1 parte de cal
- 2.5 partes de arena
- 0.2 parte de cemento
- 1 parte agua

Muchos restauradores evitan el uso de la cal hidráulica debido a que por su mayor contenido de arcilla, lo que le infiere la propiedad de fraguar bajo el agua, la alúmina, sílice y óxidos presentes puedan atacar a los cementantes de la piedra. Además, de que produce morteros con mayor resistencia a la compresión que la cal aérea. Lo apropiado para mantener la homogeneidad de los materiales de una estructura antigua es utilizar cal aérea, la cual da mayor calidad plástica y adherencia.

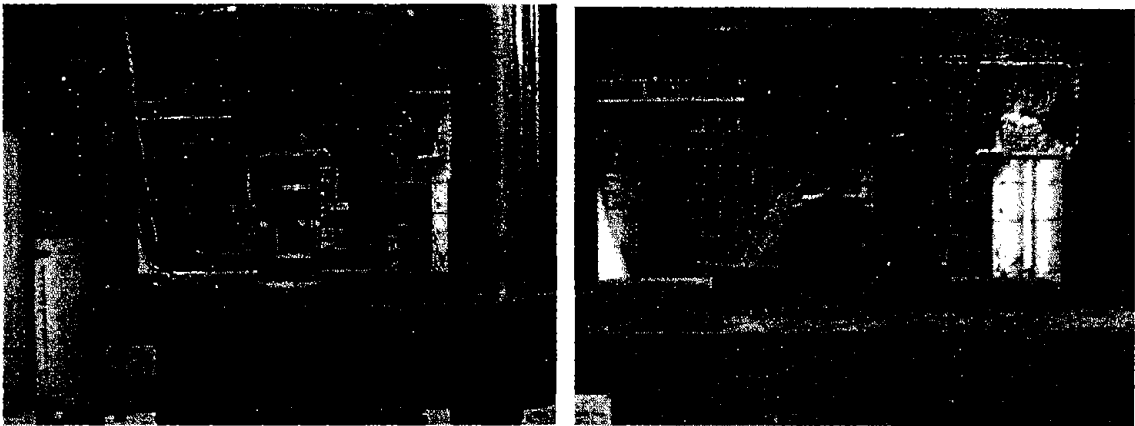
Sin embargo, debido a la complejidad que representaba la obtención de cal de piedra caliza apagada en obra, se utilizó cal hidráulica en la elaboración de los morteros.

La obtención de la resistencia a compresión de los morteros se realizó de acuerdo con la norma C-109 del ASTM (American Society for Testing and Materials) con especímenes cúbicos de 5 x 5 x 5 cm. En la Fig. 4.2 se muestra este ensaye.



**Figura 4.2. Obtención de la resistencia a compresión del mortero**

Las propiedades mecánicas de las piedras se obtuvieron de especímenes cilíndricos de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura, extraídos de bloques de piedra sana. Con un compresómetro equipado con tres transductores de desplazamiento, dos colocados en la dirección longitudinal y otro en la dirección transversal como se indica en la Fig. 4.3a, se obtuvieron las características esfuerzo-deformación de acuerdo con la norma ASTM C-469. La resistencia a tensión se obtuvo con la prueba brasileña conforme se indica en la norma NMX C-163 (Fig. 4.3b).



a) Prueba para la obtención del módulo de elasticidad y la relación de Poisson

b) Prueba brasileña

**Figura 4.3. Obtención de las propiedades mecánicas de las piedras estudiadas.**

Los resultados promedio obtenidos para cada tipo de piedra se indican en la Tabla 4.1. Como se aprecia, la diferencia entre las propiedades de ambas piedras es muy notoria, lo que permitió estudiar cual es el efecto que tiene la resistencia de las piedras en el comportamiento de las mamposterías.

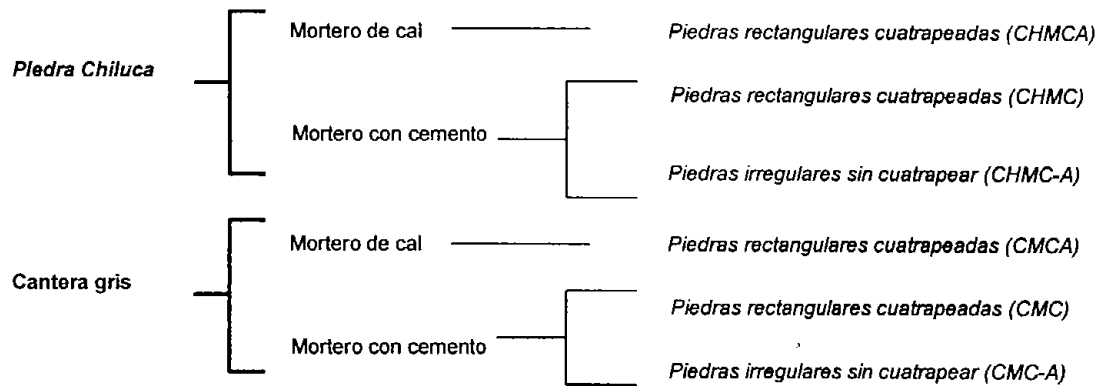
**Tabla 4.1. Propiedades mecánicas de las piedras empleadas en la construcción de pilas y muretes**

Tipo de Piedra	Resistencia a compresión kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a tensión kg/cm <sup>2</sup>	Modulo de elasticidad kg/cm <sup>2</sup>	Relación de Poisson
Cantera gris	67	7	26900	0.11
C.V. (%)	6.4	–	17.1	1.19
Piedra chiluca	468	22	98100	0.35
C.V. (%)	3.2	–	6.7	2.9

C.V. : Coeficiente de variación

#### 4.1.1. Especímenes

Para evaluar la participación de los elementos constitutivos de las mamposterías en sus propiedades mecánicas, se definieron las siguientes variables: tipo de piedra, mortero y arreglo; por lo tanto, las mamposterías construidas tienen las siguientes características:



Se construyeron cinco especímenes con dimensiones 80 x 40 x 40 cm para las pruebas de módulo de elasticidad de cada arreglo, y cinco especímenes de dimensiones 60 x 60 x 40 cm para las pruebas de tensión diagonal del arreglo CMC y tres para los de CHMC. El espesor de 40 cm para los especímenes, se estableció de acuerdo a los espesores que comúnmente se encuentran en los edificios históricos.

La norma ASTM E-519 para las pruebas de tensión diagonal recomienda el uso de especímenes con dimensiones 1.2 x 1.2 m; sin embargo, debido al gran espesor de estos muretes se hubieran tenido especímenes que superarían los 1000 kg de peso, lo que dificultaría la manipulación del mismo, además, que no se cuenta con el equipo para su ensaye, por lo cual, se redujo a la mitad las dimensiones del murete, respetando el espesor del mismo.

#### 4.1.2. Cimbras

Para lograr un proceso constructivo eficiente en la elaboración de los especímenes, se diseñaron cimbras similares a un gavión, con la diferencia que en este caso se utilizó malla tipo “criba” para evitar deformaciones importantes de las paredes (Fig. 4.4). El llenado se realizó de manera similar a como se hace para construir un gavión (Fig. 4.5a), sólo que en este caso se utilizó un material de liga entre las piedras, el cual fue elaborado en una batidora que cumple las especificaciones de la norma C-305 de la ASTM. La piedra fue labrada de manera burda para darle la forma adecuada dependiendo del tipo de arreglo que se estuviera construyendo.

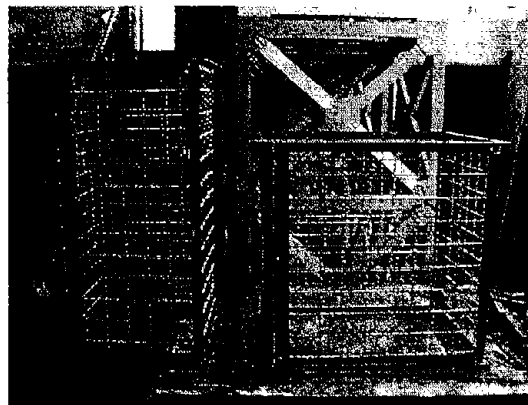


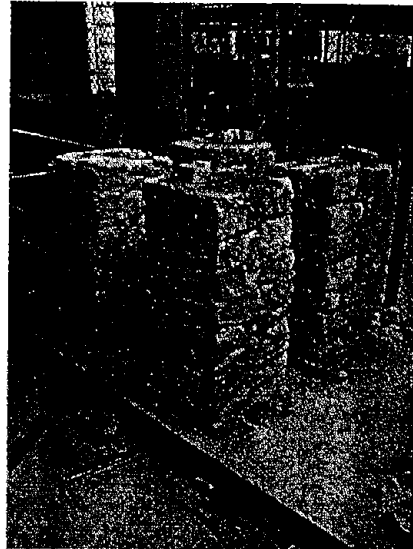
Figura 4.4. Cimbras para la construcción de especímenes

Utilizar estas cimbras permitió obtener mayor regularidad en las características geométricas de cada espécimen, ya que sólo se necesitaba contar con una superficie plana y bien nivelada, lo cual se

consiguió utilizando tarimas de madera; con ello se redujo el tiempo de construcción y se evitó que se presentaran desplomes principalmente en los especímenes de 80 cm de altura. En la Fig. 4.5b se muestra un lote de especímenes.



a) Construcción

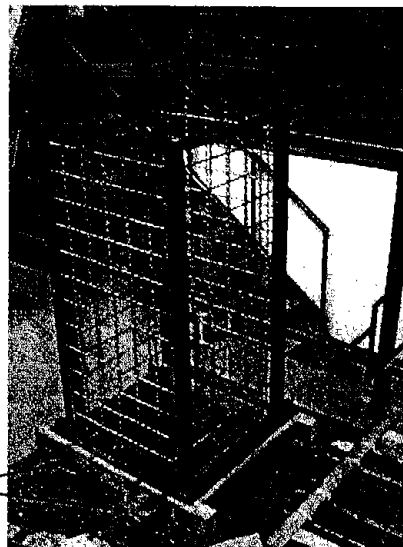


b) lote de especímenes

**Figura 4.5. Construcción de especímenes para la prueba de módulo de elasticidad**

#### 4.1.3. Cabeceo

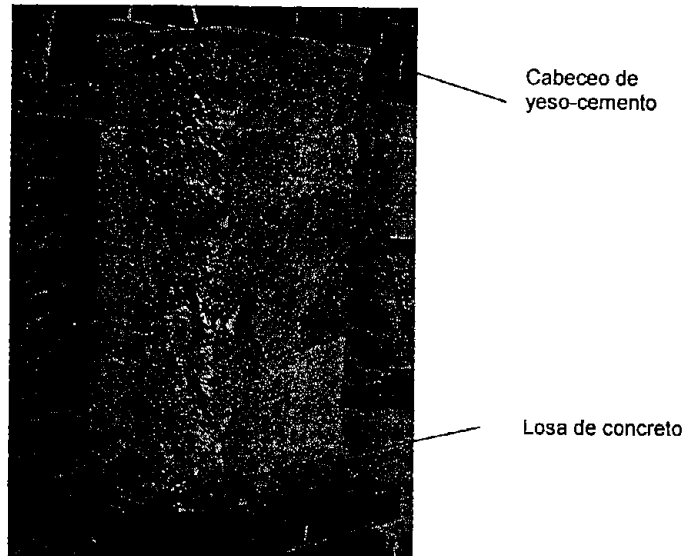
Todos los especímenes utilizados para los ensayos de módulo de elasticidad fueron cabeceados en la parte inferior con una capa de concreto de 5 cm de espesor, la cual se coló al inicio de la construcción de cada espécimen; en dicha capa se ahogaron unas agarraderas de acero hechas con varillas de 3/8" (Fig. 4.6), para facilitar el traslado de los especímenes hacia la maquina de prueba, y reducir el riesgo de fractura prematura del elemento.



Agarraderas de acero para la manipulación de los especímenes

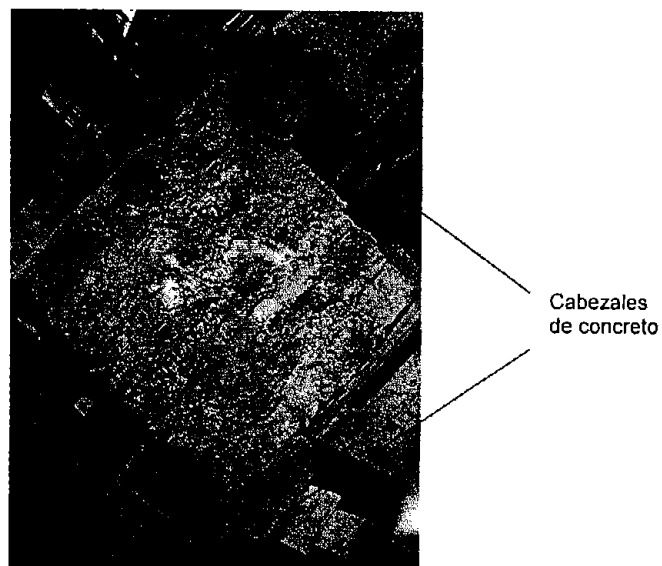
**Figura 4.6. Armado de la losa para el transporte de los especímenes**

Para obtener una superficie plana en la cara superior de los especímenes y lograr una distribución uniforme de esfuerzos, se aplicó una capa de 2 cm de espesor de una mezcla de yeso-cemento, como se indica en la Fig. 4.7. Se cuidó que las caras de contacto con las placas de la máquina de prueba se encontraran niveladas adecuadamente.



**Figura 4.7. Terminación de los especímenes para ser ensayados en la máquina universal**

Para el caso de los muretes de 60 x 60 x 40 cm, se colaron cabezales de concreto en las esquinas diagonales donde sería aplicada la carga, cuidando que las superficies de contacto con las platinas de la máquina universal fueran paralelas entre sí y perpendiculares a la dirección de la aplicación de la carga, Fig. 4.8.



**Figura 4.8. Cabezales de concreto**

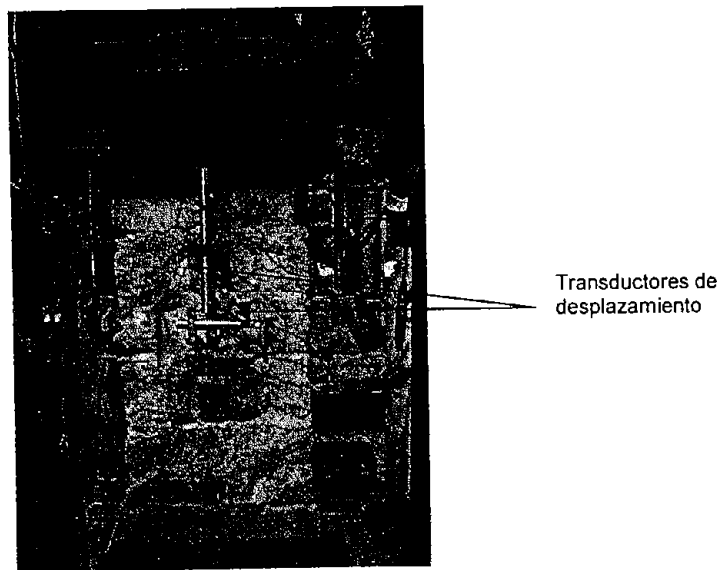


## 4.2. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN

### 4.2.1. Procedimiento

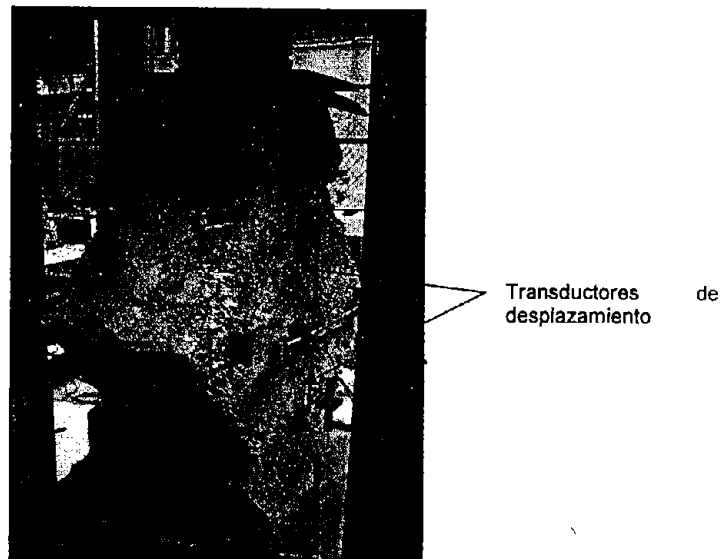
Para determinar las propiedades mecánicas de las mamposterías, los especímenes fueron sometidos a compresión axial con velocidad de carga constante y se midieron por medio de transductores de desplazamiento, las deformaciones transversales y longitudinales producidas bajo esta carga.

Para el caso de los especímenes de 40 x 40 x 80 cm, se colocaron ocho transductores de desplazamiento, cuatro en la dirección longitudinal y cuatro en la dirección transversal, distribuidos en las caras paralelas a la dirección de la aplicación de la carga, como se indica en la Fig. 4.9. La deformación transversal se midió a la altura media del espécimen con una longitud inicial de 20 cm; la longitudinal se midió en el tercio medio con 25 cm de longitud inicial.



**Figura 4.9. Instrumentación de los especímenes para la prueba de compresión axial**

En cuanto a los muretes de 40 x 60 x 60 cm, se utilizaron sólo dos transductores de desplazamiento por cada dirección, colocados en las diagonales de los muretes a una longitud inicial de 60 cm (Fig.4.10); esto para poder determinar la deformación angular que se presentaba ante el nivel de carga aplicado.



**Figura 4.10. Instrumentación para la prueba de compresión diagonal**

Para garantizar la aplicación de la carga axial, los especímenes fueron colocados en la platina de máquina universal, de modo que el centroide de la sección transversal del cabezal que aplicaba la carga quedara alineado con el centroide de la superficie de contacto del espécimen. Debido a que ambas superficies no eran iguales, para aplicar una carga uniforme sobre el espécimen, se colocó una placa de acero de espesor suficiente para que evitara deformaciones importantes en ella, y de manera que abarcara toda el área transversal del mismo. Además, para absorber las posibles irregularidades del cabeceo, se colocó una cubierta de triplay o corcho entre la placa y la superficie de yeso-mortero o concreto, dependiendo el espécimen.

La velocidad de carga varió entre 7 y 14 t /min, según la capacidad del espécimen. Se aplicaron precargas del 10% de la carga máxima esperada. El registro de las deformaciones, así como la carga aplicada durante toda la prueba fueron realizados a través de una unidad de adquisición de datos (TML Data Logger, modelo TDS-302) a intervalos constantes de tiempo.

#### 4.2.2. Propiedades mecánicas

##### 4.2.2.1. Resistencia a compresión ( $f^*m$ )

La resistencia a compresión nos indica la capacidad de carga de un material por unidad de área; el esfuerzo resistente  $f^*m$ , de las mamposterías se obtuvo realizando el cociente:

$$f^*m = \frac{\text{Carga máxima}}{\text{Área de aplicación de la carga}} \quad (4.1)$$

##### 4.2.2.2. Módulo de elasticidad ( $E_m$ )

Del análisis de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas, resulta evidente que no existe un comportamiento completamente lineal; sin embargo, para fines prácticos, el módulo de elasticidad se estableció haciendo pasar una recta por los puntos donde, dependiendo de cada gráfica, se tenía un comportamiento lineal, siguiendo un criterio similar al que se describe en la norma ASTM C 469 para

la determinación del módulo de elasticidad en cilindros de concreto. De esta manera, el módulo de elasticidad quedó definido como:

$$E_m = \frac{(S_2 - S_1)}{(e_2 - e_1)} \quad (4.2)$$

Siendo:

$E_m$  = Módulo de elasticidad, kg/cm<sup>2</sup>

$S_2$  = Esfuerzo correspondiente al último punto donde se considera comportamiento lineal, kg/cm<sup>2</sup>

$S_1$  = Esfuerzo correspondiente al punto inicial donde se considera comportamiento lineal, kg/cm<sup>2</sup>

$e_2$  = Deformación longitudinal unitaria producida por el esfuerzo  $S_2$

$e_1$  = Deformación longitudinal unitaria producida por el esfuerzo  $S_1$

#### 4.2.2.3. Relación de Poisson ( $\nu_m$ )

Es la relación que existe entre las deformaciones transversales y longitudinales al estar sometida la mampostería a esfuerzos de compresión axial dentro del comportamiento elástico. Las deformaciones transversales son medidas a la mitad del espécimen y son las correspondientes a las producidas por los esfuerzos  $S_2$  y  $S_1$ . Por lo tanto, la relación de Poisson queda definida como:

$$\nu_m = \frac{e_{t2} - e_{t1}}{e_2 - e_1} \quad (4.3)$$

Donde:

$\nu_m$  = Relación de Poisson

$e_{t2}$  = Deformación transversal medida a la mitad del espécimen producida por el esfuerzo  $S_2$

$e_{t1}$  = Deformación transversal medida a la mitad del espécimen producida por el esfuerzo  $S_1$

#### 4.2.2.4. Resistencia a cortante ( $\tau_m$ )

Para obtener este valor basta con hacer el cociente de la carga máxima aplicada en la prueba de compresión diagonal entre el área en que se aplica, quedando de la siguiente manera:

$$\tau_m = \frac{P_{\max}}{Lt \cdot \sqrt{2}} \quad (4.4)$$

Siendo:

$\tau_m$  = Resistencia a cortante, kg/cm<sup>2</sup>

$P_{\max}$  = la carga máxima a compresión diagonal

$L$  = longitud del lado del murete

$t$  = espesor del murete

#### 4.2.2.5. Módulo de rigidez por cortante ( $G_m$ )

Utilizando las pruebas de compresión diagonal, el módulo de rigidez por cortante,  $G$ , se obtuvo mediante la relación entre el esfuerzo cortante medio y la deformación angular del espécimen; Fig.4.11:

$$G_m = \frac{\tau^*}{\gamma^*} \quad (4.5)$$

Donde:

$G_m$  = módulo de rigidez por cortante promedio

$\tau^*$  = Esfuerzo cortante

$\gamma^*$  =  $e_c + e_t$  = deformación angular promedio

$e_c$  = deformación unitaria a compresión

$e_t$  = deformación unitaria a tensión

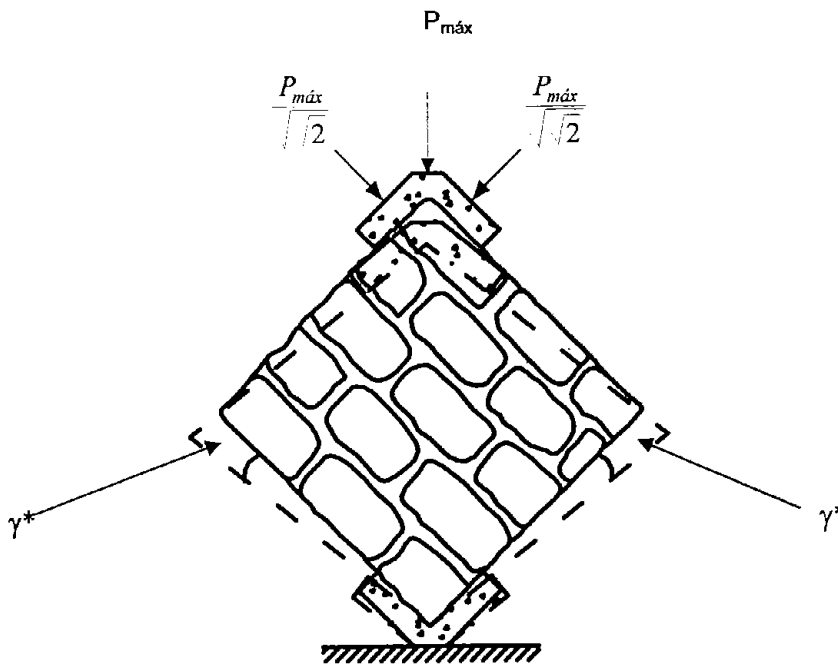


Figura 4.11. Ensaye de un murete sujeto a compresión diagonal

## CAPÍTULO 5

### RESULTADOS

#### 5.1. COMPRESIÓN AXIAL

##### 5.1.1. Curvas esfuerzo-deformación

En algunas curvas al iniciar el proceso de carga se observa una deformación importante, la cual se reduce después de que el esfuerzo aplicado supera el 10% del esfuerzo máximo esperado, esto puede atribuirse a que las precargas dadas no son suficientes para el reacomodo de los materiales de cabeceo y aparatos, o al proceso de compactación que se presenta en los especímenes sujetos a ciclos de carga-descarga. Más adelante se profundiza acerca de este tema.

En términos generales, las curvas obtenidas presentan un comportamiento lineal entre el 10 y el 40% del esfuerzo máximo resistido, por lo que se puede establecer en este intervalo su rango elástico; después de este punto se percibe el inicio del agrietamiento de las pilas, lo cual se aprecia por incremento de las deformaciones longitudinales y, sobre todo, de las transversales; puede decirse que, aunque la rigidez disminuye, se aprecia un intervalo aproximadamente lineal hasta el 80% del esfuerzo máximo, en donde la pila sigue agrietándose, pero continúa resistiendo carga, debido a que probablemente no todas las piedras se han agrietado, y a que existe fricción entre el mortero y las piedras. Al sobrepasar el 80% de esfuerzo máximo, el agrietamiento tiende a aumentar, provocando rápidamente el incremento de las deformaciones inelásticas, y el esfuerzo aplicado tiende a mantenerse hasta que súbitamente se presenta la falla de la pila. En la Fig. 5.1 se describe el comportamiento antes mencionado.

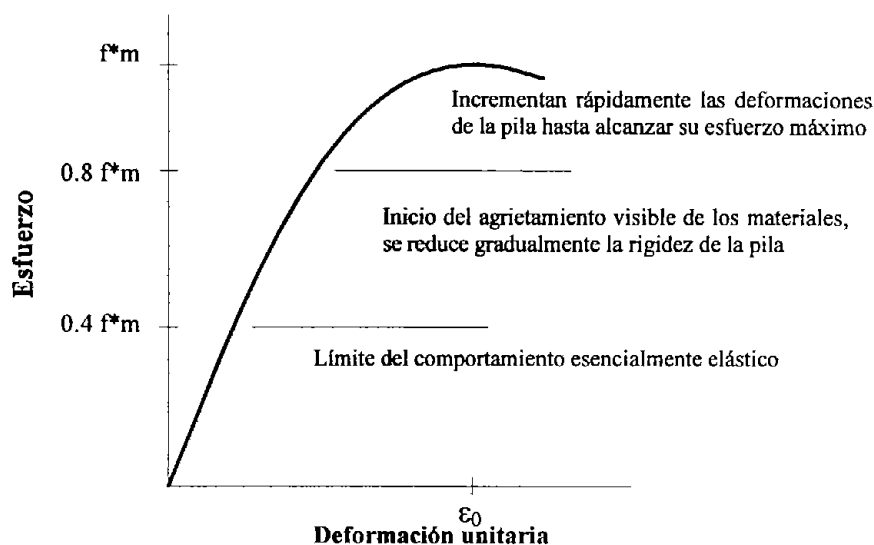
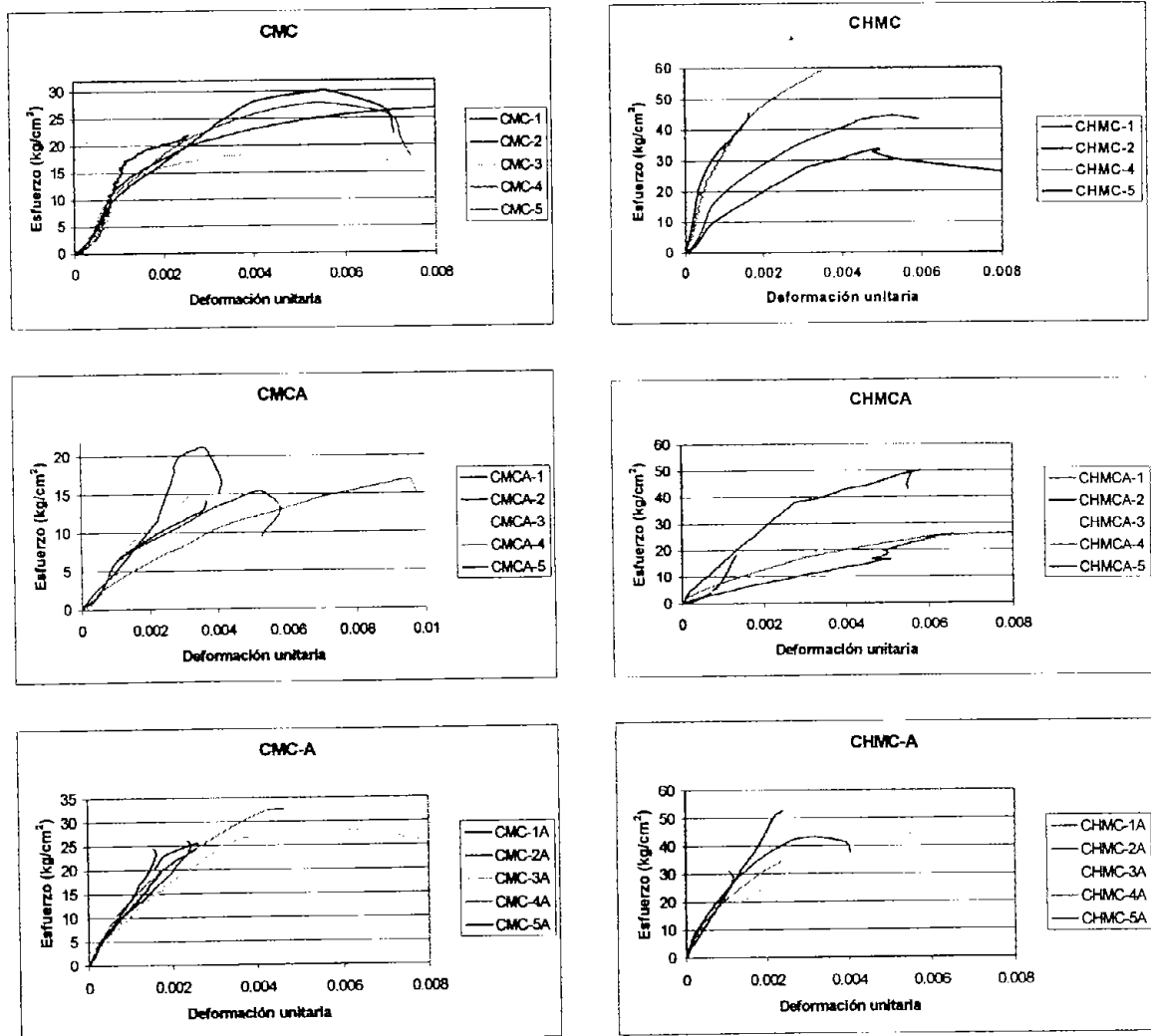


Figura 5.1. Descripción de la curva esfuerzo-deformación debida a una carga axial.

Para evitar que los transductores de desplazamiento se dañaran al presentarse el colapso de la pila, la prueba tuvo que terminarse en el momento en que el espécimen alcanzaba la carga máxima resistida. Por tal motivo, no fue posible estimar la cantidad de carga que todavía es capaz de resistir la pila antes de presentarse el colapso. Por lo anterior, las pilas aún quedaron relativamente completas.

En la Fig. 5.2 se muestran las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en los ensayos realizados. Como se aprecia, en la mayoría de los casos, la forma de estas curvas tiende a seguir una trayectoria parabólica, aunque en otras en la parte inicial esto no queda bien definido, por las razones que más adelante se comentan.



CMC.- cantera gris con mortero con cemento y arreglo con piedras aproximadamente prismáticas  
 CMCA.- cantera gris con mortero de cal y arreglo con piedras aproximadamente prismáticas  
 CMC-A.- cantera gris con mortero con cemento y arreglo con piedras pequeñas no cuatrapeadas  
 CHMC.- piedra chiluca con mortero con cemento y arreglo con piedras aproximadamente prismáticas  
 CHMCA.- piedra chiluca con mortero de cal y arreglo con piedras aproximadamente prismáticas  
 CHMC-A.- piedra chiluca con mortero con cemento y arreglo con piedras pequeñas no cuatrapeadas

**Figura 5.2. Curvas esfuerzo-deformación para las pruebas de compresión axial**

Debido a la irregularidad del espesor de las capas de mortero y a la forma y tipo de piedra, resulta comprensible que la deformación unitaria longitudinal  $\epsilon_0$  correspondiente al esfuerzo máximo resistido,

medida en cada ensaye, haya presentado una amplia variación que va desde 0.001 hasta 0.009, con coeficientes de variación entre 35 y 56 % dentro de cada mezcla. Pero sobre todo la gran variación se atribuye a que, mucho antes que se presentara el esfuerzo máximo en algunos especímenes, aparecieron grietas que afectaron la fijación de los transductores de desplazamiento, lo que provocaba imprecisión en las últimas mediciones. A esto se debe probablemente a que se hayan presentado valores de  $\epsilon_0$  de hasta 0.009. Si se descartan los valores que presentan mayor dispersión, se pueden distinguir que los especímenes hechos con piedra cuatrapeada alcanzaron una deformación promedio a la carga máxima de 0.004, en comparación con los especímenes hechos con piedra pequeña sin cuatrapear que tuvieron una  $\epsilon_0$  de 0.003.

Si bien, se puede decir que la  $\epsilon_0$  puede variar dependiendo del tipo de arreglo y de los materiales con que está construida la mampostería, para fines prácticos puede considerarse para todas mamposterías con mortero a base predominantemente de cal, un valor promedio de  $\epsilon_0$  de 0.004. Cuando se justifique tener un valor conservador, conviene utilizar una  $\epsilon_0$  de  $0.004 \pm 0.001$ . En la Tabla 5.1 se enlistan los valores de  $\epsilon_0$  medidos en las pruebas de compresión.

**Tabla 5.1. Valores de  $\epsilon_0$  medidos en los especímenes sujetos a carga axial**

No. espécimen	Mezcla						$\epsilon_0$ promedio
	CHMC	CMC-C	CHMCA	CMCA	CHMC-A	CMC-A	
1	0.0050	0.0022	0.0019	0.0037	0.0024	0.0026	
2	0.0053	0.0108*	0.0075	0.0053	0.0010	0.0053	
3		0.0039	0.0047	0.0035	0.0032	0.0035	
4	0.0035	0.0056	0.0108*	0.0094*	0.0024	0.0094*	
5	0.0022	0.0056	0.0058	0.0037	0.0033	0.0037	
Promedio	0.0040	0.0043	0.0050	0.0040	0.0025	0.0038	0.0039
D.E.	0.0014	0.0016	0.0023	0.0009	0.0009	0.0011	0.0014
C.V.(%)	35.7	36.9	46.8	21.6	36.4	30.1	38.0
$\epsilon_0$ promedio	0.0043			0.0031			

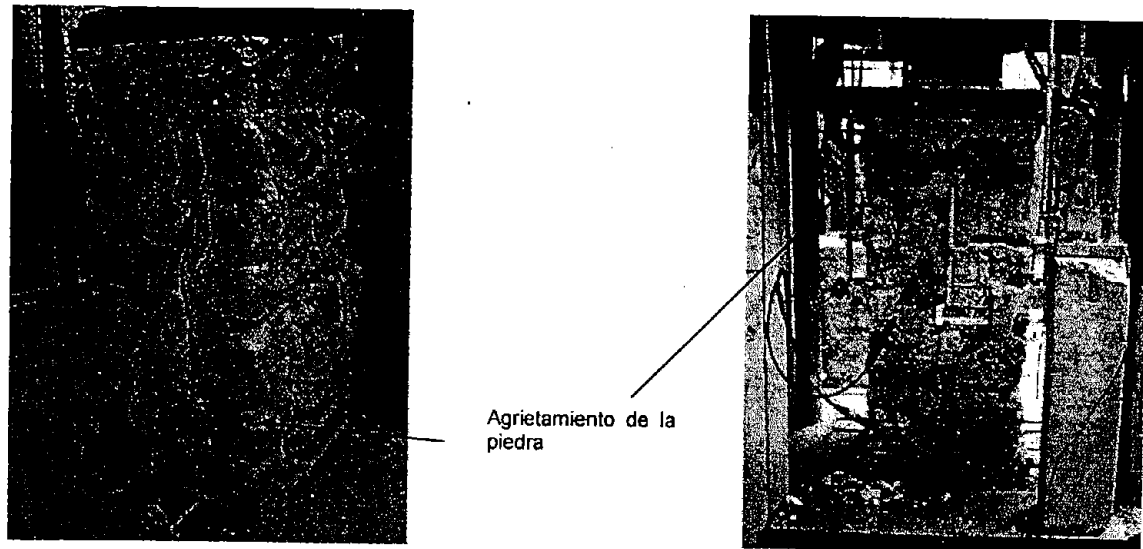
\*Estos valores por ser tan dispersos no se tomaron en cuenta

### 5.1.2. Modos de fallas

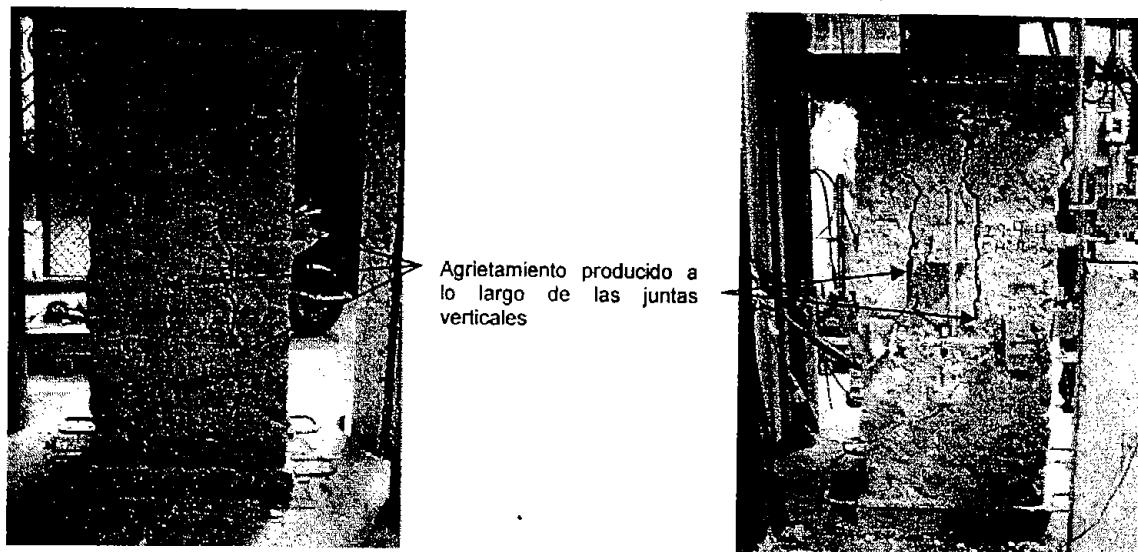
Los patrones de falla obtenidos se muestran en la Fig. 5.3, donde se observa que el mortero comienza a compactarse y la piedra tiende a expandirse, y, debido a que la resistencia de la piedra a tensión es baja, se fractura en la misma dirección de la aplicación de carga. Cuando este agrietamiento vertical se vuelve excesivo se produce la inestabilidad del elemento y su posterior falla.

Para los especímenes con arreglos de piedras cuatrapeadas, la falla se debió a la aparición de grietas verticales, partiendo tanto la piedra como el mortero, lo que indica que la restricción producida por la fricción que existe entre las placas de la máquina de prueba y las caras de contacto del espécimen no influye de manera importante en el comportamiento, Fig. 5.3a. Si así lo fuera, se tendría una falla similar a la que se presenta en los cilindros de concreto.

Para los especímenes con arreglo de piedras pequeñas sin cuatrapear, las grietas también se presentaron en dirección vertical, sólo que no siempre rompieron la piedra, debido a que las grietas en el mayor número de casos siguieron la trayectoria de las juntas de mortero verticales Fig. 5.3b.



a) Fallas típicas en especímenes con arreglos de piedras cuatrapeadas



b) Fallas típicas en especímenes con arreglos de piedras sin cuatrapear

**Figura 5.3. Falla típica de un espécimen sujeto a carga axial**

El comportamiento descrito puede explicarse de la siguiente manera: aunque tanto la piedra como el mortero tienen características esfuerzo-deformación diferentes, al ser sometidos en conjunto a un mismo esfuerzo se produce una interacción entre ambos que consiste en que el material menos deformable, las piedras, restringe las deformaciones transversales del material más deformable, el mortero, introduciendo en él esfuerzos de compresión de dirección transversal sometiéndolo a un estado de confinamiento. De esta manera, al presentarse los esfuerzos transversales de tensión en las piedras se disminuye su resistencia con respecto a la que se obtiene en un ensaye de compresión simple del material aislado, lo que ocasiona el agrietamiento vertical de las pilas.

Puede decirse que el aplastamiento del mortero no necesariamente ocasiona la falla de la pila cuando sólo se aplican esfuerzos axiales, ya que el mortero cuando se aplasta es retenido por fricción entre las



piedras y el conjunto puede soportar cargas mayores; sin embargo, en elementos esbeltos, el aplastamiento del mortero puede provocar problemas de inestabilidad.

Para el caso del arreglo con piedras pequeñas sin cuatrapear, la falta de piedras de liga entre dos piezas que restrinja el ensanchamiento de la pila, ocasiona la aparición de grietas verticales en el material menos resistente, el mortero, por lo cual, ante el incremento de las grietas se provocan problemas de inestabilidad al separarse las piedras, lo que conduce a la falla subsiguiente del elemento.

### 5.1.3. Resistencia a compresión

En la Tabla 5.2 se presentan los esfuerzos máximos registrados en los ensayos de todos los especímenes sometidos a compresión axial. Para las pilas hechas con morteros de cemento, la resistencia promedio fue de 48 kg/cm<sup>2</sup> para el caso con piedra chiluca; y para la cantera gris, de 28 kg/cm<sup>2</sup>. En el caso de los especímenes hechos con mortero con cal, la resistencia promedio para las pilas hechas con piedra chiluca fue de 32 kg/cm<sup>2</sup> y de 17kg/cm<sup>2</sup> para las de cantera gris.

Al relacionar las resistencias de los especímenes hechos de mortero con cemento y arreglo de piedras aproximadamente prismáticas con los hechos de mortero de cal, se encontró que, independientemente del tipo de piedra, la resistencia a compresión de las pilas varía, en promedio, de la siguiente forma:

$$f^*m_{\text{pila de mortero con cemento}} = 1.53 f^*m_{\text{pila con mortero de cal}} \quad (5.1)$$

Lo que demuestra que al incrementar la calidad del mortero con tan sólo adicionar 20% de cemento a los morteros de cal se incrementa hasta un 50 % la resistencia a compresión de las pilas, sin importar el tipo ni el tamaño de la piedra, pues para los arreglos CHMC-A y CMC-A, también la relación anterior es válida.

La variación de la resistencia a compresión con respecto al tipo de piedra es de:

$$f^*m_{\text{pilas con piedra chiluca}} = 1.88 f^*m_{\text{pilas con cantera gris}} \quad (5.2)$$

Independientemente de la calidad del mortero, el utilizar piedras con una resistencia a compresión de 468 kg/cm<sup>2</sup>, nos incrementa la resistencia de las pilas en más de 80% en comparación con la cantera gris, la cual tiene una resistencia de 67 kg/cm<sup>2</sup>.

Queda demostrado que tanto la calidad del mortero, así como de la piedra, contribuyen a la resistencia a compresión de las mamposterías. Si la piedra es de baja resistencia, el emplear morteros con cemento mejora de manera considerable la resistencia a compresión de las mamposterías. De igual manera, si el mortero es pobre, el emplear piedra de alta resistencia mejorará la resistencia a compresión de la mampostería en comparación con una mampostería hecha con el mismo mortero y piedra de baja resistencia.

Con el objetivo de comparar el efecto que produce el arreglo y el tamaño de la piedra en la mampostería, se construyeron los especímenes CHMC-A y CMC-A, los cuales estaban formados por piedras de menor tamaño y acomodadas de manera que no quedaran cuatrapeadas, suponiendo que al no existir piedras de liga entre las piedras, la resistencia a compresión sería menor que la obtenida en los especímenes hechos con piedras cuatrapeadas, ya que no habrían piedras que restringieran el ensanchamiento de la pila que retrasarán la falla por aplastamiento.

Sin embargo, al comparar las resistencias obtenidas para los casos con piedras con y sin cuatrapear, éstas resultaron ser similares, lo que pudiera deberse a la adecuada adherencia entre el mortero y la piedra.

Se han propuesto pruebas básicas para determinar experimentalmente la adherencia entre la piedra y el mortero; las pruebas consisten en someter probetas de dos piedras unidas con una junta de mortero a tensión directa o a cortante tangencial. Se ha encontrado que los factores que influyen en la adherencia son: la porosidad de la piedra y la retención de agua, la trabajabilidad y sangrado del mortero, la adherencia química, entre otros. En este caso por ser piedras de superficie rugosa y porosa, sobre todo la cantera gris, se debe lograr una buena adherencia.

Valores obtenidos de los ensayos mencionados podrían usarse en modelos analíticos para estudiar el comportamiento del conjunto piedra-mortero. Estudios de este tipo quedaron fuera del alcance de este trabajo.

Tabla 5.2. Propiedades mecánicas de los morteros y pilas de mampostería

MEZCLA	# ESP.	Piedra f <sub>p</sub> kg/cm <sup>2</sup>	Mortero		Pila		E	Final kg/cm <sup>2</sup>	R. de Poisson	f <sup>m</sup> /f <sup>p</sup>	f <sup>c</sup> /f <sup>p</sup>	E <sup>m</sup> /m Inicial	E <sup>m</sup> /m final	f <sup>m</sup> /f <sup>p</sup> f <sup>c</sup> /f <sup>p</sup>
			f <sup>c</sup> kg/cm <sup>2</sup>	P.vol kg/m <sup>3</sup>	f <sup>m</sup> kg/cm <sup>2</sup>	P.vol kg/m <sup>3</sup>								
CHMC Piedra chiluca cuatrapeada, mortero tradicional con cemento	1		26	1638	34	1849	17319			0.10	0.06	670	513	1.72
	2	468	36	1738	45	1774	29903	17680		0.11	0.08	670	396	1.38
	3		42	1778	59	2049	41400	25876	0.39	0.13	0.09	697	436	1.42
	4		44	1778	57	2197	59438	36421	0.09	0.12	0.09	1048	642	1.30
	5		37	1733	49	1958	43581	24324	0.2	0.11	0.08	805	497	1.45
	Media		8	66	10	168	14988	8981	0.21	0.0	0.0	210.6	108.3	0.2
D.E.		21.8	3.8	21.0	8.6	34.2	36.9	38.4	12.7	21.6	26.2	21.8	12.7	
C.V. (%)		40	1678	24	1550	13707	10371		0.36	0.60	574	435	0.60	
CMC Cantera gris cuatrapeada, mortero tradicional con cemento	1		54	1721	27	1624	10813	11911		0.41	0.80	394	434	0.51
	2	67	37	1689	18	1699	11043	10150	0.22	0.28	0.55	598	549	0.50
	3		44	1759	28	1532	16953	9552	0.28	0.42	0.66	608	343	0.63
	4		44	1759	28	1680	17014	8143	0.17	0.45	0.66	565	270	0.68
	5		44	1719	26	1617	13906	10025	0.22	0.38	0.65	548	406	0.59
	Media		6	36	5	75	3031	1365	0.05	0.1	0.1	87.6	105.6	0.1
D.E.		14.5	2.1	17.8	4.6	21.8	13.6	23.9	17.8	14.5	16.0	26.0	13.4	
C.V. (%)		11	1743	21	1975		5006		0.05	0.02	236	236	1.98	
CHMCA Piedra chiluca cuatrapeada, Mortero tradicional	1		10	1728	27	1975	3578			0.06	0.02	132	132	2.62
	2	468	15	1717	31	2049	5578		0.65*	0.07	0.03	180	180	2.01
	3		17	1749	28	1975	5439		0.21	0.06	0.04	194	194	1.67
	4		13	1769	50	2197	15329		1.14*	0.11	0.03	305	305	3.75
	5		13	1741	32	2034	4900		0.21	0.07	0.03	209	209	2.41
	Media		3	20	11	96	915		0.46	0.0	0.0	65.1	65.1	0.8
D.E.		21.2	1.1	35.0	4.7	18.7	18.7	69.4	35.0	21.2	31.1	31.1	34.4	
C.V. (%)		12	1804	15	1680	9532	3117	0.14	0.22	0.18	650	213	1.24	
CMCA Cantera gris cuatrapeada, mortero tradicional	1		15	1768	15	1754	8863	3377	0.71*	0.23	0.22	578	220	1.05
	2		16	1768	16	1458	9292	3331	0.61*	0.24	0.24	577	207	1.02
	3	67	13	1755	17	1975	3710		0.63*	0.25	0.19	219	219	1.32
	4		12	1739	21	1975	4929		0.62*	0.32	0.18	235	235	1.71
	5		13.5	1767	17	1769	9229	3693	0.14	0.25	0.20	602	219	1.27
	Media		1.7	24	2.5	218	339	723	0.23	0.0	0.0	42.1	10.4	0.3
D.E.		12.3	13.5	14.9	12.3	3.7	19.6	42.1	14.9	12.3	7.0	4.8	21.9	
C.V. (%)														

\*Estos valores por ser superiores a 0.5, lo que se atribuye a una falla en los transductores de desplazamiento y al comportamiento no lineal de la mampostería, no se tomaron en cuenta.

Tabla 5.2. (Continuación)

MEZCLA	# ESP.	Piedra		Mortero		Pila		E		R. de Poisson	f <sup>m</sup> /f <sup>p</sup>	E/f <sup>m</sup>	E/f <sup>p</sup>	f <sup>m</sup> /f <sup>p</sup>	f <sup>m</sup> /f <sup>p</sup>
		f <sub>p</sub> kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	P.vol kg/m <sup>3</sup>	f <sup>m</sup> kg/cm <sup>2</sup>	P.vol kg/m <sup>3</sup>	Inicial kg/cm <sup>2</sup>	Final kg/cm <sup>2</sup>							
CHMC-A Piedra chiluca no cuatrapeada, mortero tradicional con cemento	1		44	1749	55	1901		22151	0.25	0.12	0.09	400		1.26	
	2		47	1763	47	1975		22891	0.11	0.10	0.10	488		0.99	
	3	468	40	1765	47	1975		26468	0.50	0.10	0.09	559		1.19	
	4		36	1734	35	1975		23913	0.04	0.07	0.08	681		0.97	
	5		61	1773	43	1901		26637	0.11	0.09	0.13	614		0.71	
	Media		46	1757	46	1946		24412	0.20	0.10	0.10	548		1.02	
D.E.		9	15	15	7	40		2052	0.21	0.0	0.0	109.3		0.2	
C.V. (%)		20.7	0.8	0.8	16.1	2.1		8.4	102.9	16.1	20.7	19.9		21.0	
CMC-A Cantera gris no cuatrapeada, mortero tradicional con cemento	1		40	1780	26	1624		11846	0.09	0.39	0.60	460		0.64	
	2		78	1803	27	1550		9588	0.06	0.41	1.16	354		0.35	
	3	67	26	1748	28	1624		8432	0.11	0.42	0.40	298		1.07	
	4		61	1815	35	1923		12146	0.11	0.52	0.91	347		0.58	
	5		49	1803	32	1849		12689	0.40	0.48	0.74	399		0.65	
	Media		51	1790	30	1714		10940	0.15	0.44	0.76	371		0.66	
D.E.		20	27	27	4	162		1834	0.14	0.1	0.3	60.9		0.3	
C.V. (%)		38.5	1.5	1.5	12.7	9.4		16.8	91.2	12.7	38.5	16.4		39.8	

Para una mayor comprensión de la variación de la resistencia a compresión de las distintas mamposterías se presenta la Fig. 5.4. Como se observa, los valores más elevados se obtuvieron de especímenes hechos con piedra chiluca y en cuanto a la variación de la resistencia, está tendió a ser aproximadamente constante al comparar los dos tipos de piedra y un mismo mortero.

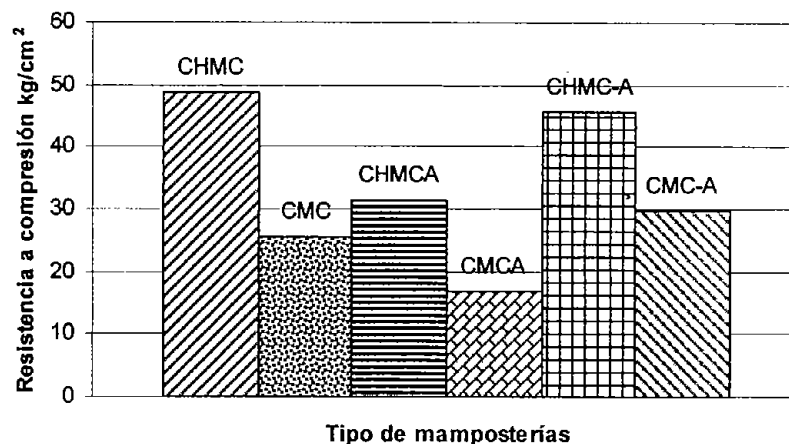


Figura 5.4. Comparación de las resistencias a compresión obtenidas de los distintos tipos de mamposterías

#### 5.1.4. Módulo de elasticidad $E_m$ , relación de Poisson $\nu_m$

Los resultados presentados a detalle en la Tabla 5.2, permiten proponer las siguientes relaciones aproximadas promediando los cocientes de  $E_m$  entre  $f^*m$ :

$$E_m = 455 f^*m; \text{ para morteros con cemento (1:2.5:0.2:1) (cal: arena: cemento: agua)} \quad (5.3)$$

$$E_m = 214 f^*m; \text{ para morteros de cal (1:2.5:1) (cal: arena: agua)} \quad (5.4)$$

Donde:

$E_m$  = módulo de elasticidad

$f^*m$  = resistencia a compresión

Gráficamente, estas relaciones pueden apreciarse en la Fig. 5.5. Como se observa existe, una clara diferencia entre las pilas hechas con morteros de cal y las que contienen cemento. Por lo anterior, al adicionarles cemento a los morteros de cal, se incrementa la rigidez mucho más que su resistencia. Para los especímenes hechos con morteros de cemento, el módulo de elasticidad fue de 24000 kg/cm<sup>2</sup>, para el caso de piedra chiluca y, de 10000 kg/cm<sup>2</sup>, para la cantera gris. Ahora, cuando se utilizó mortero de cal, el módulo de elasticidad disminuyó de manera considerable, siendo muy similar para ambos tipos de piedra, de 4900 kg/cm<sup>2</sup> para la piedra chiluca y 3700 kg/cm<sup>2</sup> para la cantera gris.

Cuando se realizan trabajos de restitución en monumentos históricos como puede ser un muro, no se busca usualmente incrementar las propiedades mecánicas de la mampostería en la parte reparada, ya que hacerlo podría generar efectos nocivos a la estructura, pues se tendrían zonas más rígidas que el resto del elemento lo que alteraría la deformabilidad de la estructura y produciría concentraciones

de esfuerzos; entre otros efectos. Por tal motivo, se busca que los materiales empleados en la reparación tengan características similares a las de los materiales originales.

En este trabajo se trató el uso de morteros de cal con una pequeña cantidad de cemento, como una alternativa a los morteros de cal; si bien, los morteros con cemento suelen incrementar algunas propiedades mecánicas, su uso obedece principalmente a fines de durabilidad, pues los morteros de cal son severamente atacados por la contaminación ambiental. Faltaría revisar los efectos que inducirían estos morteros con cemento en el comportamiento estructural del monumento cuando se aplique en obras de restitución.

En algunos casos en donde se requiere incrementar la rigidez lateral de los monumentos ya sea por deterioro de los materiales o por la acción de fuerzas sísmicas, se recurre a la inyección de lechadas que pueden contener o no cemento, lo cual depende de estado en que se encuentren los materiales y de la rigidez que pretenda alcanzarse. La inyección o consolidación es una opción bastante común de refuerzo o rigidización, ya que al tratarse de monumentos históricos resulta difícil la adición de algunos elementos estructurales de refuerzo por la modificación arquitectónica que esto representa.

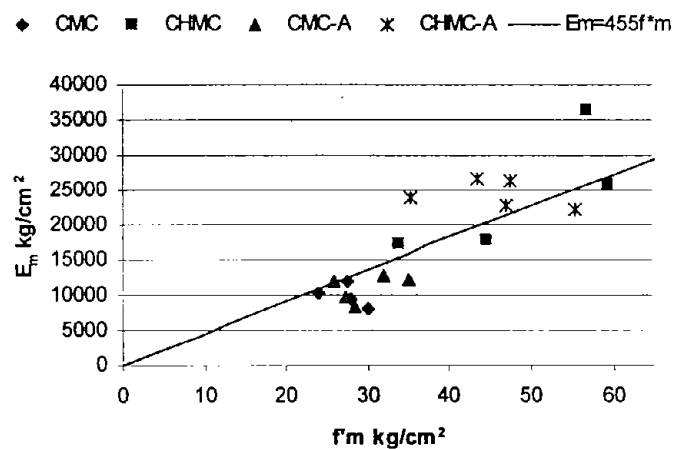
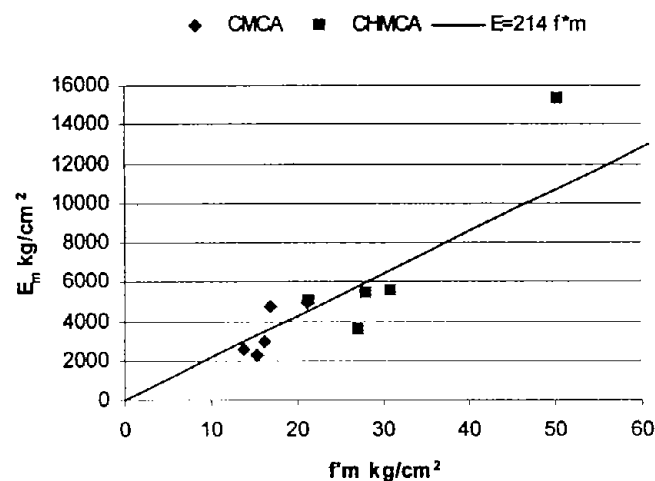
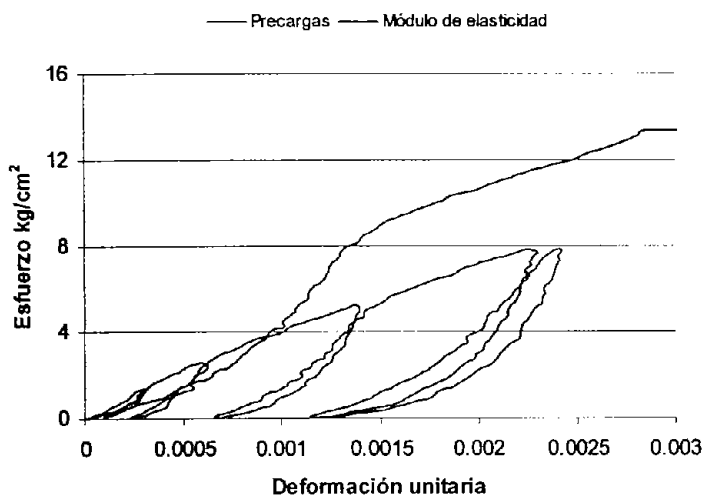
a) Curva  $E_m$  vs  $f^*m$  mortero con cementob) Curva  $E_m$  vs  $f^*m$  mortero de cal

Figura 5.5. Relación entre el módulo de elasticidad  $E_m$  y resistencia a compresión de las pilas  $f^*m$

En la Fig. 5.2 se muestran las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en cada ensaye. Se aprecia un comportamiento aproximadamente lineal entre el intervalo del 10% al 60% del esfuerzo máximo, por lo que se definió como módulo de elasticidad la pendiente de la recta que se presentaba en dicho intervalo. Sin embargo, en los primeros ensayos realizados en donde se aplicaron precargas de aproximadamente el 40% de la carga máxima esperada en los especímenes CMC, CHMC y en algunos CMCA se encontraron dos pendientes. La primera de ellas se presentaba aproximadamente hasta el nivel de precargas dado; superando este valor la pendiente tendía a disminuir siguiendo comportamiento aproximadamente lineal.

Para entender este fenómeno, se realizaron algunos ensayos aplicando distintos niveles de precargas y las curvas obtenidas se compararon con la curva final esfuerzo-deformación de la pila de donde se observó lo siguiente:

Haciendo una descripción del comportamiento de la curva esfuerzo-deformación que se muestra en la Fig. 5.6, se muestran cinco ciclos de cargas a distintos niveles de esfuerzos. En el primero de ellos, la pila es cargada hasta un esfuerzo de  $1.25 \text{ kg/cm}^2$  y se descarga; posteriormente, se aplica un esfuerzo de  $2.9 \text{ kg/cm}^2$ , y se observa que la pendiente de la curva obtenida en la primera precarga es menor a la pendiente de la segunda precarga; sin embargo, esto sucede sólo hasta el esfuerzo aplicado en la primera precarga, pues superando este valor, la pendiente de la segunda precarga tiende a ser aproximadamente la misma que la de la primera precarga. Para corroborar este comportamiento se aplicó una tercera precarga hasta un esfuerzo de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , teniendo el mismo comportamiento que el caso anterior. Por último, se aplicó una cuarta precarga hasta alcanzar un esfuerzo de  $8 \text{ kg/cm}^2$ , observándose el mismo comportamiento. La quinta precarga fue al mismo nivel de esfuerzo que la anterior.



**Figura 5.6. Comparación de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en distintos niveles de precargas y la del ensaye final para el espécimen CMCA-3**

La aplicación de precargas provoca un incremento en la rigidez de las pilas de mampostería; si las precargas son para el mismo nivel de esfuerzo; en las curvas esfuerzo-deformación se tendrá para la primera precarga una pendiente menor que para las subsecuentes, las cuales tendrán una pendiente similar en todos los casos. Superando el nivel de precargas dado, la pendiente de la curva esfuerzo-deformación tenderá a ser similar a la obtenida en la curva de la primera precarga, como se observa en la Fig. 5.6. Comparando las pendientes obtenidas en las precargas donde se encontraba virgen la

mampostería, con la obtenida en la curva del ensaye final después de la máxima precarga dada, se observa que son similares.

Este comportamiento puede deberse a que los morteros con cal suelen ser altamente porosos, de modo que al cargar un elemento, el mortero tiende a compactarse y a acomodarse entre las piedras que cubre, sin que esto implique la falla de la mampostería, de modo que si se aplicara una carga mayor, la mampostería seguiría compactándose hasta el nivel de esfuerzo que sea capaz de resistir la piedra. Esto ocasiona que se tengan dos módulos de elasticidad: uno menor cuando la mampostería se encuentra virgen y otro cuando la mampostería ha sido precargada.

Debido a este comportamiento, el nivel de precargas aplicado en las pruebas se redujo a 10% para no alterar el módulo real de las mamposterías del resto de los ensayes. Por tal motivo se reportan en la Tabla 5.2 valores inicial y final de módulo de elasticidad; para los casos en donde se aplicaron precargas del 10% se reporta un sólo valor de módulo de elasticidad en la columna de  $E_m$  final. Las deformaciones que se midieron para cada nivel de esfuerzo se indican en la Tabla 5.3.

En la literatura se pueden encontrar valores de módulo de elasticidad para mamposterías de piedra que van de 2000 a 21500 kg/cm<sup>2</sup>, según Tomazevic, (The masonry society, 1989). Aunque los valores obtenidos se encuentran dentro de este rango, resulta difícil hacer una comparación, pues el módulo de elasticidad como se observó en los resultados, depende de manera directa de la calidad y tipo de materiales.

Los valores de relación de Poisson obtenidos para cada arreglo se indican en la Tabla 5.2. Como se aprecia, en algunos casos se presentó una gran dispersión de los resultados, con valores superiores a 0.5, principalmente en las pilas que sólo contenían cal, por lo que tuvieron que ser descartados, ya que para estos casos carece de sentido hablar de relación de Poisson. Para el resto de las pilas, la relación de Poisson promedio osciló entre 0.1 y 0.2 con coeficientes de variación de hasta el 100%.

La variación de estos resultados puede deberse a que los transductores de desplazamiento fueron fijados a las pilas por medio de un taquete y una pija, por lo que tuvieron que hacerse perforaciones en las piedras donde serían fijados los aparatos, por ello, al apretar las pijas, el taquete tendió a expandirse, lo que indujo una tensión puntual en la piedra; de esta manera, al ir aplicando carga a la pila en el ensaye, las piedras donde estaban colocados los aparatos comenzaron a agrietarse en algunos casos al aproximarse a las carga última. Esto ocasionó que se midieran deformaciones mayores a las reales.

**Tabla 5.3. Niveles de esfuerzo-deformación donde se observó un comportamiento aproximadamente lineal**

TIPO	PRIMERA PENDIENTE						SEGUNDA PENDIENTE					
	% esf. Max	Inicial Def.	Def. T	% esf. Max	Final Def.	Def. T	% esf. Max	Inicial Def.	Def. T	% esf. Max	Final Def.	Def. T
CHMC-A	0.1	0.00014	0.000002	0.57	0.0012	0.00059						
CMC-A	0.14	0.00027	0.000008	0.49	0.0013	0.00024						
CHMCA	0.2	0.00077	0.000270	0.69	0.0034	0.00350						
CMCA	0.18	0.00062	0.000163	0.44	0.0012	0.00079	0.6	0.00168	0.00234	0.78	0.00370	0.0051
	0.2	0.00084	0.000104	0.49	0.0020	0.00127						
CHMC	0.13	0.00026	0.000004	0.32	0.0005	0.00010	0.4875	0.00099	0.00019	0.79	0.00238	0.0008
CMC	0.24	0.00092	0.000070	0.43	0.0013	0.00013	0.62	0.00206	0.00084	0.81	0.00316	0.0037
CHMC-T	0.17	0.00006	0.000005	0.55	0.0003	0.00007						
CMC-T	0.1	0.00006	0.000063	0.40	0.0003	0.00004						
Promedio	0.1613	0.000437	7.64E-05	0.487	0.001287	0.000745	0.5692	0.00157	0.001127	0.79	0.0031	0.0032



## 5.2. COMPRESIÓN DIAGONAL

### 5.2.1. Modos de falla

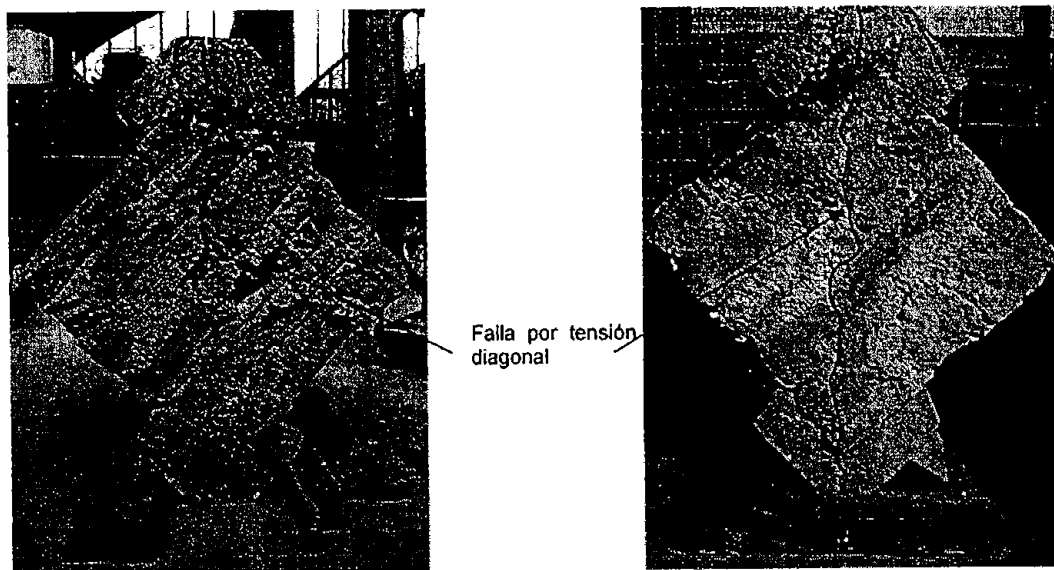
La falla de un muro por efecto de fuerzas cortantes generalmente se presenta por grietas diagonales debidas a tensiones diagonales. Estas grietas se forman a lo largo de las juntas propiciadas por la debilidad de la unión piedra-mortero, sin embargo, en piedras con baja resistencia y buena adherencia con el mortero, las grietas atraviesan indistintamente piedras y mortero.

Para los especímenes realizados con piedra chiluca, que es de alta resistencia, la línea de falla se presentó diagonalmente en la dirección paralela a la aplicación de la carga, sin atravesar ninguna piedra, por lo que la falla sucedió en las juntas de mortero; esto fue propiciado por la escasa adherencia entre el mortero y la piedra, según se observó en los especímenes ensayados, Fig. 5.7.



**Figura 5.7. Patrones de falla de las pruebas de compresión diagonal de especímenes construidos con piedra chiluca**

En cuanto a la cantera gris, la línea de falla se presentó de igual manera que para la piedra chiluca, sólo que en este caso la grieta atravesó indistintamente el mortero y la piedra, lo que era de esperarse debido a la baja resistencia de la piedra y a la mayor adherencia entre el mortero y la piedra, inducida por la porosidad de la misma (Fig. 5.8).



**Figura 5.8. Patrones de falla de las pruebas de compresión diagonal de especímenes construidos con cantera gris**

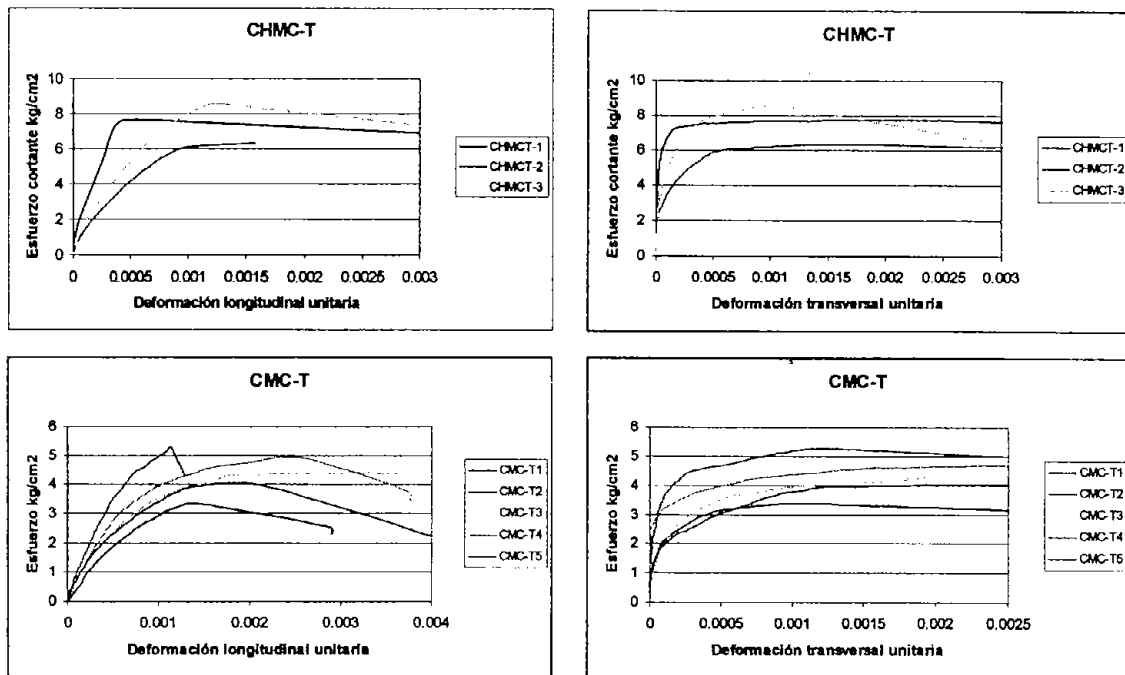
### 5.2.2. Resistencia a compresión diagonal y módulo de rigidez

Para estudiar el comportamiento ante carga lateral de la mampostería, y su resistencia a tensión, se utilizó el ensaye de muretes sometidos a compresión diagonal. La norma ASTM E-519, establece el uso de especímenes de 1.2 x 1.2 m, los cuales para su ensaye, deberán contar con unos cabezales de acero en las esquinas diagonales donde será aplicada la carga como se observa en la Fig. 4.1 y para obtener un mejor acoplamiento entre el murete y el cabezal de acero se debe aplicar previamente una capa de yeso. Sin embargo, debido al gran tamaño y peso que tendrían los especímenes se redujo a la mitad las dimensiones de los muretes. Por otra parte, en lugar de utilizar cabezales de acero en las esquinas diagonales, se utilizaron cabezales de concreto, los cuales se colaron una semana antes de que fuera ensayado el murete. Cabe recordar que la norma ASTM E-519 fue elaborada para especímenes hechos de mampostería de ladrillo y no de piedra, por lo cual se tuvieron que realizar algunos ajustes.

Para este ensaye sólo fue posible construir ocho especímenes, tres para el arreglo CHMC-T y cinco para CMC-T. Se utilizaron arreglos con piedras aproximadamente prismáticas y mortero tradicional con 20 % de cemento.

En la Fig. 5.9 se muestran las curvas esfuerzo-deformación, tanto para la dirección longitudinal como transversal. Se aprecia un comportamiento aproximadamente lineal dentro del intervalo del 10 al 50% de esfuerzo resistente. Las formas de las curvas son similares para cada conjunto de especímenes.

Como se aprecia, debido a que en estos casos los especímenes no fueron sometidos a precargas mayores al 10%, en las curvas no se visualiza un incremento en la rigidez de los mismos. Por lo que los resultados reportados son para el caso en que la mampostería se encuentra virgen.



CHMC-T.- piedra chiluca con mortero con cemento y arreglo con piedras aproximadamente prismáticas  
 CMC-T.- cantera gris con mortero con cemento y arreglo con piedras aproximadamente prismáticas

**Figura 5.9. Curvas esfuerzo-deformación obtenidas de los ensayos de compresión diagonal**

Los resultados obtenidos se indican en la Tabla 5.4. El mortero y el arreglo de piedra tienen similares características; la única variable fue el tipo de piedra, lo cual influyó en una mayor resistencia a cortante, siendo de  $7.7 \text{ kg/cm}^2$  el valor promedio para el caso de la piedra chiluca y  $4.4 \text{ kg/cm}^2$  para la cantera gris. Se reporta el módulo de cortante para el esfuerzo máximo resistido y para el 50 % de este mismo esfuerzo; cabe señalar que para la obtención del módulo de rigidez por cortante se trazó una recta secante en la curva esfuerzo cortante-deformación angular. Las deformaciones unitarias promedio longitudinales fueron del orden 0.0015 y las transversales de 0.0024.

No se observó una dispersión importante en los valores de resistencia a cortante de los muretes; pero en cuanto a los de módulo de rigidez por cortante se obtuvieron coeficientes de variación de 20 al 50 %, lo que implica irregularidad en las deformaciones angulares como se muestra en la Tabla 5.5., producto probablemente a la variación de la calidad de la piedra. Por otra parte, los valores promedio obtenidos para  $\tau_{\max}$  y  $0.5\tau_{\max}$  son muy diferentes, para la piedra chiluca de 2568 y 12946  $\text{kg/cm}^2$ , respectivamente y para la cantera gris 1181 y 4738  $\text{kg/cm}^2$ .

Tabla 5.4. Resultados de los ensayos a compresión diagonal

MEZCLA	# ESP.	MORTERO											ESPÉCIMEN										
		$f_c$ kg/cm <sup>2</sup>	P.vol kg/m <sup>3</sup>	P.vol kg/m <sup>3</sup>	$\tau_m$ kg/cm <sup>2</sup>	$U_m$	$\tau_{max}$ kg/cm <sup>2</sup>	$G_m$ kg/cm <sup>2</sup>	$0.5T$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_m$	$f^*m$	$\tau_{max}$	$G_m/E_m$	$0.5T$	$\tau_m$ / $f^*m$								
CHMC-T Piedra chiluca cuatrapeada, mortero tradicional con cemento	1	45	1748	2575	7.8	-	2195	21565	24324	49	0.09	0.89	0.16										
	2	48	1771	2504	6.5	0.33	1798	7612	24324	49	0.07	0.31	0.13										
	3	57	1748	2361	8.6	0.21	3711	9660	24324	49	0.15	0.40	0.18										
	Media	50.1	1756	2480	7.7	0.3	2568	12946			0.11	0.53	0.16										
	D.E.	6.1	13.5	108.8	1.1	0.1	1009.4	7534.2			0.04	0.31	0.02										
	C.V. (%)	12	1	4	14	32	39	58			39	58	14										
CMC-T Cantera gris cuatrapeada, mortero tradicional con cemento	1	61	1776	1934	3.4	0.14	1298	3403	10025	26	0.13	0.34	0.13										
	2	62	1781	2076	5.3	-	2222	6798	10025	26	0.22	0.68	0.21										
	3	66	1762	2219	4.4	0.29	1098	3890	10025	26	0.11	0.39	0.17										
	4	77	1798	2183	5.0	-	586	5618	10025	26	0.06	0.56	0.19										
	5		1761	2504	4.0	0.211	702	3981	10025	26	0.07	0.40	0.16										
	Media	66.2	1776	2183	4.4	0.2	1181	4738			0.08	0.45	0.17										
D.E.	7.2	15.5	210.7	0.7	0.1	649.4	1422.4			0.03	0.10	0.02											
C.V. (%)	11	1	10	17	36	55	30			34	22	11											

Tabla 5.5. Deformaciones unitarias longitudinales, transversales y angulares en muretes sometidos a compresión diagonal

Espécimen	$\tau_{\max}$			$0.5\tau_{\max}$		
	L	T	$\gamma$	L	T	$\gamma$
CHMCT-1	0.00071	0.00278	0.00348	0.00017	1.43E-05	0.00018
CHMCT-2	0.00157	0.00195	0.00352	0.00017	1.43E-05	0.00018
CHMCT-3	0.00124	0.00108	0.00232	0.00037	6.92E-05	0.00044
Promedio	0.0012	0.0019	0.0031	0.0002	3.26E-05	0.0003
D.E.	0.0004	0.0008	0.0007	0.0001	3.17E-05	0.0001
C.V.(%)	37.1	43.9	22.1	49.5	97.3	55.3
CMCT-1	0.00142	0.001155	0.00258	5.11E-05	0.00000	5.11E-05
CMCT-2	0.00115	0.001232	0.00238	3.38E-04	0.00004	3.82E-04
CMCT-3	0.00182	0.002110	0.00393	4.21E-04	0.00012	5.41E-04
CMCT-4	0.00258	0.005804	0.00839	4.21E-04	0.00012	5.41E-04
CMCT-5	0.00212	0.003535	0.00566	4.02E-04	0.00012	5.20E-04
Promedio	0.0018	0.0028	0.0046	0.0003	0.0001	0.0004
D.E.	0.0006	0.0019	0.0025	0.0002	0.0001	0.0002
C.V.(%)	31.2	70.4	54.4	48.3	69.2	51.5

De la Tabla 5.4 se puede establecer la siguiente relación entre el esfuerzo cortante y la resistencia compresión obtenida de los ensayos de pilas:

$$\tau_m = \sqrt{f^* m} \quad (5.5)$$

También, puede definirse la siguiente relación entre módulo de rigidez por cortante y el módulo de elasticidad:

$$G_m = 0.1E_m; \text{ para el caso en que } G_m \text{ es calculada para } \tau_{\max} \quad (5.6)$$

$$G_m = 0.49E_m; \text{ para el caso en que } G_m \text{ es calculada para } 0.5\tau_{\max} \quad (5.7)$$

Por otra parte, en los ensayos de compresión diagonal los transductores de desplazamiento empleados para medir las deformaciones en las diagonales del muro tuvieron un comportamiento adecuado y no se desprendieron del murete hasta que se llegara a la falla, lo que permitió establecer una mejor relación entre las deformaciones transversales y longitudinales, obteniendo valores de relación de Poisson que van del 0.2 al 0.3, los cuales coinciden con los datos reportados en la literatura.

## CAPÍTULO 6

### MODELACIÓN MATEMÁTICA DE LAS CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN

#### 6.1. DESCRIPCIÓN

En la Fig. 6.1 se muestran las curvas esfuerzo-deformación típicas obtenidas de los ensayos de compresión axial.

Como se aprecia se distinguen tres clases de comportamiento que dependen de la forma en que fue aplicada la carga. En el primero, cuando el espécimen es cargado por primera vez y llevado a la falla, se tiene una curva como la que se presenta en la Fig. 6.1a. Ahora, si el espécimen es precargado con un esfuerzo próximo a la falla y, después de descargarlo, se vuelve a cargar hasta que falle, la curva esfuerzo-deformación será como la de la Fig. 6.1b. Por último, se presenta una combinación de ambos comportamientos, cuando se aplican precargas mucho menores a la carga resistente (Fig. 6.1c.)

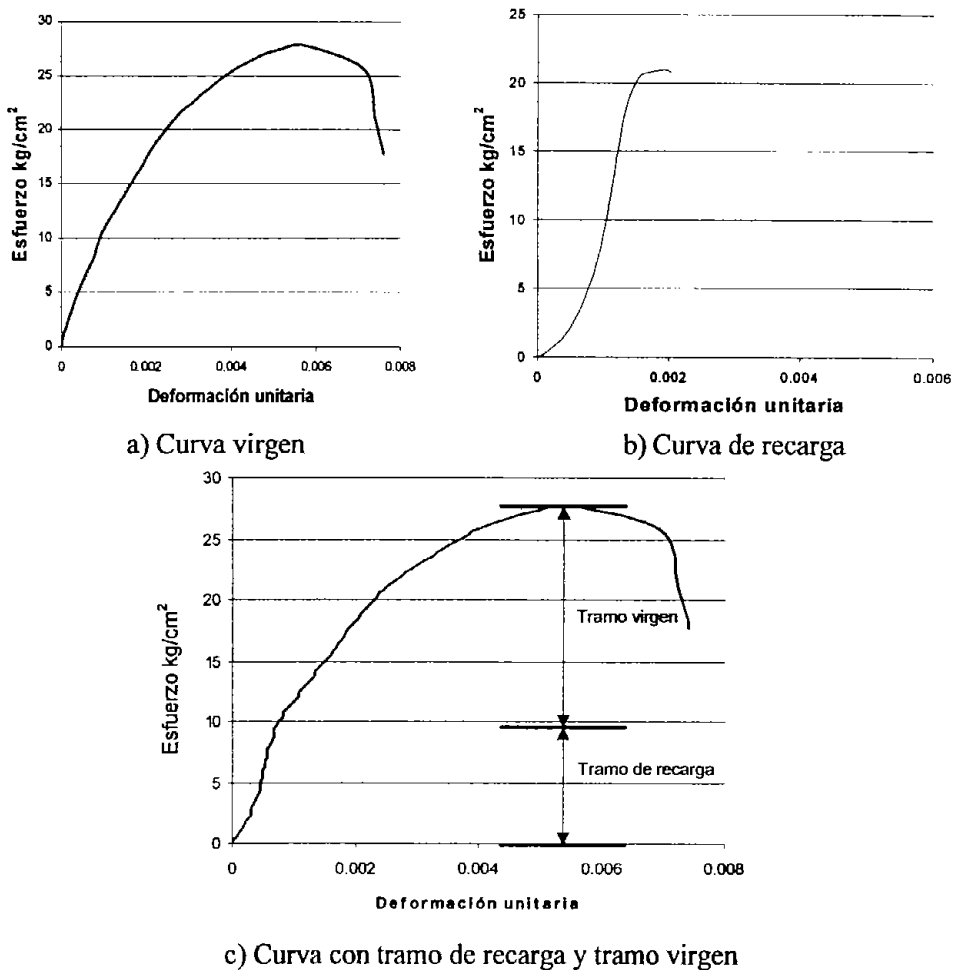


Figura 6.1. Curvas esfuerzo-deformación longitudinal típicas

Con base en lo anterior, se puede establecer que una mampostería puede llegar a tener ambos comportamientos, pues es común que en la historia de la estructura se hayan aplicado diversas condiciones de carga.

Para explicar y representar matemáticamente este comportamiento, es conveniente estudiar en principio las curvas vírgen y de recarga, para poder comprender el comportamiento de la curva cuando presenta ambos comportamientos.

### 6.1.1. Curva vírgen

De la Fig. 6.1a, se observa que la curva esfuerzo-deformación para mampostería vírgen tiene un comportamiento similar a una parábola con eje paralelo al eje Y, que abre hacia abajo. Por lo que puede considerarse válido el utilizar el modelo representativo de las curvas esfuerzo-deformación del concreto propuesto por Hognestad (1951), que consiste en una expresión compuesta por una parábola en la parte ascendente y una línea recta en la parte descendente. Para este caso no se utilizará la parte descendente, pues no siempre fue posible estimar cuando se presentaba el colapso total de los especímenes.

$$f_m = f^* m \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

Siendo:

$\varepsilon_c$ : deformación unitaria debida a cualquier esfuerzo  $f_m$

$\varepsilon_0$ : máxima deformación unitaria producida por el esfuerzo  $f^* m$

$f_m$ : esfuerzo alcanzado en cualquier instante

$f^* m$ : esfuerzo máximo resistente

Como  $\varepsilon_0$  y  $f^* m$  son conocidos, la determinación de la curva de Hognestad no presenta mayores complicaciones. En la Fig. 6.2 se muestran algunas curvas obtenidas y se comparan con las reales.

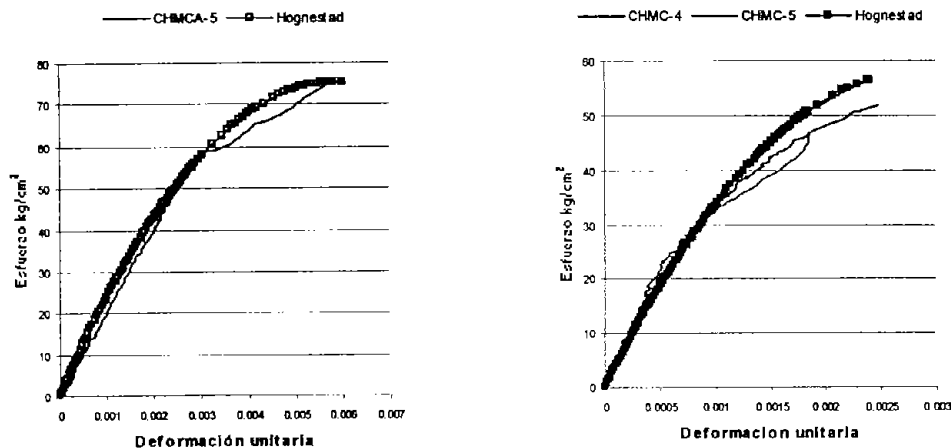


Figura 6.2. Comparación entre las curvas de Hognestad y las reales.

El modelo de Hognestad nos permite estimar de manera aceptable el módulo de elasticidad que se tendría en una mampostería cuando esta no haya sido sometida a diversas condiciones de carga, como se observa en la Tabla 6.1. Aunque con algunas reservas, pues para los especímenes hechos con morteros de cal se encontraron grandes diferencias entre los módulos de elasticidad medidos con los estimados.

**Tabla 6.1. Comparación del módulo de elasticidad experimental promedio con el obtenido con la ecuación de Hognestad.**

TIPO	$\epsilon_0$	$F^*m$ Kg/cm <sup>3</sup>	40% $F^*m$ kg/cm <sup>3</sup>	$\epsilon_2$	10% $F^*m$ kg/cm <sup>3</sup>	$\epsilon_1$	$E_{m(Exp)}$ kg/cm <sup>3</sup>	$E_{m(Hog)}$ kg/cm <sup>3</sup>	Error %
CMC	0.006	25.5	9.80	0.001209	2.45	0.0003	10025	8088	19.32
CMCA	0.005	16.6	6.65	0.001153	1.66	0.00024	3384	5465	61.52
CMC-A	0.005	29.6	11.84	0.001106	2.96	0.00024	10940	10256	6.26
CHMC	0.004	48.6	19.01	0.000879	4.75	0.0002	24324	21014	13.61
CHMCA	0.007	26.8	10.49	0.001583	2.56	0.00035	4898	6432	31.33
CHMC-A	0.003	46.2	18.46	0.000676	4.62	0.00014	24977	25847	3.48

### 6.1.2. Curva de recarga

En la parte inicial de la curva de recarga se observa que, al iniciar el proceso de carga se presenta una gran deformación hasta aproximadamente el 10 % del esfuerzo máximo; al seguir cargando la velocidad de deformación se reduce de manera considerable. Esto es consecuencia del incremento de la rigidez de la mampostería debida a la precarga dada.

Si se aísla de la Fig. 6.1c la parte inicial de la curva, se observa que la forma de este tramo es similar a la de la Fig. 6.1b, y ambas se asemejan a una parábola con vértice en el origen que abre hacia arriba.

Definido este comportamiento parabólico, las ecuaciones para representar la curva inicial de recarga son de la siguiente forma:

$$\epsilon_c^2 = 4 p f m$$

Como  $\epsilon_c$  y  $f m$  son conocidos, siendo  $p$ , la coordenada de la ordenada al origen del foco de la parábola, la determinación de  $p$  no representa ningún problema.

Por lo que para los casos en donde se aplicaron precargas las correspondientes ecuaciones promedio para representar la curva de recarga son las siguientes:

$$\epsilon_c^2 = 6.32 \times 10^{-8} f m ; \text{ para los especímenes CMC (Cantera gris con mortero con cemento)}$$

$$\epsilon_c^2 = 1.39 \times 10^{-7} f m ; \text{ para los especímenes CMCA (Cantera gris con mortero de cal)}$$

$$\epsilon_c^2 = 5.37 \times 10^{-9} f m ; \text{ para los especímenes CHMC (Piedra chiluca con mortero con cemento)}$$

$$\epsilon_c^2 = 9.75 \times 10^{-8} f m ; \text{ para los especímenes CHMCA (Piedra chiluca con de cal)}$$

Donde:



$\epsilon_c$ : es la deformación unitaria debida a  $f_m$

$f_m$ : la resistencia a compresión en cualquier punto

En la Fig. 6.3, se hace la representación gráfica de las ecuaciones obtenidas y se comparan con las curvas experimentales; como se aprecia, estas expresiones se pueden correlacionar de manera aceptable con los valores reales; sin embargo, resulta difícil establecer una ecuación general para determinar el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación de una mampostería que ha sido sujeta a distintas condiciones de carga, debido a la variabilidad de los materiales que se emplean en las mamposterías de piedra, por lo que se han calculado distintos valores de  $p$  para cada caso.

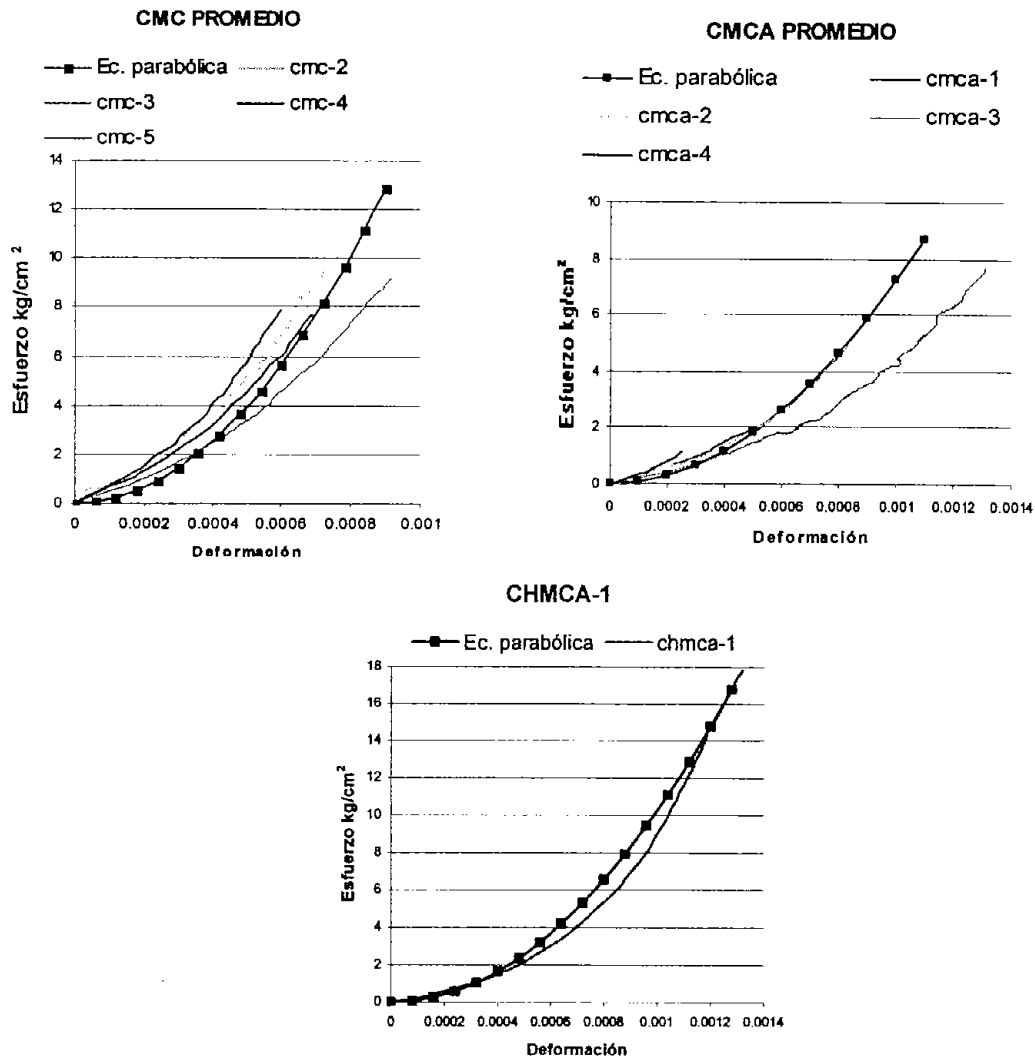


Figura 6.3. Comparación de las curvas de recarga con respecto a la ecuación obtenida para especímenes sujetos a carga axial.

### 6.1.3. Curva con tramo de recarga y tramo virgen

La parte inicial de esta curva se ajusta de manera adecuada al caso anterior como quedó demostrado; por lo tanto, sólo trataremos la parte final de esta curva, es decir el tramo virgen.

De la Fig. 6.1c, la parte virgen de la curva también puede considerarse como una parábola. Para visualizar mejor esta hipótesis se superpusieron las curvas esfuerzo-deformación de las precargas con la obtenida en prueba final (Fig. 6.4).

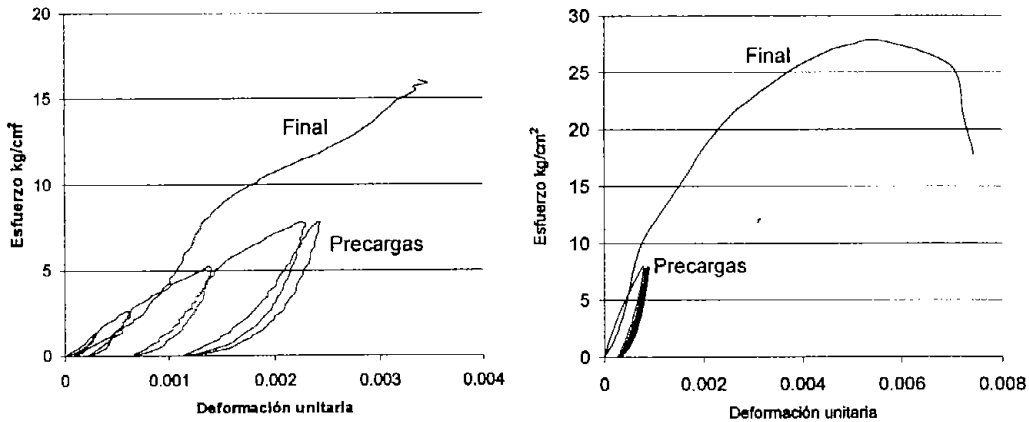


Figura 6.4. Comparación de las curvas esfuerzo-deformación de los ciclos de precargas con la final

Se observa claramente que para ambas gráficas, en los tramos donde la mampostería no ha sido sometida a algún esfuerzo, la pendiente de la curva es la misma; de igual manera, en los tramos donde la mampostería ya ha sido sometida a varias condiciones de carga, la pendiente de estos tramos es similar.

Por lo tanto, si en ambas curvas se eliminan los tramos de descarga y se unen sólo las partes en donde la mampostería se encuentra virgen, se aprecia que siguen la misma ley parabólica (Fig. 6.5).

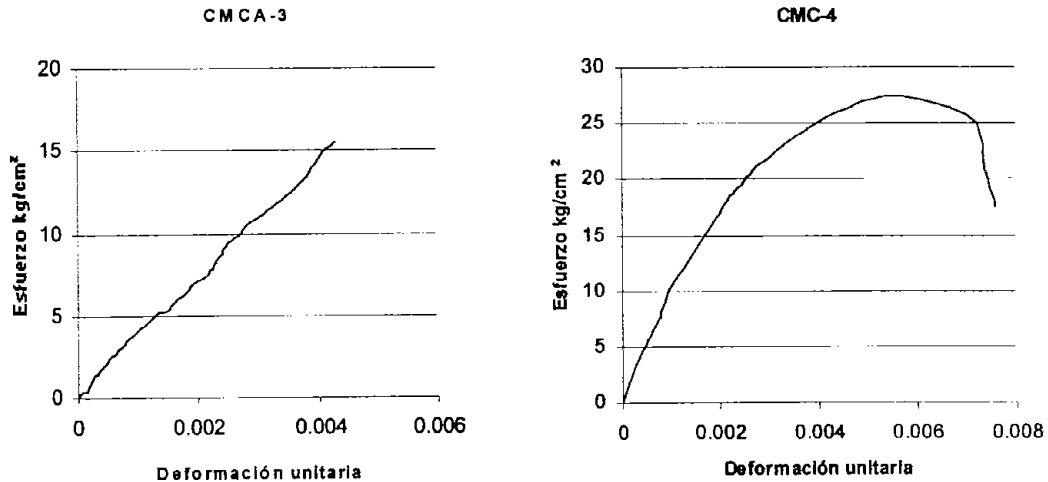


Figura 6.5. Curvas esfuerzo-deformación que sólo consideran los tramos vírgenes de las curvas de precargas y de la prueba de falla de cada espécimen

Si para representar este comportamiento empleamos el modelo Hognestad, vemos que la curva se ajusta adecuadamente (Fig. 6.6.).

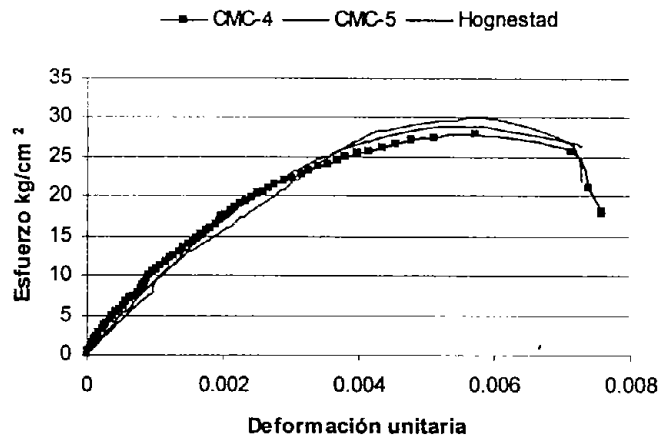


Figura 6.6. Comparación de la curva de Hognestad con la obtenida de unir tramos vírgenes

Por lo tanto, el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación de un tramo virgen siempre tenderá a una curva del tipo Hognestad, que puede ir del origen al esfuerzo de falla, o, de la máxima precarga dada hasta la falla.

A manera de conclusión, dependiendo de las condiciones de carga a que una mampostería sea sometida, se puede considerar la forma que presentará la curva esfuerzo-deformación. Ya sea para tramo virgen, de recarga, o de una combinación de ambas

En resumen, si la parte a representar se encuentra dentro de un tramo virgen, la ecuación a utilizar es:

$$f_m = f * m \left[ \frac{2\varepsilon c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

Por el contrario, si se encuentra en la zona de recarga, la curva esfuerzo deformación será:

$$\varepsilon_c^2 = 4p f m$$

## 6.2. EXPLICACIÓN FÍSICA DEL COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION

La curva de compresibilidad de suelos es el resultado de una prueba de una probeta de suelo sometida a diversos incrementos de carga y son parte fundamental para la obtención de la curva de consolidación que describe la reducción de vacíos del suelo debido a la aplicación de cargas a través del tiempo.

Si bien los ensayos realizados en la mampostería no intervino el factor tiempo para medir las deformaciones inducidas por la aplicación de carga, ya que sólo se midió la deformación obtenida durante la realización del ensaye; se puede decir que las curvas esfuerzo-deformación de los ensayos de compresión axial con aplicación de precargas tienen un comportamiento similar a la de las curvas de compresibilidad de suelos.

En la Fig. 6.7 se muestran dos curvas de compresibilidad para arena fina, una en estado suelto y otra en estado compacto. En los tramos AB y FG corresponden al tramo virgen de compresión; los tramos BC y GH son de descarga. Debe notarse que la expansión que representa la deformación recuperable elásticamente es del mismo orden de magnitud para la arena suelta y compacta; sin embargo, en relación a las deformaciones totales, la expansión es mucho mayor en el estado compacto que en el estado suelto. En otras palabras podría decirse que la arena compacta es más elástica que la misma en estado suelto.

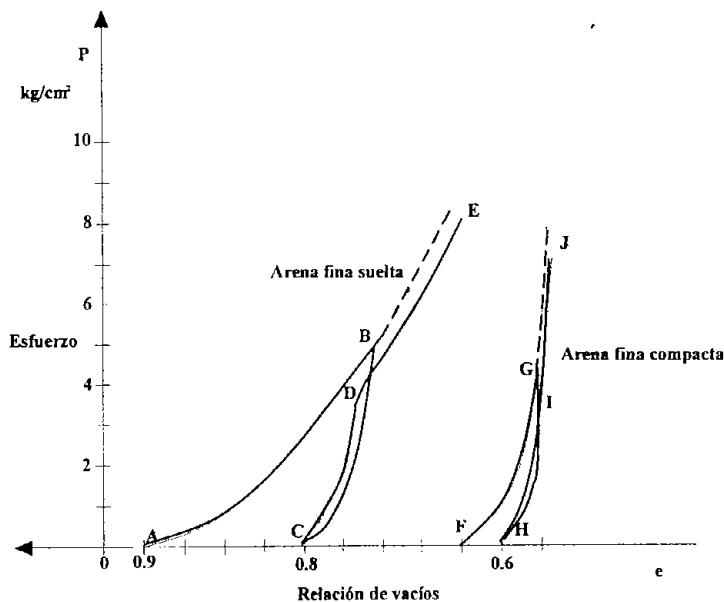


Figura 6.7. Proceso de consolidación de suelos (Juárez, 1975)

En cuanto a los ensayos de las mamposterías en donde los especímenes se sometieron a una serie de esfuerzos mucho menores que el de falla; debido a la alta deformabilidad que tienen los morteros de cal por su alto contenido de poros; y a los vacíos existentes en la interfase mortero-piedra, se presentó un proceso de compactación en donde las deformaciones longitudinales fueron mucho mayores que las transversales, pues conforme se iba incrementándose la carga aplicada, los poros y vacíos fueron cerrándose de modo que la expansión lateral del espécimen fue mínima en comparación con la longitudinal; provocando un confinamiento del mortero, lo que redujo el esfuerzo de tensión inducido en la piedra. Por tal razón, se presenta un mayor módulo de elasticidad en el tramo compactado de la curva.

Es de suponerse que en especímenes hechos con morteros al 100% de cemento, el proceso de compactación sea mínimo debido a la alta rigidez de estas mezclas.

En resumen, el comportamiento presentado en las curvas esfuerzo-deformación de los especímenes de mampostería, nos muestra la no linealidad de este material compuesto por mortero y piedra. Cuando es cargado el material por primera vez se presenta una deformación, que al ser descargado no le permite recuperar su estado inicial por la compactación sufrida, (Fig. 6.8). Si bien, en la parte virgen se aprecia un comportamiento lineal hasta el 40 % del esfuerzo resistente, en la curva de precarga esto no es así, por lo que en estos casos el módulo de elasticidad que se obtiene es secante.

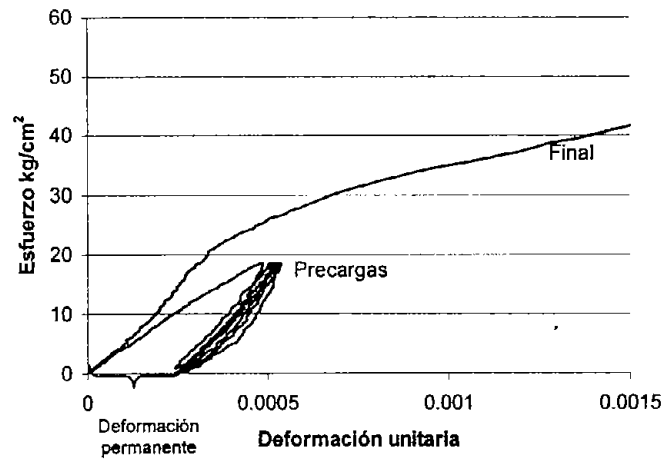


Figura 6.8. Comportamiento no lineal de la mampostería

## CAPÍTULO 7

### COMENTARIOS FINALES

Esta investigación se emprendió con la finalidad de estudiar las propiedades básicas de resistencia y deformabilidad de algunos tipos de mamposterías de piedra natural hechas con morteros de cal. Si bien esta técnica de construcción actualmente ya no es tan común debido al empleo del ladrillo y de morteros de cemento, los resultados obtenidos servirán para estudiar el comportamiento de los monumentos históricos que fueron construidos con esta técnica, y para establecer programas de rehabilitación estructural más adecuados que nos ayuden a su preservación.

En laboratorio se construyeron pilas de 40 x 40 x 80 cm para la obtención de la resistencia a compresión, módulo de elasticidad y relación de Poisson, y muretes de 60 x 40 x 60 cm para los ensayos de compresión diagonal.

Se utilizaron dos tipos de mortero, uno con cal y otro con cal más 20% de cemento, de 13 y 40 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a compresión, respectivamente; dos clases de piedra: cantera gris y piedra chiluca de 67 kg/cm<sup>2</sup> y 468 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a compresión, respectivamente. Los arreglos de mampostería estudiados fueron con piedras aproximadamente prismáticas colocadas en forma cuatrapeada y piedras pequeñas sin cuatrapear formando hiladas.

Los coeficientes de variación obtenidos en las propiedades de las mamposterías se pueden considerar tolerables debido a la irregularidad de los espesores de las juntas de mortero que en algunos casos variaban de 1 a 3 cm; y, a que, al ser la piedra producto de un proceso natural, resulta difícil que sus características se mantengan siempre constantes, por lo que la variación de sus propiedades es mucho mayor que las de las piezas de producción industrializada.

La resistencia promedio a compresión de los morteros con cemento para cada grupo de pilas varió de 37 a 44 kg/cm<sup>2</sup>, y de 50 a 66 kg/cm<sup>2</sup> para los muretes, estas variaciones no influyeron de manera importante en las resistencias obtenidas en pilas y muretes. Para los morteros de cal la variación fue mínima, de 13 a 13.5 kg/cm<sup>2</sup>, consecuencia de su lento fraguado.

Se demostró que en una mampostería, cuando se utilizan morteros y piedras del mismo tipo colocadas en forma de hiladas, la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad de las pilas serán las mismas independientemente de la forma y tamaño de las piedras. Por ejemplo, cuando se utilizó piedra chiluca con mortero de cemento, la resistencia a compresión para especímenes con piedras cuatrapeadas fue de 49 kg/cm<sup>2</sup> y para piedras pequeñas de 46 kg/cm<sup>2</sup>, el módulo de elasticidad de 24300 y 24400 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. Lo anterior es debido a que, al quedar bien definida la distribución de la piedra y las capas de mortero, no existían restricciones que limitaran el comportamiento elástico de la mampostería. Si se hubieran construido especímenes con piedras de diferente tamaño de modo que no se definieran hiladas de piedra y de mortero, las diferencias en sus propiedades hubieran sido seguramente mayores.

La relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión de la mampostería fue de 455 para los morteros de cemento y 214 para los morteros de cal sin importar el tipo ni tamaño de piedra.

En los ensayos de las pilas no fue posible medir con certeza la deformación transversal que se presentaba, debido a que los aparatos al estar sujetos por medio de pijas y taquetes al espécimen, al

agrietarse la piedra, éstos últimos se desprendían, o, las piedras donde estaban sujetos se desprendían del mortero, por lo cual no se obtuvo un valor confiable de relación de Poisson. Sin embargo, en los ensayos de compresión diagonal los transductores colocados tanto en la dirección transversal como la longitudinal funcionaron adecuadamente lo que permitió establecer un valor de relación de Poisson de 0.2.

Se encontró que la resistencia a compresión diagonal depende tanto del tipo de piedra como de la adherencia que ofrece el mortero, pues para la cantera gris, al ser una piedra de baja resistencia pero bastante porosa, la falla de espécimen atravesó indistintamente tanto la piedra como el mortero; en cambio, para la piedra chiluca al ser una piedra de alta resistencia, pero que ofrece baja adherencia al mortero al no ser porosa, la falla se presentó en la junta de mortero.

Aunque sólo se construyeron muretes con piedras cuatrapeadas, se puede prever que el comportamiento de muretes con piedras pequeñas sin cuatrapear será diferente, pues la falta de piedras de liga provocará que ante la aplicación de cargas laterales los esfuerzos de tensión se induzcan directamente en las juntas de mortero y, debido a la escasa resistencia que ofrecen a este esfuerzo; por ello, la falla sucederá ante cargas menores que las que resiste un murete con piedras cuatrapeadas.

Los valores de módulo de rigidez por cortante fueron los que mayor coeficiente de variación presentaron, incluso superando el 50 %, lo que se justifica por la irregularidad de los espesores de las juntas de mortero, y, que para su construcción se requirió el empleo de personal de otra área, por lo que se tuvo una mayor variación en la geometría de las piedras. La relación entre el módulo de rigidez por cortante y el módulo de elasticidad fue de 0.1 para el caso en que se consideró el esfuerzo cortante  $\tau_{\max}$  y de 0.49 para el 0.5  $\tau_{\max}$ .

Quedó comprobado que las propiedades elásticas de la mampostería se modifican cuando se aplican distintas condiciones de carga, pues se provoca un incremento en el módulo de elasticidad de la mampostería debido a la compactación que sufre el mortero por la alta porosidad que le proporciona la cal; que, aún en los casos en donde se tenía un pequeño porcentaje de cemento, este no fue suficiente para evitar que se redujeran los vacíos en la dirección longitudinal. Como consecuencia también en este caso, se tuvo un incremento de la rigidez en comparación con la obtenida en una mampostería en estado virgen.

Es importante señalar que la compactación que sufre la mampostería sólo afecta su comportamiento hasta el valor de esfuerzo aplicado, pues superando este valor, la mampostería tiende a recuperar sus características en estado virgen. El conocimiento de este comportamiento nos hace pensar que si cortáramos un pedazo de muro de alguna estructura de mampostería hecha con un mortero de cal y lo ensayáramos a compresión axial sin la aplicación de precargas, la curva esfuerzo-deformación nos podría dar información del esfuerzo máximo real a que ha sido sometida la mampostería, por la forma de la curva, y determinar qué tan cerca o tan lejos se encuentra del esfuerzo resistente. Así como sucede en los suelos, este tipo de mamposterías tiene esa capacidad de memoria.

Conviene definir dos módulos de elasticidad: uno para el estado virgen y otro, para el estado de recarga. En el análisis estructural de algún edificio antiguo se deberá considerar uno u otro valor dependiendo del nivel de carga; por ejemplo, si por algún motivo a un edificio le es retirado parte del peso que soporta, por alguna reparación, es conveniente tomar en cuenta el incremento de rigidez que le provocó la compactación debida a la carga actuante previamente.

El uso de cemento en mamposterías históricas tiene los inconvenientes que se comentaron en el capítulo 3, sin embargo, las proporciones manejadas en este trabajo mejoran las propiedades de la

mampostería, pero no alteran demasiado la deformabilidad del mortero, pues como se vio en las respectivas curvas esfuerzo-deformación, los especímenes hechos con estos morteros siguieron compactándose, aunque en menor proporción que los morteros de sólo cal. Esto hace suponer que también la transpiración de la mampostería no sea afectada significativamente. Por lo que es conveniente realizar las pruebas correspondientes para asegurar lo anterior y poder emplear morteros con cemento, con el fin de mejorar la durabilidad de los trabajos de rehabilitación.

Aunque sólo se estudiaron mamposterías con cierto tipo de piedra y mortero, se puede decir que los resultados obtenidos nos permitieron conocer a mayor detalle el efecto que producen la calidad y acomodo de los materiales en el comportamiento de una estructura.

Para estudiar el comportamiento de cualquier estructura y en este caso para las estructuras de mampostería no basta con sólo conocer las propiedades mecánicas de los materiales con que está construida. Hay que considerar otros factores; por ejemplo, los materiales de reparación pueden reaccionar químicamente con los originales de la estructura, debilitándolos y en el corto plazo presentar serios problemas de estabilidad; de la misma forma las condiciones ambientales como la contaminación, suelen atacar a los minerales y componentes de la piedra, provocando el debilitamiento de la piedra y la pulverización del mortero. Por otra parte, materiales que modifiquen la transpiración de la estructura suelen favorecer a la retención de humedad con la consecuente aparición de eflorescencias, la cual suele atacar a los cementantes de la piedra.

Por lo anterior, para complementar el estudio del comportamiento de una mampostería, hay que realizar ensayos para determinar la composición mineralógica de la piedra, así como la distribución de los poros, y ensayos de durabilidad para que en los futuros programas de rehabilitación no sólo se asegure un buen comportamiento estructural, sino que además una mayor duración.



## BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

1. Almendra, J.C. (2002), "Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria", tesis de maestría, Universidade do Minho.
2. ASTM C 109/C 109M-95, "Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (using 2-in. or [50 mm] cube specimens) ".
3. ASTM C 305-94, "Standard practice for mechanical mixing of hydraulic cement pastes and mortars of plastic consistency".
4. ASTM C 469-02, "Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression"
5. ASTM E 519-02, "Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages".
6. Bazán, T. (1980), "Muros de mampostería ante cargas laterales estudios analíticos", tesis de doctorado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
7. Binda, L. (1992), "Effectiveness of injection techniques for retrofitting of stone and brick masonry walls in seismic areas", International Workshop CNR-GNDT, Dept. of Structural Engineering Politecnico di Milano, Milan, Italy, March.
8. Calladine, C. (1992), "Masonry Construction", Kluwer Academic Publishers. Netherlands.
9. Chávez, C. (2003), "Técnicas de consolidación de grietas en mamposterías de monumentos históricos", Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.
10. Departamento del Distrito Federal, (1988), "Manual técnico de procedimientos para la rehabilitación de monumentos históricos en el Distrito Federal", INAH.
11. Gárate, I. (1994), "Artes de la cal", Instituto de Conservación y Restauración de Bienes Culturales, Madrid.
12. Garrecht, H., Müller, H.S. *et al.* (1997), "International colloquium seriate", ISMES, Italia.
13. Juárez, E. (1975), "Mecánica de suelos", Editorial Limusa, tomo I.
14. Luna, J.L. (1995), "Propiedades mecánicas de la cantera utilizada en construcciones de la época colonial", Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.
15. Meli, R y Reyes, A. (1971), "Propiedades mecánicas de la mampostería", Revista Ingeniería, 41,3, México D.F., julio, pp. 281-304.
16. Meli, R. (1974), "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", tesis de doctorado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
17. Meli, R. (1998), "Ingeniería estructural de los edificios históricos", Fundación ICA, México.

18. Modena, Lourenco and Roca (2004), "Structural analysis of historical constructions, proceedings of the fourth international seminar on structural analysis of historical constructions", Editorial Balkema, 10-13 november, Padova, Italy.
19. NMX-C-163-1997-ONNCCE, "Industria de la construcción - concreto - determinación de la resistencia a la tensión por compresión diametral de cilindros de concreto".
20. Rodríguez, G. (1997), "Estudio sobre el comportamiento estructural del sagrario metropolitano", tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.
21. Sahlin, S. (1971), "Structural masonry", Editorial Prentice Hall, USA.
22. SEDUE. (1981), "Especificaciones generales de restauración", México.
23. Tomažević, M. (1989), "International seminar on evaluating, strengthening, and retrofitting masonry buildings", The Masonry Society, october.
24. Tomažević M. (1999), "Earthquake-resistant design of masonry buildings", Ed. Imperial College Press, Vol. 1, Singapore.