



---

---

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE YUCATÁN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**UNIDAD DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN**

**“PROPUESTA DE DISEÑO PARA MUROS DE  
MAMPOSTERÍA CONFINADA SUJETOS A  
CARGAS UNIFORMES FUERA DEL PLANO”**

**TESIS**

**PRESENTADA POR**

**M.I. JOEL ALBERTO MORENO HERRERA**

**EN OPCIÓN AL GRADO DE**

**DOCTOR EN INGENIERÍA**

**OPCIÓN ESTRUCTURAS**

**MÉRIDA, YUCATÁN, MÉXICO**

**2014**

Aunque este trabajo hubiere servido para el Examen de Grado y hubiera sido aprobado por el sínodo, sólo el autor es responsable de las doctrinas emitidas en él.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Yucatán, por las facilidades otorgadas para el desarrollo de este trabajo de tesis.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico otorgado para realizar mis estudios de maestría, así como al Programa Integral de Fortalecimiento Institucional (PIFI) el cual brindó el apoyo económico para la realización de este trabajo de tesis.

## RESUMEN

En México, los muros de mampostería confinada son uno de los sistemas estructurales más utilizados en la construcción debido a su bajo costo y fácil proceso constructivo. Sin embargo, se ha dado poco énfasis al diseño de muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano. El diseño de estos muros en ocasiones no se realiza debido a la falta de especificaciones en el país y si se realiza, se hace con especificaciones de otros países que no necesariamente reflejan las propiedades y el comportamiento de las mamposterías típicas que se construyen en México. La evaluación del comportamiento fuera del plano de muros de mampostería confinada es importante debido a que su daño o colapso durante huracanes y sismos severos puede causar pérdidas humanas y económicas. Por otro lado, debido a la gran diversidad de las materias primas que se encuentran en cada región, las propiedades de las mamposterías utilizadas en México son muy variables. De la revisión de la literatura se encontró que los tipos de piezas más utilizados en el país son los bloques huecos de concreto de dos y tres celdas, los tabiques de arcilla recocida y los tabiques multiperforados de arcilla extruida. De la dicha revisión también se encontró que las principales variables que influyen en el comportamiento de muros de mampostería sujetos a cargas fuera del plano son: las propiedades mecánicas de la mampostería, el tipo de pieza, las condiciones de apoyo, la relación de aspecto (altura entre longitud del muro), la relación de esbeltez (altura entre espesor del muro), la rigidez de los elementos de la periferia, la carga axial y las aberturas. En México se han desarrollado trabajos de investigación sobre muros de mampostería confinada en los cuales se han evaluado de algunas de las variables mencionadas. Sin embargo, existen otras variables que no han sido estudiadas tales como el tipo de pieza y la resistencia a la compresión axial de la mampostería.

En este trabajo se evaluó el comportamiento fuera del plano de muros simulando acciones eólicas. Las variables de estudio fueron el tipo de pieza, la relación de aspecto y la resistencia a compresión axial de la mampostería. Se consideraron tres tipos de piezas: bloques huecos de concreto de dos celdas y tabiques

multiperforados de arcilla de dos diferentes dimensiones. En la parte experimental, se ensayaron seis muros a escala natural de mampostería confinada sujetos a combinaciones de cargas fuera del plano y cargas axiales. En la parte analítica, se desarrolló un método denominado “puntal bidireccional” para determinar la resistencia fuera del plano de muros de mampostería confinada. El método se basa en la formación de un mecanismo de arco en dos direcciones ortogonales. En el método del puntal bidireccional se considera el efecto de la torsión sobre los elementos confinantes, la variación de los desplazamientos a lo largo de los elementos confinantes, la variación de las longitudes de los segmentos del muro y dos posibles tipos de falla: la inestabilidad de los segmentos del muro y el aplastamiento de la mampostería. Con el método del puntal bidireccional se puede determinar la resistencia de muros sólidos y con aberturas, con diferente relación de aspecto, relación de esbeltez, carga axial y rigidez de los elementos confinantes. Se propuso una metodología para el diseño de muros de mampostería confinada sujetos a cargas uniformes fuera del plano. Dicha metodología puede ser utilizada para el diseño de muros sólidos y con aberturas, con diferente relación de aspecto, relación de esbeltez, relación de esbeltez, carga axial y rigidez de los elementos confinantes. En dicha metodología se consideraron tres tipos de falla. Finalmente, con el método del puntal bidireccional se realizó un análisis de sensibilidad de la resistencia fuera del plano de muros de mampostería confinada. Con base en los resultados experimentales y analíticos obtenidos se concluyó que el patrón de agrietamiento principal depende únicamente de la relación de aspecto. La resistencia fuera del plano fue mayor para los muros con la mayor relación de aspecto. La resistencia fuera del plano fue mayor para los muros con mayor resistencia a compresión axial de la mampostería. Con el puntal bidireccional se predice adecuadamente la resistencia fuera del plano de los muros estudiados. Con base en el análisis de sensibilidad se encontró que las principales variables que afectan la resistencia de los muros son la relación de aspecto, la relación de esbeltez y la rigidez de los elementos confinantes.

## ABSTRACT

In Mexico, confined masonry walls are commonly used in the construction industry. Confined masonry walls have an easy construction procedure and low economical cost. However, the design of confined walls subjected to out-of-plane loads has been barely considered. This design, in general, is carried out using design codes from other countries or it is neglected. Properties and behavior of the masonry used in different countries can be highly variable and different than that used in Mexico. In our country, there are no specifications for the out-of-plane design of confined walls. Economical and human losses are caused by the damage and collapse of those walls during severe hurricanes and earthquakes. The knowledge about the out-of-plane behavior of confined walls is important to avoid the damage of these structures. Based on the literature review, it was found that the types of units most commonly used along the country are: hollow concrete blocks with two and three vertical cells, solid clay bricks and multi-hollow clay bricks. In that review it was also found that, the main variables that affect the out-of-plane behavior of confined walls are: the mechanical properties of the masonry, the type of unit, the wall boundary conditions, the wall aspect ratio (height over length), the wall slenderness ratio (height over thickness), the stiffness of the confining elements, the wall axial load and the openings. In Mexico, some experimental studies, considering some of these variables, has been made. However, those previous studies were carried out using hollow concrete block with three vertical cells. Therefore, it is necessary to complement the knowledge about the out-of-plane behavior of walls considering other variables such as unit type and the axial compressive strength of the masonry.

In this work, the out-plane behavior of confined masonry walls was studied. The variables studied were the type of unit, the wall aspect ratio and the axial compressive strength of masonry. Three different type of unit were considered: hollow concrete blocks with two vertical cells and multi-hollow clay bricks with two different nominal dimensions. Walls with two different aspect ratios were included. Six full-scale confined walls were tested in the laboratory. Walls were subjected to constant axial load and incremental out-of-plane uniform loads until failure. An analytical method to determine the out-of-plane strength of confined masonry walls is

developed. The method was called the “bidirectional strut method.” This method is based on two-way arching action. Masonry compressive strut forces are transferred eccentrically to the concrete confining elements. Flexural and torsional effects, together with the variation of displacements along these elements, are included. Two types of failure are considered in the method: snap trough failure of wall segments and crushing of the masonry. The bidirectional strut method can be used to determine the out-of-plane strength of confined walls with and without openings, with different wall aspect ratios, wall slenderness ratios, axial loads and stiffness of confining elements. An out-of-plane design procedure for confined masonry walls was proposed. Three different types of failure were considered in that procedure: snap trough failure of wall segments, crushing of masonry and local failure of the confining elements by bending, shear or torsion. Finally, a sensitivity analysis of the strength is carried out considering different variables. Based on the experimental and analytical results it was concluded that: the main cracking pattern depends only on the wall aspect ratio. The out-of-plane strength of walls increases as the aspect ratio increases. The out-of-plane strength of walls increases as the axial compressive strength of the masonry increases. The bidirectional strut method predicts accurately the strength of the walls studied. Based on the sensitivity analysis it was concluded that the main variables that affect the strength are: the wall aspect ratio, the wall slenderness ratio, and the stiffness of the confining elements.

# INDICE

## CAPÍTULO 1

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1. OBJETIVO GENERAL DEL TRABAJO .....	3
1.2. OBJETIVOS PARTICULARES .....	3
1.3. ALCANCE DE LA TESIS .....	4

## CAPÍTULO 2

<b>REVISIÓN DE LA LITERATURA.....</b>	<b>5</b>
2.1. COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA SUJETOS A CARGAS FUERA DEL PLANO .....	5
2.1.1. <i>Muros de mampostería no reforzada</i> .....	5
2.1.2. <i>Muros reforzados</i> .....	9
2.1.3. <i>Muros confinados</i> .....	10
2.1.4. <i>Muros diafragma</i> .....	13
2.1.5. <i>Resumen del comportamiento de muros de mampostería</i> .....	16
2.2. TIPO DE PIEZAS DE MAMPOSTERÍA UTILIZADAS EN MÉXICO .....	18
2.2.1. <i>Bloques huecos de concreto reforzado</i> .....	20
2.2.2. <i>Tabiques sólidos de arcilla</i> .....	22
2.2.3. <i>Tabiques multiperforados de arcilla extruida</i> .....	24
2.2.4. <i>Resumen de los tipos de piezas utilizados en México</i> .....	25
2.3. MODELOS ANALÍTICOS.....	26
2.3.1. <i>Método del puntal y el resorte (PyR)</i> .....	27
2.3.2. <i>Método de líneas de fluencia modificado (LFM)</i> .....	28
2.3.3. <i>Discusión sobre los modelos analíticos</i> .....	29

## CAPÍTULO 3

<b>METODOLOGÍA .....</b>	<b>31</b>
3.1. DESARROLLO DE MODELOS ANALÍTICOS .....	31
3.2. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	44
3.2.1. <i>Granulometría del agregado fino</i> .....	44

3.2.2.	<i>Resistencia a compresión axial de las piezas</i> .....	45
3.2.3.	<i>Resistencia a compresión axial y módulo de elasticidad de la mampostería</i> .....	45
3.2.4.	<i>Resistencia a tensión por flexión de la mampostería</i> .....	47
3.2.5.	<i>Resistencia a compresión axial del concreto</i> .....	48
3.3.	SELECCIÓN Y DISEÑO DE MUROS ESPECÍMENES.....	49
3.4.	SISTEMA DE CARGA E INSTRUMENTACIÓN DE LOS MUROS .....	54
3.5.	CONSTRUCCIÓN Y ENSAYE DE LOS MUROS ESPECÍMENES.....	56
3.6.	RESISTENCIA FUERA DEL PLANO DE MUROS DE MC REPORTADOS EN LA LITERATURA .....	60
3.7.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.....	60
3.8.	DESARROLLO DE UNA PROPUESTA DE DISEÑO .....	61
<b>CAPÍTULO 4</b>		
<b>RESULTADOS</b> .....		<b>62</b>
4.1.	GRANULOMETRÍA DEL AGREGADO FINO.....	62
4.2.	DIMENSIONES Y RESISTENCIA A COMPRESIÓN AXIAL DE PIEZAS .....	62
4.3.	RESISTENCIA A COMPRESIÓN AXIAL Y MÓDULO DE ELASTICIDAD LA MAMPOSTERÍA.....	63
4.4.	RESISTENCIA A TENSIÓN POR FLEXIÓN DE LA MAMPOSTERÍA .....	64
4.5.	RESISTENCIA A COMPRESIÓN AXIAL DEL CONCRETO.....	64
4.6.	ENSAYE DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA .....	65
4.6.1.	<i>Muros con relación de aspecto <math>h/L=0.75</math></i> .....	65
4.6.2.	<i>Muros con relación de aspecto <math>h/L=1.0</math></i> .....	70
4.7.	RESISTENCIAS ANALÍTICAS MÁXIMAS DE LOS MUROS ESPECÍMENES.....	74
4.8.	RESISTENCIA MÁXIMA FUERA DEL PLANO DE MUROS REPORTADOS EN LA LITERATURA .....	75
4.9.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.....	76
<b>CAPÍTULO 5</b>		
<b>DISCUSIÓN DE RESULTADOS</b> .....		<b>79</b>
5.1.	COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS.....	79

5.2.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.....	84
5.3.	RESISTENCIAS ANALÍTICAS MÁXIMAS DE LOS MUROS ESPECÍMENES.....	85
5.4.	VALIDACIÓN DEL MÉTODO DEL PUNTAL BIDIRECCIONAL.....	85
<b>CAPÍTULO 6</b>		
<b>PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.....</b>		<b>88</b>
6.1.	EJEMPLOS DE DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA	
	SUJETOS A CARGAS FUERA DEL PLANO. ....	93
<b>CAPÍTULO 7</b>		
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>		<b>106</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>		<b>109</b>
<b>APÉNDICE A.....</b>		<b>116</b>
<b>APÉNDICE B.....</b>		<b>118</b>

## LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 2.1 Método del puntal y el resorte .....</i>	27
<i>Figura 2.2 Método de líneas de fluencia modificado .....</i>	29
<i>Figura 2.3. Incremento de desplazamientos debidos a la torsión.....</i>	30
<i>Figura 3.1 Acción de arco en dos direcciones, segmentos del muro y franjas .....</i>	31
<i>Figura 3.2 Discretización de los elementos confinantes en elementos tipo marco....</i>	32
<i>Figura 3.3 Matriz de rigidez de un elemento tipo marco.....</i>	33
<i>Figura 3.4 Desplazamientos fuera del plano y en el plano de un muro asumiendo rotación como cuerpo rígido .....</i>	34
<i>Figura 3.5 Distribución de fuerzas en el plano y fuerzas de empotramiento .....</i>	35
<i>Figura 3.6 Distribución de fuerzas en el plano y fuerzas de empotramiento .....</i>	36
<i>Figura 3.7 Desplazamientos en el plano debidos a la torsión .....</i>	37
<i>Figura 3.8 Deformaciones y ancho de contacto en un segmento-franja .....</i>	38
<i>Figura 3.9 Equilibrio en el plano de <math>V_i</math> y <math>C_i</math>, y ángulos <math>\alpha_{i,l}</math>, <math>\beta_{i,l}</math> y <math>\gamma_{i,l}</math> .....</i>	40
<i>Figura 3.10 Equilibrio fuera del plano de las fuerzas externas actuantes y los puntales de compresión en una franja vertical.....</i>	41
<i>Figura 3.11 Archivo de datos de entrada en formato txt.....</i>	42
<i>Figura 3.12 Archivo de datos de resultados en formato xls.....</i>	43
<i>Figura 3.13 Granulometría del agregado fino.....</i>	44
<i>Figura 3.14 Dimensiones generales de las piezas .....</i>	45
<i>Figura 3.15 Resistencia a compresión axial de B2C.....</i>	45
<i>Figura 3.16 Pilas de mampostería de B2C.....</i>	46
<i>Figura 3.17 Ensaye de pilas de mampostería de B2C .....</i>	47
<i>Figura 3.18 Muretes de B2C .....</i>	47
<i>Figura 3.19 Ensaye a tensión por flexión de muretes de B2C .....</i>	48
<i>Figura 3.20 Toma de muestras de concreto.....</i>	49
<i>Figura 3.21 Ensaye de cilindros de concreto.....</i>	49
<i>Figura 3.22 Muros con relación de aspecto de 0.75.....</i>	51
<i>Figura 3.23 Muros con relación de aspecto de 1.0.....</i>	51
<i>Figura 3.24 Modelo del marco con distribución de cargas uniformes.....</i>	52

<i>Figura 3.25 Sistema de carga fuera del plano</i> .....	54
<i>Figura 3.26 Sistema de carga axial</i> .....	55
<i>Figura 3.27 Distribución de potenciómetros</i> .....	56
<i>Figura 3.28 Habilitado del acero de refuerzo y colado de cadena inferior</i> .....	57
<i>Figura 3.29 Colocación de bloques huecos de concreto</i> .....	57
<i>Figura 3.30 Colocación de tabiques de arcilla extruida</i> .....	58
<i>Figura 3.31 Colado de cadena superior</i> .....	58
<i>Figura 3.32 Prueba de fluidez para morteros</i> .....	58
<i>Figura 3.33 Muros antes del ensaye</i> .....	59
<i>Figura 4.1 Curva de granulometría del agregado fino</i> .....	62
<i>Figura 4.2 Curvas esfuerzo (<math>\sigma</math>)-deformación unitaria (<math>\varepsilon</math>) para pilas construidas con B2C</i> .....	63
<i>Figura 4.3 Tipos de falla observadas en muretes construidos con B2C</i> .....	64
<i>Figura 4.4 Evolución del agrietamiento del muro M1</i> .....	66
<i>Figura 4.5 Evolución del agrietamiento del muro M2</i> .....	67
<i>Figura 4.6 Evolución del agrietamiento del muro M3</i> .....	68
<i>Figura 4.7 Curvas carga-desplazamiento fuera del plano de los muros con relación de aspecto de 0.75</i> .....	68
<i>Figura 4.8 Curvas carga-desplazamiento vertical de los muros con relación de aspecto de 0.75</i> .....	69
<i>Figura 4.9 Curvas carga-desplazamiento horizontal de los muros con relación de aspecto de 0.75</i> .....	69
<i>Figura 4.10 Curvas de comportamiento con relación a la evolución del agrietamiento</i> .....	70
<i>Figura 4.11 Evolución del agrietamiento del muro M4</i> .....	71
<i>Figura 4.12 Evolución del agrietamiento del muro M5</i> .....	72
<i>Figura 4.13 Evolución del agrietamiento del muro M6</i> .....	73
<i>Figura 4.14 Curvas carga-desplazamiento fuera del plano de los muros con relación de aspecto de 1.0</i> .....	73
<i>Figura 4.15 Curvas carga-desplazamiento vertical de los muros con relación de aspecto de 1.0</i> .....	74

<i>Figura 4.16 Curvas carga-desplazamiento horizontal de los muros con relación de aspecto de 1.0 .....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 4.17 Curvas carga–desplazamiento fuera del plano para muros con diferente resistencia a compresión axial de la mampostería .....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 4.18 Curvas carga–desplazamiento fuera del plano para muros con diferente relación de aspecto.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 4.19 Curvas carga–desplazamiento fuera del plano para muros con diferente relación de esbeltez.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 4.20 Curvas carga–desplazamiento fuera del plano para muros con diferente rigidez de elementos confinantes .....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 4.21 Curvas carga–desplazamiento fuera del plano del muro para muros con diferente carga axial .....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 5.1 Patrón de agrietamiento para muros con relación de aspecto de 0.75 ....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 5.2 Patrón de agrietamiento para muros con relación de aspecto de 1.0 .....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 5.3 Curvas carga - desplazamiento fuera del plano de los muros.....</i>	<i>82</i>
<i>Figura 5.4 Curvas carga - desplazamiento vertical de los muros.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 5.5 Curvas carga - desplazamiento horizontal de los muros.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 5.6 Curvas analíticas carga fuera del plano–fuerzas en el plano.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 6.1 Formato para tablas para diseño fuera del plano de muros de mampostería confinada.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura 6.2 Carga tributaria del elemento confinante libre.....</i>	<i>91</i>
<i>Figura 6.3 Muro de paneles consecutivos.....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 6.4 Cargas en un muro de paneles consecutivos .....</i>	<i>93</i>
<i>Figura 6.5 Modelo del marco de elementos confinantes .....</i>	<i>95</i>
<i>Figura 6.6 Diagramas de elementos mecánicos .....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 6.7 Modelo del marco de elementos confinantes .....</i>	<i>98</i>
<i>Figura 6.8 Diagramas de elementos mecánicos .....</i>	<i>100</i>
<i>Figura 6.9 Geometría del muro (Ejemplo 3).....</i>	<i>102</i>
<i>Figura 6.10 Modelo del marco de elementos confinantes .....</i>	<i>103</i>
<i>Figura 6.11 Diagramas de elementos mecánicos .....</i>	<i>104</i>

## LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 3.1 Geometría, tipo de pieza y carga axial de muros .....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 3.2 Propiedades de los elementos confinantes .....</i>	<i>53</i>
<i>Tabla 3.3 Características y resistencias de los muros reportados en la literatura.....</i>	<i>60</i>
<i>Tabla 4.1 Dimensiones y resistencia a compresión axial de piezas.....</i>	<i>63</i>
<i>Tabla 4.2 Resistencia a compresión axial y módulo de elasticidad de la mampostería .....</i>	<i>63</i>
<i>Tabla 4.3 Resistencias a tensión por flexión promedio de la mampostería.....</i>	<i>64</i>
<i>Tabla 4.4 Resistencia a compresión axial del concreto de los elementos confinantes.....</i>	<i>65</i>
<i>Tabla 4.5 Resistencias analíticas fuera del plano de los muros especímenes.....</i>	<i>75</i>
<i>Tabla 4.6 Resistencias fuera del plano: experimentales y analíticas de muros reportados en la literatura .....</i>	<i>75</i>
<i>Tabla 5.1 Desplazamientos máximos verticales y horizontales de los muros .....</i>	<i>83</i>
<i>Tabla 5.2 Resistencias analíticas y experimentales de los muros especímenes .....</i>	<i>85</i>
<i>Tabla 5.3 Resistencias analíticas y experimentales de muros de mampostería confinada.....</i>	<i>86</i>
<i>Tabla 5.4 Relaciones <math>W_b/W_e</math> promedio por variables de estudio .....</i>	<i>87</i>
<i>Tabla 6.1 Tabla para el diseño de muros con <math>f_m</math> de 20 kg/cm<sup>2</sup> .....</i>	<i>94</i>
<i>Tabla 6.2 Momentos flexionantes, fuerzas cortantes y momentos torsionantes actuales.....</i>	<i>95</i>
<i>Tabla 6.3 Resistencias de la sección transversal de los elementos confinantes .....</i>	<i>97</i>
<i>Tabla 6.4 Tabla para el diseño de muros con <math>f_m</math> de 40 kg/cm<sup>2</sup> .....</i>	<i>98</i>
<i>Tabla 6.5 Momentos flexionantes, fuerzas cortantes y momentos torsionantes actuales.....</i>	<i>99</i>
<i>Tabla 6.6 Resistencias por flexión, cortante y torsión .....</i>	<i>101</i>
<i>Tabla 6.7 Tabla para el diseño de muros con <math>f_m</math> de 20 kg/cm<sup>2</sup> .....</i>	<i>102</i>
<i>Tabla 6.8 Momentos flexionantes, fuerzas cortantes y momentos torsionantes actuales.....</i>	<i>104</i>
<i>Tabla 6.9 Resistencias por flexión, cortante y torsión .....</i>	<i>105</i>
<i>Tabla A.1 Análisis granulométrico de la arena .....</i>	<i>118</i>

<i>Tabla A.2 Resistencia a compresión axial de cilindros.....</i>	<i>118</i>
<i>Tabla A.3 Resistencia a compresión axial de cilindros.....</i>	<i>119</i>
<i>Tabla A.4 Resistencia a compresión axial de cilindros.....</i>	<i>119</i>
<i>Tabla A.5 Resistencia a compresión axial de cilindros.....</i>	<i>119</i>
<i>Tabla A.6 Resistencia a compresión axial de cilindros.....</i>	<i>120</i>
<i>Tabla A.7 Resistencia a compresión axial de cilindros.....</i>	<i>120</i>

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

Actualmente, en México, los muros de mampostería son uno de los sistemas estructurales más utilizados en la construcción de viviendas, oficinas, escuelas, naves industriales, bardas, etc. Los muros de mampostería se pueden clasificar en: no reforzados, reforzados, confinados y diafragma. Los muros no reforzados (MNR) son aquellos que no tienen ningún tipo de refuerzo, o si lo tienen, no cumplen con criterios mínimos establecidos en los reglamentos. Por su parte, los muros reforzados (MR) son los que tienen acero de refuerzo interior horizontal y vertical. En general este acero se distribuye uniformemente dentro del muro y debe cumplir con requisitos mínimos especificados en los reglamentos correspondientes. Los muros confinados (MC) son aquellos que están reforzados en su periferia con elementos de concreto reforzado. En México estos elementos se conocen como castillos y dalas. Las dimensiones de la sección transversal de los elementos confinantes son, en general, iguales al espesor del muro. Para este tipo de muro, primero se construye el muro de mampostería y posteriormente los elementos confinantes. Los muros diafragma (MD) son los que se encuentran rodeados por vigas y columnas de un marco de acero estructural o de concreto reforzado. Las dimensiones de la sección transversal de los marcos son, en general, mayores que el espesor del muro. Los muros diafragma pueden ser de mampostería no reforzada, reforzada o confinada. Para este tipo de muros, primero se construye el marco y posteriormente el muro de mampostería. Debido a este proceso constructivo pueden existir holguras entre el marco y el muro.

Los muros de mampostería resisten las cargas muertas y vivas que se generan en los pisos, así como las cargas accidentales producidas por fenómenos naturales como son los huracanes y sismos. Cuando las cargas actúan perpendiculares al plano de los muros se refieren en la literatura como “cargas fuera del plano”. Desde un enfoque práctico se ha dado poco énfasis al diseño de muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano. Por ejemplo, desde el punto de vista

eólico, se supone en general que las cargas que actúan perpendiculares a los muros son transmitidas a los muros paralelos a la dirección del viento. En este aspecto, se diseñan los muros paralelos y no se da mucha importancia al diseño de los muros perpendiculares ya que se considera que su comportamiento será satisfactorio. El diseño de los muros perpendiculares, en ocasiones no se realiza debido a la falta de especificaciones en el país y si se realiza, se hace con especificaciones de otros países que no necesariamente reflejan las propiedades y el comportamiento de las mamposterías típicas que se construyen en México. Un caso particular es el de los muros aislados de mampostería confinada los cuales se apoyan en dalas horizontales y contrafuertes verticales de concreto reforzado asentados sobre robustas cimentaciones. En este caso se considera que los muros transmiten las cargas de viento a los elementos de apoyo, sin embargo se ha observado en ocasiones que los muros de mampostería se colapsan pero las dalas y los contrafuertes quedan en pie debido a la mala selección en los espaciamientos de dichos elementos de apoyo. Por lo anterior, la evaluación del comportamiento fuera del plano de muros de mampostería confinada es importante debido a que su daño o colapso durante huracanes y sismos severos puede causar pérdidas humanas y económicas.

Se realizó una revisión de la literatura donde se encontró que las principales variables que influyen en el comportamiento de muros de mampostería sujetos a cargas fuera del plano son: (1) las propiedades mecánicas de la mampostería, (2) el tipo de pieza (Abrams et al. 1996), (3) las condiciones de apoyo (Drysdale y Essawy 1988; Dawe y Seah 1989; Varela et al. 2011), (4) la relación de aspecto (altura entre longitud del muro) (Drysdale y Essawy 1988; Varela et al. 2012a), (5) la relación de esbeltez (altura entre espesor del muro) (Griffith et al. 2004; Tu et al. 2010), (6) la rigidez de los elementos de la periferia (Varela et al. 2012a), (7) la carga axial (Drysdale y Essawy 1988; Griffith et al. 2004) y (8) las aberturas (Middleton y Drysdale 1995; Zhang et al. 2001). La mayoría de los estudios anteriores se realizaron para MNR, MR y MD. Existen escasos estudios para MC. Esto se debe a que el uso de MC en países desarrollados es poco común. Sin embargo, en México

el tipo de muro más utilizado es el MC, debido a su bajo costo y fácil proceso constructivo. Adicionalmente se encontró que el comportamiento fuera del plano de los MC es diferente al de los otros tipos de muros.

En México se han desarrollado trabajos de investigación sobre muros de mampostería confinada en los cuales se han evaluado el efecto de: las condiciones de apoyo (Navarrete 2009; Varela 2011), la relación de aspecto (Moreno 2010; Varela 2012a), la relación de esbeltez (López 2010; Varela 2012a), la rigidez de los elementos confinantes (Moreno 2010; López 2010; Varela 2012a), la carga axial (Polanco 2011; Varela 2012b) y las aberturas (Chan 2012). Sin embargo, existen otras variables que no han sido estudiadas tales como el tipo de pieza y la resistencia a la compresión axial de la mampostería. Por lo tanto, se requiere evaluar el efecto de dichas variables para complementar el conocimiento sobre el comportamiento fuera del plano de muros de mampostería confinada.

### **1.1. Objetivo general del trabajo**

Evaluar el comportamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano contruidos con diferentes tipos de piezas, resistencias a compresión axial de la mampostería y relaciones de aspecto.

### **1.2. Objetivos particulares**

Los objetivos particulares de este trabajo se describen a continuación:

- Determinar experimentalmente cómo influye el tipo de pieza, la resistencia a compresión axial de la mampostería y la relación de aspecto en la resistencia fuera del plano de muros de mampostería confinada.
- Desarrollar y calibrar modelos analíticos para determinar el comportamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano.
- Realizar un estudio paramétrico de las variables que influyen en el comportamiento de muros de mampostería.

- Proponer una metodología de diseño para muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano.

### **1.3. Alcance de la tesis**

Este trabajo forma parte de un proyecto de investigación cuyo objetivo es proponer especificaciones para el diseño fuera del plano de muros de mampostería confinada. En este trabajo se evaluó el comportamiento fuera del plano de muros simulando acciones eólicas. Las variables de estudio de este trabajo fueron el tipo de pieza, la relación de aspecto y la resistencia a compresión axial de la mampostería. En el proyecto se consideran cinco tipos de piezas: bloques huecos de concreto de dos y tres celdas, tabiques multiperforados de arcilla de dos dimensiones y tabiques sólidos de arcilla. En este trabajo se consideraron bloques huecos de concreto de dos celdas y tabiques multiperforados de arcilla. En la parte experimental de este trabajo, se ensayaron seis muros a escala natural sujetos a combinaciones de cargas uniformes fuera del plano y cargas axiales. En la parte analítica se desarrollaron modelos para determinar la resistencia máxima fuera plano de los muros. Finalmente, se realizó una propuesta para el diseño de muros de mampostería confinada sujetos a cargas uniformes fuera del plano.

## **CAPÍTULO 2**

### **REVISIÓN DE LA LITERATURA**

Se realizó la revisión de la literatura con dos propósitos: (1) conocer el estado del arte sobre el comportamiento de muros de mampostería sujetos a cargas fuera del plano y (2) conocer los tipos de piezas de mampostería utilizadas en las construcciones mexicanas, así como sus características mecánicas y geométricas.

#### **2.1. Comportamiento de muros de mampostería sujetos a cargas fuera del plano**

Se consideraron en esta revisión MNR, MR, MC y MD. A continuación se presentan los trabajos sobre cada uno de los tipos de mampostería.

##### **2.1.1. Muros de mampostería no reforzada**

Drysdale y Essawy (1988) ensayaron en el laboratorio 21 MNR sujetos cargas fuera del plano. Las cargas se aplicaron mediante una bolsa de aire. Los muros se construyeron con bloques huecos de concreto. Las longitudes de los muros fueron de 6, 5.2 y 3.6 m con una altura constante e igual a 2.8 m. Se consideraron apoyos simples en 3 y 4 bordes. A uno de los muros se aplicó una carga axial de 204 kg/cm<sup>2</sup>. Las variables estudiadas fueron la relación de aspecto, las condiciones de apoyo y la carga axial. Durante los ensayos se observó inicialmente un primer agrietamiento por flexión. Posteriormente, se observó la formación de un patrón de agrietamiento que divide al muro en segmentos los cuales forman un mecanismo de colapso. Este patrón depende de las condiciones de apoyo. Para los muros con 4 apoyos, por ejemplo, se observó una grieta horizontal al centro y grietas diagonales a 45° del centro hacia las cuatro esquinas del muro. La resistencia máxima fuera del plano fue mayor para los muros con 4 apoyos, con mayor relación de aspecto y con mayor carga axial. Se desarrollaron modelos analíticos para predecir el primer agrietamiento. Se realizó un análisis elástico lineal utilizando elementos finitos (EF)

del tipo placa. Se desarrollaron modelos para predecir la resistencia. Estos modelos se basaron en los métodos de líneas de fluencia (LF) y líneas de falla (LFa). Ambos métodos se basan en igualar los trabajos externos e internos. En el primer método se asume que los momentos resistentes de agrietamiento se mantiene constante a lo largo de todo el patrón. Estos momentos se obtienen con las resistencias a tensión por flexión en dos direcciones ortogonales. El segundo método es similar al de LF; sin embargo, se asume que los primeros agrietamientos no contribuyen a la resistencia fuera del plano. Con dichos métodos en general se obtienen resistencias similares a las experimentales; el método de LF tiende a sobrestimarlas mientras que el método de LFa a subestimarlas.

Middleton y Drysdale (1995) ensayaron 6 MNR sujetos a cargas fuera del plano. Las cargas se aplicaron mediante una bolsa de aire. Los muros se construyeron con bloques huecos de concreto. Las dimensiones de los muros fueron 5.8 m de longitud y 2.8 m de altura. Cinco de los muros se construyeron con aberturas cuyas dimensiones fueron de 0.8 x 1.6 m y 1.2 x 2.4 m (ancho x altura). Las variables estudiadas fueron el efecto del tamaño y la localización de las aberturas. Se observó un comportamiento elástico lineal antes del agrietamiento. Posteriormente se observó la formación de un mecanismo de colapso definido por un patrón de agrietamiento y finalmente la falla. En general los patrones de agrietamiento se definieron por grietas diagonales de las esquinas de las aberturas a las esquinas de los muros. La resistencia de los muros con aberturas fue ligeramente menor que la del muro sin aberturas. La presencia de aberturas permite mayores desplazamientos fuera del plano. Se desarrollaron modelos analíticos basados en el método de LF para predecir la resistencia. Este método es similar al descrito anteriormente. Con este método se obtuvieron resistencias similares a las experimentales.

Martini (1997) desarrolló un modelo analítico para predecir el tipo de falla de MNR sujetos a cargas fuera del plano. Los muros se modelaron con apoyos en dos lados opuestos. El modelo se basó en la teoría de la fractura discreta. Se utilizaron elementos finitos sólidos elástico lineales para modelar los bloques y elementos de

interface por contacto para las juntas de mortero. Los resultados analíticos se compararon con resultados experimentales obtenidos en la literatura. Con el modelo fue posible predecir no solo el tipo de falla sino también la resistencia de los muros estudiados. Posteriormente, Martini (1998) desarrolló un modelo de EF similar al anterior para predecir la resistencia y el tipo de falla de muros con 4 y 3 apoyos. Se desarrollaron adicionalmente modelos basados en el método de LF para predecir dicha resistencia. Con el método de EF se predicen valores mayores de resistencia que con el método de LF. Los patrones agrietamiento propuestos en el método de LF fueron consistentes con los obtenidos con los modelos de EF.

Griffith et al. (2004) ensayaron 6 MNR sujetos cargas dinámicas fuera del plano. Las cargas se aplicaron mediante una mesa vibradora. Los muros se construyeron con tabiques de arcilla. La altura de los muros fue de 1.5 m y los espesores ( $t$ ) de 11 y 5 cm. Se aplicaron cargas axiales nulas y de 0.76 y 1.53 kg/cm<sup>2</sup>. Las variables estudiadas fueron la relación de esbeltez y la carga axial. De los ensayos se observó que en general, el colapso de los muros está más relacionado con la magnitud de los desplazamientos fuera del plano que con las fuerzas de inercia que se generan debidas a la aceleración. Se desarrollaron modelos analíticos para predecir el comportamiento de los muros (curva carga-desplazamiento fuera del plano). Se realizaron análisis elásticos lineales estáticos para predecir el comportamiento antes del primer agrietamiento. Posteriormente, se desarrollaron modelos basados en la teoría del cuerpo rígido (Doherty, 2000) para determinar el comportamiento posterior al agrietamiento. Con los modelos se predice adecuadamente el comportamiento previo al agrietamiento y se obtienen resultados razonables posteriores al agrietamiento.

Cecchi et al. (2005) desarrollaron modelos analíticos para determinar el comportamiento de MNR sujetos a cargas fuera del plano. El objetivo de este trabajo fue validar modelos de análisis multiparamétricos de homogenización para los muros. Se modeló un muro con apoyos simples en 4 bordes. Se realizó un análisis elástico lineal con elementos finitos sólidos. Los resultados analíticos fueron adecuados para

los muros con menor relación modular bloques-mortero. Si el espesor de las juntas de mortero disminuye, se obtienen mejores resultados con modelos tridimensionales de EF. El uso de estos modelos tridimensionales fue en general adecuado para determinar el comportamiento de los muros.

Milani et al. (2006) desarrollaron modelos para determinar la resistencia y el mecanismo de colapso de MNR. Se realizaron análisis elásticos lineales utilizando elementos finitos triangulares tipo placa. Se compararon los resultados analíticos con los reportados en la literatura por otros autores. Los modelos fueron capaces de predecir la carga el tipo de falla. Una de las limitantes de los modelos fue determinar los desplazamientos fuera del plano asociados a la falla.

Yi et al. (2006) desarrollaron modelos elásticos e inelásticos para predecir el comportamiento de un muro ensayado en el laboratorio. Se desarrolló un modelo elástico tridimensional basado en el método de los EF para predecir el primer agrietamiento. Adicionalmente, se desarrollaron modelos no lineales basados en los métodos del cuerpo rígido y EF (bidimensionales y tridimensionales). Se compararon los resultados analíticos con los correspondientes experimentales encontrados en la literatura. Con esto métodos se predice en general el primer agrietamiento y la resistencia de los muros.

Morandi et al. (2008) desarrollaron un modelo analítico para determinar la resistencia fuera del plano de MNR sujetos a cargas axiales y fuera del plano. El modelo se basó en el método de LF. Se incluyen los efectos de segundo orden en el cálculo de los momentos resistentes. Se realizó un análisis de sensibilidad variando el espesor de los muros. Se observó que los efectos de segundo orden se deben considerar para muros esbeltos. Con el modelo propuesto se obtienen resistencias conservadoras comparadas con las experimentales reportadas en la literatura.

Monaco y Guadagnuolo (2009) desarrollaron un modelo analítico para determinar el comportamiento de MNR sujetos a cargas fuera del plano. Este modelo se basa en

la teoría del cuerpo rígido. Se asume un comportamiento definido por tres etapas: inicialmente elástico lineal; posteriormente un intervalo donde la carga se mantiene constante para incrementos de desplazamiento y finalmente, un comportamiento como cuerpo rígido de los segmentos del muro donde la carga disminuye. Se compararon los resultados analíticos con los correspondientes experimentales encontrados en la literatura. Los resultados analíticos fueron similares a los experimentales.

Por su parte, Casolo y Milani (2010) utilizaron un modelo de elementos finitos a macro-escala para obtener la curva carga-desplazamiento de MNR sujetos a cargas fuera del plano. Se compararon los resultados analíticos con los correspondientes experimentales de trabajos encontrados en la literatura. El método propuesto es adecuado para predecir el comportamiento de los muros.

### **2.1.2. Muros reforzados**

About et al. (1996) ensayaron 6 MR sujetos a cargas fuera del plano. Se aplicaron cargas concentradas a los tercios de la altura del muro mediante actuadores hidráulicos. Los muros se construyeron con bloques huecos de concreto. Las dimensiones de los muros fueron de 1.22 m de longitud y 2.64 m de altura. Las variables de estudio fueron el porcentaje de acero de refuerzo vertical y el número de celdas rellenas de mortero (parcial y totalmente rellenas). Durante los ensayos se observó un comportamiento dúctil asociado a la fluencia del acero de refuerzo. La carga de agrietamiento fue mayor para los muros con todas las celdas rellenas. Dicha carga fue similar independientemente del porcentaje de acero de refuerzo. La resistencia fuera del plano fue mayor para los muros con mayor porcentaje de acero de refuerzo. Dicha carga fue similar independientemente del número de celdas rellenas en los muros. La ductilidad fue mayor para los muros con todas las celdas rellenas y con el mayor porcentaje de acero de refuerzo.

Zhang et al. (2001) ensayaron 3 MR sujetos a cargas fuera del plano. Se aplicaron las cargas utilizando una bolsa de aire en cada una de las caras del muro simulando la acción reversible de los sismos. Los muros se construyeron con bloques huecos de concreto. Las dimensiones de los muros fueron de 9 m de longitud y 2.4 m de altura. Dos de los muros se construyeron con aberturas. El primero tuvo dos aberturas en los extremos y una al centro, y el segundo, dos en los extremos. Se utilizaron las cantidades mínimas de acero de refuerzo horizontal y vertical especificadas en el reglamento de Nueva Zelanda. Se rellenaron con mortero exclusivamente las celdas de los bloques con acero de refuerzo vertical. Las variables de estudio fueron la localización y el tamaño de las aberturas. Durante el ensaye se observó en general la aparición de las primeras grietas en las juntas de los bloques cuyas celdas no se rellenaron. Se observó un comportamiento elástico lineal previo al agrietamiento. Posteriormente, se observó un comportamiento no lineal asociado al agrietamiento y fluencia del acero de refuerzo. La localización y tamaño de las aberturas afectó significativamente la resistencia fuera del plano de los muros. Se desarrollaron modelos analíticos basados en el método de las LF para determinar la resistencia. Para este tipo de muros se determina el trabajo interno con los momentos resistentes considerando el acero de refuerzo por flexión. Con este método se predice conservadoramente la resistencia del muro sin aberturas pero no se predicen la de los muros con aberturas.

### **2.1.3. Muros confinados**

Tu et al. (2010) ensayaron 4 estructuras sujetas a cargas fuera del plano. Las estructuras de un nivel fueron ensayadas en una mesa vibradora. Las estructuras consistieron de dos muros paralelos conectados a una losa rígida de concreto. Se consideraron dos estructuras con MC de diferente espesor y dos estructuras con MD de MNR con un marco de concreto reforzado. Los muros se construyeron con tabiques de arcilla. Las dimensiones de los muros fueron de 2.7 m de longitud y 2.8 m de altura. Se consideraron MC con espesores de 19.5 y 9.5 cm. Las dimensiones de las secciones transversales de los elementos de concreto reforzado

fueron iguales para los MC y los MD. Las variables de estudio fueron el tipo de muro y la relación de esbeltez. Se observaron grietas horizontales en la parte inferior y superior de la mampostería. En los MD las grietas se formaron entre los elementos de concreto horizontales y las hiladas en contacto con ellos. En los MC las grietas superiores se formaron a una o dos hiladas por debajo de los elementos de concreto. Los MC y MD tuvieron en general un comportamiento similar previo al daño de los elementos de concreto de la periferia. La falla de los MD se asoció a la falta de conexión entre los muros y los elementos de concreto. La falla de los MC se asoció al daño de los elementos de concreto de la periferia. La resistencia fue similar para ambos tipos de muros, sin embargo, fue mayor para los muros con menor relación de esbeltez. Se desarrolló un modelo analítico para predecir la resistencia. El modelo se basó en la formación de un mecanismo de arco. Se asumió la formación de un solo puntal de compresión a lo largo de la altura del muro. La resistencia se determinó mediante el equilibrio de fuerzas horizontales entre las cargas externas y las componentes del puntal de compresión. La falla se atribuyó al aplastamiento de los segmentos del muro de mampostería. El modelo predice valores conservadores de la resistencia.

Varela et al. (2011) ensayaron 6 MC sujetos a cargas fuera del plano. Las cargas se aplicaron con una bolsa de aire. Los muros se construyeron con bloques huecos de concreto. Las dimensiones de los muros fueron de 3.6 m de longitud, 1.76 m de altura y 15 cm de espesor. Se consideraron apoyos simples en 3 y 4 bordes. La variable de estudio fue las condiciones de apoyo. Se observó que el patrón de agrietamiento y la resistencia de los muros con 3 y 4 apoyos fueron similares. Dicho patrón consistió en una grieta horizontal al centro y grietas diagonales a  $45^\circ$  del centro hacia las cuatro esquinas del muro. El patrón dividió al muro en segmentos y permitió la formación de un mecanismo de colapso. Se observó la deformación en el plano de los elementos confinantes. La falla estuvo asociada a la excesiva rotación de los segmentos del muro (inestabilidad de los segmentos). Se desarrollaron modelos analíticos para predecir el primer agrietamiento. Se realizó un análisis elástico lineal utilizando elementos finitos tipo placa. Se desarrollaron cuatro

modelos analíticos para predecir la resistencia. Los modelos se basaron en los métodos de LF, LFa, puntal de compresión (PC) (Abrams 1996) y puntal de compresión modificado (PCM). En este último método se incluyó la rigidez de los elementos confinantes mediante un resorte localizado en la parte superior del muro. El modelo está basado en el mecanismo de arco y la formación de puntales de compresión a lo largo de los segmentos del muro. La resistencia se obtuvo del equilibrio de las fuerzas horizontales generadas por las cargas externas aplicadas y las componentes horizontales de los puntales de compresión. El primer agrietamiento se predice con el método de los EF. La resistencia se subestima con el método de LFa, se sobrestima con el método del PC y se predice con los métodos del LF y PCM. Con el modelo del PCM se predice adicionalmente la falla observada durante los ensayos.

En otro trabajo Varela et al. (2012a) ensayaron 6 MC sujetos a cargas fuera del plano. Las cargas se aplicaron utilizando dos bolsas de aire. Los muros se construyeron con bloques huecos de concreto con espesores de 12 y 15 cm. Se consideraron relaciones de aspectos de 0.75 y 1.0 y de esbeltez de 18 y 24. Los peraltes de las secciones transversales de los elementos confinantes fueron de 20, 25 y 40 cm. Las variables de estudio fueron de la relación de aspecto, la relación de esbeltez y la rigidez de los elementos confinantes. Para los muros con relación de aspecto de 0.75 el patrón de agrietamiento consistió de una grieta horizontal al centro del muro y grietas diagonales a  $45^\circ$  del centro a las esquinas del muro. Para los de relación de aspecto de 1.0 dicho patrón consistió de grietas diagonales (forma de X). Se observó que para muros con relaciones de aspecto y esbeltez similares, la resistencia fuera del plano fue menor para aquellos con una menor rigidez de los elementos. Para los muros con relaciones de aspecto y rigidez de los elementos confinantes similares, la resistencia fue mayor para aquellos con la menor relación de esbeltez. Se observó la falla por inestabilidad del muro con menor rigidez de los elementos confinantes. La falla de los otros muros estuvo asociada al aplastamiento de la mampostería. Se desarrollaron modelos analíticos basados en el método de los EF para determinar el primer agrietamiento. Se desarrollaron modelos basados

en los métodos de LF, LFa, PC y PCM para determinar la resistencia fuera del plano. El método del PCM presentado por Varela et al. (2011) se modificó para incluir la variación del ancho de contacto entre los segmentos del muro. El nuevo método se denominó método del puntal y el resorte (PyR). El primer agrietamiento se predice con el método de los EF. La resistencia se subestima con los métodos de LF y LFa, se sobrestima con el método del PC y se predice con el método del PyR. Con el método del PyR se predicen el tipo de falla. Los valores del ancho de contacto obtenidos con dicho método fueron consistentes con los observados en los ensayos.

Varela et al. (2012b) ensayaron 3 MC sujetos a cargas fuera del plano. Las cargas se aplicaron con dos bolsas de aires. Los muros se construyeron con bloques huecos de concreto. Las dimensiones de los muros fueron de 3.6 m de longitud y 2.8 m de altura. Se ensayaron dos muros con carga axial y uno sin carga axial. Las cargas axiales fueron de 0.66 y 2 kg/cm<sup>2</sup>. La variable de estudio fue la carga axial. El patrón de agrietamiento final fue similar al observado para los muros ensayados por Varela et al. (2012a) con relación de aspecto de 0.75. Se observó que la carga asociada al primer agrietamiento y la resistencia incrementan si la carga axial incrementa. La falla del muro sin carga axial estuvo asociada a la inestabilidad de los segmentos del muro. La falla de los muros con carga axial al aplastamiento de la mampostería. Se desarrollaron modelos analíticos para predecir el primer agrietamiento. Se realizó un análisis elástico lineal utilizando elementos finitos sólidos. Se desarrollaron modelos para determinar la resistencia fuera del plano. Estos modelos se basaron en los métodos de LF, LFa y PyR. El primer agrietamiento se predice con el método de los EF. La resistencia se subestima con los métodos de LF y LFa, y se predice con el método del PyR. Adicionalmente, con el método del PyR se predicen los tipos de falla observados en los ensayos.

#### **2.1.4. Muros diafragma**

Dawe y Seah (1989) ensayaron 9 MD de MNR con marcos de acero sujetos a cargas fuera del plano. Los marcos tuvieron conexiones articuladas. Las cargas se

aplicaron utilizando una bolsa de aire. Los muros se construyeron con bloques huecos de concreto. Las dimensiones de los muros fueron de 3.6 m de longitud, 2.8 m de altura y 19, 14 y 9 cm de espesor. Se consideraron apoyos en 2, 3 y 4 bordes. Uno de los muros fue construido con una abertura central con dimensiones de 1.6 x 1.2 m. Las variables de estudio fueron las condiciones de apoyo, la relación de esbeltez y el efecto de las aberturas. En general se observó un comportamiento lineal previo al primer agrietamiento. Posteriormente, un comportamiento no lineal hasta la falla. El patrón de agrietamiento final para los muros con 4 apoyos fue similar al de los MC con geometría similar; sin embargo, el patrón para los muros con 3 apoyos consistió en la formación de una grieta vertical desde la longitud media del apoyo superior (libre) al centro del muro, y grietas diagonales a 45° desde dicho centro a las esquinas inferiores del muro. La falla de los muros estuvo asociada al aplastamiento de la mampostería. Antes del primer agrietamiento la resistencia estuvo asociada a la flexión del muro como una placa. Posterior al agrietamiento dicha resistencia se asocia a la formación de un mecanismo de arco. La resistencia incrementa si la relación de esbeltez disminuye. La presencia de una abertura relativamente pequeña al centro de los muros no reduce significativamente la resistencia fuera del plano. Se desarrollaron modelos analíticos para predecir el primer agrietamiento. Se realizó un análisis elástico lineal utilizando EF tipo placa. Se desarrollaron modelos para determinar la resistencia fuera del plano. Estos modelos estuvieron basados en el método de las LF. Este método se modificó para incluir la acción de arco en dos direcciones ortogonales (LFM). Los momentos resistentes se obtuvieron mediante un análisis por flexión de una sección transversal sin acero de refuerzo. En dicho análisis se utilizan las fuerzas axiales generadas por el mecanismo de arco. La rigidez de los elementos de toda la periferia se incluye mediante coeficientes de flexibilidad. Con los modelos de EF se predice adecuadamente el primer agrietamiento. Con la inclusión del mecanismo de arco se mejoraron las predicciones de las resistencias. Se propusieron ecuaciones de diseño para determinar la resistencia; dichas expresiones son función de las propiedades geométricas y mecánicas de la mampostería y de los marcos.

Abrams et al. (1996) ensayaron 8 MD de MNR con marcos de concreto reforzado sujetos a cargas fuera del plano. Las cargas se aplicaron mediante una bolsa de aire. Seis de los muros fueron construidos con tabiques de arcilla y dos con bloques de concreto. Las dimensiones de los muros fueron de 2.4 m de longitud y 1.6 m de altura. Se consideraron relaciones de esbeltez de 34, 18, 17,11 y 9. Las variables de estudio fueron el tipo de pieza y la relación de esbeltez. Los patrones de agrietamiento fueron similares a los observados para los MD con igual relación de aspecto y condiciones de apoyo ensayados por Dawe y Seah (1989). Se observó que la resistencia de los muros incrementa si la relación de esbeltez disminuye. La resistencia fue mayor para los muros construidos con bloques de concreto. Se desarrolló un modelo analítico para determinar la resistencia. Este modelo se basó en un mecanismo de arco y la formación de puntales de compresión a lo largo de los segmentos del muro. Se asume que la falla está asociada al aplastamiento de la mampostería. La resistencia se obtiene del equilibrio de las fuerzas aplicadas y las componentes horizontales de los puntales de compresión. El efecto de la rigidez de los elementos del marco se incluyó explícitamente mediante el uso de factores de reducción que dependen de la inercia y el módulo de elasticidad de los elementos de concreto reforzado. Con los modelos desarrollados se predice la resistencia de algunos de los muros estudiados. Se propusieron ecuaciones de diseño para determinar la resistencia; dichas expresiones son función de las propiedades geométricas y mecánicas de la mampostería y de los marcos de concreto.

Klingner et al. (1996) ensayaron 2 estructuras sujetas a cargas fuera del plano. Las estructuras de un nivel fueron ensayadas en una mesa vibradora. Las estructuras consistieron en dos MD de MNR paralelos conectados por una losa rígida de concreto. Los muros fueron construidos con tabiques de arcilla. Los muros se construyeron a escala reducida con una altura de 82.6 cm y un espesor 4.5 cm. Los patrones de agrietamiento fueron similares a los observados para muros con igual relación de aspecto ensayados por otros autores con bolsa de aire. La resistencia de los muros no fue determinada ya que no fueron ensayados hasta la falla. Los muros resistieron fuerzas de inercia mayores a diez veces su peso propio. Se propusieron

ecuaciones de diseño para determinar la resistencia y el desplazamiento fuera del plano, respectivamente. Estas expresiones son función de las propiedades geométricas y mecánicas de la mampostería y de los marcos de concreto.

Flanagan y Bennett (1999a) ensayaron 3 MD de MNR con marcos de acero sujetos a cargas combinadas fuera del plano. Las cargas se aplicaron utilizando una bolsa de aire. Los muros se construyeron con tabiques de barro. Las dimensiones de los muros fueron de 2.24 m de longitud, 2.24 m de altura y 10, 20 y 30 cm de espesor. La variable de estudio fue la relación de esbeltez. El patrón de agrietamiento fue similar al de MC con igual relación de aspecto y 4 apoyos. La resistencia fue mayor para los muros con menor relación de esbeltez. La falla se asoció al aplastamiento de la de los segmentos de mampostería y al deslizamiento en las juntas por cortante. En otro trabajo Flanagan y Bennett (1999b) realizaron un trabajo analítico donde se compararon tres métodos desarrollados para determinar la resistencia. Se incluyeron las expresiones simplificadas propuestas por Dawe y Seah (1989), Ángel et al. (1994) y Klingner et al. (1996). Las resistencias analíticas se compararon con las correspondientes experimentales reportadas en la literatura. Con las expresiones propuestas por Dawe y Seah (1989) se predice mejor la resistencia de los MD.

Henderson et al. (2003) realizaron el ensaye en sitio de un MD de MNR sujeto a cargas fuera del plano. Las cargas se aplicaron con una bolsa de aire. El MNR se construyó con tabiques de arcilla. El marco fue de acero estructural. Las dimensiones del muro fueron de 8.5 m de longitud, 3.7 m de altura y 20.3 cm de espesor. El muro formó parte de la planta baja de una estructura de cinco niveles. Los factores que influyen en la resistencia son: la rigidez de los elementos de la periferia, los esfuerzos axiales iniciales y la excentricidad del muro respecto al marco.

### **2.1.5. Resumen del comportamiento de muros de mampostería**

El comportamiento de los MNR y MR sujetos a cargas uniformes fuera de su plano se puede dividir en tres etapas: (1) la formación de un primer agrietamiento, (2) la

formación del patrón de agrietamiento final y (3) la falla. El primer agrietamiento depende de la geometría del muro, las condiciones de apoyo y la resistencia a tensión por flexión de la mampostería. Esta resistencia se determina en dos direcciones ortogonales, siendo en general diferente para ambas direcciones. El patrón de agrietamiento final depende de las mismas variables. El patrón sigue en general las reglas tradicionales utilizadas para el cálculo de áreas tributarias. Por ejemplo, grietas en zonas de momentos flexionantes máximos y grietas en diagonales a 45 grados. La falla de los muros está asociada a la formación de un mecanismo de colapso. Para los MNR la resistencia se define por la contribución de los momentos de agrietamiento a lo largo del patrón final. Debido a que estos momentos no se mantienen después del agrietamiento, los momentos de agrietamiento de las primeras grietas no contribuyen al mismo tiempo a la resistencia del muro. Para los MR la resistencia se define por los momentos resistentes por flexión a lo largo del patrón de agrietamiento final. Debido a que se tiene un comportamiento dúctil asociado al acero de refuerzo, en este caso, se puede considerar que los momentos resistentes se mantienen constantes posterior al agrietamiento y pueden contribuir a la resistencia del muro.

El comportamiento de los MC y MD se puede dividir en cuatro etapas: (1) la formación de un primer agrietamiento, (2) la formación del patrón de agrietamiento final, (3) la formación de un mecanismo de arco y (4) la falla. El primer agrietamiento y el patrón final dependen de las mismas variables descritas anteriormente para MNR y MR. Posterior a la formación del patrón final, los segmentos del muro rotan formándose puntales de compresión que se transfieren a los elementos de la periferia. La falla del muro depende de la rigidez en el plano de dichos elementos. Si la rigidez es pequeña se espera una falla por inestabilidad de los segmentos del muro. Esta falla se observó para MC con peraltes de 15 cm (Varela et al. 2011). Si la rigidez aumenta se puede presentar una falla por aplastamiento de los segmentos del muro. Esta falla se ha observado tanto en MC como en MD. En el primer caso, los muros tuvieron elementos confinantes con peraltes mayores a 15 cm (Tu et al. 2010; Varela et al. 2012a; Varela et al. 2012b). El segundo caso se observaron tanto

para MD con marcos de concreto y de acero estructural (Dawe y Seah 1989; Abrams et al. 1996; Klingner et al. 1996; Flanagan y Bennett 1999b). Los peraltes de dichos marcos fueron mayores que los espesores de los muros. Para los MD se ha observado también que la falla se atribuye a las conexiones entre el marco y el muro (Tu et al. 2010) y al deslizamiento por cortante entre juntas (Flanagan y Bennett 1999a).

Aunque se tiene una idea general del comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga fuera del plano y se cuenta con modelos para determinar su comportamiento (agrietamiento y resistencia), es una realidad que el número de trabajos experimentales y analíticos sobre dicho tema es reducido. Para el caso de MC este número es todavía menor. Por tanto, es importante realizar nuevos estudios experimentales y analíticos sobre dicho tema. En estos trabajos se deben incluir aspectos faltantes sobre el comportamiento fuera del plano de dichos muros. Un mayor número de ensayos permitirá el desarrollo y la calibración de modelos analíticos robustos para determinar el agrietamiento y la resistencia de los MC. Estos modelos junto con los futuros resultados experimentales permitirán proponer especificaciones de diseño para dichos muros.

## **2.2. Tipo de piezas de mampostería utilizadas en México**

Se realizó una revisión de la literatura sobre los tipos de piezas de mampostería más utilizadas en nuestro país. Para esta revisión se consideraron bloques huecos de concreto, tabiques de arcilla y tabiques multiperforados de arcilla extruida. En los estudios encontrados, los autores, han estudiados las propiedades geométricas y mecánicas de los diferentes tipos de mampostería descritos anteriormente.

Meli y Reyes (1971) realizaron un estudio para determinar las propiedades físicas y mecánicas de las mamposterías utilizadas para la construcción en la Ciudad de México. Se ensayaron pilas construidos con siete diferentes tipos de piezas. Se consideraron bloques huecos de concreto, tabiques de arcilla recocida, tabiques

solidos de arcilla extruida, tabiques huecos de arcilla extruida, tabiques multiperforados de arcilla extruida, tabiques sílico-calcáreos y tabiques asfálticos. Las pilas se construyeron con relación de aspecto aproximadamente de cuatro. Se consideraron seis diferentes morteros en proporciones por volumen: 1:0:3, 1:1:6, 0:1:3, 1:0:6, 1:1/2:5 (CA:C:A) y 1:3 (cemento de albañilería : arena). Se construyeron 3 pilas por cada combinación piezas-mortero. El estudio consistió en determinar: (1) las dimensiones de las piezas, (2) la resistencia a la compresión axial de las piezas, (3) la resistencia a compresión axial de la mampostería y (4) el módulo de elasticidad de la mampostería. Para los bloques huecos de concreto, las dimensiones fueron de 15x20x40 cm (ancho x altura x longitud), la resistencia compresión axial promedio de las piezas ( $f_p$ ) fue de 110 kg/cm<sup>2</sup>, la resistencia a compresión axial promedio de la mampostería ( $f_m$ ) varió entre 67 y 77 kg/cm<sup>2</sup> y el módulo de elasticidad promedio de la mampostería ( $E_m$ ) varió entre 3000 y 28000 kg/cm<sup>2</sup>. Para los tabiques de arcilla recocida, las dimensiones fueron de 14x7x28 cm, la resistencia  $f_p$  fue de 70 kg/cm<sup>2</sup>, la resistencia  $f_m$  varió entre 21 y 35 kg/cm<sup>2</sup> y el módulo  $E_m$  varió entre 5000 y 10000 kg/cm<sup>2</sup>. Para los tabiques solidos de arcilla extruida, las dimensiones fueron de 12x6x24 cm y la resistencia  $f_p$  fue de 146 kg/cm<sup>2</sup>. No se reportan valores de  $f_m$  y  $E_m$ . Para los tabiques huecos de arcilla extruida, las dimensiones fueron de 12x6x24 cm, la resistencia  $f_p$  fue de 216 kg/cm<sup>2</sup>, la resistencia  $f_m$  varió entre 64 y 99 kg/cm<sup>2</sup> y el módulo  $E_m$  varió entre 11000 y 24000 kg/cm<sup>2</sup>. Para los tabiques multiperforados de arcilla extruida, las dimensiones fueron de 12x6x24 cm, la resistencia  $f_p$  fue de 183 kg/cm<sup>2</sup>, la resistencia  $f_m$  varió entre 64 y 86 kg/cm<sup>2</sup> y el módulo  $E_m$  varió entre 14000 y 16000 kg/cm<sup>2</sup>. Para los tabiques sílico-calcáreos, las dimensiones fueron de 12x6x24 cm, la resistencia  $f_p$  fue de 158 kg/cm<sup>2</sup>, la resistencia  $f_m$  varió entre 83 y 95 kg/cm<sup>2</sup> y el módulo  $E_m$  varió entre 16000 y 23000 kg/cm<sup>2</sup>. Para los tabiques asfálticos, las dimensiones fueron de 14x6x28 cm, la resistencia  $f_p$  fue de 39 kg/cm<sup>2</sup>, la resistencia  $f_m$  varió entre 20 y 26 kg/cm<sup>2</sup> y el módulo  $E_m$  varió entre 8000 y 9000 kg/cm<sup>2</sup>.

### **2.2.1. Bloques huecos de concreto reforzado**

Varela et al. (2008) ensayaron 156 pilas de mampostería para determinar su resistencia a la compresión axial y módulo de elasticidad. Las pilas se construyeron con bloques huecos de concreto de tres celdas fabricados en la ciudad de Mérida, Yucatán. Se consideraron bloques de 13 diferentes fabricantes de la región. Las dimensiones nominales de los bloques fueron de 15x20x40 cm (ancho x altura x longitud). Cada pila consistía en tres bloques superpuestos pegados con mortero. Los morteros utilizados fueron en proporciones por volumen 1:2:5 y 1:2:7 (cemento Portland: cal: arena). En dicho trabajo se determinaron: (1) las características geométricas de las piezas (dimensiones y relación de área neta sobre área gruesa), (2) la resistencia a la compresión axial de las piezas, (3) la resistencia a la compresión axial de pilas de mampostería y (4) el módulo de elasticidad de la mampostería. Las pruebas se hicieron de acuerdo a las Normas NMX-C-038-ONNCCE-2004, NMX-C-036-ONNCCE-2004, APROYEC-NMX-C-464-ONNCCE-2003 para la determinación de las dimensiones, la resistencia a la compresión axial de las piezas y la resistencia a la compresión axial de la mampostería, respectivamente. Los resultados obtenidos fueron: (1) las dimensiones promedio de los bloques fueron de 14.53x19.45x39.67 cm y la relación promedio de área neta sobre área gruesa fue de 0.59. (2) La resistencia a la compresión axial promedio de las piezas varió entre 27 kg/cm<sup>2</sup> y 103 kg/cm<sup>2</sup>. (3) La resistencia a la compresión axial promedio de la mampostería varió entre 16 kg/cm<sup>2</sup> y 42 kg/cm<sup>2</sup>. (4) El módulo de elasticidad promedio de la mampostería varió entre 38000 kg/cm<sup>2</sup> y 54000 kg/cm<sup>2</sup>. Adicionalmente, se propusieron ecuaciones para determinar la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad de la mampostería en función de las propiedades mecánicas de las piezas.

Quiñonez et al. (2010) realizaron un estudio para determinar las propiedades físicas y mecánicas tanto de las piezas de mampostería como de las mamposterías utilizadas para la construcción en la ciudad de Culiacán, Sinaloa. Se ensayaron 160 pilas de mampostería. Para este estudio se consideraron bloques huecos de concreto de dos celdas. Las dimensiones nominales de los bloques de concreto

fueron de 12x20x40 cm (ancho x altura x longitud). Las pilas se construyeron utilizando 3 bloques superpuestos y con mortero tipo III. Se consideraron 8 diferentes fabricantes de la región. El estudio consistió en determinar: (1) las características geométricas de las piezas (dimensiones y relación de área neta sobre área gruesa), (2) el porcentaje de absorción máxima de agua, (3) la resistencia a la compresión axial de las piezas y (4) la resistencia a la compresión axial de pilas de mampostería. Las pruebas se hicieron de acuerdo a las Normas NMX-C-038-ONNCCE-2004, NMX-C-037-ONNCCE-2005, NMX-C-036-ONNCCE-2004 y APROYEC-NMX-C-464-ONNCCE-2010, respectivamente. Los resultados obtenidos fueron que: (1) las dimensiones promedio de los bloques fueron de 12.05x19.73x39.7 cm y la relación promedio de área neta sobre área gruesa fue de 0.60. (2) el porcentaje de absorción varió entre el 7.73% y el 9.96%. (3) La resistencia a la compresión axial promedio de las piezas varió entre 22 kg/cm<sup>2</sup> y 58 kg/cm<sup>2</sup>. (3) la resistencia a la compresión axial promedio de la mampostería varió entre 17.9 kg/cm<sup>2</sup> y 48.4 kg/cm<sup>2</sup>.

Fernández et al. (2012) realizaron un estudio para determinar el comportamiento de la mampostería construida con bloques huecos utilizados en el Municipio de Mérida, Yucatán. Se ensayaron 72 pilas de mampostería; para este estudio se consideraron bloques huecos de concreto de tres celdas. Se seleccionaron dos diferentes plantas fabricadoras y tres diferentes espesores. Las dimensiones nominales de los bloques fueron de 12x20x40 cm (ancho x altura x longitud), 15x20x40 cm y 20x20x40 cm, respectivamente. Las pilas se construyeron utilizando 3 bloques superpuestos y mortero en proporciones por volumen 1:2:7 (CP:C:A). El estudio consistió en determinar: (1) las dimensiones de las piezas, (2) la resistencia a la compresión axial de las piezas, (3) la resistencia a la compresión axial y (4) el módulo de elasticidad de las pilas de mampostería. Las pruebas se hicieron de acuerdo a las Normas NMX-C-038-ONNCCE-2004, NMX-C-036-ONNCCE-2004 y APROYEC-NMX-C-464-ONNCCE-2003, respectivamente. Los resultados obtenidos fueron que: (1) las dimensiones promedio de los bloques con espesores de 12, 15 y 20 cm fueron de 11.62x19.63x39.66 cm, 14.65x19.44x39.53 cm y 19.66x19.57x39.66,

respectivamente. (2) La resistencia a compresión axial promedio de las piezas varió: entre 43.85 kg/cm<sup>2</sup> y 52.82 kg/cm<sup>2</sup> para el espesor de 12 cm, entre 44.36 kg/cm<sup>2</sup> y 59.24 kg/cm<sup>2</sup> para el espesor de 15 cm, y entre 54.35 kg/cm<sup>2</sup> y 57.92 kg/cm<sup>2</sup> para el espesor de 20 cm. (3) La resistencia a la compresión axial promedio de la mampostería varió: entre 26.72 kg/cm<sup>2</sup> y 27.53 kg/cm<sup>2</sup> para el espesor de 12 cm, entre 23.35 kg/cm<sup>2</sup> y 31.10 kg/cm<sup>2</sup> para el espesor de 15 cm, y entre 20.50 kg/cm<sup>2</sup> y 22.84 kg/cm<sup>2</sup> para el espesor de 20 cm. (4) El módulo de elasticidad promedio de la mampostería varió: entre 33496 kg/cm<sup>2</sup> y 42714 kg/cm<sup>2</sup> para el espesor de 12 cm, entre 31753 kg/cm<sup>2</sup> y 37524 kg/cm<sup>2</sup> para el espesor de 15 cm, y entre 29295 kg/cm<sup>2</sup> y 36780 kg/cm<sup>2</sup> para el espesor de 20 cm. Con base en los resultados los autores concluyeron que: (1) la relación entre la resistencia a compresión axial de la mampostería y la de los bloques ( $f_m/f_p$ ) disminuye conforme aumenta el espesor de la pila. (2) El módulo de elasticidad de la mampostería disminuye conforme aumenta el espesor de los bloques. (3) El mecanismo de falla de la mampostería de 12 cm de espesor es diferente a la de 20 cm de espesor. Se observa una falla por aplastamiento en las paredes de los bloques de pilas de 12 cm de espesor y falla por inestabilidad en pilas de 20 cm de espesor. Las pilas de 15 cm de espesor generalmente presentan una falla por inestabilidad.

### **2.2.2. Tabiques sólidos de arcilla**

Arrollo et al. (2002) realizaron un estudio para determinar las propiedades físicas y mecánicas de las piezas de mampostería utilizadas para la construcción en la ciudad de Santiago de Querétaro. Para este estudio se consideraron tabiques de arcilla recocida. Se consideraron tres diferentes zonas de origen de los tabiques dentro del estado de Querétaro; esto debido a que los materiales para la fabricación en cada zona varían. El estudio consistió en determinar: (1) las dimensiones de las piezas, (2) el porcentaje de absorción máxima de agua y (3) la resistencia a la compresión axial de las piezas. Las dimensiones promedio medidas fueron de 12.9x5.5x26.2 cm (ancho x altura x longitud) para la zona I, de 13.5x5.3x27.2 cm para la zona II y de 13.5x5.5x26.8 mm para la zona III. El porcentaje de absorción máxima promedio fue

de 22.5%, 20.4% y 23.4% para las zonas I, II y III, respectivamente. La resistencia de diseño a la compresión axial fue de 20 kg/cm<sup>2</sup>, 11 kg/cm<sup>2</sup> y de 10 kg/cm<sup>2</sup> para las zonas I, II y III, respectivamente.

Ruiz y Aguilar (2006) realizaron un estudio sobre los tabiques de arcilla (tabiques de barro rojo recocido) utilizados en algunas edificaciones de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas. Los autores ensayaron 120 piezas de tabique de arcilla. Para este estudio se consideraron 4 diferentes fabricantes de la localidad. Dicho estudio comprendió en: (1) la obtención de las propiedades geométricas (largo x ancho x altura), (2) obtención del peso volumétrico, (3) determinación del porcentaje de absorción máxima de agua y (4) determinación de la resistencia a compresión axial. Cada una de las pruebas se realizó de acuerdo a las Normas NMX-C-038-ONNCCE-2004, NMX-C-037-ONNCCE-2005 y NMX-C-036-ONNCCE-2004, respectivamente. Adicionalmente, se ensayaron 27 pilas de mampostería sujetas a compresión axial. Las pilas se construyeron con tres tabiques y utilizando mortero en proporciones por volumen 1:4:12 (cemento Portland: cal: arena). Las pilas se ensayaron a una edad de 7 días. Los ensayos de las pilas se realizaron de acuerdo a la Norma NMX-C-404-ONNCCE-1997. Los resultados obtenidos fueron que: (1) Las dimensiones promedio de las piezas fueron de 26.32x13.06x4.62 cm (longitud x ancho x altura). (2) El peso volumétrico promedio fue de 1540.29 kg/m<sup>3</sup>. (3) El porcentaje de absorción de los tabiques fue en promedio de 23.22%. (4) La resistencia de diseño a la compresión de los tabiques ensayados fue de 28.84 kg/cm<sup>2</sup>. (5) La resistencia de diseño a la compresión axial promedio de las pilas de mampostería fue de 17.56 kg/cm<sup>2</sup>.

Quiñonez et al. (2008) realizaron un estudio para determinar las propiedades físicas y mecánicas tanto de las piezas de mampostería como de las mamposterías utilizadas para la construcción en la ciudad de Culiacán, Sinaloa. Se ensayaron 100 pilas de mampostería. Para este estudio se consideraron tabiques de arcilla recocida. Las pilas se construyeron utilizando 7 tabiques superpuestos y con mortero en proporciones por volumen 1:2:6 (CP:C:A). Se consideraron 10 diferentes

fabricantes de la región. El estudio consistió en determinar: (1) las características geométricas de las piezas, (2) el porcentaje de absorción máxima de agua, (3) la resistencia a la compresión axial de las piezas y (4) la resistencia a la compresión axial de pilas de mampostería. Las pruebas se hicieron de acuerdo a las Normas NMX-C-038-ONNCCE-2004, NMX-C-037-ONNCCE-2005, NMX-C-036-ONNCCE-2004 y APROYEC-NMX-C-464-ONNCCE-2003, respectivamente. Los resultados obtenidos fueron que: (1) las dimensiones promedio de los bloques de 12.69x4.7x25.42 cm (ancho x altura x longitud). (2) el porcentaje de absorción varió de 13.98% a 24.65%. (3) La resistencia a la compresión axial promedio de las piezas varió entre 72.92 kg/cm<sup>2</sup> y 122.22 kg/cm<sup>2</sup>. (3) la resistencia a la compresión axial promedio de la mampostería varió entre 25.77 kg/cm<sup>2</sup> y 41.36 kg/cm<sup>2</sup>.

### **2.2.3. Tabiques multiperforados de arcilla extruida**

De Gante et al. (2002) realizaron un estudio para determinar las propiedades físicas y mecánicas de las piezas de mampostería utilizadas para la construcción en la ciudad de Puebla, Puebla. Para este estudio se consideraron tabiques de arcilla recocida y tabiques multiperforados de arcilla extruida. Las dimensiones nominales de los tabiques de arcilla recocida fueron de 6x12x24 cm, las de los tabiques multiperforados fueron de 12x12x24 cm. El estudio consistió en determinar: (1) el porcentaje de absorción máxima inicial de agua, (2) la resistencia a la compresión axial de las piezas y (3) la resistencia a la compresión axial de pilas de mampostería. Se consideraron pilas con relaciones de aspecto entre 3 y 4. Las pilas se construyeron utilizando morteros en proporciones por volumen 1:1/4:2.75, 1:1/2:2.75, y 1:1 1/4: 2.75 (CP:C:A). Los ensayos se realizaron de acuerdo a las Normas NMX-C-037-1997, NMX-C-036-1983 y APNMX-C-464-1993-ONNCCE, respectivamente. Los resultados obtenidos fueron que: (1) el porcentaje de absorción máxima promedio para los tabiques recocidos y para los tabiques multiperforados fue de 18.86 % y de 15.28 %, respectivamente. (2) la resistencia a la compresión axial promedio para los tabiques recocidos y para los tabiques multiperforados fue de 52.45 kg/cm<sup>2</sup> y de 112.06 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. (3) la resistencia a la

compresión axial promedio de las pilas de tabiques recocidos y de tabiques multiperforados fue de  $25.15 \text{ kg/cm}^2$  y de  $37.66 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente.

Pérez et al. (2008) ensayaron 4 muros sujetos a cargas laterales en el plano. Se aplicaron cargas cíclicas mediante un actuador hidráulico. Los muros se construyeron con tabiques multiperforados de arcilla extruida fabricados en el Estado de México. Las dimensiones nominales de los tabiques fueron de  $50 \times 12 \times 23 \text{ cm}$  (longitud x ancho x altura). La altura (h) de los muros se mantuvo constante e igual a 2.8 m. Se variaron las longitudes para obtener relaciones h/L de 0.44, 0.63, 0.83 y 1.0. La variable de estudio fue la relación de aspecto. Adicionalmente, se ensayaron 20 piezas de tabiques multiperforados para determinar su resistencia a la compresión axial. Para la obtención la resistencia a la compresión axial de la mampostería se ensayaron 12 pilas de tabiques multiperforados. Las pilas se construyeron con 4 piezas sobrepuestas. El mortero utilizado fue en proporciones por volumen de 1:1/4:3 (CP:C:A). Los resultados obtenidos fueron que: (1) La carga máxima lateral soportada por los muros con relaciones h/L de 0.44, 0.63, 0.83 y 1.0 fue de 4700, 7700, 10100 y 16000 kg, respectivamente. (4) La resistencia de diseño a la compresión axial de los tabiques ensayados fue de  $127 \text{ kg/cm}^2$ . (5) La resistencia de diseño a la compresión axial promedio de las pilas de mampostería fue de  $57.23 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **2.2.4. Resumen de los tipos de piezas utilizados en México**

De la revisión de la literatura sobre los tipos de piezas utilizadas en la construcción de muros de mampostería se encontró que en los estados de Sinaloa (Quiñones et al. 2010), Guerrero (Ortega y Arrollo 2008), Yucatán (Varela et al. 2008; Fernández et al. 2012), Nuevo León (Treviño et al. 2004) el D.F. (Meli y Reyes 1971), entre otros, es común el uso de bloques huecos de concreto. Por su parte, en estados como Chiapas (Ruiz y Aguilar 2006), Colima (Sánchez et al. 2010; Tejeda y Silva 2002), Puebla (De Gante et al. 2002), Sinaloa (Quiñones et al. 2008), Querétaro (Arroyo et al. 2002), D.F. (Meli y Reyes 1971; León et al. 2004), entre otros, son

utilizados los tabiques de arcilla contruidos artesanalmente. En lugares como Puebla (De Gante et al. 2002) y D.F. (Meli y Reyes 1971; Pérez et al. 2008) también son utilizados los tabiques multiperforados de arcilla extruida.

Por otro lado, debido a la gran diversidad de las materias primas que se encuentran en cada región, las propiedades de las mamposterías utilizadas en México son muy variables. Por lo que diferentes autores se han preocupado por conocer las propiedades básicas de la mampostería utilizada en su región. Se han realizado caracterizaciones físicas y mecánicas de los tipos de pieza y mampostería utilizadas. En general, se ha observado que los tipos de piezas más utilizados en el país son los bloques huecos de concreto de dos y tres celdas, los tabiques de arcilla recocida y los tabiques multiperforados de arcilla extruida. Adicionalmente, la mayoría de las mamposterías utilizadas no cumplen con los requerimientos mínimos establecidos por las Normas mexicanas que regulan su fabricación y uso. Por otro lado, en casi todo México se utilizan las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería (NTCM) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF); esto debido a que existen pocos reglamentos de construcción propios de cada región del país. En la práctica, el uso de estas normas es común aun cuando no se satisfacen los requerimientos mínimos para los cuales dichas normas fueron desarrolladas. Por lo tanto, el estudio de muros con diferentes tipos de piezas permitirá conocer el comportamiento fuera del plano de las mamposterías utilizadas en todo el país. Debido a lo anterior la propuesta de diseño que se presente en este trabajo podrá ser utilizada en cualquier región de México.

### **2.3. Modelos analíticos**

Para determinar la resistencia de MC se han utilizado los métodos de LF, LFa, PC y PyR. En general, se ha observado que con los métodos de LF y LFa se subestima la resistencia, con el PC se sobrestima y con el PyR se obtienen resistencias similares a las experimentales (Varela et al. 2012a; Varela et al. 2012b). Por su parte, para determinar la resistencia fuera del plano de MD con MNR se utilizan los métodos de LFM y PC. Con el PC se predice la resistencia de algunos muros (Abrams et al.

1996) y con LFM se obtienen resistencias similares a las experimentales (Dawe y Seah 1989). Por lo tanto, los modelos que pueden considerarse para determinar la resistencia fuera del plano de los muros de mampostería confinada son el método del PyR y el de las LFM. A continuación se describen los modelos mencionados anteriormente.

### 2.3.1. Método del puntal y el resorte (PyR)

El método del puntal y el resorte (Figura 2.1) se basa en la formación de un mecanismo de arco en una dirección. Se asume la formación de puntales de compresión en los segmentos del muro. Los segmentos de los muros se definen con base en el patrón de agrietamiento del muro. La resistencia fuera del plano se obtiene del equilibrio de las cargas aplicadas y las componentes horizontales de los puntales de compresión. En el modelo se asume que pueden presentarse dos tipos de falla: la inestabilidad de los segmentos del muro y el aplastamiento de la mampostería. La rigidez en el plano de los elementos confinantes ( $K_R$ ) se incluye mediante un resorte en la parte superior del muro; el resorte representa una rigidez equivalente de todos los elementos confinantes.

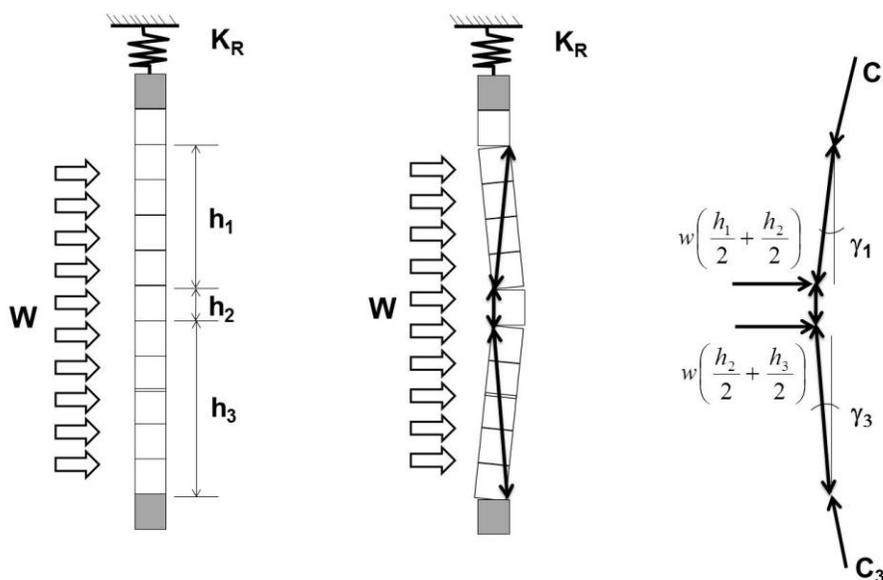


Figura 2.1 Método del puntal y el resorte

### 2.3.2. Método de líneas de fluencia modificado (LFM)

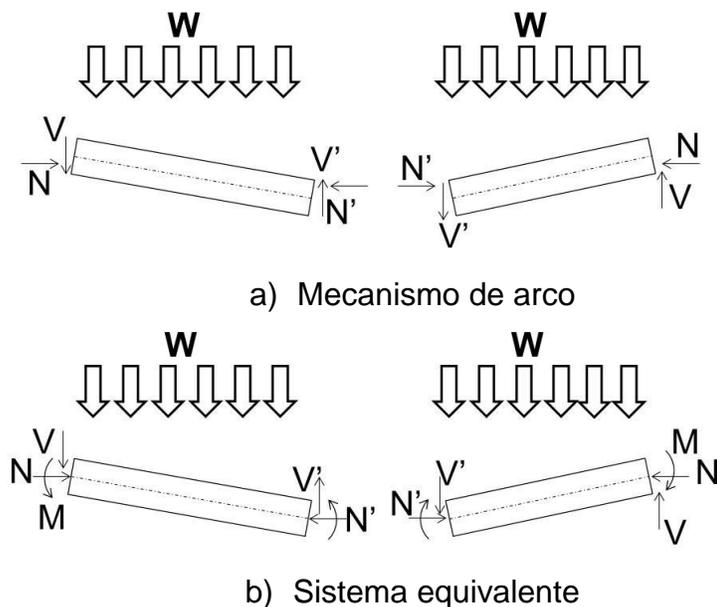
El método de líneas de fluencia se basa en el equilibrio de los trabajos internos generados en las líneas de fluencia y los trabajos externos generados por las cargas aplicadas (Ecuación 2.1). Para el cálculo de los trabajos internos se considera la contribución de las fuerzas axiales generadas en los segmentos (Ecuación 2.2); dichas fuerzas se generan debido a la formación de un mecanismo de arco (Figura 2.2a). Los momentos resistentes están dados por las fuerzas axiales excéntricas. Dichos momentos se obtiene del equilibrio de un sistema equivalente (Figura 2.2b). El efecto de la acción de arco en ambas direcciones se considera dividiendo el muro en tiras diferenciales en ambos sentidos y calculando los trabajos internos ( $W^{Int}$ ) y externos ( $W^{Ext}$ ) como la sumatoria de los trabajos individuales.

$$\sum W^{Int} = \sum W^{Ext} \quad (2.1)$$

$$W^{Int} = (M + M' - Nz) \frac{\Delta}{\rho L} + (M + M' - Nz) \frac{\Delta}{(1 - \rho)L} \quad (2.2)$$

$$W^{Ext} = W L a_t \frac{\Delta}{2} \quad (2.3)$$

Donde  $\Delta$  es el desplazamiento virtual en la línea de fractura,  $M$  y  $M'$  son los momentos resistentes en los apoyos y las líneas de fluencia, respectivamente,  $N$  es la fuerza axial,  $\rho$  es una constante que varía entre 0 y 1,  $L$  es la longitud total de una tira y  $a_t$  es el ancho de una tira del muro.



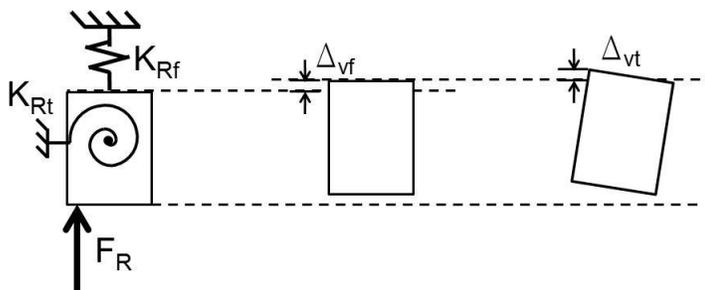
**Figura 2.2 Método de líneas de fluencia modificado**

### 2.3.3. Discusión sobre los modelos analíticos

A pesar de que el método de PyR se ha utilizado de manera satisfactoria para determinar la resistencia fuera del plano de muros de mampostería confinada, existen todavía aspectos que no han sido considerados como son: (1) la acción de arco en dos direcciones ortogonales, (2) el efecto de la torsión sobre los elementos confinantes, (3) la variación de la rigidez a lo largo de los elementos confinantes  $K_R$  y (4) la degradación de la rigidez. Estos aspectos deben ser incluidos para contar con modelos que representen de mejor manera el comportamiento observado durante pruebas de laboratorio.

Para el primer aspecto, se tiene que en el método del PyR se considera la acción de arco en la dirección vertical. Esto es aceptable para muros con relaciones de aspecto menores que uno (por ejemplo, 0.5); sin embargo, para muros con relaciones de aspecto similares a 1, la acción de arco en ambos sentidos es igual de significativa. Por tanto, es importante considerar dicho efecto para tener una mayor precisión en el cálculo de la resistencia de los muros. Para el segundo aspecto, se ha observado que las componentes verticales de los puntales de compresión se

transmiten excéntricamente sobre los elementos confinantes. Debido a esta excentricidad se generan momentos torsionantes que causan un incremento en los desplazamientos verticales de los elementos confinantes (Figura 2.3). Estos desplazamientos son adicionales a los producidos por la flexión. Lo anterior afecta el comportamiento de los elementos confinantes y por tanto la resistencia fuera del plano.



**Figura 2.3. Incremento de desplazamientos debidos a la torsión**

Para el tercer aspecto, en el método del PyR se utiliza una rigidez equivalente representada por un solo resorte lineal. Al utilizar una rigidez equivalente se asume que los desplazamientos y las fuerzas generadas por los puntales de compresión son uniformes en toda la longitud de los muros. Sin embargo, se ha observado que los desplazamientos en el plano de los muros son significativamente mayores al centro de los elementos confinantes. También se ha observado que el aplastamiento de la mampostería se concentra en los extremos de los muros. Por lo tanto, es necesario considerar la variación de los desplazamientos a lo largo de los elementos confinantes y las variaciones de las longitudes de los segmentos del muro en diferentes puntos a lo largo del muro.

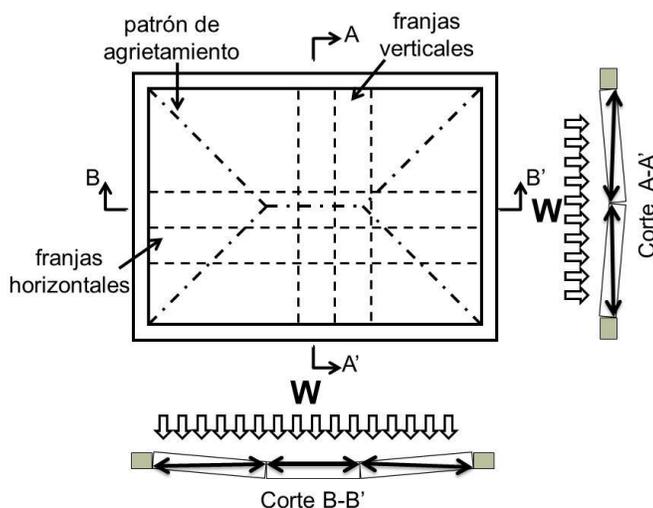
## CAPÍTULO 3

### METODOLOGÍA

Las actividades que se realizaron para alcanzar los objetivos de este trabajo de investigación son las siguientes: (1) desarrollo de modelos analíticos, (2) determinación de las propiedades básicas de los materiales, (3) selección y diseño de muros especímenes, (4) sistema de carga e instrumentación, (5) construcción y ensayo de los especímenes, (6) análisis de sensibilidad y (7) desarrollo de una propuesta de diseño.

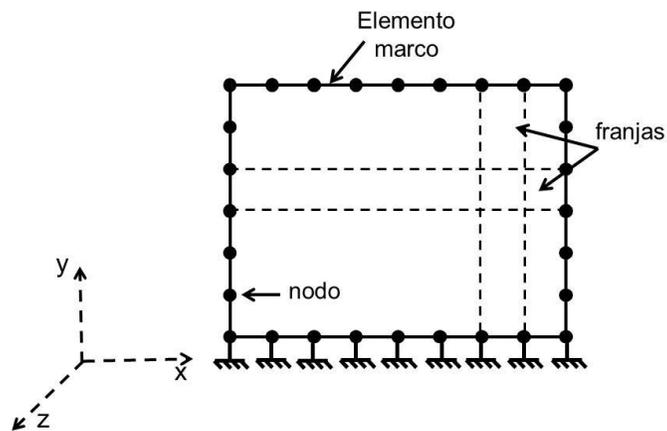
#### 3.1. Desarrollo de modelos analíticos

Para determinar la resistencia máxima fuera del plano de los muros se desarrolló un método denominado “puntal bidireccional”. El método se basa en la formación de un mecanismo de arco en dos direcciones ortogonales. Con base en un patrón de agrietamiento propuesto, el muro se divide en segmentos. Posteriormente, el muro se subdivide en franjas horizontales y verticales (Figura 3.1). Debido a la rotación de los segmentos se generan puntales de compresión en cada una de las franjas. Dichos puntales se transfieren excéntricamente a los elementos confinantes.



**Figura 3.1 Acción de arco en dos direcciones, segmentos del muro y franjas**

Se considera que los elementos confinantes forman un marco de concreto reforzado, el cual se divide en  $n$  elementos tipo marco (Figura 3.2). Se consideran 6 grados de libertad por nodo: tres rotaciones ( $\theta_i$ ) y tres desplazamientos ( $u_i$ ) (McGuire et al. 2000). Se restringieron los desplazamientos fuera del plano ( $u_z$ ) y se consideraron apoyos empotrados en la parte inferior del marco (Figura 3.2), de manera consistente con las condiciones de apoyo de los muros ensayados en el laboratorio. La matriz de rigidez de un elemento tipo marco  $[K_L]$  se presenta en la Figura 3.3. Esta matriz de rigidez es función de: área de la sección transversal del elemento confinante ( $A$ ), el módulo de elasticidad del concreto ( $E$ ), la inercia de la sección transversal del elemento confinante ( $I$ ), el módulo de cortante del concreto ( $G$ ), el momento de inercia polar ( $J$ ), y los senos ( $s(\theta)$ ) y cosenos directores ( $c(\theta)$ ).

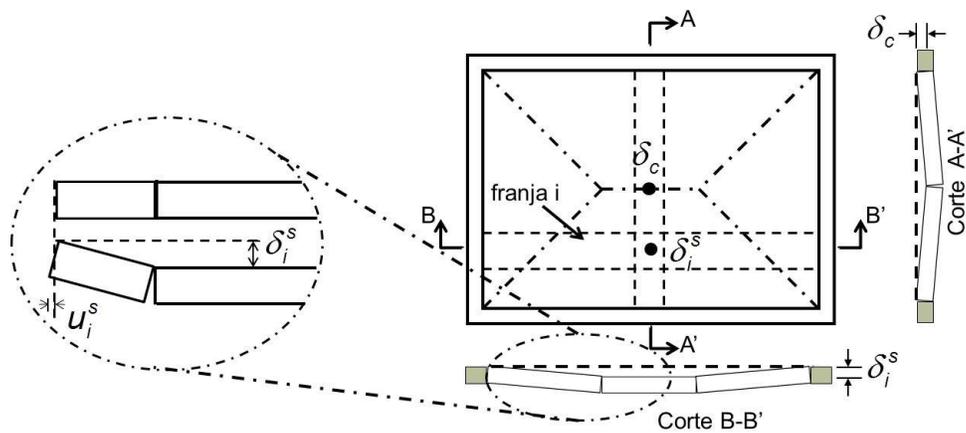


**Figura 3.2 Discretización de los elementos confinantes en elementos tipo marco**



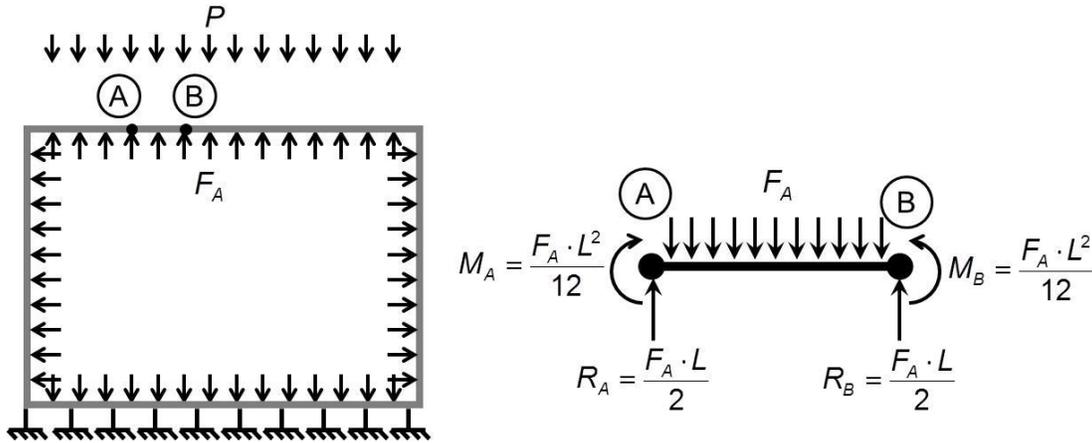
El procedimiento iterativo para determinar la resistencia fuera del plano de los muros se detalla a continuación:

1. Se propone un desplazamiento fuera del plano al centro del muro ( $\delta^c$ ) (Figura 3.4). Se calculan los desplazamientos fuera del plano al centro de cada franja ( $\delta_i^s$ ) y el correspondiente desplazamiento en el plano ( $u_i^s$ ) (Figura 3.4). Para determinar los desplazamientos se asume la rotación como cuerpo rígido de los segmentos del muro.



**Figura 3.4 Desplazamientos fuera del plano y en el plano de un muro  
asumiendo rotación como cuerpo rígido**

2. Se propone una distribución uniforme de cargas ( $F_A$ ) que actúan sobre el marco (Figura 3.5). Inicialmente se utiliza un valor arbitrario para  $F_A$ . Se incluye la carga axial como una carga uniforme que actúa sobre el elemento confinante superior (Figura 3.5). Se calculan las fuerzas de empotramiento ( $M_A$ ,  $M_B$ ,  $R_A$  y  $R_B$ ) (Figura 3.5) para cada elemento y el correspondiente vector de fuerzas  $\{F^A\}$ . Se asume que inicialmente los momentos torsionantes son nulos.



**Figura 3.5 Distribución de fuerzas en el plano y fuerzas de empotramiento**

3. Se calculan los desplazamientos del marco  $\{\mathbf{U}^A\}$  causados por  $\{\mathbf{F}^A\}$  (Ecuación 3.1).  $[\mathbf{K}]$  es la matriz de rigidez global del marco. Dicha matriz es constante y se calcula utilizando las propiedades gruesas de las secciones transversales de los elementos confinantes.

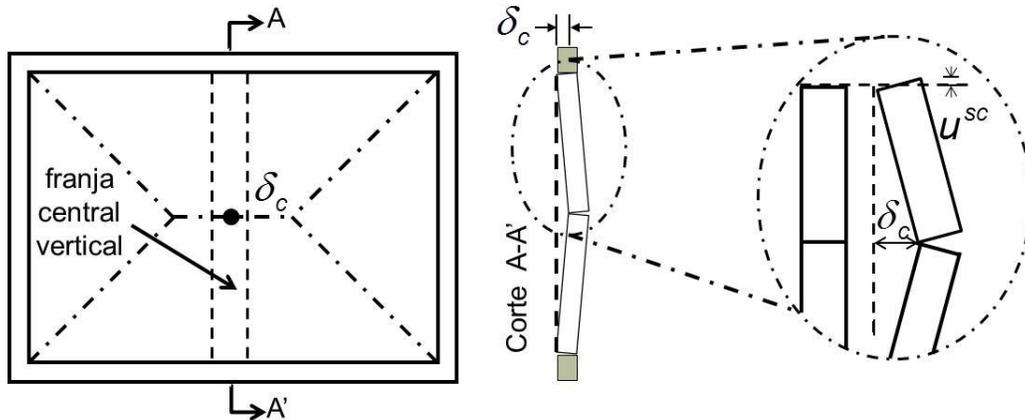
$$\{\mathbf{U}^A\} = [\mathbf{K}]^{-1} \cdot \{\mathbf{F}^A\} \quad (3.1)$$

4. Se calculan el vector normalizado de la configuración deformada  $\{\mathbf{N}\}$  (Ecuación 3.2), donde  $u^{Ac}$  es el desplazamiento en el plano al centro del elemento confinante superior obtenido de  $\{\mathbf{U}^A\}$ .

$$\{\mathbf{N}\} = \{\mathbf{U}^A\} \cdot \frac{1}{u^{Ac}} \quad (3.2)$$

5. Se calcula el vector de desplazamientos  $\{\mathbf{U}^c\}$  (Ecuación 3.3). Este vector está asociado con el desplazamiento en el plano de la franja central vertical ( $u^{sc}$ ), obtenido asumiendo rotación como cuerpo rígido (Figura 3.6).

$$\{\mathbf{U}^c\} = \{\mathbf{N}\} \cdot u^{sc} \quad (3.3)$$



**Figura 3.6 Distribución de fuerzas en el plano y fuerzas de empotramiento**

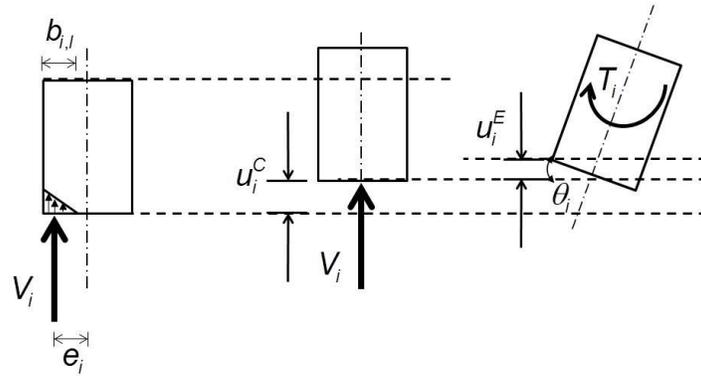
6. Se calculan las fuerzas  $\{\mathbf{F}^c\}$  asociadas con el vector de desplazamientos  $\{\mathbf{U}^c\}$  (Ecuación 3.4).

$$\{\mathbf{F}^c\} = [\mathbf{K}] \cdot \{\mathbf{U}^c\} \quad (3.4)$$

7. Se calculan los momentos torsionantes ( $T_i$ ) para cada nodo  $i$  (Figura 3.7, Ecuación 3.5).  $V_i$  y  $e_i$  son la fuerza cortante y su correspondiente excentricidad para cada nodo  $i$ .  $V_i$  se obtiene de  $\{\mathbf{F}^c\}$ ,  $e_i$  se calcula sumiendo una distribución triangular de esfuerzos (Figura 3.7).  $b_{i,l}$  es el ancho de contacto entre dos segmentos-franja consecutivos.  $b_{i,l}$  es variable e inicialmente igual a cero.  $u_i^c$  es el desplazamiento en el plano del nodo  $i$  asociado con  $V_i$  y obtenido de  $\{\mathbf{U}^c\}$ . Se ensambla el vector de momentos torsionantes  $\{\mathbf{F}^E\}$  utilizando los momentos torsionantes ( $T_i$ ). Se calcula el vector de fuerzas totales  $\{\mathbf{F}^T\}$  (Ecuación 3.6).

$$T_i = V_i \cdot e_i \quad (3.5)$$

$$\{\mathbf{F}^T\} = \{\mathbf{F}^C\} + \{\mathbf{F}^E\} \quad (3.6)$$



**Figura 3.7 Desplazamientos en el plano debidos a la torsión**

8. Se calculan los desplazamientos totales del marco  $\{\mathbf{U}^T\}$  (Ecuación 3.7). Se determinan los desplazamientos en el plano del marco asociados con la torsión ( $u_i^E$ ) (Figura 3.7, Ecuación 3.8).  $\theta_i$  es el desplazamiento angular del nodo  $i$  obtenido de  $\{\mathbf{U}^T\}$ .

$$\{\mathbf{U}^T\} = [\mathbf{K}]^{-1} \cdot \{-\mathbf{F}^T\} \quad (3.7)$$

$$u_i^E = \theta_i \cdot e_i \quad (3.8)$$

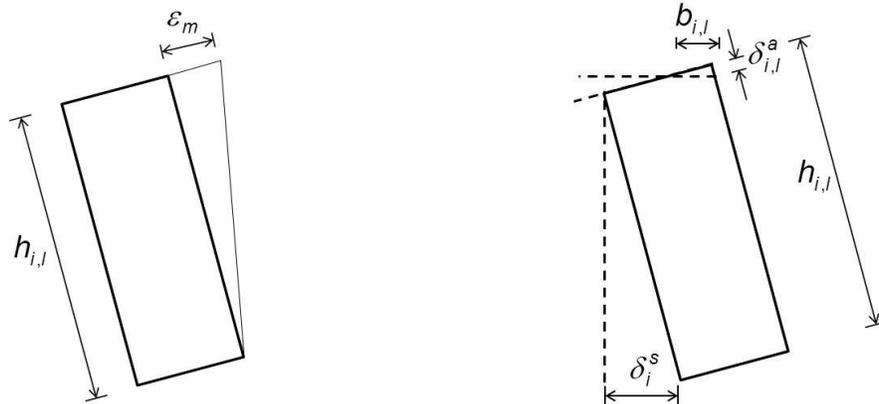
9. Se calcula la deformación axial de cada segmento-franja ( $\delta_{i,l}^a$ ) asumiendo una distribución triangular de esfuerzos y una relación lineal esfuerzo-deformación hasta el aplastamiento de la mampostería (Ecuación 3.9). Se determina la deformación total de cada franja  $\delta_i^{as}$  (Ecuación 3.10).  $f_m$  es la resistencia a compresión axial de la mampostería,  $h_{i,l}$  es la longitud de cada segmento( $l$ )-franja( $l$ ),  $\delta_{i,l}^{cf}$  es la deformación axial asociada con el aplastamiento de la mampostería y se calcula asumiendo una distribución lineal de

deformaciones axiales a lo largo de cada segmento( $l$ )-franja( $i$ ) (Figura 3.8a, Ecuación 3.11).  $\varepsilon_m$  es la deformación unitaria máxima de la mampostería y  $ns$  es el número de segmentos en una franja  $i$ , el cual puede ser 2 o 3.  $\varepsilon_m$  es la deformación unitaria máxima de la mampostería.

$$\delta_{i,l}^a = \sqrt{\frac{2 \cdot V_i \cdot \cos\left(\frac{\delta_i^s}{h_{i,l}}\right) \cdot \delta_i^s \cdot \delta_{i,l}^{cr}}{f_m \cdot h_{i,l}}} \quad (3.9)$$

$$\delta_i^{as} = \sum_{l=1}^{ns} \delta_{i,l}^a \quad (3.10)$$

$$\delta_{i,l}^{cr} = \frac{\varepsilon_m \cdot h_{i,l}}{2} \quad (3.11)$$



a) Distribución lineal de deformaciones

b) Relación geométrica para determinar  $b_{i,l}$

**Figura 3.8 Deformaciones y ancho de contacto en un segmento-franja**

10. Se calcula el ancho de contacto entre dos segmentos-franja consecutivos  $b_{i,l}$  mediante una relación geométrica (Figura 3.8b, Ecuación 3.12).

$$b_{i,l} = \frac{\delta_{i,l}^a}{\delta_i^s} h_{i,l} \quad (3.12)$$

11. Se calculan los desplazamientos totales en el plano  $u_i^T$  considerando la deformación axial de la mampostería y los desplazamientos del marco asociados con la torsión (Ecuación 3.13). Se ensambla el vector de desplazamientos totales  $\{\mathbf{U}^T\}$ .

$$u_i^T = u_i^C + \delta_i^{as} + u_i^E \quad (3.13)$$

12. Se calculan las fuerzas  $\{\mathbf{F}^T\}$  (Ecuación 3.14). Haciendo  $\{\mathbf{F}^A\}$  igual a  $\{\mathbf{F}^T\}$ , se repiten los pasos 3 a 12 y se itera hasta que se cumple el criterio de convergencia de los desplazamientos (Ecuación 3.15).  $\|\mathbf{U}^T\|$  es la norma de los desplazamientos  $\{\mathbf{U}^T\}$  y  $Tol$  es el valor de la tolerancia.

$$\{\mathbf{F}^T\} = [\mathbf{K}] \cdot \{\mathbf{U}^T\} \quad (3.14)$$

$$\frac{\|\mathbf{U}^T_j\| - \|\mathbf{U}^T_{j-1}\|}{\|\mathbf{U}^T_{j-1}\|} \leq Tol \quad (3.15)$$

$$\|\mathbf{U}^T\| = \sqrt{\{\mathbf{U}^T\}^T \cdot \{\mathbf{U}^T\}} \quad (3.16)$$

13. Se calcula el esfuerzo axial de cada segmento-franja ( $f_{i,l}^e$ ) asumiendo una relación lineal esfuerzo-deformación axial (Ecuación 3.17).

$$f_{i,l}^e = \frac{\delta_{i,l}^a}{\delta_{i,l}^{cr}} f_m \quad (3.17)$$

14. Se calcula la magnitud de los puntales de compresión ( $C_i$ ) para cada franja mediante el equilibrio en el plano de las fuerzas  $V_i$  y  $C_i$  (Figura 3.9, Ecuación 3.18).

$$C_i = \frac{V_i}{\cos(\gamma_{i,1})} \quad (3.18)$$

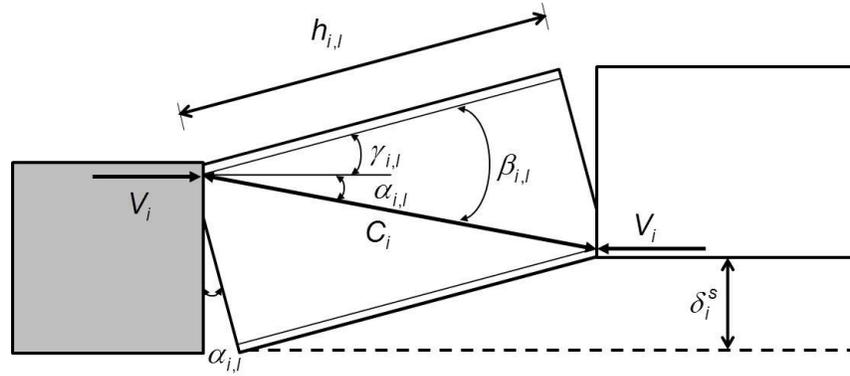


Figura 3.9 Equilibrio en el plano de  $V_i$  y  $C_i$ , y ángulos  $\alpha_{i,l}$ ,  $\beta_{i,l}$  y  $\gamma_{i,l}$

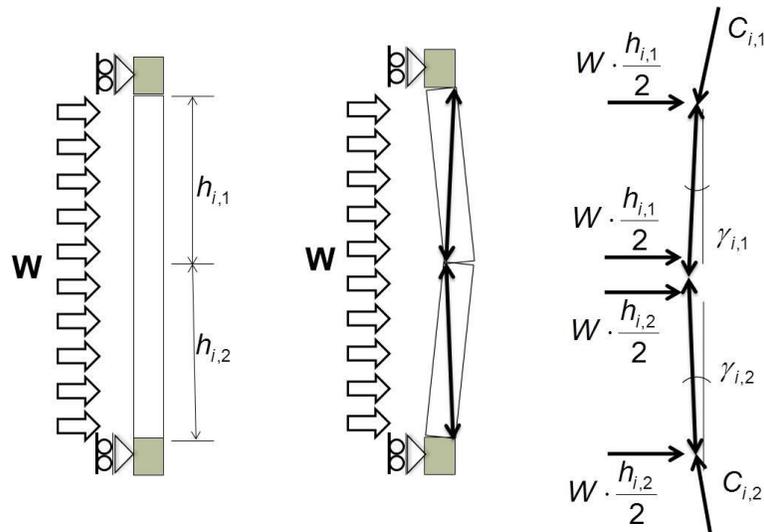
15. Se calcula la resistencia fuera del plano  $W$  mediante el equilibrio fuera del plano de las fuerzas externas actuantes y los puntales de compresión (Figura 3.10, Ecuación 3.19).  $\alpha_{i,l}$ ,  $\beta_{i,l}$  y  $\gamma_{i,l}$  se presentan en la Figura 3.9.  $k_2$  es la relación de la distancia de fibra a compresión en el extremo respecto a la resultante del puntal de compresión.

$$W = \sum_{i=1}^n \frac{C_i \cdot \sin(\gamma_{i,1})}{\left(\frac{h_{i,1}}{2}\right)} \quad (3.19)$$

$$\gamma_{i,l} = \beta_{i,l} - \alpha_{i,l} \quad (3.20)$$

$$\alpha_{i,l} = \sin^{-1}\left(\frac{\delta_{i,l}^s}{h_{i,l}}\right) \quad (3.21)$$

$$\beta_{i,l} = \tan^{-1}\left(\frac{t - 2 \cdot k_2 \cdot b_{i,l}}{h_{i,l} - 4 \cdot k_2 \cdot \delta_{i,l}^a}\right) \quad (3.22)$$



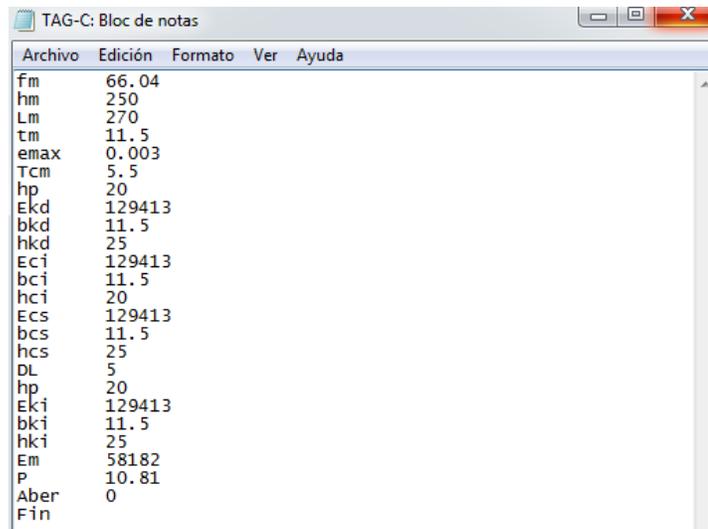
**Figura 3.10 Equilibrio fuera del plano de las fuerzas externas actuantes y los puntales de compresión en una franja vertical**

16. Se asume un nuevo desplazamiento fuera del plano  $\delta^c$ . Se repiten los pasos 1 a 15 hasta que se obtiene el valor máximo de  $W$  o los esfuerzos  $f_{i,j}^e$  son iguales a  $f_m$ . En el primer caso, la falla está asociada con la inestabilidad de los segmentos del muro, y en el segundo caso con el aplastamiento de la mampostería.

En los ensayos de muros de mampostería confinada realizados por diversos autores (Moreno 2010; López 2010; Polanco 2011; Chan 2012) se observó que la falla por aplastamiento de la mampostería se alcanza aproximadamente en el 50% de la longitud del elemento confinante superior. Con base en lo anterior se estableció que, si el esfuerzo axial ( $f_e$ ) de al menos el 50% de las franjas en un elemento confinante es igual o mayor que la resistencia  $f_m$ , se alcanza la falla por aplastamiento del muro.

Con base en la metodología descrita anteriormente, se escribió un programa computacional del método del puntal bidireccional en lenguaje Fortran 95. Las subrutinas y sus respectivas funciones se incluyen en el apéndice A. Los datos de entrada para el software se proporcionan en un archivo de texto en formato txt

(Figura 3.11). Por su parte, el software devuelve un archivo en formato xls (Figura 3.12). En dicho archivo, la primera columna es para los desplazamientos fuera del plano al centro del muro ( $\delta_{op}$ ), la segunda para la resistencia fuera del plano ( $W_b$ ), la tercera para el porcentaje de franjas que se aplastan ( $\%f_m$ ), la cuarta para las fuerzas en el plano ( $F_p$ ) y la última para el ancho de contacto ( $b$ ) entre dos segmentos de una misma franja.



Archivo	Edición	Formato	Ver	Ayuda
f <sub>m</sub>	66.04			
h <sub>m</sub>	250			
L <sub>m</sub>	270			
t <sub>m</sub>	11.5			
e <sub>max</sub>	0.003			
T <sub>cm</sub>	5.5			
h <sub>p</sub>	20			
E <sub>kd</sub>	129413			
b <sub>kd</sub>	11.5			
h <sub>kd</sub>	25			
E <sub>ci</sub>	129413			
b <sub>ci</sub>	11.5			
h <sub>ci</sub>	20			
E <sub>cs</sub>	129413			
b <sub>cs</sub>	11.5			
h <sub>cs</sub>	25			
D <sub>L</sub>	5			
h <sub>p</sub>	20			
E <sub>ki</sub>	129413			
b <sub>ki</sub>	11.5			
h <sub>ki</sub>	25			
E <sub>m</sub>	58182			
P	10.81			
A <sub>ber</sub>	0			
F <sub>in</sub>				

**Figura 3.11 Archivo de datos de entrada en formato txt**

Los datos de entrada del programa son:

f <sub>m</sub>	es la resistencia a compresión axial de la mampostería sobre área neta (kg/cm <sup>2</sup> )
h <sub>m</sub>	es la altura a ejes del muro (cm)
L <sub>m</sub>	es la longitud a ejes del muro (cm)
t <sub>m</sub>	es el espesor del muro (cm)
e <sub>max</sub>	es la deformación unitaria al aplastamiento de la mampostería (cm/cm)
T <sub>cm</sub>	es el espesor de las paredes de las celdas para piezas huecas (cm)
h <sub>p</sub>	es la altura de las pieza (cm)
E <sub>kd</sub>	es el módulo de elasticidad del concreto del castillo derecho (kg/cm <sup>2</sup> )
b <sub>kd</sub>	es el ancho de la sección transversal del castillo derecho (cm)

hkd	es el peralte de la sección transversal del castillo derecho (cm)
Eci	es el módulo de elasticidad de la cadena inferior ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
bci	es el ancho de la sección transversal de la cadena inferior (cm)
hci	es el peralte de la sección transversal de la cadena inferior (cm)
Ecs	es el módulo de elasticidad del concreto de la cadena superior ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
bcs	es el ancho de la sección transversal de la cadena superior (cm)
hcs	es el peralte de la sección transversal de la cadena superior (cm)
Eki	es el módulo de elasticidad del concreto del castillo izquierdo ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
bki	es el ancho de la sección transversal del castillo izquierdo (cm)
hki	es el peralte de la sección transversal del castillo izquierdo (cm)
Em	es el módulo de elasticidad de la mampostería ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
DL	es la longitud de los elementos-marco (cm)
P	es la carga axial ( $\text{kg}/\text{cm}$ )
Aber	es la altura de la abertura (cm)

	1	2	3	4	5	7	8	9
1	$\delta_{sp}$	W	% fm	Fp	b			
2	0	0	0	0	0			
3	0.1	166.764	4.32891	2.66572	1.86465			
4	0.2	275.394	7.71044	5.26046	1.86458			
5	0.3	372.227	10.3305	7.75647	1.85171			
6	0.4	462.151	12.6791	10.3069	1.85555			
7	0.5	546.994	14.975	13.0175	1.84538			
8	0.6	629.54	17.2519	15.5733	1.84704			
9	0.7	708.013	19.4609	17.9287	1.82424			
10	0.8	785.451	21.5896	20.605	1.82954			
11	0.9	859.796	23.77	22.6302	1.8291			
12	1	932.942	25.8839	25.1586	1.82196			
13	1.1	1004.4	27.9826	26.9489	1.81272			
14	1.2	1073.54	30.0379	30.2798	1.8227			
15	1.3	1140.93	32.0361	32.1834	1.79807			
16	1.4	1203.84	33.9548	34.4284	1.80005			
17	1.5	1266.8	35.7804	36.2564	1.79931			
18	1.6	1331.96	37.6429	39.4576	1.78202			
19	1.7	1388.85	39.3631	41.4031	1.79353			
20	1.8	1445.89	41.0981	43.3598	1.78649			
21	1.9	1503.67	42.7538	45.5844	1.77099			
22	2	1554.3	44.3001	47.1618	1.77477			
23	2.1	1607.4	45.8725	49.5573	1.75524			
24	2.2	1658.81	47.3777	50.9204	1.76755			
25	2.3	1704.55	48.752	52.94	1.75165			
26	Falla por aplastamiento							

Figura 3.12 Archivo de datos de resultados en formato xls

### 3.2. Determinación de las propiedades de los materiales

Se realizaron pruebas de laboratorio para determinar las propiedades básicas de los materiales. Para el agregado fino se determinó su granulometría. Para las piezas, se determinaron sus dimensiones y su resistencia a compresión axial. Para la mampostería se determinó la resistencia a compresión axial, el módulo de elasticidad y la resistencia a tensión por flexión. Se consideraron tres tipos de piezas: bloques huecos de concreto de dos celdas y tabiques multiperforados de arcilla extruida de dos diferentes dimensiones. Las pruebas relacionadas con los bloques se realizaron en este trabajo. Las otras pruebas se tomaron del trabajo de Ojeda (2014). Adicionalmente, se determinó la resistencia a compresión axial del concreto utilizado en los elementos confinantes.

#### 3.2.1. Granulometría del agregado fino

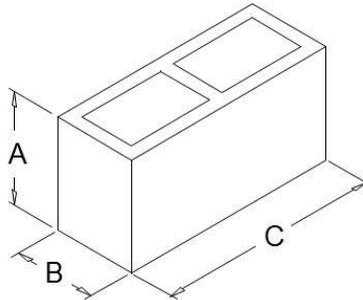
Se realizó un análisis granulométrico del agregado fino (NMX-C-077-ONNCCE-1997) utilizado para la elaboración de morteros (Figura 3.13). Las muestras del agregado se realizaron de acuerdo a la norma NMX-C-030-ONNCCE-2004. Los morteros se utilizaron para la construcción de las pilas, los muretes y los muros.



Figura 3.13 Granulometría del agregado fino

### 3.2.2. Resistencia a compresión axial de las piezas

Se determinaron las dimensiones (NMX-C-038-ONNCCE-2004) y la resistencia a compresión axial (NMX-C-036-ONNCCE-2004) de los bloques huecos de concreto de 2 celdas (B2C). En la Figura 3.14 se presenta un esquema general de la nomenclatura utilizada para la medición de las dimensiones de las piezas. La resistencia a compresión axial de las piezas se determinó utilizando una máquina universal marca SATEC con capacidad de 60 Ton.



**Figura 3.14 Dimensiones generales de las piezas**



**Figura 3.15 Resistencia a compresión axial de B2C**

### 3.2.3. Resistencia a compresión axial y módulo de elasticidad de la mampostería

Se determinó la resistencia a compresión axial y el módulo de elasticidad de la mampostería mediante el ensayo de pilas (NMX-C-464-ONNCCE-2010). Se

construyeron 6 pilas con B2C consistentes en tres piezas superpuestas. Las dimensiones nominales de las pilas fueron de 12x60x40 cm (espesor x altura x longitud). Se utilizó mortero en proporciones por volumen 1:2:7 (cemento Portland: cal: arena). El mortero se colocó únicamente en las paredes de las celdas paralelas a la longitud de las piezas.



**Figura 3.16 Pilas de mampostería de B2C**

Las pilas se ensayaron utilizando el sistema de carga mostrado en la Figura 3.17. Se aplicaron incrementos de carga monotónicamente hasta la falla mediante un actuador hidráulico marca Enerpac con capacidad de 100 Ton. Las cargas se midieron utilizando una celda de carga marca Controls con capacidad de 100 Ton. Se midió la deformación axial de las pilas utilizando potenciómetros marca ETI con capacidad de 12 mm. Los potenciómetros se colocaron a los costados de cada pila y fueron retirados aproximadamente al 50% de la resistencia de las pilas para evitar su daño. Para determinar el módulo de elasticidad se utilizó la Ecuación 3.23 (NMX-C-464-ONNCCE-2010).

$$E_m = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - 0.00005} \quad (3.23)$$

Dónde:

$E_m$  es el módulo de elasticidad de la mampostería ( $\text{kg/cm}^2$ )

$\sigma_1$  es el esfuerzo axial asociado con una deformación unitaria de 0.00005 ( $\text{kg/cm}^2$ )

$\sigma_2$  es el esfuerzo axial asociado al 40% de la carga máxima ( $\text{kg/cm}^2$ )

$\varepsilon_2$  es la deformación unitaria asociada con  $\sigma_2$  (cm/cm)



**Figura 3.17** Ensayo de pilas de mampostería de B2C

### 3.2.4. Resistencia a tensión por flexión de la mampostería

Se determinó la resistencia a tensión por flexión de la mampostería en dos direcciones ortogonales mediante el ensayo de muretes (ASTM-E-72-2005). Se construyeron 6 muretes de B2C; 3 muretes para la resistencia a tensión perpendicular a las juntas horizontales ( $f_{tpe}$ ) y 3 para la resistencia paralela a dichas juntas ( $f_{tpa}$ ). Las dimensiones nominales de los muretes para determinar  $f_{tpe}$  fueron de 1.00x1.20 m (altura x longitud) (Figura 3.18a). Las dimensiones de los muretes para determinar  $f_{tpa}$  fueron de 1.20x1.60 m (Figura 3.18b). Los bloques se colocaron traslapados a la mitad de su longitud. Se utilizó mortero en proporciones por volumen 1:2:7 (cemento Portland: cal: arena).



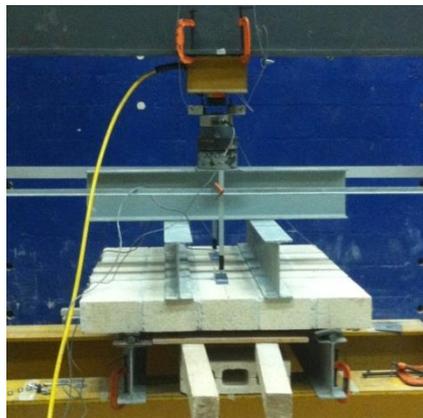
a) Murete para determinar  $f_{tpe}$



b) Murete para determinar  $f_{tpa}$

**Figura 3.18** Muretes de B2C

Los muretes se ensayaron utilizando el sistema de carga mostrado en la Figura 3.19. Se aplicaron cargas cíclicas incrementales no reversibles hasta la falla. Las cargas se aplicaron mediante un actuador hidráulico marca Enerpac con capacidad de 12 Ton. Las cargas se midieron utilizando una celda de carga tipo dona marca Honeywell con capacidad de 6.78 ton. Se midieron los desplazamientos fuera del plano de los muretes utilizando potenciómetros lineales colocados al centro del claro de cada murete. Se utilizaron 2 potenciómetros marca ETI con capacidad de 12 mm.



a) Perpendicular



b) Paralela

**Figura 3.19 Ensayo a tensión por flexión de muretes de B2C**

### **3.2.5. Resistencia a compresión axial del concreto**

Se determinó la resistencia a compresión axial del concreto utilizado en la construcción de los elementos confinantes mediante el ensayo de cilindros (NMX-C-083-ONNCCE-2002). Se tomaron 8 muestras de concreto por muro durante la construcción (Figura 3.20). La resistencia a compresión axial de las piezas se determinó utilizando una máquina universal marca SATEC con capacidad de 60 Ton (Figura 3.21).



**Figura 3.20 Toma de muestras de concreto**



**Figura 3.21 Ensayo de cilindros de concreto**

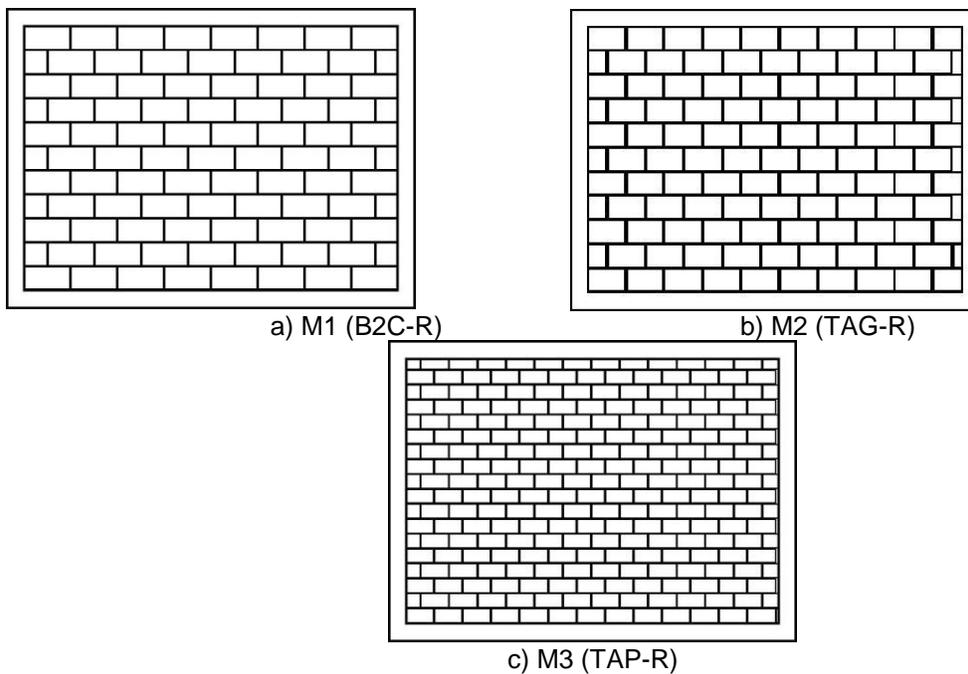
### **3.3. Selección y diseño de muros especímenes**

Para la selección y el diseño de los muros especímenes se consideraron principalmente los aspectos siguientes:

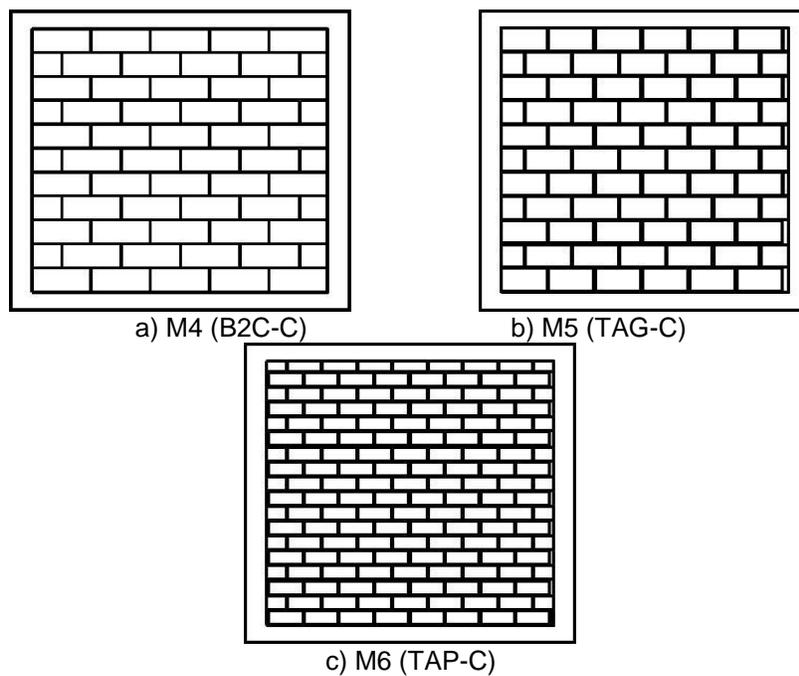
- Ensayar muros a escala natural.
- Ensayar muros contruidos con diferentes tipos de piezas.
- Ensayar muros con diferentes relaciones de aspecto.
- Mantener constante la relación de esbeltez de los muros.
- Mantener constante las dimensiones de las secciones transversales de los elementos confinantes.

- Utilizar el mismo tipo de mortero.
- Seleccionar las dimensiones de los muros considerando las separaciones máximas recomendadas en las NTCM del RCDF.
- Mantener constante la carga axial.
- Utilizar apoyos simples perimetrales.
- Inducir la falla del panel de mampostería.

Se consideraron muros con tres diferentes tipos de piezas y dos relaciones de aspecto. Las piezas consideradas fueron bloques huecos de concreto de dos celdas (B2C) y tabiques multiperforados de arcilla denominados grandes y pequeños (TAG y TAP). Las dimensiones de los tabiques fueron de 11.5x20x32.5 cm y 11.5x12x25 cm, respectivamente. Cada tipo de pieza tuvo una diferente resistencia a compresión axial por tanto se estudió implícitamente dicha variable. Se consideraron relaciones de aspecto de 0.75 y 1.0 Para lo anterior, se mantuvo constante la altura y se varió la longitud de los muros. Se estudiaron seis muros, tres con una relación de aspecto de 0.75 (Figura 3.22) y tres con una relación de aspecto de 1.0 (Figura 3.23). Para cada relación de aspecto se consideraron los tres diferentes tipos de piezas. Se utilizó mortero en proporciones por volumen 1:2:7 (Cemento Portland: Cal: Arena). Este mortero es de uso común en el sureste del país. Se seleccionó una carga axial constante de 10 kg/cm. Dicha carga representa las acciones gravitacionales que actúan en muro exterior cargador de una vivienda de un nivel. En la Tabla 3.1 se presenta la geometría, el tipo de pieza y la carga axial de los muros especímenes.



**Figura 3.22 Muros con relación de aspecto de 0.75**



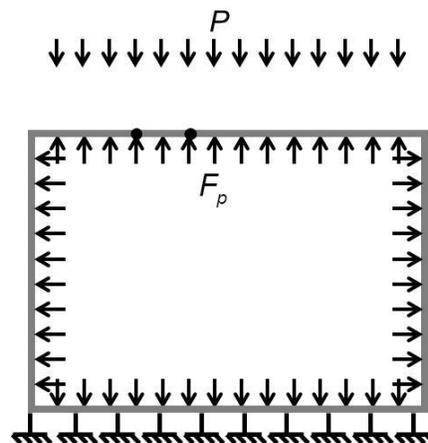
**Figura 3.23 Muros con relación de aspecto de 1.0**

**Tabla 3.1 Geometría, tipo de pieza y carga axial de muros**

Muro	Longitud (m)	Altura (m)	h/L	Tipo de pieza	P (kg/cm)
M1 (B2C-R)	3.77	2.82	0.75	B2C	10
M2 (TAG-R)	3.77	2.82	0.75	TAG	10
M3 (TAP-R)	3.77	2.82	0.75	TAP	10
M4 (B2C-C)	2.72	2.82	1.0	B2C	10
M5 (TAG-C)	2.72	2.82	1.0	TAG	10
M6 (TAP-C)	2.72	2.82	1.0	TAP	10

Para inducir la falla del panel de mampostería se diseñaron los elementos confinantes para evitar su falla. El diseño se realizó mediante un proceso iterativo, el cual se describe a continuación:

1. Se propusieron dimensiones de secciones transversales de los elementos confinantes. Inicialmente se propusieron con base en los requerimientos mínimos de las NTCM del RCDF (2004) para muros de mampostería confinada.
2. Se obtuvieron las cargas en el plano ( $F_p$ ) y los momentos torsionantes que se transfieren a los elementos confinantes con el método del puntal bidireccional.
3. Se modeló el marco que forman los elementos confinantes en el programa computacional SAP2000. Se consideraron las cargas en el plano ( $F_p$ ) y la carga axial ( $P$ ) (Figura 3.24).

**Figura 3.24 Modelo del marco con distribución de cargas uniformes**

4. Se obtuvieron los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y momentos torsionantes del marco.
5. Se dimensionaron los elementos confinantes por flexión, cortante y torsión de acuerdo a las NTCC del RCDF.
6. Se repitió el procedimiento descrito anteriormente hasta satisfacer los requerimientos de resistencia.

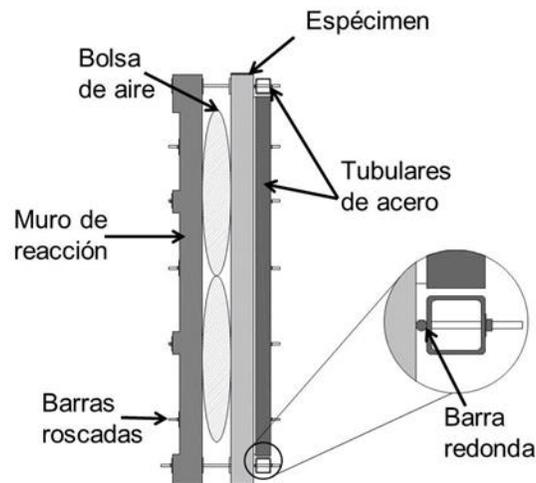
En la Tabla 3.2 se presentan las dimensiones y la cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal de los elementos confinantes. El refuerzo longitudinal consistió en barras corrugadas con una resistencia a la fluencia ( $f_y$ ) fue de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ . El refuerzo transversal consistió en barras lisas con un  $f_y$  de  $2320 \text{ kg/cm}^2$ . La resistencia a compresión axial de diseño del concreto fue de  $200 \text{ kg/cm}^2$ .

**Tabla 3.2 Propiedades de los elementos confinantes**

MURO	CADENA SUPERIOR		CADENA INFERIOR		CASTILLOS	
	Dimensiones (cm)	Acero de refuerzo	Dimensiones (cm)	Acero de refuerzo	Dimensiones (mm)	Acero de refuerzo
M1	12 x 25	2 $\phi$ #4+2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @6.5 cm	12 x 25	2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @20 cm	12 x 25	2 $\phi$ #4 + 2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @6 cm
M2	12 x 25	2 $\phi$ #4 + 2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @6.5 cm	12 x 25	2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @20 cm	12 x 25	2 $\phi$ #4 + 2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @5.5 cm
M3	12 x 25	2 $\phi$ #4 + 2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @6.5 cm	12 x 25	2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @20 cm	12 x 25	2 $\phi$ #4 + 2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @5.5 cm
M4	12 x 25	2 $\phi$ #4 + 2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @5 cm	12 x 25	2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @20 cm	12 x 25	2 $\phi$ #4 + 2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @6 cm
M5	12 x 25	2 $\phi$ #4 + 2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @5 cm	12 x 25	2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @20 cm	12 x 25	2 $\phi$ #4 + 2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @6 cm
M6	12 x 25	2 $\phi$ #4 + 2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @5.5 cm	12 x 25	2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @20 cm	12 x 25	2 $\phi$ #4 + 2 $\phi$ #3 ambos lechos E#2 @6.5 cm

### 3.4. Sistema de carga e instrumentación de los muros

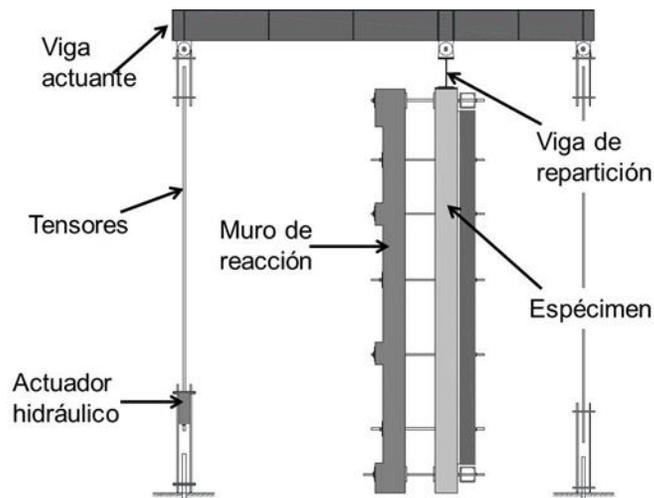
El sistema de carga utilizado para el ensaye de los muros consistió de dos partes: un sistema de carga fuera del plano y un sistema de carga axial. El primero consistió en un muro de reacción, un sistema de conexión y dos bolsas de aire. El sistema de conexión consistió en barras roscadas de 1.27 cm de diámetro colocados entre el muro de reacción y los muros especímenes. Adicionalmente, se colocaron tubulares de acero (PTR 10.2x10.2x0.32 cm) a lo largo de la longitud de los elementos confinantes de los muros ensayados. A cada tubular se le puso a lo largo de su longitud una barra redonda de acero de 1.9 cm de diámetro para restringir los desplazamientos fuera del plano en el perímetro del muro y permitir la rotación. La carga fuera del plano se aplicó utilizando dos bolsas de aire de 3 m de longitud y 1.2 m de altura. Las bolsas se conectaron en paralelo para mantener una distribución uniforme de la presión. Se inflaron las bolsas utilizando un compresor de aire. En la Figura 3.25 se presenta un esquema general del sistema de carga fuera del plano.



**Figura 3.25 Sistema de carga fuera del plano**

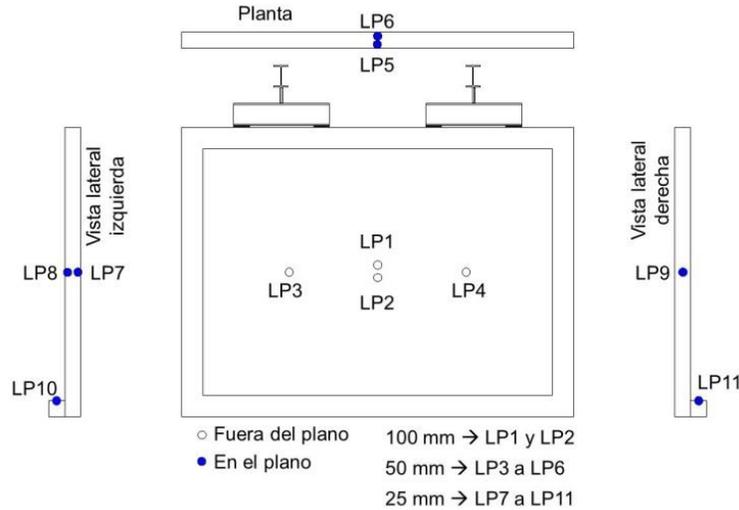
Por su parte, el sistema de carga axial consistió en dos sistemas mecánicos de transferencia de carga y dos actuadores hidráulicos. Cada sistema mecánico consistió de una viga de repartición de carga y una viga actuante con tensores de acero. Los tensores se anclaron a la losa de reacción del laboratorio. La carga

axial se aplicó mediante dos actuadores hidráulicos marca Enerpac con capacidad de 1.2 Ton. La carga se mantuvo constante durante el ensaye utilizando un controlador de presión hidráulica marca Edison con capacidad de  $210 \text{ kg/cm}^2$ . El controlador se conectó a una bomba hidráulica marca MTS con capacidad de  $210 \text{ kg/cm}^2$ . La carga axial se aplicó sobre cuatro puntos a lo largo de la cadena superior de los muros. En la Figura 3.26 se presenta un esquema general del sistema de carga axial.



**Figura 3.26 Sistema de carga axial**

Se midieron los desplazamientos fuera y en el plano de los muros utilizando potenciómetros lineales marca ETI con capacidad de 25, 50 y 100 mm (Figura 3.27). La presión en cada bolsa de aire se midió utilizando un transductor de presión marca Sensotec con capacidad de  $0.35 \text{ kg/cm}^2$ . La carga axial se midió utilizando cuatro celdas de carga marca Honeywell, tres con capacidad de 4.5 Ton y una de 22.5 Ton, y dos transductores de presión marca Sensotec con capacidad de  $359.2 \text{ kg/cm}^2$ . Para la adquisición de datos se utilizó un equipo de marca "National Instruments".



**Figura 3.27 Distribución de potenciómetros**

### 3.5. Construcción y ensayo de los muros especímenes

La construcción de los muros especímenes se realizó en el Laboratorio de Estructuras y Materiales de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Yucatán. Los muros fueron construidos a plomo y nivel por un trabajador calificado. Las piezas se colocaron traslapadas a la mitad de acuerdo con la práctica de la construcción en México. En las Figura 3.28 a Figura 3.30 se presentan etapas de la construcción de los muros. Durante la construcción se realizaron pruebas de fluidez para verificar la trabajabilidad del mortero (Figura 3.32).



**Figura 3.28** Habilitado del acero de refuerzo y colado de cadena inferior



**Figura 3.29** Colocación de bloques huecos de concreto



**Figura 3.30 Colocación de tabiques de arcilla extruida**



**Figura 3.31 Colado de cadena superior**



**Figura 3.32 Prueba de fluidez para morteros**

El ensaye de los muros especímenes se realizó aplicando cargas uniformes fuera del plano y cargas axiales constantes. La carga fuera del plano se aplicó monotónicamente hasta la falla. La carga axial se mantuvo constante durante el

ensaye. Los muros se anclaron a la losa de reacción en ambos extremos inferiores. Los muros se ensayaron a una edad mínima de 28 días. En la Figura 3.33 se presentan los muros antes de los ensayos.



a) B2C-R



b) B2C-C



c) TAG-R



d) TAG-C



e) TAP-R



f) TAP-C

**Figura 3.33 Muros antes del ensaye**

### 3.6. Resistencia fuera del plano de muros de MC reportados en la literatura

De la revisión de la literatura se obtuvieron resultados experimentales de muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano (Varela et al 2012a; Varela et al 2012b; Chan 2012; Baeza 2014). En la Tabla 3.3 se presentan las propiedades y las resistencias máximas fuera del plano ( $W_e$ ). Los muros ML8 y ML9 tuvieron una abertura tipo puerta con dimensiones de 1.0x2.4 m; la ubicación de la abertura fue en el extremo derecho del muro. El muro ML10 tuvo una abertura tipo ventana con dimensiones de 1.0x1.0 m; la ubicación de la abertura fue en el extremo superior derecho del muro. Los muros M1 a M10 se construyeron con bloques huecos de concreto. Por su parte, los muros M11 y M12 se construyeron con tabiques sólidos de arcilla (TS). Adicionalmente, se determinaron las resistencias máximas analíticas de dichos muros utilizando el método del puntal bidireccional. Estos resultados experimentales y los obtenidos en este trabajo se utilizaron para calibrar dicho método.

**Tabla 3.3 Características y resistencias de los muros reportados en la literatura**

Muro	L (m)	h (m)	t (cm)	P (kg/cm)	$f_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$W_e$ (kg/m <sup>2</sup> )	Referencia
ML1	2.70	2.80	15	0	28.96	177.32	1684	Varela et al 2012a
ML2	2.70	2.80	12	0	24.98	220.96	1454	Varela et al 2012a
ML3	3.60	3.00	15	0	28.96	195.37	1656	Varela et al 2012a
ML4	3.60	3.00	12	0	24.98	201.90	1126	Varela et al 2012a
ML5	3.60	2.80	15	10	26.92	221.68	1488	Varela et al 2012b
ML6	3.60	2.80	15	30	26.92	237.99	1627	Varela et al 2012b
ML7	3.60	2.80	15	0	31.71	241.97	1023	Chan 2012
ML8	3.60	2.80	15	23	31.71	241.97	1879	Chan 2012
ML9	3.60	2.80	15	0	31.71	241.97	1507	Chan 2012
ML10	3.60	2.80	15	0	31.71	241.97	1610	Chan 2012
ML11	3.77	2.76	11.4	9.40	42.34	264.39	1149	Baeza 2014
ML12	2.95	2.76	11.4	9.93	42.34	255.33	1936	Baeza 2014

### 3.7. Análisis de sensibilidad

Se realizó un análisis de sensibilidad de la resistencia máxima fuera del plano de muros de mampostería confinada. El análisis se realizó utilizando el programa del

puntal bidireccional. Se utilizó un muro de referencia con resistencia a compresión axial de la mampostería de  $55 \text{ kg/cm}^2$ , longitud de 3.6 m, altura de 2.8 m, espesor de 15 cm, elementos confinantes con dimensiones de secciones transversales de 15x20 cm (base x altura), resistencia a compresión axial del concreto de  $200 \text{ kg/cm}^2$ , carga axial nula y deformación unitaria máxima de la mampostería igual a 0.003. Las variables estudiadas fueron la resistencia a compresión axial de la mampostería, la relación de aspecto y esbeltez de los muros, la rigidez de los elementos confinantes y la carga axial. Para la primera variable se consideraron muros con resistencia a compresión axial de la mampostería de 55, 85 y  $155 \text{ kg/cm}^2$ . Para la segunda variable se consideraron muros con relaciones de aspecto de 0.5, 0.75 y 1. La altura se mantuvo constante e igual a 2.8 m. Para la tercera variable se consideraron muros con relaciones de esbeltez de 13, 18 y 26. Para dichos muros se consideró una longitud de 3.6 m y espesores de 10, 15 y 20 cm. Para la cuarta variable se consideraron elementos confinantes con dimensiones de secciones transversales de 15x10, 15x15 y 15x20 cm. Para la última variable se consideraron cargas axiales de 0, 10, 20 y 30 kg/cm. Los valores de carga axial de 10, 20 y 30 kg/cm corresponden a niveles de entrepiso de 1, 2 y 3 para muros exteriores, respectivamente

### **3.8. Desarrollo de una propuesta de diseño**

Con el programa del método del puntal bidireccional se determinó la resistencia fuera del plano de muros de mampostería confinada de diferentes propiedades geométricas y mecánicas. Se desarrolló una propuesta para el diseño práctico de dichos muros. Se consideraron tres posibles tipos de falla: la inestabilidad de los segmentos del muro, el aplastamiento de la mampostería y la falla local de los elementos confinantes.

## CAPÍTULO 4

### RESULTADOS

En este capítulo se presentan los resultados de: (1) las propiedades básicas de los materiales, (2) el ensaye de los muros de mampostería confinada, (3) la resistencia analítica fuera del plano de los muros y (4) el análisis de sensibilidad.

#### 4.1. Granulometría del agregado fino

La curva de granulometría obtenida para el agregado fino se presenta en la Figura 4.1. Los detalles de la granulometría se presentan en el Apéndice B.

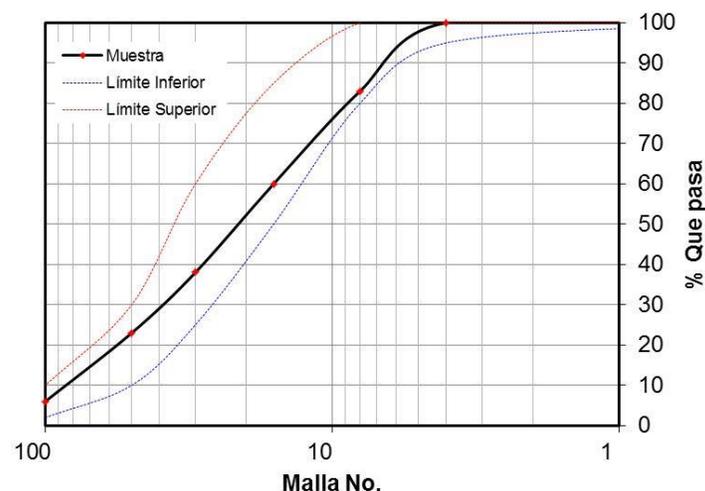


Figura 4.1 Curva de granulometría del agregado fino

#### 4.2. Dimensiones y resistencia a compresión axial de piezas

Las dimensiones y la resistencia a compresión axial ( $f_p$ ) promedio sobre área total de las piezas se presentan en la Tabla 4.1. Detalles sobre las dimensiones y la resistencia a compresión axial de los B2C se presentan en el Apéndice B.

**Tabla 4.1 Dimensiones y resistencia a compresión axial de piezas**

Tipo de pieza	A (cm)	B (cm)	C (cm)	Área Total (cm <sup>2</sup> )	f <sub>p</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	CV	Referencia
B2C	11.35	19.11	39.70	450.49	67.11	11%	
TAG	11.67	20.27	32.55	379.78	166.54	6%	Ojeda 2004
TAP	12.06	11.96	24.87	299.91	192.72	14%	Ojeda 2004

CV: Coeficiente de variación

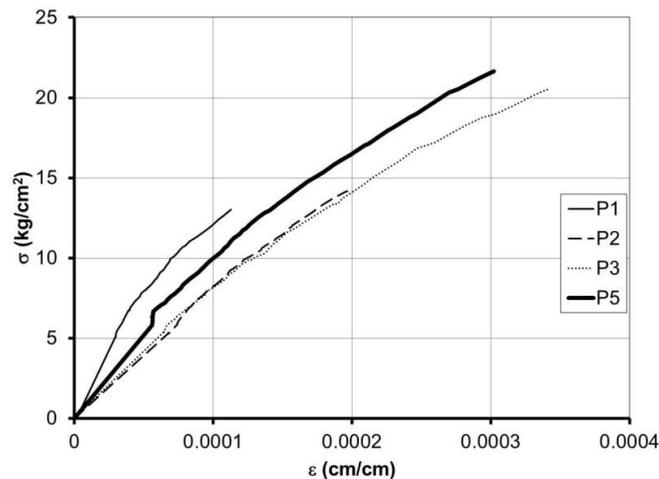
### 4.3. Resistencia a compresión axial y módulo de elasticidad la mampostería

La resistencia a compresión axial promedio ( $f_m$ ) y el módulo de elasticidad promedio de la mampostería ( $E_m$ ) se presentan en la Tabla 4.2. La resistencia se determinó utilizando el área total de las pilas. En la Figura 4.2 se presentan las curvas esfuerzo-deformación de las pilas de B2C. Detalles sobre la resistencia a compresión axial y el módulo de elasticidad de las pilas construidas con B2C se presentan en el Apéndice B.

**Tabla 4.2 Resistencia a compresión axial y módulo de elasticidad de la mampostería**

Tipo de pieza	f <sub>m</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	CV	E <sub>m</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	CV	Referencia
P-B2C	37.93	10%	64526	12%	
P-TAG	66.04	5%	58182	12%	Ojeda 2004
P-TAP	62.94	16%	51957	13%	Ojeda 2004

CV: coeficiente de variación



**Figura 4.2 Curvas esfuerzo ( $\sigma$ )-deformación unitaria ( $\epsilon$ ) para pilas construidas con B2C**

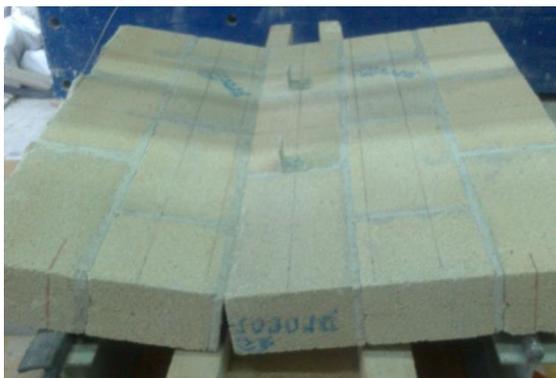
#### 4.4. Resistencia a tensión por flexión de la mampostería

La resistencia a tensión por flexión promedio de la mampostería se presenta en la Tabla 4.3. En general, el tipo de falla observada en los muretes ensayados a tensión perpendicular estuvo asociado con a la adherencia de las juntas (Figura 4.3a). Por otro lado, la falla de los muretes ensayados a tensión paralela fue una falla combinada de la adherencia de las juntas y la tensión de las piezas (Figura 4.3b).

**Tabla 4.3 Resistencias a tensión por flexión promedio de la mampostería**

T. Pza.	$f_{tpa}$	CV	Tipo de falla	$f_{tpe}$	CV	Tipo de falla	Referencia
	kg/cm <sup>2</sup>			kg/cm <sup>2</sup>			
<b>B2C</b>	3.28	15%	Combinada	1.29	8%	Adherencia	
<b>TAG</b>	6.47	3%	Combinada	4.44	14%	Adherencia	Ojeda 2014
<b>TAP</b>	7.92	2%	Combinada	4.62	4%	Adherencia	Ojeda 2014

CV: coeficiente de variación



a) Falla por adherencia



b) Falla combinada

**Figura 4.3 Tipos de falla observadas en muretes construidos con B2C**

#### 4.5. Resistencia a compresión axial del concreto

La resistencia compresión axial promedio del concreto de los elementos confinantes se presenta en la Tabla 4.4. Detalles sobre la resistencia a compresión axial del concreto se presentan en el Apéndice B.

**Tabla 4.4 Resistencia a compresión axial del concreto de los elementos confinantes**

<b>Muro</b>	<b><math>f_c</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>CV</b>
M1 (B2C-R)	232	10%
M2 (TAG-R)	264	7%
M3 (TAP-R)	249	5%
M4 (B2C-C)	258	6%
M5 (TAG-C)	262	5%
M6 (TAP-C)	257	4%

CV: coeficiente de variación

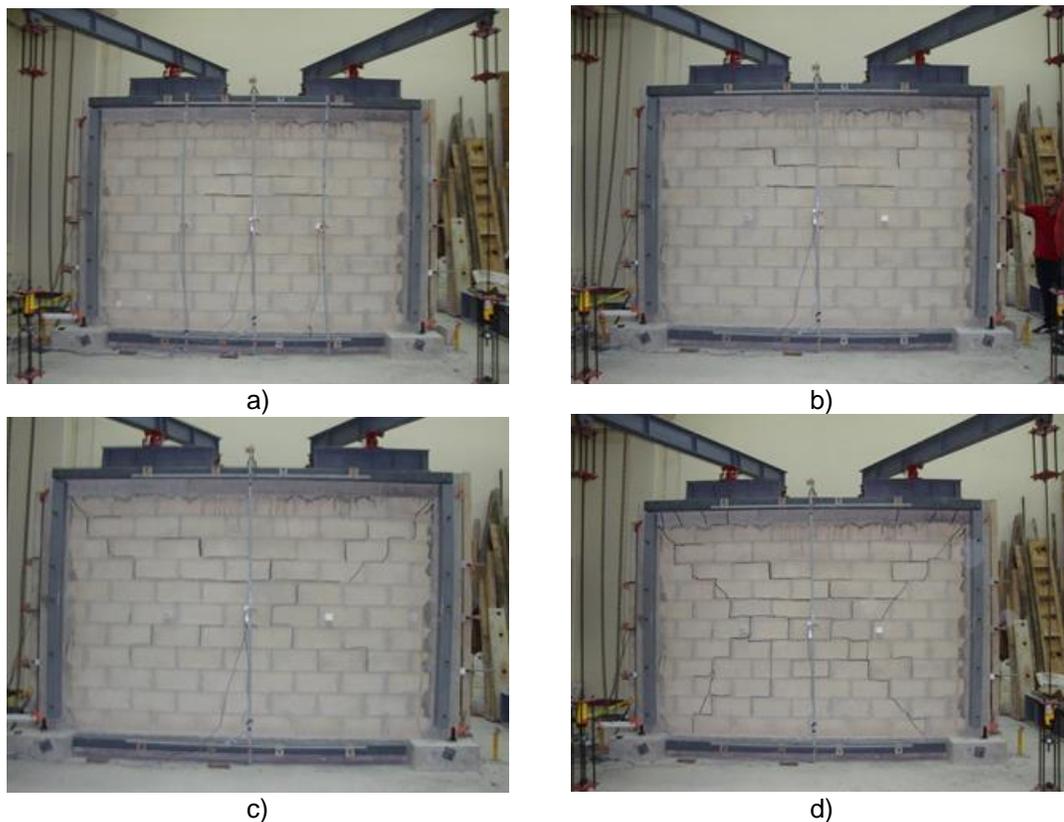
#### **4.6. Ensaye de muros de mampostería confinada**

El comportamiento de los muros especímenes ensayados en el laboratorio se describe en las siguientes secciones. La descripción del agrietamiento se presenta para las caras frontal y posterior de los muros. La primera se refiere a la que no está en contacto con las bolsas de aire y la segunda a la que sí está en contacto. Se grafican distintas variables como son: la presión fuera del plano del muro y los desplazamientos fuera del plano del muro y en el plano de los elementos confinantes. En dichas gráficas, la carga fuera del plano se determinó utilizando el área total del panel del muro. El desplazamiento fuera del plano se refiere al promedio medido al centro del muro (LP1 y LP2). El desplazamiento vertical se refiere al promedio medido en el plano al centro de la cadena superior (LP5 y LP6). El desplazamiento horizontal se refiere al promedio medido en el plano a la altura media de los castillos (LP7, LP8 y LP9).

##### **4.6.1. Muros con relación de aspecto $h/L=0.75$**

La primera grieta observada en la cara frontal de los muros con relación de aspecto de 0.75 fue una grieta horizontal localizada por arriba de la hilada central. Al incrementarse la carga se observó la propagación de dicha grieta horizontal y la aparición de nuevas grietas horizontales y diagonales. Las grietas diagonales se formaron de los extremos de las grietas horizontales a las uniones de los elementos confinantes. Finalmente, se observaron grietas en los elementos confinantes. La evolución del agrietamiento de la cara frontal de cada muro se

presenta en las Figura 4.4, Figura 4.5 y Figura 4.6. Por su parte, en la cara posterior se observaron grietas horizontales entre la primera hilada y la cadena inferior, y entre la penúltima y la última hilada. Adicionalmente, se observaron grietas verticales cercanas a los castillos. La falla de los muros se asoció al aplastamiento de la mampostería. La resistencia máxima fuera del plano de los muros M1, M2 y M3 fue de 898, 1070 y 1128 kg/m<sup>2</sup>, respectivamente. El desplazamiento fuera del plano asociado a dichas resistencias fue de 4.07, 4.86 y 3.92 cm, respectivamente. En la Figura 4.7 se presentan la curvas carga-desplazamiento fuera del plano de los muros M1, M2 y M3. Por otro lado, en las Figura 4.8 y Figura 4.9 se presentan las correspondientes curvas carga-desplazamiento vertical y carga desplazamiento horizontal de dichos muros, respectivamente. En la Figura 4.10 se presenta la curva de comportamiento fuera del plano con relación a la evolución del patrón de agrietamiento para el muro M1. Las curvas de comportamiento relacionadas con la evolución del agrietamiento para los muros M2 y M3 fueron similares.



**Figura 4.4 Evolución del agrietamiento del muro M1**



a)



b)

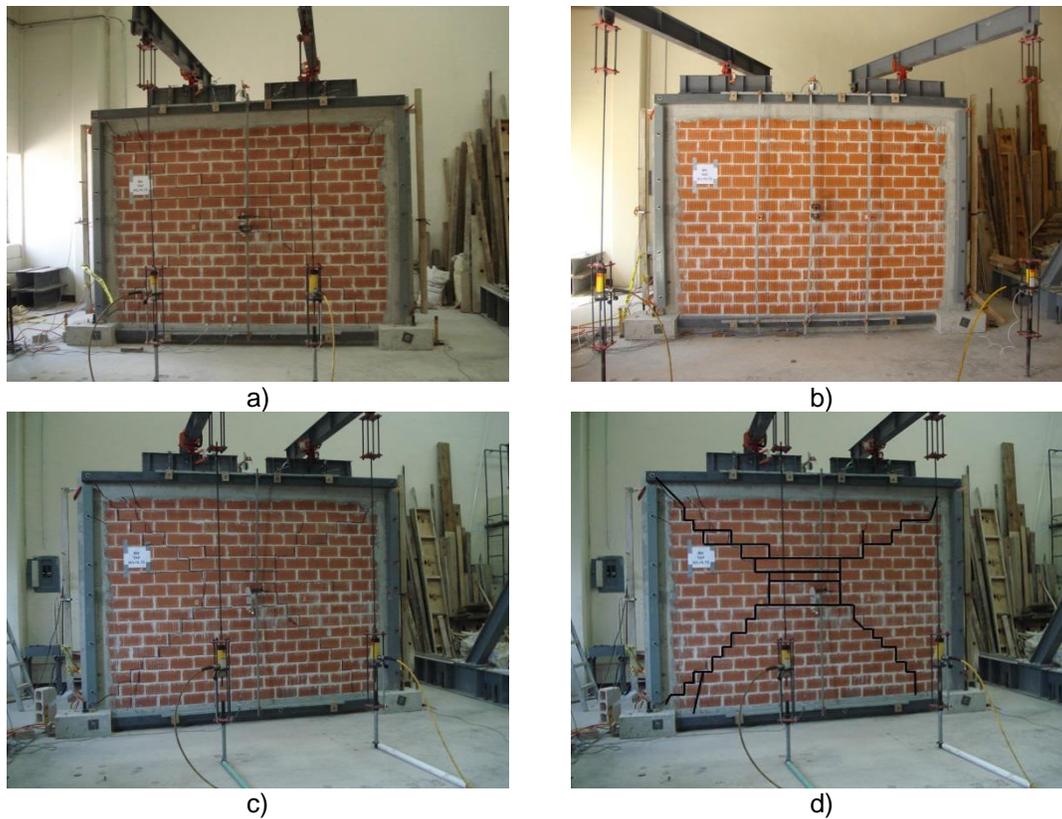


c)

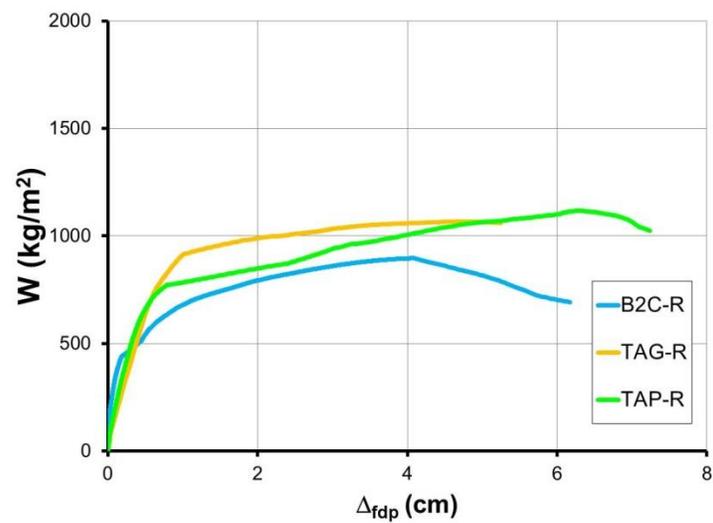


d)

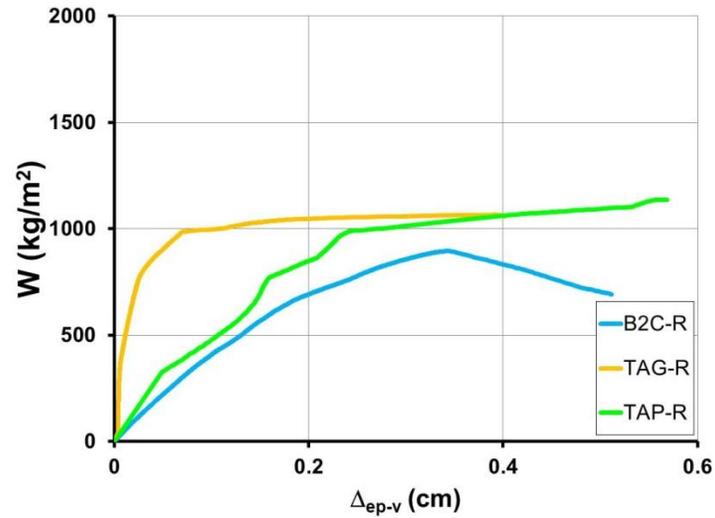
**Figura 4.5 Evolución del agrietamiento del muro M2**



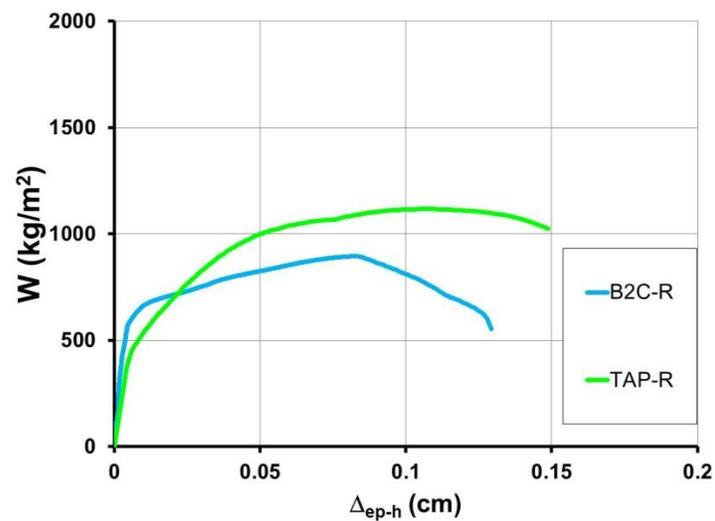
**Figura 4.6 Evolución del agrietamiento del muro M3**



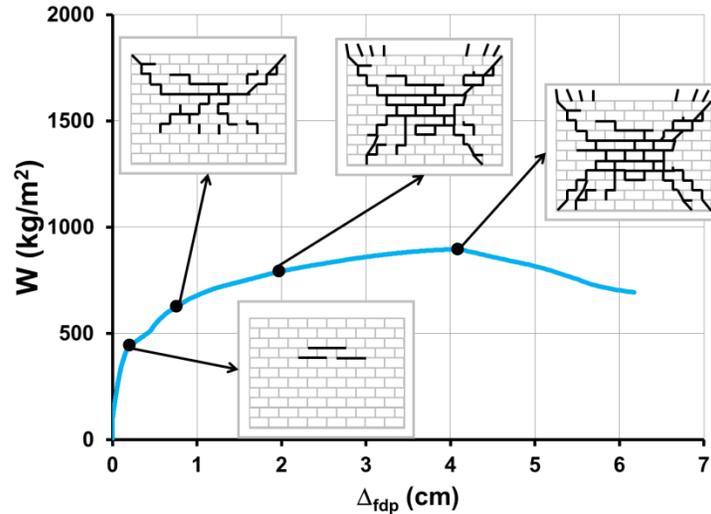
**Figura 4.7 Curvas carga-desplazamiento fuera del plano de los muros con relación de aspecto de 0.75**



**Figura 4.8** Curvas carga-desplazamiento vertical de los muros con relación de aspecto de 0.75



**Figura 4.9** Curvas carga-desplazamiento horizontal de los muros con relación de aspecto de 0.75

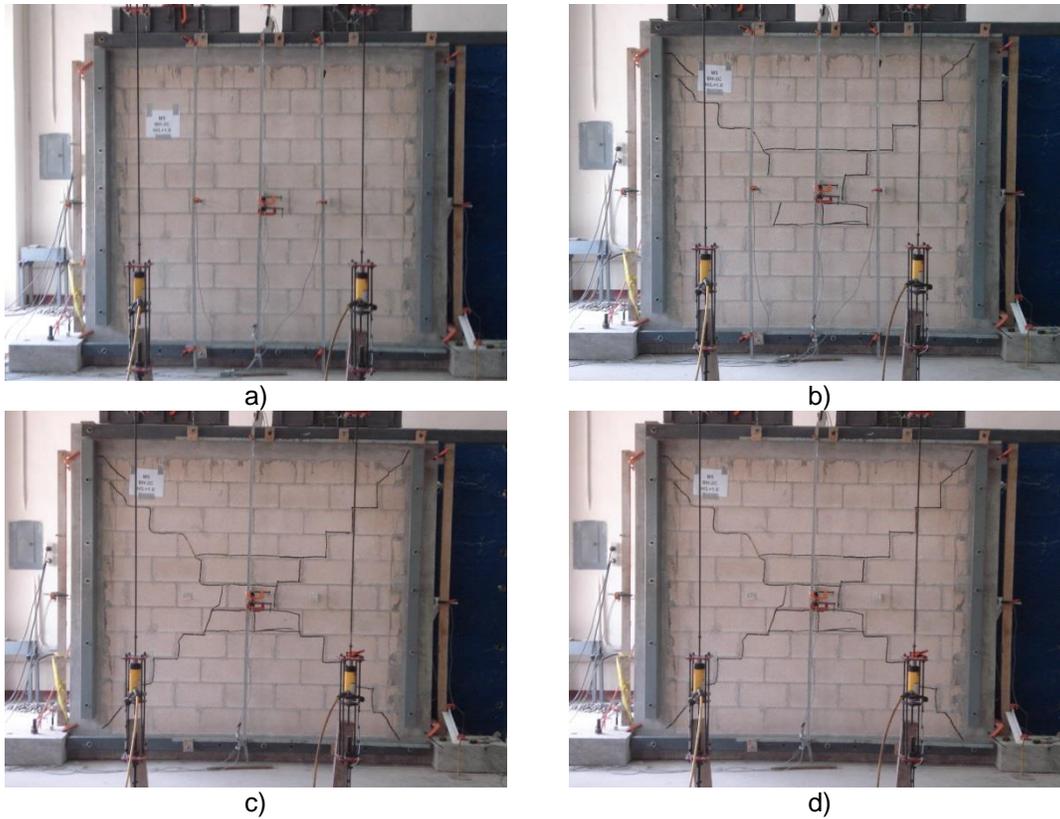


**Figura 4.10 Curvas de comportamiento con relación a la evolución del agrietamiento**

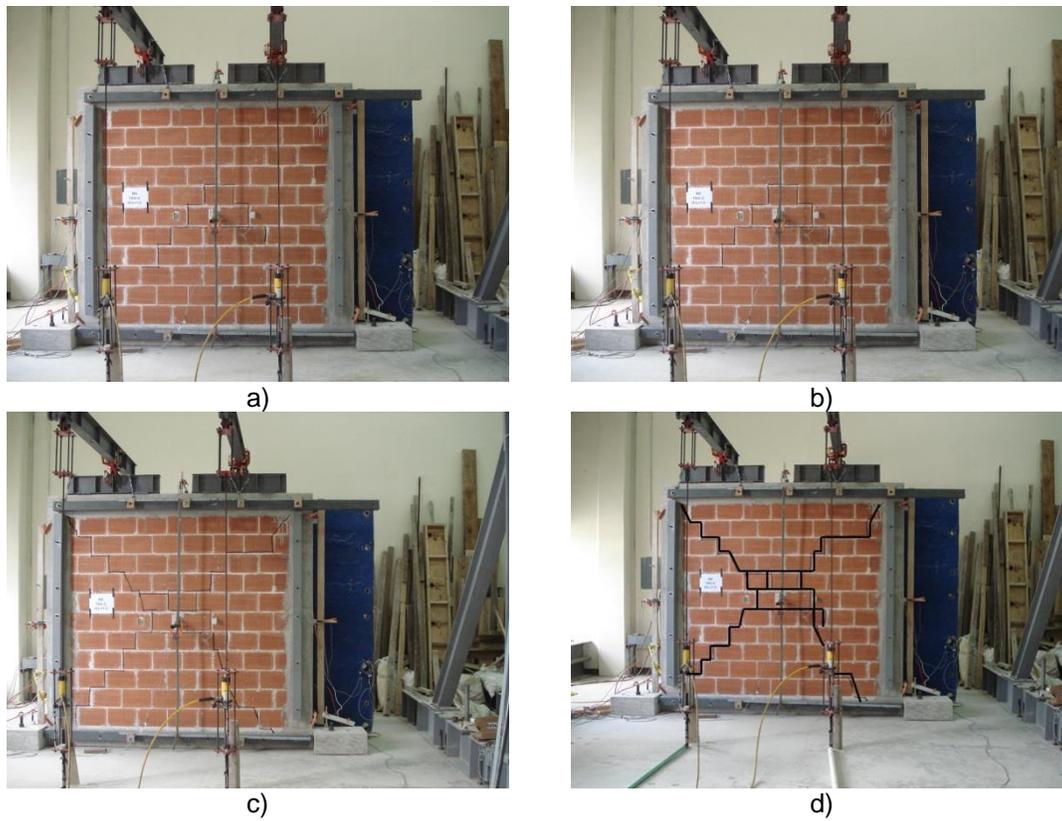
#### 4.6.2. Muros con relación de aspecto $h/L=1.0$

La primera grieta observada en la cara frontal de los muros con relación de aspecto de 1.0 fue una grieta horizontal localizada sobre la hilada central. Al incrementarse la carga se observaron grietas verticales y diagonales. Las grietas verticales, en general, se formaron en la parte central del muro. Por su parte, las grietas diagonales se formaron de los extremos de las grietas horizontales y verticales a las uniones de los elementos confinantes. Finalmente, se observaron grietas en los elementos confinantes. La evolución del agrietamiento en la cara frontal de cada muro se presenta en las Figura 4.11 a Figura 4.13. En la cara posterior del muro se observaron grietas horizontales y verticales similares a las observadas para los muros con relación de aspecto de 0.75. La falla de los muros estuvo asociada al aplastamiento de la mampostería. La resistencia máxima fuera del plano de los muros M4, M5 y M6 fue de 1370, 1796 y 1842 kg/m<sup>2</sup>, respectivamente. El desplazamiento fuera del plano asociado a dichas resistencias fue de 3.01, 3.53 y 3.38 cm, respectivamente. En la Figura 4.14 se presentan las curvas carga–desplazamiento fuera del plano de los muro M4, M5 y M6. Por otro lado, en las Figura 4.15 y Figura 4.16 se presentan las

correspondientes curvas carga-desplazamiento vertical y carga desplazamiento horizontal de dichos muros, respectivamente.



**Figura 4.11 Evolución del agrietamiento del muro M4**



**Figura 4.12 Evolución del agrietamiento del muro M5**

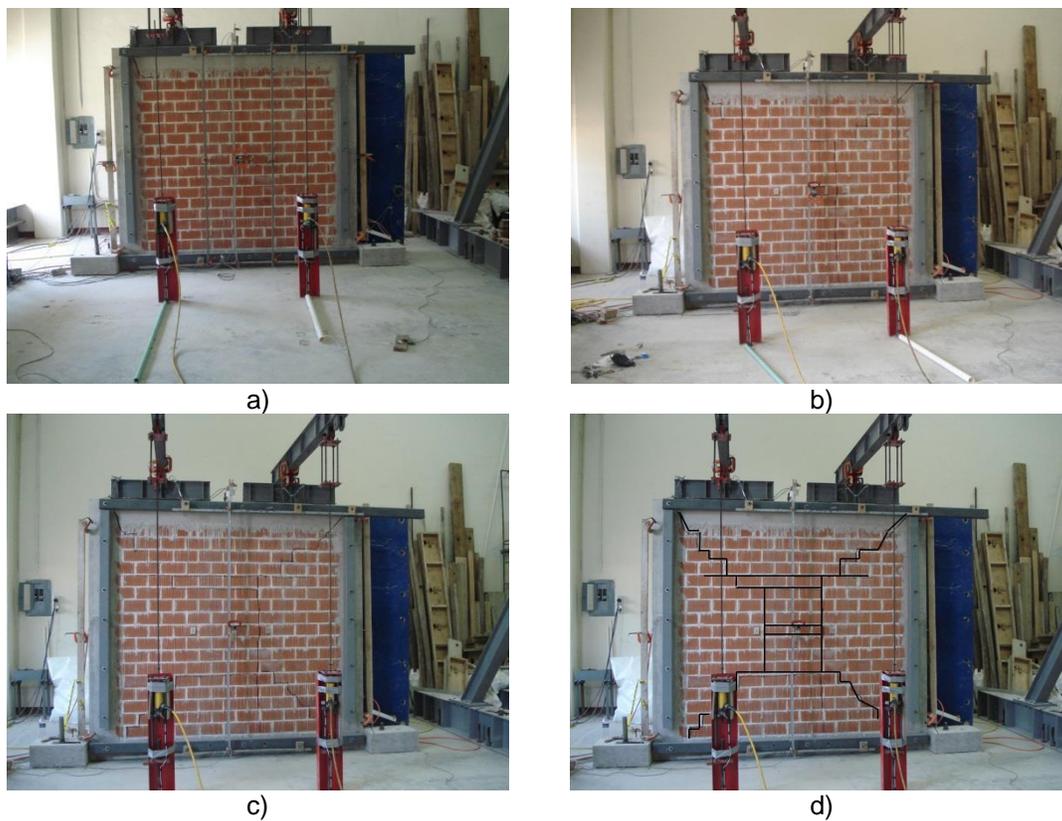


Figura 4.13 Evolución del agrietamiento del muro M6

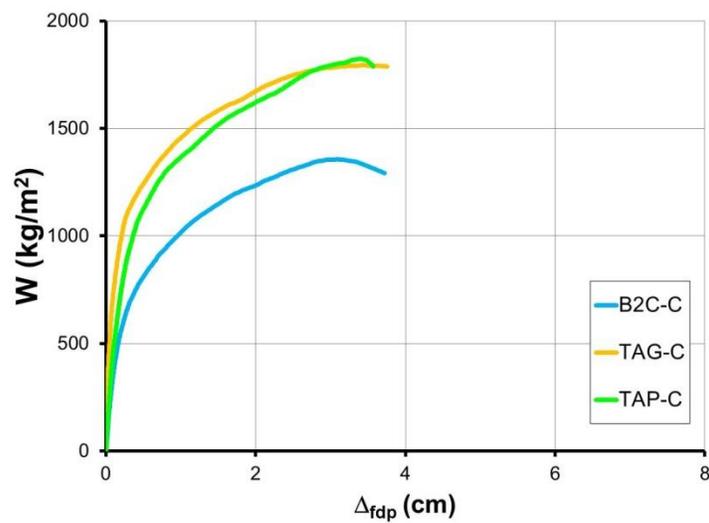
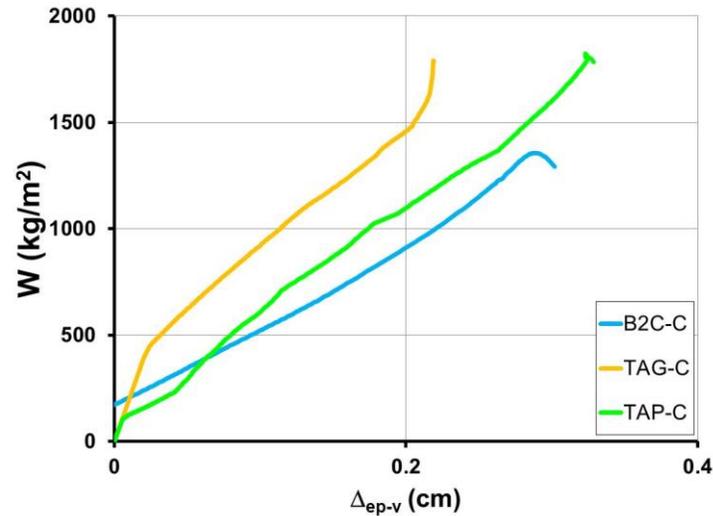
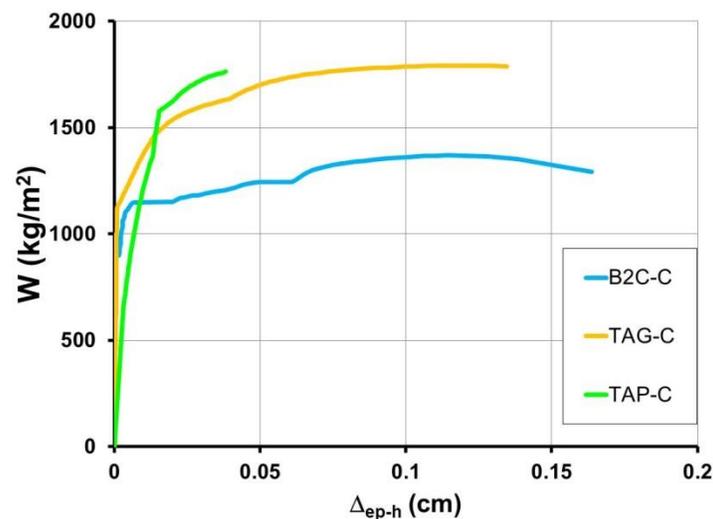


Figura 4.14 Curvas carga-desplazamiento fuera del plano de los muros con relación de aspecto de 1.0



**Figura 4.15 Curvas carga-desplazamiento vertical de los muros con relación de aspecto de 1.0**



**Figura 4.16 Curvas carga-desplazamiento horizontal de los muros con relación de aspecto de 1.0**

#### 4.7. Resistencias analíticas máximas de los muros especímenes

La resistencia máxima fuera del plano analítica de los muros especímenes estudiados en este trabajo se presenta en la Tabla 4.5. Dichas resistencias se determinaron utilizando el método del puntal bidireccional ( $W_b$ ) y el método de líneas de fluencia ( $W_{lf}$ ). Las propiedades utilizadas en dichos métodos se anexan en la Tabla 4.5.

**Tabla 4.5 Resistencias analíticas fuera del plano de los muros especímenes**

Muro	L (m)	h (m)	t (cm)	P (kg/cm)	$f_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{tpa}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{tpe}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$W_b$ (kg/m <sup>2</sup> )	$W_{lf}$ (kg/m <sup>2</sup> )
<b>M1</b>	3.77	2.76	11.3	9.12	37.93	232.44	3.28	1.29	809	474
<b>M2</b>	3.77	2.76	11.5	9.62	66.04	264.32	6.47	4.44	956	885
<b>M3</b>	3.77	2.76	12.0	9.66	60.13	248.85	7.92	4.62	967	1088
<b>M4</b>	2.95	2.76	11.3	10.05	37.93	243.76	3.28	1.29	1397	628
<b>M5</b>	2.95	2.76	11.5	10.81	66.04	261.68	6.47	4.44	1704	1188
<b>M6</b>	2.95	2.76	12.0	9.61	60.13	256.56	7.92	4.62	1811	1481

#### 4.8. Resistencia máxima fuera del plano de muros reportados en la literatura

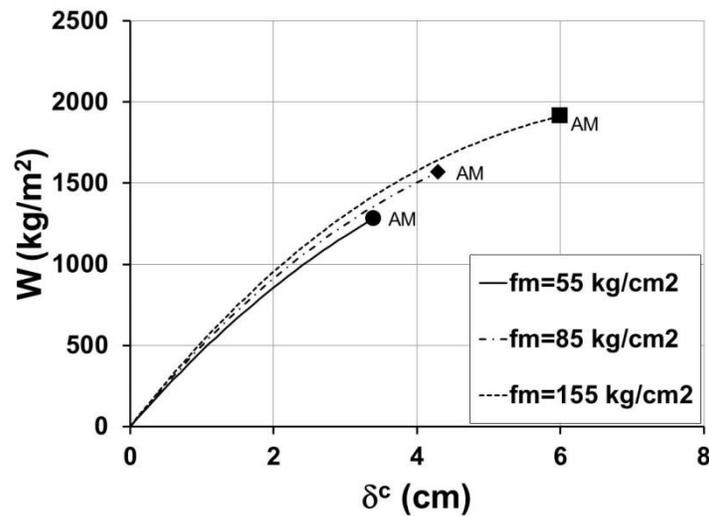
En la Tabla 4.6 se presenta la resistencia fuera del plano experimental ( $W_e$ ) de 12 muros reportados en la literatura (Sección 3.6). En dicha tabla se presentan las correspondientes resistencias analíticas determinadas utilizando el método del puntal bidireccional ( $W_b$ ) y las propiedades presentadas en la Tabla 3.3. Para los muros con aberturas se consideró el panel de mampostería sólido de mayor tamaño.

**Tabla 4.6 Resistencias fuera del plano: experimentales y analíticas de muros reportados en la literatura**

Muro	$W_e$ (kg/m <sup>2</sup> )	$W_b$ (kg/m <sup>2</sup> )
<b>ML1</b>	1684	1540
<b>ML2</b>	1454	1162
<b>ML3</b>	1656	1613
<b>ML4</b>	1126	1221
<b>ML5</b>	1488	1338
<b>ML6</b>	1627	1454
<b>ML7</b>	1023	1171
<b>ML8</b>	1879	1743
<b>ML9</b>	1507	1676
<b>ML10</b>	1610	1782
<b>ML11</b>	747	807
<b>ML12</b>	1452	1274

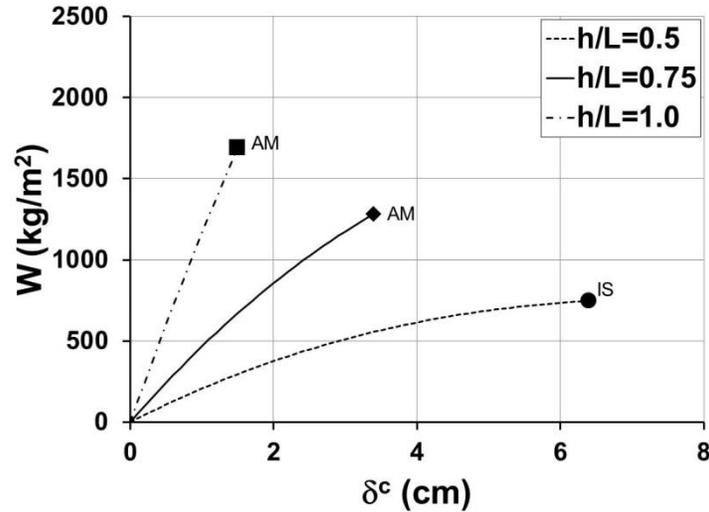
#### 4.9. Análisis de sensibilidad

En la Figura 4.17 se presentan las curvas carga–desplazamiento fuera del plano obtenidas para los muros con diferente resistencia a la compresión axial de la mampostería. La resistencia máxima fuera del plano para los muros con  $f_m$  de 55, 85 y 155  $\text{kg/cm}^2$  fue de 1283, 1568 y 1913  $\text{kg/m}^2$ , respectivamente. Las letras cercanas al marcador indican el tipo de falla, IS para la inestabilidad de los segmentos y AM para el aplastamiento de la mampostería.



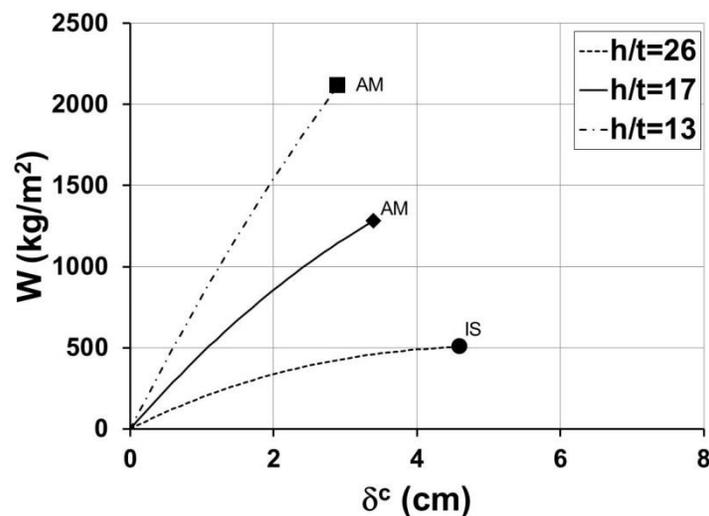
**Figura 4.17 Curvas carga–desplazamiento fuera del plano para muros con diferente resistencia a compresión axial de la mampostería**

En la Figura 4.18 se presentan las curvas carga–desplazamiento fuera del plano obtenidas para los muros con diferente relación de aspecto. La resistencia máxima fuera del plano para los muros con  $h/L$  de 0.5, 0.75 y 1 fue de 747, 1283 y 1691  $\text{kg/m}^2$ , respectivamente.



**Figura 4.18 Curvas carga–desplazamiento fuera del plano para muros con diferente relación de aspecto**

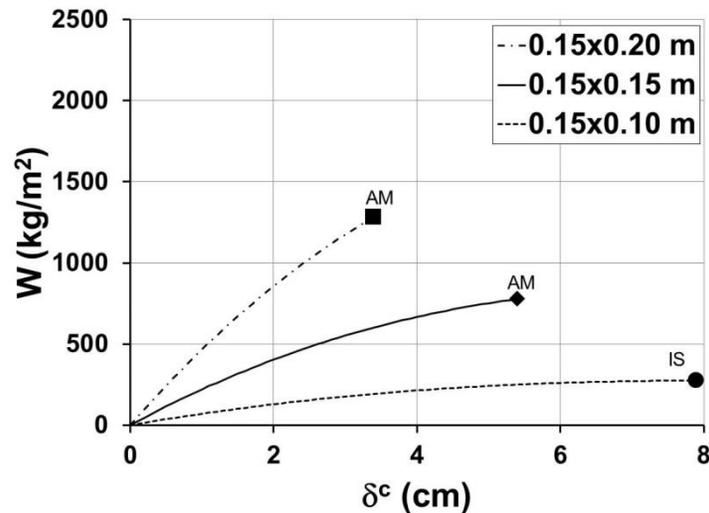
En la Figura 4.19 se presentan las curvas carga–desplazamiento fuera del plano obtenidas para los muros con diferente relación de esbeltez. La resistencia máxima fuera del plano para los muros con  $h/t$  de 13, 17 y 26 fue de 2115, 1283 y 505 kg/m<sup>2</sup>, respectivamente.



**Figura 4.19 Curvas carga–desplazamiento fuera del plano para muros con diferente relación de esbeltez**

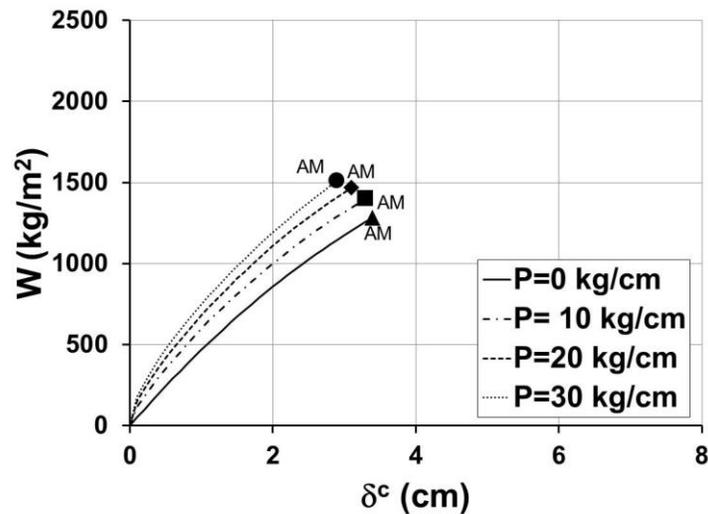
En la Figura 4.20 se presentan las curvas carga–desplazamiento fuera del plano obtenidas para los muros con diferente rigidez de elementos confinantes. La

resistencia máxima fuera del plano para los muros con secciones transversales de 15x10, 15x15 y 15x20 cm de fue de 274, 772 y 1283 kg/m<sup>2</sup>, respectivamente.



**Figura 4.20** Curvas carga–desplazamiento fuera del plano para muros con diferente rigidez de elementos confinantes

Finalmente, en la Figura 4.21 se presentan las curvas carga–desplazamiento fuera del plano obtenidas para los muros con diferente carga axial. La resistencia máxima fuera del plano para los muros con P de 0, 10, 20 y 30 kg/cm fue de 1283, 1399, 1465 y 1510 kg/m<sup>2</sup>, respectivamente.



**Figura 4.21** Curvas carga–desplazamiento fuera del plano del muro para muros con diferente carga axial

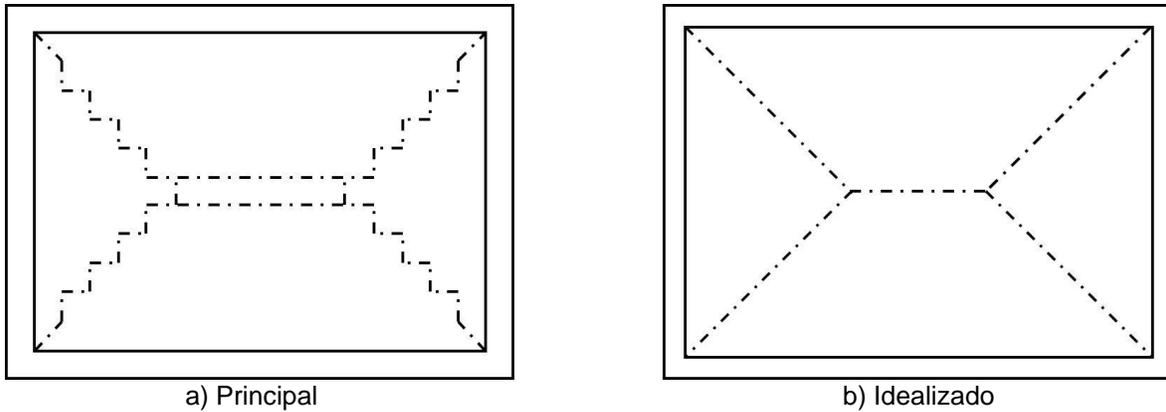
## **CAPÍTULO 5**

### **DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

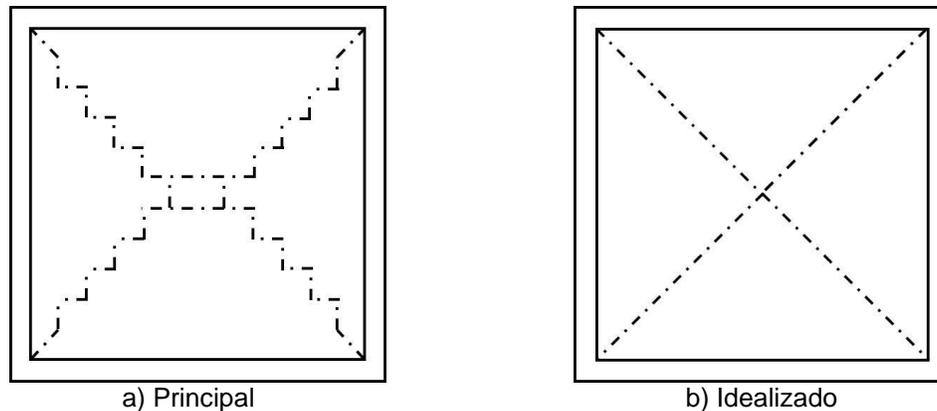
Se presenta una discusión sobre: (1) el comportamiento fuera del plano de los muros ensayados, (2) los resultados del análisis de sensibilidad y (3) la calibración del método del puntal bidireccional. Finalmente, se presenta una propuesta para el diseño de muros sujetos a cargas fuera del plano.

#### **5.1. Comportamiento de los muros**

En este trabajo se definen dos patrones de agrietamiento: el final y el principal. El primero está asociado con la evolución del agrietamiento durante el ensaye. El segundo es el que define la formación de un mecanismo de arco. El patrón de agrietamiento principal divide al muro en segmentos, los cuales rotan y forman el mecanismo de arco. La primera grieta horizontal, en general, se presenta por arriba de la junta central; sin embargo, la que define el patrón de agrietamiento principal es la central. El patrón de agrietamiento principal es similar para muros con diferentes tipos de piezas e igual relación de aspecto. Por otro lado, los patrones de agrietamiento principal y final de muros con diferente relación de aspecto fueron diferentes. Con base en lo anterior se observa que el patrón de agrietamiento principal únicamente depende de la relación de aspecto; esto es, no depende del tipo de pieza, ni de la resistencia a compresión de la mampostería. En general, las grietas se forman en las juntas de mortero. Esto se debe a que la resistencia a tensión de las piezas fue mayor que la adherencia pieza-mortero. El patrón de agrietamiento principal e idealizado de los muros con relación de aspecto de 0.75 y 1.0 se presenta en las Figura 5.1 y Figura 5.2, respectivamente.



a) Principal  
**Figura 5.1 Patrón de agrietamiento para muros con relación de aspecto de 0.75**

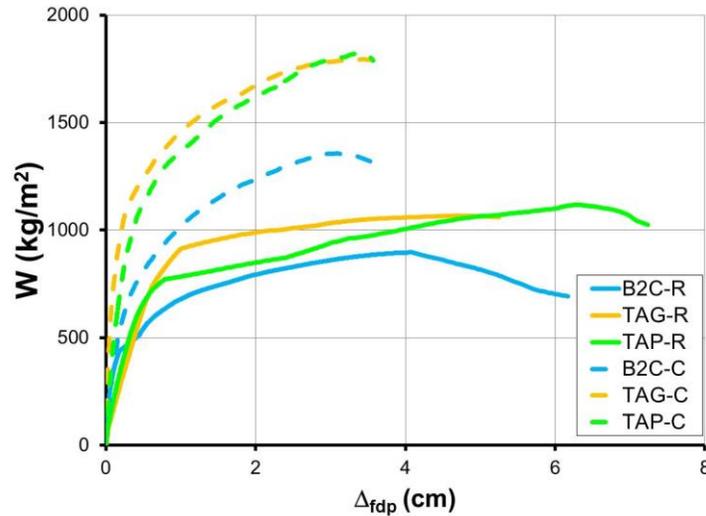


a) Principal  
**Figura 5.2 Patrón de agrietamiento para muros con relación de aspecto de 1.0**

En las Figura 4.7 y Figura 4.14 se observa que la resistencia fuera del plano de los muros de tabiques multiperforados de arcilla con igual relación de aspecto (TAG-R y TAP-R, TAG-C y TAP-C, respectivamente) fue similar. Esto se debe a que la falla estuvo asociada en todos los casos al aplastamiento de la mampostería. La resistencia a compresión axial de la mampostería de ambos tabiques fue similar (66.04 y 62.94 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente). Por su parte, la resistencia fuera del plano de los muros de B2C fue menor que la de los muros de tabiques multiperforados (TAG y TAP) de arcilla con igual relación de aspecto. Esto se debe a que la resistencia a compresión axial de la mampostería de los B2C fue menor (37.93 kg/cm<sup>2</sup>) que la de los tabiques. Lo anterior indica que la resistencia fuera del plano de los muros depende de la resistencia a compresión axial de la mampostería pero no depende del tipo de pieza. Adicionalmente, en las Figura

4.7 y Figura 4.14 se observa que el comportamiento fuera del plano de los muros inicialmente es lineal y posteriormente se vuelve no-lineal. El comportamiento lineal está asociado con los primeros agrietamientos. Por su parte, el comportamiento no-lineal está asociado a la formación del patrón de agrietamiento final y el desarrollo de un mecanismo de arco. Los primeros agrietamientos se observaron a aproximadamente el 25 % de la resistencia de los muros. La rigidez inicial fuera del plano de los muros tiene un comportamiento con igual relación de aspecto fue similar. Lo anterior se debe a que inicialmente los muros se comportan como una losa apoyada en su periferia. La rigidez inicial de los muros depende principalmente de las propiedades geométricas de la sección transversal y del módulo de elasticidad de la mampostería. Dichas propiedades fueron en general similar para los muros. De forma similar, se observa un cambio en la rigidez fuera del plano para una menor carga fuera del plano en el muro de B2C; esto se debe a que la resistencia a tensión por flexión de la mampostería de B2C fue menor que la de TAG y TAP.

En la Figura 5.3 se presenta la curva carga - desplazamiento fuera del plano de los seis muros. En esta figura se observa que la resistencia de los muros con relación de aspecto de 1.0 es mayor que la de los muros con relación de aspecto de 0.75. Esto se debe a que la rigidez en el plano del marco de elementos confinantes es mayor para los muros con mayor relación de aspecto. Debido a que la altura es similar, la rigidez incrementa conforme la longitud del elemento confinante superior disminuye. Adicionalmente, se observa que el desplazamiento máximo fuera del plano fue mayor para los muros con menor relación de aspecto. Lo anterior se debe a que la rigidez en el plano del marco de elementos confinantes es mayor para los muros con mayor relación de aspecto. Para muros con mayor rigidez se alcanza el aplastamiento de la mampostería a un menor desplazamiento.



**Figura 5.3 Curvas carga - desplazamiento fuera del plano de los muros**

En la Figura 5.4 se presenta la curva carga – desplazamiento vertical de los seis muros. En esta figura se observa que los desplazamientos máximos verticales fueron mayores para los muros con relación de aspecto de 0.75. Esto se debe a que la rigidez en el plano de los muros con menor relación de aspecto fue menor. Por su parte, en la Figura 5.5 se observa que, en general, los desplazamientos máximos horizontales fueron similares. En la Tabla 5.1 se observa que para los muros con relación de aspecto de 0.75 la relación  $\Delta_{ep-v}/\Delta_{ep-h}$  promedio fue de 3.55. Por su parte, para los muros con relación de aspecto de 1.0 fue de 1.78. Lo anterior indica la rigidez del elemento confinante superior de los muros fue mayor para los muros mayor relación de aspecto.

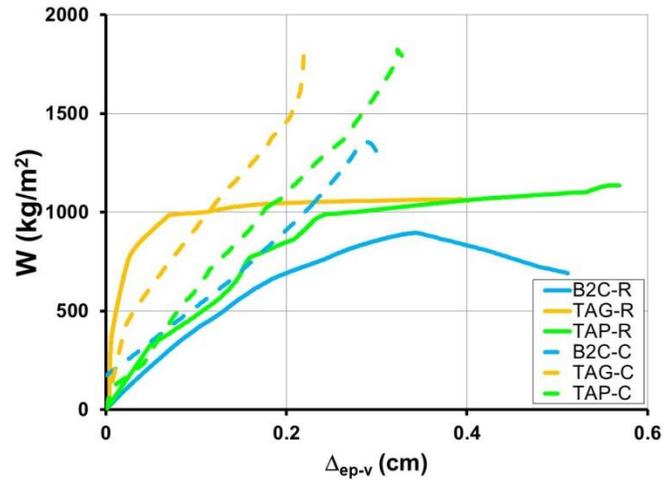


Figura 5.4 Curvas carga - desplazamiento vertical de los muros

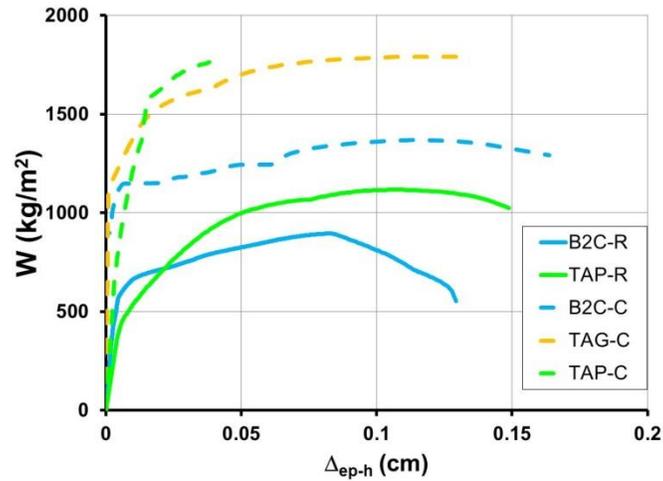


Figura 5.5 Curvas carga - desplazamiento horizontal de los muros

Tabla 5.1 Desplazamientos máximos verticales y horizontales de los muros

Muro	$\Delta_{ep-v}$ (cm)	$\Delta_{ep-h}$ (cm)	$\Delta_{ep-v}/\Delta_{ep-h}$
<b>M1</b>	0.51	0.13	3.92
<b>M2</b>	0.40	0.15	2.67
<b>M3</b>	0.57	0.14	4.07
<b>M4</b>	0.30	0.16	1.88
<b>M5</b>	0.22	0.13	1.69
<b>M6</b>	0.33	--	--

## 5.2. Análisis de sensibilidad

De los resultados obtenidos en el análisis de sensibilidad realizado utilizando el método del puntal bidireccional se observa que: (1) La resistencia de los muros incrementa conforme se incrementa la resistencia a compresión axial de la mampostería (Figura 4.17). Esto se debe a que un incremento en la resistencia a compresión axial de la mampostería representa incremento en la magnitud de los puntales de compresión. Adicionalmente, muros con mayor resistencia a compresión axial de la mampostería fallan a mayores desplazamientos. (2) La resistencia de los muros incrementa conforme se incrementa la relación de aspecto (Figura 4.18). Muros con mayor relación de aspecto están asociados con una mayor rigidez del marco de elementos confinantes. (3) La resistencia de los muros incrementa si la relación de esbeltez disminuye (Figura 4.19). Conforme la relación de esbeltez disminuye, la componente fuera del plano de los puntales de compresión y la rigidez del marco de elementos confinantes incrementa. (4) La resistencia de los muros incrementa conforme la rigidez de los elementos confinantes incrementa (Figura 4.20). Un incremento en dicha rigidez está asociado a un incremento en la magnitud de los puntales de compresión para un mismo desplazamiento. (5) La resistencia de los muros incrementa si la carga axial incrementa (Figura 4.21). Esto está asociado con la restricción vertical en el plano adicional producida por la carga axial. Dicha restricción incrementa la magnitud de los puntales de compresión para un mismo desplazamiento. (6) las principales variables que afectan la resistencia de los muros son la relación de aspecto, la relación de esbeltez y la rigidez de los elementos confinantes. Un incremento del 25% en la relación de aspecto incrementa 32% la resistencia de los muros; un incremento del 33% en la relación de esbeltez disminuye 61% la resistencia de los muros. Finalmente, una disminución del 25% en la rigidez de los elementos confinantes disminuye 40% la resistencia de los muros. Las variables que tienen un menor efecto en la resistencia de los muros son: la resistencia a compresión axial de la mampostería y la carga axial del muro. Un incremento del 54% en la resistencia a compresión axial de la mampostería

incrementa 22% la resistencia de los muros y un incremento del 100% en la carga axial incrementa solamente el 5% la resistencia de los muros.

### 5.3. Resistencias analíticas máximas de los muros especímenes

En la Tabla 5.2 se comparan las resistencias analíticas obtenidas con los métodos del puntal bidireccional ( $W_b$ ) y de líneas de fluencia ( $W_{lf}$ ) con las correspondientes experimentales ( $W_e$ ). En dicha tabla se incluyen los resultados de los 6 muros especímenes considerados en este trabajo. Se observa que el promedio de las relaciones  $W_b/W_e$  es de 0.93 con un coeficiente de variación de 7% y que el promedio de la relaciones  $W_{lf}/W_e$  es de 0.71 con un coeficiente de variación de 27%. Con base en las comparaciones anteriores se considerada que con el método del puntal bidireccional se predice adecuadamente la resistencia fuera del plano de los muros especímenes. Por otro lado, con el método de líneas de fluencia se subestima la resistencia de dichos muros hasta en un 54%.

**Tabla 5.2 Resistencias analíticas y experimentales de los muros especímenes**

Muro	$W_b$ (kg/m <sup>2</sup> )	$W_{lf}$ (kg/m <sup>2</sup> )	$W_e$ (kg/m <sup>2</sup> )	$W_b/W_e$	$W_{lf}/W_e$
<b>M1</b>	809	474	898	0.90	0.53
<b>M2</b>	956	885	1070	0.89	0.83
<b>M3</b>	967	1088	1128	0.86	0.96
<b>M4</b>	1397	628	1370	1.02	0.46
<b>M5</b>	1704	1188	1796	0.95	0.66
<b>M6</b>	1811	1481	1842	0.98	0.80
			<b>Prom</b>	<b>0.93</b>	<b>0.71</b>
			<b>CV</b>	<b>7%</b>	<b>27%</b>

Prom: promedio

CV: coeficiente de variación

### 5.4. Validación del método del puntal bidireccional

En la Tabla 5.3 se comparan las resistencias analíticas ( $W_b$ ) con las experimentales ( $W_e$ ). En dicha tabla se incluyen los resultados de 18 muros: los 6 ensayados en este trabajo y los 12 obtenidos de la literatura. Se consideran

muros con diferente relación de aspecto, relación de esbeltez, carga axial, rigidez de los elementos confinantes y muros sólidos y con aberturas. En la Tabla 5.3 se observa que el promedio general de las relaciones  $W_b/W_e$  para todos los muros es de 0.97 con un coeficiente de variación de 10%. En la Tabla 5.4 se presentan las relaciones promedio  $W_b/W_e$  ordenados por variables. En dicha tabla se observa que los valores promedio varían entre 0.92 y 1.05. Con base en las comparaciones anteriores se considera que con el método del puntal bidireccional se predice adecuadamente la resistencia fuera del plano de los muros considerados.

**Tabla 5.3 Resistencias analíticas y experimentales de muros de mampostería confinada**

Muro	$W_b$ (kg/m <sup>2</sup> )	$W_e$ (kg/m <sup>2</sup> )	P (kg/cm)	$W_b/W_e$
M1	809	898	9.12	0.90
M2	956	1070	9.62	0.89
M3	967	1128	9.66	0.86
M4	1397	1370	10.05	1.02
M5	1704	1796	10.81	0.95
M6	1811	1842	9.61	0.98
ML1	1540	1684	0.00	0.91
ML2	1162	1454	0.00	0.80
ML3	1613	1656	0.00	0.97
ML4	1221	1126	0.00	1.08
ML5	1338	1488	10.00	0.90
ML6	1454	1627	30.00	0.89
ML7	1171	1023	0.00	1.15
ML8	1743	1879	23.00	0.93
ML9	1676	1507	0.00	1.11
ML10	1782	1610	0.00	1.11
ML11	807	747	9.40	1.08
ML12	1274	1452	9.93	0.88
			<b>Prom</b>	<b>0.97</b>
			<b>CV</b>	<b>10%</b>

Prom: promedio

CV: coeficiente de variación

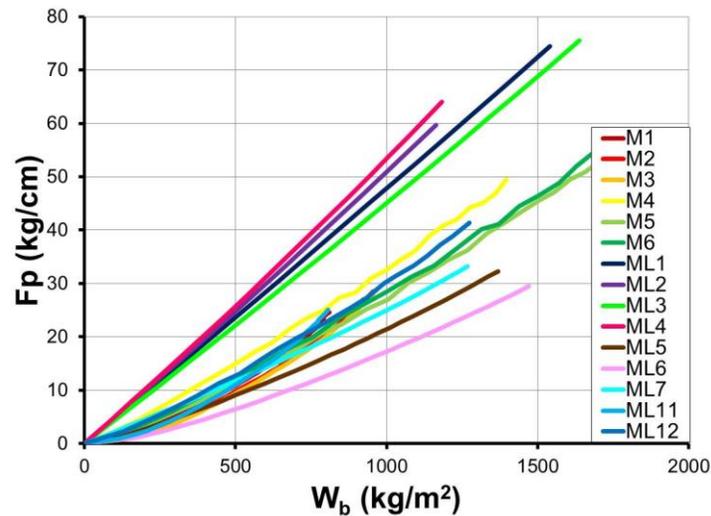
**Tabla 5.4 Relaciones  $W_b/W_e$  promedio por variables de estudio**

Variable	Prom	CV
<b>h/L=0.75</b>	0.99	11%
<b>h/L=1.0</b>	0.92	9%
<b>h/t=19</b>	1.00	11%
<b>h/t=23</b>	0.94	10%
<b>P=0</b>	1.02	13%
<b>P&gt;0</b>	0.93	7%
<b>B3C</b>	0.99	12%
<b>B2C</b>	0.96	9%
<b>TAG</b>	0.92	4%
<b>TAP</b>	0.92	10%
<b>TS</b>	0.98	15%
<b>Sólidos</b>	0.95	10%
<b>Con Aber.</b>	1.05	10%

Prom: promedio

CV: coeficiente de variación

En la Figura 5.6 se presenta la relación entre la carga fuera del plano ( $W_b$ ) de los muros y las fuerzas en el plano ( $F_p$ ) que se transfieren a los elementos confinantes.  $W_b$  y  $F_p$  se obtuvieron con el método del puntal bidireccional. En dicha figura se observa que en general  $W_b$  y  $F_p$  tienen una relación lineal.



**Figura 5.6 Curvas analíticas carga fuera del plano–fuerzas en el plano**

## **CAPÍTULO 6**

# **PROPUESTA DE DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA**

Con el programa del método del puntal bidireccional se puede determinar la resistencia fuera del plano de muros de mampostería confinada de diferentes propiedades geométricas y mecánicas. Su empleo puede no ser práctico para los ingenieros en su práctica profesional. Por tanto, se pueden desarrollar tablas de diseño con un formato como el que se presenta en la Figura 6.1. Cada tabla será válida para un mismo valor de  $f_m$  y  $f_c$ . En las tablas se definen los valores de  $W_b$  y  $F_p$  obtenidos asumiendo que la falla es en el panel del muro. El tipo de falla (TF) puede ser la inestabilidad de los segmentos (IS) o el aplastamiento de la mampostería (AM).

		f <sub>m</sub> = 20 kg/cm <sup>2</sup>															
		t (cm)	12					15					20				
		h <sub>EC</sub> (cm)	12	15	20	25	30	35	15	20	25	30	35	20	25	30	35
P (kg/cm)	h (m)	L (m)															
0	2	2															
		2.5															
		3															
		3.5															
	2.5	4															
		2															
		2.5															
		3															
	3	3.5															
		4															
		2															
		2.5															
10	2	3															
		3.5															
		4															
		2															
	2.5	2.5															
		3															
		3.5															
		4															
	3	2															
		2.5															
		3															
		3.5															
20	2	4															
		2															
		2.5															
		3															
	2.5	3.5															
		4															
		2															
		2.5															
	3	3															
		3.5															
		4															
		2															
≥30	2	2.5															
		3															
		3.5															
		4															
	2.5	2															
		2.5															
		3															
		3.5															
	3	4															
		2															
		2.5															
		3															
		3.5															
		4															

**W<sub>b</sub> (kg/m<sup>2</sup>), F<sub>p</sub> (kg/cm), TF**

\*el ancho de los elementos confinantes siempre sera igual al espesor t del muro  
\*TF es el tipo de falla (IS ó AM)

**Figura 6.1 Formato para tablas para diseño fuera del plano de muros de mampostería confinada**

A continuación se presenta la metodología propuesta para el diseño de muros de mampostería confinada sujetos a combinaciones de cargas fuera del plano y cargas axiales:

1. Proponer las propiedades geométricas y mecánicas del muro ( $L$ ,  $h$ ,  $t$ ,  $P$  y  $f_m$ ).
2. Proponer las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos confinantes ( $b_{EC}$ ,  $h_{EC}$ ,  $f_c$ ).
3. Obtener los valores de  $W_b$  y  $F_p$  de una tabla de diseño.
4. Realizar un análisis elástico lineal del marco de elementos confinantes. Considerar las condiciones de apoyo, las cargas  $F_p$ , los momentos torsionantes ( $T_p$ ) y las cargas axiales del muro. Los momentos torsionantes se obtienen con la Ecuación 6.1.

$$T_p = F_p \cdot \frac{t}{2} \quad (6.1)$$

5. Obtener los diagramas de momentos flexionantes, fuerzas cortantes y momentos torsionantes del marco de elementos confinantes.
6. Proponer la cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal de los elementos confinantes ( $A_s$  y  $A_v$ ).
7. Determinar la resistencia por flexión, cortante y torsión de los elementos confinantes.
8. Determinar la resistencia de diseño del muro ( $W$ ). Si las resistencias son mayores que la demanda, la falla del muro estará asociada con la falla del panel de mampostería, la resistencia de diseño del muro será  $W_b$ . Por el contrario, si las resistencias son menores, la falla del muro estará asociada con la falla local de los elementos confinantes y  $W$  se obtendrá asumiendo una relación lineal entre  $W_b$  y  $F_p$ . El mecanismo de arco se basa en la formación de un patrón de agrietamiento. Por tanto, no se transmiten fuerzas a los elementos confinantes para cargas menores a las de los primeros agrietamientos. Con base a lo anterior, se estableció conservadoramente que

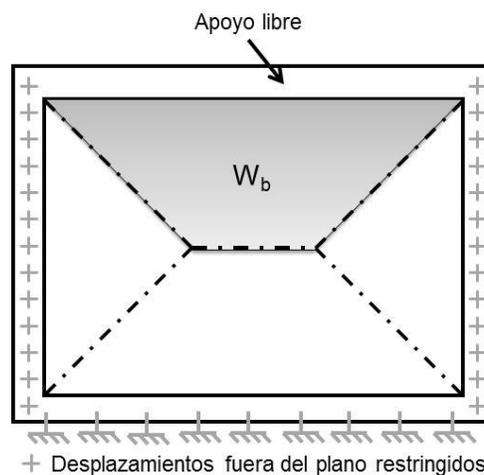
la resistencia de para muros confinados es al menos la resistencia de agrietamiento (Ecuación 6.2).

$$W = 0.25W_b \leq \begin{cases} \frac{M_R}{M_u} W_b \\ \frac{V_R}{V_u} W_b \\ \frac{T_R}{T_u} W_b \end{cases} \leq W_b \quad (6.2)$$

Dónde:

- $V_u$  es el cortante actuante de diseño
- $M_u$  es el momento flexionante actuante de diseño
- $T_u$  es el momento torsionante actuante de diseño
- $V_R$  es el cortante resistente
- $M_R$  es el momento flexionante resistente
- $T_R$  es el momento torsionante resistente

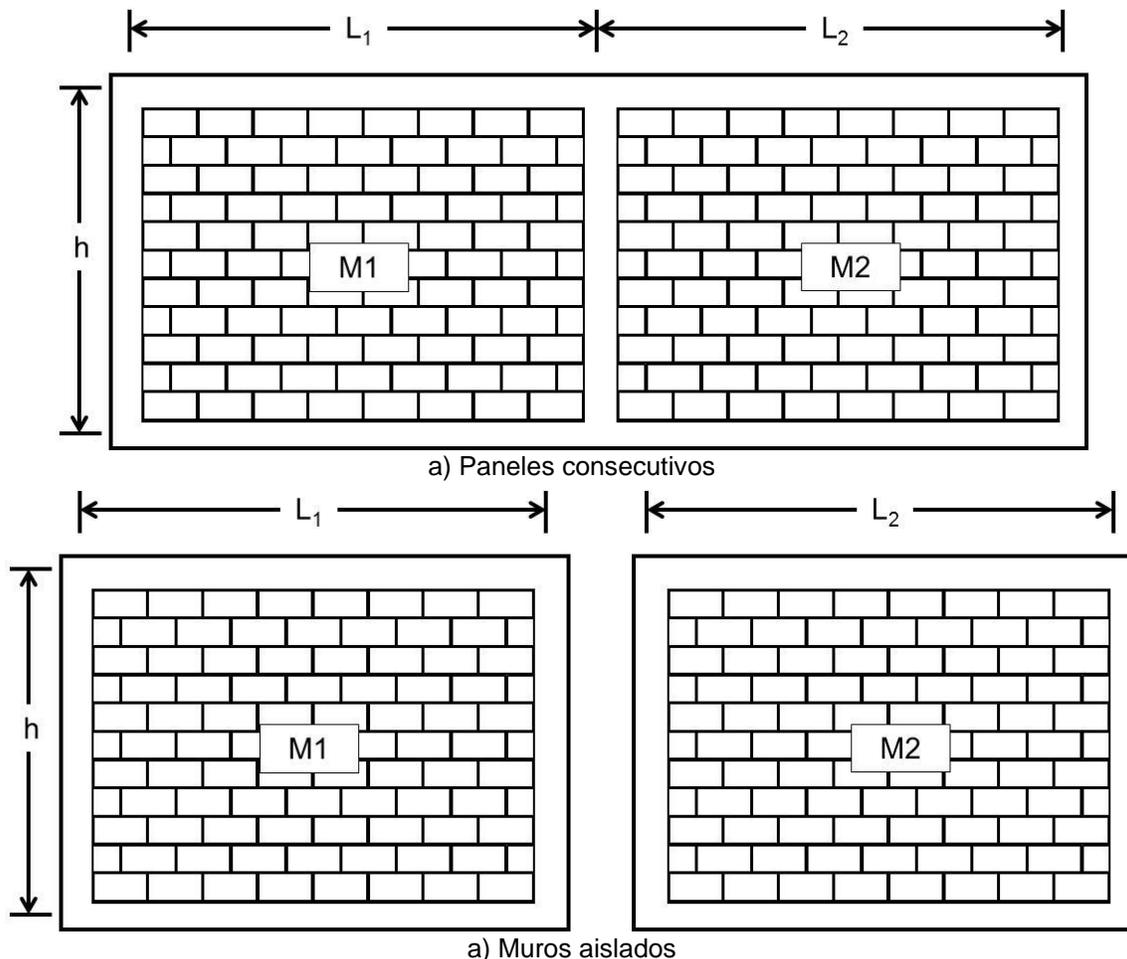
Para el caso de muros con 3 apoyos perimetrales fuera del plano, se modela el marco de elementos confinantes considerando las cargas en el plano ( $F_p$ ) y las cargas fuera del plano ( $W_b$ ). Las primeras se consideran como se describió en el paso 4 de la metodología anterior. Las segundas se consideran utilizando el área tributaria correspondiente (Figura 6.2).



**Figura 6.2 Carga tributaria del elemento confinante libre**

Se asume la distribución de áreas tributarias de la Figura 6.2 ya que el elemento confinante libre, en este caso el superior, actúa como un cuarto apoyo. Dicho elemento de concreto reforzado se diseña por flexión biaxial.

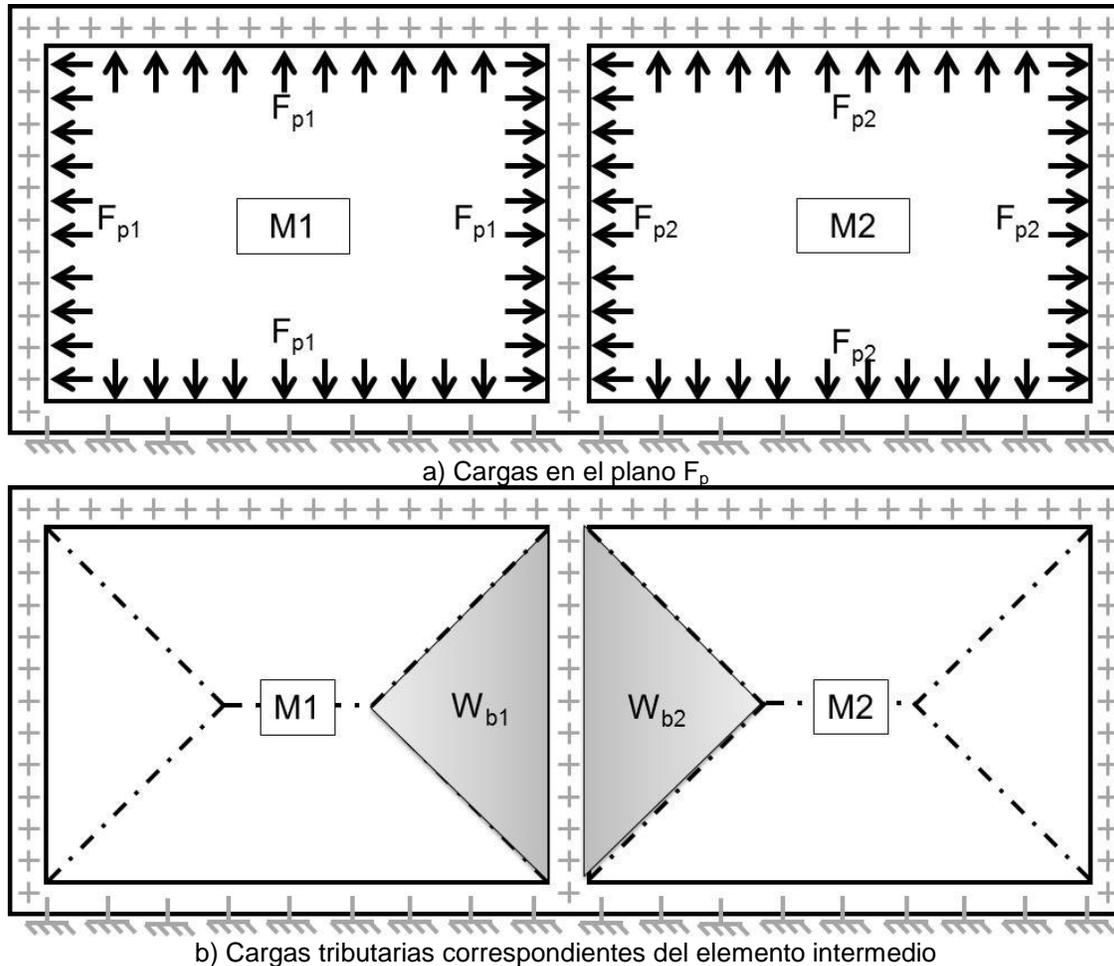
Para el caso de muros con dos paneles consecutivos (Figura 6.3a) se determinan las cargas en el plano ( $F_p$ ) y las cargas fuera del plano ( $W_b$ ) para cada panel. Se asume cada panel como un muro aislado (Figura 6.3b). Se modela el marco de elementos confinantes que forman los dos paneles.



**Figura 6.3 Muro de paneles consecutivos**

Se consideran las cargas  $F_p$  como se describe en el paso 4 de la metodología anterior (Figura 6.4a) y las cargas  $W_b$  de cada panel utilizando las áreas tributarias

correspondientes (Figura 6.4b). El elemento confinante intermedio se diseña por flexión biaxial.



**Figura 6.4 Cargas en un muro de paneles consecutivos**

### 6.1. Ejemplos de diseño de muros de mampostería confinada sujetos a cargas fuera del plano.

Ejemplo 1.

Determinar la resistencia de diseño fuera del plano de un muro exterior no cargador de una vivienda. El muro tiene una longitud de 4 m, altura de 3 m y un espesor de 15 cm. Las condiciones de apoyo del muro son: empotramiento en la cadena inferior y apoyos simples fuera del plano en su periferia. La resistencia a compresión axial de la mampostería es de  $20 \text{ kg/cm}^2$ . Diseñar para inducir la falla

del panel de mampostería. Considerar factores de carga y reducción de resistencia unitarios.

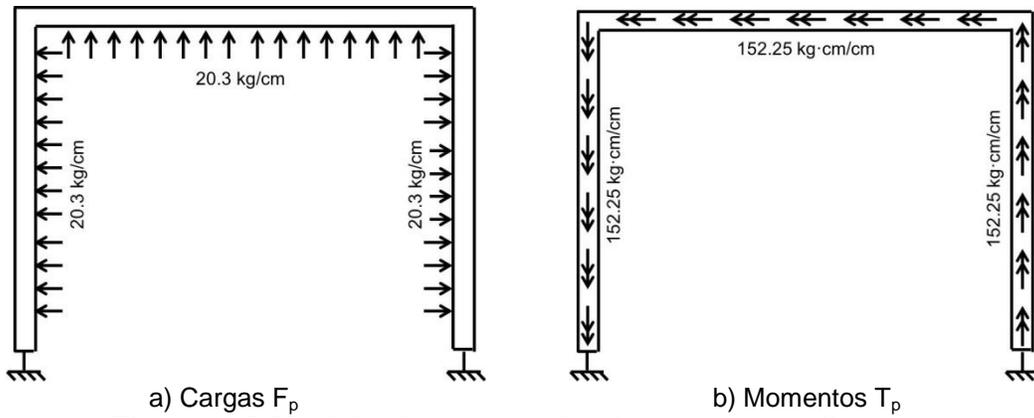
1. Propiedades geométricas y mecánicas del muro. De los datos del problema se obtienen valores de  $L=4$  m,  $h=3$  m,  $t=15$  cm,  $f_m=20$  kg/cm<sup>2</sup> y  $P=0$ .
2. Proponer propiedades geométricas, mecánicas de los elementos confinantes. Se asumen los siguientes valores:  $b_{EC}=15$  cm,  $h_{EC}=25$  cm y  $f_c=200$  kg/cm<sup>2</sup>.
3. Con los datos del paso 1 y 2 se obtienen valores de  $W_b$  y  $F_p$  de 579 kg/m<sup>2</sup> y 20.3 kg/cm, respectivamente (Tabla 6.1).

**Tabla 6.1 Tabla para el diseño de muros con  $f_m$  de 20 kg/cm<sup>2</sup>**

		$f_m = 20 \text{ kg/cm}^2$				
		$W_b \text{ (kg/m}^2\text{)}, F_p \text{ (kg/cm)}, TF$				
		$t$ (cm)	15			
		$h_{EC}$ (cm)	15	20	25	30
$P$ (kg/cm)	$h$ (m)	$L$ (m)				
0	3	3	611, 17.3, AM	641, 27.4, AM	656, 30.4, AM	663, 29.5, AM
		3.5	455, 12.6, AM	582, 19.1, AM	606, 25.7, AM	620, 32.2, AM
		4	300, 9.6, AM	492, 15.1, AM	<b>579, 20.3, AM</b>	603, 26.2, AM

4. Se realizó un análisis elástico lineal del marco de elementos confinantes con el programa SAP2000. Las condiciones de apoyo son: empotramiento en la cadena inferior y apoyos simples fuera del plano en la periferia. El valor de las cargas  $F_p$  fue de 20.3 kg/cm, los momentos torsionantes  $T_p$  de 152.25 kg·cm/cm y la carga axial fue nula. Los momentos torsionantes se obtuvieron con la Ecuación 6.1. En la Figura 6.5 se presenta el modelo matemático del marco de elementos confinantes.

$$T_p = (20.3 \text{ kg/cm}) \cdot \left( \frac{15 \text{ cm}}{2} \right) = 152.25 \text{ kg} \cdot \text{cm/cm}$$

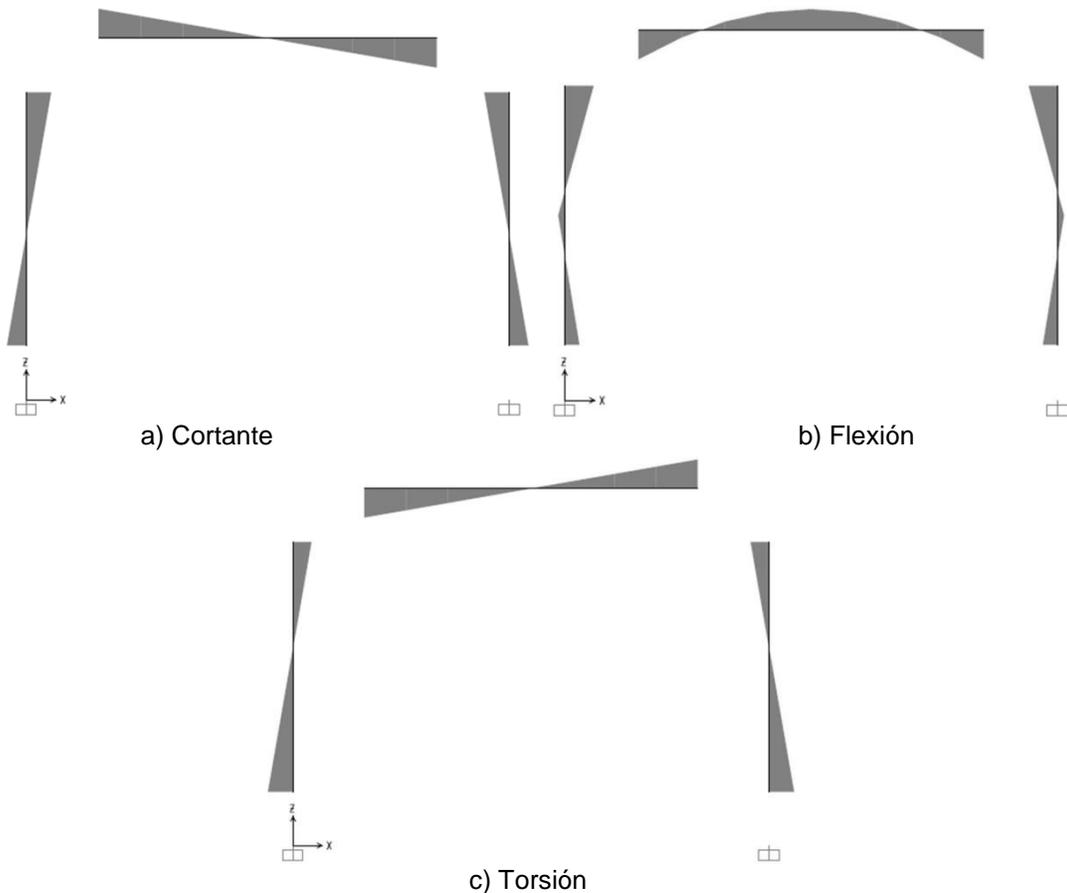


**Figura 6.5 Modelo del marco de elementos confinantes**

5. Obtener los diagramas de momentos flexionantes, fuerzas cortantes y momentos torsionantes del marco de elementos confinantes (Figura 6.6). Los valores máximos correspondientes se presentan en la Tabla 6.2.

**Tabla 6.2 Momentos flexionantes, fuerzas cortantes y momentos torsionantes actuantes**

Elemento	$V_u$ (kg)	$T_u$ (kg·cm)	$M_u$ (kg·cm)
Castillo derecho	3430	26406	234244
Cadena superior	4060	30450	234244
Castillo izquierdo	3430	26406	234244



**Figura 6.6 Diagramas de elementos mecánicos**

6. Proponer la cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal. Se asumen los siguientes valores:  $A_s=4.51 \text{ cm}^2$  (3 barras del No. 4 + 1 del No. 3),  $A_v=0.63 \text{ cm}^2$  (estribos del No. 2 a cada 7.5 cm). Resistencia a fluencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal es de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  y  $2320 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente.
7. Determinar la resistencia por flexión, cortante y torsión de los elementos confinantes. Se determinó la resistencia de los elementos confinantes de acuerdo a las NTCC del RCDF (2004). Las resistencias obtenidas se presentan en la Tabla 6.3.

**Tabla 6.3 Resistencias de la sección transversal de los elementos confinantes**

Elemento	$V_R$ (kg)	$T_R$ (kg·cm)	$M_R$ (kg·cm)	$V_R/V_u$	$T_R/T_u$	$M_R/M_u$
Castillo derecho	4268	30901	239002	1.24	1.17	1.02
Cadena superior	4268	30901	239002	1.05	1.01	1.02
Castillo izquierdo	4268	30901	239002	1.24	1.17	1.02

8. Determinar la resistencia de diseño del muro. Las relaciones de las resistencias y demandas ( $V_R/V_u$ ,  $T_R/T_u$ ,  $M_R/M_u$ ) son mayores que 1. Por tanto, la falla del muro estará asociada con el aplastamiento de la mampostería. La resistencia de diseño del muro es de  $579 \text{ kg/m}^2$ .

**Ejemplo 2:**

Determinar la resistencia fuera del plano y el tipo de falla de un muro exterior una vivienda. El muro tiene una longitud de 3 m, altura de 3 m y un espesor de 15 cm. El muro carga una losa de azotea con un claro de 4 m. Las condiciones de apoyo del muro son: empotramiento en la cadena inferior y apoyos simples fuera del plano en su periferia. La resistencia a compresión axial de la mampostería es de  $40 \text{ kg/cm}^2$ . Las dimensiones de la sección transversal de los elementos son de  $15 \times 20 \text{ cm}$  y  $f_c$  de  $200 \text{ kg/cm}^2$ . Considerar 2 barras del No. 4 por lecho para el acero de refuerzo longitudinal y estribos del No. 2 a cada 15 cm para el transversal. Resistencia a fluencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal es de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  y  $2320 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente. Utilizar las NTCC del RCDF para determinar la resistencia de los elementos confinantes. Considerar factores de carga y reducción de resistencia unitarios.

- Propiedades geométricas y mecánicas del muro. De los datos del problema se obtienen valores de  $L=3 \text{ m}$ ,  $h=3 \text{ m}$ ,  $t=15 \text{ cm}$ ,  $f_m=40 \text{ kg/cm}^2$  y  $P=10 \text{ kg/cm}$ . La carga axial para para una losa de azotea y claro de 4 m es de aproximadamente  $10 \text{ kg/cm}$ .
- Propiedades geométricas, mecánicas de los elementos confinantes. De los datos del problema se obtienen los valores de  $b_{EC}=15 \text{ cm}$ ,  $h_{EC}=20 \text{ cm}$  y  $f_c=200 \text{ kg/cm}^2$ .

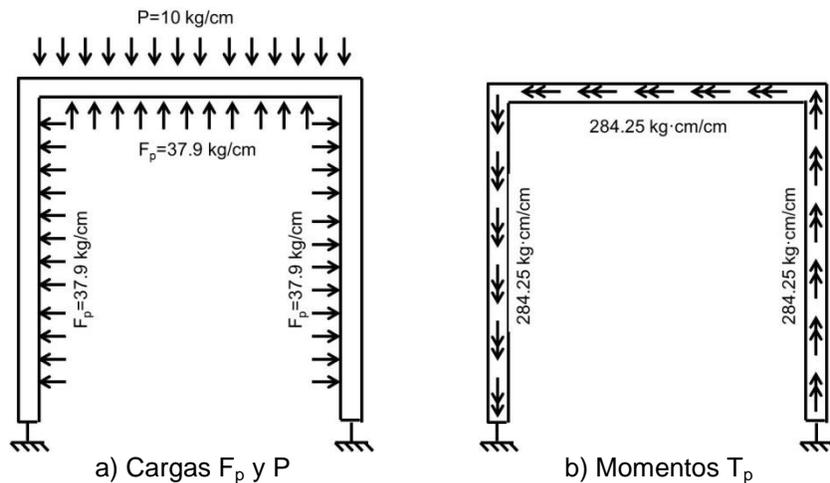
3. Con los datos del paso 1 y 2 se obtienen valores de  $W_b$  y  $F_p$  de  $1243 \text{ kg/m}^2$  y  $37.9 \text{ kg/cm}$ , respectivamente (Tabla 6.4).

**Tabla 6.4** Tabla para el diseño de muros con  $f_m$  de  $40 \text{ kg/cm}^2$

		$f_m = 40 \text{ kg/cm}^2$				
		$W_b \text{ (kg/m}^2\text{)}, F_p \text{ (kg/cm)}, TF$				
		$t$ (cm)	15			
		$h_{EC}$ (cm)	15	20	25	30
$P$ (kg/cm)	$h$ (m)	$L$ (m)				
10	3	3	1090, 25.4, AM	<b>1243, 37.9, AM</b>	1274, 51.4, AM	1294, 63.5, AM
		3.5	703, 16.8, AM	1042, 26.3, AM	1184, 36.6, AM	1219, 46.8, AM
		4	453, 9.3, IS	785, 19.8, AM	1039, 27.9, AM	1166, 36.8, AM

4. Se realizó un análisis elástico lineal del marco de elementos confinantes con el programa SAP2000. Las condiciones de apoyo son: empotramiento en la cadena inferior y apoyos simples fuera del plano en la periferia. El valor de las cargas  $F_p$  fue de  $37.9 \text{ kg/cm}$ , los momentos torsionantes  $T_p$  de  $284.25 \text{ kg}\cdot\text{cm/cm}$  y la carga axial  $P$  de  $10 \text{ kg/cm}$ . Los momentos torsionantes se obtuvieron con la Ecuación 5.1. En la Figura 6.7 se presenta el modelo del marco de elementos confinantes.

$$T_p = (37.9 \text{ kg/cm}) \cdot \left( \frac{15}{2} \text{ cm} \right) = 284.25 \text{ kg}\cdot\text{cm/cm}$$

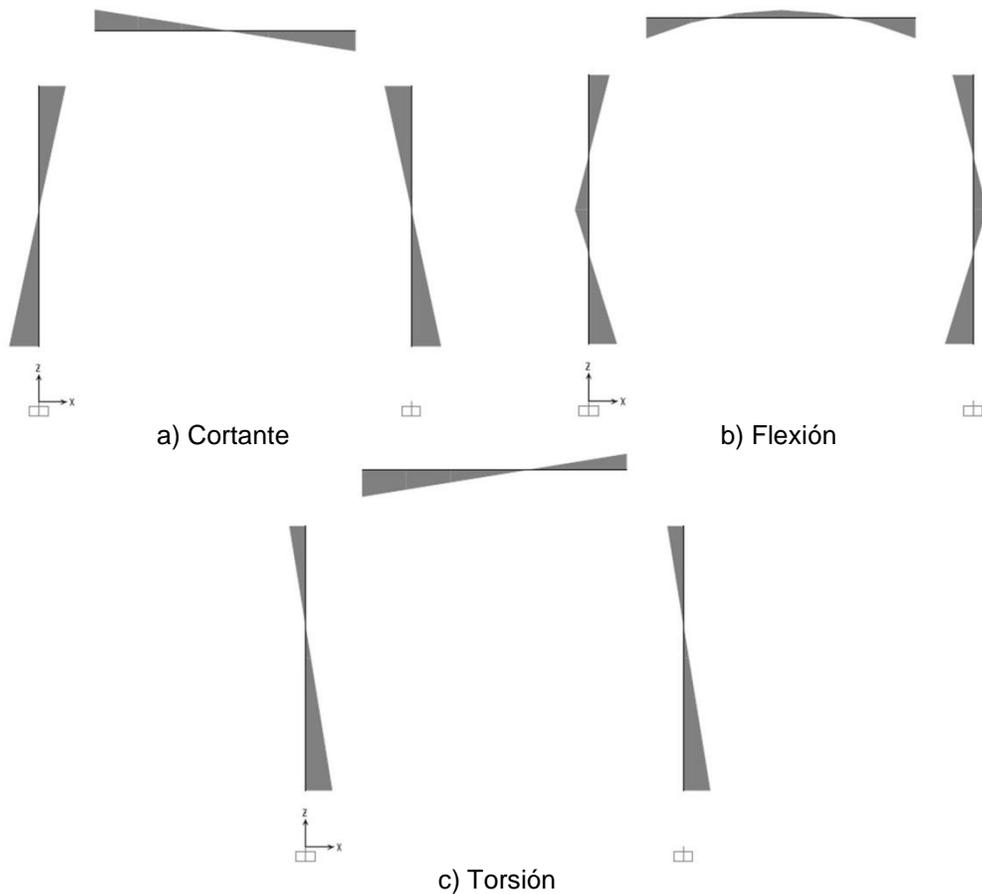


**Figura 6.7** Modelo del marco de elementos confinantes

5. Obtener los diagramas de momentos flexionantes, fuerzas cortantes y momentos torsionantes del marco de elementos confinantes (Figura 6.8). Los valores máximos correspondientes se presentan en la Tabla 6.5.

**Tabla 6.5 Momentos flexionantes, fuerzas cortantes y momentos torsionantes actuantes**

<b>Elemento</b>	<b>V<sub>u</sub> (kg)</b>	<b>T<sub>u</sub> (kg-cm)</b>	<b>M<sub>u</sub> (kg-cm)</b>
Castillo derecho	5857	52229	309314
Cadena superior	4080	53091	226343
Castillo izquierdo	5857	52229	309314



**Figura 6.8 Diagramas de elementos mecánicos**

6. La cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal se obtiene de los datos del problema. 2 barras del No. 4 por lecho para el acero de refuerzo longitudinal ( $A_s=2.53 \text{ cm}^2$ ) y estribos del No. 2 a cada 15 cm para el transversal ( $A_v=0.63 \text{ cm}^2$ ). Resistencia a fluencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal es de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  y  $2320 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente.
7. Determinar la resistencia por flexión, cortante y torsión de los elementos confinantes. Se determinó la resistencia de los elementos confinantes de acuerdo a las NTCC del RCDF. Las resistencias obtenidas se presentan en la Tabla 6.6.

**Tabla 6.6 Resistencias por flexión, cortante y torsión**

Elemento	$V_R$ (kg)	$T_R$ (kg·cm)	$M_R$ (kg·cm)	$V_R/V_u$	$T_R/T_u$	$M_R/M_u$
Castillo derecho	2206	14134	122700	0.38	0.27	0.40
Cadena superior	2206	14134	122700	0.54	0.27	0.54
Castillo izquierdo	2206	14134	122700	0.38	0.27	0.40

8. Determinar la resistencia de diseño del muro. Las relaciones de las resistencias y demandas ( $V_R/V_u$ ,  $T_R/T_u$ ,  $M_R/M_u$ ) son menores que 1. Por tanto, la resistencia de diseño del muro con se determina con la Ecuación 6.2. La resistencia de diseño del muro es de  $331 \text{ kg/m}^2$  y la falla del muro estará asociada a la falla local por torsión de la cadena superior.

$$W = 0.25(1243) \leq \begin{cases} 0.40 \cdot (1243) \\ 0.38 \cdot (1243) \\ 0.27 \cdot (1243) \end{cases} \leq 1243 \text{ kg/m}^2$$

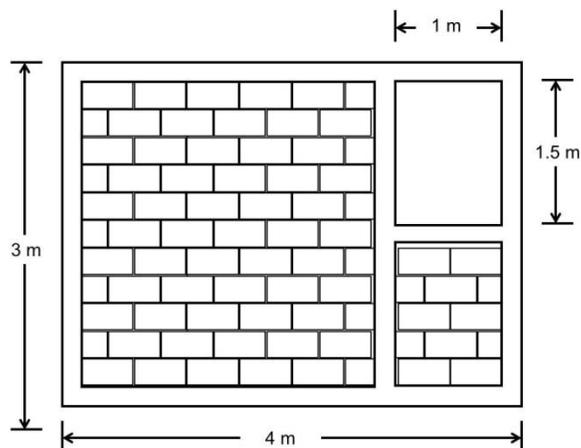
$$W = 311 \leq \begin{cases} 493 \\ 468 \\ 331 \end{cases} \leq 1243 \text{ kg/m}^2$$

$$W = 331 \text{ kg/m}^2$$

Ejemplo 3:

Determinar la resistencia fuera del plano y el tipo de falla de un muro exterior no cargador de una vivienda. El muro tiene una longitud de 4 m, altura de 3 m y un espesor de 15 cm. El muro tiene una abertura tipo ventana de 1.0x1.5 m como se presenta en la Figura 6.9. Las condiciones de apoyo del muro son: empotramiento en la cadena inferior y apoyos simples fuera del plano en su periferia. La resistencia a compresión axial de la mampostería es de  $20 \text{ kg/cm}^2$ . Las dimensiones de la sección transversal de los elementos confinantes son de 15x15 cm y  $f_c$  de  $200 \text{ kg/cm}^2$ . Considerar 2 barras del No. 4 + 1 del No. 3 por lecho para el acero de refuerzo longitudinal y estribos del No. 2 a cada 10 cm para el transversal. Resistencia a fluencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal es de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  y  $2320 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente. Utilizar las NTCC

del RCDF para determinar la resistencia de los elementos confinantes. Considerar factores de carga y reducción de resistencia unitarios.



**Figura 6.9 Geometría del muro (Ejemplo 3)**

1. Propiedades geométricas y mecánicas del muro. Para muros con aberturas únicamente se considera el panel de mayor tamaño. Por tanto, se tienen valores de  $L=3$  m,  $h=3$  m,  $t=15$  cm,  $f_m=20$  kg/cm<sup>2</sup> y  $P=0$ .
2. Propiedades geométricas, mecánicas de los elementos confinantes. De los datos del problema se obtienen los valores de  $b_{EC}=15$  cm,  $h_{EC}=15$  cm y  $f_c=200$  kg/cm<sup>2</sup>.
3. Con los datos del paso 1 y 2 se obtienen valores de  $W_b$  y  $F_p$  de 611 kg/m<sup>2</sup> y 17.3 kg/cm, respectivamente (Tabla 6.7).

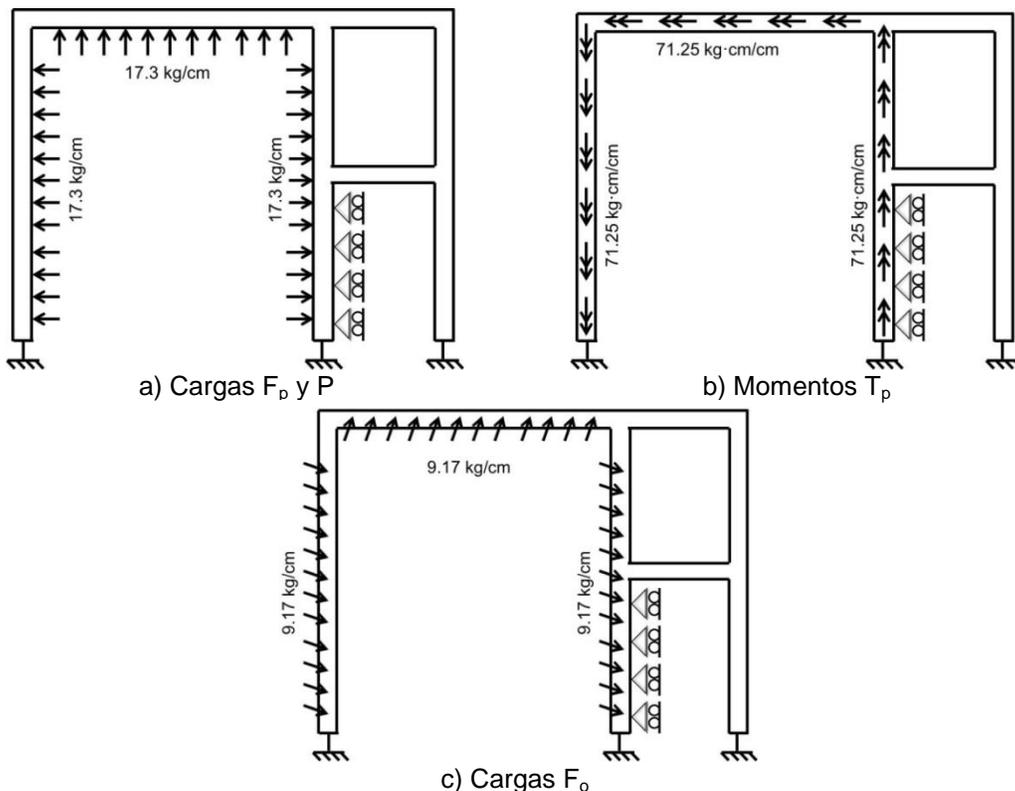
**Tabla 6.7 Tabla para el diseño de muros con  $f_m$  de 20 kg/cm<sup>2</sup>**

		$f_m = 20$ kg/cm <sup>2</sup>				
		$W_b$ (kg/m <sup>2</sup> ), $F_p$ (kg/cm), TF				
		$t$ (cm)	15			
		$h_{EC}$ (cm)	15	20	25	30
$P$ (kg/cm)	$h$ (m)	$L$ (m)				
0	3	3	611, 17.3, AM	641, 27.4, AM	656, 30.4, AM	663, 29.5, AM
		3.5	455, 12.6, AM	582, 19.1, AM	606, 25.7, AM	620, 32.2, AM
		4	300, 9.6, AM	492, 15.1, AM	579, 20.3, AM	603, 26.2, AM

4. Se realizó un análisis elástico lineal del marco de elementos confinantes con el programa SAP2000 (Figura 6.10). Las condiciones de apoyo son: empotramiento en la cadena inferior y apoyos simples fuera del plano en la periferia de los elementos confinantes exteriores; los desplazamientos fuera del plano del elemento confinante interior están libres. El valor de las cargas  $F_p$  fue de 17.3 kg/cm, los momentos torsionantes  $T_p$  de 71.25 kg·cm/cm y la carga axial  $P$  nula. Los momentos torsionantes se obtuvieron con la Ecuación 5.1. Para el caso de muros con aberturas se consideran cargas tributarias fuera del plano ( $F_o$ ) de 9.17 kg/cm. Estas últimas se calculan utilizando el valor de  $W_b$  y las áreas tributarias correspondientes.

$$T = (17.4 \text{ kg/cm})(7.5 \text{ cm}) = 71.25 \text{ kg} \cdot \text{cm/cm}$$

$$F_o = W \cdot \frac{L}{2} = (611 \text{ kg/m}^2) \left( \frac{3}{2} \text{ m} \right) = 917 \text{ kg/m} = 9.17 \text{ kg/cm}$$

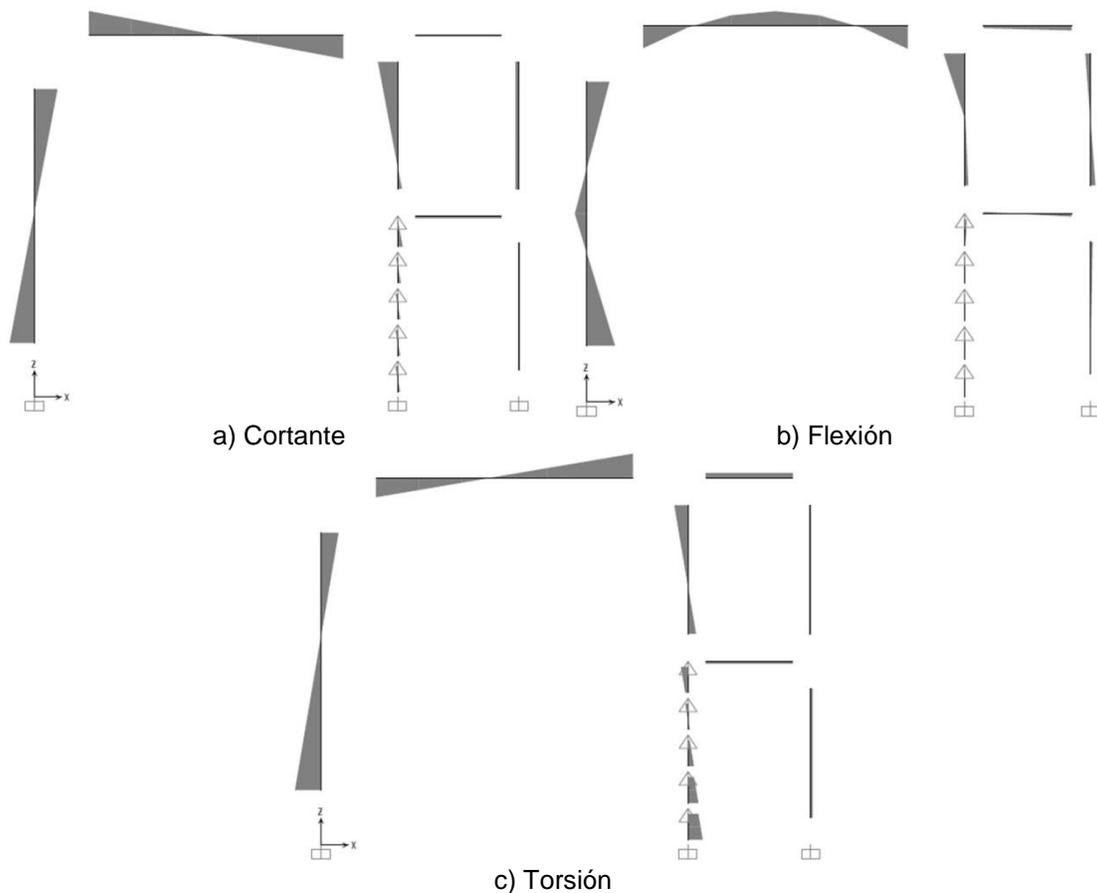


**Figura 6.10 Modelo del marco de elementos confinantes**

5. Obtener los diagramas de momentos flexionantes, fuerzas cortantes y momentos torsionantes del marco de elementos confinantes (Figura 6.11). Los valores máximos correspondientes se presentan en la Tabla 6.8.

**Tabla 6.8 Momentos flexionantes, fuerzas cortantes y momentos torsionantes actuantes**

Elemento	$V_u$ (kg)	$T_u$ (kg·cm)	$M_u$ (kg·cm)
Castillo derecho	2690	23246	147792
Cadena superior	2608	21505	122915
Castillo izquierdo	2151	13102	108598



**Figura 6.11 Diagramas de elementos mecánicos**

6. La cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal se obtiene de los datos del problema. 2 barras del No. 4 + 1 del No. 3 por lecho para el acero de refuerzo longitudinal ( $A_s=3.25 \text{ cm}^2$ ) y estribos del No. 2 a cada 10 cm para el

transversal ( $A_v=0.063 \text{ cm}^2/\text{cm}$ ). Resistencia a fluencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal es de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  y  $2320 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente.

7. Determinar la resistencia por flexión, cortante y torsión de los elementos confinantes. Se determinó la resistencia de los elementos confinantes de acuerdo a las NTCC del RCDF. Las resistencias obtenidas se presentan en la Tabla 6.9.

**Tabla 6.9 Resistencias por flexión, cortante y torsión**

Elemento	$V_R$ (kg)	$T_R$ (kg·cm)	$M_R$ (kg·cm)	$V_R/V_u$	$T_R/T_u$	$M_R/M_u$
Castillo derecho	2188	13436	103967	0.81	0.58	0.70
Cadena superior	2188	13436	103967	0.84	0.62	0.85
Castillo izquierdo	2188	13436	103967	1.02	1.03	0.96

8. Determinar la resistencia de diseño del muro. Las relaciones de las resistencias y demandas ( $V_R/V_u$ ,  $T_R/T_u$ ,  $M_R/M_u$ ) del castillo derecho y cadena superior son menores que 1. Por tanto, la resistencia de diseño del muro se determina con la Ecuación 6.2. La resistencia del muro es de  $353 \text{ kg/m}^2$  y la falla del muro estará asociada a la falla local por torsión del castillo exterior derecho.

$$W = 0.25(611) \leq \begin{cases} 0.70 \cdot (611) \\ 0.81 \cdot (611) \\ 0.58 \cdot (611) \end{cases} \leq 611 \text{ kg/m}^2$$

$$W = 153 \leq \begin{cases} 430 \\ 497 \\ 353 \end{cases} \leq 611 \text{ kg/m}^2$$

$$W = 353 \text{ kg/m}^2$$

## CAPÍTULO 7

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se ensayaron seis muros de mampostería confinada sujetos a combinaciones de cargas fuera del plano y cargas axiales. Se consideraron muros construidos con diferentes tipos de piezas y de diferente relación de aspecto. Se desarrolló el método del puntal bidireccional para determinar la resistencia fuera del plano de muros confinados. El método se basa en la formación de un mecanismo de arco en dos direcciones ortogonales. Se considera el efecto de la torsión sobre los elementos confinantes y la variación de la rigidez a lo largo de los elementos confinantes. Con base en los resultados experimentales y analíticos obtenidos en este trabajo, se presentan las siguientes conclusiones y recomendaciones:

1. El patrón de agrietamiento principal es similar para muros con diferentes tipos de piezas e igual relación de aspecto. Por otro lado, los patrones de agrietamiento principal y final de muros con diferente relación de aspecto son diferentes. El patrón de agrietamiento principal depende de la relación de aspecto pero no depende ni del tipo de pieza ni de la resistencia a compresión de la mampostería.
2. El patrón de agrietamiento principal de los muros de mampostería con relación de aspecto de 0.75 está definido por una grieta horizontal al centro del muro y grietas diagonales que se propagan desde dicha grieta horizontal hacia las esquinas de los muros. Por su parte, el patrón de agrietamiento final de los muros con  $h/L=1.0$  está definido por grietas diagonales que se forman desde el centro hacia las esquinas del muro.
3. La resistencia fuera del plano de los muros de tabiques multiperforados de arcilla con igual relación de aspecto fue similar. Esto se debe a que la falla estuvo asociada en todos los casos al aplastamiento de la mampostería. La resistencia a compresión axial de la mampostería de ambos tabiques fue

similar. Por su parte, la resistencia fuera del plano de los muros de B2C fue menor que la de los muros de tabiques multiperforados de arcilla con igual relación de aspecto. Esto se debe a que la resistencia a compresión axial de la mampostería de los B2C fue menor que la de los tabiques.

4. La rigidez inicial fuera del plano de los muros con igual relación de aspecto fue similar. Esto se debe a que inicialmente los muros se comportan como una losa apoyada en su periferia. La rigidez inicial de los muros depende principalmente de las propiedades geométricas de la sección transversal y del módulo de elasticidad de la mampostería. Dichas propiedades fueron en general similar para todos los muros.
5. La resistencia de los muros con relación de aspecto de 1.0 es mayor que la de los muros con relación de aspecto de 0.75. Esto se debe a que la rigidez en el plano del marco de elementos confinantes es mayor para los muros con mayor relación de aspecto.
6. El desplazamiento máximo fuera del plano fue mayor para los muros con menor relación de aspecto. Lo anterior se debe a que la rigidez en el plano del marco es función de la longitud de los elementos confinantes.
7. Los desplazamientos máximos verticales fueron mayores para los muros con relación de aspecto de 0.75. Esto se debe a que la rigidez en el plano de los muros con menor relación de aspecto fue menor. Por su parte, los desplazamientos máximos horizontales fueron similares
8. Con el método de líneas de fluencia, en general, se subestima la resistencia fuera del plano de los muros considerados.
9. Con el método del puntal bidireccional se predice adecuadamente la resistencia fuera del plano de los muros considerados. Se puede determinar la resistencia de muros sólidos y con aberturas, con diferente relación de aspecto, relación de esbeltez, carga axial, rigidez de los elementos confinantes.
10. Con base en el análisis de sensibilidad se encontró que las principales variables que afectan la resistencia de los muros son la relación de aspecto, la relación de esbeltez y la rigidez de los elementos confinantes. Un incremento

del 25% en la relación de aspecto incrementa 32% la resistencia de los muros; un incremento del 33% en la relación de esbeltez disminuye 61% la resistencia de los muros. Finalmente, una disminución del 25% en la rigidez de los elementos confinantes disminuye 40% la resistencia de los muros. Por el contrario, un incremento del 54% en la resistencia a compresión axial de la mampostería incrementa 22% la resistencia de los muros y un incremento del 100% en la carga axial incrementa solamente el 5% la resistencia de los muros.

11. Se propone una metodología para el diseño de muros de mampostería confinada sujetos a cargas uniformes fuera del plano. Dicha metodología puede ser utilizada para el diseño de muros con diferente relación de aspecto, relación de esbeltez, relación de esbeltez, carga axial, rigidez de los elementos confinantes y muros sólidos y con aberturas. En dicha metodología se consideran tres tipos de falla: la inestabilidad de los segmentos del muro, el aplastamiento de la mampostería y la falla local de los elementos confinantes por flexión, cortante o torsión.
12. Se asume una relación lineal entre la carga fuera del plano ( $W_b$ ) de los muros y las fuerzas en el plano ( $F_p$ ) de los elementos confinantes. Dicha relación se utiliza en el diseño de muros donde se presenta la falla local por flexión, cortante o torsión de los elementos confinantes.
13. Con base en lo observado en el análisis de sensibilidad se recomienda complementar dicho análisis, realizar un estudio paramétrico y desarrollar ecuaciones para el diseño de muros de mampostería confinada sujetos a cargas uniformes fuera del plano.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Abbout B. E., Ahmad A. H. y Harris H. G. (1996). Flexural behavior of reinforced concrete masonry walls under out-of-plane monotonic loads. "Structural Journal", ACI, 93(3), 327-335.
2. Abrams D.P., Angel R., Uzarski J. (1996). Out-of-plane strength of unreinforced masonry infill panels. "Earthquake Spectra", 12(4), 825-844.
3. American Standard Test Methods (2005). Standard test methods of conducting strength tests of panels for building construction. "ASTM-E-72-2005", West Conshohocken, PA, EUA.
4. Arroyo M., Cabrera O., Muñoz M. (2002). Estudio de las propiedades físicas y mecánicas del tabique rojo recocido, utilizado en la construcción del municipio de Querétaro. "XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Puebla, Puebla.
5. Baeza Q. J. (2014). Comportamiento fuera del plano de muros de mampostería confinada de tabiques sólidos de arcilla con diferente relación de aspecto. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
6. Casolo S., Milani G. (2010). A simplified homogenization-discrete element model for the non-linear static analysis of masonry walls out-of-plane loaded. "Engineering Structures", 32(8), 2352-2366.
7. Cecchi A., Milani G., Tralli A. (2005). Validation of analytical multiparameter homogenization models for out-of-plane loaded masonry walls by means of the finite element method. "Journal of Engineering Mechanics", ASCE, 131(2), 185-198.
8. Chan E. S. (2012). Comportamiento de muros de mampostería confinada con aberturas sujetos a cargas fuera del plano, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
9. Dawe J.L., Seah C.K. (1989). Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels. "Canadian Journal of Civil Engineering", 16(6), 854-864.
10. De Gante G. J., Contreras B. S., Torres D. H. Serrano V. S. (2002). Obtención de propiedades de piezas de mampostería, empleadas en las construcciones de la ciudad de Puebla. "XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero.

11. Drysdale R. G., Essawy A.S. (1988). Out-of-plane bending of concrete block walls. "Journal of Structural Engineering", ASCE, 114(1), 121-133.
12. Fernández B.L., Gonzalez H. M, Varela R. J., Moreno E.I., Orduña B. A., Licea P. R. (2012). Resistencia a compresión axial de pilas de mampostería de bloques huecos de concreto de distintos espesores. "XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero.
13. Flanagan R. D., Bennett R. M. (1999a). Bidirectional behavior of structural clay tile infilled frames. "Journal of Structural Engineering", ASCE, 125(3), 236-244.
14. Flanagan R. D., Bennett R. M. (1999b). Arching of masonry infilled frames: comparison of analytical methods. "Practice Periodical on Structural Design and Construction", ASCE, 4(3), 105-110.
15. NTCM, Gobierno del Distrito Federal (2004a). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. "Gaceta Oficial del D.F", México, D.F.
16. NTCC, Gobierno del Distrito Federal (2004b). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. "Gaceta Oficial del D.F", México, D.F.
17. Griffith M. C., Lam N. T., Wilson J. L., Doherty K. (2004). Experimental investigation of unreinforced brick masonry walls in flexure. "Journal of Structural Engineering", ASCE, 130(3), 423-432.
18. Henderson R. C., Fricke K. E., Jones W. D., Beavers J. E. Bennet R. M. (2003). Summary of a large- and small-scale unreinforced masonry infill test program. "Journal of Structural Engineering", ASCE, 129(12), 1667-1675.
19. Klingner R. E., Rubiano N. R., Bashandy T. R., Sweeney S. C. (1996). Evaluation and analytical verification of shaking table data from infilled frames part II: Out-of-plane behavior. "Proceedings of the Seventh North American Masonry Conference", The Masonry Society, Champaign, Illinois, USA. 521-532.
20. León G. I., Flores C. L., Reyes S. C. (2004). Estudio experimental de muros de mampostería de barro sometidos a compresión pura. "XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero.

21. López G. I. (2010). Comportamiento de muros de mampostería confinada con diferentes relaciones de esbeltez sujetos a cargas fuera del plano. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
22. Martini K. (1997). Finite element studies in the out-of-plane failure of unreinforced masonry. "Proceedings of the 7th International Conference on Computing in Civil and Building Engineering", Seoul, Corea, 179-184.
23. Martini K. (1998). Finite element studies in the two-way out-of-plane failure of unreinforced masonry. "Proceedings of the 6th National Conference on Earthquake Engineering". ASCE, Seattle, EUA.
24. McGuire, W., Gallagher, R. H., Ziemian, R. D. (2000). Matrix Structural Analysis, 2ª Edición, Editorial John Wiley & Sons, Inc., USA.
25. Meli P. R., Reyes G. A. (1971). Propiedades mecánicas de la mampostería. Instituto de Ingeniería 51(3), México.
26. Middleton A. C., Drysdale R. G. (1995). Flexural capacities of concrete block walls with openings. "Seventh Canadian Masonry Symposium", Hamilton, Ontario.
27. Milani G., Lourenco P., Tralli A. (2006). Homogenization approach for the limit analysis of out-of-plane loaded masonry walls. "Journal of Structural Engineering", ASCE, 132(10), 1650-1663.
28. Monaco M., Guadagnuolo M. (2009). Out of plane behaviour of unreinforced masonry walls. Protection of historical buildings. PROHITECH 09, Taylor & Francis Group, Londres, Inglaterra, 1177-1180.
29. Morandi P., Magenes G., Griffith M. (2008). Second order effects in out-of-plane strength of unreinforced masonry walls subjected to bending. "Australian Journal of Structural Engineering", 8(2), 133-144.
30. Moreno H. J. (2010). Comportamiento de muros de mampostería confinada con diferente relación de aspecto sujetos a cargas perpendiculares a su plano. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
31. Navarrete M. D. (2009), Efecto de las condiciones de apoyo en el comportamiento a flexión fuera del plano de muros de mampostería confinada en la Ciudad de Mérida. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.

32. NMX-C-036-1983 - Secretaria de Comercio y Fomento Industrial (1983). Industria de la construcción - ladrillos, bloques y adoquines de concreto - resistencia a la compresión - método de prueba. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.
33. NMX-C-037-ONNCCE-1997 - Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C (1997a). Industria de la construcción - concreto - bloques, ladrillos o tabiques y tabicones de concreto - determinación de la absorción de agua. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.
34. NMX-C-077-ONNCCE-1997 - Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C (1997b). Industria de la construcción – Agregados para concreto – Análisis granulométrico – Método de prueba”. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.
35. NMX-C-404-ONNCCE-1997 - Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C (1997c). Industria de la construcción – Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural – Especificaciones y métodos de prueba”. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.
36. NMX-C-083-ONNCCE-2002 - Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C (2003). Industria de la construcción – Concreto – Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto – Método de prueba. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.
37. APROY-NMX-C-464-ONNCCE-2003 - Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C (2003). Industria de la construcción – Mampostería – Determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas de mampostería. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.
38. NMX-C-030-ONNCCE-2004 - Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C (2004a). Industria de la construcción – Agregados – Muestreo. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.
39. NMX-C-036-ONNCE-2004 - Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C (2004b). Industria de la construcción - Bloques, tabiques o ladrillos, tabicones y adoquines- Resistencia a la compresión - método de prueba. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.

40. NMX-C-038-ONNCE-2004 - Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C (2004c). Industria de la construcción – Determinación de las dimensiones de ladrillos, tabiques, bloques y tabicones para la construcción. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.
41. NMX-C-037-ONNCE-2005 - Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C (2005). Industria de la construcción – Determinación del agua absorbida en los ladrillos, bloques, tabiques y tabicones. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.
42. NMX-C-464-ONNCE-2010 - Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C. (2010). Industria de la construcción – Mampostería – Determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas de mampostería. Diario Oficial de la Federación, México, D.F.
43. Ojeda M. (2014). Resistencia a compresión axial y a tensión por flexión de la mampostería de piezas multiperforadas de arcilla extruida de 12 cm de espesor. Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
44. Ortega M. R., Arroyo M. R. (2008). Evaluación de las propiedades físicas y mecánicas del block de concreto para la construcción de muros estructurales utilizados en edificios de viviendas de interés social, en la ciudad de Chilpancingo, Gro. “XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Veracruz, Veracruz.
45. Pérez Gavilán E. J., Flores C. L., Olalde P. (2008). Ensayo de muros de mampostería confinada con diferente longitud y uso de piezas multiperforadas de arcilla. “XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Veracruz, Veracruz.
46. Polanco M. M. (2011). Comportamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas axiales y cargas fuera del plano, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán México.
47. Quiñónez E. B., Velázquez D. J., López L. D., Salazar L. J., Escamilla L. O. (2008). Caracterización física y mecánica de la mampostería elaborada con piezas de barro recocido producidas en la ciudad de Culiacán, Sinaloa. “XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural”. Veracruz, Veracruz.

48. Quiñones E. B., Velázquez D. J., Reyes S. A., Leal G. M., López L. D. (2010). Caracterización de las propiedades físicas y mecánicas de piezas y Mampostería de block de concreto producido en la ciudad de Culiacán, Sinaloa. "XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. León, Guanajuato.
49. Ruiz S. A., Aguilar C. J. (2006). Caracterización geométrica y mecánica de piezas de ladrillo de barro rojo recocido de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas. "XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Puerto Vallarta, Jalisco.
50. Sánchez S. E. P., Rincón A. L., Licea P. R., Orduña B. A. (2010). Ensaye a compresión diagonal de muretes de mampostería elaborados con piezas utilizadas en la zona conurbada Colima-Villa de Álvarez. "XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. León, Guanajuato.
51. Tejeda J. J., Silva E. C. (2002). Estudio de resistencias a compresión diagonal (cortante), de muretes de mampostería fabricados con materiales de la zona conurbada Colima-Villa de Álvarez. "XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Puebla, Puebla.
52. Treviño E., Alcocer S., Flores L., Larrua Q. R., Zárate J., Gallegos M. L. (2004). Investigación experimental del comportamiento de muros de mampostería confinada de bloques de concreto sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles reforzados con acero de grados 60 y 42. "XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Acapulco, Guerrero.
53. Varela R. J., González T. V., Fernández B. L., Vargas M. G. (2008). Determinación de la resistencia a compresión axial y el módulo de elasticidad de la mampostería de bloques huecos de concreto. "XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Veracruz, Veracruz.
54. Varela R. J., Navarrete M. D, Fernández B. L., Moreno E. I. (2011). Out-of-plane behaviour of confined masonry walls. "Engineering Structures", 33(5), 1734-1741.
55. Varela R. J., Moreno H. J., López G. I., Fernández B. L., Moreno E. I. (2012a). Out-of-plane strength of confined masonry walls. "Journal of Structural Engineering", ASCE, 138(11), 1331-1341.
56. Varela R. J., Polanco M. M., Fernández B. L., Moreno E. I. (2012b). Confined masonry walls subjected to combined axial loads and out-of-plane uniform pressures. "Canadian Journal of Civil Engineering", 39(4), 439-447.

57. Tu Y. H., Chuang T. H., Liu P. M., Yang Y. S. (2010). Out-of-plane shaking table tests on unreinforced masonry panels in RC frames. "Engineering Structures", 32(12), 3925-3935.
58. Yi T, Moon F. L., Leon R. T., Kahn L. F. (2006). Analyses of a two-story unreinforced masonry building. "Journal of Structural Engineering", ASCE, 132(5), 653-662.
59. Zhang X., Singh S. Bull D. K., Cooke N. (2001). Out-of-plane performance of reinforced masonry walls with openings. "Journal of Structural Engineering", ASCE, 127(1), 51-57.

## APÉNDICE A

A continuación se presenta una lista de las subrutinas desarrolladas para el método del puntal bidireccional, Adicionalmente, se describe brevemente la función de cada una de las subrutinas.

<b>Subrutina</b>	<b>Función</b>
LeeDatos	Lee las características geométricas y mecánicas del muro de un archivo de texto.
Propiedades	Calcula las propiedades mecánicas de los materiales de los que está hecho el muro en función de los datos de entrada.
DivideElementos	Divide el marco de elementos confinantes en n número de elementos de igual longitud. Adicionalmente, calcula el número de elementos, número de nodos, el número de GDL conocidos y desconocidos.
CoordNodos	Calcula las coordenadas de los nodos.
CondApoyo	Define los GDL desconocidos del marco.
PropElementos	Asigna las propiedades geométricas y mecánicas a cada uno de los elementos en los que se divide el marco.
CosDir	Calcula los cosenos directores de los elementos del marco.
MatElem	Calcula la matriz de rigidez de cada elemento del marco.
MatTotal	Ensambla la matriz de rigidez global del marco, Adicionalmente calcula la inversa de dicha matriz.
DespFdpN	Calcula los desplazamientos fuera del plano en los nodos de las franjas en las que se divide el muro.
DespFdpE	Calcula los desplazamientos fuera del plano en la longitud media de los elementos del marco.
LongSegN	Calcula las longitudes de los segmentos del muro en los nodos.
LongSegE	Calcula las longitudes de los segmentos del muro en los en la longitud media de los elementos del marco.
DAplastN	Calcula los acortamientos de los segmentos del muro asociados al aplastamiento de la mampostería. Los acortamientos se calculan en nodos.
DAplastE	Calcula los acortamientos de los segmentos del muro asociados al

	aplastamiento de la mampostería. Los acortamientos se en la longitud media de los elementos del marco.
FzaEmp	Calcula las fuerzas de empotramiento y ensambla el vector de fuerzas externas.
DespCpoRig	Calcula los desplazamientos como cuerpo rígido a los largo de los elementos confinantes
Wfdp (subprograma)	Calcula la carga fuera del plano asociada a un desplazamiento fuera del plano.
Mpb (principal)	Calcula la curva carga fuera del plano– desplazamiento fuera del plano del muro, la curva carga en el plano– desplazamiento fuera del plano del muro. Define el tipo de falla.

## APÉNDICE B

En la Tabla A.1 se presentan los detalles del análisis granulométrico de la arena utilizada para la elaboración de los morteros.

**Tabla A.1 Análisis granulométrico de la arena**

Malla	Peso (gr)	% del peso total		% Acumulados	% Que pasa
		Decimales	Enteros		
3/8	0	0	0	0	100
No. 4	3.5	0.70	1	1	99
No. 8	78.3	15.66	16	17	83
No. 16	116.5	23.30	23	40	60
No.30	117.3	23.46	23	63	37
No. 50	63.5	12.70	13	76	24
No. 100	66.5	13.30	13	89	11
Charola	54.4	10.88	11	100	0
Sumas	500.0	100.00	100		

En la Tabla A.2 a Tabla A.7 se presentan las resistencias a compresión axial de los cilindros de concreto de los muros presentados en este trabajo.

**Tabla A.2 Resistencia a compresión axial de cilindros de concreto de muro M1**

Cilindro	Carga máxima (kg)	fc (kg/ cm <sup>2</sup> )
1	39 200	222
2	41 166	233
3	41 637	236
4	47 463	269
5	44 851	254
6	38 058	215
7	35 148	199
	Promedio	232
	CV	10%

**Tabla A.3 Resistencia a compresión axial de cilindros  
de concreto de muro M2**

Cilindro	Carga máxima (kg)	fc (kg/ cm <sup>2</sup> )
1	43 895	248
2	42 357	240
3	49 593	281
4	44 470	252
5	47 202	267
6	50 005	283
7	49 442	280
	Promedio	264
	C.V.	7%

**Tabla A.4 Resistencia a compresión axial de cilindros  
de concreto de muro M3**

Cilindro	Carga máxima (kg)	fc (kg/ cm <sup>2</sup> )
1	46 233	262
2	45 008	255
3	41 992	238
4	45 918	260
5	44 669	253
6	43 018	243
7	40 985	232
	Promedio	<b>249</b>
	C.V.	5%

**Tabla A.5 Resistencia a compresión axial de cilindros  
de concreto de muro M4**

Cilindro	Carga máxima (kg)	fc (kg/ cm <sup>2</sup> )
1	44 232	250
2	48 610	275
3	47739	270
4	45 572	258
5	42 139	238
	Promedio	258
	C.V.	6%

**Tabla A.6 Resistencia a compresión axial de cilindros  
de concreto de muro M5**

<b>Cilindro</b>	<b>Carga máxima (kg)</b>	<b>fc (kg/ cm<sup>2</sup>)</b>
1	46 223	262
2	47 197	267
3	41 249	233
4	45 504	257
5	48 662	275
6	47 199	267
7	48 089	272
8	45 824	259
	Promedio	262
	C.V.	5%

**Tabla A.7 Resistencia a compresión axial de cilindros  
de concreto de muro M6**

<b>Cilindro</b>	<b>Carga máxima (kg)</b>	<b>fc (kg/ cm<sup>2</sup>)</b>
1	44 096	250
2	46 195	261
3	43 792	248
4	47 268	267
	Promedio	257
	C.V.	4%