



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL-ESTRUCTURAS

**COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA  
SOBRE ELEMENTOS FLEXIBLES**

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
JOSÉ FRANCISCO LIZÁRRAGA PEREDA

TUTOR PRINCIPAL:  
DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE

COMITÉ TUTOR:  
DR. ROBERTO MELI PIRALLA, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ, CENAPRED  
DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN, INSTITUTO DE INGENIERÍA

Ciudad Universitaria, Cd. Mx., Febrero 2017

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Roberto Meli Piralla  
Secretario: Dr. A. Gustavo Ayala Milián  
1er. Vocal: Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante  
2do. Vocal: Dr. Oscar Alberto López Bátiz  
3er. Vocal: Dr. Fernando Peña Mondragón

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

---

**Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante**

## **AGRADECIMIENTOS**

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM en especial al Dr. Juan José Pérez Gavilán por su tiempo dedicado en mi formación y al Jurado asignado por sus valiosos comentarios que enriquecieron esta tesis.

A CONACYT por la beca otorgada durante mis estudios de Maestría y Doctorado.

A la Universidad Nacional Autónoma de México en especial al programa PAPIIT por haber financiado gran parte de la investigación en que se basa esta tesis.

Al Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) por permitirnos realizar distintas pruebas de materiales y ensayos de muros a escala real.

Al personal del laboratorio del Instituto de Ingeniería y del CENAPRED que hicieron posible la realización de las pruebas experimentales.

A Industrial Bloquera Mexicana por apoyar económicamente en la construcción del dispositivo de prueba a corte y por los materiales suministrados para la construcción de los muros a escala real.

Al Posgrado en Ingeniería Civil en Estructuras y a todos mis maestros.

Agradezco a mis amigos y compañeros con quienes conviví durante mi estancia en la ciudad de México.

Agradezco a toda mi familia, en especial a mis padres y hermanos, por sus consejos y el apoyo que me han brindado.

Agradezco a mi esposa Elizabeth por su apoyo y amor brindado, agradezco a Dios porque nos ha bendecido con nuestra hija María.

Agradezco a Dios por permitirme seguir cada día con gran entusiasmo y motivación.

## **RESUMEN**

Se proponen procedimientos de diseño de muros de mampostería confinada desplantados sobre vigas de concreto reforzado sometidos a carga vertical y a carga lateral con carga vertical constante. Para el diseño de los muros se toma en cuenta el efecto de la rigidez a flexión relativa entre el muro y la viga, la posición relativa del muro dentro del claro de la viga y la longitud relativa del muro y la viga. También se considera que la deflexión en la viga no exceda los límites de diseño permitidos.

Se realiza un estudio experimental de cinco muros a escala real con el fin de poder comparar el comportamiento obtenido experimentalmente con los resultados de un modelo no lineal de elementos finitos con el cual se realizó un estudio paramétrico que permitió proponer los procedimientos de diseño de muros desplantados sobre vigas de concreto reforzado. Para obtener los parámetros necesarios del modelo no lineal de elementos finitos se realizaron distintas pruebas en los materiales y se construyeron dispositivos de prueba para tensión y corte.

## **ABSTRACT**

Design procedures for confined masonry walls on concrete beams subjected to vertical load and lateral load with constant vertical load is proposed. For the design of the masonry walls the following aspects are taking into account: the effect of the relative flexural stiffness between the wall and the beam, the relative position of the wall inside the length of the beam and the relative length between the wall and the beam. Another consideration is that the deflection of the beam should not exceed the allowed design limits.

An experimental study of five walls at real scale was conducted to compare the behavior obtained experimentally with the results of a non-linear finite element model with which a parametric study is carried out. The parametric study allowed proposing design procedures of wall on concrete beams. Different laboratory test materials were performed to estimate the necessary parameters that define the non-linear finite element model and test devices were built for tension and shear tests.

# ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS .....	ii
RESUMEN .....	iii
ABSTRACT .....	iii
1 CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 Antecedentes .....	2
1.1.1 Estudios experimentales.....	2
1.1.2 Estudios analíticos.....	5
1.1.3 Procedimientos de diseño .....	6
1.2 Objetivos .....	8
1.3 Metodología .....	9
1.4 Alcances .....	9
2 CAPÍTULO II. MODELACIÓN CON ELEMENTOS FINITOS .....	10
2.1 Antecedentes .....	11
2.2 Modelo constitutivo de la mampostería .....	14
2.2.1 Tensión.....	16
2.2.2 Corte.....	16
2.2.2.1 Obtención de la energía de fractura a corte.....	17
2.2.2.2 Ángulo de Dilatación .....	18
2.2.3 Compresión .....	19
2.2.3.1 Ajuste de la superficie de fluencia a compresión .....	20
2.2.3.2 Determinación de la deformación en la interfaz .....	21
3 CAPÍTULO III. ENSAYE DE MATERIALES .....	22
3.1 Dispositivos construidos.....	22
3.1.1 Anillos de medición.....	22
3.1.2 Dispositivo de prueba a tensión.....	23
3.1.3 Dispositivo de prueba a corte .....	24
3.1.3.1 Antecedentes .....	24
3.1.3.2 Descripción del dispositivo y método de ensaye.....	26
3.2 Primera etapa.....	28

3.2.1	Pruebas en el mortero .....	28
3.2.1.1	Mortero tipo I.....	28
3.2.1.2	Mortero industrial .....	30
3.2.2	Pruebas a tensión.....	30
3.2.3	Pruebas de corte .....	32
3.2.4	Pilas a compresión .....	37
3.2.4.1	Modelo de comportamiento propuesto.....	39
3.2.4.2	Resultados experimentales.....	39
3.3	Segunda etapa.....	41
3.3.1	Muretes a compresión diagonal.....	41
3.3.1.1	Modelo de comportamiento propuesto.....	42
3.3.2	Pilas a compresión .....	43
3.3.3	Cubos de mortero a compresión .....	44
3.3.4	Pruebas al concreto.....	44
3.3.4.1	Cilindros a tensión diametral.....	44
3.3.4.2	Cilindros a compresión.....	45
3.3.5	Varillas a tensión .....	46
3.4	Conclusiones del capítulo .....	47
4	CAPÍTULO IV. ENSAYE DE MUROS .....	49
4.1	Descripción de los especímenes.....	49
4.1.1	Instrumentación .....	50
4.1.2	Protocolo de carga .....	54
4.2	Muros a carga lateral .....	55
4.3	Muros a carga vertical.....	59
4.4	Pruebas en vigas de desplante.....	61
4.5	Discusión de los resultados experimentales .....	61
5	CAPÍTULO V. MODELACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES .....	63
5.1	Descripción de los modelos .....	63
5.1.1	Geometría.....	63
5.1.2	Propiedades de los materiales .....	63
5.2	Muros a carga vertical.....	65
5.3	Muros a carga lateral .....	66

5.4	Conclusiones del capítulo .....	69
6	CAPÍTULO VI. ANÁLISIS PARAMÉTRICO .....	70
6.1	Geometrías estudiadas .....	70
6.2	Condiciones de frontera .....	71
6.3	Resultados .....	72
6.3.1	Carga vertical .....	72
6.3.2	Carga lateral .....	77
6.4	Procedimiento de diseño de muros sobre vigas.....	79
6.4.1	Consideraciones generales de diseño.....	80
6.4.2	Diseño por carga vertical .....	80
6.4.3	Diseño por carga lateral.....	81
6.5	Ejemplo de diseño.....	81
6.5.1	Ejemplo 1.....	81
6.5.2	Ejemplo 2.....	84
7	CONCLUSIONES .....	89
7.1	Ensaye de materiales.....	89
7.2	Ensaye de muros .....	90
7.3	Modelación de muros a carga vertical y lateral .....	90
7.4	Análisis paramétrico.....	91
7.5	Producción científica.....	91
	BIBLIOGRAFÍA .....	92

# 1 CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

En México se ha popularizado un sistema de edificación para vivienda que consiste en uno o dos niveles de sótano destinados para estacionamiento y sobre estos sótanos se desplantan muros de mampostería que quedan sobre elementos flexibles tales como vigas o losas reticulares. Dicho sistema de edificación se ha realizado sin conocerse cuál es el comportamiento de los muros de mampostería desplantados sobre estos elementos. Las estructuras de mampostería son sensibles a distorsiones generadas por desplazamientos diferenciales, por lo que al tener un elemento flexible de soporte, deben de revisarse dichas deformaciones. Ya que es muy importante conocer el comportamiento de este tipo de sistema estructural ante cargas verticales y laterales y que en México no se han realizado pruebas experimentales, es por ello que se realiza esta investigación.

En la literatura se ha encontrado información acerca de muros de mampostería que se desplantan en vigas de acero o de concreto (Burhouse, 1969; Riddington, 1974; Riddington y Stafford Smith, 1978; Stafford Smith y Pradolin, 1978; Stafford Smith et al., 1982; Stafford Smith y Pradolin, 1983). Los estudios se basan en muros simplemente apoyados cargados uniformemente en su parte superior. Tanto en resultados experimentales como en análisis numéricos se ha observado que la rigidez relativa entre el muro y la viga es un parámetro muy importante a considerar.

En muros cargados con carga vertical uniforme y desplantados sobre vigas flexibles, se ha observado que, los esfuerzos de compresión tienden a concentrarse en las zonas cercanas a los apoyos del muro, en una longitud llamada  $\alpha$ , y que disminuyen los esfuerzos de compresión en la zona central del muro. La distribución de esfuerzos en la longitud  $\alpha$  puede ser aproximada a distintas formas. En la Figura 1a se muestra una distribución triangular del esfuerzo vertical de compresión con esfuerzo máximo  $\sigma_p$  en la mampostería.

La concentración de esfuerzos de compresión en los apoyos se debe a que parte del muro se comporta como si fuese un arco para relaciones de aspecto  $H/L > 0.6$ , donde H es la altura del muro y L es la longitud de la viga. Este efecto provoca una resultante horizontal  $T_f$  (de los esfuerzos cortantes) en la parte superior de la viga y a ambos extremos de la viga, estas fuerzas tienen que ser resistidas por cortante entre la interfaz muro-viga y provocan fuerzas de tensión en la viga. La acción combinada entre el muro y la viga provoca además un aumento en el brazo de palanca del momento resistente interno (Figura 1b).

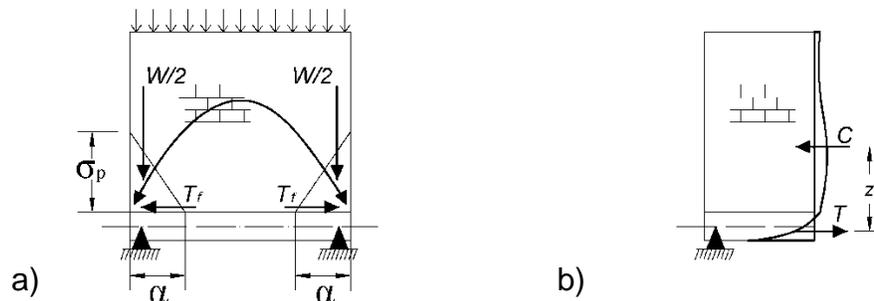


Figura 1. Muro sobre viga cargado en su parte superior; a) Se muestra el efecto de arco, la fuerza horizontal  $T_f$  y la longitud de contacto  $\alpha$  (Stafford et al., 1982), b) Distribución de esfuerzos en una sección transversal.

## 1.1 Antecedentes

El comportamiento del sistema muro-viga fue investigado por primera vez por Wood (1952). En su trabajo estudió el efecto combinado del muro y la viga de apoyo, el cual resulta en que la carga vertical se transfiere a los extremos de la viga en que se apoya el muro, este efecto le llamó de arco. Observó que este efecto se presenta solo cuando la relación altura a claro de apoyo era mayor de 0.6 y no existan aberturas en el muro.

En general se pueden enumerar los siguientes tipos de fallas que se pueden presentar en muros de mampostería desplantados sobre elementos flexibles:

1. Por aplastamiento de la mampostería cerca de los apoyos.
2. Por tensión diagonal en la mampostería.
3. Por tensión en la interfaz muro-viga.
4. Por deslizamiento en la interfaz muro-viga al superarse la resistencia a corte.
5. Por fluencia del acero en la viga de soporte (para vigas poco peraltadas).
6. Por cortante en la viga de soporte.

### 1.1.1 Estudios experimentales

La mayor parte de los estudios experimentales encontrados en la literatura son de muros simplemente apoyados por considerarse que es la condición más desfavorable; en la Tabla 1 se muestran los resultados de varios estudios. Los procedimientos de diseño basados en estas pruebas sobreestiman los desplazamientos verticales y en general son conservadores.

Rosenhaupt (1962) realizó ensayos de muros de mampostería sobre vigas de concreto con carga axial uniforme hasta la falla. Utilizó una misma sección transversal de viga, sus variables en el experimento fueron el tipo de mampostería, la altura del muro, la cantidad de refuerzo longitudinal en la viga y la adición de castillos.

Tabla 1. Resultados experimentales de muros de mampostería desplantados en vigas de concreto

Prueba	No.	Mampostería	$f_m$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_m$ kg/cm <sup>2</sup>	$f'_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$t$ cm	$H$ cm	$L$ cm	$b$ cm	$h$ cm	$H/L$ -	$I$ cm <sup>4</sup>	$K$ -	$\sigma_s$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_u$ kg/cm <sup>2</sup>
Rosenhaupt (1962)	1A	Block concreto celular	12	6,900	191	235,000	7.5	148	185	7.5	15	0.80	2,109	5.1	3.0	4
	1B	Block concreto celular	12	6,900	191	235,000	7.5	148	185	7.5	15	0.80	2,109	5.1	4.0	5
	1C	Block concreto celular	12	6,900	209	278,000	7.5	148	185	7.5	15	0.80	2,109	4.9	4.0	5.07
	2	Block concreto celular	12	6,900	191	235,000	7.5	116	185	7.5	15	0.63	2,109	5.1	3.0	3.8
	6A	Block concreto celular (mampostería confinada)	12	6,900	191	235,000	7.5	149	185	7.5	15	0.80	2,109	5.1	4.0	5.5
	7	Block hueco	19.4	20,000	191	235,000	10	149	187	7.5	15	0.79	2,109	7.2	6.0	8.95
	8	Block hueco (mampostería confinada)	19.4	20,000	191	235,000	10	149	187	7.5	15	0.79	2,109	7.2	7.0	9.65
	Rosenhaupt y Sokal (1965)	1	Block hueco	24	8,400	344	270,000	10	150	240	10.0	22	0.63	8,873	4.7	3.7
2		Block hueco (mampostería confinada)	24	8,400	344	270,000	10	150	240	10.0	22	0.63	8,873	4.7	5.1	10.0
Burhouse (1969)	6	Ladrillo Fletton	114	39988	210	202879	11.43	183	365.8	15.2	30.48	0.50	35,962	7.4	10.0	14.4
	7	Ladrillo Fletton	114	39988	210	202879	11.43	183	365.8	15.2	30.48	0.50	35,962	7.4	10.0	14.3
	8	Ladrillo Fletton	114	39988	210	202879	11.43	183	365.8	15.2	30.48	0.50	35,962	7.4	6.6	11.9
	10	Ladrillo Fletton	215	75250	210	202879	11.43	183	365.8	15.2	30.48	0.50	35,962	8.7	6.8	22.6
Pradolin (1979)	2	Tabicón	125	116,000	233	218,937	9.2	114	183	12.1	20	0.63	8,047	7.8	30.3	30.3
	6	Tabicón	125	116,000	290	244,467	9.2	114	183	12.7	30	0.63	28,575	5.5	46.9	48.9
	5	Tabicón	125	116,000	264	233,151	9.2	114	183	20.3	37	0.63	85,772	4.3	67.8	69.2

$f_m$  y  $E_m$  son la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad de la mampostería;  $f'_c$  y  $E_c$  son la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto de la viga;  $t$  y  $H$  son el espesor y la altura del muro;  $L$ ,  $b$  y  $h$  son la longitud del claro, el ancho y el peralte de la viga;  $I$  y  $K$  el momento de inercia de la viga y la rigidez relativa del muro respecto a la viga;  $\sigma_s$  y  $\sigma_u$  son el esfuerzo vertical sobre el muro a la carga de servicio y a la carga última

Rosenhaupt (1962) determinó el valor experimental del brazo de palanca del momento resistente interno (Figura 1b) de dos maneras: 1) Midiendo directamente la distancia entre el centro de compresión y de tensión en el diagrama de deformaciones y 2) Dividiendo el momento externo por la tensión medida en la viga. Con estos valores dedujo un valor teórico aproximado del brazo de palanca. Como parte de sus experimentos observó que el esfuerzo vertical se concentra en los extremos de la viga y por consiguiente disminuye el esfuerzo vertical al centro de la viga. Observó que el muro se comporta como una viga peraltada con la resultante de la fuerza de tensión concentrada en la viga. Para mamposterías con baja resistencia a compresión, la falla que domina es el aplastamiento, luego si se incrementa la resistencia a compresión en la mampostería se presenta agrietamiento por tensión diagonal, si se sigue aumentando la resistencia a compresión a la mampostería y se tiene poco refuerzo longitudinal en la viga se presenta la fluencia en el acero.

Rosenhaupt y Sokal (1965) estudiaron dos muros construidos con tres paneles, los muros estuvieron desplantados sobre viga continua de concreto y fueron ensayados a carga vertical repartida en la parte superior. Ambos muros son idénticos en geometría y a escala 1:2, la diferencia entre los dos muros es que uno fue construido con castillos solo en los extremos, mientras que el otro se construyó confinando cada panel con castillos interiores y exteriores (Figura 2). El principal objetivo del estudio fue conocer la distribución de las reacciones cuando se tienen muros desplantados sobre vigas continuas. Los autores mencionan que conocer la distribución de las reacciones es importante debido a que: 1) un cambio en éstas modifica el diagrama de momentos externos y por tanto la distribución de esfuerzos en el muro, 2) La magnitud de las reacciones determina la concentración de esfuerzos verticales en la mampostería cerca de los apoyos y 3) Los métodos que se han propuesto para conocer la concentración de esfuerzos se basan en la hipótesis de que las reacciones son conocidas.

Las primeras grietas que aparecieron fueron grietas en los extremos del muro y grietas por flexión en la viga de desplante. La falla se presentó cuando la mampostería se separó de la viga, al centro del claro, aumentando los esfuerzos verticales de compresión y de cortante cerca de los apoyos (Figura 2b). En su investigación comentan que para el muro sin castillos interiores, la concentración esfuerzos verticales es de 4 a 6 veces el esfuerzo vertical repartido en la parte superior del muro, mientras que para el muro con castillos la concentración de esfuerzos verticales es menor debido a que los castillos liberan a la mampostería de concentraciones de esfuerzo. Es importante mencionar que los resultados de dicho estudio probablemente se vieron afectados por el hecho de que los apoyos estaban sobre dinamómetros los cuales se deforman al aplicar una fuerza vertical sobre el muro.

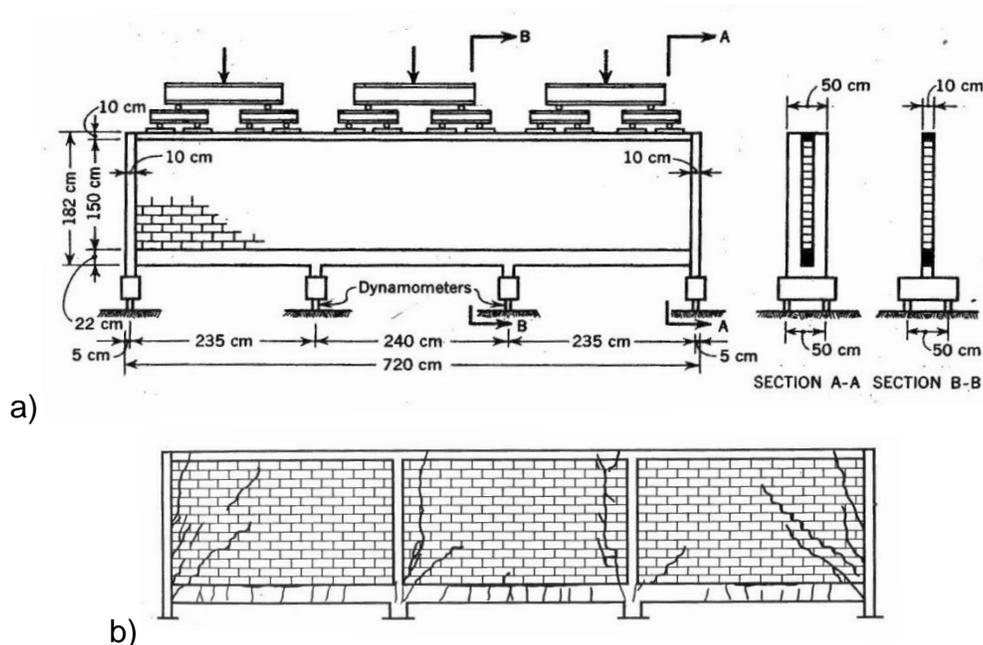


Figura 2. Muros ensayados por Rosenhaupt y Sokal (1965); a) Condiciones de carga, b) muros con castillos en el estado de carga a la falla.

Burhouse (1969) realizó un estudio experimental de muros desplantados sobre vigas de concreto, los muros se ensayaron a carga vertical uniforme y simplemente apoyados. El objetivo principal era conocer el comportamiento de los muros variando la relación  $H/L$ , donde  $H$  es la altura del muro y  $L$  su longitud. Llegó a la conclusión de que el muro trabaja como un mecanismo de arco siempre y cuando la resistencia a corte entre la unión muro-viga no sea superada, lo cual solo ocurre para una  $H/L \geq 0.6$ , corroborando que esta recomendación también fue hecha por primera vez por Wood (1952).

Pradolin (1979) presentó un estudio experimental de muros desplantados sobre vigas de concreto y de acero cargados verticalmente a lo largo de la parte superior del muro. Los muros estaban simplemente apoyados, tomó en cuenta la variación de la rigidez de la viga tomando tres diferentes peraltes de viga.

### 1.1.2 Estudios analíticos

El estudio del problema de muros sobre elementos flexibles, se ha concentrado, especialmente en Estados Unidos y Canadá, en el problema del diseño de dinteles a carga vertical (Stafford Smith, et al.; 1982; Stafford Smith y Pradolin, 1983; Hardy, 2000). El enfoque en esos casos es analizar y diseñar muros con aberturas para puertas y ventanas, el cual es un caso particular del problema que se está estudiando en este proyecto de investigación.

El estudio de muros sobre vigas se ha enfocado principalmente a análisis lineales con elementos finitos como el de Hossain, et al. (2000). En ese trabajo, se estudió la variación de la concentración de los esfuerzos verticales y de cortante en la interfaz entre muro y viga. Sin embargo, no se tomó en cuenta la separación que se puede presentar en la interfaz. Dichos investigadores tomaron en cuenta parámetros que no habían sido considerados por otros investigadores como el refuerzo en la viga de soporte, ancho de los apoyos, altura de las columnas de apoyo y efecto de las aberturas en el muro. Estos autores concluyen que el refuerzo en la viga y el ancho de las columnas de soporte disminuye la concentración de esfuerzos, mientras que el ancho de las aberturas en muros y la altura de las columnas de apoyo incrementan la concentración de esfuerzos.

Riddington (1974) realizó un gran número de análisis de elemento finito en los que se tomó en cuenta la posible separación entre el muro y la viga, se observó que el momento máximo en la viga ocurre en lugares distintos del centro de la viga y sus extremos. El autor propuso un valor de momento máximo  $M_{max}$  (Ec. (1); esta fórmula es muy conservadora para cargas cercanas al momento de agrietamiento, pero menos conservadora para cargas cercanas al momento último. En la Ec. (1,  $W$  es la carga total sobre el muro.

$$M_{max} = \frac{WL}{4} \left( \frac{1}{K} \right)^{\frac{4}{3}} \quad (1)$$

### 1.1.3 Procedimientos de diseño

Los procedimientos de diseño se han enfocado a muros desplantados sobre vigas de concreto reforzado o vigas de acero sometidos a carga vertical solo para cuando la longitud del muro es igual a la longitud de la viga. En la literatura no se encontraron procedimientos de diseño para muros a carga lateral.

En la década de los ochentas, (Stafford Smith y Pradolin, 1983), propusieron un método para el diseño de las vigas de apoyo de muros de mampostería. El método consiste en dar a la viga una rigidez a flexión adecuada para garantizar que el esfuerzo máximo en la mampostería no exceda el esfuerzo resistente de diseño a compresión de la mampostería. Además de diseñar la viga con refuerzo a flexión y cortante suficientes para resistir el momento flexionante, la fuerza de tensión para evitar que el muro tienda a abrirse; y las fuerzas cortantes aplicadas por la carga normal y de corte en la interfaz.

El método de Stafford Smith es, en general, conservador. La evidencia experimental utilizada para sustentar el método de diseño está descrita principalmente en Pradolin y Stafford Smith, 1980; Pradolin, 1979; Stafford Smith y Pradolin, 1978 y también en trabajos de otros autores como Burhouse, 1969; Rosenhaupt, 1962.

Los factores que tienen que ser considerados para este diseño son los siguientes:

- a) Se debe presentar la acción de arco. Se debe tener una relación altura/longitud (H/L) igual o mayor que 0.6, de esta forma no solo se asegura una acción de arco sobre el muro sino que también el comportamiento de interacción es independiente de la altura del muro.
- b) Los esfuerzos cortantes y de compresión del muro en la parte cercana a los apoyos no deben exceder los valores límites permitidos.
- c) La viga debe ser diseñada a flexión, cortante y tensión.
- d) Las deflexiones de la estructura no deben exceder los límites permitidos.

El procedimiento de diseño está basado en la hipótesis de distribución triangular de esfuerzos verticales y de cortante en la interfaz muro-viga en una longitud de contacto  $\alpha$ , la cual es función del parámetro propuesto  $K$  el cual expresa la rigidez relativa del muro respecto a la rigidez a flexión de la viga (Ec. 2).

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_m t L^3}{E_c I}} \quad (2)$$

donde  $E_m$  y  $t$  son el módulo de elasticidad y el espesor del muro de mampostería,  $E_c I$  y  $L$  son la rigidez a flexión y la longitud de la viga respectivamente. La longitud de contacto  $\alpha$  se puede determinar con la Ec. 3, donde  $B$  es un parámetro obtenido experimentalmente. Suponiendo distribución lineal de compresión (Figura 1) se tiene un esfuerzo de compresión máximo  $\sigma_p$  (Ec. 4), donde  $W$  es la carga total de servicio incluyendo carga viva y carga muerta. De la Ec. 4 se puede despejar  $K$  (Ec.5).

$$\alpha = \frac{BL}{K} \quad (3)$$

$$\sigma_p = \frac{WK}{BLt} \quad (4)$$

$$K = \frac{\sigma_p BLt}{W} \quad (5)$$

$$I = \frac{E_m t L^3}{E_c K^4} \quad (6)$$

Experimentalmente se ha encontrado que la fuerza de tensión provocada por el efecto de arco  $T_f$  es aproximadamente  $W/4$  para muros sobre vigas de acero. Debido a que las propiedades de las vigas de concreto son menos uniformes, Stafford y Pradolín proponen un valor más conservador (Ec. 7) debido a que las propiedades de las vigas

de concreto reforzado son más variables que las vigas de acero, y porque la capacidad a corte del concreto es función de la fuerza de tensión en la viga.

$$T_f = \frac{W}{3} \quad (7)$$

$$\tau_p = \frac{2T_f}{\alpha t} \quad (8)$$

Suponiendo que los esfuerzos cortantes tienen distribución triangular, el máximo esfuerzo cortante  $\tau_p$  se obtiene con la Ec. 8. Entre más flexible sea la viga mayor será el esfuerzo cortante máximo. El esfuerzo cortante no solo está influenciado por la rigidez relativa entre el muro y la viga, sino también por la relación altura/longitud (H/L) del muro. Se ha observado experimentalmente (Burhouse, 1969) y teóricamente (Riddington, 1974) que proporcionando una relación  $H/L \geq 0.6$ , el riesgo de falla por cortante y deslizamiento del muro a lo largo de la interfaz se puede despreciar.

Davies y Ahmed (1978) propusieron un método gráfico para analizar muros sobre vigas. En este método se considera la relación de aspecto H/L como variable de análisis. Propusieron un parámetro que considera la rigidez relativa a flexión ( $K_F$ ) y la rigidez axial relativa ( $K_A$ ) muro-viga (Ecs. 9 y 10). Basándose en un estudio de elemento finito y resultados experimentales, propusieron una relación para longitudes de contacto  $\alpha$  (Ec. 11), que involucra un parámetro  $\beta$  que varía con la relación de aspecto H/L.

$$K_F = \sqrt[4]{\frac{E_m t H^3}{E_c I}} \quad (9)$$

$$K_A = \frac{E_m t H}{E_c A_b} \quad (10)$$

$$\alpha = \frac{L}{1 + \beta K_F} \quad (11)$$

## 1.2 Objetivos

Generar procedimientos para el diseño de muros de mampostería confinada desplantados sobre vigas de concreto reforzado y el diseño de dichas vigas de apoyo que garanticen un buen desempeño estructural ante solicitaciones de carga vertical y lateral.

Se desea estudiar y entender el comportamiento estructural muro-base flexible.

Conocer el efecto de la flexibilidad de los elementos de apoyo, la longitud y posición relativa del muro y la viga en el comportamiento estructural.

Plantear un modelo numérico con el uso de un software de elementos finitos.

Calibrar un modelo numérico no lineal de elementos finitos a partir de pruebas experimentales.

Los procedimientos de diseño estarán en función de parámetros que caractericen a la mampostería de manera general y no en función de un tipo de mampostería en especial.

### **1.3 Metodología**

Se obtienen los parámetros no lineales que definen el comportamiento constitutivo de la mampostería a tensión, cortante y compresión de un modelo numérico de elementos finitos. Los parámetros son obtenidos de pruebas experimentales de laboratorio.

Se desarrolla un programa experimental para el ensaye de muros de mampostería confinada desplantados sobre vigas de concreto reforzado sometidos a carga axial y carga lateral. Los resultados de los ensayos servirán para la calibración de un modelo numérico no lineal de elementos finitos para conocer el efecto de la flexibilidad de las vigas en el comportamiento de muros ante cargas verticales y laterales y poder realizar un análisis paramétrico de una serie de casos prácticos de desplante de muros sobre vigas de concreto reforzado que incluyan las variables de rigidez a flexión, posición del muro y longitud del muro relativo a la viga de desplante. Con los resultados obtenidos del análisis paramétrico se generarán recomendaciones de diseño.

### **1.4 Alcances**

El estudio se limita a muros de mampostería confinada sin refuerzo horizontal.

El análisis paramétrico solo considera muros de mampostería desplantados sobre vigas de concreto reforzado con apoyos articulados.

Se consideran como variables de estudio la rigidez a flexión, la longitud y posición relativa del muro dentro del elemento de apoyo.

Se ensayaron muros con piezas multiperforadas de concreto de alta resistencia para carga vertical y lateral. Se ensayó adicionalmente un muro con piezas de tabique rojo recocido a carga vertical.

Este estudio considera solo las deformaciones instantáneas que se presentan en los muros de mampostería desplantados sobre vigas de concreto reforzado, no se estudiaron los efectos de las deformaciones que se pudieran presentar a largo plazo.

## 2 CAPÍTULO II. MODELACIÓN CON ELEMENTOS FINITOS

El comportamiento de muros de mampostería ante cargas verticales y laterales puede ser estudiado con modelos de elemento finito no lineales. Utilizando el método de elementos finitos se puede representar a la mampostería con los siguientes niveles de modelación, los cuales se utilizan dependiendo de los niveles de aproximación y simplicidad deseados (Lourenço, 1996a).

1) Micro-modelo detallado: El tabique y el mortero se representan con distintos elementos, mientras que la interfaz tabique-mortero se representa por elementos de interfaz. Estos modelos son ideales cuando se quiere un mejor comportamiento local pero se necesita mucho esfuerzo computacional.

2) Micro-modelo simplificado. El tabique y el mortero son representados por un solo material homogéneo, normalmente el material de la pieza, el comportamiento de la junta tabique-mortero es representado con elementos de interfaz.

3) Macro-modelo. Tanto el tabique y el mortero son sustituidos por un solo material homogéneo equivalente. La distribución de esfuerzos dentro del muro representa un valor promedio del esfuerzo en los distintos materiales.

En este estudio se prefirió utilizar el Micro-modelo simplificado ya que este tipo de modelos dan una aproximación de los esfuerzos dentro de la mampostería más realista que el Macro-modelo y a la vez son relativamente más simples de construir que el modelo detallado. La presencia de elementos de interfaz es útil para representar las propiedades ortótropas de la mampostería que se presentan debido a que las juntas de mortero forman planos de debilidad.

Para una correcta modelación del comportamiento constitutivo de los materiales utilizados para la construcción de los muros de mampostería es necesario conocer los parámetros no lineales que definen a los materiales. En el siguiente subcapítulo se mencionan los modelos que han sido utilizados en la literatura para la modelación de muros de mampostería, la mayoría de estos modelos cuentan con limitadas pruebas experimentales para definir el comportamiento de la mampostería. Para superar estas limitaciones, en esta investigación se realizaron distintas pruebas de materiales en la mampostería (tensión, corte y compresión) para obtener los parámetros necesarios requeridos en un Micro-modelo simplificado.

## 2.1 Antecedentes

Mallick y Severn (1967) propusieron un método para calcular la rigidez de muros diafragma ante carga lateral tomando en cuenta la separación entre el panel de mampostería y el marco de concreto. Para modelar la distribución de esfuerzos entre el muro y el marco y la posible separación o deslizamiento en esa zona, estos autores utilizaron elementos de interfaz con un cierto coeficiente de fricción y suponiendo una resistencia a tensión igual a cero. Compararon sus resultados con experimentos realizados en muros a escala con marcos de acero y utilizando una pasta especial para rellenar el marco. Una de las hipótesis hechas para modelar estructuras de más de un nivel fue que los muros tenían un comportamiento a corte despreciando los efectos de flexión en la rigidez del muro.

King y Pandey (1978) realizaron un estudio similar al de Mallick y Severn (1967) en el cual describen un procedimiento para determinar la rigidez de muros diafragma modelando la posible separación y deslizamiento utilizando elementos de interfaz con un determinado coeficiente de fricción. Una de sus mejoras respecto al modelo de Mallick y Severn (1967) fue que no consideraron los elementos del marco como axialmente rígidos, sino que se modelaron con elementos con tres grados de libertad por nodo. En este trabajo muestran los valores de la rigidez tangencial y coeficiente de fricción obtenidos para distintas interfaces entre el muro y el marco. También muestran las limitaciones de modelar con diagonal equivalente este tipo de estructuras sometidas a cargas laterales y gravitacionales, pues las longitudes de contacto son notablemente mayores al tener cargas gravitacionales que si solo se tuvieran aplicadas cargas laterales.

Page (1978) fue el primero en utilizar elementos de interfaz para modelar la mampostería. Modeló los tabiques como elementos homogéneos elásticos isotrópicos, unidos por elementos de interfaz, en los cuales se incluye la falla en las juntas entre el mortero y los tabiques. Definió la superficie de falla en el espacio ( $\sigma - \tau$ ); esta superficie de falla la construyó con pruebas experimentales de pilas a compresión con juntas a distintos ángulos de inclinación. Dividió la superficie de falla en tres regiones. En la Figura 3 se presenta la superficie utilizada por dicho autor. La región 1 representa la falla en tensión, la región 2 la falla por cortante puro y la región 3 la falla combinada entre cortante y tensión en el tabique.

Dhanasekar y Page (1986) muestran que el comportamiento a carga lateral de un muro diafragma de mampostería no solo depende de la rigidez relativa entre el muro y el marco y su geometría, sino que también es influenciado por las propiedades de resistencia de la mampostería (en particular la magnitud de la resistencia a corte y tensión relativa a la resistencia a compresión). Utilizaron el método de los elementos

finitos representando a la mampostería con un material homogéneo no lineal que tomó en cuenta la influencia de la juntas de mortero; se utilizaron perfiles de acero como marco confinante. En el modelo dicho marco se consideró elástico. Ensayaron paneles cuadrados de 360 mm para definir el comportamiento de la mampostería a esfuerzos biaxiales. Realizaron pruebas de compresión biaxial y tensión-compresión. De las pruebas de paneles establecieron las características de deformación y una superficie de falla en término de los esfuerzos normal y paralelo a las juntas horizontales. Encontraron que el módulo de elasticidad resultó isotrópico en promedio, sin embargo en el rango inelástico el comportamiento cambiaba sustancialmente con la orientación de los esfuerzos aplicados respecto a la inclinación de las juntas.

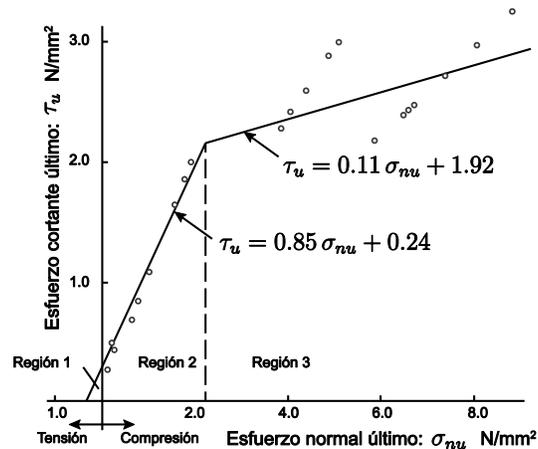


Figura 3. Superficie de falla en la interfaz de los tabiques (Page, 1978).

Dhanasekar y Page (1986) ensayaron experimentalmente dos muros, uno cuadrado y uno rectangular, el muro cuadrado falló paulatinamente por las juntas verticales y horizontales comenzando en el centro del muro y extendiéndose a las esquinas cargadas del muro. El muro rectangular ensayado ante carga lateral falló a compresión por aplastamiento cerca de las esquinas que forman el puntal de compresión. En su modelo lograron capturar el comportamiento de ambos muros con buena precisión hasta la carga máxima. Realizaron un estudio paramétrico utilizando los dos tipos de geometría utilizados en los experimentos y partiendo de las propiedades obtenidas de las pruebas de materiales. Encontraron que para el muro cuadrado, la variación del módulo de elasticidad afecta solamente la rigidez del muro, mientras que para el muro rectangular, una variación del módulo de elasticidad de la mampostería cambia tanto la rigidez como la carga máxima. En sus estudios paramétricos se observa que aumentar la resistencia a tensión o a corte tiene un importante efecto en el nivel de carga lateral máxima que alcanza el muro.

Liaw y Lo (1988) ensayaron y modelaron con elemento finito muros diafragma de concreto, sus modelos fueron a pequeña escala utilizando perfiles rectangulares de

acero como marco confinante. Ensayaron dos tipos de geometría, una con un panel y otra con dos paneles, para cada panel utilizaron tres dimensiones de columnas. Utilizaron elementos de interfaz para modelar la interacción entre el marco de acero y el panel de concreto. Para esfuerzos de tensión consideraron tanto la rigidez normal y tangencial igual a cero, mientras que para esfuerzos de compresión consideraron la rigidez normal como infinitamente rígida y la fuerza cortante se tomó en cuenta por fricción. Modelaron el panel como un material frágil a tensión con una pendiente inicial, y a compresión consideraron una relación esfuerzo-deformación no lineal. El material se consideró isotrópico antes del agrietamiento, mientras que después del agrietamiento el módulo de elasticidad y el módulo de cortante a lo largo de la grieta se tomaron igual a cero; el módulo de elasticidad perpendicular a la grieta permaneció constante. El acero utilizado en el marco se consideró como elasto-plástico. En su trabajo no reportan las propiedades de los materiales utilizados. Todos sus modelos fallaron después de la formación de articulaciones plásticas precedidas por aplastamiento en las esquinas que forman el puntal de compresión, conforme aumentaban el tamaño de las columnas se observa que disminuía la concentración de esfuerzos cercana a las esquinas que forman el puntal de compresión.

Lofti y Shing (1994) también utilizaron la modelación con elementos de interfaz donde representan la falla a tensión y cortante en la unión entre tabique y mortero con una superficie de falla hiperbólica; incluyen la falla a tensión y a compresión del tabique utilizando un agrietamiento distribuido. Para conocer la resistencia de un muro sometido a carga cíclica reversible se tienen modelos en los que se predice también la energía histerética disipada (Gambarotta y Lagomarsino, 1997). Los autores consideran el ablandamiento del material e introducen para tal efecto la energía de fractura a tensión y cortante.

Lourenço (1996a) utiliza un modelo de interfaz compuesto, el cual ha sido desarrollado de acuerdo a la teoría de plasticidad. El modelo consiste en representar las piezas de mampostería con elementos continuos elásticos y las uniones con elementos de interfaz inelásticos donde se incluye la falla a tensión, falla a cortante y falla a compresión; a mitad de las piezas también se incluye la falla por tensión. El autor considera que la falla a tensión diagonal está incluida en la zona de falla a compresión limitando el esfuerzo cortante resistente en la interfaz. Oliveira (2003) propone una extensión del modelo de Lourenço (1996a) para representar el comportamiento constitutivo de la mampostería ante cargas cíclicas.

Asteris y Tzamtzis (2003) presentan la modelación de muros diafragma de mampostería de un panel y con varios niveles, su principal objetivo fue encontrar las longitudes de contacto entre el muro y el marco como una solución integral del modelo y conocer la distribución de las fuerzas cortantes en las columnas que ocasionan el

tener los muros dentro de los marcos de concreto para distintas geometrías. Dentro de sus casos de estudio muestran paneles de mampostería en el cual se desplantan sobre trabes que forman parte del marco de concreto.

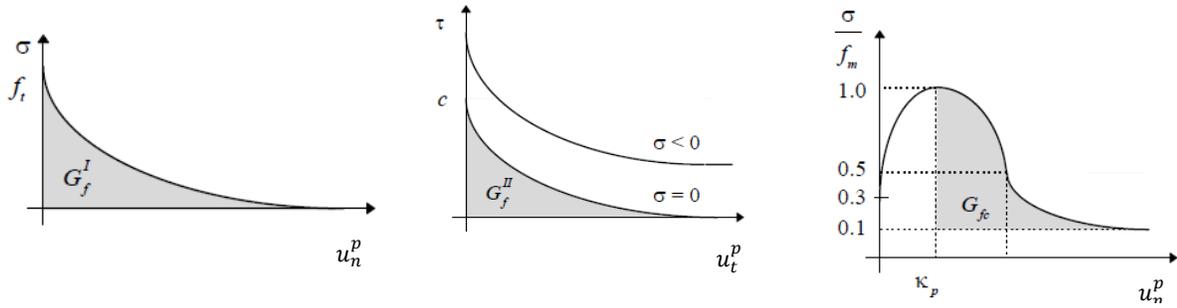
Stavridis y Shing (2010) presentaron una versión más reciente del modelo de Lofti y Shing (1994). En su modelo representan el comportamiento a tensión y cortante en la unión entre tabique y mortero con una superficie de falla hiperbólica; incluyen la falla a tensión y a compresión en el tabique utilizando un modelo de agrietamiento distribuido. En su trabajo consideran la falla por corte en las columnas con elementos de interfaz, además dan recomendaciones para la calibración de las propiedades de los materiales y también realizan un estudio paramétrico para conocer la sensibilidad de los parámetros en el comportamiento global del muro.

En trabajos previos se ha observado que algunos de los problemas que se tienen para poder modelar correctamente los materiales utilizados tales como la mampostería es la falta de resultados experimentales. En esta tesis se realizó un gran esfuerzo para poder obtener todos los parámetros necesarios de un modelo no lineal por medio de distintas pruebas experimentales que se llevaron a cabo a lo largo del trabajo de investigación.

## 2.2 Modelo constitutivo de la mampostería

En este trabajo se utilizó el modelo de interfaz compuesto propuesto por Lourenço (1996a) y generalizado por Van Zijl (2004) para modelar la mampostería, fue posible utilizar dicho modelo ya que se encontró disponible en el programa de elementos finitos Diana 9.6 (TNO DIANA 9.6). En la Figura 4 se muestran algunos parámetros que se pueden ver gráficamente en las curvas de ablandamiento. La superficie de falla que resulta es la que se muestra en la Figura 5. A continuación se enlistan los parámetros necesarios para la construcción de dicho modelo.

- 1) Falla en tensión: Rigidez normal inicial ( $k_n$ ), esfuerzo a tensión resistente ( $f_t$ ) y la energía de fractura en modo I ( $G_f^I$ ), ver Figura 4a.
- 2) Falla a cortante: Rigidez cortante inicial ( $k_s$ ), Cohesión ( $c$ ), coeficiente de fricción inicial ( $\tan \phi_0$ ), coeficiente de fricción residual ( $\tan \phi_r$ ), energía de fractura en Modo II ( $G_f^{II}$ ) (ver Figura 4b), ángulo de dilatación inicial para un confinamiento igual a cero ( $\Psi_0$ ), el esfuerzo de confinamiento para el cual el ángulo de dilatación inicial tiende a cero ( $\sigma_u$ ) y el coeficiente de degradación del ángulo de dilatación ( $\delta$ ).
- 3) Falla en compresión: Resistencia a compresión de la mampostería ( $f_m$ ), el parámetro  $C_s$  que controla la contribución del esfuerzo cortante a la falla a compresión a través de una superficie de fluencia elíptica, la energía de fractura a compresión ( $G_{fc}$ ), ver Figura 4c, el desplazamiento plástico correspondiente al esfuerzo pico ( $\kappa_p$ ).



a) Falla en modo I                      b) Falla en modo II                      c) Falla en compresión  
 Figura 4. Comportamiento para distintos tipos de falla (Lourenço, 1996b).

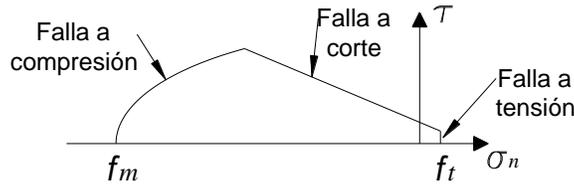


Figura 5. Superficie de falla utilizada en el micro-modelo simplificado.

En la Figura 6a se muestra esquemáticamente 3 pruebas a corte para distintos niveles de confinamiento  $\sigma_n^i$ . En una prueba a corte se puede graficar el esfuerzo cortante  $\tau$  y el desplazamiento tangencial  $u_t$  en la junta, siendo la rigidez inicial  $k_s$ . Se observa que dependiendo del nivel de confinamiento se obtienen distintos valores de cortante máximo  $\tau_p$  y residual  $\tau_r$ . Si se grafican los valores de  $\tau_p$  con su correspondiente nivel de confinamiento se obtiene una gráfica como la de la Figura 6b, con lo cual se obtiene  $c$  y  $\tan \phi_0$ . De forma similar, para obtener  $\tan \phi_r$  se grafican los valores de  $\tau_r$  con su correspondiente esfuerzo de confinamiento como se muestra en la Figura 6c.

La dilatación en la junta es un fenómeno que se presenta bajo un incremento de deformación tangencial  $u_t$  donde la junta experimenta una deformación normal  $u_n$ . El ángulo de dilatación se mide con la pendiente de la gráfica  $u_n^p - u_t^p$ , donde  $u_n^p$  y  $u_t^p$  son respectivamente la deformación normal plástica y la deformación tangencial plástica. Se ha observado experimentalmente que el ángulo de dilatación varía con el esfuerzo de confinamiento (Figura 7a), si se grafican estos valores como se muestra en la Figura 7b es posible obtener los parámetros  $\Psi_0$  y  $\sigma_u$ .

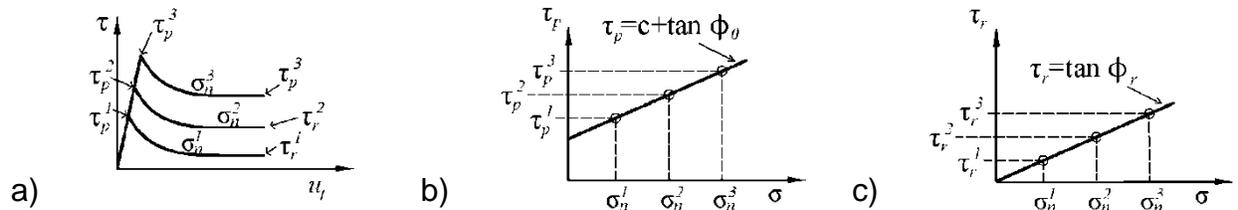


Figura 6. Determinación de los parámetros de resistencia a corte; a) Pruebas a corte, b) Cortante máximo, c) Cortante residual.

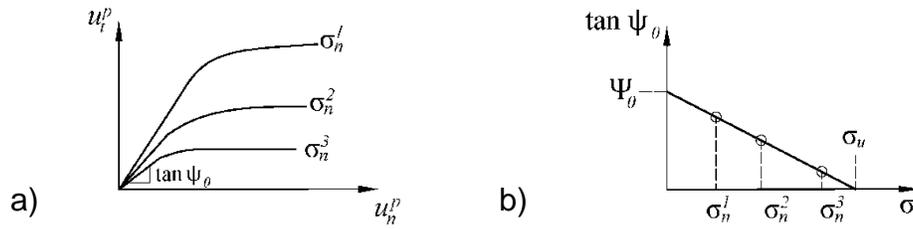


Figura 7. Determinación de los parámetros de dilatación; a) Desplazamientos normales y tangenciales en la junta, b) Variación del ángulo de dilatación inicial  $\tan \psi_0$  con el esfuerzo de confinamiento.

### 2.2.1 Tensión

Este modelo describe el comportamiento de la interfaz en tensión. Considera un comportamiento lineal con una rigidez normal  $k_n$  hasta la resistencia máxima a tensión  $f_t$ , luego presenta un ablandamiento exponencial de la resistencia a tensión el cual se describe en función de la energía de fractura en modo I ( $G_f^I$ ). La función de fluencia en modo I ( $f_1$ ) queda definida como se muestra en Ec. 12. El esfuerzo de fluencia  $\bar{\sigma}_1(u_n^p)$  varía en función de las deformaciones normales plásticas  $u_n^p$  (Ec. 13). La energía de fractura en modo I (Ec. 14) es la integral de la curva de ablandamiento, considerando sólo los incrementos plásticos de deformación.

$$f_1 = \sigma - \bar{\sigma}_1(u_n^p) \leq 0 \quad (12)$$

$$\bar{\sigma}_1(u_n^p) = f_t e^{-\left(\frac{f_t}{G_f^I} u_n^p\right)} \quad (13)$$

$$G_f^I = \int_0^{\infty} \bar{\sigma}_1(u_n^p) d u_n^p \quad (14)$$

### 2.2.2 Corte

El modelo representa el comportamiento a corte en la interfaz, considera un comportamiento elástico con una rigidez tangencial  $k_s$  hasta la resistencia máxima a corte  $\tau_m$ , la cual depende del esfuerzo normal  $\sigma_n$  (esfuerzo de compresión con signo positivo) utilizando el criterio de Mohr-Coulomb, en este caso la función de fluencia  $f_2$  se define con la Ec. 15. El término  $\bar{\sigma}_2(u_t^p)$  representa la cohesión ( $c$ ) con ablandamiento en términos de la energía de fractura en modo II ( $G_f^{II}$ ) y la deformación tangencial plástica  $u_t^p$  (Ec. 16). El término  $\tan \phi(u_t^p)$  representa la degradación del coeficiente de fricción inicial  $\tan \phi_0$  (Ec. 17) proporcional al ablandamiento de la cohesión. El esfuerzo

cortante a la fluencia queda definido con la Ec. 18. La energía de fractura en modo II, se define como la integral de la curva de ablandamiento, considerando sólo los incrementos plásticos de deformación tangencial en la interfaz (Ec. 19).

$$f_2 = |\tau| - \sigma_n \tan \phi (u_t^p) - \bar{\sigma}_2(u_t^p) \leq 0 \quad (15)$$

$$\bar{\sigma}_2(u_t^p) = ce^{-\left(\frac{c}{G_f^{II}} u_t^p\right)} \quad (16)$$

$$\tan \phi(u_t^p) = \tan \phi_0 + \frac{c - \bar{\sigma}_2}{c} (\tan \phi_r - \tan \phi_0) \quad (17)$$

$$|\tau| = \sigma_n \tan \phi (u_t^p) + \bar{\sigma}_2(u_t^p) \quad (18)$$

$$G_f^{II} = \int_0^\infty ce^{-\left(\frac{c}{G_f^{II}} \Delta u_t^p\right)} d u_t^p \quad (19)$$

### 2.2.2.1 Obtención de la energía de fractura a corte

Se estudió cómo obtener  $G_f^{II}$  de curvas experimentales para diferentes niveles de compresión, a continuación se muestra la deducción de la Ec. 24.

Debido a que la energía de fractura depende solamente de las deformaciones plásticas, se realiza la integral de  $\int_0^\infty \tau du_t^p$  (Ec. 20). Realizando la integración de los términos a la derecha de la Ec. 20 se obtienen las Ecs. 21 y 22.

$$\int_0^\infty \tau du_t^p = \int_0^\infty \sigma(\tan \phi) du_t^p + \int_0^\infty ce^{-\left(\frac{c}{G_f^{II}} u_t^p\right)} du_t^p \quad (20)$$

$$\int_0^\infty ce^{-\left(\frac{c}{G_f^{II}} u_t^p\right)} du_t^p = G_f^{II} \quad (21)$$

$$\int_0^\infty \sigma(\tan \phi) du_t^p = \sigma \tan \phi_r u_{tm}^p - \sigma \frac{G_f^{II}}{c} (\tan \phi_r - \tan \phi_0) \quad (22)$$

En la Ec. 20, la integral del término a la izquierda de la ecuación se puede sustituir por  $A^p$  lo cual representa el área total bajo la curva para cada nivel de confinamiento  $\sigma_n$ , sustituyendo además las Ecs. 21 y 22 en la Ec. 20, se obtiene la Ec. 23, donde  $u_{tm}^p$  es la deformación tangencial plástica máxima. Despejando  $G_f^{II}$  de la Ec. 23 se obtiene

la Ec. 24, la cual permite obtener experimentalmente la energía de fractura  $G_f^{II}$  para un nivel de confinamiento  $\sigma_n$  ( $\sigma_n$  con signo positivo a compresión). Como se verá en el siguiente capítulo la energía de fractura se puede aproximar a una línea recta al realizar una regresión lineal de los valores de la energía de fractura obtenidos para cada nivel de confinamiento. Los valores de:  $c$ ,  $\tan \phi_0$  y  $\tan \phi_r$  se obtienen igualmente de una regresión lineal con los esfuerzos cortantes máximos y residuales.

$$A^p = \sigma_n \tan \phi_r u_{tm}^p - \sigma_n \frac{G_f^{II}}{c} (\tan \phi_r - \tan \phi_0) + G_f^{II} \quad (23)$$

$$G_f^{II} = \frac{A^p - \sigma_n \tan \phi_r u_{tm}^p}{1 - \frac{\sigma_n}{c} (\tan \phi_r - \tan \phi_0)} \quad (24)$$

### 2.2.2.2 Ángulo de Dilatación

El ángulo de dilatación ( $\Psi$ ) se define como el cociente de la deformación normal entre la deformación tangencial al aplicar corte en un elemento. Debido a que se generan deformaciones normales en la junta, para especímenes que se encuentran restringidos al desplazamiento vertical, esta deformación normal puede provocar un aumento en el esfuerzo normal y por consiguiente un aumento en el esfuerzo cortante resistente. Para representar la dilatación en la interfaz se utiliza el modelo de Van Zijl (2004), dicho modelo se utiliza con el programa de elementos finitos Diana 9.6. La Ec. 25 describe el desplazamiento normal plástico  $u_n^p$  durante el desplazamiento tangente plástico en la interfaz  $u_t^p$ . La Ec. 26 resulta de la diferenciación de la Ec. 25 respecto a  $u_t^p$ .

$$u_n^p = \frac{\Psi_0}{\delta} \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_u}\right) (1 - e^{-\delta u_t^p}) \quad (25)$$

$$\Psi = \Psi_0 \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_u}\right) e^{-\delta u_t^p} \quad (26)$$

$$\ln \Psi = \ln\left(\Psi_0 \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_u}\right)\right) - \delta u_t^p \quad (27)$$

Donde  $\Psi_0$  es la dilatación a un esfuerzo de confinamiento cero y a un desplazamiento tangente igual a cero,  $\sigma_u$  es el esfuerzo de confinamiento para el cual la dilatación tiende a cero y  $\delta$  es el coeficiente de degradación del ángulo de dilatación. Los parámetros  $\Psi_0$  y  $\sigma_u$  se determinan con una regresión lineal de los datos experimentales.

En la literatura no se encontró una manera clara para obtener  $\delta$ , como parte de esta investigación se planteó obtenerla a partir de la Ec. 27, la cual se obtuvo tomando logaritmos a ambos lados de la Ec. 26. El coeficiente de degradación  $\delta$  del ángulo de dilatación se puede obtener para cada prueba por regresión lineal usando la Ec. 27 considerando  $\ln \Psi$  como la variable dependiente y  $u_t^p$  como la variable independiente. La ordenada al origen está fija y es igual a  $\ln(\Psi_0(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_u}))$ . El valor  $\delta$  que se usa es el promedio de todos los valores obtenidos para cada  $\sigma_n$ .

### 2.2.3 Compresión

El comportamiento de la interfaz a compresión se define con la función de fluencia de la Ec. 28. Se utiliza una superficie de fluencia elíptica (Ec. 29) que supone el centro de la elipse en el origen, donde  $C_s$  controla la contribución del cortante a la falla a compresión y  $\bar{\sigma}_3(u_n^p)$  es el esfuerzo a compresión. Para el caso de la resistencia máxima a compresión  $f_m$  (Ec. 30), el valor del esfuerzo cortante  $\tau$  puede despejarse de la Ec. 30 dando la Ec. 31, por lo tanto para un  $\sigma_n = 0$ , el valor del cortante máximo es igual a  $\tau_u$  (Ec. 32), de esta última ecuación se obtiene el parámetro  $C_s$  (Ec. 33) una vez conocido  $\tau_u$  y  $f_m$ . La ley de endurecimiento/ablandamiento se describe con 3 ecuaciones (Ecs. 34-36), las cuales dependen solo de los desplazamientos plásticos  $u_n^p$ . En las Ecs. 37 se muestran los valores utilizados para ajustar la curva, donde  $\sigma_p$  es el esfuerzo de compresión máximo que varía con el nivel de cortante  $\tau$  y esfuerzo normal en la interfaz  $\sigma_n$ . En la Figura 8 se muestra el comportamiento del modelo en compresión, la parte sombreada representa la energía de fractura a compresión. En la Ec. 38 se define el valor de la energía de fractura a compresión  $G_{fc}$ .

$$f_3 = \sigma_n^2 + C_s \tau^2 - \left(\bar{\sigma}_3(u_n^p)\right)^2 \leq 0 \quad (28)$$

$$\left(\bar{\sigma}_3(u_n^p)\right)^2 = \sigma_n^2 + C_s \tau^2 \quad (29)$$

$$(f_m)^2 = \sigma_n^2 + C_s \tau^2 \quad (30)$$

$$\tau = \sqrt{\frac{f_m^2 - \sigma_n^2}{C_s}} \quad (31)$$

$$\tau_u = \frac{f_m}{\sqrt{C_s}} \quad (32)$$

$$C_s = \sqrt{\frac{f_m}{\tau_u}} \quad (33)$$

$$\bar{\sigma}_a(u_n^p) = \sigma_i + (\sigma_p - \sigma_i) \sqrt{\frac{2u_n^p}{\kappa_p} - \frac{(u_n^p)^2}{\kappa_p^2}} \quad (34)$$

$$\bar{\sigma}_b(u_n^p) = \sigma_p + (\sigma_m - \sigma_p) \left( \frac{u_n^p - \kappa_p}{\kappa_m - \kappa_p} \right)^2 \quad (35)$$

$$\bar{\sigma}_c(u_n^p) = \sigma_r + (\sigma_m - \sigma_r) e^{2 \left( \frac{\sigma_m - \sigma_p}{\kappa_m - \kappa_p} \right) \left( \frac{u_n^p - \kappa_m}{\sigma_m - \sigma_r} \right)} \quad (36)$$

$$\sigma_i = \frac{\sigma_p}{3} \quad \sigma_m = \frac{\sigma_p}{2} \quad \sigma_r = \frac{\sigma_p}{10} \quad (37)$$

$$G_{fc} = \int_{\kappa_p}^{\kappa_m} \bar{\sigma}_b du_n^p + \int_{\kappa_m}^{\infty} \bar{\sigma}_c du_n^p - \sigma_r \int_{\kappa_p}^{\infty} du_n^p \quad (38)$$

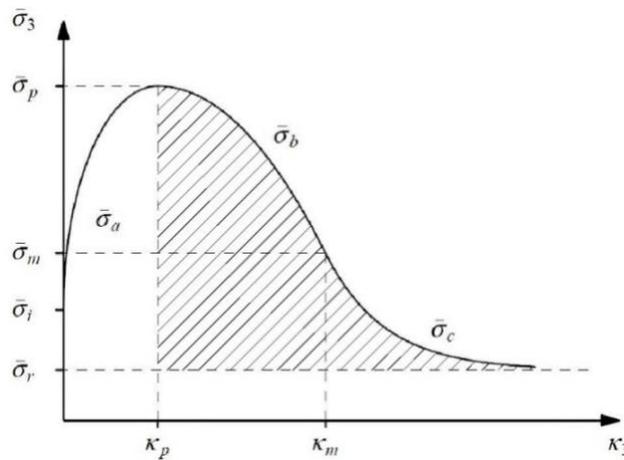


Figura 8. Comportamiento a compresión de la interfaz (Lourenço, 1996a).

### 2.2.3.1 Ajuste de la superficie de fluencia a compresión

Para ajustar la superficie de fluencia a compresión con datos experimentales de laboratorio es necesario realizar pruebas con distintos valores de cortante y compresión en la interfaz. Para lograr lo anterior se realizaron ensayos de pilas con juntas inclinadas como se explican en el siguiente capítulo. La ecuación de la elipse que resulta de las Ecs. 30 y 32 se presenta en la Ec. 39. Para ajustar la superficie de fluencia a una forma elíptica con centro en el origen se obtuvo primeramente la ecuación paramétrica (Ec. 40) que resulta de la Ec. 39, donde  $\sigma_{ni}$  y  $\tau_i$  son los esfuerzos obtenidos experimentalmente cuando se llega a la resistencia a compresión máxima, el valor de  $\alpha_i$  se expresa con la Ec. 41 que se obtiene de despejar en la Ec. 40.1; El valor de  $\tau_u$  se obtuvo de aplicar el método de los mínimos cuadrados a la Ec. 40.2. Por lo tanto el valor de  $C_s$  ajustado con los datos experimentales se obtiene con la Ec. 33 para un valor de  $\tau_u$  obtenido con la Ec. 42, en esta última ecuación  $i$  es cada valor experimental y  $n$  es el total de datos experimentales.

$$\frac{\sigma_n^2}{f_m^2} + \frac{\tau^2}{\tau_u^2} = 1 \quad (39)$$

$$\begin{cases} \sigma_{ni} = f_m \cos \alpha_i \\ \tau_i = \tau_u \sin \alpha_i \end{cases} \quad (40)$$

$$\alpha_i = \cos^{-1} \frac{\sigma_{ni}}{f_m} \quad (41)$$

$$\tau_u = \frac{\sum_i^n \tau_i \sin \alpha_i}{\sum_i^n (\sin \alpha_i)^2} \quad (42)$$

### 2.2.3.2 Determinación de la deformación en la interfaz

Debido a que el comportamiento no lineal de la mampostería se considera solo en las juntas, es necesario determinar la deformación en la junta  $u_j$  con la hipótesis de que la pieza permanece elástica (Ec. 43);  $L_0$  es la distancia en que se mide la deformación dentro de la pila,  $\varepsilon$  es la deformación unitaria de la mampostería en la distancia  $L_0$ ,  $n_p$  es el número de piezas dentro de la distancia  $L_0$ ,  $n_j$  y  $n_p$  son respectivamente el número de juntas horizontales y de piezas dentro de la distancia  $L_0$ ,  $h_p$  es la altura de la pieza y  $E_p^y$  es el módulo de elasticidad de la pieza perpendicular a la junta. La deformación plástica en la junta se obtiene de la deformación total menos la deformación elástica (Ec. 44),  $k_n$  es la rigidez normal en la junta. La deformación plástica  $\kappa_p$  se determina con la Ec. 45, la cual resulta de las Ecs. 43 y 44 para el esfuerzo máximo  $f_m$ . Con el esfuerzo normal en la junta  $\sigma$  y su deformación plástica  $u_j^p$  (Ec. 44) es posible evaluar la energía de fractura para cada prueba. El parámetro  $G_f^c$  es el promedio de todas las pruebas realizadas para el mismo tipo de mampostería.

$$u_j = \frac{\varepsilon L_0 - \frac{\sigma n_p h_p}{E_p^y}}{n_j} \quad (43)$$

$$u_j^p = u_j - \frac{\sigma}{k_n} \quad (44)$$

$$\kappa_p = \frac{\varepsilon_p L_0 - \frac{f_m n_p h_p}{E_p^y}}{n_j} - \frac{f_m}{k_n} \quad (45)$$

### **3 CAPÍTULO III. ENSAYE DE MATERIALES**

Las pruebas de materiales realizadas fueron orientadas a obtener los parámetros necesarios para la modelación no lineal de la mampostería utilizando elementos finitos. La prueba de materiales para caracterizar a la mampostería consistió en dos etapas, siendo la primera antes de comenzar la construcción de los especímenes de muros y la segunda etapa la prueba de materiales representativos para cada muro.

#### **3.1 Dispositivos construidos**

Se diseñaron y construyeron dos dispositivos para conocer las propiedades en la interfaz a tensión y a cortante, para ambas pruebas, los transductores de desplazamiento se montaron en marcos de aluminio llamados anillos de medición. Las pruebas se realizaron por control de desplazamiento para poder obtener las curvas de ablandamiento. Tanto para la prueba de tensión y corte el desplazamiento fue controlado directamente con el desplazamiento del pistón del marco de carga.

##### **3.1.1 Anillos de medición**

Para medir el desplazamiento vertical y horizontal en la junta de una manera más práctica y precisa se hizo uso de anillos de medición (Figura 9), como transductores de desplazamiento se utilizaron potenciómetros de 10 K $\Omega$  con carrera de 10 mm. Los potenciómetros fueron calibrados a cada milímetro de la carrera total para poder tener una mejor precisión en la medición.

El espaciado entre los dos anillos se da con los broches separadores que aparecen en la Figura 9a, una vez que va a comenzar la prueba los broches se desatornillan para dejar libre el movimiento entre los dos anillos de medición. Cada anillo de medición está sujeto a cada tabique por medio de 4 tornillos con punta (Figura 9b).

Para medir las deformaciones en la prueba de tensión solo se hace uso de los 2 potenciómetros verticales colocados a ambos lados de los anillos de medición. En la prueba de corte se hace uso de 8 potenciómetros, en la parte frontal hay 2 montados en los anillos de medición y 2 por fuera de los anillos de medición, en la parte posterior se repiten los de la cara frontal. Con los potenciómetros ubicados en los anillos se mide la deformación tangencial y normal a la junta, mientras que con los potenciómetros ubicados fuera de los anillos se mide las deformaciones tangenciales y normales en la altura total del espécimen.

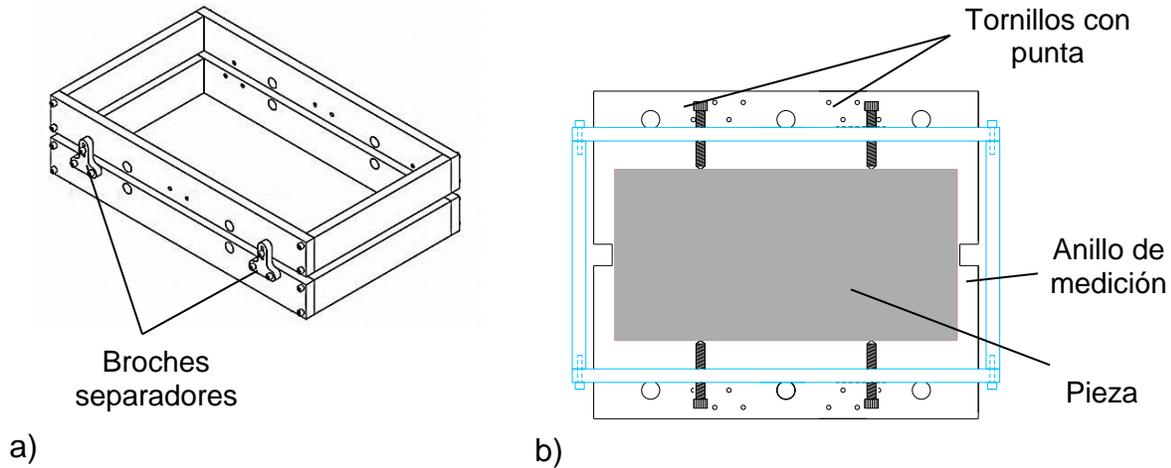


Figura 9. Anillos de medición, a) Detalle; b) Vista en planta.

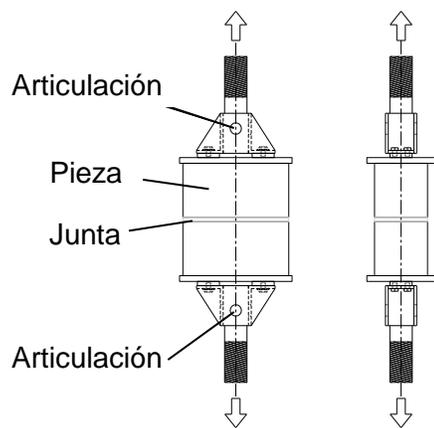
### 3.1.2 Dispositivo de prueba a tensión

Se diseñó y construyó el dispositivo de prueba a tensión, con este dispositivo se obtienen las propiedades de la mampostería a tensión en las juntas de mortero. Los parámetros que se obtienen son rigidez normal en la junta de mortero ( $k_n$ ), esfuerzo a tensión resistente ( $f_t$ ) y la energía de fractura en modo I ( $G_f^I$ ).

Existen distintos métodos para realizar éste tipo de pruebas, en algunos casos la resistencia máxima  $f_t$  es lo único que se reporta (ASTM C952-12, 2012; Taylor-Firth y Taylor, 1990; Khalaf, 2005). Pruebas controladas por desplazamiento (van der Pluijm, 1997; Almeida et al. 2002) son preferibles cuando se necesita determinar los parámetros no lineales a tensión, por lo anterior en este estudio se utilizó la prueba a tensión directa controlada por desplazamiento.

Al principio de cada prueba de tensión se realizaron 3 precargas de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$  con una velocidad de  $5 \text{ kg/s}$ , luego de las precargas se especificó control por desplazamiento a una velocidad de  $0.002 \text{ mm/s}$ , cada prueba se llevó a un desplazamiento máximo de  $1.2 \text{ mm}$ .

El dispositivo diseñado para la prueba a tensión se muestra en la Figura 10. Éste dispositivo consta de dos articulaciones (Figura 10a). En la Figura 10b se muestra una prueba donde se puede observar el anillo de medición. Los tabiques se pegan al dispositivo de tensión con resina epóxica.



a) Diagrama esquemático



b) Prueba

Figura 10. Dispositivo de tensión.

### 3.1.3 Dispositivo de prueba a corte

#### 3.1.3.1 Antecedentes

Diferentes arreglos experimentales fueron encontrados en la literatura para probar las juntas de mortero a corte, en varios casos las pruebas se limitaron a determinar los parámetros de resistencia (cohesión y coeficiente de fricción) como ocurre en diferentes investigaciones (Meli y Reyes, 1975; Lourenço et al., 2004; Vasconcelos y Lourenço, 2009) y en normas de diferentes países (CEN, 2007; ASTM C1531-15, 2015).

Meli y Reyes (1975) realizaron pruebas con tripletes para investigar la cohesión y la fricción que se desarrolla en las juntas de mortero a diferentes niveles de compresión. Encontraron una variación lineal de la resistencia a corte con el nivel de compresión y un coeficiente de fricción casi independiente del tipo de mortero. La cohesión resultó ser dependiente del tipo de mortero y pieza. Lourenço et al. (2004) probó mampostería con piezas apiladas una sobre otra utilizando tripletes, solo se reportó la cohesión y el coeficiente de fricción.

Vasconcelos y Lourenço (2009) utilizaron una prueba de corte directo para caracterizar mampostería de piedra. Ensayaron mampostería sin mortero (con especímenes secos y saturados) y con mortero, en ambos casos reportaron las curvas experimentales de esfuerzo-deformación y también muestran el comportamiento del ángulo de dilatación, solo reportaron los parámetros de la cohesión y el coeficiente de fricción. Realizaron pruebas monotónicas y cíclicas. Solo en especímenes con junta de mortero encontraron que se presenta la dilatación durante la prueba a corte.

Citto et al. (2011) desarrollaron una técnica de imagen digital para monitorear las deformaciones en la mampostería durante una prueba a corte en sitio. El equipo consiste en una cámara digital conectada a una computadora para la adquisición de imágenes. Observaron que dicha prueba ocasiona un alto grado de esfuerzos no uniformes, reportaron la cohesión y el coeficiente de fricción.

Atkinson et al. (1989) ensayaron las juntas de mortero horizontal a corte utilizando un aparato con servo-control para determinar el diagrama carga-desplazamiento durante cargas estáticas y cíclicas. Encontraron que la respuesta antes de la resistencia máxima puede ser representada con una curva hiperbólica y que su correspondiente rigidez lateral depende tanto del nivel de deformación a corte como de la carga axial. Los cortantes residuales permanecen constantes aún con ciclos de carga. La dilatación fue observada en todas las pruebas.

Abdou et al. (2006) estudiaron la influencia de huecos en las piezas en el comportamiento a corte de la junta comparando los resultados obtenidos con tabique sólido y con huecos. Pruebas de carga y descarga mostraron que el módulo de cortante permanece constante durante la carga y descarga para ambos tipos de piezas. La cohesión decrece si se utilizan piezas huecas, lo atribuyen a agrietamientos en las paredes del tabique.

Chaimoon y Attard (2009) utilizaron una versión modificada de la prueba de cortante directo introducida por van der Pluijm (1993). Las rigideces a la descarga de la interfaz tabique-mortero en la etapa residual fue muy similar a la rigidez tangente inicial. Lourenço y Ramos (2004) presentaron resultados experimentales para la caracterización de mampostería sin junta de mortero bajo carga cíclica utilizando un dispositivo similar a una caja de cortante.

Augenti y Parisi (2011) caracterizaron el comportamiento no lineal con mampostería de piedra volcánica. Realizaron una serie de pruebas a cortante directo similar a Atkinson et al. (1989). Se reporta la cohesión, coeficientes de fricción y la energía de fractura en Modo II. Proponen una superficie de respuesta a corte. Definen los coeficientes de cohesión y fricción dependientes en la deformación a corte. El comportamiento a dilatación fue medido para cada prueba.

Rahman y Ueda (2014) realizaron pruebas con tripletes utilizando diferentes tipos de mortero. La cohesión y el ángulo de fricción interna son obtenidos de una regresión lineal de los datos experimentales. Concluyeron que la resistencia a corte se incrementa de manera no lineal al incrementar el esfuerzo de confinamiento para diferentes resistencias del mortero. Representaron la respuesta de las juntas horizontales a corte por ecuaciones simples, la información necesaria para el modelo

propuesto son: Módulos de elasticidad del mortero y la pieza, el espesor del mortero y el esfuerzo de confinamiento que actúa en la interfaz.

Diferentes investigadores han demostrado con modelos de elemento finito que el aparato de cortante directo produce una distribución aproximadamente uniforme de esfuerzos cortantes a lo largo de la junta de mortero (Atkinson et al., 1989, Stöckl y Hofmann 1988, Riddington, et al. 1997). El aparato a corte utilizado en esta investigación se basa en el utilizado por Hansen (1999). Debido a que la prueba se realiza en tensión, resulta en una configuración más estable que aplicando la carga a compresión, lo cual se realizó por van der Pluijm (1993).

En esta investigación se utilizaron ensayos de pilas de mampostería bajo carga axial de compresión con diferentes inclinaciones de las juntas horizontales para producir una combinación de esfuerzo de compresión y esfuerzo cortante a lo largo de la junta de mortero para definir la superficie de falla de la parte de compresión, ensayos similares se han realizado en la literatura (Nuss, et al. 1978; Hamid y Drysdale 1980; RILEM Technical Committees, 1998; Hamid, et al. 2005).

### ***3.1.3.2 Descripción del dispositivo y método de ensaye***

Una fuerza de tensión es aplicada en el dispositivo de prueba a corte, dicha fuerza resulta en un cortante directo a lo largo de la junta de mortero. El espécimen se construyó con dos mitades de pieza unidas por una junta de mortero de 11 mm de espesor. El dispositivo se construyó en aluminio estructural para reducir el peso total y lograr ser manejado manualmente.

Debido a que la resistencia a corte aumenta con el nivel de confinamiento, se realizaron 3 pruebas para 3 niveles de confinamiento distintos: 2.5, 5 y 10 kg/cm<sup>2</sup>, por tanto se necesitan 9 probetas para cada tipo de mampostería. Para aplicar la carga de compresión se utilizaron dos varillas roscadas que conectan 2 perfiles de aluminio que hacen presión sobre una celda de carga y un neopreno cuya función es la de mantener la carga axial constante durante la prueba para que no cambie la carga axial en más de un 10%, las mayores variaciones en la carga se esperan para niveles bajos de carga axial. El neopreno utilizado es de distintos espesores dependiendo del nivel de carga axial que se aplica sobre el espécimen. Los especímenes se pegan a placas de acero con resina epóxica, luego se atornillan al dispositivo de tensión antes de cada prueba, además se puede ajustar la altura del espécimen con placas de ajuste entre el espécimen y el dispositivo de corte (Figura 11). El aparato permite ensayar piezas de 6 y 12 cm de altura con una tolerancia de 6 mm, ajustando la altura con placas en caso de que no se tengan las alturas exactas de 6 ó 12 cm de altura. Se podrán probar piezas de 10 a 15 cm de ancho y de hasta 25 cm de largo.

Se colocan transductores de desplazamiento como se muestra en la Figura 12. Al iniciar cada prueba, se realizaron 3 precargas a  $3 \text{ kg/cm}^2$  con una velocidad de  $25 \text{ kg/s}$ , luego de las precargas se especificó control por desplazamiento a una velocidad de  $0.01 \text{ mm/s}$  hasta un desplazamiento máximo de  $10 \text{ mm}$ .

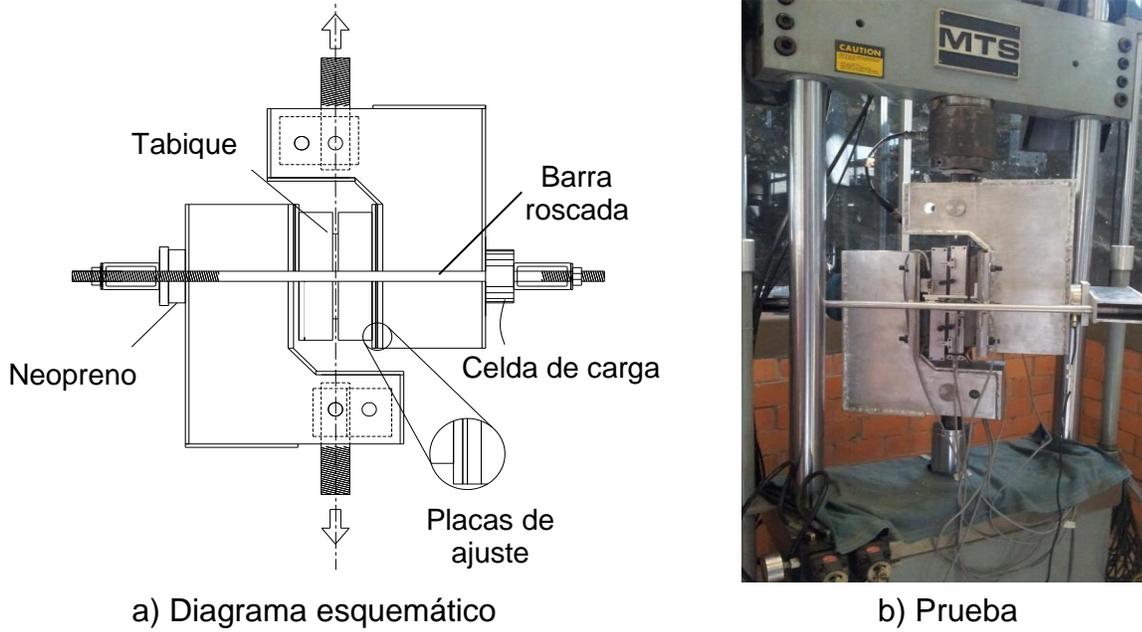


Figura 11. Dispositivo de corte.

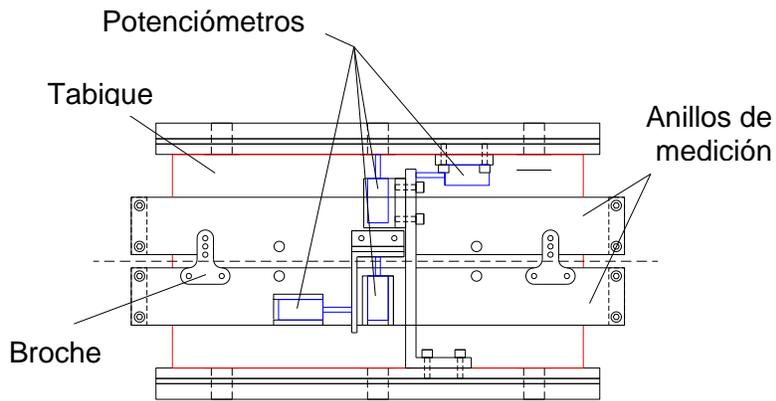


Figura 12. Detalle de anillo de medición para el dispositivo a corte.

## 3.2 Primera etapa

En la primera etapa de pruebas se realizaron las pruebas de tensión, cortante y compresión para obtener las propiedades no lineales de la interfaz. Estas pruebas sirvieron para realizar el diseño de los experimentos ya que se realizó un modelo de elemento finito previo a los ensayos experimentales de muros.

Los especímenes se construyeron con block de concreto multiperforado de llamado BH12 (Figura 13a) con medidas promedio de ancho, alto y largo de 120x117x241 mm; para cada prueba realizada se utilizaron dos tipos de mortero, mortero tipo I (MT1) y mortero industrializado (SC). La pieza BH12 se pegó con mortero dejando dicha pieza seca.

La relación área efectiva entre área bruta del block BH12 es de  $A_e/A_b = 0.79, 0.5, 0.54$  para la vista en planta, el corte AA' y el corte BB' respectivamente que se muestra en la Figura 13b. La resistencia a compresión promedio de las piezas reportadas por el fabricante es  $f_p = 186 \text{ kg/cm}^2$ .

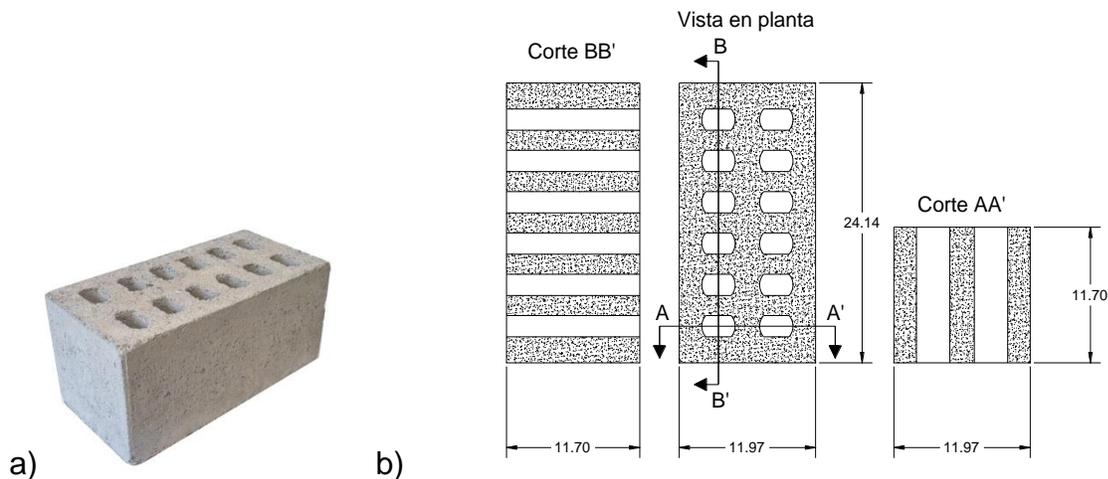


Figura 13. Block BH12, a) aspecto físico; b) geometría en cm.

### 3.2.1 Pruebas en el mortero

#### 3.2.1.1 Mortero tipo I

El mortero tipo I (MT1) se realizó conforme a lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTCM, 2004), la proporción utilizada fue de 1:1/4:3 (cemento:cal:arena). Se utilizó el mismo cemento y arena con el cual se fabrica el mortero industrializado (SC), el cual es cemento CPC-40 y arena fina. Los pesos volumétricos de los materiales utilizados para

la elaboración del mortero se muestran en la Tabla 2. El mortero ya fraguado tiene un peso volumétrico de  $1850 \text{ kg/m}^3$ . La resistencia promedio y de diseño del mortero obtenida de 6 cilindros (10 cm de diámetro x 20 cm de altura) fue de  $f_j = 209 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_j^* = 140 \text{ kg/cm}^2$ . Se ensayaron 18 cubos de mortero a compresión, se obtuvo la resistencia a compresión ( $f_{jc}$ ) promedio para 4 mezclas de mortero, ésta resistencia a compresión se comparó con la resistencia a compresión promedio obtenida de los cilindros a compresión ( $f_j$ ) para las 4 mezclas dando una relación lineal como se muestra en la Figura 14 y la Ec. 46.

$$f_j = 1.18f_{jc} \quad (46)$$

La manejabilidad del mortero se determinó con la prueba de fluidez (Figura 16) de acuerdo a la norma mexicana NMX-C-061-ONNCCE (2001); ya que la fluidez debe ser de  $110 \pm 5\%$ , el agua se varió para obtener esta fluidez, debido a que no siempre es posible realizar esta prueba se trató de encontrar una relación entre la fluidez y el revenimiento de la mezcla, se determinó que para cumplir con la fluidez especificada se necesitaba tener un revenimiento de  $21.6 \pm 0.2 \text{ cm}$ . Determinar de esta manera la cantidad de agua no resultó una manera práctica. Además se observó que al variar la relación agua/cemento ( $a/c$ ), modificaba considerablemente la resistencia a compresión del mortero (Figura 15). Debido a que en nuestros experimentos es más importante mantener una menor dispersión en la resistencia a compresión del mortero, para efectos de comparación con los modelos, en las pruebas siguientes la relación  $a/c$  medida en peso se mantendrá constante igual a 1.17, con esto se garantiza tener una resistencia a compresión promedio de  $f_j = 200 \text{ kg/cm}^2$ .

Tabla 2. Peso volumétrico seco suelto de los materiales utilizados para elaborar MT1.

Arena ( $\text{kg/m}^3$ )	Cemento ( $\text{kg/m}^3$ )	Cal ( $\text{kg/m}^3$ )
1,850	1,350	740

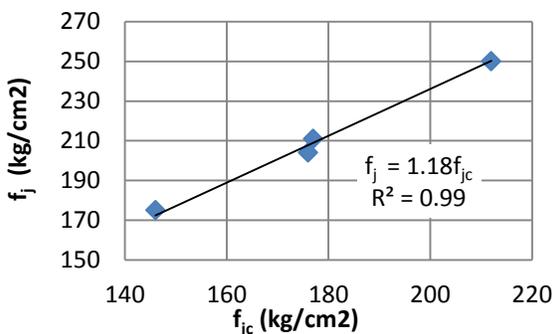


Figura 14. Relación entre la resistencia promedio a compresión obtenida con cubos de mortero y cilindros de mortero.

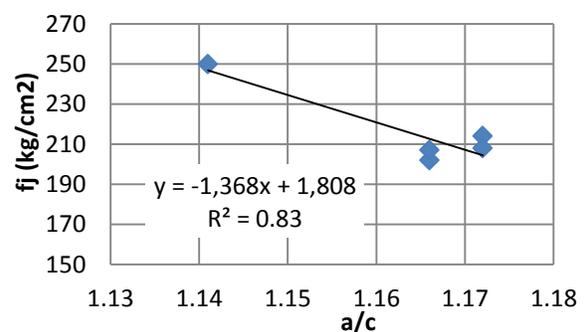


Figura 15. Relación entre la resistencia promedio a compresión del mortero y la relación agua-cemento.



Figura 16. Prueba de fluidez.

### 3.2.1.2 Mortero industrial

El mortero industrial (SC) es un aglomerante previamente preparado, solo es necesario agregar agua, la cual es de 11 litros por cada 50 kg. El fabricante recomienda mantener una relación agua-pegablock de 0.22L/kg. Con dicha proporción se prepararon las mezclas para igualmente realizar pruebas en cilindros y cubos de mortero conforme lo especifican las NTCM (2004). El peso volumétrico del mortero ya fraguado es de  $1895 \text{ kg/m}^3$ . La resistencia promedio y de diseño del mortero obtenida de 4 cilindros fue de  $f_j = 257 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_j^* = 171 \text{ kg/cm}^2$ . Adicionalmente se ensayaron 12 cubos de mortero a compresión para 4 mezclas realizadas, la resistencia a compresión promedio resultó  $f_{jc} = 240 \text{ kg/cm}^2$ .

### 3.2.2 Pruebas a tensión

Estas pruebas se realizaron en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Se obtuvieron las propiedades de la mampostería a tensión en las juntas de mortero horizontal y vertical. Para mortero MT1 y SC se realizaron 3 pruebas de tensión directa sobre las juntas horizontales de mortero. Para mortero MT1 se realizaron 3 pruebas de tensión sobre la junta vertical y 1 prueba sobre la junta vertical para mortero SC, en total se realizaron 10 pruebas. En la Figura 17 se muestran los experimentos, el tipo de falla que se presentó en todos los especímenes fue desprendimiento de una de las piezas, para el caso de pruebas en la junta horizontal la pieza que se despegó fue la pieza superior.

La rigidez  $k_n$  se obtuvo en cada prueba de una regresión lineal tomando en cuenta los valores hasta el 40% de la carga máxima  $f_t$ . La energía de fractura se evaluó para cada prueba realizada calculando el área de la curva de ablandamiento comenzando en la deformación donde ocurre la resistencia máxima hasta llegar a la deformación máxima, se descuenta la parte del área en que la resistencia a tensión no baja hasta cero.

Los valores obtenidos para cada una de las pruebas realizadas en mortero MT1 y mortero industrial SC para junta horizontal se muestran en la Tabla 3. En la Figura 18 se muestran gráficamente todos los resultados de la prueba de tensión para junta horizontal. Para la prueba de tensión sobre la junta horizontal se observan menores coeficientes de variación (CV) para el mortero industrial SC que para el mortero MT1, sin embargo la rigidez normal, la resistencia a tensión y la energía de fractura promedios son muy parecidos para los dos tipos de mortero.

De las 3 pruebas realizadas a tensión sobre la junta vertical para mortero MT1, solo una prueba resistió a tensión con  $f_t = 1.752 \text{ kg/cm}^2$ , las otras dos fallaron a un nivel de esfuerzo muy bajo. Además no fue posible obtener la energía de fractura pues falló de una manera abrupta al alcanzar la carga máxima. La deformación a la carga máxima fue muy pequeña, de 0.009 mm, por tanto para este caso, la rigidez normal  $k_n = 79,579 \text{ kg/cm}^3$  fue obtenida de una regresión lineal para un nivel de esfuerzo hasta de  $0.8f_t$  ya que las deformaciones medidas eran muy pequeñas. Solo se realizó una prueba de tensión sobre la junta vertical para mortero industrial SC, dando los siguientes parámetros, obtenidos de la misma forma que para el mortero tipo I,  $f_t = 1.21 \text{ kg/cm}^2$  y  $k_n = 35,535 \text{ kg/cm}^3$ .



a) Falla en la junta horizontal

b) Falla en la junta vertical

Figura 17. Prueba de tensión.

Tabla 3. Resultados de las pruebas a tensión sobre la junta horizontal.

	$k_n \text{ kg/cm}^3$	$f_t \text{ kg/cm}^2$	$G_f^I \text{ kg/cm}$
MT1:	14,608	0.91	0.012
CV:	69%	39%	35%
SC:	15,660	1.02	0.014
CV:	37%	19%	2%

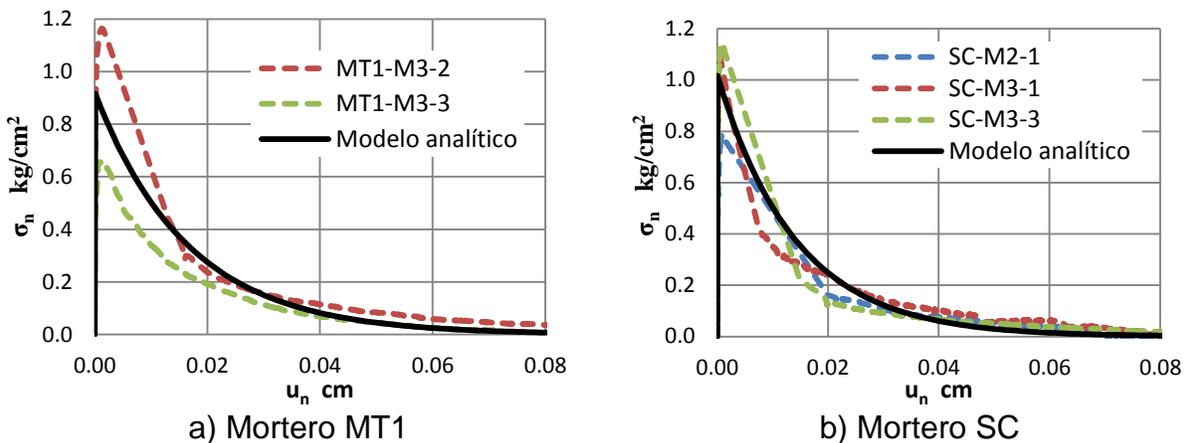


Figura 18. Resultados de la prueba a tensión.

### 3.2.3 Pruebas de corte

Estas pruebas se realizaron en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, como parte de esta investigación se ensayaron en el marco de carga MTS por control de desplazamiento, lo que permitió obtener además de la resistencia máxima a distintos niveles de confinamiento ( $2.5, 5$  y  $10 \text{ kg/cm}^2$ ) la curva de ablandamiento. Se realizaron pruebas para dos tipos de mortero (MT1 y SC). En la Figura 19 se muestra el dispositivo de corte construido y las dos fallas que ocurrieron, falla por deslizamiento en la junta y falla combinada con deslizamiento en la junta y tensión en la pieza.

Para garantizar la falla sobre la junta de mortero y además para tener un esfuerzo cortante más uniforme sobre la junta, se cortó la junta de mortero haciendo una muesca simétrica a ambos lados de la junta y también se redujo la altura de la pieza a la mitad. Para las pruebas en la junta horizontal se dejó el 66% de la longitud de la junta horizontal en el tabique  $0.66L_m$ , mientras que para las pruebas en la junta vertical se dejó el 33% de la longitud total del mortero del espécimen ya que representa el 66% de la longitud de la junta vertical en el tabique y de no hacer este corte en el mortero, el tabique fallaba a corte debido a los orificios que presenta la pieza.

Con este experimento fue posible determinar los parámetros para la modelación no lineal: Rigidez tangencial ( $k_s$ ), cohesión ( $c$ ), coeficiente de fricción inicial ( $\tan \phi_0$ ), coeficiente de fricción residual ( $\tan \phi_r$ ) y la energía de fractura en modo II ( $G_f^{II}$ ). Además se define el valor del ángulo de dilatación ( $\psi$ ) con el modelo propuesto por (Van Zijl, 2004), este modelo se define con los siguientes 3 parámetros: ángulo de dilatación inicial ( $\Psi_0$ ), esfuerzo de compresión normal para el cual el ángulo de dilatación tiende a cero ( $\sigma_u$ ) y el coeficiente de degradación del ángulo de dilatación ( $\delta$ ).

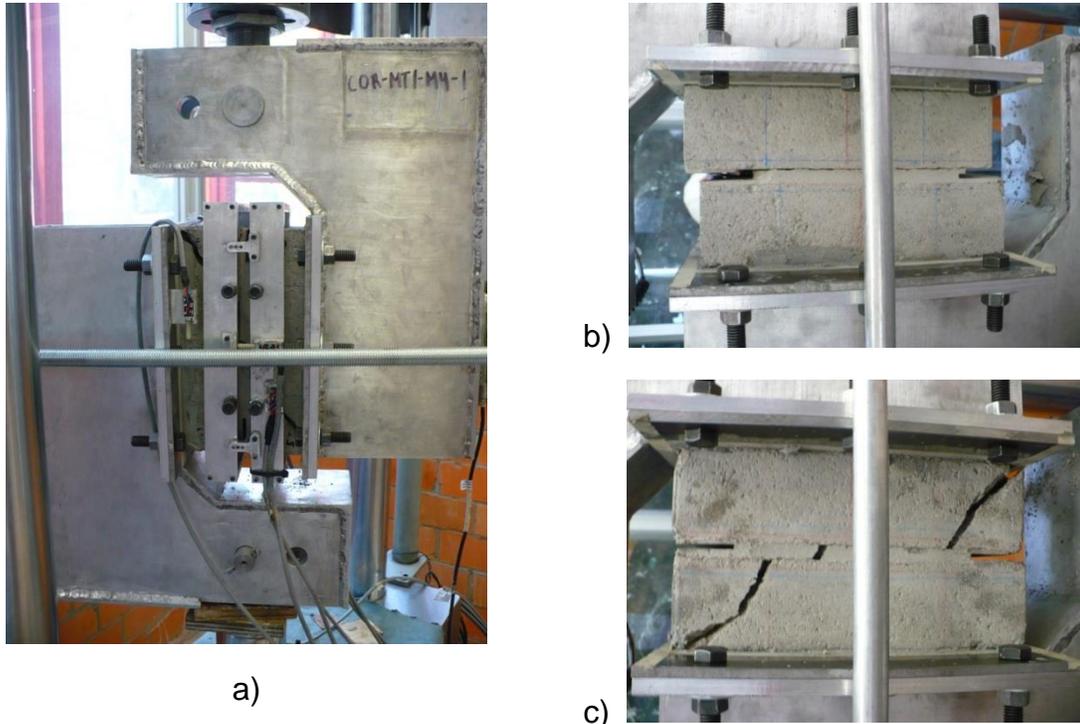


Figura 19. Prueba a corte, a) Dispositivo de carga y medición; b) Falla por deslizamiento; c) Falla combinada por deslizamiento en la junta y tensión en la pieza.

La rigidez  $k_s$  se obtuvo haciendo promedio de la rigidez obtenida en cada prueba de una regresión lineal tomando en cuenta los valores hasta el 40% del cortante máximo  $0.4\tau_m$ . Para obtener  $c$  y  $\tan \phi_0$  (Figura 20) se realizó una regresión lineal tomando los cortantes resistentes máximos y los esfuerzos de confinamiento para los cuales ocurrieron tales esfuerzos cortantes. Para obtener  $\tan \phi_r$  se procedió de la misma manera mencionada para los esfuerzos máximos, solo que se utilizaron los esfuerzos residuales, se observa que la cohesión se degrada a cero al alcanzar el cortante residual (Figura 20). La energía de fractura se evaluó para cada prueba utilizando la Ec. 24, la energía de fractura queda en función del esfuerzo de confinamiento utilizando una regresión lineal de los datos experimentales (Figura 21).

El comportamiento de dilatación se presentó para ambos tipos de mortero. En la Figura 22 se muestran los valores experimentales y estimados para mortero MT1. El primer paso para determinar los parámetros que definen la dilatación es obtener la tangente del ángulo de dilatación inicial para cada prueba ( $\tan \psi_0$ ), luego dichos resultados se grafican para su correspondiente esfuerzo normal (Figura 23) y una regresión lineal determina  $\psi_0$  (para  $\sigma_n = 0$ ) y  $\sigma_u$  (para  $\tan \psi_0 = 0$ ). Con los anteriores parámetros definidos es posible determinar el gradiente de ablandamiento de la dilatación ( $\delta$ ) con la Ec. 27, como se explicó en la sección 2.2.2.2.

En la Tabla 4 se muestran los resultados obtenidos de la prueba de corte en junta horizontal, adicionalmente se estimó el módulo de cortante de la pieza BH12 el cual resultó de  $G_u = 31,530 \text{ kg/cm}^2$ . La deformación en la pieza se obtuvo de la diferencia obtenida de la deformación total menos la deformación en la junta, se obtuvo el módulo de cortante para cada prueba de una regresión lineal hasta  $0.4\tau_m$ , el módulo de cortante de la pieza es el promedio de todas las pruebas a corte en junta horizontal. En las Figuras 24 y 25 se muestran todas las pruebas obtenidas a corte sobre la junta horizontal para MT1 y SC respectivamente, y el modelo analítico utilizado,  $\tau$  es el esfuerzo cortante y  $u_t$  el desplazamiento tangencial medido en la junta.

Se realizaron 4 pruebas a corte de la junta vertical, tres a un esfuerzo normal  $\sigma_n = 1 \text{ kg/cm}^2$ , de las cuales una se agrietó en la junta al momento del montaje, por esta razón solo dos pruebas fueron consideradas para este nivel de confinamiento para obtener los parámetros de resistencia máxima (Figura 26), para la resistencia residual se tomaron todos los experimentos ya que no se ve afectado por lo anterior. Solo una prueba se realizó a un  $\sigma_n = 5 \text{ kg/cm}^2$ , dicha prueba falló por corte en la pieza. Los parámetros de dilatación no se pudieron obtener ya que solo 2 pruebas (Figura 27) se pudieron medir con éxito para un solo nivel de confinamiento ( $1 \text{ kg/cm}^2$ ), para el caso de  $\sigma_n = 5 \text{ kg/cm}^2$  se obtuvieron mediciones muy pequeñas (desplazamientos normales a la junta máximos de  $0.002 \text{ cm}$ ), por lo cual se puede considerar una dilatación igual a cero para este nivel de confinamiento. La energía de fractura en modo II solo fue posible obtener de dos pruebas para un esfuerzo normal de  $1 \text{ kg/cm}^2$ . Los parámetros obtenidos para la prueba a corte de la junta vertical se resumen en la Tabla 5.

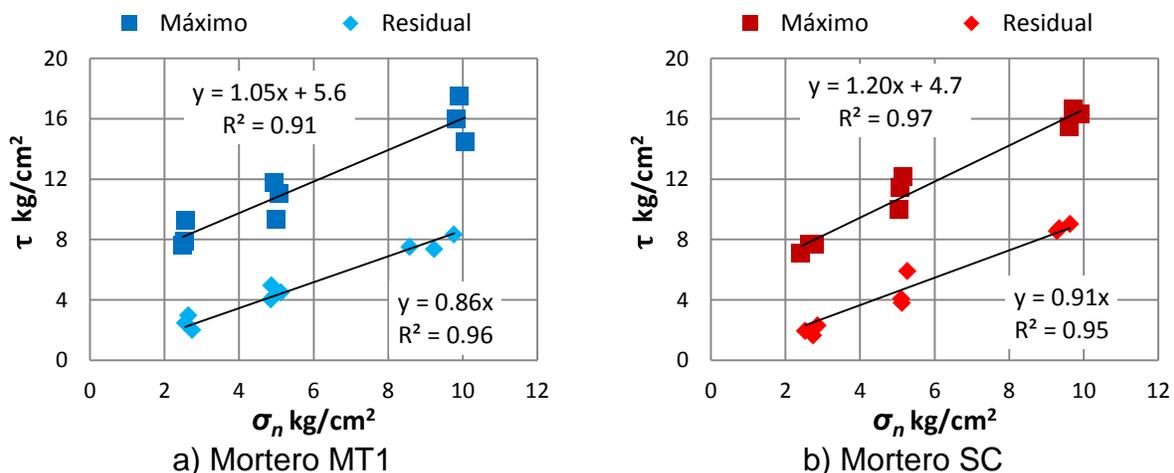
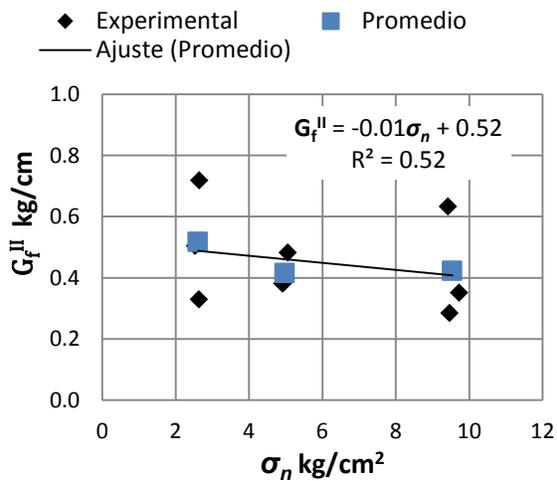
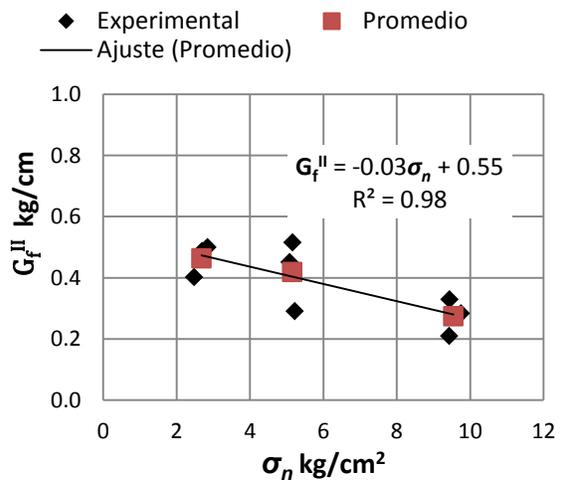


Figura 20. Cortantes máximos y residuales, junta horizontal.



a) Mortero MT1



b) Mortero SC

Figura 21. Energía de fractura en Modo II.

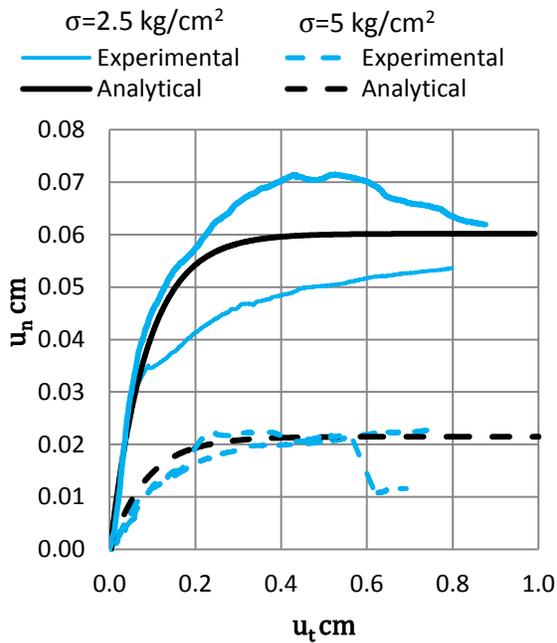


Figura 22. Comportamiento a dilatación para mortero MT1 (junta horizontal).

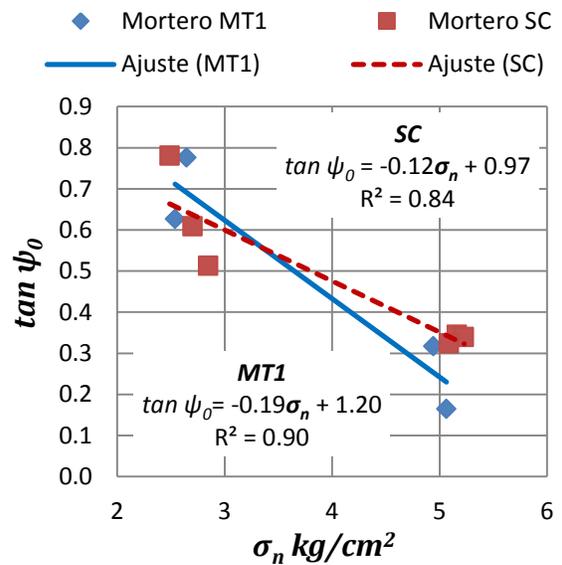


Figura 23. Variación del ángulo de dilatación inicial con  $\sigma_n$ .

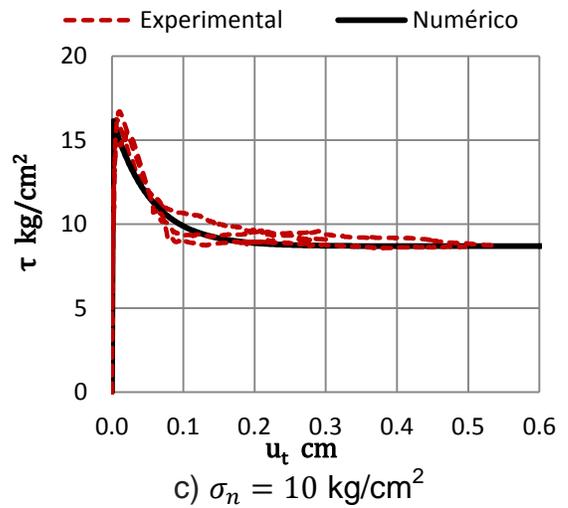
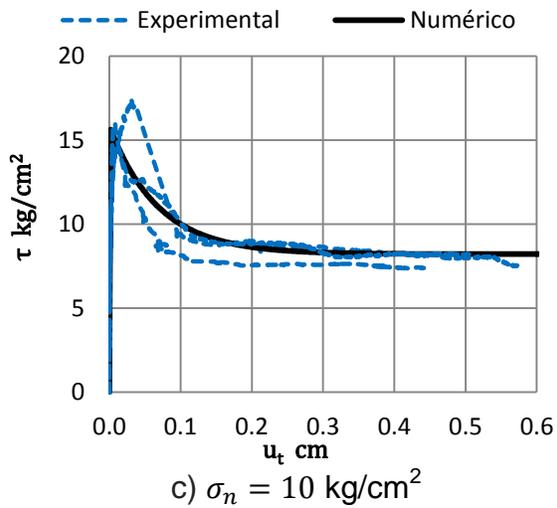
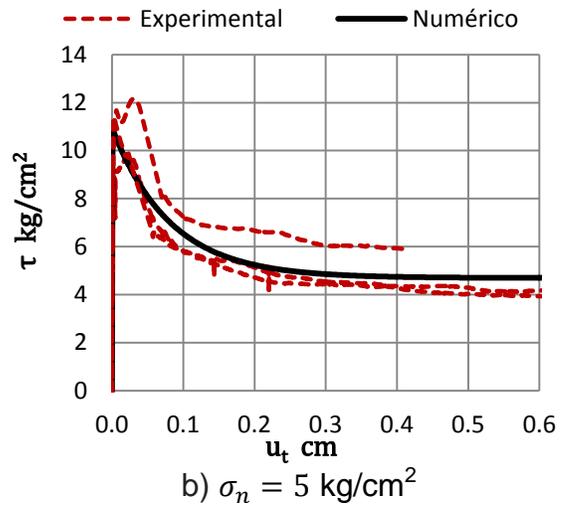
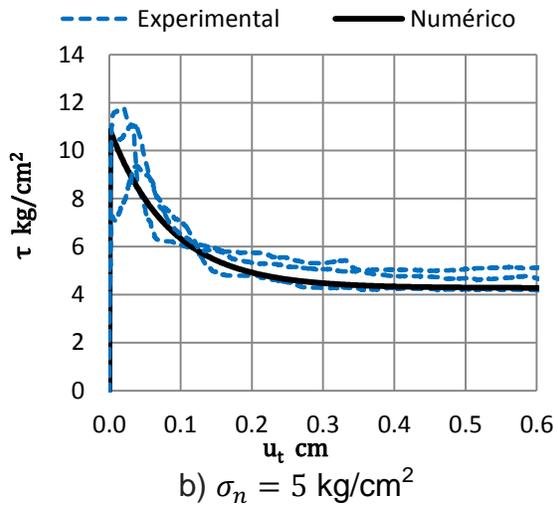
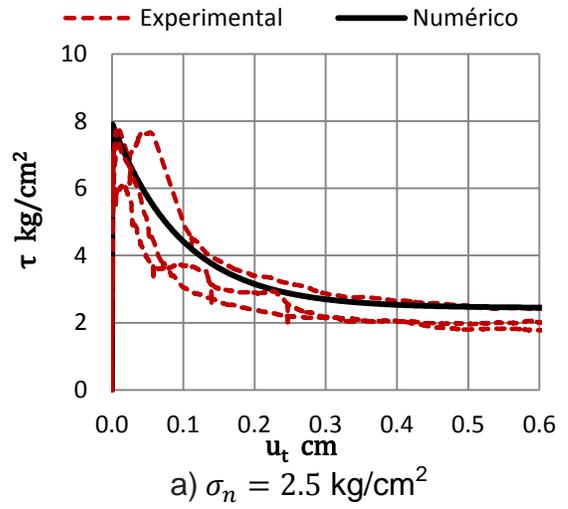
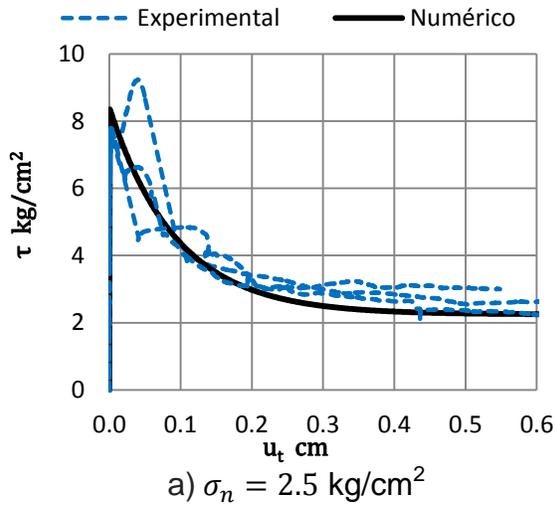


Figura 24. Pruebas a corte MT1.

Figura 25. Pruebas a corte SC.

Tabla 4. Propiedades a corte de la junta horizontal.

Tipo de mortero	$k_s$ kg/cm <sup>3</sup>	$c$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tan \phi_0$	$\tan \phi_r$	$G_f^{II}$ kg/cm	$\psi_0$	$\sigma_u$ kg/cm <sup>2</sup>	$\delta$ cm <sup>-1</sup>
MT1	8,630	5.6	1.05	0.86	$-0.01\sigma_n+0.52$	1.20	6.3	11.6
SC	10,420	4.7	1.20	0.91	$-0.03\sigma_n+0.55$	0.97	8.1	14.9

Tabla 5. Propiedades a corte de la junta vertical.

Tipo de mortero	$k_s$ kg/cm <sup>3</sup>	$c$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tan \phi_0$	$\tan \phi_r$	$G_f^{II}$ kg/cm
MT1	8,530	2.05	1.16	0.79	0.12

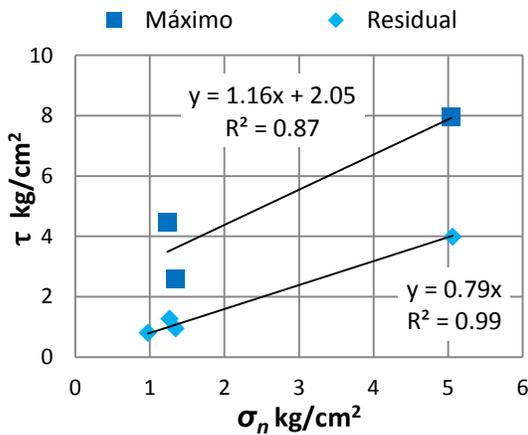


Figura 26. Cortantes máximos y residuales para mortero MT1 (junta vertical).

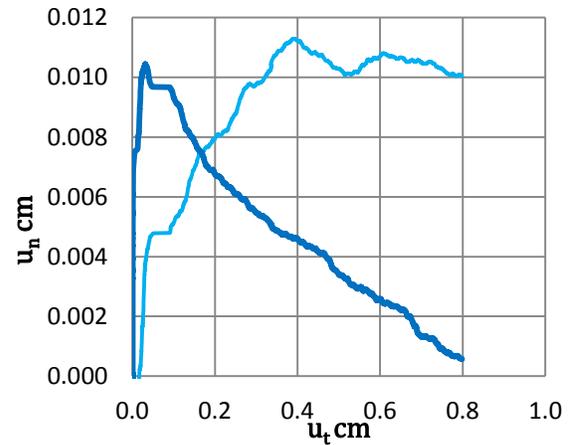


Figura 27. Comportamiento a dilatación para mortero MT1 (junta vertical).

### 3.2.4 Pilas a compresión

En la sección anterior, 3.2.3, se obtuvieron los parámetros necesarios para modelar el comportamiento de la junta de mortero a corte a niveles bajos de confinamiento ( $\leq 10$  kg/cm<sup>2</sup>). Se observó que para estos niveles de confinamiento la superficie de fluencia puede ser representada con el modelo de Mohor-Coulomb (Figura 20), sin embargo se ha observado experimentalmente que la resistencia a corte se reduce para altos niveles de confinamiento. La parte de la superficie de fluencia donde la resistencia a corte se reduce con el nivel de confinamiento se le llama superficie de fluencia a compresión.

En este estudio se propone obtener la superficie de fluencia a compresión utilizando pilas a compresión con juntas inclinadas, dichas pruebas han sido utilizadas por otros autores (Nuss et al., 1978; Hamid y Drysdale, 1980; Hamid et al., 2005). Diferentes inclinaciones de la junta producen diferentes combinaciones de esfuerzo normal y cortante en las juntas de mortero.

En total se construyeron y ensayaron en el CENAPRED 30 pilas a compresión, 3 probetas para cada ángulo de inclinación, considerando 5 ángulos de inclinación en las juntas ( $\theta = 90^\circ, 80^\circ, 70^\circ, 60^\circ$  y  $45^\circ$ ) y los dos tipos de mortero mencionados anteriormente (MT1 y SC). Las pilas fueron ensayadas a compresión axial para diferentes inclinaciones de la junta vertical relativa a la carga axial aplicada  $P$  (Figura 28a). El esfuerzo de compresión axial ( $\sigma_c$ ) resulta en una combinación de esfuerzo normal  $\sigma_n$  y esfuerzo cortante  $\tau$  en la junta de mortero (Ecs. 47-49), donde  $L_m$  y  $t$  son la longitud de la junta y el espesor de la pieza respectivamente (Figura 28a). La resistencia a compresión de la pila  $f_m^\theta$  es el valor máximo del esfuerzo  $\sigma_c$  que alcanza la mampostería para un valor de  $\theta$  dado.

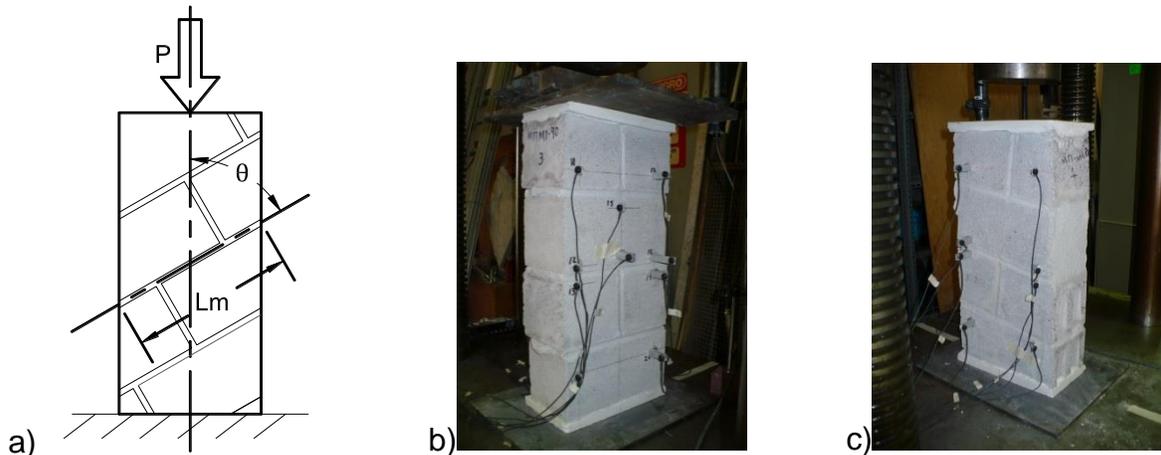


Figura 28. Pilas a compresión, a) Diagrama esquemático; b) Pila con  $\theta = 90^\circ$ ; c) Pila con  $\theta = 80^\circ$ .

$$\sigma_c = \frac{P}{tL_m \sin \theta} \quad (47)$$

$$\sigma_n = \sigma_c \sin^2 \theta \quad (48)$$

$$\tau = \sigma_c \sin \theta \cos \theta \quad (49)$$

Para medir los desplazamientos durante la prueba se utilizó el Sistema Óptico de medición Krypton K600 del Instituto de Ingeniería. Se midieron los desplazamientos por las dos caras de la pila. En las Figuras 28b y 28c se muestran dos pilas antes del ensaye. Todos los especímenes fueron construidas sobre bases inclinadas de madera que forman dos “L” (Figura 29a), las piezas fueron cortadas y luego los especímenes fueron construidos con las juntas horizontales como en un muro real. Las pilas fueron cabeceadas con una capa de una mezcla de cemento, yeso y agua, la proporción utilizada en peso para cada componente fue de uno.

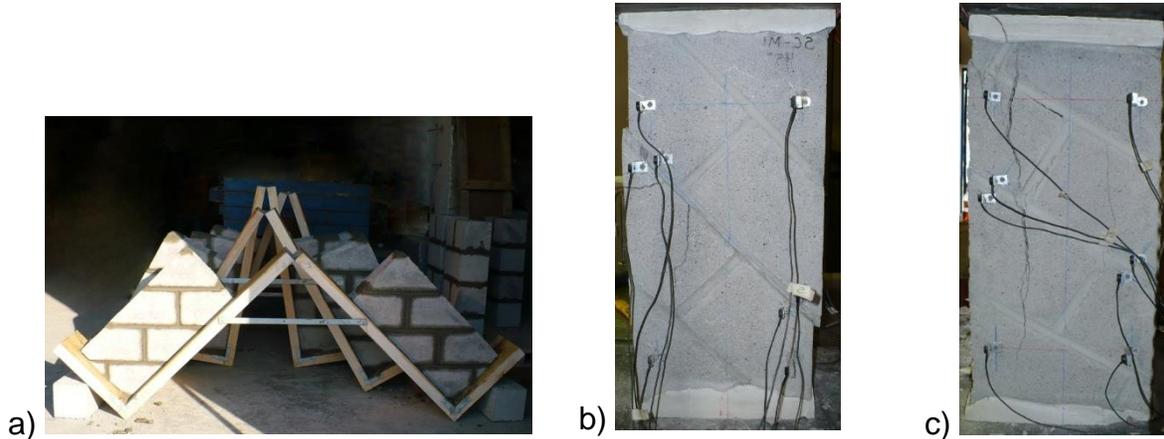


Figura 29. Pilas con juntas inclinadas, a) Construcción de especímenes; b) Falla por deslizamiento en la junta de una pila,  $\theta = 45^\circ$ ; c) Falla por compresión,  $\theta = 60^\circ$ .

### 3.2.4.1 Modelo de comportamiento propuesto

La Figura 30 muestra las superficies de fluencia resultantes para mampostería con mortero MT1 y SC. Se observa que la superficie de fluencia puede ser representada con una línea recta para este tipo de mampostería en particular. De una regresión por mínimos cuadrados se pueden obtener los parámetros que aparecen en la Ec. 50. Se propone como modelo de resistencia a compresión la Ec. 51, con la cual se puede determinar  $f_m^\theta$ , donde  $f_m^\theta$  es la resistencia a compresión de la pila con juntas inclinadas a un ángulo  $\theta$ . La Ec. 51 se obtuvo de sustituir las Ecs. 48 y 49 en la Ec. 50 y luego sustituir  $\sigma_c$  por  $f_m^\theta$ . La Figura 31 muestra la variación de la resistencia a compresión con respecto a  $\theta$ , las curvas ajustadas se obtuvieron de la Ec. 51.

$$\tau = a\sigma_n + b \quad (50)$$

$$f_m^\theta = \frac{-2b}{\sin(2\theta)(a \tan \theta - 1)} \quad (51)$$

### 3.2.4.2 Resultados experimentales

Los valores más altos en resistencia a corte corresponden a los ensayos con un ángulo de inclinación de  $\theta = 45^\circ$ , y los valores más altos a resistencia a compresión corresponde a una inclinación de  $\theta = 90^\circ$  (Figura 30). La inclinación de las juntas de mortero tienen un mayor efecto en la resistencia a compresión  $\sigma_c$  cuando  $\theta$  varía de  $70^\circ$  a  $90^\circ$ , y la resistencia permanece casi constante en el intervalo de  $45^\circ$  a  $70^\circ$  (Figura 31). El tipo de falla observado en ensayos con  $\theta = 45^\circ$  fue de deslizamiento en la junta central del espécimen (Figura 29b) y en algunos casos con agrietamiento en las piezas; para el resto de las pruebas, la falla presentada fue siempre de agrietamiento vertical en las piezas debido a la carga de compresión (Figura 29c).

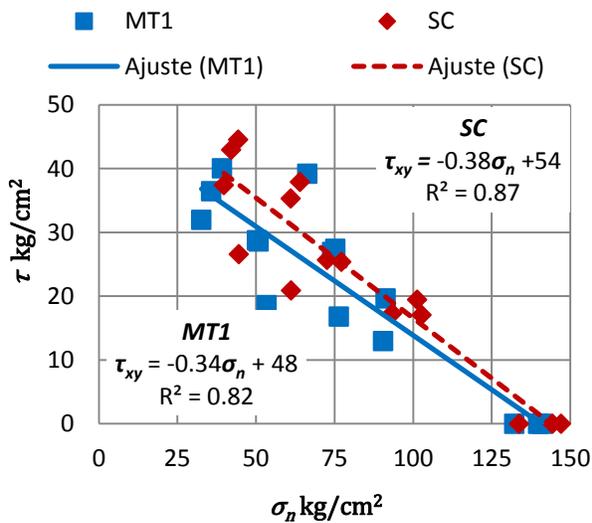


Figura 30. Esfuerzo normal  $\sigma_n$  y cortante  $\tau_{xy}$  a la falla.

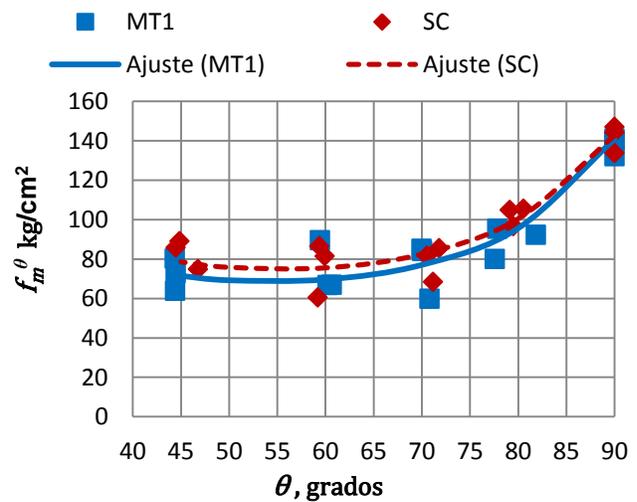


Figura 31. Variación de la resistencia a compresión con la inclinación de las juntas.

La Tabla 6 presenta los parámetros estimados para las pruebas de pilas a compresión para ambos tipos de mortero para una inclinación de  $90^\circ$ . Los parámetros estimados correspondientes a la mampostería son: la resistencia a compresión de la mampostería  $f_m$ , el módulo de elasticidad  $E_m$  y la deformación en la que ocurre la resistencia máxima  $\varepsilon_p$ . Los parámetros que corresponden a las juntas son: la rigidez normal de la junta  $k_n$  y la deformación plástica en la que ocurre la resistencia a compresión  $\kappa_p$  (Ec. 45). También fue posible determinar el módulo de elasticidad de la pieza en la dirección de la carga aplicada  $E_p^y$ , se midió la deformación en  $2/3$  de la altura de la pieza.

Para las pilas ensayadas con las juntas horizontales ( $\theta = 90^\circ$ ), se midió el módulo de elasticidad del block perpendicular a la junta  $E_p^y$ , la rigidez normal de la junta horizontal  $k_n$  y el módulo de elasticidad de la mampostería  $E_m$ , éste último conforme a la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE (2010). Para las demás pilas ( $\theta = 80^\circ, 70^\circ, 60^\circ$  y  $45^\circ$ ) se obtuvo de la misma manera el módulo de elasticidad de la mampostería  $E_\theta$  y la rigidez a corte  $k_s$  en la junta inclinada de mortero.

La Figura 32 muestra gráficamente la variación del módulo de elasticidad  $E_\theta$  con la inclinación de las juntas en las pilas. La inclinación de las juntas no afecta de manera importante el módulo de elasticidad. La Figura 33 muestra la deformación unitaria de la mampostería a la resistencia máxima  $\varepsilon_m$  de los especímenes. La deformación  $\varepsilon_m$  tiene un valor promedio de 0.003 para  $\theta = 90^\circ$  y aproximadamente un valor constante de 0.002 para el resto de la pruebas.

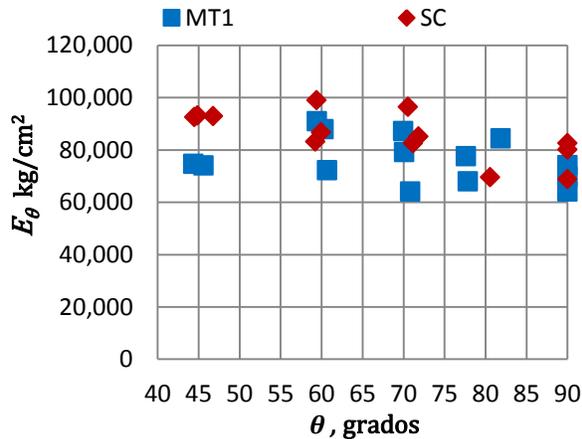


Figura 32. Variación de  $E_m$  a diferentes inclinaciones respecto a la junta.

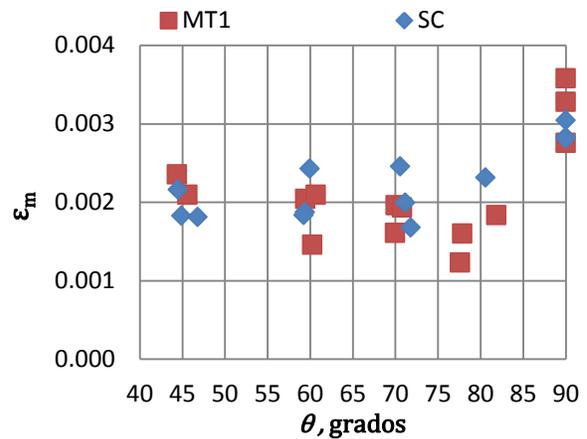


Figura 33. Variación de  $\epsilon_m$  a diferentes inclinaciones respecto a la junta.

Tabla 6. Parámetros estimados de pilas a compresión ( $\theta=90^\circ$ ).

Tipo de mortero	$f_m$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_m$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_p$	$k_n$ kg/cm <sup>3</sup>	$\kappa_p$ cm	$E_p^y$ kg/cm <sup>2</sup>
MT1	141	69,400	0.003	13,850	0.018	194,490
SC	145	77,210	0.003	14,900	0.016	245,150

### 3.3 Segunda etapa

En esta etapa de pruebas se obtuvieron los parámetros necesarios para los materiales utilizados en la construcción de los muros. Para caracterizar la mampostería se realizaron pruebas de muretes a tensión diagonal y pruebas de pilas con juntas inclinadas. Se presentan las propiedades elásticas y no lineales para los dos tipos de mampostería utilizadas en la etapa experimental de los cinco muros ensayados en el laboratorio de estructuras grandes del CENAPRED. En todos los experimentos se utilizó un solo tipo de mortero, el mortero tipo I (MT1) y dos tipos de mampostería (ya que se utilizaron dos tipos de piezas), la multiperforada de concreto (BH12) y la de tabique rojo recocido (TR) con dimensiones promedio de ancho, alto y largo de 11.7x5.2x23.3 cm. Para obtener las propiedades del concreto se realizaron pruebas de cilindros a compresión y cilindros a tensión diametral. Se realizaron pruebas de compresión a cubos de mortero. Además se ensayaron varillas a tensión.

#### 3.3.1 Muretes a compresión diagonal

En total se ensayaron 15 muretes (tres muretes por muro). Los parámetros que se obtuvieron de esta prueba fueron los siguientes:

- $G_m$  Módulo a corte de la mampostería
- $v_m$  Resistencia media a compresión diagonal de la mampostería
- $v_m^*$  Resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería
- $\gamma_m$  Deformación angular a la cual ocurre  $v_m$
- $G_f^v$  Parámetro que controla el ablandamiento de la prueba de compresión diagonal

La prueba se realizó siguiendo las recomendaciones de la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE (2010).

### 3.3.1.1 Modelo de comportamiento propuesto

Como resultado de los muretes a compresión diagonal se observó que la resistencia a corte  $v_m$  se reducía gradualmente conforme se aumentaba la deformación angular. Para representar el ablandamiento de la resistencia a corte se propone utilizar un modelo con ablandamiento exponencial (Ec. 52). El parámetro  $G_f^v$  es el área obtenida de la curva  $\tau - \gamma^p$  considerando solo las deformaciones plásticas  $\gamma^p$  (Ec. 53);  $\gamma$  es la deformación angular medida en el murete. El parámetro  $G_f^v$  utilizado es el promedio de todas las pruebas realizadas para el mismo tipo de mampostería. En las Figuras 34 y 35 se muestran los resultados de la prueba de muretes para cada tipo de mampostería y la curva ajustada utilizando los parámetros  $G_m$ ,  $v_m$  y  $G_f^v$  (Tabla 7).

$$\tau = v_m e^{-\left(\frac{v_m}{G_f^v}\right)\gamma^p} \tag{52}$$

$$\gamma^p = \gamma - (\tau/G_m) \tag{53}$$

Tabla 7. Propiedades obtenidas de las pruebas de muretes a compresión diagonal

Mampostería	$v_m$ kg/cm <sup>2</sup>	$v_m^*$ kg/cm <sup>2</sup>	$G_m$ kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_m$	$G_f^v$ kg/cm <sup>2</sup>
BH12	9.9	7.6	18,451	0.0020	1.67
TR	4.8	3.7	2,793	0.0022	0.74

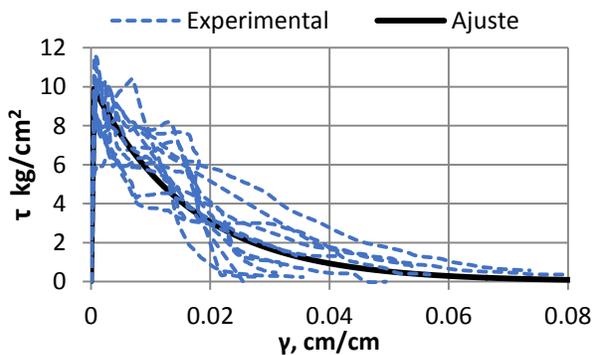


Figura 34. Pruebas de muretes (BH12).

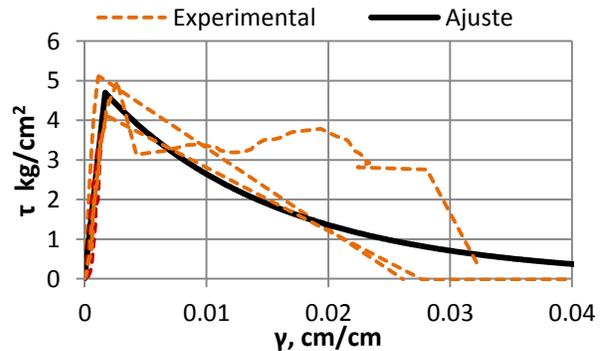


Figura 35. Pruebas de muretes (TR).

### 3.3.2 Pilas a compresión

La prueba se realizó siguiendo las recomendaciones de la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE (2010). Se obtuvo además el módulo de elasticidad de la pieza  $E_p^y$ , para lograr lo anterior se instrumentó uno de los tabiques cercanos al centro de la pila y se obtuvo la rigidez hasta  $0.4f_m$ . La rigidez normal de la junta se obtuvo con la curva esfuerzo-desplazamiento hasta  $0.4f_m$ , los desplazamientos en la junta se obtuvieron con la Ec. 43. La deformación  $\kappa_p$  se obtuvo con la Ec. 45. La energía de fractura a compresión que le corresponde a cada junta se evaluó considerando los desplazamientos plásticos calculados con la Ec. 44.

En la Tabla 8 se muestran los parámetros obtenidos de las pruebas de pilas. El valor de  $C_s$  se obtuvo de un ajuste por mínimo cuadrados (Ecs. 33 y 42) de las pilas con inclinación mayor o igual a  $45^\circ$  para mampostería con piezas BH12 y de pilas con inclinación mayor o igual a  $60^\circ$  para mampostería de piezas de tabique recocado (TR).

La cohesión y el coeficiente de fricción para mampostería con piezas BH12 se obtuvieron de las pruebas a corte directo. La cohesión y el coeficiente de fricción para mampostería con piezas TR se obtuvieron de una regresión lineal con las pilas de  $35^\circ$  y  $45^\circ$  de inclinación.

En las Figuras 36 y 37 se muestran las pruebas experimentales para ambos tipos de mampostería. En las Figuras 38 y 39 se muestran las superficies de fluencia para cada material.

Tabla 8. Propiedades a compresión obtenidas de las pruebas de pilas.

Mampostería	$f_m$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_m^*$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_m$ kg/cm <sup>2</sup>	$\varepsilon_p$	$E_p^y$ kg/cm <sup>2</sup>	$k_n$ kg/cm <sup>3</sup>	$\kappa_p$ cm	$G_f^c$ kg/cm	$c$ kg/cm <sup>2</sup>	$\mu$	$C_s$
BH12	106	81	78,270	0.002	162,144	14,408	0.008	9.0	-	-	8.3
TR	45	36	11,167	0.006	10,101	10,785	0.012	2.3	3.5	0.74	4.0

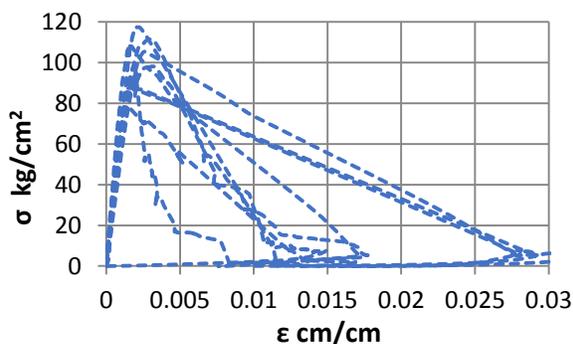


Figura 36. Pilas a  $90^\circ$  (BH12).

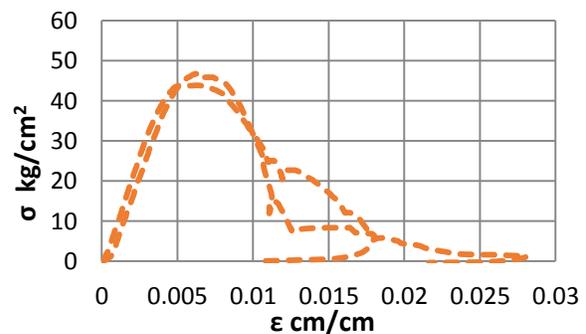


Figura 37. Pilas a  $90^\circ$  (TR).

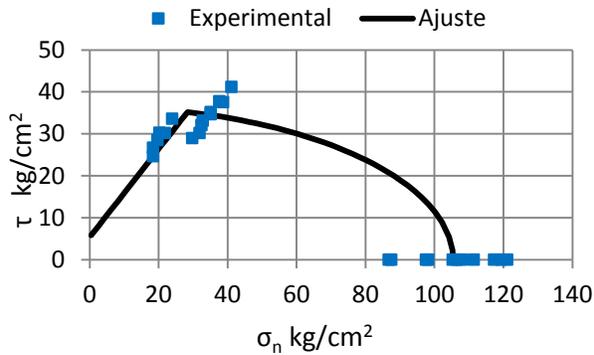


Figura 38. Superficie de fluencia (BH12).

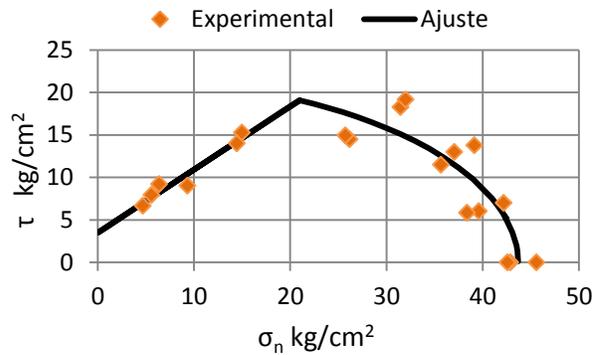


Figura 39. Superficie de fluencia (TR).

### 3.3.3 Cubos de mortero a compresión

Durante la construcción de los muros se hizo un muestreo del mortero de cada mezcla realizada. Cada muestra consistió de tres cubos de mortero de 5 cm por lado las cuales fueron ensayadas a compresión siguiendo el procedimiento de la norma mexicana NMX-C-061-ONNCCE (2001). La resistencia a compresión de cubos de mortero  $f'_j$  resultó de 125 kg/cm<sup>2</sup> para los muros M1 y M2, 140 kg/cm<sup>2</sup> para los muros M3 y M4, y por último 170 kg/cm<sup>2</sup> para el muro M5. En total se ensayaron 102 cubos.

### 3.3.4 Pruebas al concreto

Todas las pruebas de concreto se realizaron en el laboratorio de estructuras grandes del CENAPRED. En total se ensayaron 64 cilindros a compresión y 10 cilindros a tensión diametral. La dimensiones medias de los cilindros ensayados a compresión fueron de 10.3 cm de diámetro y 20 cm de alto. Para la prueba de tensión diametral se utilizaron cilindros de 15 cm de diámetro y 30 cm de alto.

#### 3.3.4.1 Cilindros a tensión diametral

El ensaye se realizó de acuerdo a la norma mexicana NMX-C-163-ONNCCE (1997). La prueba se realizó por control de carga a una velocidad de 8 ton/min. La resistencia media a tensión  $f_t$  resultó de 22 kg/cm<sup>2</sup> con un coeficiente de variación del 4%. En la Figura 40 se muestra el ensaye de laboratorio.

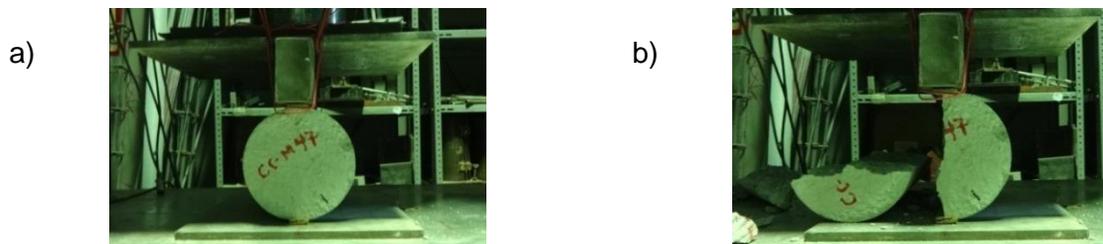


Figura 40. Prueba de tensión diametral; a) Antes del ensayo, b) Cilindro fallado.

### 3.3.4.2 Cilindros a compresión

La prueba se realizó siguiendo las recomendaciones de las normas mexicanas NMX-C-083-ONNCCE (2002) y NMX-C-128-ONNCCE (1997). El muro fue colado en tres etapas, primero se coló la base que incluye los apoyos y la viga de concreto, después de tener la mampostería terminada se colaron los castillos y por último la losa de concreto. En la Figura 41 se muestran las pruebas realizadas. En la Tabla 9 se presenta un resumen de las pruebas realizadas a compresión para cada elemento de los cinco muros ensayados (M1-M5). Se reporta el número de cilindros realizados para cada tipo de elemento y los días al ensaye. Las propiedades que se reportan son el módulo de elasticidad del concreto  $E_c$ , la relación de Poisson  $\nu$ , la resistencia media a compresión  $f'_c$  y la deformación a la resistencia máxima  $\epsilon_p$ .

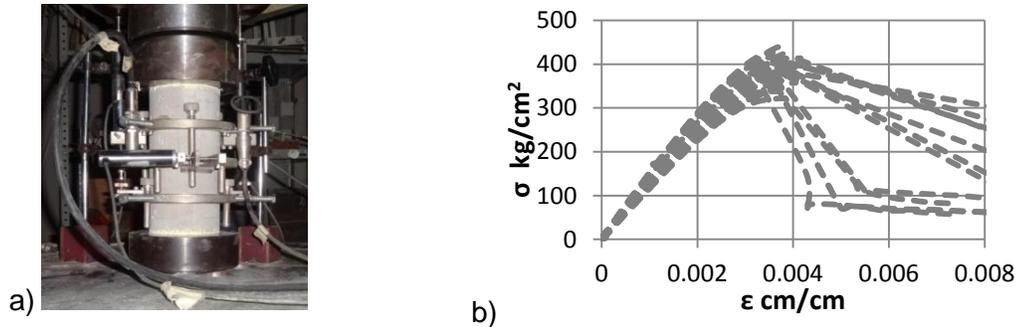


Figura 41. Cilindros a compresión, a) Ensaye; b) Gráfica esfuerzo-deformación.

Tabla 9. Propiedades del concreto a compresión

Elemento	No. de cilindros	Días	$E_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$\nu$	$f'_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_p$
Base M1	3	28	121,950	0.17	335	0.0038
Base M2	3	128	131,970	0.19	351	0.0035
Base M3	3	115	144,160	0.15	424	0.0037
Base M4	4	86	143,613	0.18	406	0.0035
Base M5	6	77	140,464	0.20	382	0.0034
Castillos M1	3	101	128,602	0.18	318	0.0035
Castillos M2	4	94	127,171	0.17	382	0.0040
Castillos M3	3	98	138,321	0.18	359	0.0033
Castillos M4	3	77	128,310	0.19	379	0.0037
Castillos M5	7	70	135,535	0.20	404	0.0039
Losa M1	5	92	133,146	0.16	385	0.0036
Losa M2	3	94	138,506	0.17	401	0.0038
Losa M3	7	95	131,980	0.18	382	0.0036
Losa M4	6	73	140,673	0.19	371	0.0034
Losa M5	4	59	128,925	0.16	391	0.0039
Total:	64	Promedio:	134,222	0.18	378	0.0036

### 3.3.5 Varillas a tensión

Las pruebas realizadas al acero de refuerzo, se dividieron en tres lotes, el Lote 1 corresponde al acero utilizado en la elaboración de los estribos, el cual estaba conformado por alambra lisa del número 2, el Lote 2 y el Lote 3 corresponden a varilla corrugada del número 4, cada lote es de diferente marca, estas varillas se utilizaron para el refuerzo longitudinal en castillos. Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las recomendaciones de las NTCC (2004), las cuales mencionan en el apartado 1.5.2 las características que debe cumplir el acero de refuerzo, además indica que el acero de refuerzo debe cumplir con las normas oficiales mexicanas NMX-C-407-ONNCCE, NMX-B-294 o NMX-B-457.

Tabla 10. Propiedades del acero de refuerzo

Lote No.	$E_s$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{lp}$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_y$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_u$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_y$ cm/cm	$\epsilon_u$ cm/cm
Lote 1	1.61 x 10 <sup>6</sup>	1,685	2,051	3,386	0.0013	0.14
Lote 2	1.89 x 10 <sup>6</sup>	3,420	4,569	7,371	0.0024	0.10
Lote 3	1.93 x 10 <sup>6</sup>	4,282	4,325	6,347	0.0022	0.09

Las propiedades que se obtuvieron como resultado de 3 probetas para cada lote son: módulo de elasticidad  $E_s$ , esfuerzo en el límite de proporcionalidad  $\sigma_{lp}$ , esfuerzo de fluencia  $f_y$ , resistencia máxima a tensión  $f_u$ , deformación unitaria en la fluencia  $\epsilon_y = f_y/E_s$  y deformación unitaria en la resistencia máxima  $\epsilon_u$ ; estas propiedades se resumen en la Tabla 10. El esfuerzo de fluencia  $f_y$  se determinó con el método de la deformación permanente especificada, se utilizó una deformación de 0.002.

Solo en una probeta del lote 1 fue posible medir la deformación en la longitud instrumentada; la deformación  $\epsilon_u$  se determinó midiendo la longitud inicial y final de las 3 probetas ensayadas. El lote 1 no cumple con los mínimos requerimientos de esfuerzo de fluencia y resistencia a tensión establecidos en la norma NMX-C-407-ONNCCE (2001). Los resultados del lote 2 cumplen con la norma NMX-C-407-ONNCCE (2001). En una probeta del lote 3 se encontró que no cumple con el esfuerzo de fluencia mínimo especificado en la norma NMX-C-407-ONNCCE (2001). El lote 2 tiene una mayor resistencia a tensión comparada con el lote 3. En la Figura 42 se muestran las pruebas de laboratorio.

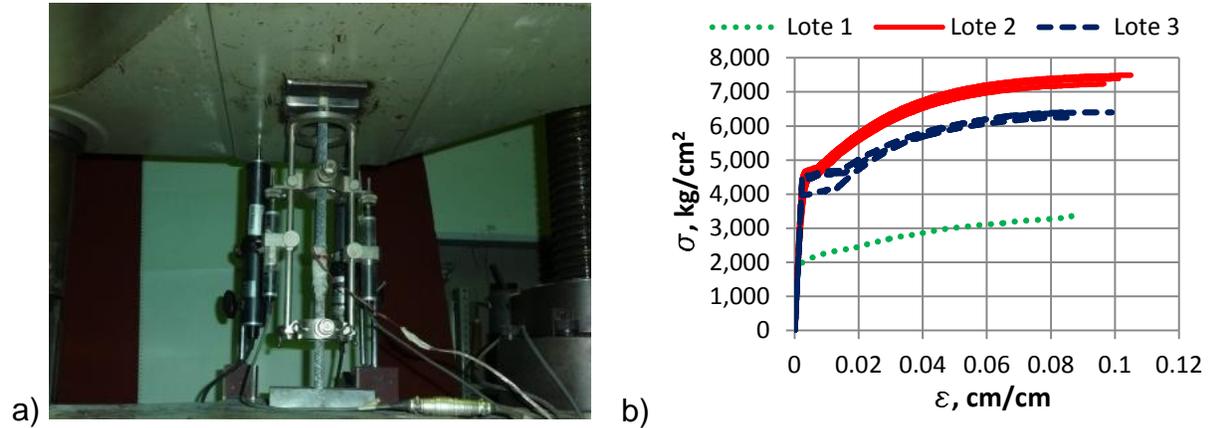


Figura 42. Pruebas a tensión en el acero; a) Ensaye, b) Resultados experimentales.

### 3.4 Conclusiones del capítulo

De las pruebas de materiales realizadas en la etapa 1 para mampostería BH12 se puede concluir lo siguiente:

El comportamiento a tensión de la junta horizontal se puede representar por un segmento recto con pendiente  $k_n$  hasta el 40% de la resistencia a tensión  $f_t$ , luego se presenta un ablandamiento exponencial del esfuerzo de tensión que se puede describir con el parámetro  $G_f^I$ . Las pruebas de corte en la junta horizontal se caracterizaron por una rigidez inicial  $k_s$  hasta el 40% de la resistencia máxima a corte. Fue posible definir las resistencias a corte máxima y residual con el modelo de Mohor-Coulomb. En todas las pruebas realizadas se presentó un ablandamiento exponencial del esfuerzo de corte luego de presentarse la resistencia máxima. La energía de fractura en modo II reportada es la energía disipada por la degradación de la cohesión y fue posible evaluarla para cada prueba. Se encontró que la energía en modo II ( $G_f^{II}$ ) decrece linealmente con el esfuerzo de confinamiento.

Las pruebas a tensión realizadas en la junta vertical de mortero mostraron un comportamiento frágil, por lo tanto no fue posible evaluar la energía de fractura  $G_f^I$ . Solo fue posible realizar una cantidad limitada de ensayos a corte en la junta vertical debido a que era difícil de montar el espécimen sin que fallara por la junta. Además no fue posible realizar pruebas con esfuerzos de confinamiento mayores a 5  $\text{kg/cm}^2$  debido a que el espécimen fallaba antes por cortante en el tabique debido a la presencia de las perforaciones. Aún con estas limitantes se logró determinar la rigidez tangencial en la junta, la cohesión, los coeficientes de fricción y la energía de fractura en modo II para esfuerzos de confinamiento de 1  $\text{kg/cm}^2$ .

Los resultados de pilas inclinadas revelaron que se puede utilizar una superficie de fluencia lineal para la falla a compresión en este tipo de mampostería. La superficie de falla a compresión (esfuerzo normal vs esfuerzo cortante) varía linealmente para inclinaciones en las juntas de  $45^\circ$  a  $90^\circ$ . El hecho de tener juntas inclinadas en las pilas tuvo el efecto de afectar la resistencia a compresión en la pila. La mayor reducción de la resistencia a compresión observada fue para cuando  $\theta$  varía de  $70^\circ$  a  $90^\circ$ . La resistencia a compresión de la pila permaneció casi constante para variaciones del ángulo  $\theta$  de  $45^\circ$  a  $70^\circ$ . El hecho de que las juntas estuvieran inclinadas no afectó de manera considerable el módulo de elasticidad de la mampostería. La deformación a la resistencia máxima tuvo un valor promedio de 0.003 para  $\theta = 90^\circ$  y un valor aproximadamente de 0.002 para  $\theta = 45^\circ$  a  $80^\circ$ . Se observó un patrón de grietas verticales en todas las pruebas, solo para el caso de  $\theta = 45^\circ$  se presentó deslizamiento en la junta central de la pila con menor número de grietas verticales. Se propuso una ecuación que define la resistencia a compresión dependiendo del ángulo de inclinación de las juntas de mortero.

De las pruebas de materiales realizadas en la etapa 2 se puede concluir lo siguiente:

Se determinaron los parámetros necesarios para la modelación no lineal de los muros ensayados a escala real. Se propuso un modelo de comportamiento con ablandamiento exponencial para muretes ensayados a compresión diagonal. Se estimaron los parámetros no lineales para la modelación a compresión de la mampostería BH12 y TR. Se observa que la superficie de fluencia para mampostería TR se ajusta muy bien a una superficie elíptica, lo cual coincide con el modelo propuesto por Lourenço (1996a).

## 4 CAPÍTULO IV. ENSAYE DE MUROS

### 4.1 Descripción de los especímenes

En total se construyeron cinco muros cuadrados de mampostería confinada de aprox. 2.5 m por lado. De los muros construidos cuatro se levantaron sobre vigas de concreto (200 mm de ancho y 250 mm de alto) y uno empotrado en su base, éste último servirá de comparación. Los muros fueron construidos en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, para todos los especímenes se utilizó mortero tipo I (MT1) con proporción 1:1/4:3 y relación  $a/c=1.17$ . Las piezas que se utilizaron para los muros M1 al M4 fueron piezas de concreto multiperforado BH12, mientras que para el muro M5 se utilizó tabique recocido (TR). La geometría para cada muro se muestra en la Figura 43.

La geometría utilizada en los muros M2 al M5 (Figura 43) fue seleccionada debido a que es la geometría más sencilla que se puede estudiar experimentalmente. Se optó por esta geometría ya que no se encontraron pruebas experimentales a carga lateral con esta geometría. Otra de las causas por lo cual se decidió hacer esta geometría es que el objetivo de las pruebas experimentales era calibrar un modelo numérico de elementos finitos para estudiar geometrías más complejas que de manera experimental sería casi imposible por motivos de tiempo y costo que implica ensayar todos los posibles casos que se pueden presentar.

Los muros M1 y M2 se ensayaron por carga lateral con carga vertical constante de 5  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , el muro M1 se desplantó sobre una viga de cimentación que se apoyaba directamente sobre el piso fuerte del laboratorio y el muro M2 fue desplantado sobre una viga de concreto reforzado apoyada en sus extremos; estas pruebas se realizaron para conocer las diferencias en el comportamiento de ambos muros ante carga lateral. El muro M3 fue llevado al agrietamiento por carga vertical y luego ensayado a carga lateral a la falla para ser comparado con los muros M1 y M2. Adicionalmente se llevó a la falla por carga vertical al muro M2 después de ser ensayado por carga lateral.

Durante la construcción de los muros M2 y M3 se dejó la viga de concreto con un puntal al centro del claro. Los muros M4 y M5 fueron construidos sin apuntalar la viga. Antes de comenzar a construir los muros sobre las vigas, pasaron por lo menos 5 días después de haber colado la viga de concreto. Estas diferencias constructivas se realizaron con el propósito de conocer si existe alguna diferencia el hecho de apuntalar la viga. Los muros M4 y M5 fueron llevados a la falla por carga vertical para conocer las diferencias en el comportamiento al variar el tipo de mampostería.

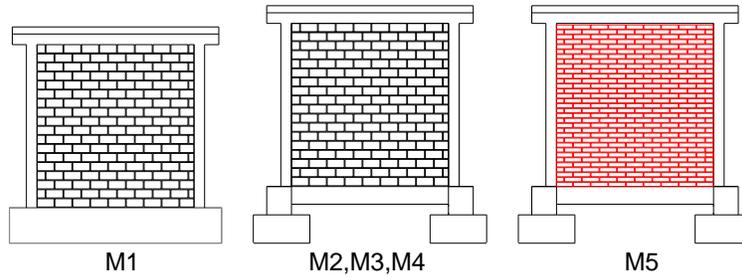


Figura 43. Geometría de los muros ensayados.

#### 4.1.1 Instrumentación

Todos los muros ensayados contaron con instrumentación interna y externa. La instrumentación interna consistió en adherir galgas extensiométricas al refuerzo interior de castillos, en los casos de muros sobre viga de concreto también se instrumentó la viga de desplante. Las galgas extensiométricas que se utilizaron en el acero de refuerzo se muestran en Figura 44a; para el muro M1 solo se colocaron las que aparecen en los castillos (ya que este muro no cuenta con viga de desplante). En la Figura 44b se muestra la instrumentación utilizada para medir los posibles deslizamientos entre el muro y la base de desplante, dichos instrumentos fueron colocados en la parte posterior de cada muro.

En las Figuras 45-49 se muestra la instrumentación externa para cada muro. La instrumentación externa consistió en montar instrumentos para medir los desplazamientos en lugares de interés, en colocar celdas de carga y galgas extensiométricas adheridas directamente a la mampostería y al concreto. Todos los aparatos utilizados fueron calibrados. Además se colocaron leds utilizando el equipo de medición óptico Krypton K600 del instituto de ingeniería. Las celdas de carga para medir las fuerzas verticales aparecen marcadas como FV1-FV4, mientras que la celda de carga para medir la carga horizontal aparece como FH. En cada figura se muestra la simbología utilizada y la posición del aparato de medición en el espécimen. Para medir los desplazamientos en los muros se utilizaron transductores de desplazamiento de diferentes rangos de medición llamados CDPx, el rango de medición se asigna con un número "x" que indica el rango en milímetros.

Los CDP's marcados como Z1, Z2 y Z3 miden el desplazamiento fuera del plano del muro, además se utilizaron tubos de medición marcados como L1 y L2 que miden la deformación total en los castillos y D1,D2 que miden la deformación diagonal en el muro. Todos los demás CDP's miden el desplazamiento horizontal (H) ó vertical (V). En los aparatos marcados con dos nombres diferentes separados por coma indica que el primero que se menciona estaba colocado en la parte del frente del muro y el otro en la parte posterior.

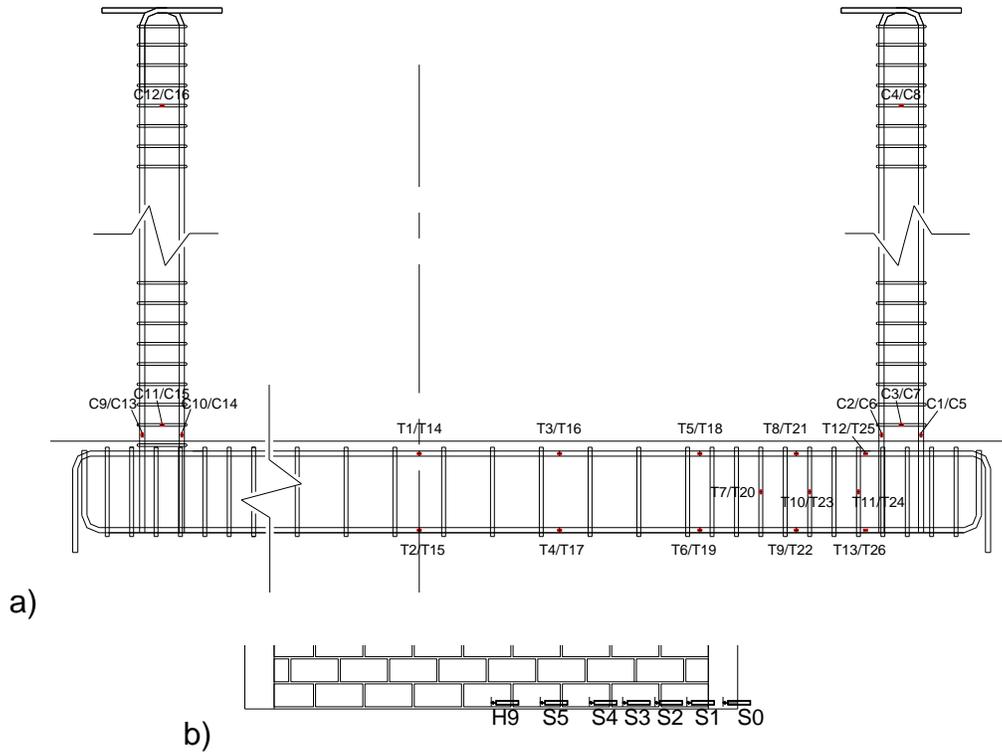


Figura 44. Caso general de instrumentación; a) Interna, b) En la base del muro.

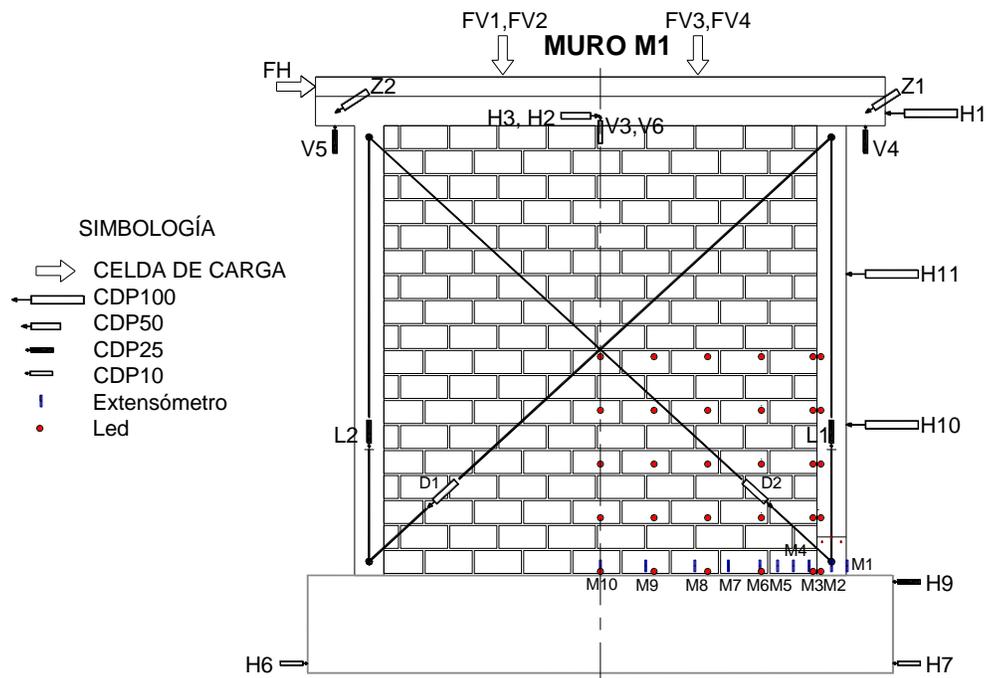


Figura 45. Instrumentación externa para el muro M1.

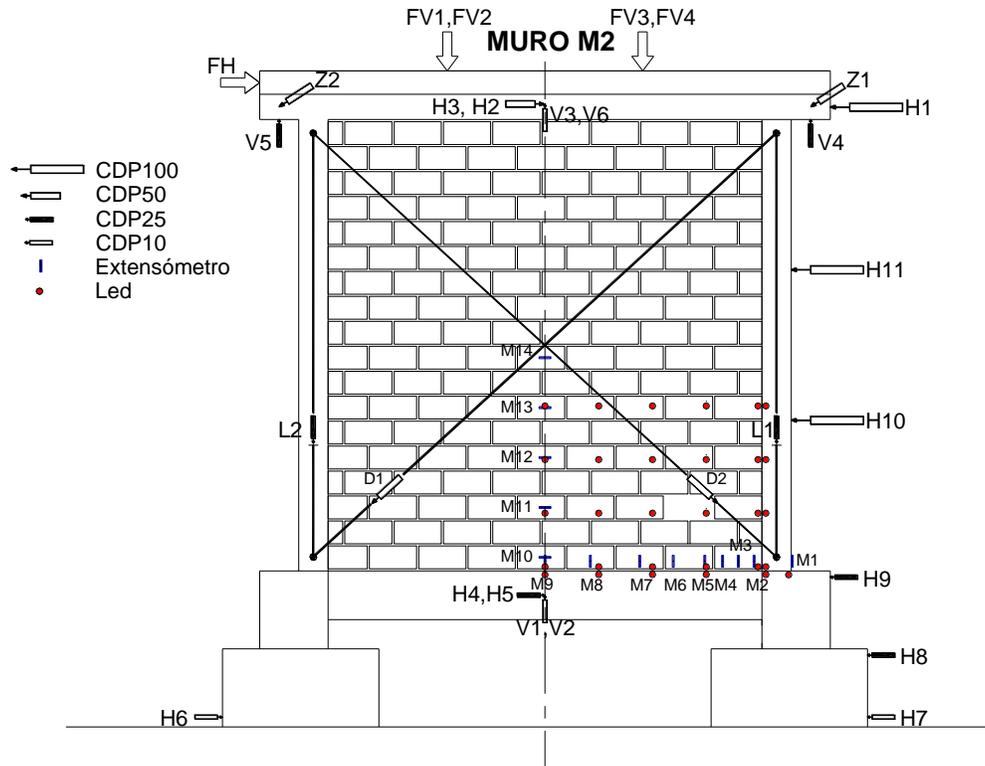


Figura 46. Instrumentación externa para el muro M2.

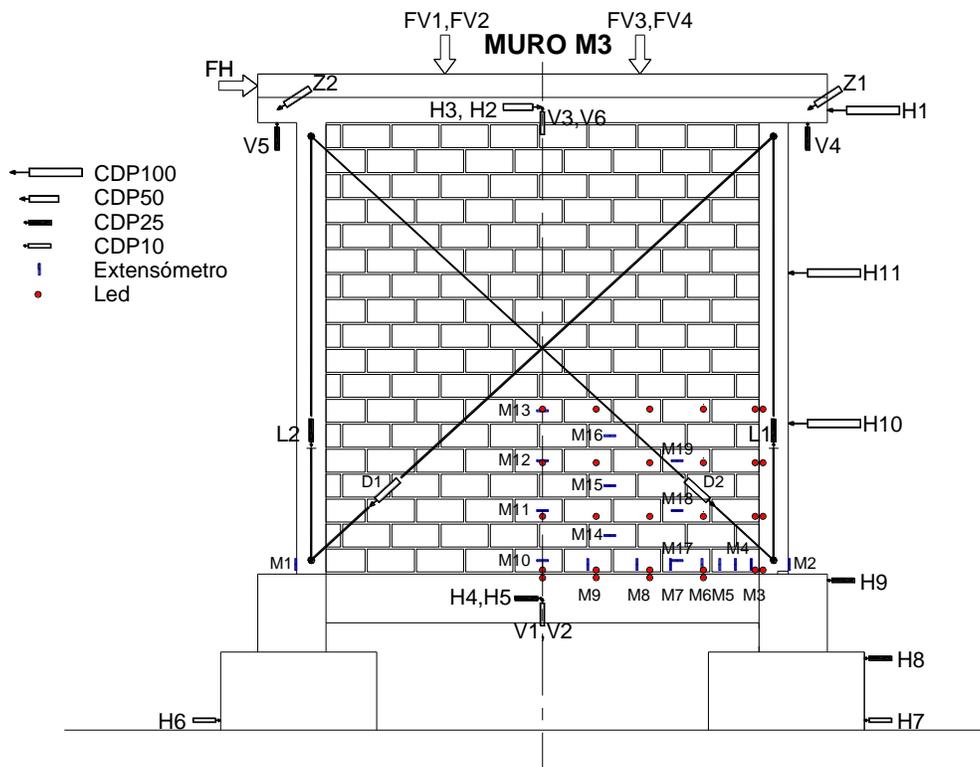


Figura 47. Instrumentación externa para el muro M3.

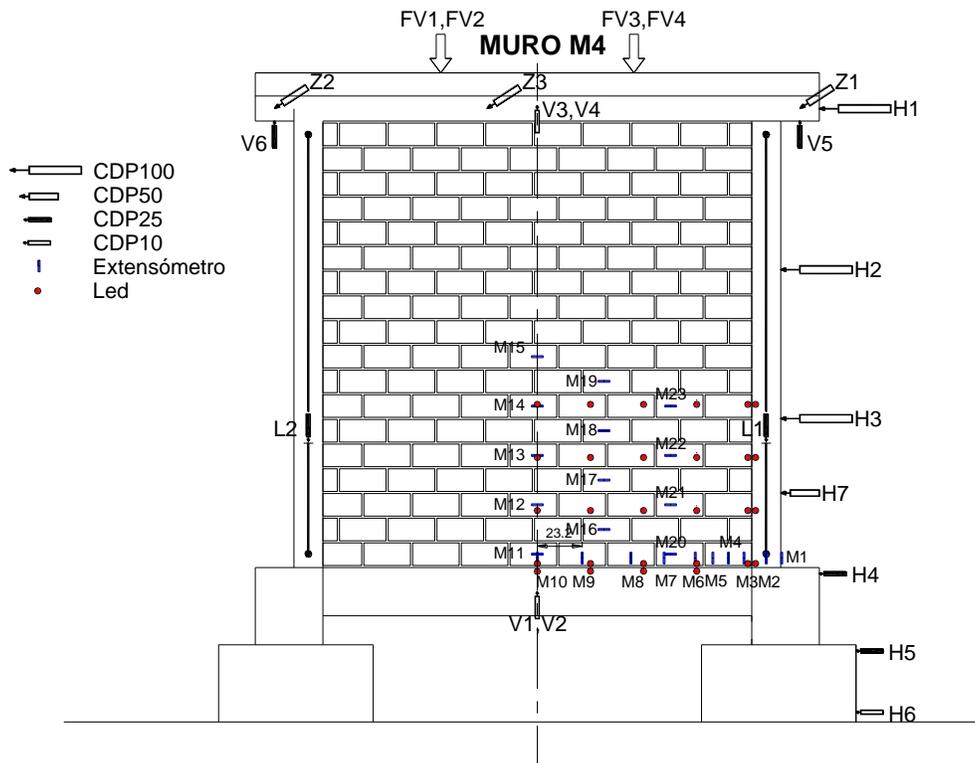


Figura 48. Instrumentación externa para el muro M4.

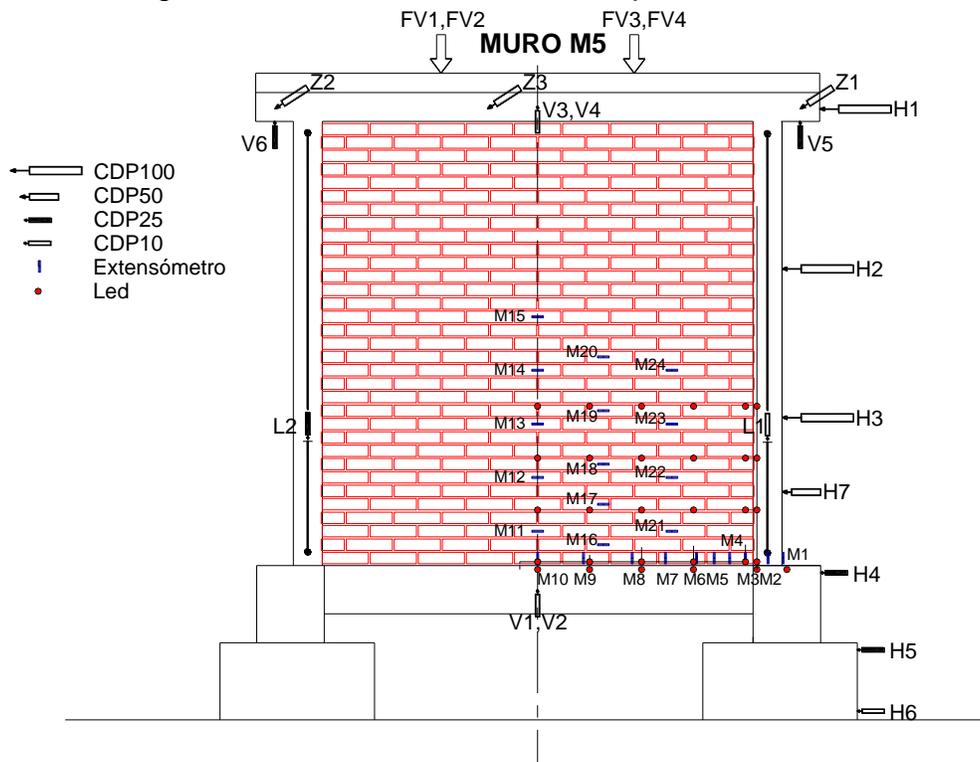


Figura 49. Instrumentación externa para el muro M5.

### 4.1.2 Protocolo de carga

Para aplicar la carga lateral y vertical se utilizó una viga de transferencia de carga en la parte superior del muro. Además se colocaron unos topes tubulares en la parte superior de la viga de transferencia para prevenir movimientos fuera del plano (Figura 50). La carga vertical se aplicó con barras tensoras registrando la carga que ejercían los actuadores para carga vertical. Se utilizaron dos puntos de aplicación de carga vertical distribuidos a los largo de la longitud del muro como se muestra en la Figura 50; solo se conectó el actuador horizontal para los especímenes ensayados a carga lateral.

Para los muros cargados lateralmente (M1, M2 y M3), primeramente se aplicó una carga axial de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , luego se comenzó la prueba de carga lateral por control de carga a 0.25 y 0.5 de la carga de agrietamiento calculada conforme a las NTCM (2004), para cada carga se aplicaron 2 repeticiones. Luego se controló por distorsión aplicando 0.001 luego a 0.002, después se aplicaron incrementos de 0.002, para cada distorsión se aplicaron 2 repeticiones hasta el final de la prueba. El muro se ancló a la losa de reacción del laboratorio mediante varillas postensadas.

Para la prueba de carga vertical en los muros M3, M4 y M5, se aplicaron 3 precargas a  $2 \text{ kg/cm}^2$ , luego se fue incrementando la carga vertical a una velocidad de aproximadamente  $0.25 \text{ kg/cm}^2/\text{min}$ . Para la prueba de carga vertical del muro M2 no se aplicaron precargas ya que este espécimen se encontraba fallado por carga lateral cuando se realizó la prueba por carga vertical.

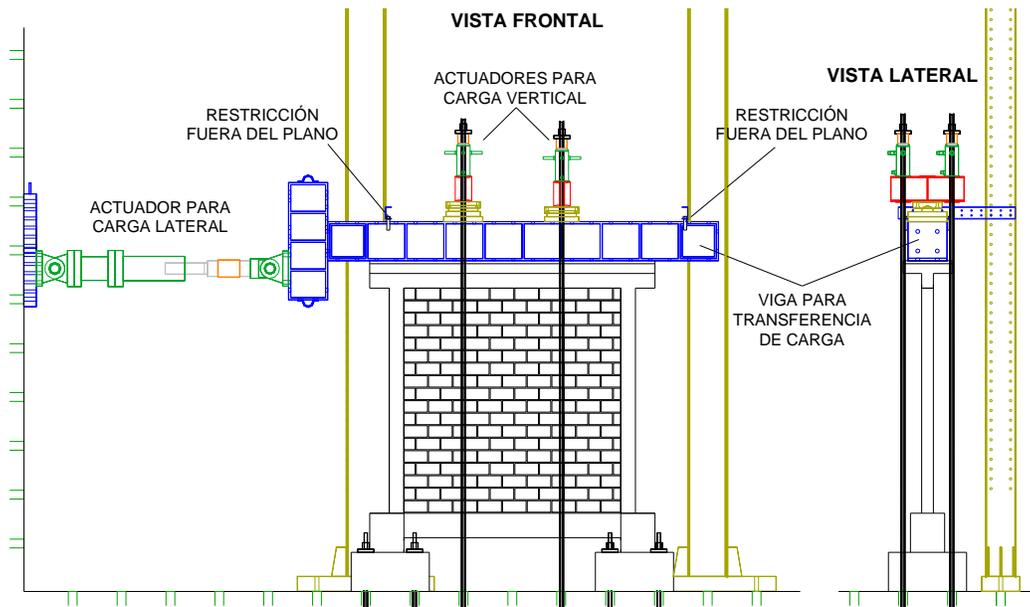


Figura 50. Esquema de carga para los muros ensayados.

## 4.2 Muros a carga lateral

En la Tabla 11 se muestran los valores de la distorsión  $\gamma$  (desplazamiento lateral entre altura del muro) y la carga lateral  $V$  a la que ocurren distintos eventos: el primer agrietamiento ( $\gamma_{cr}$  y  $V_{cr}$ ), la carga máxima ( $\gamma_p$  y  $V_p$ ), la fluencia del acero longitudinal a tensión en los castillos para una deformación  $\varepsilon_y$  como aparece en la Tabla 10 ( $\gamma_y$  y  $V_y$ ) y el agrietamiento por tensión diagonal, la cual se considera cuando aparece una grieta diagonal en el muro que atraviesa de una esquina del muro a otra ( $\gamma_{cr}^d$  y  $V_{cr}^d$ ). Se muestran los resultados para su correspondiente ciclo positivo (+) y negativo (-).

Tabla 11. Principales eventos registrados durante las pruebas a carga lateral.

	$\gamma_{cr}$	$V_{cr}$	$\gamma_p$	$V_p$	$\gamma_{cr}^d$	$V_{cr}^d$	$\gamma_y$	$V_y$
M1(-)	-0.0004	-11.5 t	-0.0040	-25.9 t	-0.0039	-24.0 t	-0.0040	-25.9 t
M1(+)	0.0006	13.5 t	0.0041	24.0 t	0.0041	24.0 t	0.0037	23.2 t
M2(-)	-0.0004	-13.5 t	-0.0036	-21.7 t	-0.0030	-21.6 t	-0.0036	-21.7 t
M2(+)	0.0006	14.2 t	0.0037	23.7 t	0.0042	22.7 t	0.0052	22.7 t
M3(-)	-0.0008	-12.5 t	-0.0054	-23.6	-0.0038	-21.2 t	-0.0054	-23.6 t
M3(+)	0.0011	14.6 t	0.0045	25.0 t	0.0024	22.2 t	0.0049	23.5 t

El primer agrietamiento para el muro M1 ocurrió para una distorsión promedio de 0.0005 (Figura 51a). Después aparecieron más grietas en el panel del muro (Figura 51b) y en las esquinas superiores de los castillos (Figura 51c). La Figura 51d presenta el agrietamiento por tensión diagonal. La carga máxima alcanzada para el ciclo negativo corresponde a la fluencia del acero longitudinal del castillo a tensión, dicho evento se presentó en el primer incremento de distorsión de 0.004. El agrietamiento diagonal para el ciclo negativo se presentó hasta la repetición del incremento de  $\gamma=0.004$ . La fluencia del acero longitudinal para el ciclo positivo se presentó antes de la carga máxima para  $\gamma=0.0037$ . La carga máxima para el ciclo de carga positivo coincide con el agrietamiento por tensión diagonal para  $\gamma=0.004$ . Las Figuras 51e y 51f muestran el agrietamiento que se presentó durante la prueba. El acero de los estribos instrumentados en los castillos comienza a fluir a una distorsión de 0.006.

A continuación se compara el muro M2 con el muro M1. El primer agrietamiento ocurrió para  $\gamma=0.0005$  (Figura 52a) el cual se presentó con un agrietamiento escalonado que pasa por las juntas de mortero similar como ocurrió en el muro M1. La carga máxima se ve disminuida un 16% para el ciclo de carga negativo esto se atribuye a la flexibilidad de la viga de desplante. La distorsión a la carga máxima disminuyó un 10%. La carga al agrietamiento diagonal disminuyó un 11% por el efecto de la viga. La carga cortante  $V_y$  resultó 16% menor para el ciclo de carga negativo (Tabla 11). En la Figura 54c se observa que el muro M2 alcanza menor resistencia. No se observan diferencias significativas en la pérdida de rigidez por ciclo.

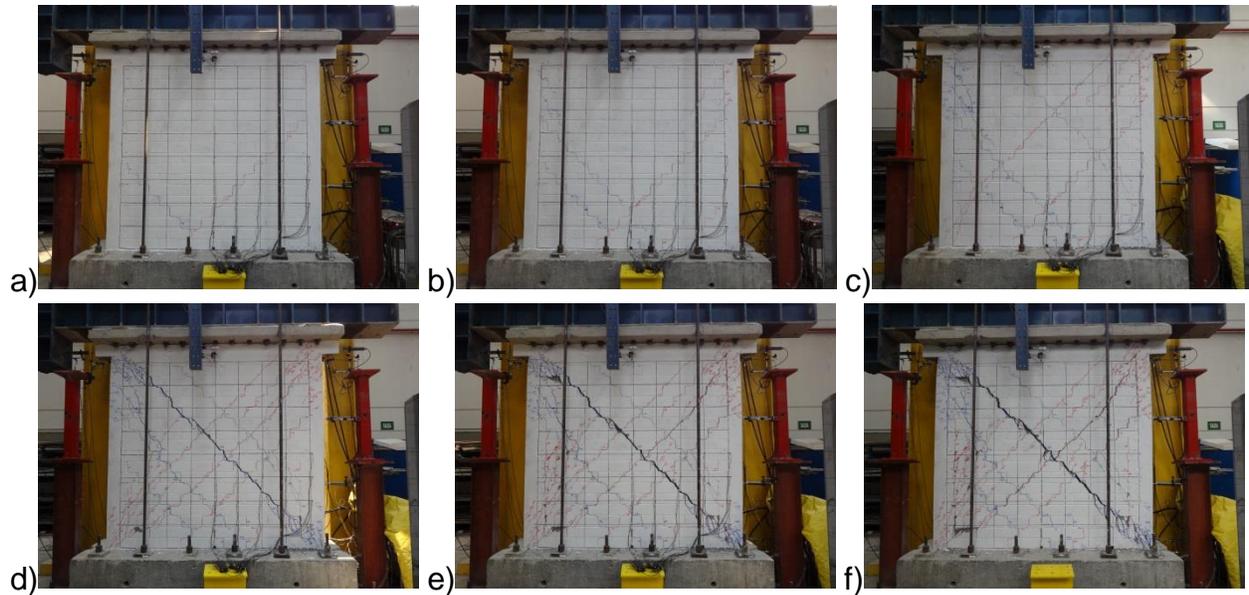


Figura 51. Ensaye de M1; a) Paso 330,  $\gamma=-0.0009$ ,  $V=-13$  t, b) Paso 434,  $\gamma=0.0019$ ,  $V=19.2$  t, c) Paso 641,  $\gamma=0.0038$ ,  $V=23.2$  t, d) Paso 977,  $\gamma=-0.0064$ ,  $V=-17.6$  t, e) Paso 1218,  $\gamma=0.0084$ ,  $V=-11.5$  t, f) Paso 1423,  $\gamma=0.0094$ ,  $V=-9.8$  t.

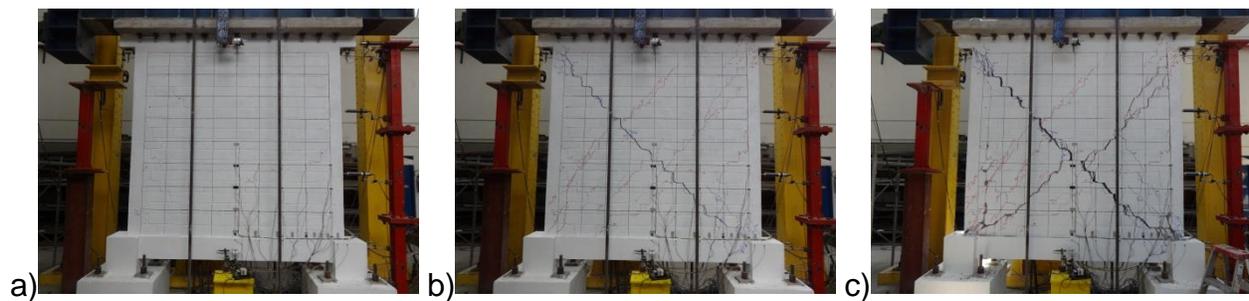


Figura 52. Ensaye de M2 a carga lateral; a) Paso 296,  $\gamma=-0.0009$ ,  $V=-15.6$  t, b) Paso 728,  $\gamma=-0.0037$ ,  $V=-18.7$  t, c) Paso 1140,  $\gamma=-0.0075$ ,  $V=-11.55$  t.

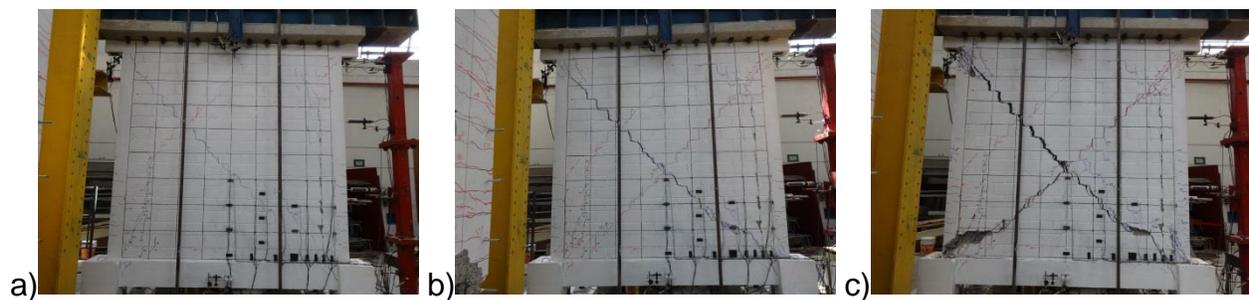
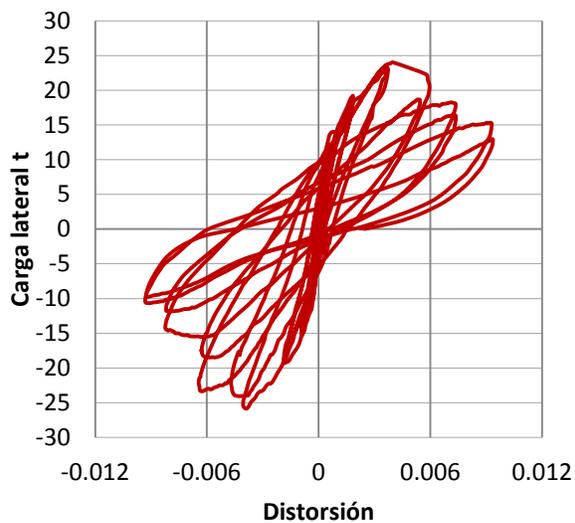
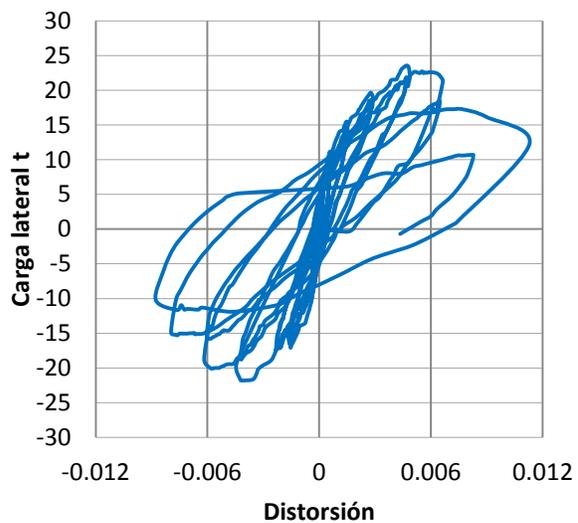


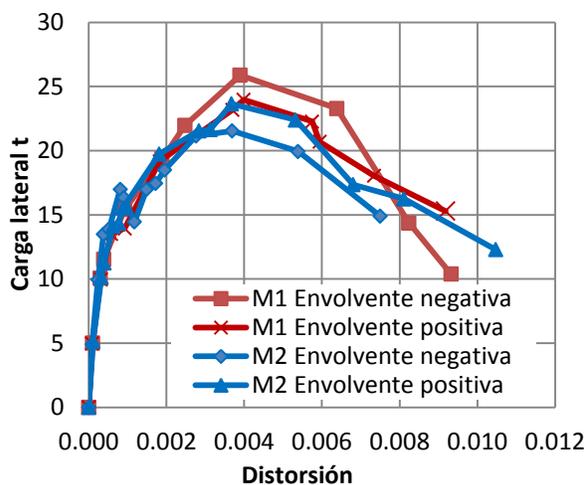
Figura 53. Ensaye de M3 a carga lateral; a) Paso 425,  $\gamma=-0.0018$ ,  $V=-13.7$  t, b) Paso 755  $\gamma=-0.0054$ ,  $V=-23.6$  t, c) Paso 115  $\gamma=-0.0077$ ,  $V=-15.6$  t.



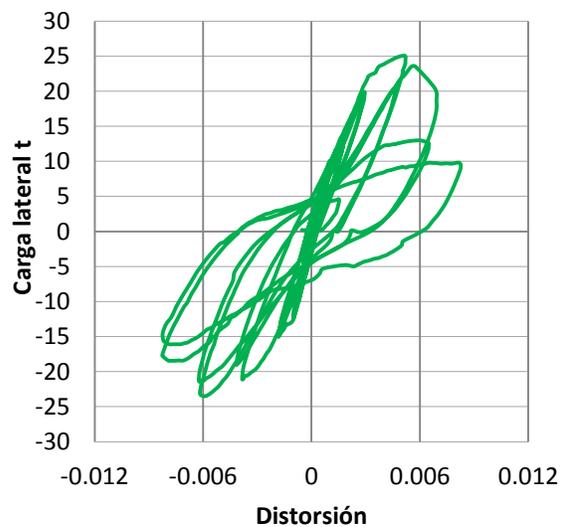
a)



b)



c)



d)

Figura 54. Gráficas de carga lateral-distorsión; a) Ciclos de carga muro M1, b) Ciclos de carga muro M2, c) Envoltentes de carga máxima para los muros M1 y M2, d) Ciclos de carga muro M3.

El primer agrietamiento que se observó durante la prueba de carga lateral para el muro M3 fue una grieta por tensión en la junta de la primera hilada para una distorsión igual a -0.0008. Luego para una distorsión de -0.0009 se presenta el primer agrietamiento a 45° para la carga negativa; dicha grieta es la que se prolonga hasta los castillos para una distorsión de -0.0038. En la Figura 53 se presentan fotografías durante el ensaye.

A una distorsión de 0.0011 se presenta la primer grieta a 45° para una carga positiva. El primer agrietamiento que se detectó en los castillos fue para una distorsión de 0.002, presentándose en la esquina superior del castillo derecho; se detectó agrietamiento en la esquina superior del castillo izquierdo y agrietamiento en la esquina inferior del castillo derecho para una distorsión de -0.0038. Para una distorsión de 0.0045 se presentó el agrietamiento en la parte inferior del castillo izquierdo lo cual corresponde a la carga máxima positiva.

El agrietamiento debido a carga vertical en el muro M3 no afectó la resistencia máxima a carga lateral, sin embargo si se afectó considerablemente la rigidez de los primeros ciclos de carga (antes de una distorsión de 0.001). Aunque el muro M3 resistió aproximadamente un 7% más a carga lateral que el muro M2, esta sobre resistencia se puede atribuir a que durante el ensaye de carga lateral para el muro M3 no se controló la carga vertical, por lo que se elevó la carga vertical para los picos de carga. Para los muros M1 y M2 si se controló la carga vertical durante los ensayes. Para cada muro se calculó la rigidez por ciclo (Figura 55), la energía disipada equivalente (Figura 56) y la carga que alcanzó en cada repetición, todos los muros cumplieron con el criterio de aceptación de sistemas constructivos a base de mampostería diseñados por sismo (NTC 2004), la pieza BH12 se considera como pieza hueca debido a que en su sección transversal más desfavorable tiene una relación de área efectiva entre área bruta de 0.5.

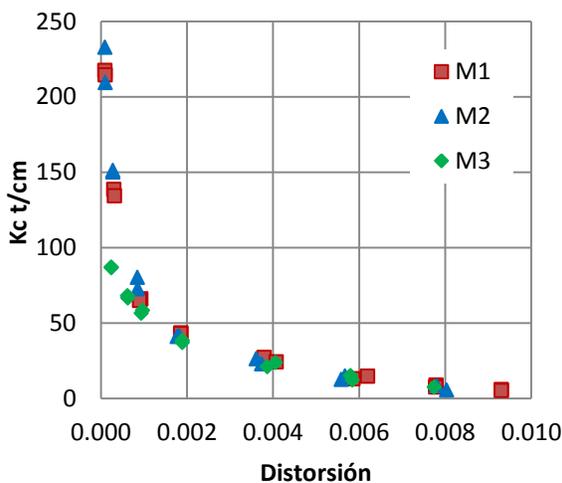


Figura 55. Rigidez por ciclo para cada muro.

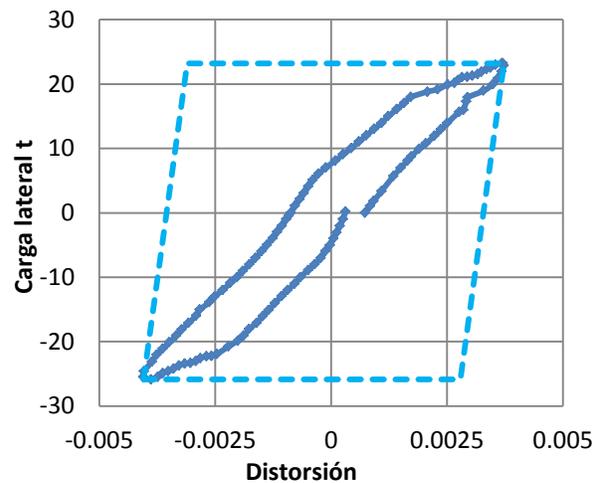


Figura 56. Energía disipada equivalente para M1.

### 4.3 Muros a carga vertical

En la Figura 57 se muestran los especímenes ensayados, el esfuerzo que aparece en la gráfica es la carga total vertical dividida entre el área transversal del muro, el desplazamiento fue medido al centro de la viga de concreto con el promedio de los aparatos V1 y V2 (Figuras 46-49).

Como observaciones importantes se puede destacar que aunque la resistencia a compresión de la mampostería utilizada para la construcción del muro M4 fue mucho mayor que la utilizada en el muro M5 (tabique recocido), la resistencia máxima del M4 fue de apenas un 15% mayor que el muro M5. Sin embargo el muro M5 falló súbitamente al llegar a la carga máxima por pandeo fuera del plano en el castillo izquierdo.

Se observa que el desplazamiento al agrietamiento fue consistente en los cuatro casos, de aproximadamente 2 mm, lo que equivale a un desplazamiento al centro del claro de aproximadamente  $L/1200$ , donde L es la distancia a ejes de los castillos.

Se notaron diferencias entre el muro M3 y M4, por lo cual se puede concluir que si tuvo un efecto el hecho de apuntalar el muro durante su construcción, para el caso del muro que se apuntaló (M3) se aprecia que una vez que comenzó el agrietamiento, se presentó un desplazamiento sin aumentar significativamente la carga, mientras que en el muro sin apuntalar, una vez que comienza el agrietamiento la carga comenzó a subir más rápidamente que en el caso del muro M3. No se observan diferencias significativas en la rigidez ni en la carga de agrietamiento.

Comparando las pruebas de los muros M4 y M2 se puede concluir que una vez fallado el muro por carga lateral queda un remanente de resistencia por carga vertical, sin embargo su rigidez inicial cayó a un 44% y la resistencia fue de apenas el 40%. La falla en los muros M2 y M5 se presentaron por pandeo del refuerzo longitudinal en los castillos. La Figura 58 muestra los tipos de fallas presentados en los especímenes.

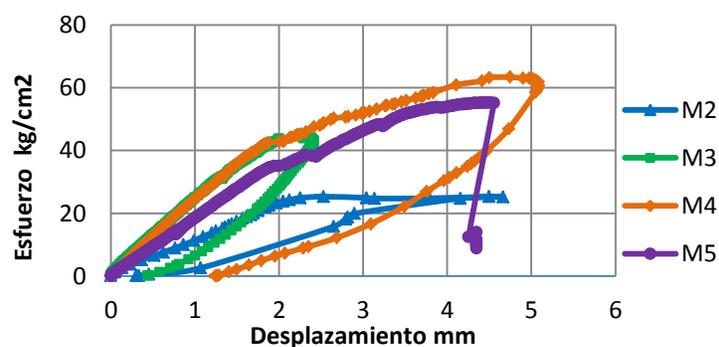
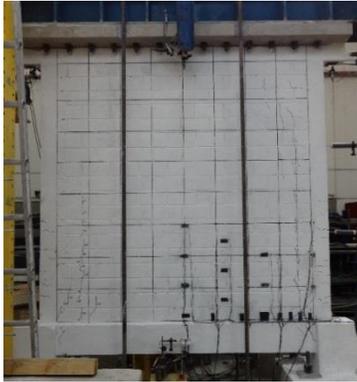
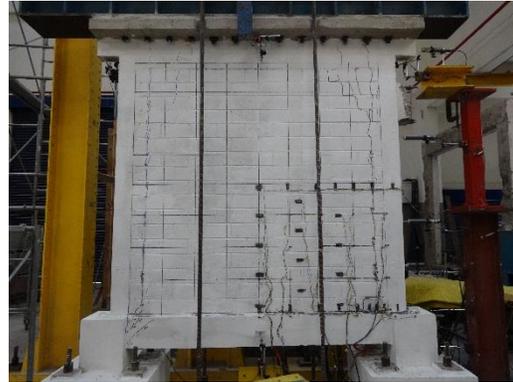


Figura 57. Curvas esfuerzo-desplazamiento para los especímenes a carga vertical.



a)



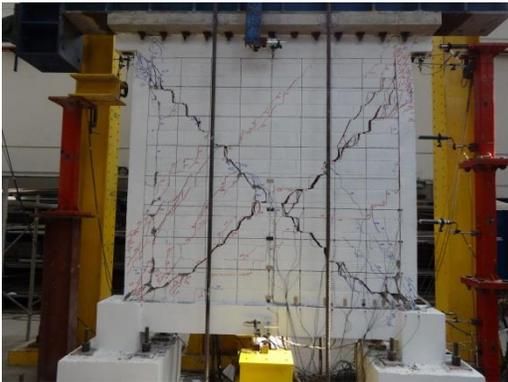
b)



c)



d)



e)



f)

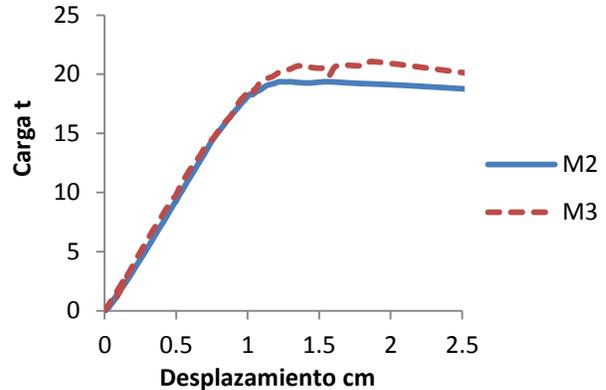
Figura 58. Muros a carga lateral; a) Muro M3 al agrietamiento, b) Muro M4 a la falla, c) Muro M5 al agrietamiento, d) Muro M5 al colapso, e) Muro M2 antes de la prueba por carga vertical, f) Muro M2 al colapso por carga vertical.

#### 4.4 Pruebas en vigas de desplante

Se realizaron pruebas experimentales para conocer la rigidez a flexión en las vigas de concreto de los muros M2 y M3. La prueba consistió en aplicar una carga puntual al centro de las vigas, se midió el desplazamiento al centro del claro y se instrumentaron con leds a lo largo de la viga hasta la mitad de la viga. En la Figura 57 se muestra la gráfica experimental carga-desplazamiento.



a) *Ensayo de viga a carga puntual*



b) *Resultados experimentales*

Figura 59. Prueba de vigas de desplante ensayadas.

#### 4.5 Discusión de los resultados experimentales

De las pruebas experimentales por carga lateral (M1 y M2) se observó que la distorsión y la carga al primer agrietamiento no se ven afectados por el hecho de que el muro se desplante sobre viga flexible. La principal diferencia en comportamiento se presentó para la carga máxima; se observó que para el muro desplantado sobre viga flexible la distorsión a la carga máxima fue 10% menor y la carga máxima fue en promedio 9% menor que para el muro desplantado en base rígida. Para poder determinar cómo se afecta la resistencia máxima al variar la rigidez relativa del muro y la viga será necesario realizar modelos numéricos con distintos peraltes de vigas.

El hecho de que el muro M3 se encontrara agrietado por carga vertical tuvo dos efectos que destacaron: 1) La rigidez lateral inicial por ciclo se afectó considerablemente y 2) Los ciclos después de la carga máxima fueron menores al 80% de la carga máxima.

Los muros M4 y M5 se construyeron sobre vigas idénticas, la diferencia entre estos dos muros se atribuye en este caso al tipo de mampostería que se utilizó, en el primero se

utilizaron piezas de alta resistencia (BH12) mientras que en el segundo piezas de tabique recocido (TR). La rigidez por carga vertical y la carga máxima registrada fue menor para el muro M5. La falla registrada a la carga máxima para el muro M5 fue una falla súbita al fallar uno de sus castillos por pandeo lateral fuera del plano, se observó que las varillas longitudinales de los castillos se pandearon. Esta falla se puede explicar como resultado de que gran parte de la carga vertical fue absorbida por los castillos. Este tipo de fallas se deben evitar, por esta razón los procedimientos de diseño por carga vertical que se presentan en el capítulo 6 se basan en la carga de agrietamiento y no en la carga máxima. El desplazamiento al agrietamiento por carga vertical fue de aproximadamente  $L/1200$ , donde L es la distancia a ejes de los castillos.

Como se había expuesto en el primer capítulo, los ensayos experimentales de muros se realizaron con el propósito de contar con datos experimentales con los cuales poder validar un modelo numérico. Con el modelo numérico calibrado se puede estudiar cómo influyen los diferentes parámetros y variables en el comportamiento de los muros.

## 5 CAPÍTULO V. MODELACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

En este capítulo se presenta la modelación numérica de los muros ensayados experimentalmente que se describieron en el capítulo anterior. Las propiedades de los materiales se asignaron de acuerdo a las pruebas de laboratorio, las cuales se presentaron en el capítulo 3. La modelación numérica se realiza con modelos de elementos finitos utilizando el modelo de interfaz compuesto disponible en el programa Diana 9.6. Dicho modelo se valida con los resultados experimentales obtenidos en laboratorio. En el siguiente capítulo se utiliza dicho modelo numérico y se realiza un estudio paramétrico de muros a carga vertical y lateral con distintas configuraciones geométricas y de apoyo.

### 5.1 Descripción de los modelos

Para la modelación de los tabiques y el concreto se utilizaron elementos *QU4 Q8MEM* de esfuerzo plano de cuatro nodos con dos grados de libertad por nodo. Para modelar la junta horizontal y vertical se utilizaron elementos de interfaz *IL22 L8IF* de cuatro nodos con dos grados de libertad por nodo. Para modelar la interfaz entre marco y muro también se utilizaron dichos elementos de interfaz utilizando las propiedades de la junta vertical para la interfaz vertical y las propiedades de la junta horizontal para la interfaz horizontal. El acero de refuerzo se modeló utilizando refuerzo embebido en los elementos de concreto utilizando refuerzo tipo barra (*bar*). La longitud promedio de los elementos utilizados en los modelos de muros fue de 6 cm.

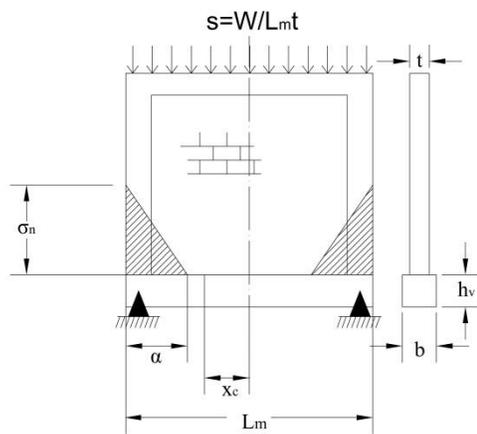
#### 5.1.1 Geometría

La geometría utilizada para los muros ensayados se describió en el capítulo anterior. El muro M1 se considera empotrado en la base, los muros que se encuentran sobre viga (M2 y M4) se modelaron empotrados al dado de cimentación sobre el que descansa la viga de apoyo. En la Figura 60 se muestra un esquema de los modelos y sus variables utilizadas. La Figura 61 muestra los modelos de elemento finito utilizados para mampostería BH12.

#### 5.1.2 Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales asignados para la mampostería BH12 se resumen en Tabla 12. La junta horizontal y vertical se modeló con el modelo de interfaz compuesto. Para la junta vertical solo se consideró la falla por tensión y por corte.

Para la falla por corte en la junta vertical se consideró un ángulo de dilatación igual a cero ya que experimentalmente se obtuvieron valores despreciables de la deformación normal. Los tabiques se representaron en la parte elástica con un modelo ortotrópico. Para modelar la falla por tensión en los tabiques se utilizó el modelo *Rankine* con ablandamiento exponencial, los parámetros de dicho modelo se obtuvieron de las pruebas de muretes a compresión diagonal. El concreto en la dala y en la viga se consideró elástico. Solo se consideró el comportamiento no lineal en el concreto de los castillos ya que experimentalmente estos fueron los que presentaron un daño significativo. Se utilizó el modelo *Total strain rotating crack* con ablandamiento lineal a tensión basado en la deformación última  $\varepsilon_{ult}^{crk}$  y un comportamiento parabólico a compresión. Para el acero de refuerzo se consideró un comportamiento elasto-plástico.



$s$  Esfuerzo promedio sobre el muro.

$W$  Carga total sobre el muro

$L_m$  Longitud del muro

$t$  Espesor del muro

$\sigma_n$  Esfuerzo normal

$\alpha$  Longitud a compresión

$x_c$  Distancia medida desde el centro del muro

$h_v$  Altura de la viga

$b$  Espesor de la viga

Figura 60. Descripción de las variables utilizadas en los modelos de muro sobre viga.

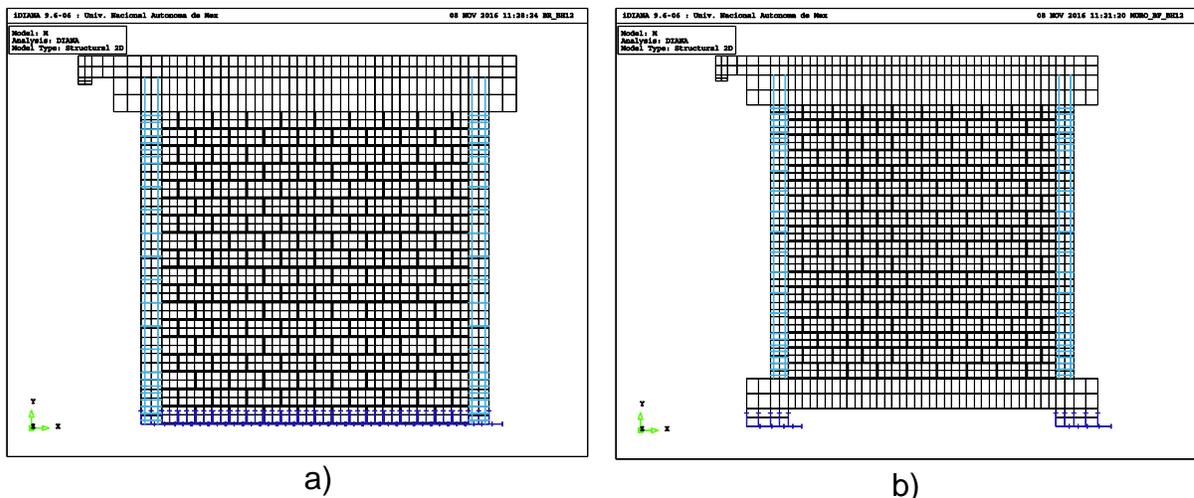


Figura 61. Geometría de modelos de elemento finito; a) Muro M1, b) Muro M2.

Tabla 12. Propiedades elásticas y no lineales de la mampostería BH12.

Junta horizontal									
$k_n$ kg/cm <sup>3</sup>	$k_s$ kg/cm <sup>3</sup>	$f_t$ kg/cm <sup>2</sup>	$G_f^I$ kg/cm	$c$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tan \phi_0$	$\Psi_0$	$\tan \phi_r$	$\sigma_u$ kg/cm <sup>2</sup>	$\delta$ cm <sup>-1</sup>
14,408	8,630	0.91	0.012	5.6	1.05	1.20	0.86	6.3	11.6
$f_m$ kg/cm <sup>2</sup>	$C_s$	$G_f^C$ kg/cm	$\kappa_p$ cm	$G_f^{II}$ kg/cm					
106	8.3	9.0	0.008	0.52					
Junta vertical									
$k_n$ kg/cm <sup>3</sup>	$k_s$ kg/cm <sup>3</sup>	$f_t$ kg/cm <sup>2</sup>	$G_f^I$ kg/cm	$c$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tan \phi_0$	$\tan \phi_r$	$G_f^{II}$ kg/cm		
57,594	8,530	1.5	0	3.6	1.16	0.79	0.12		
Tabique									
$E_x$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_y$ kg/cm <sup>2</sup>	$\nu$ kg/cm <sup>2</sup>	$G_{xy}$ kg/cm	$f_t$ kg/cm <sup>2</sup>	$G_f^I$ kg/cm <sup>2</sup>				
135,015	105,312	0.2	31,529	8.9	1.5				

## 5.2 Muros a carga vertical

Se modeló el muro M4 por carga vertical. En el modelo numérico el aplastamiento de la mampostería se presenta para un esfuerzo sobre el muro de 44.5 kg/cm<sup>2</sup> con un desplazamiento al centro del claro de 1.8 mm, mientras que experimentalmente se presentó a un nivel de carga de 44 kg/cm<sup>2</sup> con un desplazamiento al centro del claro de 2 mm para el muro M3 y para el muro M4 para una carga de 42 kg/cm<sup>2</sup> a un desplazamiento de 1.8 mm. La gráfica esfuerzo-desplazamiento se muestra en la Figura 62. El desplazamiento mostrado es el desplazamiento vertical al centro de la viga. Se observa una buena aproximación de los resultados experimentales. Además en la Figura 63 se muestra el factor de concentración de esfuerzos en la base del muro, siendo este  $\sigma_n/s$ . El valor del parámetro  $K$  evaluado con la Ec. 2 para el muro M4 es de  $K = 7.6$ ,  $L$  se tomó como la distancia a ejes de los castillos.

En la Figura 64a se muestra la deformación que presenta el modelo de elemento finito para la carga al aplastamiento en la mampostería. Como se mencionó anteriormente dicha carga es muy similar a la carga de agrietamiento que se reportó experimentalmente. La Figura 64b presenta los esfuerzos verticales en el muro, dichos esfuerzos se concentran en la base del muro cercano a los apoyos.

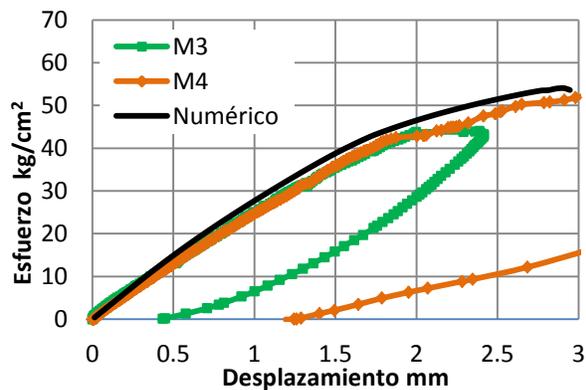


Figura 62. Resultados experimentales y numérico para el muro BH12 a carga vertical.

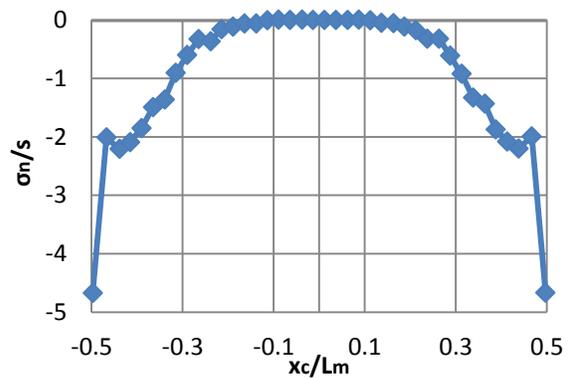
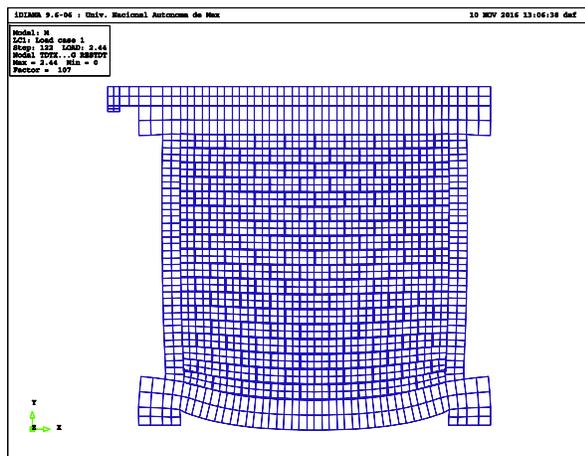
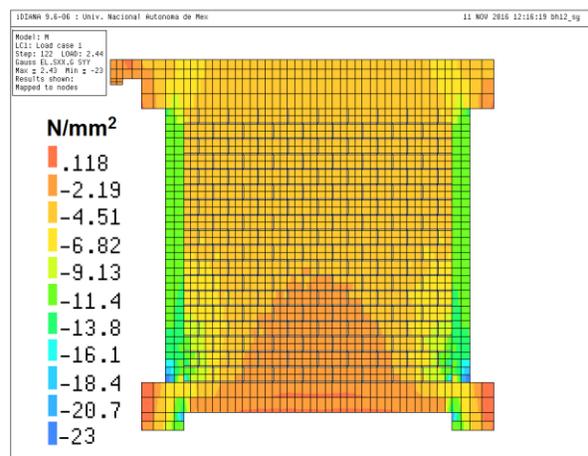


Figura 63. Factor de concentración de esfuerzos normales a lo largo del muro.



a)



b)

Figura 64. Muro BH12 a carga vertical al agrietamiento; a) Deformada, b) Esfuerzos verticales  $\sigma_y$ .

### 5.3 Muros a carga lateral

Se modelaron los muros M1 y M2 los cuales corresponden al muro empotrado en la base y al muro sobre viga ensayado por carga lateral. En la Figura 65 se muestra la envolvente de carga de los resultados experimentales para ambos muros, además se muestra el resultado numérico obtenido con el modelo de elementos finitos. Los resultados experimentales se comparan con los resultados numéricos en términos de la rigidez lateral inicial ( $K_0$ ), el primer agrietamiento ( $\gamma_{cr}$  y  $V_{cr}$ ), la carga máxima ( $\gamma_p$  y  $V_p$ ) y la fluencia del acero longitudinal a tensión en los castillos ( $\gamma_y$  y  $V_y$ ). Para obtener la rigidez lateral de los muros se realizó una regresión lineal de los datos experimentales

antes de que se presentara el agrietamiento. Se observó que desde los primeros ciclos de carga la pendiente cambia pero en menor medida hasta que se presenta el agrietamiento en la mampostería. En la Figura 66 se muestran los ciclos de carga que corresponden al intervalo elástico y la correspondiente pendiente obtenida de la regresión lineal. En la Tabla 13 se muestran los resultados promedio obtenidos experimentalmente (exp) para cada muro y los obtenidos numéricamente (num). En dicha tabla también se presenta la diferencia en porcentaje del valor numérico  $v_{num}$  y el valor experimental  $v_{exp}$  calculado como  $(v_{num} - v_{exp})/v_{exp}$ . En ambos casos se observa que existe una buena aproximación a los resultados experimentales. En la Figura 67 y Figura 68 se muestran los resultados de la deformación y el esfuerzo vertical para la carga máxima.

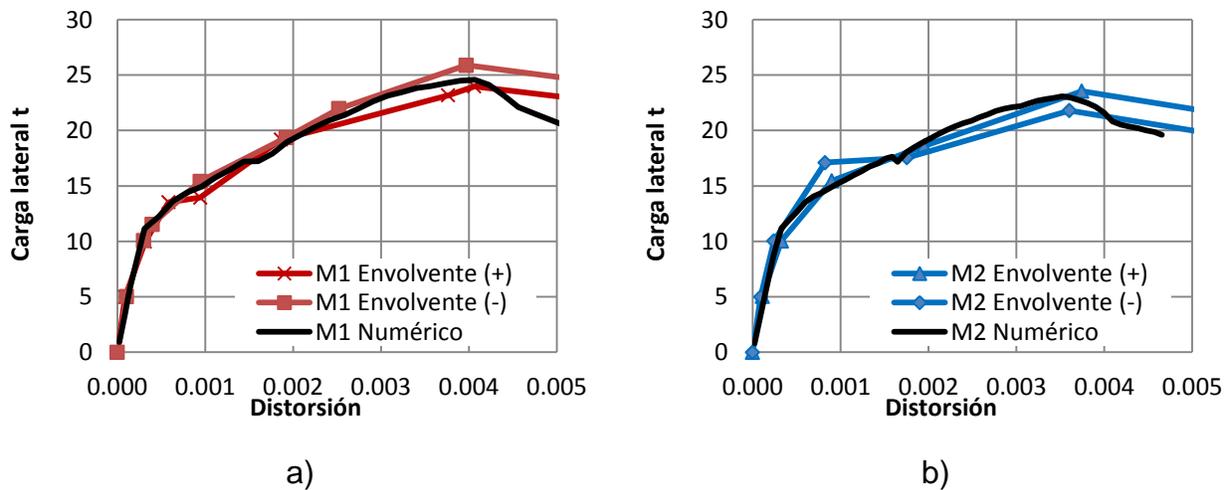


Figura 65. Resultados experimentales y numérico para el muro a carga lateral; a) Muro M1 en base rígida, b) Muro M2 en base flexible.

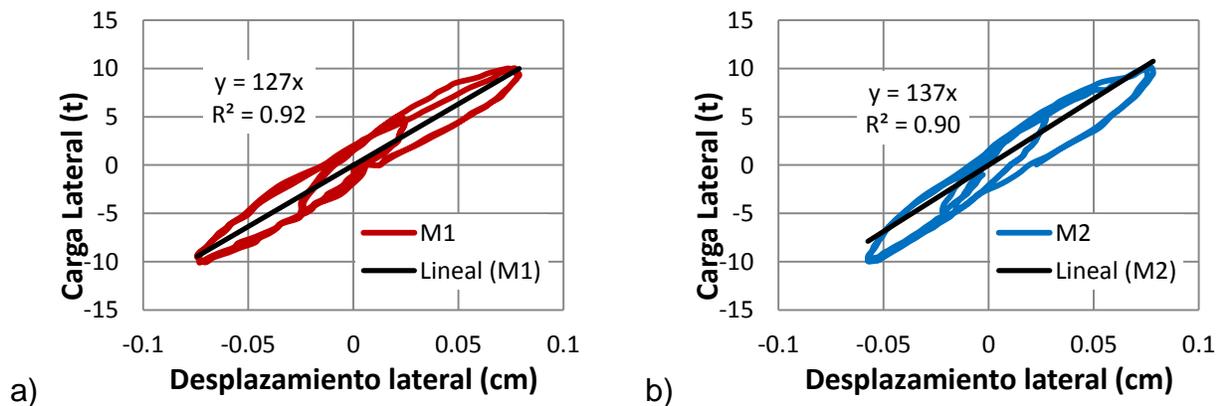
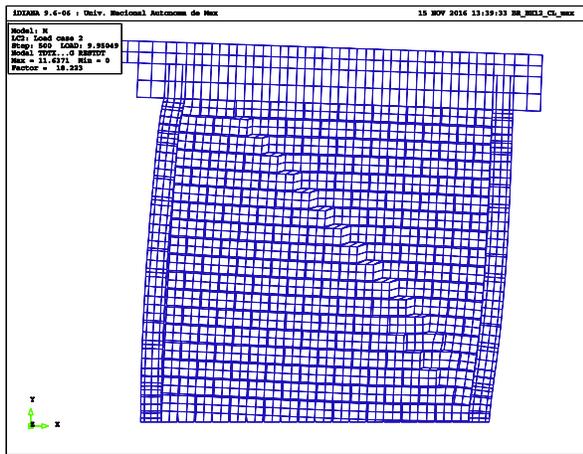


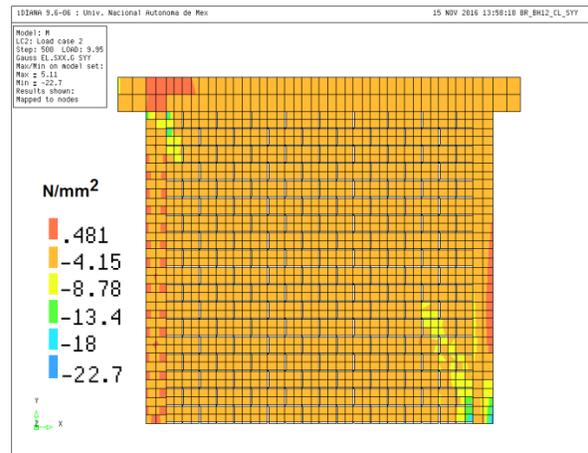
Figura 66. Rigidez lateral inicial; a) Muro M1, b) Muro M2.

Tabla 13. Rigidez y principales eventos registrados en muros a carga lateral.

	$K_0$	$\gamma_{cr}$	$V_{cr}$	$\gamma_p$	$V_p$	$\gamma_y$	$V_y$
M1 (exp)	127	0.00050	12.5	0.0041	25.0	0.0039	24.6
M1 (num)	165	0.00031	11.1	0.0041	24.6	0.0042	24.1
Diferencia:	30%	-38%	-11%	0%	-2%	8%	-2%
M2 (exp)	137	0.00050	13.9	0.0037	22.7	0.0044	22.2
M2 (num)	145	0.00033	11.2	0.0035	23.1	0.0038	22.5
Diferencia:	6%	-34%	-19%	-5%	2%	-14%	1%

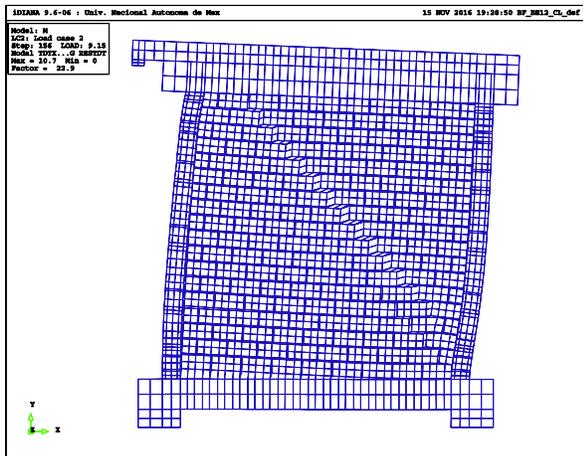


a)

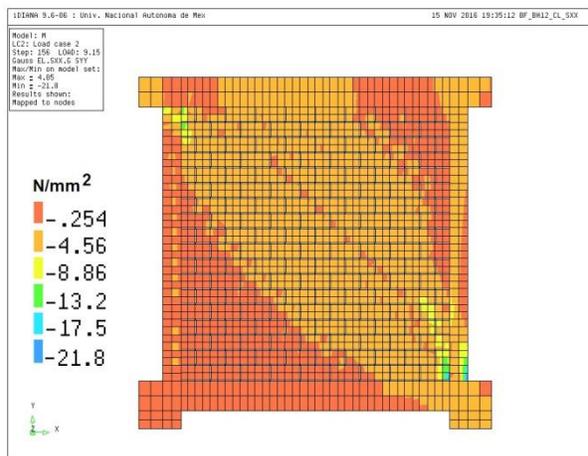


b)

Figura 67. Resultados numéricos del muro M1 a la carga máxima; a) Deformada, b) esfuerzos verticales.



a)



b)

Figura 68. Resultados numéricos del muro M2 a la carga máxima; a) Deformada, b) esfuerzos verticales.

## 5.4 Conclusiones del capítulo

El modelo de interfaz compuesto dio buenos resultados para la modelación de muros de mampostería confinada sometidos a carga vertical y lateral. Para incluir la falla por tensión diagonal fue necesario incluir el modelo de agrietamiento distribuido en el tabique utilizando el modelo de material *Rankine*.

Fue posible determinar con buena aproximación la carga y el desplazamiento al agrietamiento para muros sometidos a carga vertical (M3 y M4) con errores menores al 6% en cuanto a la carga estimada y menores al 10% en cuanto al desplazamiento estimado. El agrietamiento se detectó numéricamente cuando se alcanzó la resistencia a compresión en el interfaz muro-viga. Los mayores esfuerzos de compresión se ubicaron en los bordes del muro.

Se realizó la modelación de los muros a carga lateral M1 (base rígida) y M2 (base flexible), en ambos casos se observa que la curva carga lateral-distorsión obtenida numéricamente es muy parecida a las curvas obtenidas experimentalmente. El modelo numérico al igual que el resultado experimental mostró que el primer agrietamiento se presenta por tensión en la junta horizontal, luego se presenta pérdida de rigidez hasta llegar a la carga máxima. La carga máxima estimada numéricamente tuvo un error despreciable del 2% en ambos modelos y un error de -5% en la estimación para el muro en base flexible, mientras que para el muro en base rígida no hubo error en la estimación de la distorsión a la carga máxima al obtener una distorsión de 0.0041 tanto en el modelo numérico y experimental.

También se obtuvieron errores muy pequeños en la estimación de la carga en que ocurre la fluencia del acero longitudinal ( $V_y$ ) en los castillos (errores menores al 2%). Esto indica que la estrategia de modelación utilizada es correcta para representar la mampostería y los castillos de concreto reforzado, por lo tanto este modelo se puede utilizar para estudiar diferentes geometrías que no se pudieron estudiar experimentalmente.

## 6 CAPÍTULO VI. ANÁLISIS PARAMÉTRICO

El análisis paramétrico considera dos tipos de carga sobre el muro: muros a carga vertical y muros a carga vertical y lateral. Con el objetivo de obtener la variación del esfuerzo máximo vertical a compresión  $\sigma_p$  debido a diferentes condiciones geométricas y de rigidez relativa entre el muro y la viga de apoyo, se realizaron distintos análisis no lineales con el programa de elementos finitos DIANA 9.6. Dicho modelo se validó con resultados experimentales lo cual se presentó en el capítulo anterior.

### 6.1 Geometrías estudiadas

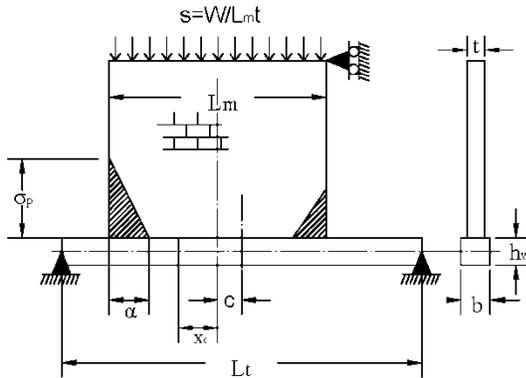
Los casos de estudio consideran como variable la posición y longitud del muro respecto al elemento de apoyo, además se consideró la variación de la rigidez relativa muro-viga con el parámetro  $K$ . En la Figura 69 se muestran las variables utilizadas para definir la geometría del muro, la definición de algunas variables ya se habían mencionado en la Figura 60 por eso no se repiten. La longitud relativa entre el muro y la viga se considera con la relación  $L_m/L_t$ . La posición relativa del muro y la viga se considera con la relación  $c/c_{max}$ , donde  $c_{max}$  es el valor de  $c$  cuando el muro se encuentra en el borde de la viga.

Para el análisis paramétrico se consideró que la longitud del muro se mantiene constante, por lo tanto  $L_m/L_t$  se varió con la longitud de la viga. El análisis paramétrico considera 4 relaciones  $L_m/L_t=1, 2/3, 1/2$  y  $1/3$ . En total se estudiaron 10 posibles geometrías, las cuales se resumen en la Figura 70.

Las posiciones normalizadas utilizadas fueron  $c/c_{max}= 0, 0.5$  y  $1$ , el primer caso corresponde a la geometría cuando el muro está al centro de la viga y el último caso cuando el extremo del muro coincide con el borde de la viga. El caso adicional es un caso intermedio entre los dos anteriores.

Se utilizaron 5 diferentes valores de  $K= 2, 4, 6, 8$  y  $10$ . Los valores de  $K$  representan una amplio rango de rigideces relativas entre muro y viga, incluyendo los casos de valor práctico. Los valores altos de  $K$  corresponden a vigas flexibles y viceversa. El valor de  $K$  se varió con la altura de la viga  $h_v$  utilizando la Ec. 54 la cual resulta de despejar la altura de la viga de la Ec. 2 para una sección rectangular. El espesor de los muros ( $t$ ) y el ancho de la viga ( $b$ ) se fijó en 12 cm. En el análisis paramétrico se utilizó mampostería BH12, las propiedades de los materiales ya se mencionaron en el capítulo anterior. El módulo de elasticidad de la mampostería  $E_m$  se fijó en 78,270 kg/cm<sup>2</sup> correspondiente a mampostería BH12 (Tabla 8). Se tomó un módulo de elasticidad del concreto de  $E_c=134,222$  kg/cm<sup>2</sup> correspondiente al valor promedio de los ensayos de cilindros a compresión (Tabla 9).

$$h_v = \sqrt[3]{\frac{12E_m t L_t^3}{K^4 E_c b}} \quad (54)$$



$L_m$  Longitud del muro  
 $L_t$  Longitud de la viga  
 $c$  Distancia entre el centro del muro y el centro de la viga  
 $\sigma_p$  Esfuerzo a compresión máximo  
 $c_{max} = \frac{L_t - L_m}{2}$

Figura 69. Variables utilizadas para el análisis paramétrico.

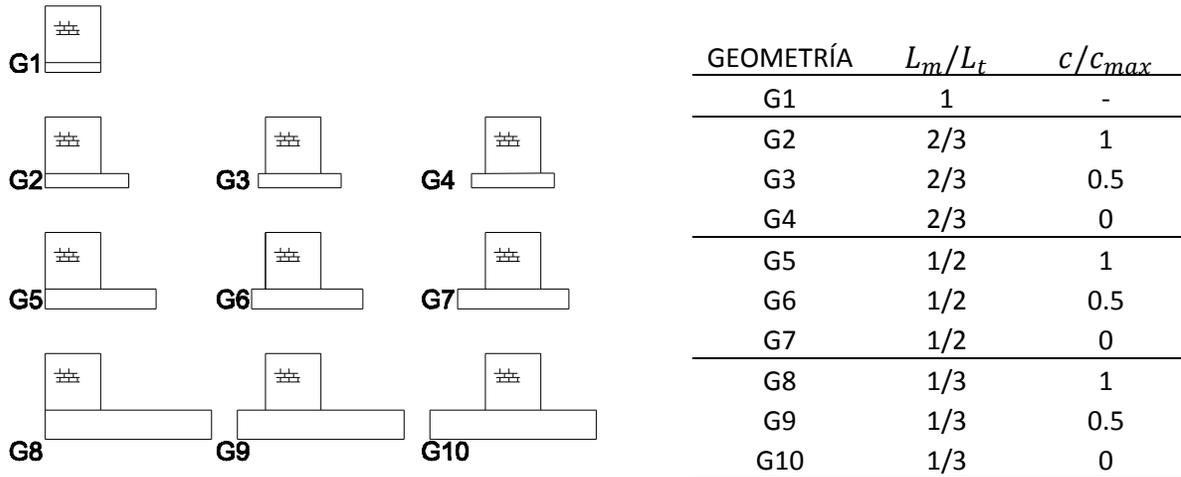


Figura 70. Geometrías estudiadas en el análisis paramétrico.

## 6.2 Condiciones de frontera

La viga se encuentra apoyada con articulación en sus extremos. El extremo superior del muro se restringió a desplazamiento lateral (Figura 69). Esta condición es para tomar en cuenta que el muro forma parte de una estructura y que en caso de que este intente desplazarse lateralmente por efecto del desplazamiento vertical de la viga, este desplazamiento se ve impedido por el resto de la estructura sobre el muro. En caso de dejar al muro libre en su extremo superior genera una rotación de cuerpo rígido del muro que se juzgó como poco representativa de la realidad.

## 6.3 Resultados

### 6.3.1 Carga vertical

El análisis paramétrico permitió conocer la concentración de esfuerzos en los bordes del muro. Para cada caso se obtuvo el esfuerzo normal máximo a compresión  $\sigma_p$  y el valor de  $\eta$  el cual representa la fracción de la carga total a compresión en la longitud  $\alpha$  (Figura 71a). El esfuerzo  $\sigma_p$  se puede determinar como un factor por el esfuerzo vertical sobre el muro. Para considerar lo anterior se obtuvo el factor de concentración de esfuerzos normales a compresión  $Fce$  como se muestra en la Ec. 55. El valor de  $\alpha/L_m$  se obtiene con la Ec. 56, dicha ecuación se obtuvo de considerar una distribución triangular de los esfuerzos a compresión. En la Tabla 14 se muestra un resumen de los  $Fce$  obtenidos para cada caso de estudio, en la Figura 72 se muestran gráficamente dichos valores. En la Tabla 15 se muestra un resumen de los valores de  $\eta$  obtenidos para cada caso de estudio, en la Figura 73 se muestran gráficamente dichos valores.

Del análisis de datos se determinó que el  $Fce$  puede ser calculado con dos ecuaciones (Ec. 57), la primera ecuación para la geometría G1, mientras que la segunda ecuación incluye el resto de los casos. La Ec. 57 se determinó un ajuste de los datos por mínimos cuadrados. Se observó que  $Fce$  varía linealmente con  $K$  y con  $L_m/L_t$  y que varía de manera cuadrática con  $c/c_{max}$ . Los parámetros que definen a la Ec. 57.2 están definidos con las Ecs. 58-61. Se puede considerar que el muro está sobre viga rígida para un  $K = 2$ , sin embargo se observa que aun para estos valores el  $Fce$  es mayor que 1 (Tabla 14), esto se debe a que aún para vigas muy peraltadas existe una concentración de esfuerzos debido a que la rigidez axial es mayor cerca de los apoyos de la viga. El efecto anterior se describe con las desigualdades existentes en la Ec. 57, se observa que el mínimo valor que se puede tomar de  $Fce$  es igual a 1.2 para la Ec. 57.1 y que varía linealmente con  $c/c_{max}$  para la Ec. 57.2.

En la Figura 74 se muestran los valores de  $Fce$  estimados con la Ec. 57. Los mayores factores de concentración de esfuerzos  $Fce$  son para  $c/c_{max} = 0.5$ , lo cual corresponde a las geometrías G3, G6 y G9.

Se observó que el valor de  $\eta$  varía de manera cuadrática con  $c/c_{max}$  y con  $K$ , el valor de  $\eta$  se obtiene con la Ec. 62. Los parámetros que definen a la anterior ecuación se definen en las Ecs. 63 y 64. En la Figura 75 se muestran los valores estimados.

$$Fce = \frac{\sigma_p}{S} \quad (55)$$

$$\frac{\alpha}{L_m} = \frac{2\eta}{Fce} \quad (56)$$

$$Fce = \begin{cases} 0.87K - 0.47 \geq 1.2, & \frac{L_m}{L_t} = 1 \\ \left[ m_1 \left( \frac{L_m}{L_t} \right) + b_1 \right] K + m_2 \left( \frac{L_m}{L_t} \right) + b_2 \geq -0.4 \frac{c}{c_{max}} + 1.6, & \frac{L_m}{L_t} \neq 1 \end{cases} \quad (57)$$

$$m_1 = -4.57 \left( \frac{c}{c_{max}} - 0.657 \right)^2 + 2.57 \quad (58)$$

$$m_2 = 32.7 \left( \frac{c}{c_{max}} - 0.595 \right)^2 - 9.7 \quad (59)$$

$$b_1 = -7.47 \left( \frac{c}{c_{max}} - 0.424 \right)^2 + 2.65 \quad (60)$$

$$b_2 = 21.92 \left( \frac{c}{c_{max}} - 0.426 \right)^2 - 7.25 \quad (61)$$

$$\eta = -k \left( \frac{c}{c_{max}} - 1 \right)^2 + v \quad (62)$$

$$k = -0.0041(K - 9.804)^2 + 0.485 \quad (63)$$

$$v = -0.0041(K - 9.804)^2 + 0.985 \quad (64)$$

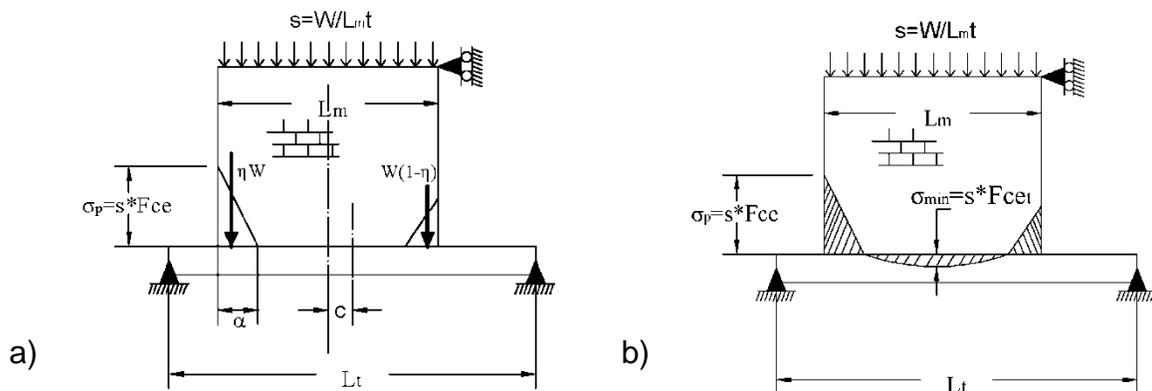


Figura 71. a) Distribución de cargas, b) Distribución esfuerzos de compresión y tensión.

Tabla 14. Valores del  $Fce$  obtenidos del análisis paramétrico

Geometría	$L_m/L_t$	$c/c_{max}$	$K$				
			2	4	6	8	10
G1	1	0	1.2	2.9	4.8	6.9	8.0
G2		1	1.3	3.2	6.2	9.4	12.4
G3	2/3	0.5	1.5	4.4	10.4	20.2	29.1
G4		0	1.6	4.1	8.8	11.8	14.4
G5		1	1.2	2.6	5.1	7.3	9.7
G6	1/2	0.5	1.5	4.5	10.2	20.5	27.5
G7		0	1.6	3.8	8.2	10.8	13.7
G8		1	1.3	1.9	3.6	5.4	7.1
G9	1/3	0.5	1.5	3.9	8.9	17.2	23.6
G10		0	1.6	3.1	6.7	8.7	12.4

Tabla 15. Valores de  $\eta$  obtenidos del análisis paramétrico

Geometría	$L_m/L_t$	$c/c_{max}$	$K$				
			2	4	6	8	10
G1	<b>1</b>	<b>0</b>	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
G2	<b>2/3</b>	<b>1</b>	0.66	0.78	0.89	0.95	0.97
G3		<b>0.5</b>	0.58	0.66	0.76	0.87	0.92
G4		<b>0</b>	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
G5	<b>1/2</b>	<b>1</b>	0.74	0.85	0.94	0.98	0.99
G6		<b>0.5</b>	0.63	0.71	0.82	0.89	0.89
G7		<b>0</b>	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
G8	<b>1/3</b>	<b>1</b>	0.81	0.89	0.96	0.98	0.99
G9		<b>0.5</b>	0.67	0.74	0.83	0.85	0.85
G10		<b>0</b>	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50

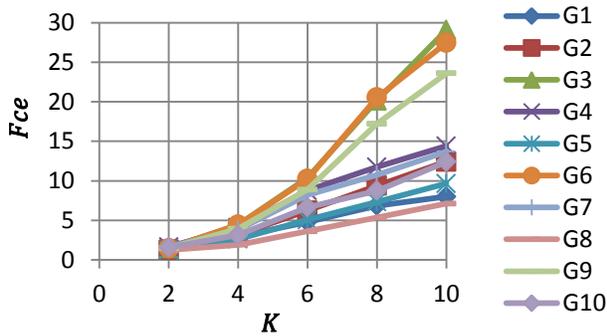


Figura 72. Variación del  $Fce_{min}^n$  con  $K$  para distintas geometrías, resultados del análisis.

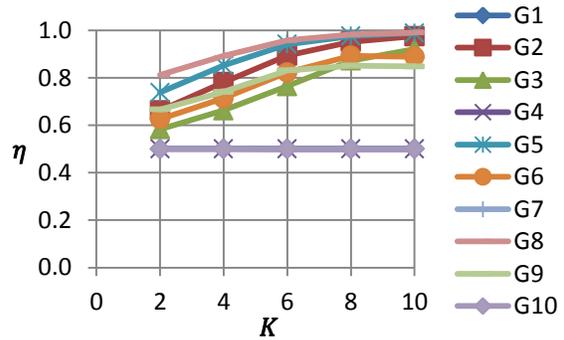


Figura 73. Variación de  $\eta$  con  $K$  para distintas geometrías, resultados del análisis.

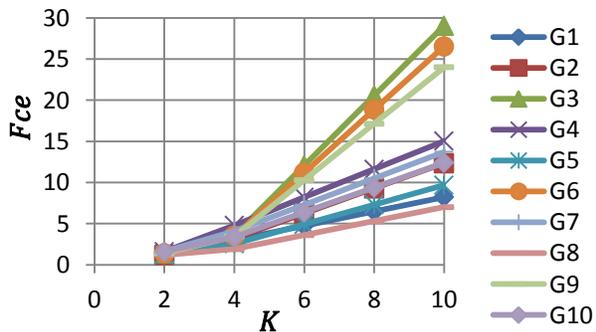


Figura 74. Variación del  $Fce_{min}^n$  con  $K$  para distintas geometrías, Ec. 57.

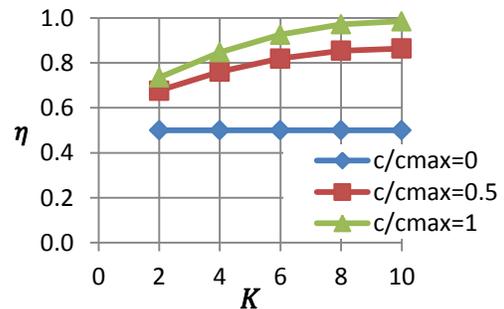


Figura 75. Variación de  $\eta$  con  $K$  para distintas geometrías, Ec. 62.

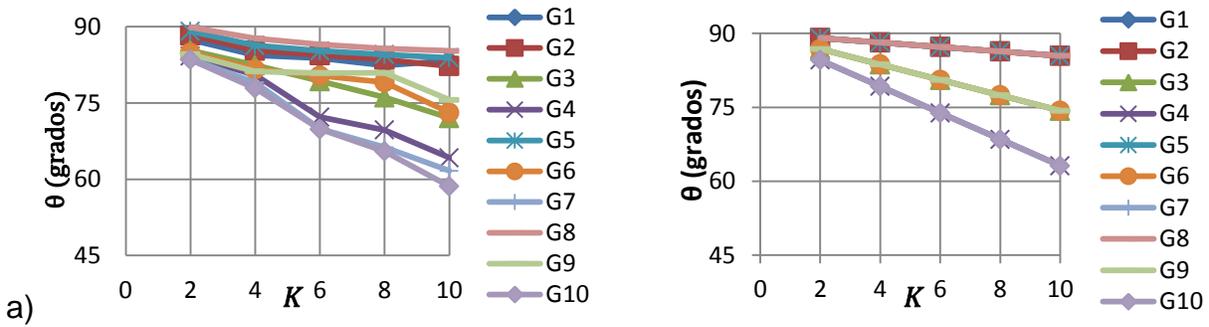


Figura 76. Variación de  $\theta$  con  $K$  para distintas geometrías; a) Resultados del análisis, b) Valores estimados con la Ec. 66.

Se obtuvo la relación de esfuerzo normal máximo  $\sigma_p$  entre esfuerzo cortante que corresponde para el mismo elemento en la interfaz muro-viga. Esto se realizó con el fin de tomar en cuenta en el diseño que la resistencia a compresión de la mampostería se ve afectada por el nivel de cortante. El valor del ángulo  $\theta$  se obtuvo con la Ec. 65, la definición del ángulo  $\theta$  se dio en la sección 3.2.4. La Ec. 65 se obtuvo de dividir la Ec. 48 entre la Ec. 49 y despejar el valor de  $\theta$ . En la Figura 76a se muestra los valores de  $\theta$  obtenidos para diferentes geometrías. De esta gráfica se observa que  $\theta$  varía principalmente con  $K$  y con  $c/c_{max}$ . La Ec. 66 se obtuvo de un ajuste por mínimos cuadrados de los valores obtenidos del análisis. En la Figura 76b se observan los valores estimados con la Ec. 66, los cuales muestran una buena aproximación.

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\sigma_p}{\tau} \quad (65)$$

$$\theta = \left[ 2.235 \left( \frac{c}{c_{max}} \right) - 2.688 \right] K + 90 \quad (66)$$

De los resultados obtenidos en el análisis paramétrico se observó que además de la concentración de esfuerzos en los bordes del muro también es importante tomar en cuenta a que nivel de carga se presenta el agrietamiento por tensión en la interfaz muro-viga. Para considerar lo anterior se obtuvo el factor de concentración de esfuerzos normales a tensión  $Fce_t$  el cual se define con la Ec. 67, donde  $\sigma_{min}$  es el esfuerzo máximo que se presenta en la interfaz muro viga. En la Figura 71b se observa que solo para vigas flexibles el esfuerzo  $\sigma_{min}$  resulta en un esfuerzo de tensión.

En la Figura 77a se muestra la variación del  $Fce_t$  con la rigidez relativa  $K$  para cada geometría estudiada. Se observa que para valores de  $K = 2$  y  $K = 4$  no se presentan esfuerzos de tensión en la interfaz ya que el  $Fce_t$  es negativo. Se realizó una regresión lineal para estos valores de  $K$  dando la Ec. 68, de dicha ecuación se despejó  $K$  para conocer el valor de  $K$  cuando el  $Fce_t = 0$  dando un valor de  $K = 4.8$ . Se realizaron

regresiones lineales para obtener una ecuación que represente el valor de  $Fce_t$  para valores de  $K \geq 4.8$ , con esto se llegó a la Ec. 69.2 la cual depende de  $c/c_{max}$  y del parámetro  $a_1$  definido en la Ec. 70, el cual varía con el valor de  $K$  y  $L/L_m$  del muro a considerar. El valor de  $Fce_t$  para la geometría G1 se obtiene directamente de la Ec. 69.1. En la Figura 77b se muestran los  $Fce_t$  obtenidos con la Ec. 69 la cual considera todos los casos estudiados. Dicha ecuación se divide en tres casos, tal y como se explicó anteriormente.

La mayor concentración de esfuerzos a tensión de  $Fce_t$  se presenta para  $c/c_{max} = 0$  siendo mayor la concentración de esfuerzos a medida que disminuye  $L_m/L_t$ , como se observa en la Figura 77 la mayor concentración de esfuerzos se presenta para la geometría G10 y le sigue la geometría G7.

$$Fce_t = \frac{\sigma_{min}}{s} \quad (67)$$

$$Fce_t = 0.3K - 1.43 \quad (68)$$

Tabla 16. Valores del  $Fce_t$  obtenidos del análisis paramétrico

Geometria	$Lm/LT$	$c/c_{max}$	$K$				
			2	4	6	8	10
G1	<b>1</b>	<b>1</b>	-0.81	-0.16	0.06	0.09	0.12
G2		<b>1</b>	-0.86	-0.18	0.22	0.29	0.25
G3	<b>2/3</b>	<b>0.5</b>	-0.81	-0.12	0.44	0.62	1.08
G4		<b>0</b>	-0.79	-0.10	0.55	0.87	1.56
G5		<b>1</b>	-0.92	-0.28	0.15	0.23	0.20
G6	<b>1/2</b>	<b>0.5</b>	-0.83	-0.18	0.55	0.83	1.46
G7		<b>0</b>	-0.81	-0.19	0.77	1.37	2.10
G8		<b>1</b>	-0.76	-0.39	0.14	0.27	0.25
G9	<b>1/3</b>	<b>0.5</b>	-0.85	-0.27	0.55	1.14	1.60
G10		<b>0</b>	-0.83	-0.40	0.62	1.80	2.61

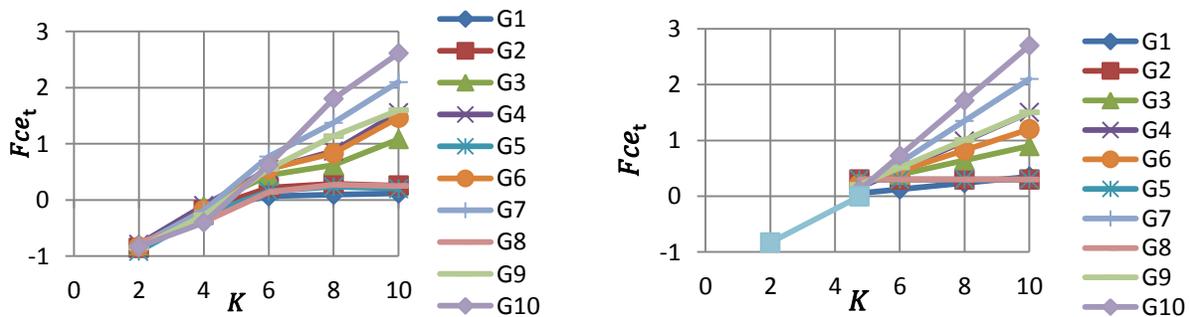


Figura 77. Valores del  $Fce_t$ ; a) obtenidos del análisis paramétrico, b) Ec. 69.

$$Fce_t = \begin{cases} 0.013K - 0.01, & \frac{L_m}{L_t} = 1 \\ a_1 \left( \frac{c}{c_{max}} - 1 \right) + 0.3, & K > 4.8 \\ 0.3K - 1.43, & K \leq 4.8 \end{cases} \quad (69)$$

$$a_1 = (0.71K - 3.5) \left( \frac{L_m}{L_t} \right) - 0.73K + 3.7 \quad (70)$$

### 6.3.2 Carga lateral

En este caso, el enfoque principal es determinar la rigidez a flexión relativa entre el muro y la viga tal que el muro se comporte como si estuviese empotrado a lo largo de su base. Para tal efecto se considera que el muro tiene un comportamiento similar cuando se obtiene una relación de resistencias de cortante máximas igual al 80% para la misma distorsión lateral a la que ocurriría la carga máxima si el muro se encuentra empotrado en su base.

Se estudiaron muros de mampostería confinada con castillos, las dimensiones del muro son iguales a las utilizadas en los estudios experimentales. Para este estudio se consideró que  $L_m$  es la distancia a ejes de los castillos. Todos los muros se evaluaron para una carga vertical que genera un esfuerzo promedio de  $5 \text{ kg/cm}^2$  en la sección transversal del muro incluyendo los castillos. Primero se aplicó la carga vertical con una restricción lateral (en la viga superior de carga) para impedir una rotación de cuerpo rígido en la parte superior del muro (Figura 78a). Partiendo de la configuración deformada por carga vertical se procedió a aplicar un desplazamiento incremental en la viga superior de carga (Figura 78b). Se estudiaron las mismas geometrías que para muros a carga vertical. En la Figura 78c y d se muestra un ejemplo de las condiciones de apoyo y de carga utilizado en el análisis paramétrico además se puede apreciar la geometría utilizada, en dicha figura se presenta la geometría G3. Tanto la viga de desplante como los elementos confinantes se consideraron elásticos para no tener más variables que modifique el comportamiento del muro.

Del análisis paramétrico se pudo observar que para  $L_m/L_t=1$  es recomendable utilizar valores de  $K \leq 10$ , siendo esta geometría la que permite utilizar los valores más grandes de  $K$ . Para muros que se encuentran apoyados dentro de la viga ( $0 \leq c/c_{max} < 1$ ) es recomendable utilizar valores de  $K \leq 6$ . La geometría más desfavorable resultó para muros con un extremo en un apoyo ( $c/c_{max}=1$ ) requiriendo una  $K \leq 4$ , dichos muros corresponden a la Geometría G2, G5 y G8.

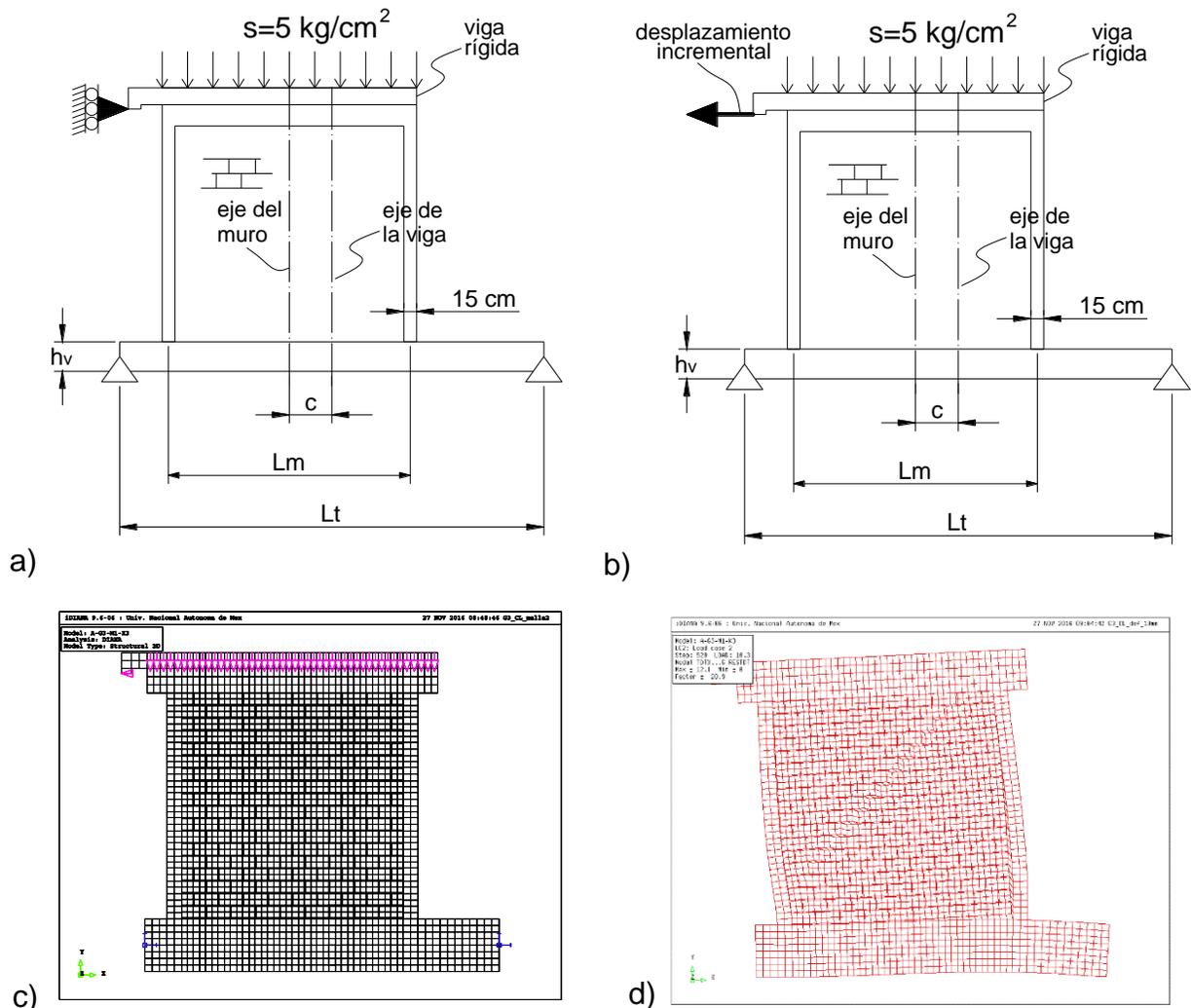


Figura 78. Modelo numérico de muro sobre viga; a) y b) Cargas aplicadas, c) Discretización, d) Deformada.

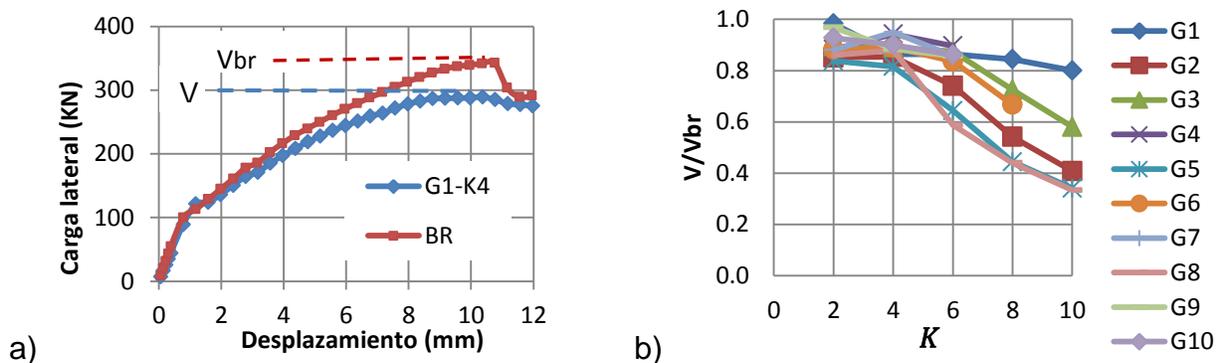


Figura 79. Resultados del análisis a carga lateral; a) Obtención de  $V/V_{br}$ , b) Variación de  $V/V_{br}$  con  $K$  para diferentes geometrías.

## 6.4 Procedimiento de diseño de muros sobre vigas

Los procedimientos de diseño que se mencionan a continuación se obtuvieron como resultado del análisis paramétrico desarrollado en esta investigación. Los análisis realizados a carga vertical y lateral son para muros de un panel desplantados sobre vigas elásticas. Para el diseño de la viga de concreto se debe asegurar que la viga permanezca elástica antes de que se presente el aplastamiento de la mampostería.

Otro aspecto a considerar es el hecho de que en el análisis paramétrico se considera que existe una restricción lateral en la parte superior del muro, el cual tiene la función de que el muro no presente rotación de cuerpo rígido. Esta restricción provoca que exista una mayor concentración de esfuerzos en el borde más cercano al apoyo; por lo tanto esta hipótesis queda del lado de la seguridad en lo que respecta al diseño por concentración de esfuerzos. Sin embargo para el caso en el que el muro no cuente con elementos que restrinjan al muro por desplazamientos laterales, las flechas obtenidas por carga vertical serían mayores para geometrías en las que el eje del muro no coincide con el eje de la viga. Por lo tanto para el caso en que se presente una rotación de cuerpo rígido en la parte superior del muro será necesario conocer la distribución de la carga vertical que baja por el muro.

El procedimiento de diseño por carga vertical consiste en verificar que el esfuerzo de compresión en la mampostería y la resistencia a tensión en la interfaz muro-viga no excedan los límites permisibles. Para poder evaluar lo anterior se obtuvieron del análisis paramétrico los Factores de concentración de esfuerzo (Ecs. 57 y 69) para evaluar los esfuerzos máximos que se pudieran presentar dependiendo de la carga sobre el muro ( $s$ ), la rigidez relativa muro-viga ( $K$ ), la longitud relativa ( $L_m/L_t$ ) y la posición relativa del muro y la viga ( $c/c_{max}$ ). La viga de concreto reforzado que sostiene al muro se diseña con dos cargas concentradas cerca de los bordes del muro. Se considera que la carga vertical que baja por el muro tiene una distribución triangular con un esfuerzo máximo en el borde del muro, como se explicó anteriormente dicha distribución tiene una longitud de contacto  $\alpha$  (Ec. (56) para el borde en que se presenta el esfuerzo máximo. Se revisará también que la deflexión máxima en la viga no exceda el valor límite permitido por la reglamentación vigente.

El procedimiento de diseño por carga lateral consiste en determinar la rigidez a flexión relativa entre el muro y la viga tal que el muro se comporte como si estuviese empotrado a lo largo de su base ( $K_{min}$ ). Por lo tanto este estudio se limita a dar la rigidez a flexión mínima necesaria para que el muro sobre base flexible presente por lo menos el 80% de la carga máxima de un muro con las mismas características pero desplantado sobre base rígida.

### 6.4.1 Consideraciones generales de diseño

Este procedimiento de diseño es aplicable para muros de mampostería confinada desplantados sobre vigas de concreto reforzado que cumplan con una relación de aspecto  $H/L_t \geq 0.6$ . Los muros estarán cargados en su parte superior con carga uniformemente repartida, dicha carga es la suma de la carga viva más la carga muerta de diseño. Dicha carga provoca un esfuerzo promedio en el muro igual a  $s$ .

El peralte mínimo de la viga de desplante se limita a  $h_v \geq L_t/14$  para vigas de sección rectangular. En ningún caso  $h_v$  será menor a 25 cm. La deflexión máxima permitida en la viga será de  $L_t/480$ . Se colocará refuerzo longitudinal simétrico en lecho inferior y superior de la viga. Se tomará un factor de reducción del esfuerzo máximo resistente de  $F_R=0.6$ .

### 6.4.2 Diseño por carga vertical

Se verificará que el esfuerzo normal de compresión máximo ( $\sigma_p = sFce$ ) que se desarrolla en la parte cercana a los extremos del muro no exceda el esfuerzo máximo resistente de compresión en la mampostería multiplicado por  $F_R$  (Ec. 71). La resistencia a compresión que se tomará será  $f_m^\theta$ , el valor de  $\theta$  para el cual se evalúa la resistencia a compresión será el definido en la Ec. 66. El  $Fce$  se obtiene de la Ec. 57.

$$sFce \leq F_R f_m^\theta \quad (71)$$

Se verificará que el esfuerzo de tensión  $f_t$  que se pudiera desarrollar en la interfaz muro-viga no supere la resistencia a tensión. Para tal efecto se tiene que cumplir la Ec. 72. El  $Fce_t$  se obtiene con la Ec. 69.

$$sFce_t \leq F_R f_t \quad (72)$$

Para el diseño de la viga se supone que los esfuerzos normales que se presentan en la parte superior de la viga cercana a los extremos del muro se sustituyen por dos cargas concentradas (Figura 71a). Para conocer el valor de las cargas concentradas de diseño y su posición relativa al muro es necesario obtener el valor de  $\eta$  y de  $\alpha/L_m$ , lo cual se obtiene con las Ecs. 62 y 56 respectivamente. Se verifica que el cortante y momento desarrollado por dichas fuerzas concentradas sea menor al cortante y momento resistente de diseño de la viga.

### 6.4.3 Diseño por carga lateral

La rigidez relativa mínima necesaria en un muro desplantado sobre viga ( $K_{min}$ ) deberá ser por lo menos lo que indica la Ec. 73. Si se cumple la ecuación anterior, la resistencia a carga lateral será del 80% de la carga esperada si el muro se empotrara en su base.

$$K_{min} = \begin{cases} 10, & L_m/L_t = 1 \\ 6, & 0 \leq c/c_{max} < 1 \\ 4, & c/c_{max} = 1 \end{cases} \quad (73)$$

## 6.5 Ejemplo de diseño

### 6.5.1 Ejemplo 1

En la Figura 80 se muestra un muro de mampostería confinada el cual se desea utilizar para soportar cargas verticales y cargas laterales. Se va a utilizar mampostería de tabique recocido con las siguientes propiedades:  $f_m = 45 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E_m = 11,000 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_t = 2 \text{ kg/cm}^2$ . El concreto utilizado será de  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$  y  $E_c = 14,000\sqrt{f'_c}$ . Se utilizará varilla de  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ . Se pide encontrar lo siguiente: Diseñar la viga de apoyo por carga vertical y verificar que las dimensiones de la viga son adecuadas para un posible diseño por carga lateral.

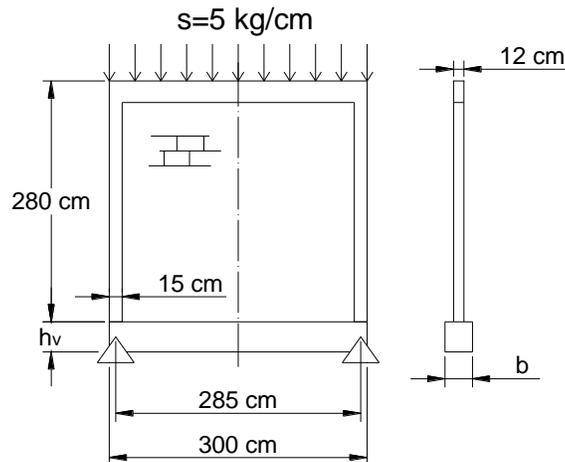


Figura 80. Muro desplantado sobre viga de concreto reforzado.

Para el diseño de la viga se supone que la viga recibe la carga del muro con dos fuerzas concentradas  $P$  (Figura 81); como la posición relativa del eje del muro y el eje de la viga coinciden, el valor de  $\eta=0.5$ . Este valor de  $\eta$  se puede calcular también con la

Ec. 62. Debido a que esta viga se desea utilizar para resistir cargas laterales en el muro de mampostería, se va a utilizar una rigidez mínima a flexión relativa muro-viga utilizando la Ec. 73, lo que da una  $K_{min} = 10$  para  $L_m/L_t = 1$ . Se propone un valor inicial de diseño de  $K = 6$ . Los valores iniciales de diseño son:  $K = 6$  y  $L_m/L_t = 1$ .

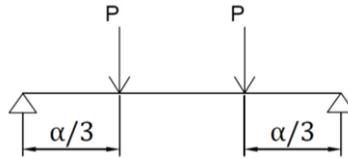


Figura 81. Modelo simplificado donde se muestra la viga de desplante.

Se calcula el factor de concentración de esfuerzos con la Ec. 57 para  $L_m/L_t = 1$ . Resulta un  $Fce = 4.8$ .

$$Fce = 0.87K - 0.47 = 4.8$$

Se calcula el valor de  $\alpha$  con la Ec. 56, lo cual da un valor de  $\alpha = 59 \text{ cm}$ .

$$\frac{\alpha}{L_m} = \frac{2\eta}{Fce}$$

$$\frac{\alpha}{L_m} = \frac{2(0.5)}{4.8} = 0.208$$

$$\alpha = 59 \text{ cm}$$

El valor de  $\theta$  se calcula con la Ec. 66; como  $L_m/L_t = 1$  se usa un  $c/c_{max} = 1$ , dando un valor de  $\theta = 88^\circ$ . Por lo tanto se debe calcular la resistencia a compresión de la mampostería con un ángulo de  $88^\circ$  respecto a las juntas. Como  $\theta$  es aproximadamente  $90^\circ$  se tomará que  $f_m^\theta = f_m$ . Se evalúa con la Ec. 71 para revisar si pasa por esfuerzos máximos de compresión. Sustituyendo los valores se verifica que sí pasa por esfuerzos máximos de compresión por lo que se considera que el valor de  $K$  es aceptable.

$$sFce \leq F_R f_m^\theta$$

$$(5 \text{ kg/cm}^2)(4.8) \leq 0.6(45 \text{ kg/cm}^2)$$

$$24 \text{ kg/cm}^2 \leq 27 \text{ kg/cm}^2$$

Se verifica con la Ec. 72 el esfuerzo de tensión máximo. Para lograr lo anterior es necesario conocer el factor  $Fce_t$  con la Ec. 69 para  $L_m/L_t = 1$ . El  $Fce_t$  obtenido es 0.07. Al evaluar el valor de  $Fce_t$  con la Ec. 72 se verifica que también pasa dicha revisión.

$$Fce_t = 0.013K - 0.01 = 0.07$$

$$sFce_t \leq F_R f_t$$

$$(5kg/cm^2)(0.07) \leq 0.6(2kg/cm^2)$$

$$0.35 kg/cm^2 \leq 1.2 kg/cm^2$$

Ya que se verifica que el valor de  $K = 6$  es aceptable para resistir la carga vertical de diseño se procede a dimensionar la viga de desplante con la Ec. 54. Proponiendo un valor de  $b=20$  cm se obtiene un peralte de viga de  $h_v = 18$  cm. Sin embargo se tiene la limitación de  $h_v \geq L_v/14=20$  cm y que en ningún caso será menor a 25 cm. Por lo tanto el peralte de la viga será de  $h_v = 25$  cm.

$$h_v = \sqrt[3]{\frac{12E_m t L_t^3}{K^4 E_c b}} = 18 \text{ cm}$$

Ahora es posible diseñar la viga de desplante. Se diseña con el reglamento NTCC (2004). Se calcula la carga concentrada  $P$  (Figura 81). La carga total que baja del muro es de  $W = sLt = 18 t$ . La carga concentrada  $P = \eta W = 9 t$ . El momento de diseño para este caso sería  $M = 1.8 t^*m$ . Se proponen 2 varillas del No. 4 con un peralte efectivo  $d=22$  cm,  $f_c^* = 0.8f_c'$  y  $f_c'' = 0.85f_c^*$ . Se verifica que el momento en la viga  $M < M_R$ .

$$M = P \frac{\alpha}{3} = (9 t) \left( \frac{0.59m}{3} \right) = 1.8 t^*m$$

$$M_R = 0.9bd^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f_c''} \quad \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$M_R = 2 t^*m$$

Se diseñará para un cortante  $V_u = P = 9 t$ . La fuerza cortante que puede tomar el concreto es  $V_{CR} = 1.7 t$ , debido a que la fuerza cortante es mayor que  $V_{CR}$  será necesario reforzar con estribos, la fuerza cortante que debe tomar el acero es  $V_{SR} = V_u - V_{CR} = 7.3 t$ . Se proponen estribos cuadrados con varilla No. 3. Se obtiene del diseño una separación de estribos  $s = 23$  cm, sin embargo por reglamento se tomará una separación mínima de  $s = d/2 = 12$  cm.

$$V_{CR} = 0.8 * bd(0.2 + 20 \rho) \sqrt{f_c^*} = 1.7 t$$

$$s = \frac{0.8A_v f_y d (\sin 45 + \cos 45)}{V_{SR}}$$

Del diseño de la viga se obtuvieron los siguientes datos:  $K = 6$ ,  $b = 20$  cm,  $h_v = 25$  cm. Se usarán 2 varillas del No. 4 para el lecho inferior y superior de la viga. Se utilizarán estribos cuadrados del No. 3 a cada 12 cm. La rigidez relativa muro-viga es adecuada para que el muro tome cargas laterales ( $K < 10$ ). Las deflexiones en la viga son menores a  $L/480$ . Para el diseño de la viga por carga lateral se deben obtener las fuerzas equivalentes que actúan sobre la viga y verificar que esta sección es adecuada.

### 6.5.2 Ejemplo 2

En la Figura 82 se muestra un muro de mampostería confinada el cual se desea utilizar para soportar cargas verticales y cargas laterales. Se va a utilizar mampostería con las siguientes propiedades:  $f_m = 141$  kg/cm<sup>2</sup>,  $E_m = 69,400$  kg/cm<sup>2</sup> y  $f_t = 4$  kg/cm<sup>2</sup>. El valor de  $f_m^\theta$  es el definido con la Ec. 74 en unidades de kg/cm<sup>2</sup>. El concreto utilizado será de  $f'_c = 300$  kg/cm<sup>2</sup> y  $E_c = 14,000\sqrt{f'_c}$ . Se utilizará varilla de  $f_y = 4,200$  kg/cm<sup>2</sup>. Supóngase que el giro en la parte superior del muro está restringido. Se pide encontrar lo siguiente: Diseñar la viga de apoyo por carga vertical y verificar que las dimensiones de la viga son adecuadas para un posible diseño por carga lateral.

$$f_m^\theta = \frac{-96}{\sin(2\theta)(-0.34 \tan \theta - 1)} \quad (74)$$

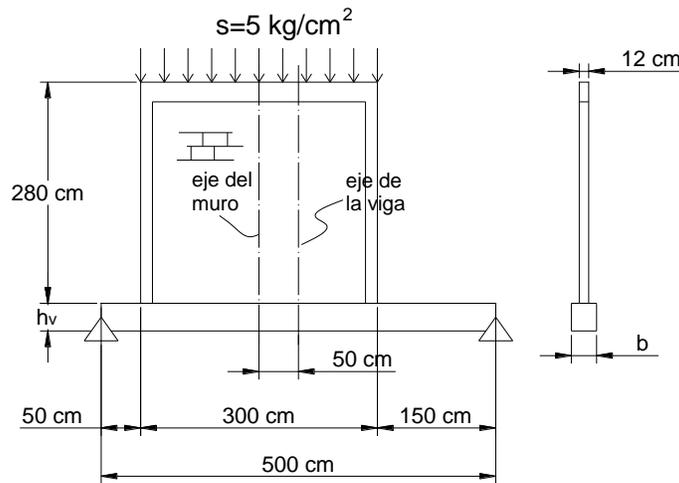


Figura 82. Ejemplo 2, muro desplantado sobre viga de concreto reforzado.

Se obtienen los valores de  $c/c_{max}$  y  $L_m/L_t$ ;  $c = 50$  cm,  $c_{max} = \frac{L_t - L_m}{2} = 100$  cm,  $c/c_{max} = 0.5$  y  $L_m/L_t = 0.6$ . Se calcula la rigidez mínima necesaria para resistir cargas laterales, utilizando la Ec. 73 se obtiene  $K_{min} = 6$  para  $c/c_{max} = 0.5$ .

### Revisión de los esfuerzos máximos a compresión en la mampostería

Se calcula el factor de concentración de esfuerzos con la Ec. 57 para  $c/c_{max} = 0.5$  y  $L_m/L_t = 0.6$ .

$$Fce = \left[ m_1 \left( \frac{L_m}{L_t} \right) + b_1 \right] K + m_2 \left( \frac{L_m}{L_t} \right)^2 + b_2 \geq -0.4 \frac{c}{c_{max}} + 1.6$$

$$m_1 = -4.57 \left( \frac{c}{c_{max}} - 0.657 \right)^2 + 2.57 = 2.457$$

$$m_2 = 32.7 \left( \frac{c}{c_{max}} - 0.595 \right)^2 - 9.7 = -9.405$$

$$b_1 = -7.47 \left( \frac{c}{c_{max}} - 0.424 \right)^2 + 2.65 = 2.607$$

$$b_2 = 21.92 \left( \frac{c}{c_{max}} - 0.426 \right)^2 - 7.25 = -7.13$$

$$Fce = [4.081]K - 12.773 = 11.7 \geq 1.4$$

Resulta un  $Fce = 11.7$ . Se obtiene el valor de  $\theta$  con la Ec. 66. Como el valor de  $\theta = 81^\circ$ , se evalúa el valor de  $f_m^\theta$  con la Ec. 74.

$$\theta = \left[ 2.235 \left( \frac{c}{c_{max}} \right) - 2.688 \right] K + 90 = 81^\circ$$

$$f_m^\theta = \frac{-96}{\sin(2\theta)(-0.34 \tan \theta - 1)} = 99 \text{ kg/cm}^2$$

Se evalúa la Ec. 71 para revisar si pasa por esfuerzos máximos de compresión:

$$sFce \leq F_R f_m^\theta$$

$$(5 \text{ kg/cm}^2)(11.7) \leq 0.6(99 \text{ kg/cm}^2)$$

$$58.5 \text{ kg/cm}^2 \leq 59.4 \text{ kg/cm}^2$$

Se verifica que sí pasa por esfuerzos máximos de compresión por lo que se considera que el valor de  $K$  es aceptable.

### Revisión del esfuerzo de tensión en la interfaz muro-viga

Se calcula el factor  $Fce_t$  con la Ec. 69 para  $c/c_{max} = 0.5$  y  $L_m/L_t = 0.6$ . El coeficiente  $a_1$  de la Ec. 69 se calcula con la Ec. 70. Posteriormente se evalúa con la Ec. 72 el esfuerzo de tensión máximo en la interfaz muro-viga.

$$Fce_t = a_1 \left( \frac{c}{c_{max}} - 1 \right) + 0.3$$

$$a_1 = (0.71K - 3.5) \left( \frac{L_m}{L_t} \right) - 0.73K + 3.7 = -0.224$$

$$Fce_t = 0.412$$

$$sFce_t \leq F_R f_t$$

$$(5kg/cm^2)(0.412) \leq 0.6(4 kg/cm^2)$$

$$2.06 kg/cm^2 \leq 2.4 kg/cm^2$$

El  $Fce_t$  resulta de 0.412. Al evaluar el valor de  $Fce_t$  y  $f_t$  en la Ec. 72 se verifica que pasa dicha revisión.

### Diseño de la viga de desplante

Como primer paso se dimensiona la viga de desplante, se propone un valor de  $b=25$  cm, el peralte de la viga se obtiene con la Ec. 54. Resulta un peralte de 54 cm el cual es mayor que  $L_t/14=36$  cm, se tomará  $h_v = 55$  cm.

$$h_v = \sqrt[3]{\frac{12E_m t L_t^3}{K^4 E_c b}} = 54 \text{ cm}$$

Para conocer la posición de las cargas concentradas se obtiene  $\alpha$ . Para obtener  $\alpha$  es necesario conocer el valor de  $\eta$  para poder utilizar la Ec. 56. El valor de  $\eta$  se calcula con la Ec. 62, los coeficientes  $k$  y  $v$  en la Ec. 62 se determinan con las Ecs. 63 y 64.

$$\eta = -k \left( \frac{c}{c_{max}} - 1 \right)^2 + v$$

$$k = -0.0041(K - 9.804)^2 + 0.485 = 0.426$$

$$v = -0.0041(K - 9.804)^2 + 0.985 = 0.926$$

$$\eta = 0.82$$

Se calcula el valor de  $\alpha$  con la Ec. 56, lo cual da un valor de  $\alpha = 42$  cm. En la Figura 83 se muestra el modelo de la viga con sus cargas concentradas  $P_1$  y  $P_2$ . La carga  $P_1$  se

encuentra a una distancia de  $50 \text{ cm} + \alpha/3 = 64 \text{ cm}$  del apoyo izquierdo, mientras que la carga  $P_2$  se considera que se ubica al centro del castillo.

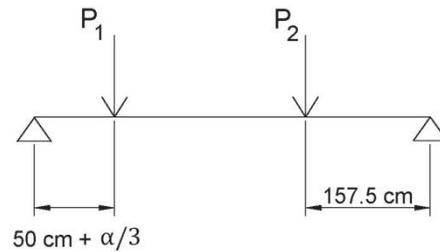


Figura 83. Modelo simplificado con cargas concentradas.

$$\frac{\alpha}{L_m} = \frac{2\eta}{Fce}$$

$$\frac{\alpha}{L_m} = \frac{2(0.82)}{11.7} = 0.14$$

$$\alpha = 0.14L_m = 42 \text{ cm}$$

Se diseña con el reglamento NTCC (2004). Se calculan las cargas concentradas  $P_1$  y  $P_2$  (Figura 83). La carga total que baja del muro es de  $W = sLt = 18 \text{ t}$ . La carga concentrada  $P_1 = \eta W = 14.76 \text{ t}$  y  $P_2 = (1 - \eta)W = 3.24 \text{ t}$ . La viga se diseña con dos cargas concentradas  $P_1$  y  $P_2$  como se muestra en la Figura 84, como se mencionó anteriormente la distancia  $a = 0.64 \text{ m}$  y  $b = 1.575 \text{ m}$ .

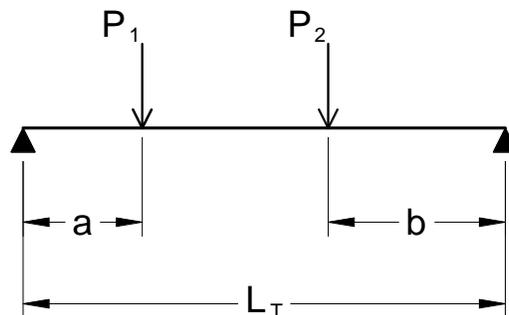


Figura 84. Modelo de viga general con dos cargas concentradas.

El momento máximo  $M_1$  está en el punto de aplicación de la carga  $P_1$  cuando  $P_1 > P_2$  (Ec. 75). El cortante máximo es igual a la reacción izquierda  $R_a$  (Ec. 76). La deformación al centro de la viga se obtiene con la Ec. 77. Dichas ecuaciones se obtuvieron por estática. Sustituyendo los valores, el momento de diseño es  $M_1 = 8.9 \text{ t}^*\text{m}$ , el cortante de diseño es  $V_u = R_a = 13.9 \text{ t}$  y la deformación al centro del claro es

$\delta = 0.25$  cm, la cual equivale a una deformación de  $\delta = L_t/2000$  lo cual es menor que  $L_t/480$  comprobando que si pasa por deflexiones máximas.

$$M_1 = \frac{P_1 L_T a - P_1 a^2 + P_2 ab}{L_T} \quad (75)$$

$$R_a = \frac{P_1(L_T - a) + P_2 b}{L_T} \quad (76)$$

$$\delta = \frac{P_1 a(3L_T^2 - 4a^2)}{48EI} + \frac{P_2 b(3L_T^2 - 4b^2)}{48EI} \quad (77)$$

Se diseña con el reglamento NTCC (2004). Se proponen 3 varillas del No. 5 con un peralte efectivo  $d=52$  cm,  $f_c^* = 0.8f_c'$  y  $f_c'' = 0.85f_c^*$ . Se verifica que el momento en la viga  $M_1 < M_R$ .

$$M_R = 0.9bd^2 f_c'' q(1 - 0.5q) = 11.1 \text{ t*m}$$

La fuerza cortante que puede tomar el concreto es  $V_{cR} = 4.7$  t, la fuerza cortante que debe tomar el acero es  $V_{sR} = V_u - V_{cR} = 13.9 - 4.7 = 9.2$  t. Se proponen estribos cuadrados con varilla No. 3. Se obtiene del diseño una separación de estribos 40.5 cm, sin embargo por reglamento se tomará una separación mínima de  $s = d/2 = 28$  cm.

$$V_{cR} = 0.8 * bd(0.2 + 20 \rho) \sqrt{f_c^*} = 4.7 \text{ t}$$

$$s = \frac{0.8A_v f_y d(\sin 45 + \cos 45)}{V_{sR}} = 40.5 \text{ cm}$$

Del diseño de la viga se obtuvieron los siguientes datos:  $K = 6$ ,  $b = 25$  cm y  $h_v = 55$  cm. Se usarán 3 varillas del No. 5 para el lecho inferior y superior de la viga. Se utilizarán estribos cuadrados del No. 3 a cada 28 cm. La rigidez relativa muro-viga es adecuada para que el muro tome cargas laterales ( $K \leq 6$ ). Las deflexiones en la viga son menores a  $L/480$ . Para el diseño de la viga por carga lateral se deben obtener las fuerzas equivalentes que actúan sobre la viga y verificar que esta sección es adecuada.

## 7 CONCLUSIONES

De esta investigación fue posible dar recomendaciones de diseño para un buen comportamiento estructural de muros de mampostería desplantados sobre vigas de concreto sometidos a carga vertical y lateral. Además de la rigidez relativa a flexión muro-viga, se tomaron en cuenta nuevas variables de estudio: posición relativa y longitud relativa del muro dentro de la viga de apoyo. Con estas variables es posible evaluar nuevas geometrías que antes no se habían considerado en otras investigaciones afines a este tema.

### 7.1 Ensaye de materiales

Como resultado del trabajo de investigación de las propiedades de la mampostería se diseñaron nuevos aparatos de prueba tales como un dispositivo de prueba a tensión y un dispositivo de prueba a corte. Además se dieron recomendaciones para las pruebas de tensión, corte y compresión para obtener los parámetros necesarios para la modelación no lineal.

De las pruebas de materiales realizadas en la etapa 1 para mampostería BH12 se puede concluir lo siguiente:

Los resultados mostraron que la energía de fractura en Modo II varía linealmente con el nivel de confinamiento y que decrece a mayor nivel de confinamiento.

Una superficie de fluencia lineal puede ser utilizada para modelar la superficie de fluencia a compresión. La inclinación de las juntas no tuvo un efecto considerable en el valor del módulo de elasticidad obtenido. Se observó un patrón de grietas verticales en todas las pruebas, solo para el caso de  $\theta = 45^\circ$  se presentó deslizamiento en la junta central de la pila con menor número de grietas verticales. Se propuso una ecuación que define la resistencia a compresión dependiendo del ángulo de inclinación de las juntas de mortero.

Solo fue posible realizar una cantidad limitada de ensayos a corte en la junta vertical debido a que era difícil de montar el espécimen sin que fallara por la junta. Se determinaron los parámetros de resistencia de Mohor-Coulomb y la energía de fractura para esfuerzos de confinamiento de  $1 \text{ kg/cm}^2$ .

De las pruebas de materiales realizadas en la etapa 2 se puede concluir que la superficie de fluencia para mampostería de tabique rojo recocido (TR) se ajusta muy bien a una superficie elíptica, lo cual coincide con el modelo propuesto por Lourenço (1996a).

## 7.2 Ensaye de muros

Para el caso de carga vertical los resultados experimentales mostraron que aunque la resistencia a compresión de la mampostería utilizada para la construcción del muro M4 (BH12) fue mucho mayor que la utilizada en el muro M5 (tabique rojo recocido), la resistencia máxima del M4 fue de apenas un 15% mayor que el muro M5. Sin embargo el muro M5 falló súbitamente al llegar a la carga máxima por pandeo fuera del plano en uno de sus castillos. Esta falla se puede explicar como resultado de que gran parte de la carga vertical fue absorbida por los castillos. El desplazamiento al centro de la viga al agrietamiento fue consistente para todos los casos estudiados, de aproximadamente 2 mm, lo que equivale a un desplazamiento de aproximadamente  $L_t/1200$ .

Comparando los resultados de las pruebas experimentales por carga lateral (M1 y M2) se determinó que el primer agrietamiento no se ve afectado por el hecho de que el muro se desplante sobre viga flexible, pero si se afectó la carga lateral máxima alcanzada siendo en promedio 9% menor que para el muro desplantado en base rígida. También se afectó la distorsión a la carga máxima siendo 10% menor para el muro M2.

El hecho de que el muro M3 se encontrara agrietado por carga vertical al momento en que se realizó la prueba por carga lateral tuvo el efecto de reducir la rigidez lateral inicial por ciclo y que la resistencia alcanzada en el ciclo que le siguió al de la carga máxima fuera menor del 80%.

## 7.3 Modelación de muros a carga vertical y lateral

Fue posible calibrar un modelo numérico de elementos finitos con los resultados de las pruebas de materiales y de muros a escala real sometidos a carga vertical y lateral. Dicho modelo mostró que se pueden generar buenas aproximaciones comparado con pruebas experimentales de laboratorio. Además de incluir el comportamiento no lineal de la mampostería en las juntas de mortero se incluyó el modelo de agrietamiento distribuido en el tabique utilizando el modelo de material *Rankine*, esto se hizo con el fin de poder representar adecuadamente la falla por tensión diagonal en la mampostería.

Se modeló exitosamente el agrietamiento para muros sometidos a carga vertical con mampostería BH12 (M3 y M4). Se obtuvieron errores menores al 6% en cuanto a la carga de agrietamiento estimada y menores al 10% en cuanto al desplazamiento estimado a la carga de agrietamiento. El agrietamiento se detectó numéricamente cuando se alcanzó la resistencia a compresión en el interfaz muro-viga. Se determinó con buena aproximación el comportamiento a carga lateral de muros ensayados en base rígida (M1) y flexible (M2). Como ejemplo se puede mencionar que los valores

determinados numéricamente de la distorsión y la carga en que ocurre la carga máxima y la fluencia del acero tuvieron errores menores del 5%.

#### **7.4 Análisis paramétrico**

El análisis paramétrico se realizó para poder estudiar geometrías no consideradas en la parte experimental de muros ensayados a escala real y así poder dar procedimientos de diseño para muros desplantados sobre vigas de concreto con restricción al giro en su parte superior. Para el análisis paramétrico se consideraron las siguientes variables: la rigidez relativa a flexión muro-viga, la posición relativa y longitud relativa del muro dentro de la viga de apoyo.

Para muros cargados verticalmente se propusieron nuevas fórmulas que sirven para determinar lo siguiente: el esfuerzo máximo a compresión en la mampostería ( $F_{ce}$ ), la longitud en que se desarrollan los esfuerzos a compresión ( $\alpha$ ), el esfuerzo a tensión en la interfaz muro-viga ( $F_{ce_t}$ ), el valor de la fracción de la carga que se concentra cerca de los apoyos ( $\eta$ ) y el ángulo de inclinación  $\theta$  con que baja la carga a los apoyos.

Para muros de mampostería confinada con carga vertical constante de  $5 \text{ kg/cm}^2$  y sometidos a carga lateral se propuso un valor de rigidez a flexión mínimo  $K_{min}$  el cual depende de la posición relativa del muro y la viga. Tanto los resultados experimentales como los resultados del análisis paramétrico muestran que la carga lateral máxima de muros de mampostería sobre vigas se ve afectada. El análisis paramétrico mostró que la carga máxima se afecta en mayor medida por la posición relativa del muro en la viga. El caso para  $L_m/L_t=1$  es el caso menos desfavorable, mientras que  $c/c_{max} = 1$  con  $L_m/L_t \neq 1$  es el caso más desfavorable.

#### **7.5 Producción científica**

Se produjeron cuatro artículos en congreso nacional (Lizárraga y Pérez Gavilán, 2012; Lizárraga y Pérez Gavilán, 2013; Pérez Gavilán y Lizárraga 2013; Lizárraga y Pérez Gavilán, 2014) y uno en congreso internacional (Lizárraga y Pérez Gavilán, 2015). Actualmente se encuentra aceptado un artículo en la Revista de Ingeniería Sísmica (Lizárraga y Pérez Gavilán, 2015) y en revisión un artículo en la revista internacional Construction and Building Materials (Lizárraga y Pérez Gavilán, 2017).

Se propuso una recomendación de diseño para muros de mampostería desplantados sobre vigas de concreto reforzado para que se tome en cuenta en el nuevo Reglamento de Construcción del Distrito federal.

## BIBLIOGRAFÍA

- Abdou, L., Ami Saada, R., Meftah, F., y Mébarki, A. (2006). Experimental investigation of the joint mortar behaviour. *Mech. Res. Commun.*, 33(3), 370-384.
- Almeida, J., Lourenço, P., y Barros, J.A.. (2002). Characterization of brick and brick–mortar interface under uniaxial tension. *VII International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries*, 10.
- Asteris, P., y Tzamtzis, A. (2003). A finite element technique for the analysis of infilled R/C frames. *Ninth North American Masonry Conference*, 734-742.
- ASTM Committee C1531-15. (2015). Standard test methods for in situ measurement of masonry mortar joint shear strength index. *ASTM International*.
- ASTM Committee C952-12. (2012). Standard test method for bond strength of mortar to masonry units. *ASTM International*.
- Atkinson, R., Amadei, B., Saeb, S., y Sture, S. (1989). Response of masonry bed joints in direct shear. *J. Struc. Engrg. ASCE*, 115(9), 2276-2296.
- Augenti, N., y Parisi, F. (2011). Constitutive modelling of tuff masonry in direct shear. *Construction and Building Materials*, 25, 1612-1620.
- Burhouse, P. (1969). Composite action between brick panel walls and their supporting beams. *Proc. Instn Civ. Engrs*, 43, 175-194.
- CEN. (2007). European norm for methods of test for masonry - Part 3: Determination of initial shear strength. *SS-EN 1052-3*.
- Chaimoon, K., y Attard, M. M. (2009). Experimental and numerical investigation of masonry under three-point bending (in-plane). *Eng Struct*, 31(1), 103-112.
- Citto, C., Wo, S. I., Willam, K. J., y Schuller, M. P. (2011). In-place evaluation of masonry shear behavior using digital image analysis. *ACI Materials Journal*, 108(4), 413-422.
- Davies, S., y Ahmed, A. (1978). An approximate Method for Analyzing Composite Wall-Beams. *Proc. of the British Ceramic Society*, 47, 305-320.
- Dhanasekar, M., y Page, A. (1986). "The influence of brick masonry infill properties on the behaviour of infilled frames". *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 81(4), 593-605.

- Gambarotta, L., y Lagomarsino, S. (1997). Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: the mortar joint model and its applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 423-439.
- Hamid, A. A., y Drysdale, R. G. (1980). Concrete masonry under combined shear and compression along the mortar joints. *ACI Journal*, 77(5), 314-320.
- Hamid, A., El-Dakhakhni, W. W., Hakam, Z. R., y Elgaaly, M. (2005). Behavior of composite unreinforced masonry-fiber-reinforced polymer wall assemblages under in-plane loading. *J Compos Construct ASCE*, 9(1), 73-83.
- Hansen, K. F. (1999). *Bending and shear tests with masonry*. SBI Bulletin 123, Danish Building Research Institute.
- Hardy, S. H. (2000). Design of steel lintels supporting masonry walls. *Engineering Structures*, 597-604.
- Hossain, M., Rahman, M., y Ali, S. (2000). Parametric study of composite action between brickwall and supporting beam. *J. of Civ. Engineering, CE 28(1)*.
- Khalaf, F. M. (2005). New test for determination of masonry tensile bond strength. *J Mat Civ Eng ASCE*, 17(6), 725-732.
- King, G., y Pandey, P. (1978). "The analysis of infilled frames using finite elements". *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 65(Diciembre), 749-760.
- Liaw, T., y Lo, C.Q. (1988). Multibay infilled frames without shear connectors. *ACI Structural Journal*, 85(4), 423-428.
- Lizárraga, J.F., y Pérez Gavilán, J.J. (2012). Comportamiento de muros de mampostería empleando elementos de contacto. *XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, 12.
- Lizárraga, J.F., y Pérez Gavilán, J.J. (2013). Propiedades mecánicas de la mampostería para la modelación no lineal. *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, 14.
- Pérez Gavilán, J.J. y Lizárraga, J.F., (2013). Peralte mínimo de traveses que soportan muros estructurales de mampostería. *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, 11.
- Lizárraga, J.F., y Pérez Gavilán, J.J. (2014). Estudio experimental de muros de mampostería confinada desplantados sobre traveses de concreto. *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, 15.

- Lizárraga, J.F., y Pérez Gavilán, J.J. (2015). Experimental estimation of masonry's mechanical properties. *12th North American Masonry Conference*, 12.
- Lizárraga, J.F., y Pérez Gavilán, J.J. (2015). Modelación no lineal de muros de mampostería empleando elementos de contacto. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 93, 41-59.
- Lizárraga, J.F., y Pérez Gavilán, J.J. (2017). Parameter estimation for nonlinear analysis of multi-perforated concrete masonry walls. *Construction and Building Materials*, (en revisión).
- Lofti, H. R., y Shing, P. B. (1994). Interface model applied to fracture of masonry structures. *J. struct. eng. div. ASCE*, 120(1), 63-80.
- Lourenço, P. B. (1996a). *Computational Strategy for Masonry Structures. Tesis de Doctorado*, Delft University.
- Lourenço, P. B. (1996b). *A user/programmer guide for the micro-modelling of masonry structures*. Reporte no. 03.21.1.31.35, TU-Delft University of Technology.
- Lourenço, P. B., Barros, J. O., y Oliveira, J. (2004). Shear testing of stack bonded masonry. *Constr Build Mater*, 18(2), 125-132.
- Lourenço, P., y Ramos, L. (2004). Characterization of cyclic behavior of dry masonry joints. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 130(5), 779-786.
- Mallick, D., y Severn, R. (1967). "The behaviour of infilled frames under static loading". *Institution of Civil Engineers Proceedings*, 38(4), 639-656.
- Meli, R., y Reyes, A. (1975). *Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería*, 2da Ed. Corregida y aumentada. Mexico D. F.: Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- NMX-C-061-ONNCCE. (2001). Industria de la construcción-cemento-determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos. *Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación*.
- NMX-C-083-ONNCCE. (2002). Industria de la construcción – Concreto – Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto – Método de prueba. *Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación*.
- NMX-C-128-ONNCCE. (1997). Industria de la construcción – Concreto sometido a compresión – Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de

- Poisson. *Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación.*
- NMX-C-163-ONNCCE. (1997). Industria de la construcción – Concreto – Determinación de la resistencia a la tensión por compresión diametral de cilindros de concreto. *Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación.*
- NMX-C-407-ONNCCE. (2001). Industria de la Construcción- Varilla Corrugada de Acero Proveniente de Lingote y Palanquilla para Refuerzo de Concreto-Especificaciones y Métodos de Prueba. *Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación.*
- NMX-C-464-ONNCCE. (2010). Determinación de la resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante de muretes, así como determinación de la resistencia a compresión y módulos de elasticidad de pilas de mampostería de arcilla o de concreto - métodos de ensayo. *Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación.*
- NTCC. (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. *Gaceta Oficial del Distrito Federal.*
- NTCM. (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. *Gaceta Oficial del Distrito Federal.*
- Nuss, L., Noland, J., y Chinn, J. (1978). The parameters influencing shear strength between clay masonry units & mortar. *Proceeding of the First North American Masonry Conference.*
- Oliveira, D. (2003). Experimental and numerical analysis of blocky masonry structures under cyclic loading. *Tesis de doctorado*, University of Minho.
- Page, A. W. (1978). Finite element model for masonry. *J. struct. eng. div. ASCE*, 104(Agosto), 1267-1285.
- Pradolin, L. (1979). *A design method for masonry walls on concrete beams*. McGill University, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics. Montreal, Quebec: Structural Engineering Series.
- Pradolin, L., y Stafford Smith, B. (1980). The behavior of masonry walls on steel and concrete beams - a comparative experimental study. *Proceedings of the Second Canadian Masonry Symposium*, 275-301.

- Rahman, A., y Ueda, T. (2014). Experimental investigation and numerical modeling of peak shear stress of brick masonry mortar joint under compression. *J. Mater. Civ. Eng.*, 26(9).
- Riddington, I., Fong, K., y Jukes, P. (1997). Numerical study of failure initiation in different joint shear tests. *J. Brit. Mas. Soc. Masonry International*, 11(2), 44-50.
- Riddington, J. R. (1974). *The composite behaviour of walls interacting with flexural members*. Ph. D. Thesis, University of Southampton, England.
- Riddington, J., y Stafford Smith, B. (1978). Composite method of design for heavily loaded wall-beam structures. *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, 64(Parte 1), 137-151.
- RILEM Technical Committees RILEM TC 127-MS. (1998). MS.B.2 Measurement of the shear strength index of bed joints. *Materials and Structures*, 31(6), 370-373.
- Rosenhaupt, S. (1962). Experimental Study of masonry walls on beams. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 88(ST3), 137-166.
- Rosenhaupt, S., y Sokal, Y. (1965). Masonry Walls On Continuous Beams. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 155-171.
- Stafford Smith, B., y Pradolin, L. (1978). A contribution towards the design of heavily loaded masonry walls on reinforced concrete beams. *Proceedings of the North American Masonry Conference*, 85-1:85-14.
- Stafford Smith, B., y Pradolin, L. (1983). Composite design method for masonry walls on concrete beams. *Can. J. Civ. Eng.*, 43, 337-349.
- Stafford Smith, B., Pradolin, L., y Riddington, J. (1982). Composite design method for masonry walls on steel beams. *Can. J. Civ. Eng.*, 9, 96-106.
- Stavridis, A., y Shing, P. (2010). Finite-element modeling of nonlinear behavior of masonry-infilled RC frames. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 136, 285-296.
- Stöckl, S., y Hofmann, P. (June 30-July 1 de 1988). FE-calculation for various test set-ups to determine the shear bond properties of mortar joints in masonry. *Presented to RILEM Comittee LUM 76*.
- Taylor-Firth, A., y Taylor, I. F. (1990). A bond tensile strength test for use in assessing the compatibility of brick/mortar interface. *Constr Build Mat*, 4(2), 58-63.
- TNO DIANA. DIANA release 9.6 users manual. En *TNO Diana BV*. Delft, The Netherlands.

- Van der Pluijm, R. (1993). Shear behavior of bed joints. En A. A. Hamid, & H. G. Harris, *Proc. 6th North American Masonry Conference* (Vol. 1, págs. 125-136). Philadelphia, USA.
- Van der Pluijm, R. (1997). Non-Linear Behaviour of Masonry under Tension. *HERON*, 42(1).
- Van Zijl, G. (2004). Modeling masonry shear-compression: Role of dilatancy highlighted. *Journal of engineering mechanics*, 130(11), 1289-1296.
- Vasconcelos, P., y Lourenço, P. B. (2009). Experimental characterization of stone masonry in shear and compression. *Constr Build Mater*, 23(11), 3337-3345.
- Wood, R. H. (1952). Studies in composite construction, part 1, The composite action of brick panel walls supported on reinforced concrete beams. *National Building Studies*(Research Paper No. 13).