

Universitat Politècnica de Catalunya

ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS DE BARCELONA.
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona

DEPARTAMENT D'ENGINYERIA DE LA CONSTRUCCIÓ
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

TESIS DOCTORAL
**“ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL
COMPORTAMIENTO DE PAREDES DE OBRA
DE FÁBRICA DE LADRILLO ANTE LA ACCIÓN
DE CARGAS LATERALES”**

REALIZADO POR

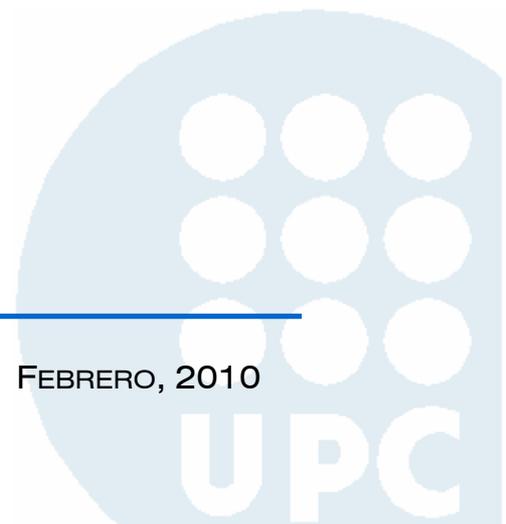
JAVIER ALBERTO CHARRY ABLANQUE

DIRIGIDA POR

PERE ROCA I FABREGAT

BARCELONA, ESPAÑA

FEBRERO, 2010



A mis padres y hermanas,

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Pere Roca I Fabregat, su atención, apoyo y paciencia al dirigir esta tesis doctoral. Ha sido un trabajo largo e intenso sobre todo en dos momentos concretos; las largas y duras jornadas de ocho campañas experimentales y los últimos e interminable meses de concentración para terminar de redactar el presente documento donde ha requerido encontrar horas de dedicación en el que materialmente era imposible.

Agradezco al personal del Laboratorio de Tecnología de Estructuras, en especial a Camilo Bernad Pañella por su ayuda incondicional y colaboración durante los cinco y largos años de trabajos experimentales. También a los hoy doctores y amigos Fernando Sima Brum y Miguel Lobato Paz por su ayuda desinteresada en algunas labores en la construcción y montaje de los edificios a escala reducida; a los hoy Ingenieros David Sánchez, Vicentç García, Cristian Tapias, Jordi Martínez, David Fuentes, Chistoph Seichter, David Cubel y Marc Renart que como estudiantes de pregrado colaboraron en ciertas labores experimentales.

No puedo olvidar a mis compañeros de investigación, con los cuáles he compartido muy buenos momentos, en es especial a Juan Carlos, Ana Paula, Carlos, Gerardo, Luis, Mariela, Francisco, Pepe, Resmundo, Miguel, Fernando, Mar, Álvaro, Giuseppe, Guillermo Gracias por su amistad y compañerismo.

Así mismo, quiero agradecer a todos los miembros del departamento de Ingeniería de la construcción: Profesorado y personal de administración y servicios. Todos ellos han propiciado en mayor o menor medida un ambiente muy favorable para el desarrollo de esta tesis doctoral.

El desarrollo de esta tesis hubiese sido imposible sin el apoyo económico proporcionado por el proyecto de investigación ARQ 2002-04659 "Comportamiento resistente y refuerzo de construcciones de obra de fábrica ante acciones dinámicas y cíclicas", financiado por la Dirección General de Enseñanza Superior e Investigación Científica del Ministerio de Educación y Ciencia, y por la Universidad Politécnica de Cataluña mediante el programa "*BEQUES PREDOCTORALS UPC RECERCA*". Deseo expresar un sincero agradecimiento a dichas instituciones y al personal que laboran en ellas.

A mis padres y hermanas una dedicación y un agradecimiento muy especial por la confianza depositada en mi, su apoyo y amor siempre incondicional. A mi primo Nico que vivió muy de cerca el día a día de esta tesis; gracias por sus consejos de vida. A todos mis familiares y amigos que siempre cerca han estado cuando los he necesitado..... Gracias por todo.

“ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO DE PAREDES DE OBRA DE FÁBRICA DE LADRILLO ANTE LA ACCIÓN DE CARGAS LATERALES”

Tesis Doctoral realizada por: **JAVIER ALBERTO CHARRY ABLANQUE**

Dirigida por: **PERE ROCA I FABREGAT**

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA

Resumen

Las construcciones de estructura portante a base de paredes de carga de obra de fábrica de ladrillo o piedra reciben una atención investigadora creciente debido a su importancia como parte del parque edificado existente. Gran parte del parque edificado de nuestras ciudades, incluyendo gran cantidad del patrimonio histórico, está formado por construcciones basadas en este tipo estructural. La seguridad real de tales construcciones, especialmente ante acciones horizontales, constituye un motivo creciente de preocupación en aquellas zonas susceptibles de experimentar tales efectos. Actualmente se posee un mayor conocimiento del hormigón y el acero y por el contrario, un conocimiento muy escaso de la obra de fábrica, a pesar de que su uso como elemento fundamental de la construcción se remonte a épocas antiguas, y se haya mantenido hasta hace pocas décadas como principal material estructural utilizado en la construcción de edificios.

Por este motivo el objetivo principal de esta tesis es el de caracterizar experimentalmente los aspectos fundamentales de la respuesta resistente de sistemas estructurales formados por paredes de carga de obra de fábrica de ladrillo bajo acciones horizontales. Es también parte de esta investigación el estudio de la viabilidad del análisis experimental de paredes de obra de fábrica de ladrillo a escala reducida.

Para alcanzar los objetivos planteados un extenso número de campañas experimentales sobre paredes a escala real y reducida, como también sobre modelos de edificios con estructura a base de paredes de carga permitieron estudiar la respuesta bajo la acción de cargas horizontales.

Se desarrollaron cinco campañas experimentales sobre paredes de obra de fábrica de ladrillo a escala real y reducida (1:4) bajo estados no uniforme de tensión correspondientes a una primera fase experimental. Cada una de las campañas se dividió en tres etapas principales. En primer lugar se realizaron ensayos sobre los elementos, donde se caracterizan los materiales (ladrillo y mortero), resistencia a compresión (f_b , f_m), la resistencia a tracción del ladrillo (t_{tb}) obtenida de forma indirecta mediante ensayo a flexión (f_{xb}) y la resistencia a flexión del mortero (f_{xm}). En segundo lugar se realizaron ensayos sobre pequeños ensamblajes mediante probetas constituidas por ensamblajes simples donde se

estudia el comportamiento en conjunto de los elementos que conforman la obra de fábrica de ladrillo, ensayos uniaxial de corte, ensayo biaxial de corte y ensayos a compresión. Por último, ensayos sobre grandes ensamblajes, donde cinco campañas sobre muros simples a escala real y reducida (1:4) se sometieron a diferentes combinaciones de carga biaxial hasta la rotura.

Como segunda fase experimental, tres campañas sobre un mismo número de edificios a escala reducida (1:4) fueron desarrolladas. La estructura portante de los modelos son una simplificación de un edificio de referencia de dos y tres niveles de altura, propia de la ampliación de muchas ciudades europeas entre finales del siglo XIX y mediados del XX. Dichos modelos siguen la típica distribución de muro central y planta limitada por muros de fachada.

Con el estudio en conjunto de las campañas experimentales ha sido posible contribuir a la caracterización experimental de la respuesta resistente de sistemas estructurales formados por paredes de carga de obra de fábrica de ladrillo bajo la acción de cargas horizontales. Como resultado de dicho estudio se propone un método de cálculo simple para predecir el mecanismo de rotura y la carga última cuando las paredes forman parte de la estructura portante de un edificio sometido a carga horizontal.

Además se propone una metodología para el desarrollo de ensayos de paredes de obra de fábrica a escala reducida.

Como aspecto complementario, se propone un criterio para determinar la resistencia a compresión de la fábrica, teniendo en cuenta la esbeltez de la probeta.

“EXPERIMENTAL STUDY OF MASONRY WALL BEHAVIOUR UNDER LATERAL STRESS”

Ph. D. Thesis by: **JAVIER ALBERTO CHARRY ABLANQUE**
Directed by: **PERE ROCA I FABREGAT**

CONSTRUCTION ENGINEERING DEPARTMENT
TECHNICAL UNIVERSITY OF CATALONIA

Summary

Structural supports' constructions bearing walls, brick - built or stone masonry, are receiving an increasing attention from the researchers, due to its importance as a part of the whole building. This applies to most buildings in our towns, as well as to a large part of our historical patrimony which was built by using the same structural constructions' building model. The effective valuation of those buildings subjected to horizontal loads is a fundamental task in safety. This situation represents an increasing matter of concern, mostly in all sensitive areas in which such effects can be seen and tested. Nowadays we have a better knowledge on concrete and steel but, on the other hand, we do not know much about masonry, even if it has been the main element of construction since ancient ages. This was the main structural material used to construct buildings until few decades ago.

The main purpose of this thesis is focused on characterizing in an experimental way the most important aspects of the structural systems' response, brick – built masonry bearing walls, subjected to horizontal loads. This investigation also includes a study on brick-built masonry's viable experimental analysis in a scale model.

In order to reach the goals, experimental research programs were leaded in full and scale models, as well as building models with bearing walls structures allowed us to understand the response subjected to horizontal loads.

Five experimental research programs dealing with masonry walls brick - built, by using both full scale and scale models (1:4), took place under non uniform stress states corresponding to the first experimental phase. Each program has been divided into three main parts. In the first one shear tests were made on all elements characterizing the materials (brick and mortar), compressive strength (f_b , f_m), brick tensile strength, (t_{tb}) acquired through flexural strength test, and flexural strength of mortar (f_{xm}). Then, shear test were developed through specimen on small assemblies in which it was studied the ensemble of elements constituting the masonry, uniaxial shear tests, biaxial shear tests and compressive tests. In the last part were developed five research programs on big assemblies whose topics were

simple walls in full and scale model (1:4) submitted to different combinations of biaxial loads until the failure.

The second phase consisted in developing three experimental research programs on some buildings in scale model (1:4) The structural support of the models are a simplification of a two and three floor building, distinctive of the extension occurred in many European cities between the end of XIX century and the first half of the XX. These models follow the classical distribution of central wall and plant bounded by front walls.

The ensemble of research programs allowed us to contribute to the experimental information on structural systems' response bearing walls, brick – built masonry, subjected to horizontal loads. As a result of this study it' suggested a new calculation method able to predict the rupture mechanism and the failure load when the walls are part of the bearing structure subjected to horizontal load. Moreover, it's proposed a new methodology to developed new shear test on scale models' masonry.

As a complementary aspect we propose a criterion in order to determinate the compressive strength of masonry, considering the slenderness of the specimen.

ÍNDICE

ÍNDICE GENERAL

	<u>Pág.</u>
AGRADECIMIENTOS _____	i
RESUMEN _____	iii
SUMMARY _____	v
ÍNDICE _____	vii
ÍNDICE GENERAL _____	vii
ÍNDICE DE FIGURAS _____	xiv
ÍNDICE DE TABLAS _____	xxiv
NOTACIÓN _____	xxix
1 INTRODUCCIÓN _____	1
1.1 INTRODUCCIÓN _____	1
1.2 OBJETIVOS _____	2
1.2.1 GENERALES _____	2
1.2.2 ESPECÍFICOS _____	2
1.3 METODOLOGÍA _____	3
1.4 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO _____	4

2 ESTADO DEL CONOCIMIENTO	7
2.1 INTRODUCCIÓN	7
2.2 COMPORTAMIENTO BIAxIAL DE LA OBRA DE FABRICA	7
2.2.1 INTRODUCCIÓN	7
2.2.2 CRITERIOS DE ROTURA BIAxIAL	8
2.2.2.1 CRITERIOS CLÁSICOS	10
2.2.2.1.1 CRITERIO DE MORH-COULOMB	10
2.2.2.1.2 CRITERIO DE RANKINE	10
2.2.2.2 CRITERIOS EMPLEADOS EN LA NORMATIVA	11
2.2.2.3 CRITERIO DE PAGE	12
2.2.2.4 CRITERIO DE SAMARASINGHE Y HENDRY	16
2.2.2.5 CRITERIO DE MANN Y MÜLLER	17
2.2.2.6 CRITERIO DE DHANASEKAR, PAGE Y KLEEMAN	21
2.2.2.7 CRITERIO DE TURNŠEK Y ČAČOVIČ	23
2.2.2.8 CRITERIO DE YOKEL Y FATTAL	24
2.2.2.9 CRITERIO DE GANZ Y THURLIMANN	28
2.2.2.10 CRITERIO DE DIALER	30
2.2.2.11 CRITERIO DE LOURENÇO	32
2.2.2.12 CRITERIO DE SYRMANKEZIS Y ASTERIS	34
2.3 COMPORTAMIENTO GENERAL DE EDIFICACIONES CON ESTRUCTURA PORTANTE A BASE DE PAREDES DE CARGA	36
2.3.1 INTRODUCCIÓN	36
2.3.2 SISTEMA A BASE DE PLACAS	37
2.3.3 CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS CON ESTRUCTURA PORTANTE A BASE DE PAREDES DE CARGA	39
2.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS EMPLEADOS EN EL ESTUDIO DE CONSTRUCCIONES A BASE DE MUROS	42
2.4.1 GENERALIDADES	42
2.4.2 MÉTODOS EMPLEADOS ANTE ACCIONES HORIZONTALES	42
2.4.2.1 ANÁLISIS LÍMITE	42
2.4.2.2 ANÁLISIS GLOBAL MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS PLANOS DE RIGIDEZ	43
2.4.2.2.1 PLANO GENERAL	43
2.4.2.2.2 MÉTODO POR	45
2.4.2.2.3 MÉTODO SISV	48

2.4.2.3	ANÁLISIS DE MUROS MEDIANTE SISTEMAS RETICULARES EQUIVALENTES _____	50
2.4.2.4	ANÁLISIS MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS _____	52
2.4.2.4.1	MACROMODELIZACIÓN _____	52
2.4.2.4.2	MICROMODELIZACIÓN _____	53
2.5	UTILIZACIÓN DE MODELOS EN EDIFICIOS A BASE DE PAREDES PORTANTES DE FÁBRICA _____	54
2.5.1	GENERALIDADES _____	54
2.5.2	MODELOS SIMPLES Y MODELOS COMPLETOS _____	54
2.5.3	CONSIDERACIONES GENERALES PARA ENSAYOS SOBRE MODELOS _____	55
2.6	CAMPAÑAS EXPERIMENTALES RELEVANTES CON MODELOS REDUCIDOS EN PAREDES DE OBRA DE FABRICA _____	56
2.6.1	ENSAYO MODELO REAL Y REDUCIDO A ESCALA 1:6 - SINHA _____	58
2.6.1.1	DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO _____	59
2.6.1.1.1	MATERIALES UTILIZADOS _____	59
2.6.1.1.2	DETALLES CONSTRUCTIVOS _____	59
2.6.1.1.3	APLICACIÓN DE LA CARGA HORIZONTAL Y VERTICAL _____	60
2.6.1.2	RESULTADOS OBTENIDOS _____	62
2.6.2	ENSAYO MODELO REDUCIDO 1:5 – TOMAŽEVIČ ET. AL. _____	62
2.6.2.1	DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO _____	64
2.6.2.1.1	MATERIALES UTILIZADOS _____	64
2.6.2.1.2	APLICACIÓN DE LA CARGA HORIZONTAL Y VERTICAL _____	65
2.6.2.2	RESULTADOS OBTENIDOS _____	66
3	CAMPAÑAS EXPERIMENTALES SOBRE PAREDES DE OBRA DE FÁBRICA DE LADRILLO A ESCALA REAL Y ESCALA REDUCIDA _____	69
3.1	INTRODUCCIÓN _____	69
3.2	MATERIALES _____	70
3.3	CRITERIOS DE SEMEJANZA _____	73
3.4	PROGRAMA DE ENSAYOS _____	74

3.4.1	ENSAYO SOBRE LOS ELEMENTOS _____	74
3.4.1.1	ENSAYOS SOBRE LADRILLOS _____	74
3.4.1.1.1	DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN _____	74
3.4.1.1.2	DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A TRACCIÓN _____	75
3.4.1.2	ENSAYOS SOBRE MORTERO _____	75
3.4.1.2.1	DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN Y COMPRESIÓN _____	75
3.4.2	ENSAYOS SOBRE PEQUEÑOS ENSAMBLAJES _____	76
3.4.2.1	ENSAYOS A CORTE _____	77
3.4.2.1.1	ENSAYO UNIAXIAL DE CORTE _____	77
3.4.2.1.2	ENSAYO BIAXIAL DE CORTE _____	79
3.4.2.2	ENSAYO UNIAXIAL DE COMPRESIÓN _____	81
3.4.2.2.1	ENSAYO DE COMPRESIÓN SOBRE PROBETAS DE 4 LADRILLOS _____	81
3.4.2.2.2	ENSAYO UNIAXIAL DE COMPRESIÓN NORMA EN 1052-1 (1999) _____	82
3.4.3	ENSAYOS SOBRE GRANDES ENSAMBLAJES _____	83
3.4.3.1	DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS _____	85
3.4.3.1.1	CAMPAÑA EXPERIMENTAL I (MS11GSL) MUROS SIMPLES ESCALA 1:1 _____	85
3.4.3.1.1.1	FABRICACIÓN Y TRANSPORTE _____	85
3.4.3.1.1.2	EQUIPOS E INSTRUMENTACIÓN _____	85
3.4.3.1.1.3	ENSAYO BIAXIAL SOBRE PANELES DE OBRA DE FÁBRICA _____	88
3.4.3.1.2	CAMPAÑA EXPERIMENTAL II (MS14GSI) – III (MS14GSL) – IV (MSDD-14GSL) – V (MSSML14GLS) MUROS SIMPLES ESCALA 1:4 _____	89
3.4.3.1.2.1	FABRICACIÓN _____	89
3.4.3.1.2.2	EQUIPOS E INSTRUMENTACIÓN _____	91
3.4.3.1.2.3	ENSAYO BIAXIAL SOBRE PANELES DE OBRA DE FÁBRICA _____	91
3.5	CAMPAÑA EXPERIMENTAL I: ENSAYOS BIAXIALES SOBRE PAREDES DE OBRA DE FABRICA ESCALA 1:1. GIRO SUPERIOR LIBRE (MS11GSL) _____	93

3.5.1	RESULTADOS SOBRE PANELES DE OBRA DE FÁBRICA (MS11GSL)	93
3.6	CAMPAÑA EXPERIMENTAL II: ENSAYOS BIAXIALES SOBRE PAREDES DE OBRA DE FABRICA ESCALA 1:4. GIRO SUPERIOR IMPEDIDO (MS14GSI)	101
3.6.1	RESULTADOS SOBRE PANELES DE OBRA DE FÁBRICA (MS14GSI)	101
3.7	CAMPAÑA EXPERIMENTAL III: ENSAYOS BIAXIALES SOBRE PAREDES DE OBRA DE FABRICA ESCALA 1:4. GIRO SUPERIOR LIBRE (MS14GSL)	106
3.7.1	RESULTADOS SOBRE PANELES DE OBRA DE FÁBRICA (MS14GSL)	106
3.8	CAMPAÑA EXPERIMENTAL IV: ENSAYOS BIAXIALES SOBRE PAREDES DE OBRA DE FABRICA ESCALA 1:4. DISTINTAS DIMENSIONES / GIRO SUPERIOR LIBRE (MSDD14GSL)	112
3.8.1	RESULTADOS SOBRE PANELES DE OBRA DE FÁBRICA (MSDD14GSL)	112
3.9	CAMPAÑA EXPERIMENTAL V: ENSAYOS BIAXIALES SOBRE PAREDES DE OBRA DE FABRICA ESCALA 1:4. SIN MORTERO EN LLAGAS / GIRO SUPERIOR LIBRE (MSML14GSL)	114
3.9.1	RESULTADOS SOBRE PANELES DE OBRA DE FÁBRICA (MSSML14GSL)	114

4	CAMPAÑA EXPERIMENTAL SOBRE EDIFICIOS DE MUROS A ESCALA REDUCIDA	119
4.1	INTRODUCCIÓN	119
4.2	ELECCIÓN DEL MODELO	120
4.2.1	SEMEJANZA UTILIZADA EN LOS MODELOS UPC	120
4.2.2	FACTOR DE ESCALA GEOMÉTRICA	120
4.3	DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS A ESCALA REDUCIDA	122
4.3.1	DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LOS MODELOS	122
4.3.2	DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES UTILIZADOS	124
4.3.2.1	MATERIALES CAMPAÑA EXPERIMENTAL VI-EDIFICIO CON PAREDES DE MORTERO	124

4.3.2.2	MATERIALES CAMPAÑA EXPERIMENTAL VII Y VIII – EDIFICIOS CON PAREDES DE OBRA DE FABRICA DE LADRILLO _____	124
4.3.3	CONSTRUCCIÓN DE LAS PAREDES _____	125
4.3.4	DETALLES CONSTRUCTIVOS _____	126
4.3.4.1	FORJADOS _____	126
4.3.4.2	UNIÓN MURO – FORJADO _____	126
4.3.4.3	ENSAMBLAJE DE LOS MODELOS _____	127
4.4	DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES _____	128
4.4.1	CARGA VERTICAL _____	128
4.4.2	CARGA HORIZONTAL _____	131
4.5	EQUIPOS E INSTRUMENTACIÓN _____	133
4.6	CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES EMPLEADOS EN LOS EDIFICIOS A ESCALA REDUCIDA 1:4 _____	136
4.7	RESULTADOS OBTENIDOS EN EL MODELO DE PAREDES DE MORTERO EN MASA DE TRES PLANTAS – CAMPAÑA EXPERIMENTAL VI _____	142
4.8	RESULTADOS OBTENIDOS EN EL MODELO DE PAREDES DE OBRA DE FÁBRICA DE LADRILLO DE DOS PLANTAS - CAMPAÑA EXPERIMENTAL VII _____	148
4.9	RESULTADOS OBTENIDOS EN EL MODELO DE PAREDES DE OBRA DE FÁBRICA DE LADRILLO DE TRES PLANTAS - CAMPAÑA EXPERIMENTAL VIII _____	152

5 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE PAREDES SIMPLES A

	ESCALA REAL Y ESCALA REDUCIDA _____	159
5.1	INTRODUCCIÓN _____	159
5.2	ANÁLISIS DE RESULTADOS CAMPAÑAS EXPERIMENTALES ____	160
5.2.1	CAMPAÑA EXPERIMENTAL I (MS11GSL) _____	160
5.2.2	CAMPAÑA EXPERIMENTAL II (MS14GSI) _____	162
5.2.3	CAMPAÑA EXPERIMENTAL III (MS14GSL) _____	163
5.2.4	CAMPAÑA EXPERIMENTAL IV (MSDD14GSL) _____	165
5.2.5	CAMPAÑA EXPERIMENTAL V (MSSML14GSL) _____	168

5.3	RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LA FÁBRICA DE ALBAÑILERÍA: ANÁLISIS DE LA ESBELTEZ _____	170
5.4	ANÁLISIS DE SEMEJANZA Y COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE PAREDES A DISTINTAS ESCALAS _____	174
5.5	COMPARACIÓN CON CRITERIOS EXISTENTES _____	180
5.6	VALORACIÓN DE LOS CRITERIOS _____	181
6	ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE PAREDES DE CARGA ANTE ACCIONES HORIZONTALES _____	183
6.1	INTRODUCCIÓN _____	183
6.2	FORMULACIÓN DEL MÉTODO _____	183
6.3	APLICACIÓN DEL MÉTODO EN LOS EDIFICIOS ENSAYADOS _____	190
6.3.1	CAMPAÑA EXPERIMENTAL VI EDIFICIO DE PAREDES DE MORTERO EN MASA DE TRES PLANTAS _____	190
6.3.2	CAMPAÑA EXPERIMENTAL VII EDIFICIO DE PAREDES DE OBRA DE FABRICA DE LADRILLO DE DOS PLANTAS _____	193
6.3.3	CAMPAÑA EXPERIMENTAL VIII EDIFICIO DE PAREDES DE OBRA DE FABRICA DE LADRILLO DE TRES PLANTAS _____	195
6.4	COMPARACIÓN DE LAS PREDICCIONES CON LOS EDIFICIOS ENSAYADOS _____	198
6.5	DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS _____	204
7	CONCLUSIONES _____	207
7.1	CONCLUSIONES GENERALES _____	207
7.2	CONCLUSIONES ESPECIFICAS _____	207
7.2.1	CONCLUSIONES REFERENTES AL ESTADO DEL CONOCIMIENTO _____	207
7.2.2	CONCLUSIONES REFERENTES AL COMPORTAMIENTO RESISTENTE DE PAREDES INDIVIDUALES _____	209
7.2.3	CONCLUSIONES APORTADAS DEL ANÁLISIS COMPLETO DE LAS CAMPAÑAS EXPERIMENTALES _____	209
7.2.4	CONCLUSIONES APORTADAS DEL ANÁLISIS DE LA ADECUACIÓN DE LOS CRITERIOS DE ROTURA EXISTENTES _____	210

7.2.5	CONCLUSIONES OBTENIDAS DEL ESTUDIO EXPERIMENTAL ENTRE LOS DIFERENTES MODELOS A ESCALA _____	211
7.2.6	CONCLUSIONES OBTENIDAS DEL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE EDIFICIOS DE PAREDES DE CARGA ANTE ACCIONES HORIZONTALES ____	212
7.3	FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN _____	213
	BIBLIOGRAFÍA _____	215
	ANEXO A ESTUDIO PRODUCCIÓN Y NORMALIZACIÓN DE LADRILLOS A ESCALA 1:4 _____	A1
	ANEXO B GRANULOMETRÍA DEL MORTERO PARA MODELOS A ESCALA REDUCIDA _____	B1
	ANEXO C MORTEROS RESISTENCIAS A FLEXIÓN Y A COMPRESIÓN _____	C1
	ANEXO D LADRILLOS RESISTENCIAS A FLEXIÓN Y A COMPRESIÓN _____	D1
	ANEXO E ENSAYO SOBRE PEQUEÑOS ENSAMBLAJES CORTE Y COMPRESIÓN _____	E1
	ANEXO F ENSAYO BIAXIAL PAREDES SIMPLES A ESCALA REAL Y ESCALA REDUCIDA _____	F1
	ANEXO G CALCULO DE LAS CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES PARA LOS EDIFICIOS A ESCALA 1:4 _____	G1
	ANEXO H CALCULO DEL MÉTODO FORMULADO EN LOS EDIFICIOS A ESCALA 1:4 ENSAYADOS _____	H1

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA CAPÍTULO 2

2.1	Curvas tensión-deformación medidas en paneles sometidos a estados biaxiales de (a) compresión-compresión (b) compresión-tracción Dhanasekar et. al. (1985)	8
2.2	Formas para definir criterios de rotura biaxial para la obra de fábrica	8
2.3	Representación plana del estado de tensiones en un punto - según criterio de Morh-Coulomb	10
2.4	Esquema de tensiones aplicadas sobre junta horizontal inclinada. Criterio tensión tensión – Page (1980)	13
2.5	Superficie de rotura de muros de obra de fábrica bajo carga biaxial- Page (1983)	14
2.6	Resumen de roturas en ensayos biaxiales Tracción-Compresión - Page (1983)	15
2.7	Superficie de rotura biaxial Tracción-Compresión - Samarashinghe y Hendry (1982)	17
2.8	Modelo con juntas de espuma de goma – Mann y Müller (1982)	18
2.9	Esquema del estado de tensiones sobre un ladrillo Mann y Müller (1976)	18
2.10	Envolvente de rotura en relación. Ensayos en Dramstadt – Mann y Müller (1982)	20
2.11	Superficie de rotura en términos de σ_n - σ_p - τ Dhanasekar et. al. (1985 ^a)	22
2.12	Regiones donde se detecta un cambio en el comportamiento en rotura – Dhanasekar et. al. (1985 ^a)	23
2.13	Hipótesis de carga sobre un panel - Yokel y Fattal (1976)	24
2.14	Hipótesis de rotura por fisuración en el centro del panel – Yokel y Fattal (1976)	26
2.15	Envolvente de resistencia asumida para el panel - Yokel y Fattal (1976)	27

2.16	Criterio de rotura para la obra de fabrica – Ganz y Thurlimann (1983)	29
2.17	Modelo mecánico para resistencia ultima -Dialer(1991)	30
2.18	Resultados experimentales para distintos valores del parámetro x - Dialer(1991)	31
2.19	Superficie de Rankine modificada - Lorenço (1996)	33
2.20	Superficie de rotura en términos de tensiones relativas a las juntas- Syrmankezis y Asteris (2001)	36
2.21	Estructura típica de un edificio de varios pisos tipo soporte y dintel con muros de carga – Meli (1985)	38
2.22	Sistema de muro- losa que forman un marco en una dirección - Meli (1985)	38
2.23	Sistema con muros en dos direcciones - Meli (1985)	39
2.24	Sistema celular de muros - Hendry (1990)	40
2.25	Disposición simple de muros transversales - Hendry (1990)	40
2.26	Disposición doble de muros transversales - Hendry (1990)	41
2.27	Disposición compleja de muros - Hendry (1990)	41
2.28	Esquema del modelo de edificio supuesto en los planos de Rigidez – Molins (1996)	43
2.29	Modelo estructural usados en el análisis de edificios a base de muros sometidos a esfuerzos horizontales trabajando como ménsula empotrada en cimentación - Croci (1995)	44
2.30	Modelo estructural usados en el análisis de edificaciones construcciones a base de muros sometidos a esfuerzos horizontales trabajando como pared a cortante - Croci (1995)	45
2.31	a) Muro sometido a corte. B) Idealización y esfuerzos de un muro biempotrado sometido a fuerza horizontal - Molins (1996)	46
2.32	Ley constitutiva del material utilizada por el método POR – Righetti (1989)	47
2.33	Comportamiento rígido de los dinteles – D’Asdia (1992)	49
2.34	Modelo estructural mediante elementos finitos de geometría Variable – D’Asdia (1993)	49
2.35	Idealización de una estructura a base de paredes y dinteles a través del método de la columna ancha	50
2.36	Problemática en la compatibilidad de giros	51

2.37	Consideración de nudos finitos mediante bielas deformables a cortante en unión a elementos verticales y horizontales – Roca et. al. (2005)	51
2.38	Relación σ - ε del modelo y el prototipo-Tomažević y Velechovsky (1992)	55
2.39	Geometría edificio escala 1:6 y edificio escala real – Sinha et al. (1971)	58
2.40	a) Ensamblaje estructura escala 1:6. b) Edificio real en la cantera de Torphin, Edimburgo – Sinha (1971)	60
2.41	Aplicación carga horizontal modelo reducido, a través de un único gato horizontal por forjado, vigas de reparto de carga y rótulas – Sinha et al. (1971)	61
2.42	Aplicación de la carga horizontal en el edificio real, a través de 3 gatos horizontales por forjado rótulas – Sinha et al. (1971)	61
2.43	Desplazamiento en cada piso de la estructura para varios estados de carga lateral - Sinha et al. (1971)	62
2.44	Descripción geométrica del modelo de estructura a escala 1:5 a base de paredes de carga ensayado en el ZRMK -Tomažević et al. (1990)	63
2.45	Combinación de masas adicionales en los forjados de cada piso con un mecanismo de pretensado a base de tendones de acero. Detalle muelle utilizado en la cubierta del edificio a escala 1:5 para controlar la fuerza de pretensado - Tomažević y Velechovsky (1992)	66
2.46	Relación experimental y teórica entre el cortante en la base y el desplazamiento en el primer piso - Tomažević (1994)	66
2.47	Esquema de roturas en las paredes en estado último - Tomažević y Weiss (1994)	67
2.48	Detalles de la rotura del modelo a escala - 1:5 Tomažević y Velechovsky (1992)	67

FIGURA CAPÍTULO 3

3.1	Elaboración y control de calidad de ladrillos escala 1:4	71
-----	--	----

3.2	Curva granulométrica del mortero M-80 _____	73
3.3	Ensayo uniaxial de corte _____	77
3.4	Tipos de Rotura en probetas a cortante – ensayo uniaxial _____	78
3.5	Bastidor de carga para ensayo biaxial de corte - ensayo a escala 1:1 _____	79
3.6	Probeta para ensayos a corte 1:4 unidades en (cm) _____	80
3.7	Bastidor de carga para ensayo biaxial de corte - ensayo escala 1:4 _____	81
3.8	Ensayo a compresión a escala 1:4 EN-1052-1(1999) _____	83
3.9	Sistema de transporte para muros de obra de fábrica a escala real _____	85
3.10	Equipos de carga campaña escala 1:1 _____	86
3.11	Elementos auxiliares campaña escala 1:1 _____	87
3.12	Equipos de transporte campaña escala 1:1 _____	87
3.13	Esquema de instrumentación y adquisición de datos _____	88
3.14	Vista General de la campaña experimental I _____	89
3.15	Accesorio y construcción muros a escala 1:4 _____	90
3.16	Equipos de carga ensayos campaña muros a escala 1:4 _____	91
3.17	Esquema general de ensayos a escala reducida 1:4 _____	92
3.18	Nomenclatura utilizada para identificar cada uno de los muros ensayados a escala reducida 1:4 _____	93
3.19	Curvas tensión - deformación obtenidas en la campaña MS11GSL durante la aplicación de la carga vertical _____	94
3.20	Esquemas de rotura obtenida en la campaña MS11GSL _____	95
3.21	Curvas carga horizontal - desplazamiento horizontal obtenidas en la campaña MS11GSL _____	96
3.22	Rotura biaxial MS11GSL en términos de tensiones medias (σ_n, τ) _____	97
3.23	Rotura biaxial MS11GSL en términos de tensiones principales (σ_1, σ_3) _____	98
3.24	Variación del ángulo girado de las tensiones principales con respecto a la horizontal MS11GSL (σ_1, θ) _____	98
3.25	Variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión MS11GSL (σ_n, E) _____	99
3.26	Variación de la rigidez a corte con el grado de tensión vertical de compresión MS11GSL (σ_n, G) _____	99

3.27	Variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión MS11GSL (σ_n, E) - Respuesta dinámica - (Araiza, 2003) _____	100
3.28	Configuración del ensayo y gráfica de la obtención de las frecuencias en un estado de carga _____	100
3.29	Curvas tensión - deformación obtenidas en la campaña MS14GSI durante la aplicación de la carga vertical _____	101
3.30	Curvas carga horizontal - desplazamiento horizontal obtenidas en la campaña MS14GSI _____	102
3.31	Esquemas de rotura obtenida en la campaña MS14GSI _____	102
3.32	Rotura biaxial MS14GSI en términos de tensiones medias (σ_n, τ) _____	104
3.33	Rotura biaxial MS14GSI en términos de tensiones principales _____	104
3.34	Variación del ángulo girado de las tensiones principales con respecto a la horizontal MS14GSI (σ_1, θ) _____	105
3.35	Variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión MS14GSI (σ_n, E) _____	105
3.36	Variación de la rigidez a corte con el grado de tensión vertical de compresión MS14GSI _____	106
3.37	Curvas tensión - deformación obtenida en la campaña MS14GSL durante la aplicación de la carga vertical _____	107
3.38	Curvas carga horizontal - desplazamiento horizontal obtenidas en la campaña MS14GSL _____	107
3.39	Esquemas de rotura obtenida en la campaña MS14GSL _____	108
3.40	Rotura biaxial MS14GSL en términos de tensiones medias (σ_n, τ) _____	110
3.41	Rotura biaxial MS14GSL en términos de tensiones principales _____	110
3.42	Variación del ángulo girado de las tensiones principales con respecto a la horizontal MS14GSL (σ_1, θ) _____	111
3.43	Variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión MS14GSL (σ_n, E) _____	111
3.44	Variación de la rigidez a corte con el grado de tensión vertical de compresión MS14GSI (σ_n, G) _____	112
3.45	Curvas carga horizontal - desplazamiento horizontal obtenidas en la campaña MSDD14GSL _____	113
3.46	Esquemas de rotura campaña MSDD14GSL _____	114

3.47	Curvas tensión - deformación obtenida en la campaña MSSML14GSL durante la aplicación de la carga vertical	115
3.48	Curvas carga horizontal - desplazamiento horizontal obtenida en la campaña MSSML14GSL	115
3.49	Rotura biaxial MSSML14GSL en términos de tensiones medias (σ_n, τ)	116
3.50	Rotura biaxial MSSML14GSL en términos de tensiones principales	117
3.51	Variación del ángulo girado de las tensiones principales con respecto a la horizontal MSSML14GSL (σ_1, θ)	117
3.52	Variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión MSSML14GSL (σ_n, E)	118
3.53	Variación de la rigidez a corte con el grado de tensión vertical de compresión MSSML14GSL (σ_n, G)	118

FIGURA CAPÍTULO 4

4.1	Distribución en planta y alzado de la campaña experimental VI conformada por muros de mortero en masa	122
4.2	Distribución en planta y alzado de la campaña experimental VII y VIII conformada por muros de obra de fábrica de ladrillo	123
4.3	Vista general de los edificios ensayados en las campañas VI – VII - VIII	123
4.4	Definición geométrica y ley de traba de los muros según un aparejo simple (a) y aparejo flamenco (b)	125
4.5	Momento en el que se lleva a cabo la construcción del aparejo simple (a) y el aparejo flamenco (b) sobre la mesa especial	126
4.6	Detalle de los forjados empleados en los modelos	126
4.7	Evolución constructiva del edificio de paredes de mortero	127
4.8	Proceso constructivo de los modelos con paredes de obra de fábrica de ladrillo	128
4.9	Porcentaje de carga respecto al área total del forjado para la campaña experimental VI (a) y las campañas experimentales VII y VIII (b)	129
4.10	Simulación virtual y modelo del reparto de sobrecarga de los lingotes sobre los forjados	133
4.11	Estructura de reacción y gato hidráulico MTS de 250 kN	134

4.12	Esquemas de la estructura metálica empleado en los tres modelos _____	134
4.13	Disposición de las células de carga en la cimentación para los edificios de obra de fábrica de ladrillo y para el edificio de paredes de mortero _____	135
4.14	Sistema empleado para la instrumentación en cimentación _____	135
4.15	Curvas carga – desplazamiento vertical y tensión – deformación en muros de aparejo simple _____	137
4.16	Curva carga – desplazamiento horizontal muros simple _____	138
4.17	Mecanismo de rotura muros simples _____	139
4.18	Curvas carga – desplazamiento vertical y tensión – deformación muros de aparejo flamenco _____	140
4.19	Curva carga – desplazamiento horizontal muros flamenco _____	141
4.20	Mecanismo de rotura muro MF14GSL-1 _____	141
4.21	Mecanismo de rotura muro MF14GSL-2 _____	141
4.22	Curva carga – desplazamiento horizontal durante la aplicación de carga cíclica (VI) _____	142
4.23	Curva carga – desplazamiento horizontal (VI) _____	143
4.24	Variación de la reacción vertical en cada muro durante la aplicación de la carga horizontal (VI) _____	144
4.25	Variación de la reacción horizontal en cada muro durante el tiempo que se aplicó la carga horizontal (VI) _____	144
4.26	Variación de la reacción horizontal en cada muro con la aplicación de la carga horizontal (VI) _____	145
4.27	Esquemas presentado en la campaña VI a diferentes intervalos de carga _____	145
4.28	Registro fotográfico durante el ensayo (VI) _____	146
4.29	Desplazamiento sobre cada piso a diferentes niveles de carga (VI) _____	147
4.30	Modelo Instantes previos antes de llegar a la carga de rotura (VI) _____	147
4.31	Curva carga – desplazamiento horizontal (VII) _____	148
4.32	Variación de la reacción vertical en cada muro durante la aplicación de la carga horizontal (VII) _____	149
4.33	Variación de la reacción horizontal en cada muro durante el tiempo que se aplicó la carga horizontal (VII) _____	149

4.34	Variación de la reacción horizontal en cada muro con la aplicación de la carga horizontal (VII)	150
4.35	Rotura presentada en el modelo (VII)	150
4.36	Desplazamiento sobre cada piso a diferentes niveles de carga (VII)	151
4.37	Registro fotográfico de rotura para cada muros (VII)	151
4.38	Esquemas presentado en la campaña VII a diferentes intervalos de carga	152
4.39	Curva carga – desplazamiento horizontal (VIII)	152
4.40	Variación de la reacción vertical en cada muro durante la aplicación de la carga horizontal (VIII)	153
4.41	Variación de la reacción horizontal en cada muro durante el tiempo que se aplicó la carga horizontal (VIII)	154
4.42	Variación de la reacción horizontal en cada muro con la aplicación de la carga horizontal (VIII)	154
4.43	Rotura presentada en el modelo (VIII)	155
4.44	Esquemas presentado en la campaña VIII a diferentes intervalos de carga	156
4.45	Desplazamiento sobre cada piso a diferentes niveles de carga (VIII)	157
4.46	Registro fotográfico de rotura para cada muros del piso 3 (VIII)	157

FIGURA CAPÍTULO 5

5.1	Curva tensión – deformación vertical media obtenida de la tendencia polinómica de la campaña MS11GSL durante la aplicación de la carga vertical	160
5.2	Comparación de la variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical obtenida en la campaña experimental MS11GSL y mediante respuesta dinámica	161
5.3	Curva de rotura biaxial obtenida en la campaña experimental MS11GSL	161
5.4	Curva de rotura biaxial obtenida en la campaña experimental MS14GSI	163

5.5	Curva tensión - deformación media obtenida de la tendencia polinómica de los muros de la campaña MS14GSL durante la aplicación de la carga vertical _____	164
5.6	Curva de rotura biaxial obtenida en la campaña experimental MS14GSL _____	164
5.7	Variación de la tensión tangencial de muros con diferentes dimensiones sometidos a la misma tensión de compresión ($\sigma_n = 2,0$ MPa) con respecto al largo del muro MSDD14GSL _____	165
5.8	Estado final y esquemas de rotura obtenidas en la campaña MSDD14GSL _____	167
5.9	Diagrama de rotura obtenida campaña MSDD14GSL _____	168
5.10	Comparación de las curvas de rotura biaxial campañas MSSML14GSL y MS14GSL en términos de tensiones medias (σ_n, τ) _____	169
5.11	Comparación de las curvas de variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión MSSML14GSL y MS14GSL (σ_n, E) _____	169
5.12	Distribución de tensiones en pieza y junta sometido a compresión uniaxial _____	170
5.13	Diferentes ensayos a compresión realizados _____	171
5.14	Variación de la resistencia a compresión con respecto a la esbeltez escala 1:4 _____	172
5.15	Variación de la resistencia a compresión con respecto a la esbeltez escala 1:1 _____	173
5.16	Variación de la resistencia a compresión con respecto a la esbeltez ensayos a compresión realizado por Camacho et. al. 2000 _____	174
5.17	Esquema y magnitudes involucradas en el análisis dimensional _____	175
5.18	Comparación de las curvas de tendencia rotura biaxial obtenida en las campañas I, II y III a través del análisis de semejanza _____	178
5.19	Comparación entre las campañas de muros simples de la variación del modulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión _____	179
5.20	Comparación gráfica entre los distintos criterios y normativas próximas, con los resultados de la campaña de muros simples con giro superior libre (MSGSL) _____	180

5.21	Comparación gráfica entre los distintos criterios y normativas próximas, con los resultados de la campaña de muros simples con giro superior impedido (MSGSI)	181
------	---	-----

FIGURA CAPÍTULO 6

6.1	Mecanismo de rotura condicionado por la geometría – Modelo tipo I	184
6.2	Sistema de bielas y tirantes utilizado por el modelo de cálculo para muros simples condicionado por el rozamiento - modelo Tipo II	185
6.3	Idealización de los tres posibles mecanismos de rotura considerados que provocan la ruina del modelo de edificio con muro central equidistante a los ejes	187
6.4	Idealización de los tres posibles mecanismos de rotura considerados que provocan la ruina del modelo de edificio con muro central colindante a un eje	188
6.5	Esquema de cargas considerado en el equilibrio global	188
6.6	Esquema de distribución de carga vertical por áreas aferentes - campaña VI	191
6.7	Esquema de distribución de la carga vertical campaña VI	191
6.8	Esquema de distribución de carga vertical por áreas aferentes - campaña VII	193
6.9	Esquema de distribución de la carga vertical campaña VII	194
6.10	Esquema de distribución de carga vertical por áreas aferentes - campaña VIII	195
6.11	Esquema de distribución de la carga vertical campaña VIII	196
6.12	(a) Curva carga – desplazamiento horizontal (b) Variación de la reacción vertical en cada muro durante la aplicación de la carga horizontal campaña experimental VI	199
6.13	Curva carga total - desplazamiento horizontal obtenida mediante modelo computacional CRIPTA – Sola (2004)	200
6.14	Estado tensional de campaña experimental VI obtenida mediante modelo computacional CRIPTA – Sola (2004)	200
6.15	Curvas Carga-Desplazamiento: datos experimentales - modelo propuesto. (a) comparativo general de todos los pisos.	

	(b) comparativo del Piso 3. (c) comparativo del Piso 2.	
	(d) comparativo del Piso 1 _____	201
6.16	(a) Curva carga-desplazamiento horizontal (b) Variación de la reacción vertical en cada muro durante la aplicación de la carga horizontal campaña experimental VII _____	202
6.17	Curva Carga-Desplazamiento- datos experimentales VII y modelo propuesto. _____	203
6.18	(a) Curva carga-desplazamiento horizontal (b) Variación de la reacción vertical en cada muro durante la aplicación de la carga horizontal campaña experimental VIII _____	204

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA CAPÍTULO 2

2.1	Valores de f_{vko} y valores límite de f_{vk} – Eurocódigo 6 (1997) _____	11
2.2	Constante experimentales para los conos – Dhanasekar (1995) _____	22
2.3	Factores de escala para modelos completos y simples - Tomažević et al. (1992) _____	64
2.4	Relación teórica y experimental entre las propiedades mecánicas medidas en el modelo y el prototipo (f_{cm} , f_t , E y G en MPa, y en kg/m^3) - Tomažević et al. (1990) _____	64
2.5	Distribución de las masas - Modena-Tomažević (1990) _____	65

TABLA CAPÍTULO 3

3.1	Características geométricas del ladrillo _____	71
3.2	Datos técnicos del mortero de albañilería M-80 _____	72
3.3	Granulometría del mortero M-80 _____	72
3.4	Factores de escala s_q para las cantidades físicas del modelo _____	73
3.5	Resistencia a compresión de los ladrillos _____	74
3.6	Resistencia a tracción obtenidos indirectamente mediante ensayos a flexión de los ladrillos _____	75

3.7	Resistencia a flexión y compresión del mortero _____	76
3.8	Resistencia a corte de probetas de obra de fábrica - ensayo uniaxial _____	78
3.9	Resumen de los ensayos a cortante a escala 1:1 _____	80
3.10	Resumen de los ensayos a cortante a escala 1:4 _____	80
3.11	Resistencia a compresión de la fábrica _____	82
3.12	Resistencia a compresión de la fábrica EN 1052-1 (1999) escala 1:4 _____	82
3.13	Campañas experimentales sobre grandes ensamblajes características generales _____	84
3.14	Campañas experimentales sobre grandes ensamblajes características muros _____	90
3.15	Resumen de los parámetros obtenidos en los ensayos biaxiales MS11GSL _____	96
3.16	Resumen del estado tensional en rotura para los paneles MS11GSL _____	97
3.17	Resumen de los parámetros obtenidos en los ensayos biaxiales MS14GSI _____	103
3.18	Resumen del estado tensional en rotura para los paneles MS14GSI _____	103
3.19	Resumen de los parámetros obtenidos en los ensayos biaxiales MS14GSL _____	109
3.20	Resumen del estado tensional en rotura para los paneles MS14GSL _____	109
3.21	Resumen del estado tensional en rotura para los paneles MSDD14GSL _____	113
3.22	Resumen de los parámetros obtenidos en los ensayos biaxiales MSSML14GSL _____	116
3.23	Resumen del estado tensional en rotura para los paneles MSSML14GSL _____	116

TABLA CAPÍTULO 4

4.1	Características material Campaña VI _____	124
-----	---	-----

4.2	Características material Campaña VII y VIII _____	124
4.3	Cálculo de tensiones medias y sobrepeso necesario en muros Campaña experimental – VI _____	129
4.4	Cálculo de tensiones medias y sobrepeso necesario en muros Campaña experimental – VII _____	130
4.5	Calculo de tensiones medias con el sobrepeso adicional Campaña experimental - VII _____	130
4.6	Cálculo de tensiones medias y sobrepeso necesario en muros Campaña experimental - VIII _____	131
4.7	Reparto de la carga horizontal del edificio de tres plantas paredes de mortero 1:4 CE-VI y paredes de obra de fábrica de ladrillo 1:4 CE-VIII _____	132
4.8	Características de los materiales empleados en las campañas VI-VII-VIII _____	136
4.9	Parámetros generales obtenidos para los muros MS14GSL-1 y MS14GSL-2 _____	140
4.10	Parámetros generales obtenidos muros MF14GSL-1 y MF14GSL-2 _____	142
4.11	Valores de los tramos de la curva carga desplazamiento _____	148

TABLA CAPÍTULO 5

5.1	Equilibrio estático de fuerzas MSDD14GSL _____	166
5.2	Probetas de compresión a escala 1:4 de diferentes dimensiones ____	171
5.3	Probetas de compresión a escala 1:1 de diferentes dimensiones ____	172
5.4	Probetas de compresión a diferentes escalas de diferentes dimensiones (Camacho et. al. 2000) _____	173
5.5	Comparación de los resultados sobre elementos y pequeños ensamblajes de campañas I-II-III _____	174
5.6	Comparación de los resultados de rotura biaxial obtenida en las campañas I, II y III a través del análisis de semejanza _____	177
5.7	Constantes de la ecuación de comportamiento para los muros con giro superior libre y giro superior impedido _____	179

TABLA CAPÍTULO 6

6.1	Evaluación de carga total que reciben los muros de la cimentación Campaña experimental VI _____	192
6.2	Reacción vertical V de cada muro campaña VI – hipótesis 1 _____	192
6.3	Reacción vertical V de cada muro campaña VI – hipótesis 2 _____	192
6.4	Reacción vertical V de cada muro campaña VI – hipótesis 3 _____	193
6.5	Evaluación de carga total que reciben los muros de la cimentación campaña experimental VII _____	194
6.6	Reacción vertical V de cada muro campaña VII – hipótesis 1 _____	194
6.7	Reacción vertical V de cada muro campaña VII – hipótesis 2 _____	195
6.8	Evaluación de carga total que reciben los muros de la cimentación _____	196
6.9	Reacción vertical V de cada muro campaña VIII – hipótesis 1 _____	196
6.10	Reacción vertical V de cada muro campaña VIII – hipótesis 2 _____	197
6.11	Evaluación de carga total que reciben los muros de la planta dos _____	197
6.12	Reacción vertical V de cada muro campaña VIII – hipótesis 3 _____	197
6.13	Reacción vertical V de cada muro campaña VIII – hipótesis 4 _____	198
6.14	Resultados del método propuesto y los ensayos experimentales para el modelo experimental VI _____	198
6.15	Resultados del método propuesto y los ensayos experimentales para el modelo experimental VII _____	202
6.16	Tabla resumen de la predicción de la capacidad última bajo las hipótesis y los modelos propuestos _____	203

NOTACIÓN

MAYÚSCULAS LATINAS

A	Área.
B	Área de la sección eficaz.
E	Modulo de Young (M. de elasticidad).
F	Fuerza aplicada.
F_b	Cortante basal.
F_i	Carga horizontal que recibe cada forjado. ($i = 1,2..n$)
F_V	Fuerza Vertical aplicada.
F_U	Carga última.
G	Modulo de deformación trasversal (rigidez por cortante).
G_f	Energía de fractura.
H	Carga horizontal.
H_i	Reacción horizontal en la base de los muros. ($i = 1,2..n$)
H_u	Carga horizontal ultima.
H_1	Carga horizontal de inicio de la fisuración.
H_2	Carga horizontal con la que se inicia el movimiento en la cabeza del panel.
H_{pared}	Reacción horizontal aplicada.
H_{total}	Suma de la carga de rotura de cada uno de los muros que intervienen en la edificación analizada.
I	Inercia.
K	Rigidez. Variable condicionada por la envolvente de rotura teórica para paneles individuales de fábrica.
L	Longitud.
N	Esfuerzo Axil.
N_d	Esfuerzo normal de cálculo.
P	Fuerza horizontal que genera giro; Fuerza horizontal en el cual los momentos estabilizadores y desestabilizadores se igualan.
P_d	Carga diagonal.

P'_d	Capacidad de carga diagonal cuando $P_v = 0$.
P_v	Carga resultante en el borde del panel.
P_i	Carga Horizontal aplicada sobre el piso i . ($i = 1, 2, \dots, n$)
V	Esfuerzo cortante.
V_i	Reacción vertical en la base de los muros. ($i = 1, 2, \dots, n$)
V_d	Esfuerzo cortante de cálculo.
V_{pared}	Reacción vertical aplicada.
W_i	Peso en el nivel correspondiente i .
W_p	Peso propio.
W_u	Apertura de fisura última.

MINÚSCULAS LATINAS

b	Largo.
c	Cohesión.
c^*	Cohesión reducida.
d	Distancia / longitud.
f_b	Resistencia a compresión del ladrillo / Resistencia normalizada a compresión vertical de las piezas.
f_c	Resistencia a compresión del hormigón.
f_{cm}	Resistencia a compresión de la fábrica.
f_K	Resistencia a característica a compresión de la fábrica.
f_m	Resistencia a compresión del mortero.
f_s	Resistencia a corte de la fábrica.
f'_s	Resistencia aparente de rotura (splitting), cuando $\sigma_3 = 0$.
f_t	Resistencia a tracción de la fábrica.
f_{tc}	Resistencia a tracción del hormigón.
f_{tb}	Resistencia a tracción de la pieza.
f_{xb}	Resistencia a flexión de las piezas.
f_{xm}	Resistencia a flexión del mortero.
f_v	Resistencia a corte puro.
f_{vk}	Resistencia característica a esfuerzo cortante.
f_{vko}	Resistencia a cortante en ausencia de tensiones normales ($\sigma_v = 0$).
f_y	Límite elástico del acero.
h	Altura.
h_i	Altura sobre rasante del forjado i . ($i = 1, 2, \dots, n$)
h_t	Altura total.
k_t	Escarlar que controla la cantidad de reblandecimiento.
t	Espesor / Ancho.
x	Distancia de la resultante vertical a un punto determinado.
x_i	Distancia del centro de carga de muro i a un punto determinado. ($i = 1, 2, \dots, n$)
w	Longitud.
$z_{i,j}$	La altura de la masa con respecto al nivel i de aplicación de la acción horizontal.

MINÚSCULAS GRIEGAS

α_f	Coefficiente que depende de la forma de la sección transversal.
------------	---

α_k	Ángulo característico de rozamiento interno.
β	Ángulo de la biela rígida con la vertical depende de la combinación de fuerzas verticales y horizontales.
β_i	Ángulos que forman las bielas comprimidas con la vertical. ($i = 1,2$)
δ	Desplazamiento.
δ_u	Desplazamiento horizontal a carga de rotura.
η_i	Factor de distribución de la fuerza total H que se asigna a cada piso i . ($i = 1,2..n$)
θ	Ángulo entre la junta horizontal y la tensión principal (σ_1).
μ	Coefficiente de fricción.
μ^*	Coefficiente de fricción reducido.
ν	Modulo de poisson.
π	Relación entre las longitudes de una circunferencia y su diámetro. (Constante matemática).
σ	Tensión Normal σ_n .
σ_1	Tensión Principal $\sigma_1 > \sigma_3$
σ_3	Tensión Principal
σ_a	Tensión.
σ_b	Tensión.
σ_n	Tensión Normal.
σ_p	Tensión Paralela.
σ_{Tmax}	Tensión máxima a tracción (máxima resistencia uniaxial de tracción).
σ_t	Tensión equivalente que describe el comportamiento de reblandecimiento del material.
σ_v	Tensión de compresión vertical actuando sobre el muro.
σ_x	Tensión actuando sobre la pieza en dirección X (paralela a las juntas horizontales).
σ_y	Tensión actuando sobre la pieza en dirección Y (perpendicular las juntas horizontales).
τ	Tensión Tangencial ($\tau = \tau_{xy} = \tau_{yx}$) / Resistencia a cortante.
τ_{max}	Tensión Tangencial máxima.
τ_0	Tensión tangencial para $\sigma_v = 0$
τ'	Tensión Tangencial cuando $P_v = 0$
τ_u	Resistencia a corte puro.
ϕ	Ángulo de fricción / ángulo de rozamiento.
ϕ_o	Ángulo de fricción residual.

MAYÚSCULAS GRIEGAS

Δ_F	Desplazamiento por flexión.
Δ_T	Desplazamiento Total.
Δ_V	Desplazamiento por cortante.
Δ_x	Sección de la pieza.
Δ_y	Sección de la pieza.
$\Delta\sigma$	Incremento o disminución de las tensiones normales.

UNO

INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Las construcciones de estructura portante a base de paredes de carga de obra de fábrica de ladrillo o piedra reciben una atención investigadora creciente debido a su importancia como parte del parque edificado existente. Gran parte del parque edificado de nuestras ciudades, incluyendo gran cantidad del patrimonio histórico, está formado por construcciones basadas en este tipo estructural. La seguridad real de tales construcciones, especialmente ante acciones horizontales, constituye un motivo creciente de preocupación en aquellas zonas susceptibles de experimentar los efectos del sismo.

Una de las principales dificultades que plantea el estudio del comportamiento de edificaciones con estructura portante de obra de fábrica, concretamente ante acciones horizontales, reside en su modelización y tratamiento analítico, dada la naturaleza frágil de las fábricas pétreas de las que normalmente se componen. Así como para el dimensionamiento y verificación de estructuras de hormigón armado, hormigón pretensado y de acero es posible, en muchos casos, partir de las envolventes de esfuerzos obtenidos de un análisis elástico lineal, en estructuras de obra de fábrica, este tipo de análisis es solamente útil desde un punto de vista cualitativo, resultando en general inapropiado o insuficiente para determinar sus auténticos mecanismos resistentes y en consecuencia, su capacidad portante. Ello se debe a la complejidad en el comportamiento mecánico de la obra de fábrica.

Actualmente se posee un mayor conocimiento del hormigón y el acero y por el contrario, un conocimiento muy escaso de la obra de fábrica, a pesar de que su uso como elemento fundamental de la construcción se remonte a épocas antiguas, y se haya mantenido hasta hace pocas décadas como principal material estructural utilizado en la construcción de edificios.

Es un hecho constatado que las paredes de obra de fábrica ofrecen cierta resistencia ante cargas laterales producidas por el viento y otros efectos como el sismo. La normativa vigente (Eurocódigo 6 (1997), Código Técnico de la Edificación-DB-SE-F (2006)) aporta ciertos criterios en relación al cálculo de paredes individuales, pero apenas refiere criterio alguno para determinar el reparto de las fuerzas horizontales totales entre las distintas paredes que conforman el edificio, u otros aspectos relativos al comportamiento de la estructura global. Además el cálculo de la respuesta individual de paredes simples adolece de ciertas limitaciones, como el no considerar las condiciones de contorno específicas que afectan la pared o las características de un aparejo y morfología.

Es en esta línea de investigación donde tiene cabida el presente estudio, cuya finalidad consiste en aportar conocimiento adicional sobre el comportamiento resistente de la fábrica de ladrillo a través de ensayos en laboratorio sobre paredes a escala real y reducida, como también sobre modelos de edificios con estructura a base de paredes de carga, los cuales permitan estudiar su respuesta bajo acciones horizontales y sirvan de apoyo experimental para validar nuevos modelos numéricos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVOS GENERALES

El objetivo principal de esta investigación es el de caracterizar experimentalmente los aspectos fundamentales de la respuesta resistente de sistemas estructurales formados por paredes de carga de obra de fábrica de ladrillo bajo acciones horizontales.

Es también parte de esta investigación el estudio de la viabilidad del análisis experimental de paredes de obra de fábrica de ladrillo a escala reducida.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Los objetivos específicos a tratar en el desarrollo de la tesis doctoral son los siguientes:

- Analizar el estado del conocimiento sobre comportamiento biaxial de paredes obra de fábrica, así como del comportamiento resistente de sistemas complejos formados por este tipo de elementos.
- Asimismo analizar el estado del conocimiento en relación a técnicas experimentales para el estudio de la obra de fábrica.
- Caracterizar el comportamiento resistente de paredes individuales de obra de fábrica bajo combinación de carga vertical y horizontal, en caso de carga estática y monotónica.

- Analizar la viabilidad del estudio de paredes individuales y sistemas tridimensional de obra de fábrica mediante modelos a escala reducida. Para ello, se prevé llevar a cabo una campaña basada en la comparación de modelos reducidos y elementos a escala real.
- Obtener criterios de correspondencia entre modelos a escala reducida y equivalencias a escala real.
- Analizar la adecuación de los criterios de rotura existentes, proporcionada por distintos autores o por la normativa y su capacidad para predecir los resultados experimentales obtenidos para paredes individuales.
- Proponer avances o modificaciones que mejoren la predicción de los criterios de rotura y de los métodos de cálculo mencionados.
- Obtener conclusiones generales sobre el comportamiento de elementos bidimensionales de obra de fábrica de ladrillo en estado biaxial de tensiones, así como sobre el comportamiento en rotura de sistemas estructurales formados por este tipo de elementos.
- Obtener conclusiones sobre la adecuación de criterios de rotura y métodos de cálculo y proponer posibles mejoras en función de los resultados experimentales obtenidos.
- Obtener conclusiones sobre la factibilidad de futuras investigaciones mediante modelos reducidos y establecer los criterios de equivalencia.

1.3 METODOLOGÍA

El carácter experimental de la tesis ha determinado claramente los rasgos de la metodología establecida. Se ha seguido el proceso descrito a continuación:

- Se ha realizado una extensa revisión del estado actual del conocimiento, consultando artículos, actas de seminarios y congresos, además de revistas y otras publicaciones periódicas científicas especializadas, identificando los aspectos más importantes concernientes al tema, los alcances de los trabajos teóricos y experimentales realizados por diversos investigadores, iniciando en una breve revisión retrospectiva y profundizando en las aportaciones más recientes. La consulta de reportes y documentos actualizados acompañó la investigación durante la totalidad de su trayectoria.
- A partir de la revisión del estado actual del conocimiento, se han establecido las pautas principales para delinear los objetivos específicos y diseñar el programa de trabajo, como también, las campañas experimentales.
- Así mismo, se han identificado importantes referencias sobre el origen y seguimiento de las prescripciones y normativas técnicas de especificaciones consultadas o propuestas por varios autores.

- Con base a la revisión del estado del conocimiento, a la definición detallada de los objetivos y directrices de la investigación, se han diseñado las campañas experimentales:
 - Primeramente, se definieron los objetivos específicos y se esbozó un plan global sobre los alcances y fines precisos.
 - Se estudió los recursos financieros y la infraestructura tecnológica disponibles para llevar a cabo las campañas, definiendo también los parámetros de trabajo.
 - Se estableció el proyecto general, compuesto por ocho campañas experimentales que se desarrollaron entre el primer cuatrimestre del 2001 y el último cuatrimestre del 2005.
 - La evolución propia del ejercicio experimental, determinó durante su realización, algunos aspectos y adecuó algunos objetivos durante la trayectoria. De ésta manera y por citar algún ejemplo, el número de campañas experimentales sobre edificios a escala reducida que inicialmente era de un solo edificio paso a tres.

1.4 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

Capítulo 1

Este capítulo presenta la introducción general a la tesis. Se define el tema de estudio y se sitúa en el contexto general de investigación en que se desenvuelve. Seguidamente se plantea cuál es el objetivo general de estudio y se definen los objetivos específicos. Por último se describe la metodología de trabajo y la estructura del documento.

Capítulo 2

Este capítulo muestra un panorama general del estado actual del conocimiento, situando al lector en el contexto de estudios existentes referentes a las estructuras de obra de fábrica en cuanto a su comportamiento biaxial, como también, el comportamiento general de edificaciones con estructura portante a base de paredes de carga y los métodos de análisis empleados. De igual manera, se abordan las experiencias en modelos (escala real y reducida) tanto a nivel pared como en edificios a base de paredes portantes de fábrica de ladrillo, ahondando en dos campañas sobre modelo en edificios, los llevados a cabo por Sinha et. al. (1971) y Tomažević et al. (1990).

Capítulo 3

En este capítulo se sintetiza el diseño, programa de ejecución y resultados de cinco campañas experimentales realizada sobre muros simples sometidos a carga biaxial. Se describen de manera amplia los ensayos realizados sobre los elementos componentes de la obra de fábrica a fin de caracterizarlos, ensayos

sobre pequeños ensamblajes, mediante el cual se estudia el comportamiento conjunto de los materiales que conforman la obra de fábrica y por último los ensayos sobre grandes ensamblajes, los cuales corresponden a las campañas experimentales sobre muros de ladrillo a escala real y escala reducida.

Capítulo 4

En este capítulo se describe el diseño, programa de ejecución y resultados de tres campañas experimentales realizada sobre el mismo numero de edificios sometidos a carga lateral. Se describe las características de los modelos, el programa de ejecución, materiales empleados y los resultados completos de estas campañas.

Capítulo 5

En este capítulo se presenta el análisis de los resultados de cada una de las campañas experimentales realizadas sobre paredes simples sometidas a carga biaxial. Los resultados experimentales de paredes simples a distintas escalas, se comparan entre si a partir de un análisis de semejanza. De igual manera, se realiza una comparación con los criterios y normativas existentes descritas en el capítulo 2, y se realiza una valoración completa de los criterios comparados, con base a los resultados experimentales obtenidos.

A raíz de ensayos a compresión sobre diferentes tamaños de probetas, se evidenció que la resistencia a compresión varía muy fuertemente en función de la esbeltez del panel, con lo cual, se propone un método para determinar la resistencia a compresión de la fábrica, teniendo en cuenta la esbeltez de la probeta.

Capítulo 6

En este capítulo se presenta un método sencillo de predicción de la capacidad última y el mecanismo de rotura de edificios de obra de fábrica sometidos a carga biaxiales. A partir de la envolvente de rotura obtenida de las campañas experimentales sobre muros simples de obra de fábrica ladrillo a escala reducida 1:4 analizados en los capítulos 3 y 5, que explican el comportamiento en rotura de paredes de obra de fábrica sometidas a un conjunto de fuerzas verticales y de fuerzas horizontales como viento o sismo, se propone un método para predecir la carga de rotura en una edificación. Los resultados obtenidos bajo el método propuesto arrojan excelentes resultados y puede ser de gran ayuda para darnos una primera aproximación.

Capítulo 7

Este capítulo presenta las conclusiones de la tesis y plantea posibles líneas de investigación futura, determinadas durante la realización de ésta investigación.

DOS

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 INTRODUCCIÓN

Este capítulo, presenta una breve descripción del estado del conocimiento de la obra de fábrica de ladrillo en dos temas específicos. El primero es el comportamiento biaxial de la obra de fábrica, abordando los diferentes criterios de rotura, y el segundo es la experiencia en modelos (escala real o reducida) tanto a nivel pared como en edificios a base de paredes portantes de fábrica de ladrillo. Se profundiza en dos campañas sobre modelo en edificios, los llevados a cabo por Sinha et. al. (1971) y Tomažević et al. (1990).

Asimismo, se menciona desde un punto de vista global, el comportamiento general de edificaciones a base de paredes de obra de fábrica, los diferentes sistemas de estructura portante y los métodos para su análisis.

2.2 COMPORTAMIENTO BIAxIAL DE LA OBRA DE FÁBRICA

2.2.1 INTRODUCCIÓN

La caracterización del comportamiento biaxial de la obra de fábrica presenta numerosas dificultades debido a su carácter no lineal y anisótropo. Esta anisotropía se debe principalmente a la relativa debilidad del mortero en comparación con las piezas y a la propia anisotropía de estas, hecho que se acentúa si las piezas presentan perforaciones. Un ejemplo claro de este comportamiento se observa en la Figura 2.1, curvas de tensión-deformación obtenidas por Dhanasekar et. al. (1985b) sobre paneles cuadrados a escala 1:2, para valores elevados de tensión en compresión-compresión (Figura 2.1a) su comportamiento es no lineal, mientras que en tracción-compresión las ramas son prácticamente lineales (Figura 2.1b).

Los estudios experimentales de estados biaxiales de obra de fábrica de ladrillo que se han efectuado hasta ahora son pocos, debido posiblemente, a la complejidad y a la gran cantidad de ensayos necesarios; la campaña

experimental más significativa donde se obtuvieron los resultados más completos fue la realizada por Page (1980,1981,1983) quien a partir de 180 paneles cuadrados de 360 mm de lado construidos con ladrillo cerámico macizo a escala 1:2 obtuvo envolventes biaxiales de rotura.

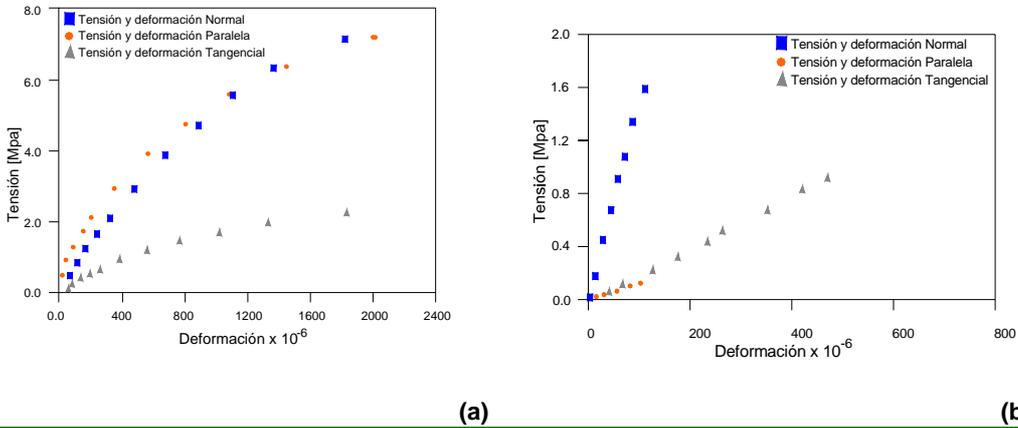


Figura 2.1 [Curvas tensión-deformación medidas en paneles sometidos a estados biaxiales de (a) Compresión-compresión (b) Compresión-tracción Dhanasekar et. al. (1985b)]

Al igual que Page y Dhanasekar existe otro grupo de investigadores que han estudiado este tema y generado diferentes criterios del comportamiento biaxial de la obra de fábrica, de los que se trata en párrafos posteriores.

2.2.2 CRITERIOS DE ROTURA BIAxIAL

La característica resistente de la obra de fábrica se ve afectada sensiblemente por la orientación de las tensiones principales respecto a la orientación de las juntas. Esta anisotropía se debe principalmente a la relativa debilidad del mortero en comparación con las piezas. Este hecho, es todavía más patente, si las piezas tienen un marcado carácter anisótropo debido a las perforaciones. Así, para determinar un criterio de rotura, se debe definir una superficie tridimensional en términos de las dos tensiones principales ($\sigma_1 > \sigma_3$) y su orientación con respecto a las juntas horizontales (θ), o bien las tensiones normales y paralelas a las juntas (σ_n y σ_p) más la tensión tangencial en las juntas (τ) (Figura 2.2).

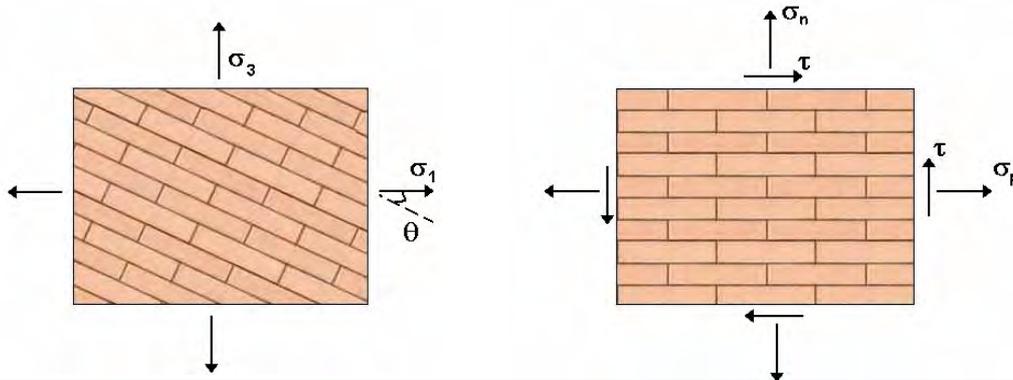


Figura 2.2 [Formas para definir criterios de rotura biaxial para la obra de fábrica]

Existen diferentes metodologías empleadas para la derivación de criterios de rotura biaxial; tanto Magenes (1992) como Anthoine (1992) diferencian las metodologías en cuatro tipos:

- Experimentales: Se obtienen mediante campañas experimentales sobre paneles. Existen muy pocas campañas donde se obtuvieron criterios de rotura completos entre los que destacan los de Page (1981,1983) y Samarashinghe y Hendry (1982). La dificultad de los ensayos y el gran número de pruebas involucradas han sido la causa que ha llevado a los investigadores a usar otro tipo de metodologías.
- Fenomenológicos: Se basan en una interpretación mecánica “a priori” de la rotura observada en los ensayos. De estas observaciones y de forma racional se obtienen los criterios de rotura biaxial. Los resultados experimentales son interpretados con base al mecanismo de rotura, el cual son asumidos de forma idónea por el observador. Investigadores cuyo criterio se derivan de esta metodología son Turnšek y Čačovič (1971), Yokel y Fattal (1976) y Ganz y Thurlimann (1983).
- Empíricos: Se consigue al ajustar superficies de rotura a partir de resultados experimentales disponibles. Muchas de las concepciones empíricas acerca de la superficie de rotura en mampostería han propuesto correctas aplicaciones lineales y no lineales para el análisis en elementos finitos. Usualmente, se requieren algunos parámetros sobre el modelo analizado lo cual lleva al investigador a realizar algunos ensayos. Dhanasekar, Page y Kleeman (1985a) a partir de los ensayos de los 180 muros ensayados por Page (1980, 1981,1983) encontraron una forma conveniente para obtener como resultado el criterio de rotura biaxial en términos de sistema de tensiones en relación a la dirección de las juntas $(\sigma_n, \sigma_p, \tau)$, Figura 2.2.
- Teóricos: Deducidos de las características mecánicas y geométricas de sus elementos (ladrillo, Mortero e Interfase Ladrillo-Mortero). Papa (1990) dedujo numéricamente criterios de rotura biaxial en el rango de compresión, gracias a procedimientos de homogenización y modelos de daño mediante elementos finitos. Los resultados alcanzados por Papa (1990) son cualitativamente similares a los experimentales obtenidos por Page (1981).

Los criterios de rotura biaxial provienen de alguna de las cuatro metodologías explicadas anteriormente, pero por desgracia, criterios biaxiales logrados mediante campañas experimentales completas son muy escasos si se compara con el caso de estados uniaxiales. A continuación se resumen los criterios biaxiales más representativos, sin olvidar los criterios clásicos, (Mohr-Coulomb, Rankine) y el tratamiento en las normativas próximas (EC-6, FL-90).

2.2.2.1 CRITERIOS CLÁSICOS

La mecánica de suelos ha estudiado las condiciones de esfuerzos límite que causan la falla de los suelos por fractura o por flujo plástico a través de la teoría de Morh-Coulomb; esta teoría junto con otras, explican satisfactoriamente el comportamiento en los materiales frágiles, como roca, obra de fábrica, hormigón y suelos.

2.2.2.1.1 CRITERIO DE MORH-COULOMB

Fue formulado por Coulomb en 1773 y desarrollado por Morh en 1882. Depende de dos parámetros: la cohesión (c) y el ángulo de rozamiento interno entre partículas (ϕ). La resistencia en un punto crece con el rozamiento entre partículas (τ) y este a su vez depende de la tensión normal (σ_n) y de la cohesión (c) entre ellas. De esta manera la tensión tangencial viene dada por la siguiente expresión (Ecuación 2.1).

$$\tau = c - \sigma_n \tan \phi$$

Ecuación 2.1

La Figura 2.3 representa el estado de tensiones en un punto, según el criterio desarrollado por Mohr-Coulomb, donde σ_1 y σ_3 son las tensiones principales.

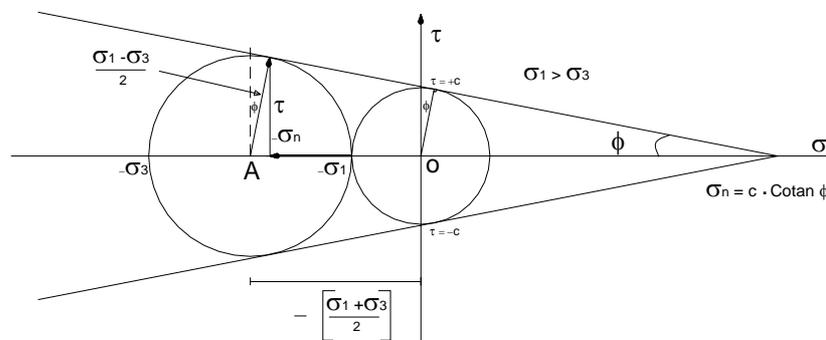


Figura 2.3 [Representación plana del estado de tensiones en un punto – según criterio Mohr-Coulomb]

A pesar de ser un criterio clásico, investigadores y normativas próximas a nosotros lo han utilizado. La fácil obtención de los parámetros de cohesión y ángulo de rozamiento interno hace su uso atrayente. El Eurocódigo 6 (1997) y criterios como los propuestos por Mann y Müller (1982) y Ganz, y Thurlimann (1983) entre otros, se basan en este criterio.

2.2.2.1.2 CRITERIO DE RANKINE

El criterio de Rankine, conocido también como la teoría de la máxima tensión de tracción, fue formulado por Rankine en 1876 y se caracteriza por depender de un solo parámetro, la máxima resistencia uniaxial de

tracción (σ_{Tmax}). Este criterio conduce a suponer que la fractura ocurre cuando la máxima tensión principal alcanza el valor de resistencia uniaxial a tracción, de donde:

$$\{\sigma_1, \sigma_3\} < \sigma_{Tmax}$$

Ecuación 2.2

El criterio de Rankine es muy empleado. Investigadores como Turnšek y Čačovič (1971), Dhanasekar, Page y Kleeman (1985), Lourenço (1996) se han basado en él. Lourenço (1996) presenta un criterio de campo compuesto, adecuado para la modelización en términos de plasticidad anisótropa, efectuando una extensión de este criterio. La norma Española NBE FL-90 (1990) aplica este criterio en términos de esfuerzos.

2.2.2.2 CRITERIOS EMPLEADOS EN LA NORMATIVA

Los diferentes códigos suelen establecer la resistencia ante estados biaxiales de tensiones, mediante combinaciones de tensiones tangenciales y normales en las juntas o mediante esfuerzo de corte y esfuerzo normal simultáneos. Así, el Eurocódigo 6 (1997) usa sólo la resistencia característica a esfuerzo cortante (f_{vk}) en la dirección paralela a las juntas y permite su obtención experimental mediante la realización de ensayos sobre paneles (macro-elementos) o analíticamente mediante la expresión:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_v$$

$$f_{vk} \leq 0,065f_b, \text{ pero no menor que } f_{vko}$$

$$f_{vk} = \text{el valor límite de la Tabla 2.1}$$

Ecuación 2.3

Donde f_{vko} es la resistencia a cortante en ausencia de tensiones normales ($\sigma_v = 0$), σ_v es la compresión vertical actuando sobre el muro; f_b es la resistencia a compresión vertical de las piezas. El valor de f_{vk} está limitado por unos valores tabulados (Tabla 2.1).

PIEZAS DE LA OBRA	Mortero		f_{vko} N/mm ²	Límite de f_{vk} (N/mm ²)	
Ladrillo de arcilla macizo	M10	a	M20	0,3	1,7
	M2.5	a	M9	0,2	1,5
	M1	a	M2	0,1	1,2
Ladrillo de arcilla perforado	M10	a	M20	0,3	La menor de las resistencias longitudinales a compresión ó: (Nota)
	M2.5	a	M9	0,2	
	M1	a	M2	0,1	
Ladrillo de arcilla hueco	M10	a	M20	0,3	Sin otra limitación que las dadas en la Ecuación 2.3
	M2.5	a	M9	0,2	
	M1	a	M2	0,1	

Nota – La resistencia longitudinal a compresión de las piezas se toma igual que la resistencia media, con δ no mayor a 1,0.

Si la resistencia longitudinal a compresión es mayor que $0,15f_b$, considerando la disposición de huecos, no son necesarios ensayos.

Tabla 2.1 [Valores de f_{vko} y valores límite de f_{vk} – Eurocódigo 6 (1997)]

La norma española NBE FL-90 (1990), propone el cálculo de las tensiones principales medidas a partir de los esfuerzos de compresión y corte, y su comparación con las resistencias de cálculo mediante las ecuaciones:

$$\sigma = \frac{\sqrt{N_d^2 + 4V_d^2} + N_d}{2B} \leq f_{cm} \quad (a)$$

$$\sigma' = \frac{\sqrt{N_d^2 + 4V_d^2} - N_d}{4B} \leq 0,1f_{cm} \quad (b)$$

Ecuación 2.4

Donde B es el área de la sección eficaz (parte de la sección comprimida), N_d es el esfuerzo normal de cálculo y V_d el esfuerzo cortante de cálculo. Esta normativa, equivale a aplicar un criterio de Rankine en términos de esfuerzos. La Ecuación 2.4a equivale a la máxima tensión principal de compresión, la cual su límite máximo es la resistencia a compresión de la obra de fábrica (f_{cm}). La Ecuación 2.4b es equivalente pero en términos de las tracciones (se estima una resistencia a tracción igual al 10% de la resistencia a compresión).

2.2.2.3 CRITERIO DE PAGE (1980, 1981, 1983)

Page (1981,1983) realizó una extensa campaña experimental a escala reducida 1:2 sobre paneles cuadrados de 360 mm de lado, de obra de fábrica de ladrillo con mortero de cemento y cal, sometidos a compresión biaxial, tracción-compresión y tracción-tracción, variando la orientación de las juntas respecto a las tensiones principales. Para minimizar los efectos de la mano de obra, los paneles fueron construidos horizontalmente pegando los ladrillos sobre un plexiglás (polymethyl methacrylate) a fin de mantener las juntas de un espesor constante.

La labor de Page (1980) derivó en la formulación de un criterio biaxial para obra de fábrica de ladrillo en el rango de tracción-tracción con la ayuda de un programa de elementos finitos capaz de predecir roturas por las juntas de mortero. Page apreció que los resultados de la superficie de rotura eran función directa de la relación entre las tensiones principales y de la inclinación de la tensión principal con respecto a las juntas horizontales. También notó que la forma de rotura dependía de la relación entre la resistencia a cortante y a tensión de las juntas del panel. De este análisis logró el siguiente criterio que se resume en la siguiente ecuación:

$$N = \frac{f_s}{\left(\frac{f_s}{f_t} + C \cot \theta \right) \cdot \text{sen}^2 \theta}$$

Ecuación 2.5

Donde N es el esfuerzo axial aplicado al panel; f_s y f_t son las respectivas resistencias a corte y tracción; θ es el ángulo de orientación de la junta horizontal. En la Figura 2.4 se muestra el esquema utilizado por Page para la obtención del criterio.

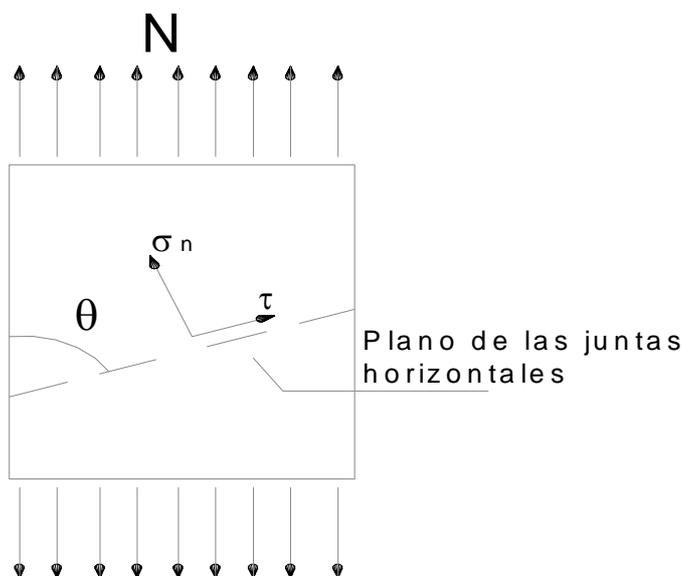


Figura 2.4 [Esquema de tensiones aplicadas sobre junta horizontal inclinada. Criterio tensión tensión - Page (1980)]

El caso de compresión biaxial, Page (1982) observó dos tipos claros de fallo, los cuales dependían de la relación entre las tensiones principales (Figura 2.6). En los ensayos de compresión uniaxial, la rotura ocurría en el plano normal al plano del muro; también advirtió, que dependiendo de la orientación de las juntas con respecto a la dirección de la carga, la falla ocurría por deslizamiento de juntas, o en mecanismo conjunto de rotura de piezas y juntas. En los ensayos de compresión biaxial con carga paralela a las juntas horizontales, la rotura ocurría mediante divisiones en el muro por las juntas horizontales. En ambos modos de rotura (deslizamiento de juntas y mecanismo conjunto de rotura de piezas y juntas), ocurre siempre, que para la mayoría de relaciones entre tensiones principales, las variaciones entre las tensiones en las juntas, no está influenciada por los esfuerzos de compresión biaxial; sin embargo, cuando una de las tensiones principales predomina, las propiedades de las juntas sí juegan un papel significativo.

En los ensayos a tracción-compresión, Page (1982) encontró que era determinante la influencia de la dirección de las juntas sobre la resistencia total. Apreció un descenso importante de la resistencia, cuando la dirección principal de tracción se acerca a la dirección normal de las juntas. Los ensayos mostraron que la rotura se puede dar tanto en la interfase como en mecanismos mixtos de rotura de piezas y mortero. Una característica común a todos los ensayos, fue que la rotura se producía frágilmente.

La rotura por fisuración en un plano paralelo al del muro fue la que se produjo en la mayoría de los ensayos; Sin embargo, también se

presentaron roturas en un plano perpendicular al del muro, siempre y cuando una de las tensiones principales predominara; dependiendo de la orientación de las juntas, la rotura se producía por fisuración y deslizamiento de las juntas, o bien por formación de mecanismos de rotura combinando rotura de juntas y piezas. Es decir, la orientación de las juntas es claramente predominante sólo cuando una de las tensiones principales es predominante.

Además, Page constató que la resistencia a compresión uniaxial es una cota inferior de la resistencia a compresión biaxial. En la Figura 2.5 se ilustra cada una de las superficies de rotura para los ensayos de tensión - compresión para los diferentes ángulos de inclinación de juntas verticales ($0^\circ, 22.5^\circ, 45^\circ, 67.5^\circ$ y 90°).

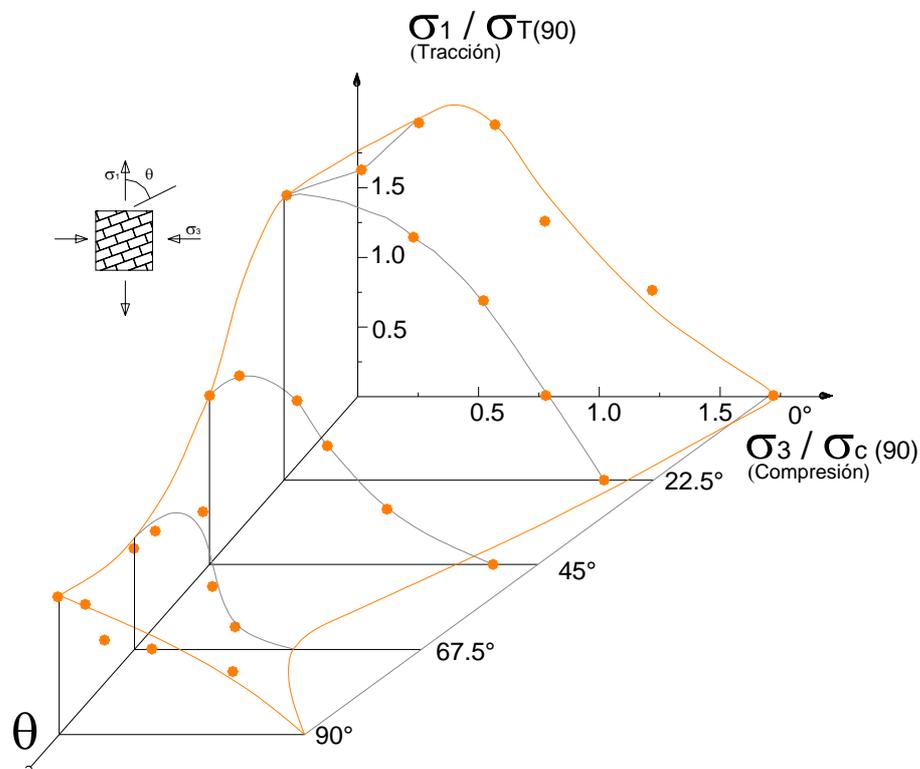


Figura 2.5 [Superficie de rotura de muros de obra de fábrica bajo carga biaxial- Page (1983)]

Aunque Page (1980) directamente sólo formula un solo criterio biaxial en el rango de tracción- tracción, su gran aporte está fundamentado con más de 180 paneles y probetas sujetas a diferentes tipos de carga biaxial (compresión-compresión y tracción-compresión), contribuyendo con una completa propuesta de superficies de rotura para ambos casos. Gracias a estas, otros investigadores como es el caso de Dhanasekar, Page y Kleeman (1985a), Syrmankezis y Asteris (2001), basaron sus criterios.

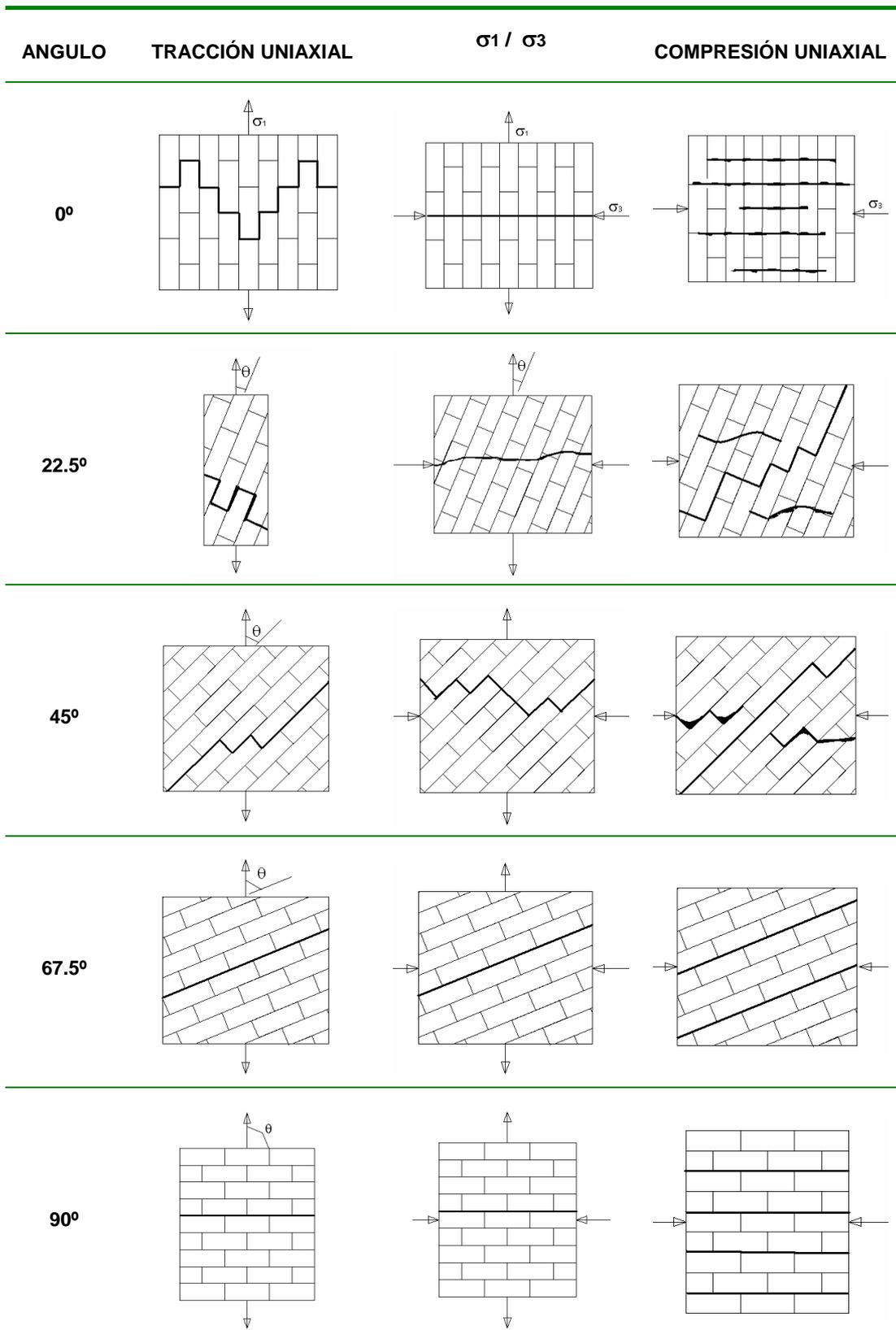


Figura 2.6 [Resumen de roturas en ensayos biaxiales Tracción-Compresión - Page (1983)]

2.2.2.4 CRITERIO DE SAMARASINGHE Y HENDRY (1982)

El criterio de Samarasinghe y Hendry (1982) se derivó a partir de los resultados experimentales de una campaña sobre paneles de ladrillo de 150x150x18mm a escala reducida 1:6, con diferentes orientaciones de la junta horizontal ($\theta = 0^\circ-22,5^\circ-45^\circ-67,5^\circ-90^\circ$), sometidos a tracción-compresión. Con los resultados obtenidos para cada orientación de junta horizontal, ajustaban las curvas a fin de obtener la resistencia característica de la obra de fábrica para diferentes relaciones de tensión biaxial.

Las principales conclusiones del estudio fueron:

- Los resultados obtenidos remarcaban la importancia de la tensión principal mayor relativa a la orientación de las juntas sobre la resistencia a compresión biaxial.
- A compresiones bajas, la resistencia a tracción aumenta hasta un cierto límite. La resistencia a compresión uniaxial se ve muy afectada por el modo en que se produce la rotura. Para $\theta = 45^\circ, 67,5^\circ$ y 90° la rotura se produce por las juntas, mientras que para $\theta = 0^\circ$ y $22,5^\circ$, se produce por fisuración de las piezas. El fallo por junta es relativamente más débil que por agrietamiento.
- En ensayos de tracción uniaxial, para $\theta > 45^\circ$, la rotura se produce por la junta horizontal, mientras que para $\theta < 45^\circ$, la forma característica de la rotura, sigue tanto las juntas horizontales como las verticales de forma escalonada.
- Para un valor dado de la relación entre la resistencia a compresión (f_{cm}) y la resistencia a tracción (f_t) f_{cm}/f_t , el valor de la tensión normal en las juntas pasa de tracción a compresión. Además, se produce un incremento aparente de la resistencia, cuando las juntas están a tracción, y el inicio de la rotura, está gobernada por la acción conjunta de cortante y tracción.
- Para $\theta > 45^\circ$, la rotura se inicia en las juntas horizontales y constituye la ruina del muro. Para $\theta < 45^\circ$ la rotura se inicia en las juntas verticales, pero el fallo se produce después de formarse un mecanismo de rotura de colapso en el panel.
- A baja compresión, la forma de la envolvente de rotura depende de la relación entre las resistencias a corte puro y a tracción.

Debido a las dificultades para establecer una relación entre la resistencia al corte y la resistencia a tracción, a partir de las curvas experimentales antes señaladas, Samarasinghe y Hendry derivaron un conjunto de curvas hiperbólicas, a fin de simplificar y generalizar las curvas de rotura biaxial. El resultado se representa en la Ecuación 2.6, donde σ_1 y σ_3 son las tensiones principales, y θ el ángulo de σ_1 con respecto a la junta horizontal.

$$\sigma_1 = 0.7 e^{-0.14\sigma_3} - 1.34 \frac{\theta}{\pi} - 0.02$$

Ecuación 2.6

En la Figura 2.7 se incorporan todos los modos de rotura en tracción-compresión.

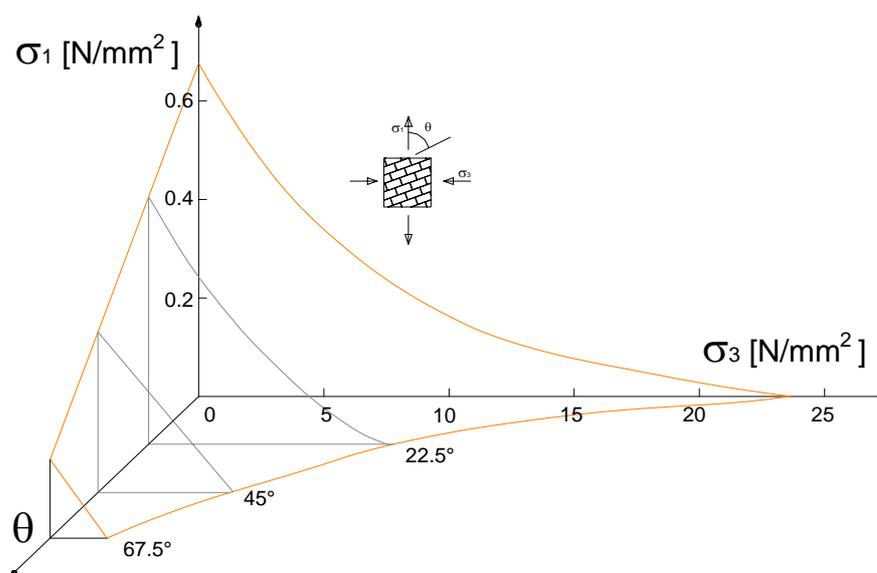


Figura 2.7 [Superficie de rotura biaxial Tracción-Compresión - Samarasinghe y Hendry (1982)]

2.2.2.5 CRITERIO DE MANN Y MÜLLER (1982)

Este criterio intenta predecir de forma precisa la resistencia al corte, bajo distintas combinaciones de carga, teniendo en cuenta el efecto de la resistencia del ladrillo, tipo de mortero, coeficientes de cohesión y fricción, forma y condiciones de vinculación.

Mann y Müller (1982) suponen un panel sometido a fuerza vertical y horizontal. Si se extrae hipotéticamente una sección, ésta se hallará sujeta a una tensión vertical (σ_v) y a una tensión tangencial (τ) en el contorno; la tensión horizontal, para este caso, la consideran despreciable. Las teorías de rotura sobre materiales homogéneos, intentan predecir la rotura en base a una sola condición; que la tensión principal mayor no supere la resistencia a tracción. Mann y Müller (1982) consideran que estrictamente, aquellas hipótesis de rotura no pueden ser aplicadas a la obra de fábrica ya que no se trata de un material homogéneo, debido al efecto de las juntas de mortero, y además, está compuesto de distintos elementos (piezas, mortero, interfase pieza-mortero) que pueden fallar individualmente por diversas razones.

También afirman que no se puede considerar que la rotura a cortante se deba exclusivamente a una sola condición. La causa debe ser determinada por una pequeña sección de obra y por el tipo de rotura más decisivo.

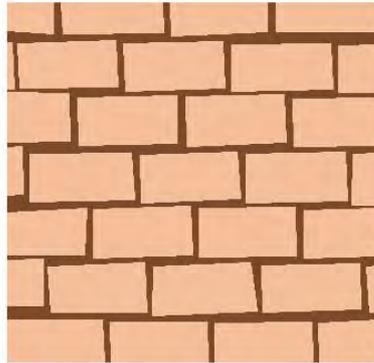


Figura 2.8 [Modelo con juntas de espuma de goma - Mann y Müller (1982)]

La teoría de Mann y Müller se basa en las siguientes hipótesis:

- Se supone que las juntas verticales no pueden transmitir tensiones tangenciales, lo cual equivale a reconocer que no hay carga presente que produzca fricción. Esto puede deberse tanto a un insuficiente relleno de estas juntas como a la fisuración debida a la retracción.
- La tensión tangencial que actúa en las juntas horizontales, produce un momento sobre la pieza de ladrillo. El equilibrio sólo se puede conseguir con un par vertical. Se asume que la mitad del ladrillo está sujeto a una tensión menor, σ_a , y la otra mitad a una tensión σ_b . Planteando el equilibrio de momentos se encuentra que:

$$\sigma_{a,b} = \sigma_n \pm \tau \frac{2\Delta_y}{\Delta_x} \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Donde σ_n es la tensión vertical de compresión; $\tau = \tau_{xy} = \tau_{yx}$ es la tensión tangencial en el contorno de la pieza; Δ_x y Δ_y es la sección de la pieza; En

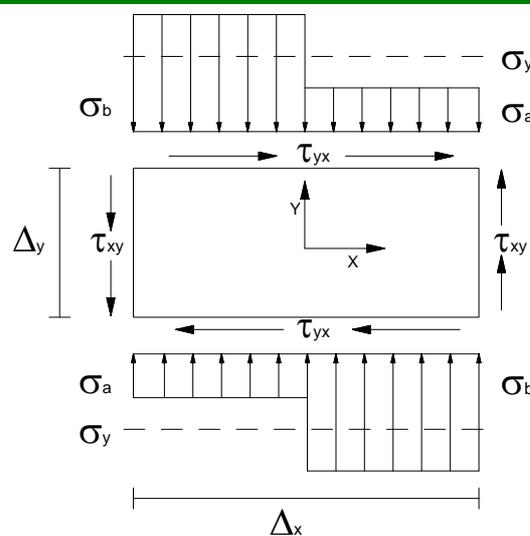


Figura 2.9 [Esquema del estado de tensiones sobre un ladrillo Mann y Müller (1976)]

La Figura 2.9 se observa el esquema del estado de tensión sobre la pieza de ladrillo establecida por Mann y Müller, la cual clarifica los términos de la ecuación anterior.

Este comportamiento lo observaron Mann y Müller gracias a un modelo donde el material de las juntas era de espuma de goma (Figura 2.8), un material mucho más blando que las piezas, lo que les permitió percatar claramente las deformaciones.

Con estas hipótesis definen los siguientes criterios de rotura:

Rotura en las juntas horizontales

Se produce rotura en las juntas horizontales cuando se alcanza la tensión de rotura a cortante, en la zona de la junta horizontal donde la compresión es menor; esta rotura se asocia a un estado de fisuración de combinación de rotura de juntas horizontales y verticales en forma escalonada, sin rotura de los ladrillos. Conforme a las leyes de tipo friccional, el medio ladrillo estará sometido a un esfuerzo inferior σ_a , el cual fallará antes que la otra mitad del ladrillo sometida al esfuerzo σ_b ; se obtiene por lo tanto una tensión tangencial (τ), representada en términos de la resistencia a corte de la unión pieza-mortero (cohesión - c) y el coeficiente de fricción de la junta horizontal (μ). La Ecuación 2.8 representa este tipo de rotura:

$$\tau = c + \mu\sigma_a$$

Ecuación 2.8

Introduciendo el valor de la tensión vertical deducido de la Ecuación 2.7 se hallan una cohesión reducida (c^*) y un coeficiente de fricción reducido (μ^*), los cuales representan la reducción de σ_n a σ_a ; la anterior reducción, Mann y Müller la validaron basados en numerosos ensayos, y está dado por:

$$c^* = c \frac{1}{1 + \mu \frac{2\Delta_y}{\Delta_x}} \qquad \mu^* = \mu \frac{1}{1 + \mu \frac{2\Delta_y}{\Delta_x}}$$

La ecuación queda como:

$$\tau = c^* + \mu^* \sigma_n$$

Ecuación 2.9

Rotura por tracción en los ladrillos

Cuando la tensión vertical es suficientemente elevada no se llega nunca a la rotura de tipo friccional ya que el ladrillo se rompe primero. Además asumen que el esfuerzo cortante no se transfiere a través de las juntas verticales, con lo cual, los ladrillos deben transferir el doble de esfuerzo cortante. Ensayos sobre un ladrillo, bajo consideraciones de la teoría de la elasticidad, han demostrado, que las tensiones que actúan sobre el ladrillo

(centro del ladrillo) son $\sigma_{vmax} = \sigma_x$, $\sigma_y = 0$, $\tau_{max} = 2,3\tau$. El criterio de fallo en términos de las tensiones principales está dado por la Ecuación 2.10, donde f_{tb} es la resistencia a tracción del ladrillo.

$$\tau = \frac{f_{tb}}{2,3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_y}{f_{tb}}}$$

Ecuación 2.10

Rotura a compresión de la obra de fábrica

Tiene lugar cuando el mayor esfuerzo de compresión (σ_b), supera la resistencia a compresión de la fábrica (f_{cm}), es decir, el panel arriba a la rotura, cuando está sometido a compresiones elevadas y la tensión vertical total supera la resistencia de compresión de la fábrica. Basándose en las hipótesis, el criterio de falla por rotura a compresión está dado por la Ecuación 2.11. Un parámetro importante que introduce el criterio es la relación entre las dos dimensiones del ladrillo en el plano.

$$\tau = (f_{cm} - \sigma_y) \frac{\Delta_x}{2\Delta_y}$$

Ecuación 2.11

La Figura 2.10 resume los resultados de aproximadamente 300 muestras a escala 1:2 llevados a cabo por Mann y Müller en Dramstadt (Alemania).

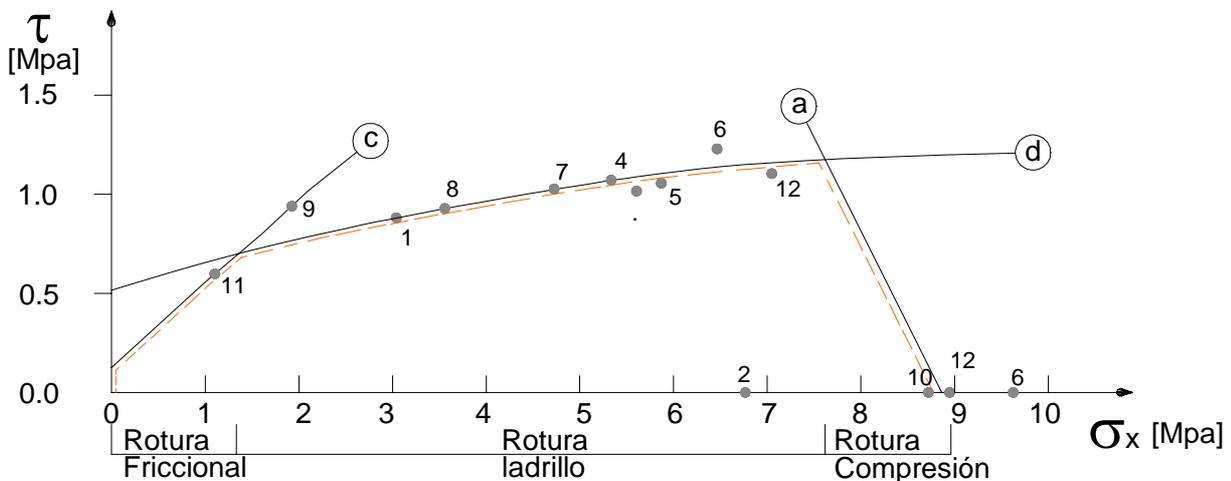


Figura 2.10 [Envolvente de rotura en relación. Ensayos en Dramstadt - Mann y Müller (1982)]

2.2.2.6 CRITERIO DE DHANASEKAR, PAGE Y KLEEMAN (1985)

Dhanasekar et. al. (1985a), a partir de los resultados experimentales realizados por Page (1980,1981,1983), sobre más de 180 paneles y probetas de ladrillo a escala 1:2 variando la orientación de la carga con respecto a la dirección de las juntas horizontales, desarrollaron un criterio de rotura capaz de reproducir la dependencia directa de la orientación de las tensiones principales con respecto a las juntas horizontales, particularmente cuando en términos de tensiones locales se desarrollan tracciones en las juntas.

Este criterio se define para una superficie 3-D, en términos de tensiones referidas a un sistema orientado con respecto a las juntas horizontales (Tensión normal σ_n , paralela σ_p y tangencial τ). Este sistema de referencia presenta una gran ventaja por la facilidad de implementación en un programa de elementos finitos.

El resultado experimental del trabajo desarrollado por Dhanasekar et. al. revela que el modo de rotura depende notablemente del valor relativo a la proporción de las tensiones aplicadas, de las cuales se obtiene el siguiente tipo de rotura:

- Para compresión uniaxial, la rotura se produce en un plano normal al panel. Dependiendo de la orientación de las juntas, la rotura se produce por fisuración de piezas, o por rotura y desplazamiento entre juntas, o por mecanismos que involucran tanto a rotura de ladrillos como mortero. En compresión uniaxial para el caso de carga paralela a las juntas horizontales ($\theta=0$, $\sigma_3=0$), la rotura se produce por agrietamiento y abertura de las juntas verticales con expansión lateral del panel.
- En compresión biaxial, en la mayoría de combinaciones o relaciones de tensiones, el fallo se produce de manera súbita mediante fisuración paralela a la superficie libre, sin tener en cuenta la orientación de las juntas horizontales. Sólo para valores altos de la relación de tensiones (σ_1/σ_3), la orientación de las juntas horizontales sí toma importancia y la rotura se produce por la combinación de mecanismos que involucran deslizamiento de juntas y rotura de piezas paralela a la superficie libre.
- Para tracción-compresión la rotura se produce en un plano o planos normales a la superficie libre del panel, tanto sólo en las juntas, como en la combinación de juntas y piezas. Pudieron constatar una influencia considerable de la proporción de tensiones, así como del ángulo de orientación sobre las juntas horizontales.

A partir de valores experimentales, Dhanasekar et. al. (1985a) idealizaron una superficie de rotura en términos de tensiones relativas a las juntas. El cuadrante relativo a tracción-tracción es fruto de la extrapolación. La ecuación que idealiza la rotura no es más que la aplicación del criterio de Rankine:

$$\left[c - \left(\frac{\sigma_n + \sigma_p}{2} \right) \right]^2 = \pm \left[\left(\frac{\sigma_n - \sigma_p}{2} \right)^2 + \tau^2 \right]$$

Ecuación 2.12

Donde c es un parámetro relativo a la resistencia de los materiales y σ_n , σ_p y τ son las respectivas tensiones normal, paralela y tangencial. Dhanasekar et. al. asumieron que la superficie de rotura podía ser representada por tres conos elípticos en el espacio $(\sigma_n, \sigma_p, \tau)$, ya que se ajustaban adecuadamente a los resultados experimentales; la ecuación general de conos elípticos está dada por:

$$A\sigma_n^2 + B\sigma_p^2 + C\tau^2 + D\sigma_n\sigma_p + E\sigma_n + F\sigma_p + 1 = 0$$

Ecuación 2.13

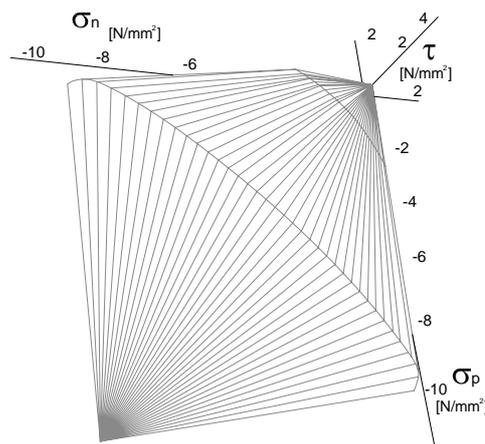
Donde las constantes A, B, C, D, E y F, para cada uno de los tres conos, las determinaron de forma experimental. La Tabla 2.2 nos presenta las constantes obtenidas de los ensayos.

Cono	A	B	C	D	E	F
1	0.060	-0.640	-24.3	12.0	119	95.8
2	-262	-327	-3260	2720	-1860	-1110
3	-29.4	-34.0	-6150	5960	-2660	-2080

* las constantes están multiplicadas por 10^{-3}

Tabla 2.2 [Constante experimentales para los conos – Dhanasekar (1995)]

La Figura 2.11 muestra las superficies de rotura en el espacio derivado de los tres conos elípticos en términos de las tensiones normal (σ_n), paralela (σ_p) y tangencial (τ).

Figura 2.11 [Superficie de rotura en términos de σ_n - σ_p - τ . Dhanasekar et. al. (1985a)]

La Figura 2.12 muestra regiones claramente identificadas las cuales corresponden a diferentes modos de rotura. En la región A, la rotura tiene lugar en los planos paralelos a las caras libres; en la región B y C, se dan en las juntas de mortero por corte y/o tracción. En la región D, involucra la separación perpendicular a la junta en general debido a corte y/o tracción.

El efecto del corte es más importante en las zonas alejadas a los límites de la superficie.

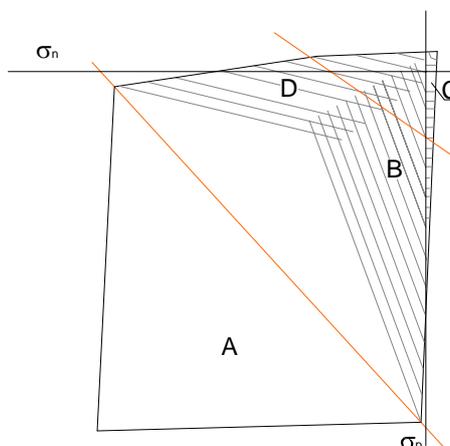


Figura 2.12 [Regiones donde se detecta un cambio en el comportamiento en rotura - Dhanasekar et. al. (1985a)]

2.2.2.7 CRITERIO DE TURNŠEK Y ČAČOVIČ (1971)

Este criterio fue desarrollado con el propósito de calcular la resistencia de un panel sometido a cargas normales y de corte, teniendo en cuenta que la rotura está asociada a un estado biaxial de tracción-compresión en la zona central del panel. La hipótesis fundamental que formularon Turnšek y Čačovič (1971) es que la rotura se inicia en la zona central del panel, cuando este alcanza la resistencia a tracción de la obra de fábrica.

Turnšek y Čačovič calcularon mediante la teoría de vigas el estado de tensiones en el centro del panel, suponiendo un comportamiento lineal e isótropo del material. Para ello es necesario calcular la tensión normal y la tensión tangencial actuantes en el centro del panel; de acuerdo con lo anterior, la tensión normal (σ_n) será igual a la expresión $\sigma_n = N/A$ y la tensión tangencial máxima en el panel (τ_{max}) será $\tau_{max} = 1,5V/A$; donde N corresponde a la carga vertical, V a la carga horizontal y A corresponde al área de la sección transversal del panel. Suponiendo que la tensión en la dirección paralela a las juntas horizontales es cero, la tensión principal de tracción (σ_t) en el centro del panel es:

$$\sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_n}{2}\right)^2 + \tau_{max}^2} - \left(\frac{\sigma_n}{2}\right)$$

Ecuación 2.14

Despejando en función de la tensión tangencial máxima, resulta

$$\tau_{max} = \sigma_t \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_t}}$$

Ecuación 2.15

De esta manera, la carga horizontal que causa la rotura del panel viene dada en la Ecuación 2.16, donde f_t corresponde a la resistencia a tracción de la fábrica.

$$V = \frac{f_t \cdot A}{1,5} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{f_t}}$$

Ecuación 2.16

Los valores anteriores son realistas para relaciones altura-ancho (h/b) superiores a 1,5. Para relaciones menores de 1 conviene tomar $\tau_{max} = \tau$ y para valores intermedios se puede interpolar.

2.2.2.8 CRITERIO DE YOKEL Y FATTAL (1976)

Yokel y Fattal (1976) realizaron un estudio a fin de encontrar la capacidad de la obra de fábrica sujeta a estados tensionales de tracción-compresión. Para formular las diferentes hipótesis de rotura, se basaron en los resultados experimentales sobre 32 paneles realizados por Grenley y Cattaneo (1971). La condición de carga considerada por los autores en su estudio consistía en una compresión vertical P_v y una carga de compresión diagonal P_d (Figura 2.13). En el análisis asumieron que la resistencia puede ser correlacionada con los niveles de tensión en rotura, la cual fue calculada usando un modelo elástico-lineal e isótropo. La consideración de ortotropía, en lo referente a propiedades elásticas, no altera en gran medida los resultados, según se desprende del trabajo de Yokel (1976). De todas maneras, las tensiones locales resultantes de discontinuidades e imperfecciones de los materiales, sí difieren de las calculadas.

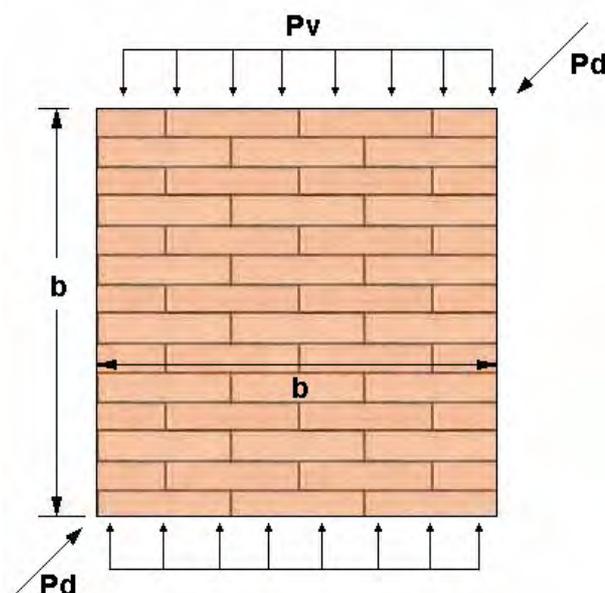


Figura 2.13 [Hipótesis de carga sobre un panel - Yokel y Fattal (1976)]

Yokel y Fattal consideraron la aproximación de Frocht (1931) sobre un panel cuadrado bajo la consideración de carga estudiada ($P_v - P_d$) para compararla con los resultados experimentales. Como conclusión de un análisis previo, obtuvieron que para este estudio, el valor del coeficiente de Poisson no era significativo. Las tensiones principales (σ_1, σ_3) obtenidas por Yokel y Fattal bajo las consideraciones anteriores son:

$$\sigma_1 = -0,823\tau + \frac{\sigma_v}{2} + \sqrt{(1,556\tau)^2 + \frac{\sigma_v^2}{4}} \quad (a)$$

$$\sigma_3 = -0,823\tau + \frac{\sigma_v}{2} - \sqrt{(1,556\tau)^2 + \frac{\sigma_v^2}{4}} \quad (b)$$

Ecuación 2.17

Donde la tensión vertical (σ_v) es negativa, si la carga vertical (P_v) es compresión, y positiva si es tracción; la tensión tangencial (τ) se asume siempre positiva.

Yokel y Fattal formularon las siguientes hipótesis:

- No todos los materiales de obra de fábrica tienen porque responder según los modos de rotura considerados, sólo aquellos que se pueden experimentar bajo el ensayo propuesto.
- Consideran tres hipótesis de rotura por fisuración (rotura por tensión normal crítica; rotura por combinación crítica de tensiones principales; rotura por tracción en el plano) y una por separación entre juntas.
- Las roturas las agrupan en tres formas:
 - Separación a través las juntas de mortero.
 - Agrietamiento en general en dirección de la tensión principal (σ_1) (perpendicular a la dirección de propagación de las fisuras), siguiendo la diagonal cargada la cual que incluye el centro del panel.
 - Agrietamiento aproximadamente en la dirección de la tensión principal (σ_1), con tendencia a localizarse en las cercanías del soporte cargado, y que no tiene porque incluir el centro del panel.

No se aprecia en los ensayos falla por aplastamiento (grandes compresiones) ni en las piezas, ni en las juntas de mortero.

- Para las hipótesis de rotura por fisuración, la desarrollan en su totalidad bajo estados elásticos de tensión en el centro del panel. Esta aproximación proporciona la predicción de modelo válido siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:
 - La rotura sea frágil (no hay redistribución sustancial de tensiones a niveles menores que las definidas como cargas de rotura).

- La condición más crítica tenga lugar en o cerca del centro del panel. Esta condición no siempre es satisfactoria ya que en las hipótesis de rotura hay una que no comprende el centro del panel.

A continuación se resumen los criterios de rotura producidos por Yokel y Fattal:

Rotura por tensión normal crítica

El muro puede fallar por tensión normal cuando la tensión principal (σ_1) sobrepasa la máxima resistencia a tracción, o bien cuando la tensión principal (σ_3) supera la resistencia a compresión. Al realizar el análisis, se debe tener en cuenta que la resistencia a la rotura varía con respecto a la orientación de las juntas. La curva 1 de la Figura 2.14 muestra la combinación crítica de τ y σ_v que causaría la rotura basada en esta hipótesis. El esfuerzo vertical nominal (σ_v) y esfuerzo cortante (τ) se presentan en la Figura 2.14 como un múltiplo de (Ecuación 2.18):

$$\tau' = \frac{0.707P'_d}{bt}$$

Ecuación 2.18

Donde P'_d es la carga diagonal que produce la falla cuando P_v es cero.

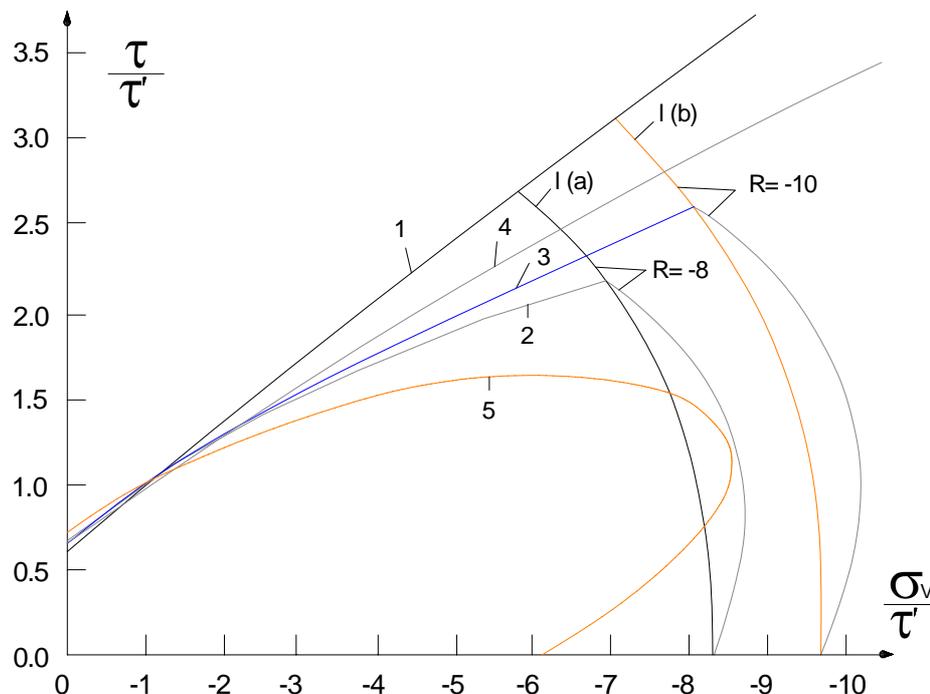


Figura 2.14 [Hipótesis de rotura por fisuración en el centro del panel - Yokel y Fattal (1976)]

Rotura por combinación crítica de tensiones principales

La hipótesis asume que las dos tensiones principales contribuyen al fallo del panel mediante una rotura frágil.

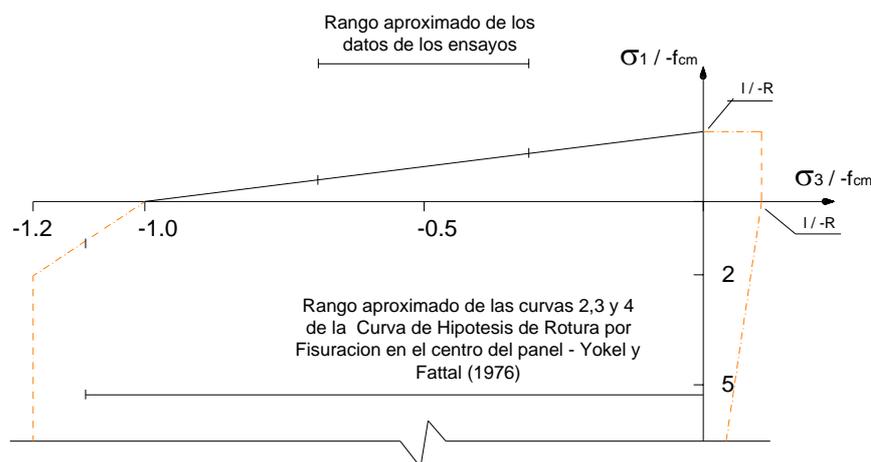


Figura 2.15 [Envolvente de resistencia asumida para el panel - Yokel y Fattal (1976)]

La Figura 2.15 muestra una envolvente de resistencia para ladrillo asumida por Yokel y Fattal, que emplearon en el cálculo de las envolventes de las curvas 2,3 y 4 de la Figura 2.14. Esta figura muestra, que para rangos de tensión donde $\sigma_3 \leq 0 \leq \sigma_1$ se cumple el criterio de Mohr-Coulomb y está definida por dos puntos; uno corresponde al estado de esfuerzos para rotura bajo carga vertical de compresión ($\sigma_1=0$, $\sigma_3= f_{cm}$), y el otro corresponde a un estado de tensiones bajo carga de rotura P'_d previamente definido ($\sigma_1 = 0,7336 \tau$, $\sigma_3 = -2,380 \tau$). El parámetro f'_s es la resistencia principal aparente; se determina cuando $\sigma_3 = 0$ y se deriva como resultado de (Ecuación 2.19):

$$f'_s = 0,7336\tau \frac{f_{cm}}{(f_{cm} + 2,38\tau)}$$

Ecuación 2.19

Donde f_{cm} es la resistencia a compresión de la obra de fábrica.

Rotura por deformación a tracción en el plano

De acuerdo con esta hipótesis, la rotura ocurre cuando se supera la deformación crítica de tracción, lo cual

$$\sigma_1 - \nu\sigma_3 = ct.$$

Ecuación 2.20

En este caso el módulo de poisson (ν) tiene un efecto considerable en el cálculo de la capacidad de carga. Debido a la poca información acerca del módulo de poisson para la fábrica de arcilla, Yokel y Fattal asumieron una relación de 0,2. La curva 5 (Figura 2.14) es calculada con este valor. Se observa en esta curva, que bajo una única carga vertical distribuida (P_v) sobre una de sus caras, el fallo ocurre para $\sigma_v / \tau' = -6,05$. Sin embargo P_v puede aumentar si la carga diagonal (P_d) es simultáneamente aplicada. Este aparente incremento en la resistencia puede ser explicada por el hecho de que las tensiones principales decrecen, cuando la carga diagonal (P_d) se superpone a la carga distribuida (P_v).

Rotura por separación de junta

El criterio propuesto, no es más que la aplicación de criterio de tipo friccional y fue formulado como (Ecuación 2.21):

$$\tau = \tau_0 - \mu\sigma_v$$

Ecuación 2.21

Donde τ es la tensión tangencial en rotura, μ el coeficiente de fricción y τ_0 es la tensión tangencial para $\sigma_v = 0$. Puesto que este criterio se indica en términos de tensiones medias, postulan que la carga de rotura no es sensible a la distribución de tensión y la única manera de un cambio en el modo de rotura es que se produzca una variación en la distribución de las tensiones.

2.2.2.9 CRITERIO DE GANZ Y THURLIMANN (1983)

Ganz y Thurlimann (1983) desarrollaron un método de cálculo para muros basado en estados últimos por cortante. Para determinar su criterio de rotura biaxial llevaron a cabo una campaña experimental con 12 paneles (1200x1200x150mm) con ladrillos perforados sometidos a carga de compresión-compresión, variando la inclinación de la junta horizontal; además, otros 7 paneles (3600x2000x150mm) sometidos a tensiones de compresión y corte. Este criterio presenta un interés teórico, por lo que respecta al tratamiento de la anisotropía que introducen los huecos en la fábrica. Proponen un criterio en términos de cuatro parámetros, permitiendo un cálculo elástico de la carga última de los muros. Además, a la hora de formular este criterio tienen en cuenta que la obra de fábrica es un material compuesto.

El fundamento teórico se basa en suponer que:

- Los ladrillos están hechos de un material isótropo, pero sus perforaciones conllevan a una anisotropía estructural.
- La estructura del ladrillo se divide en elementos en el plano (longitudinales y por tanto cargados biaxialmente) y en elementos fuera del plano (transversales y por tanto cargados de forma uniaxial).

Combinando la rotura por los dos elementos se obtiene la superficie de rotura del ladrillo.

- La rotura en las juntas se supone que sigue un criterio friccional tipo Coulomb.
- Las juntas verticales no entran en rotura para el caso de compresión biaxial, además la presencia de mortero lleva a una reducción de la resistencia a compresión.

A partir de estos fundamentos teóricos obtuvieron los siguientes criterios:

No tensión

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_y = 0$$

Ecuación 2.22

Resistencia de elementos longitudinales y transversales

$$\tau^2 - (f_{cmx} + \sigma_x)(\sigma_y + f_{cmy}) = 0$$

Ecuación 2.23

Resistencia de elementos longitudinales

$$\tau^2 + \sigma_x(\sigma_x + f_{cmx}) = 0$$

Ecuación 2.24

Deslizamiento de Juntas

$$\tau^2 - (c - \sigma_x \tan \phi)^2 = 0$$

Ecuación 2.25

Donde f_{cmx} y f_{cmy} son las resistencias a compresión de la obra de fábrica en sentido perpendicular a las juntas verticales y juntas horizontales respectivamente; C es la cohesión en las juntas horizontales, y ϕ es el ángulo de fricción de las juntas horizontales.

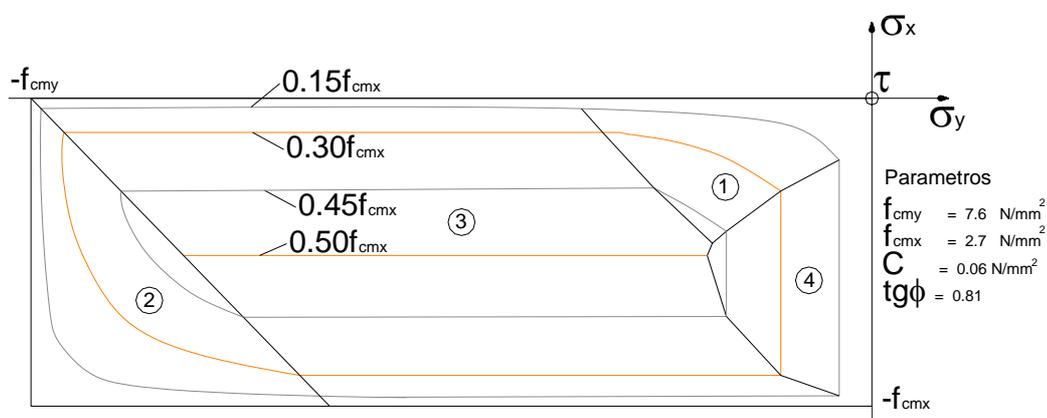


Figura 2.16 [Criterio de rotura para la obra de fabrica - Ganz y Thurlimann (1983)]

La Figura 2.16 muestra una representación tridimensional de la superficie de rotura para los materiales usada en los ensayos de Ganz y Thurlimann (1983).

2.2.2.10 CRITERIO DE DIALER (1991)

Como se ha visto, el criterio de Mann y Müller (1982) no tiene en cuenta la posibilidad de transmisión de tensiones normales en las juntas verticales debido a consideraciones de calidad en su construcción. Algunos resultados experimentales han mostrado como el criterio tiende a subestimar la resistencia de estas juntas en el caso que exista una tensión de compresión horizontal. Por lo tanto, Dialer (1991) a partir de una campaña experimental de 33 ensayos uniaxiales y biaxiales sobre paneles a escala reducida variando la inclinación de las juntas horizontales, propuso una extensión del criterio de Mann y Müller. El objetivo principal de su investigación, fue la de analizar la influencia del esfuerzo normal (σ_n) sobre las juntas verticales, bajo esfuerzo cortante. Dialer plantea un modelo mecánico mejorado para resistencia última, basado en el modelo usado por Mann y Müller (1982). En la Figura 2.17 se presenta dicho modelo.

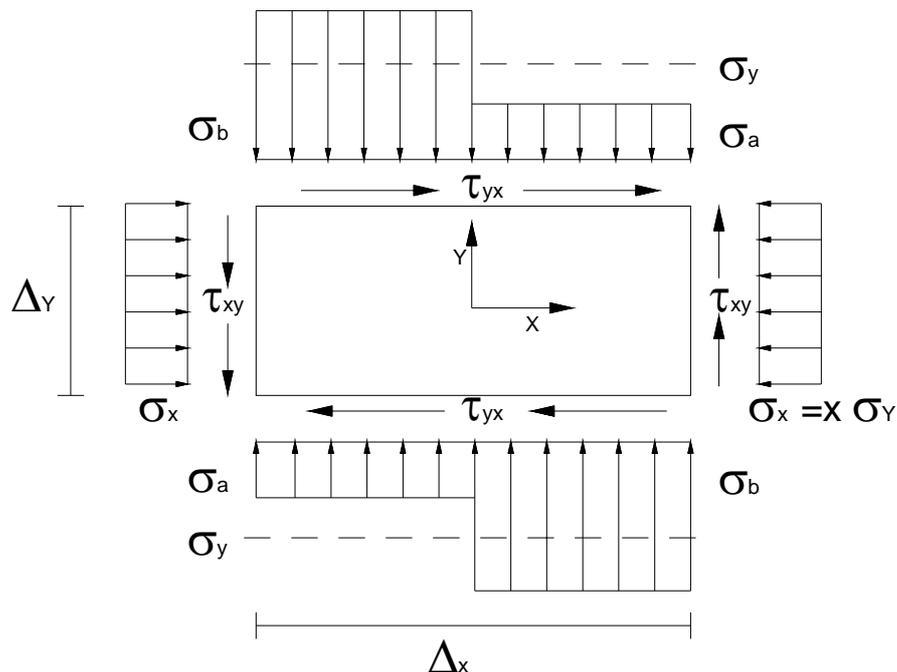


Figura 2.17 [Modelo mecánico para resistencia última - Dialer(1991)]

Dialer distingue claramente tres diferentes modos de rotura; rotura por cortante en las juntas; rotura por tracción de las piezas; y rotura por compresión del panel, de las cuales sus ecuaciones se resumen a continuación:

Rotura por cortante en las juntas

$$\tau_{yx} = \frac{c_{yx} - \mu_{yx}\sigma_y + \mu_{yx} \frac{2\Delta_y}{\Delta_x} (c_{xy} - \chi\mu_{xy}\sigma_y)}{1 + \mu_{yx} \frac{2\Delta_y}{\Delta_x}}$$

Ecuación 2.26

Rotura por tracción del ladrillo

$$\tau_{yx} = \frac{1}{2}(c_{xy} - \chi\mu_{xy}\sigma_y) + \frac{f_{tb}}{2,3} \sqrt{1 - \sigma_y \frac{1+x}{f_{tb}} + \frac{x\sigma_y^2}{f_{tb}^2}}$$

Ecuación 2.27

Rotura a compresión de la obra de fábrica

$$\tau_{yx} = c_{xy} + \frac{\Delta_x}{2\Delta_y} f_{cm} + \sigma_y \left(\frac{\Delta_x}{2\Delta_y} - \chi\mu_{xy} \right)$$

Ecuación 2.28

Donde c es a la cohesión, μ el coeficiente de fricción, f_{tb} la resistencia a tracción del ladrillo, X la relación entre σ_x/σ_y , Δ_x y Δ_y es la sección de la pieza y f_{cm} la resistencia a compresión de la obra de fábrica.

La Figura 2.18 resume los resultados logrados por Dialer para diferentes parámetros de X , el cual su valor máximo lo obtiene para la relación de $X = 0,3$.

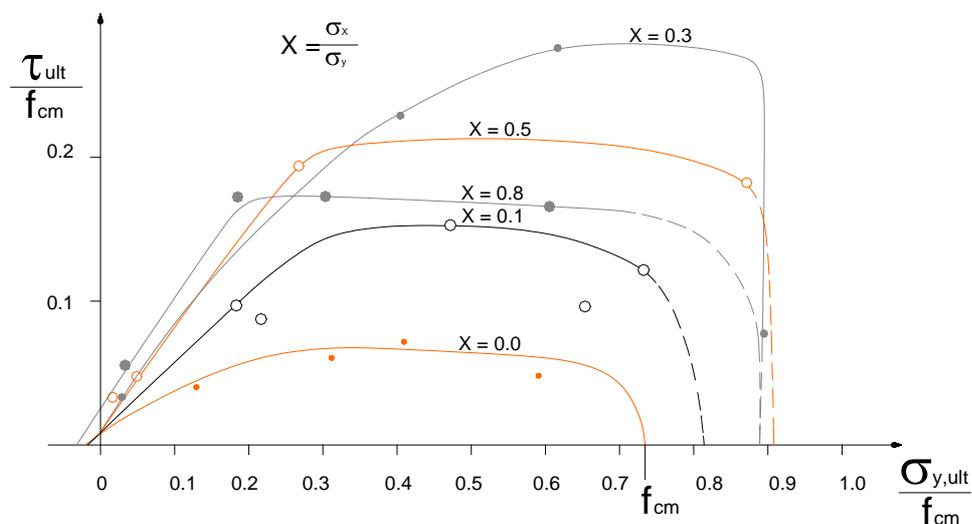


Figura 2.18 [Resultados experimentales para distintos valores del parámetro x – Dialer(1991)]

2.2.2.11 CRITERIO DE LOURENÇO (1994,1996)

Lourenço (1994,1996) presentó un criterio de campo compuesto, adecuado para la modelización en términos de plasticidad anisótropa. Simplemente considera dos posibles mecanismos de rotura; uno asociado a un proceso de fractura denotado por el agrietamiento del material (tracción), y otro, asociado a un proceso de fractura, más distribuido, que lleva al aplastamiento del material. Lourenço parte de las siguientes consideraciones:

- Un análisis lo suficientemente ajustado de mampostería requiere una descripción del material para todos los estados de tensión. Una representación así es poco viable, pero con este modelo se consigue en gran medida tener en cuenta la anisotropía de la mampostería en base al endurecimiento y reblandecimiento del material sobre cada eje.
- No es posible una representación de una superficie de rotura en términos de tensiones principales o invariantes de tensiones. La mejor manera de representar una situación de tensión plana es en términos del vector completo de tensiones $(\sigma_x, \sigma_y, \tau)$. Además, hay que considerar los ejes definidos por las juntas horizontales (x) y por las juntas verticales (y).
- Una superficie ajustada a valores experimentales podría llevar a reglas extremadamente complejas de endurecimiento y reblandecimiento.
- El camino a seguir es la extensión de las formulaciones convencionales para materiales isótropos cuasi frágiles. Se considera un criterio de Rankine a tracción y uno de Hill a compresión.

Extensión del criterio de Rankine

Este criterio se da con una sola función gobernada por la primera tensión principal y una tensión equivalente $\bar{\sigma}_t$ que describe el comportamiento del reblandecimiento del material:

$$f_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} - \bar{\sigma}_t(k_t)$$

Ecuación 2.29

Donde k_t es un escalar que controla la cantidad de reblandecimiento. Se considera que el reblandecimiento no puede ser isótropo para un material como la mampostería, incluyendo el momento en que los daños ya hayan pasado. La solución a este problema lo dieron Feenstra y De Borst (1995) planteando el uso de un reblandecimiento cinemático, tal que la superficie es cambiada en la dirección de la primera tensión principal.

Se usa un escalar simple para controlar una superficie de Rankine ortótropa. El escalar mide la cantidad de reblandecimiento simultáneamente en los dos ejes del material, pero el modelo incluye diferentes energías de fractura.

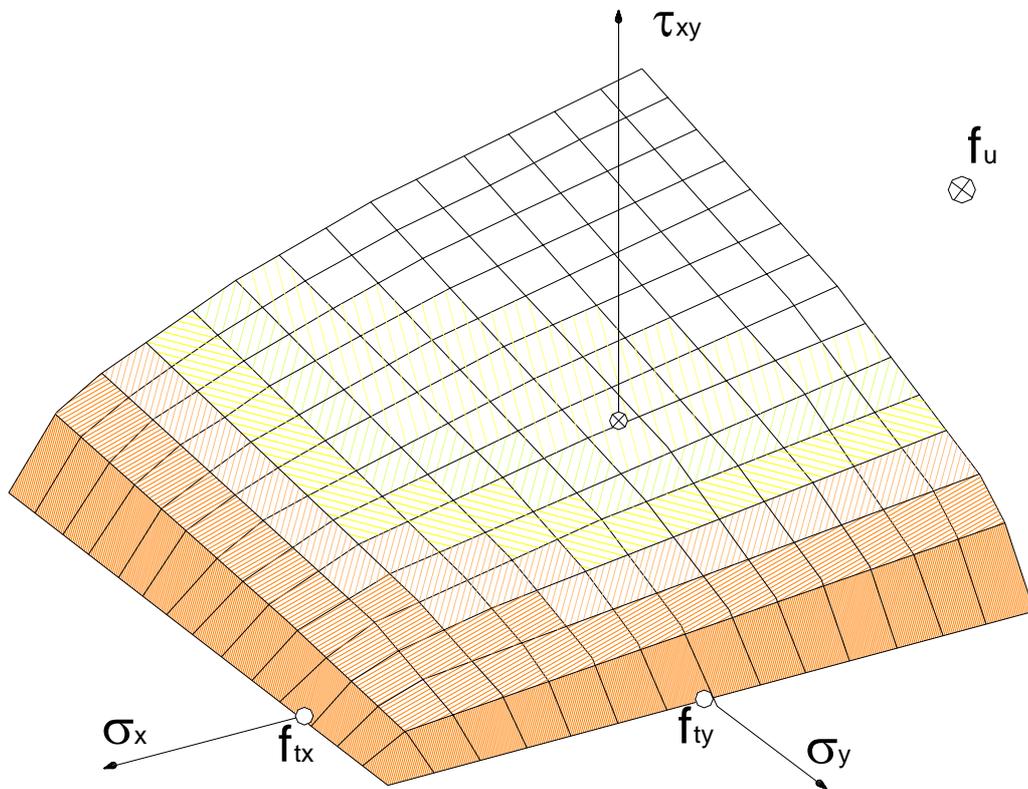


Figura 2.19 [Superficie de Rankine modificada – Lorenço (1996)]

La superficie de Rankine queda modificada de la siguiente manera (Figura 2.19). Se considera que las resistencias a tracción sobre las direcciones X y Y son distintas:

$$f_1 = \frac{(\sigma_x - \bar{\sigma}_{tx}(k_t)) + (\sigma_y - \bar{\sigma}_{ty}(k_t))}{2} + \sqrt{\left(\frac{(\sigma_x - \bar{\sigma}_{tx}(k_t)) - (\sigma_y - \bar{\sigma}_{ty}(k_t))}{2}\right)^2 + \alpha \tau_{xy}^2}$$

Ecuación 2.30

Donde $\bar{\sigma}_{tx}$ y $\bar{\sigma}_{ty}$ son las tensiones equivalentes que describen el comportamiento del reblandecimiento del material; y α es un parámetro que controla la contribución a la rotura del cortante y corresponde a:

$$\alpha = \frac{f_{tx} f_{ty}}{f_v^2}$$

Ecuación 2.31

Donde f_{tx} y f_{ty} son las resistencias a tracción uniaxial, y f_v la resistencia al corte puro y

$$\bar{\sigma}_{tx} = f_{tx} e^{\left(-\frac{hf_{tx}k_t}{G_{fx}}\right)} \quad \bar{\sigma}_{ty} = f_{ty} e^{\left(-\frac{hf_{ty}k_t}{G_{fy}}\right)}$$

(a)

(b)

Ecuación 2.32

Donde G_{fx} y G_{fy} son las correspondientes energías de fractura.

Extensión del criterio de Hill

La superficie más simple de rotura que caracteriza distintas resistencias a compresión sobre los ejes del material, es un elipsoide centrado en el plano completo de tensiones (σ_x , σ_y y τ_{xy}). Su expresión se ve representada por la siguiente ecuación:

$$f_2 = A\sigma_x^2 + B\sigma_x\sigma_y + C\sigma_y^2 + D\tau_{xy}^2 - 1 = 0$$

Ecuación 2.33

Donde A, B, C y D son cuatro parámetros del material, tal que debe cumplir que $B^2 - 4AC < 0$, a fin de ajustar la convexidad. Los valores de cada parámetro son:

$$A = \frac{1}{\bar{\sigma}_{cx}(k_c)^2}$$

(a)

$$B = \frac{\beta}{\bar{\sigma}_{cx}(k_c) \cdot \bar{\sigma}_{cy}(k_c)}$$

(b)

$$C = \frac{1}{\bar{\sigma}_{cy}(k_c)^2}$$

(c)

$$D = \frac{\gamma}{\bar{\sigma}_{cx}(k_c) \cdot \bar{\sigma}_{cy}(k_c)}$$

(d)

$$\beta = \left[\frac{1}{f_{45^\circ}^2} - \frac{1}{f_{cmx}^2} - \frac{1}{f_{cmy}^2} \right] f_{cmx} f_{cmy}$$

(e)

$$\gamma = \frac{f_{cmx} f_{cmy}}{f_v^2}$$

(f)

Ecuación 2.34

Donde $\bar{\sigma}_{cx}(k_c)$ y $\bar{\sigma}_{cy}(k_c)$ son los respectivos valores de fluencia del material sobre sus respectivos ejes; f_{cm} es la resistencia a compresión de la obra de fabrica; y f_v es la resistencia al corte puro.

2.2.2.12 CRITERIO DE SYRMANKEZIS Y ASTERIS (2001)

Este criterio introduce una superficie de rotura anisótropa bajo estados de tensiones biaxiales, usando un tensor cúbico polinómico. Para el ajuste de

los parámetros de este tensor, Syrmankezis y Asteris (2001) utilizaron los resultados obtenidos por Page (1980, 1981, 1983).

En esta formulación, los investigadores pretenden hallar una expresión que represente la superficie de rotura; para obtenerla, Syrmankezis y Asteris partieron de las siguientes condiciones:

- La superficie de rotura es cerrada.
- La superficie se expresa en una única forma matemática para todas las posibles combinaciones de tensión plana.
- La superficie de rotura es convexa. De acuerdo con Hill (1950) y Prager (1959), la superficie de rotura para un material estable debe ser convexa. En términos matemáticos, es equivalente a que la curvatura total Gaussiana K de la superficie sea positiva,

$$K = \frac{1}{\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_x}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_y}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial \tau}\right)^2} D > 0$$

Ecuación 2.35

Donde D es el determinante de la matriz Hessiana de f .

El modelo analítico que propusieron es un modelo polinómico válido para materiales compuestos, y se representa como:

$$f(\sigma_l) = F_i \sigma_i + F_{ij} \sigma_i \sigma_j + F_{ijk} \sigma_i \sigma_j \sigma_k + \dots - 1 = 0$$

Ecuación 2.36

Donde σ_l son las componentes del tensor de tensiones ($l = 1, 2, \dots, 6$) y F_i es la resistencia de segundo orden del tensor, F_{ij} es la resistencia de cuarto orden del tensor y F_{ijk} es la resistencia de sexto orden del tensor.

Syrmankezis y Asteris se basaron en las siguientes hipótesis:

- Simetría del material, lo que equivale a la simetría de los coeficientes. Así, para $i \neq j \neq k$ se tiene que $F_{ijk} = F_{jik} = F_{kij} = F_{jki}$ y que $F_{ij} = F_{ji}$.
- El material bajo una carga de corte dada, posee la misma resistencia al corte ($\sigma = \sigma'$) en ambas direcciones positiva, y negativa en la dirección del corte.
- Los términos redundantes F_{iii} ($i = 1, \dots, 6$) se omiten.

A partir de estas hipótesis, operando con los coeficientes y ajustándolos a los resultados experimentales, obtienen finalmente la expresión para la superficie de rotura:

$$2,27\sigma_x + 9,87\sigma_y + 0,573\sigma_x^2 + 1,32\sigma_y^2 + 6,25\tau^2 - 0,30\sigma_x\sigma_y + 0,009585\sigma_x^2\sigma_y$$

$$+ 0,4689\sigma_y\tau^2 + 0,28389\sigma_x\tau^2 + 0,003135\sigma_y^2\sigma_x = 1$$

Ecuación 2.37

La validez de este criterio, lo corroboraron comparando la derivada analítica de la superficie de rotura (Ecuación 2.37) con los experimentos de Page (1981), obteniendo buenas coincidencias entre los datos experimentales y el criterio analítico.

La superficie resultante, obtenida mediante un modelo puramente matemático se presenta en la Figura 2.20.

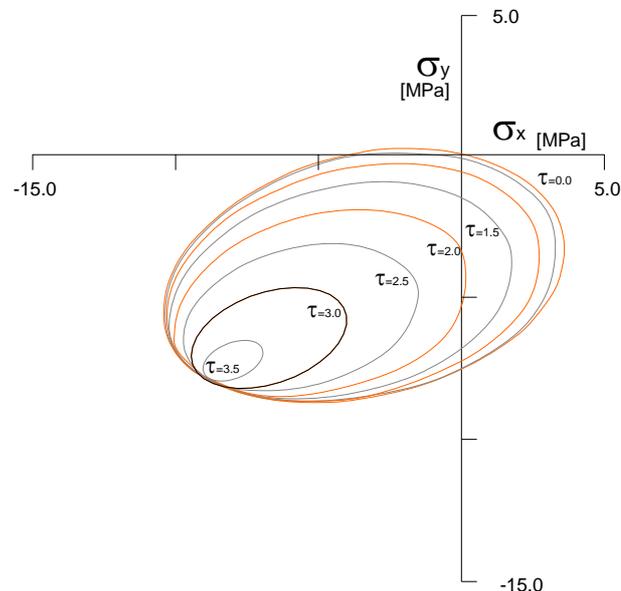


Figura 2.20 [Superficie de rotura en términos de tensiones relativas a las juntas- Syrmankezis y Asteris (2001)]

2.3 COMPORTAMIENTO GENERAL DE EDIFICACIONES CON ESTRUCTURA PORTANTE A BASE DE PAREDES DE CARGA

2.3.1 INTRODUCCIÓN

En toda edificación se pueden identificar dos subsistemas estructurales; el horizontal o sistema piso, conformado por forjado de losa maciza o forjado unidireccional o forjado bidireccional, y el vertical o elemento de soporte, conformado por columnas o paredes de carga o la combinación de ambos elementos estructurales.

La función estructural de un sistema piso es transmitir las cargas verticales hacia los apoyos y estos a su vez hacia la cimentación. Este sistema de

piso también tiene la función de conectar los elementos verticales entre sí y distribuir entre ellos las cargas horizontales, para lo cual debe formar un diafragma con alta rigidez en su plano, aunque en algunos casos estos diafragmas no son del todo rígidos (diafragmas flexibles) debido al material en que está fabricado.

Las paredes de carga de obra de fábrica han constituido el primer sistema estructural que se empleó para edificios de varios niveles. La limitación de este sistema se debe a su baja resistencia a compresión si se compara con el hormigón y a su casi nula resistencia a tracción, lo cual obliga a tener una alta densidad de muros. Por esto, su uso es aceptable en construcciones donde se presenta una subdivisión del espacio en áreas pequeñas, como los edificios de vivienda y hospitales.

A pesar de esta limitación, es importante tener presente que el sistema estructural es una sola unidad. Por lo tanto, no puede separarse de manera tajante el estudio del sistema de soporte vertical (muros de carga) del sistema de soporte horizontal (piso de la edificación), ya que el trabajo conjunto es el que define el comportamiento ante todo tipo de sollicitación.

2.3.2 SISTEMAS A BASE DE PLACAS

Mediante una conformación ordenada de placas verticales (muros) y horizontales (losas) se pueden formar sistemas de diversas características, que en general Meli (1985) denomina sistemas tipo cajón. La superposición de placas simplemente apoyadas sobre muros en una sola dirección, integra un sistema equivalente al de soporte y dintel, el cual cuenta con varias limitaciones pero en especial dos remarcables. La primera, la falta de continuidad entre apoyos hace que este sistema sea muy vulnerable ante acciones fortuitas que pueden generar tensiones verticales o esfuerzos cortantes en la conexión; la segunda y principal limitación, es la escasa resistencia a cargas laterales, que deben ser resistidas por flexión normal al plano de los muros, siendo éste plano el más desfavorable debido al poco espesor de estos. Este sistema fue notablemente empleado, hace varias décadas, en edificios de varios pisos a base de paredes de carga de obra de fábrica, principalmente en zona de bajo riesgo sísmico, con la desventaja de construir paredes de espesores cada vez más exagerados a medida que crecía el número de pisos (Figura 2.21). Un ejemplo real de esta situación es la que se presenta Hendry et al. (1997) acerca del Monadnock Building en Chicago, el cual llega a tener muros de 1,80 m de espesor a nivel de suelo.

Contrario a lo anterior, la Figura 2.22 muestra una configuración con la cual se obtiene continuidad en las conexiones muro-losa, logrando así una acción de marco, de esta manera se reducen los momentos y las deformaciones en la losa, pero como contrapartida se introducen flexiones en los muros ante cargas verticales. La acción de marco bajo la sollicitación de cargas laterales proporciona cierta rigidez y resistencia, sin embargo el sistema resulta en general poco eficiente ya que los momentos de inercia de los elementos placa son pequeños debido a su reducido espesor.

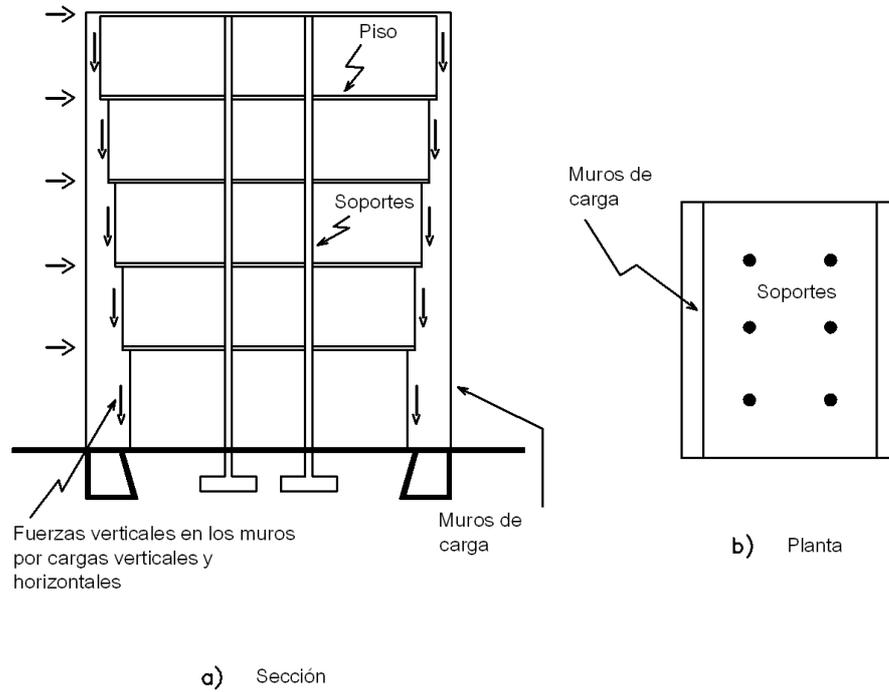


Figura 2.21 [Estructura típica de un edificio de varios pisos tipo soporte y dintel con muros de carga - Meli (1985).]

Una configuración ideal para elementos placa es un sistema tipo cajón tridimensional. La losa se apoya en las dos direcciones con lo que su rigidez y resistencia ante cargas laterales aumentan notablemente. La ventaja más importante es que existen elementos verticales en las dos direcciones ortogonales, de esta forma las fuerzas laterales en una dirección cualquiera son resistidas por

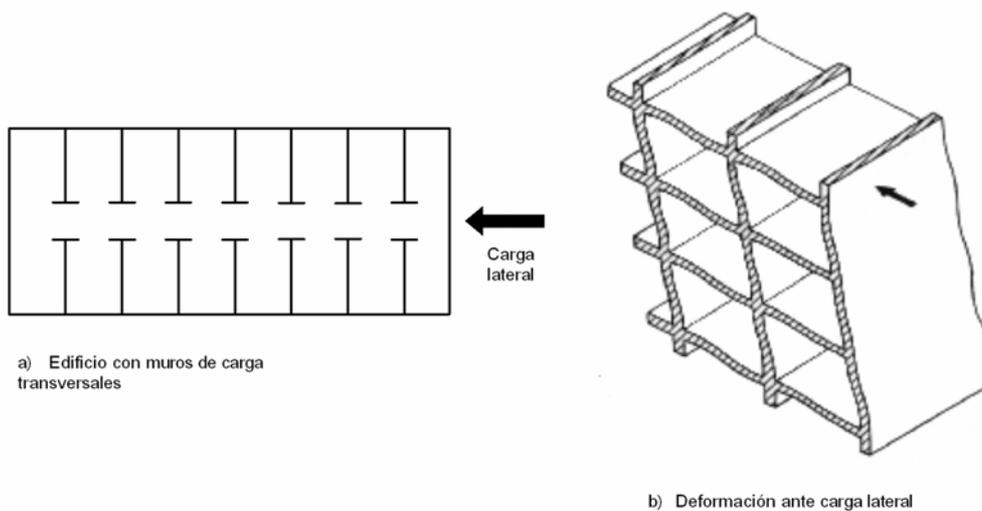


Figura 2.22 [Sistema de muro-losa que forman un marco en una dirección - Meli (1985)]

los muros mediante fuerzas en su plano. Este cajón tridimensional requiere que la losa forme un diafragma horizontal lo suficientemente rígido, a fin de resistir las solicitaciones en su plano, de manera que estas se puedan transmitir a los muros más rígidos en cada dirección. Las conexiones losa-muro deben ser capaces de resistir la fuerza cortante y en estructuras de altura notable, las tracciones generadas por los momentos de vuelco debido a las cargas laterales. La Figura 2.23 presenta la disposición de este sistema.

En el sistema cajón, las cargas verticales se transmiten a la cimentación esencialmente por axil en los muros y los momentos flectores por las losas; estos momentos usualmente son pequeños, debido a que están apoyados en ambas direcciones y sus luces son pequeñas. Las cargas laterales son resistidas, como se menciona anteriormente, por flexión de los muros en su plano. Si la relación altura/longitud de los muros es muy pequeña predominan las deformaciones por cortante, de lo contrario las deformaciones son debidas principalmente a la flexión, y los muros funcionan como voladizos verticales (Figura 2.23b).

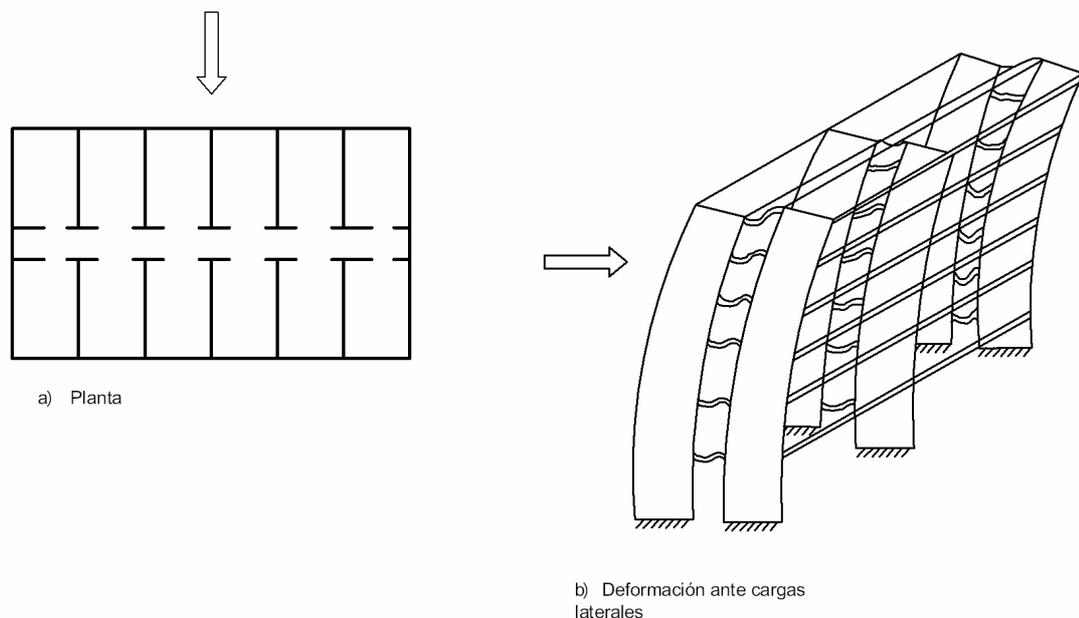


Figura 2.23 [Sistema con muros en dos direcciones - Meli (1985)]

2.3.3 CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS CON ESTRUCTURA PORTANTE A BASE DE PAREDES DE CARGA

La gran variedad de disposiciones de muros para estos tipos de estructura hace que sea muy complejo definir diferentes tipos de estructura, sin embargo, algunos autores como Hendry (1990) establecen la siguiente clasificación:

- Sistema celular de muros
- Disposición simple de muros transversales
- Disposición doble de muros transversales
- Disposiciones complejas

El sistema celular de muros es aquel en donde tanto los muros interiores como exteriores son muros de carga y forman un modelo celular en planta. De este modo, la losa queda apoyada en las dos direcciones, como indica la Figura 2.24.

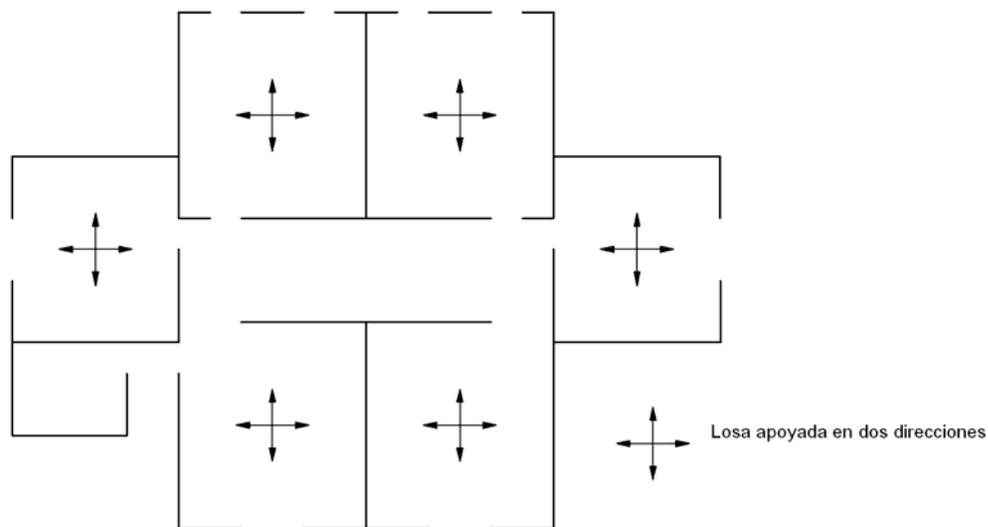


Figura 2.24 [Sistema celular de muros - Hendry (1990)]

La disposición simple de muros transversales está conformada por estructuras de muros transversales en las cuales las paredes de carga son perpendiculares al eje longitudinal del edificio. La estabilidad longitudinal global del sistema se obtiene por medio de un pasillo de paredes como muestra la Figura 2.25. Este tipo de estructura es adecuada para hoteles y hospitales que tienen un gran número de habitaciones idénticas.

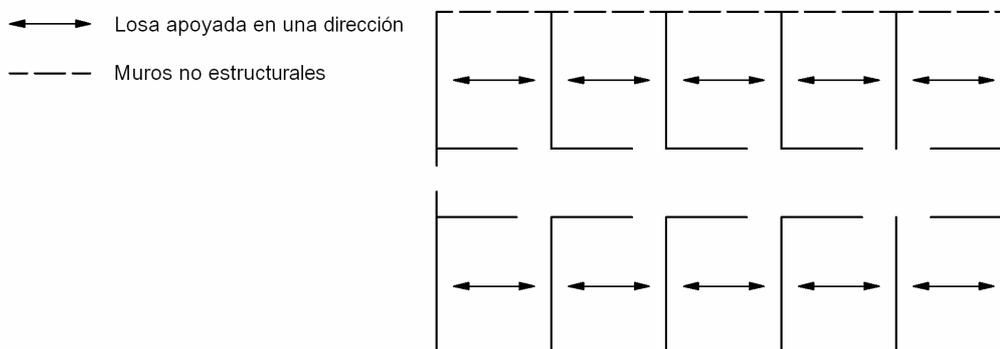


Figura 2.25 [Disposición simple de muros transversales - Hendry (1990)]

La disposición doble de muros transversales está conformada por muros de carga paralelos a sus dos ejes principales, exceptuando los muros fachada

a fin de permitir ventajas arquitectónicas en lo referente a la iluminación natural (Figura 2.26).

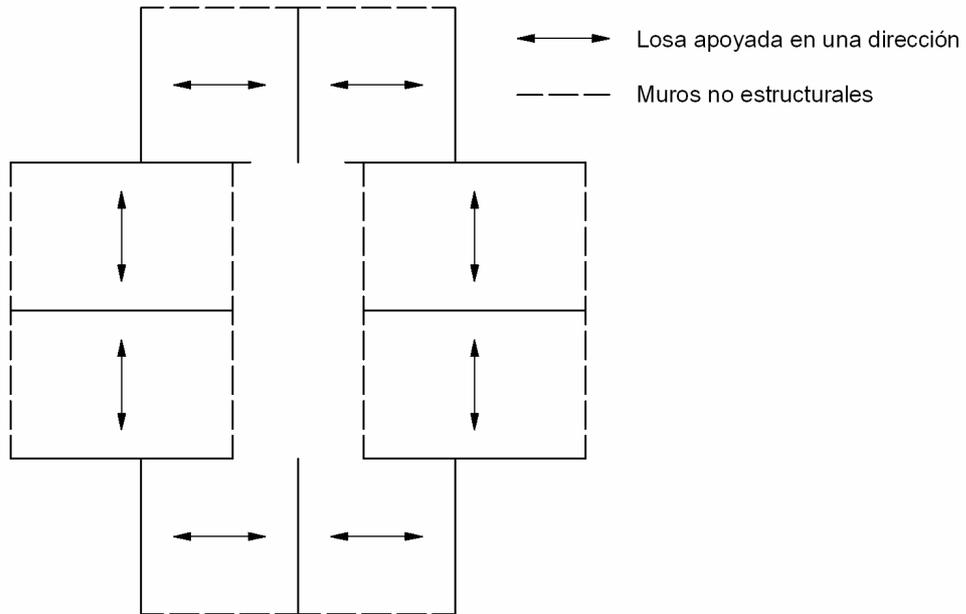


Figura 2.26 [Disposición doble de muros transversales - Hendry (1990)]

Las disposiciones complejas incluyen todos los híbridos posibles entre los sistemas celulares y arreglos con muros transversales, un ejemplo típico es el que se muestra en la Figura 2.27 .

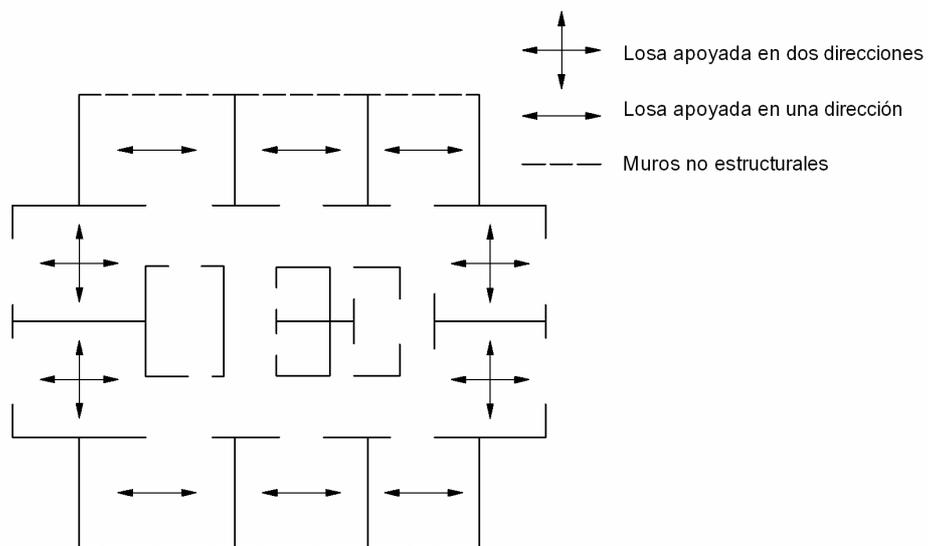


Figura 2.27 [Disposición compleja de muros - Hendry (1990)]

2.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS EMPLEADOS EN EL ESTUDIO DE CONSTRUCCIONES A BASE DE MUROS

2.4.1 GENERALIDADES

Para el análisis estructural de construcciones de obra de fábrica se han aplicado gran parte de las teorías clásicas, usadas en el cálculo de estructuras, tales como el análisis límite, análisis matricial, reglas empíricas para el dimensionamiento de elementos diversos, etc.

El estudio de este tipo de edificaciones, encuentra grandes dificultades para su modelización, debido especialmente, a la geometría y a las características mecánicas de los elementos componentes (paredes, dinteles, antepechos, forjados). Según Roca et al. (2000), algunas de las principales dificultades planteadas anteriormente residen en:

- La caracterización de las paredes como elementos bidimensionales, resistentes a compresión y a cortante, constituidos por un material frágil con casi nula resistencia a tracción.
- La modelización mecánica de los antepechos o dinteles y de su conexión con los paños de pared maciza.

2.4.2 MÉTODOS EMPLEADOS ANTE ACCIONES HORIZONTALES

A pesar de que hoy en día existen herramientas muy potentes para el análisis, como el método de los elementos finitos, capaces de tratar simultáneamente estructuras complejas y efectos no lineales debido a los materiales o a la geometría, su aplicación al análisis de edificios complejos, compuestos por paredes de carga, permanece restringida por la gran necesidad de recursos de cálculo que requieren.

Por lo tanto, el uso de métodos simplificados, de los cuales se obtienen aproximaciones satisfactorias desde el punto de vista ingenieril, tanto en servicio como en rotura, a un costo moderado de recursos informáticos, sigue siendo atractivo para el cálculo de este tipo de sistema estructural. Roca et. al. (2000), clasifican las técnicas de análisis para edificios agrupadas en cuatro categorías, que se describen a continuación:

2.4.2.1 ANÁLISIS LÍMITE

El Análisis Límite, que tiene como fundamento la aplicación de los teoremas límite de la plasticidad, ha sido muy poco aplicado para el estudio de fachadas o paredes de carga; sin embargo, a menudo se acude a él para referirse, a título de imagen, al mecanismo resistente basado en la formación de bielas diagonales en paños de pared o antepechos bajo la acción de fuerzas horizontales. Comúnmente se requieren procedimientos iterativos debido a la conveniencia de considerar una gran diversidad de posibles mecanismos últimos alternativos. En general puede afirmarse, que su utilización es muy dispendiosa y requiere que el analista sea un profesional de vasta experiencia.

Dentro de las limitaciones se destaca aquella que proviene de la incapacidad del método para representar formas de rotura frágil, que se relacionan con la superación de la resistencia a cortante o a compresión en las bielas, antes de que se efectúe el desarrollo completo del mecanismo. Igualmente se presenta otra limitación, y esta puede considerarse más práctica, que resulta de los inconvenientes que se presentan para tener en cuenta todos los posibles mecanismos que pueden realmente concebirse en una estructura compleja, mediante la localización alternativa de rótulas plásticas.

2.4.2.2 ANÁLISIS GLOBAL MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS PLANOS DE RIGIDEZ

2.4.2.2.1 PLANO GENERAL

En un modelo de planos de rigidez acostumbran apoyarse la mayor parte de métodos empleados para el análisis estructural global de edificios de obra de fábrica, que en un momento dado pueden verse perturbados por fuerzas horizontales que afectan la estructura, como sismos o fuertes vientos. El método supone que la estructura la conforman un sistema de planos perpendiculares entre sí, de manera que confieren rigidez en todas las direcciones posibles (Figura 2.28). En los métodos de análisis la implementación práctica de esta hipótesis se acostumbra efectuarla, teniendo en cuenta en primer lugar que los planos son indeformables en su plano, y en segundo término, que existen elementos verticales organizados, con capacidad de proporcionar rigidez al movimiento transversal de la construcción.

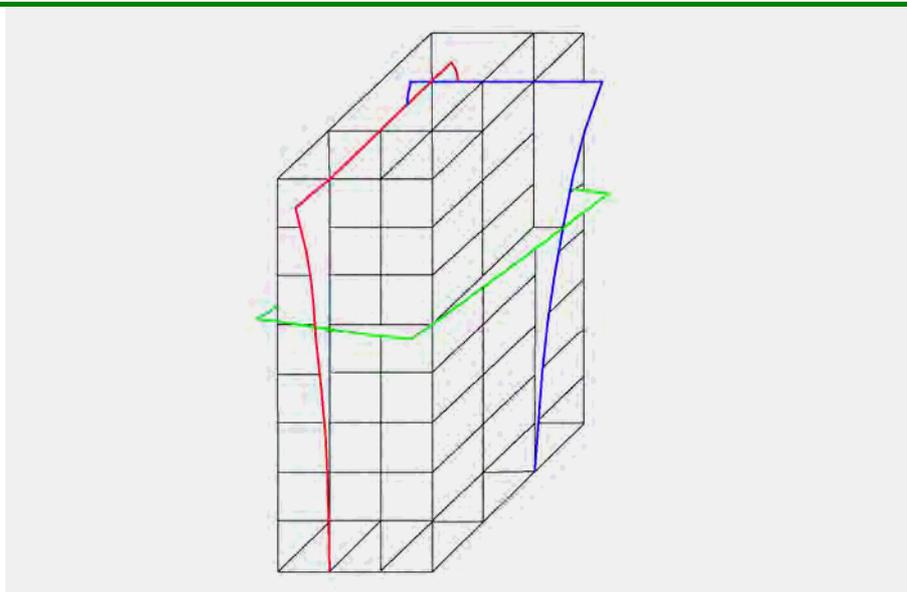


Figura 2.28 [Esquema del modelo de edificio supuesto en los planos de rigidez - Molins (1996)]

Lo expuesto en los párrafos anteriores, tiene un fundamento físico evidente cuando los forjados son de hormigón, ya que estos son efectivamente muy rígidos en su plano y se comportan como auténticas

vigas de gran canto ante las fuerzas horizontales, distribuyéndolas entre todos los elementos verticales en función de la rigidez relativa de cada uno de ellos. De esta manera, los extremos de los elementos verticales pertenecientes a un mismo forjado, no se ven afectados por movimientos relativos. A lo anterior, vale la pena tener presente la siguiente consideración: los forjados antiguamente construidos con vigas de acero o madera y bovedilla de ladrillo (sin ningún tipo de unión rígida que los adhiera todos entre sí) no poseían el suficiente monolitismo. Con esta anotación, la hipótesis de comportamiento rígido admitida en el concepto de idea, disminuye parte de su calidad de válida.

Por otro lado, Roca et al. (2000) apuntan que el uso sin criterio del método de los planos de rigidez puede llevar a una excesiva falta de realismo en la evaluación de la respuesta resistente lateral de construcciones tradicionales o antiguas. Para estos autores, las principales limitaciones del método resultan de la dificultad de caracterizar de forma realista la respuesta rígida de las paredes reales, habida cuenta de sus huecos y complejidades. Sin embargo, el método es a menudo ventajoso por su simplicidad y por las muy moderadas necesidades de cálculo que exige su utilización.

Con base en el modelo de los planos de rigidez, se pueden diferenciar varios métodos en función de las hipótesis de comportamiento adoptadas.

Una de ellas consiste en omitir la contribución a la resistencia y a la rigidez a flexión de los dinteles y los forjados. Con esta posibilidad se considera que cada uno de los muros tiene un esquema estático de mensula empotrada en la cimentación, como lo describe la Figura 2.29. Las cargas horizontales transmitidas por los forjados sobre cada una de tales mensulas, dependen de la rigidez relativa de las mismas.

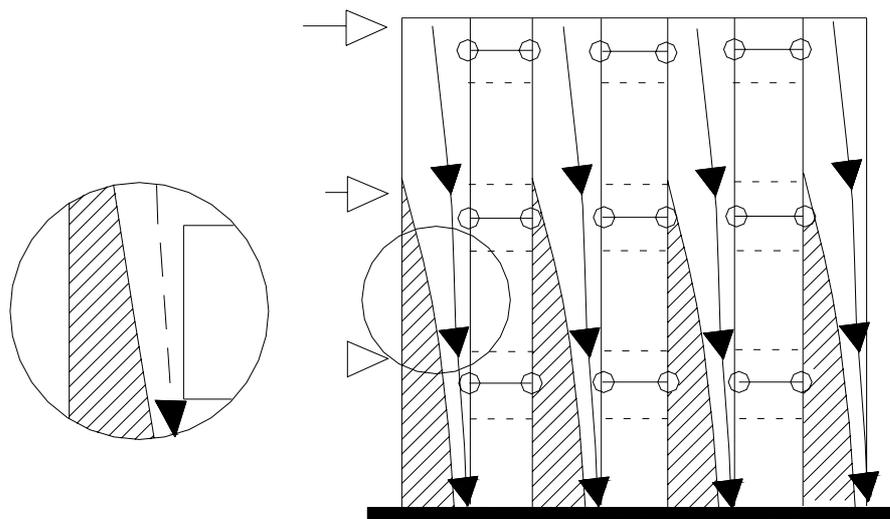


Figura 2.29 [Modelo estructural usados en el análisis de edificios a base de muros sometidos a esfuerzos horizontales trabajando como ménsula empotrada en cimentación - Croci (1995)]

Esta forma más sencilla, se utiliza ampliamente en proyectos de edificios de obra de fábrica y se considera aparentemente bastante conservadora ya que omite completamente el posible efecto de pórtico proporcionado por la rigidez real de los dinteles. Sin embargo esta hipótesis se fundamenta en la comprobación de que los dinteles de obra de fábrica, tienen muy poca resistencia a flexión. Cuando la acción sísmica es fuerte, es necesario que todo trabaje como un pórtico a fin de resistir las fuerzas horizontales; este efecto pórtico se obtiene reforzando los dinteles con zunchos de hormigón armado.

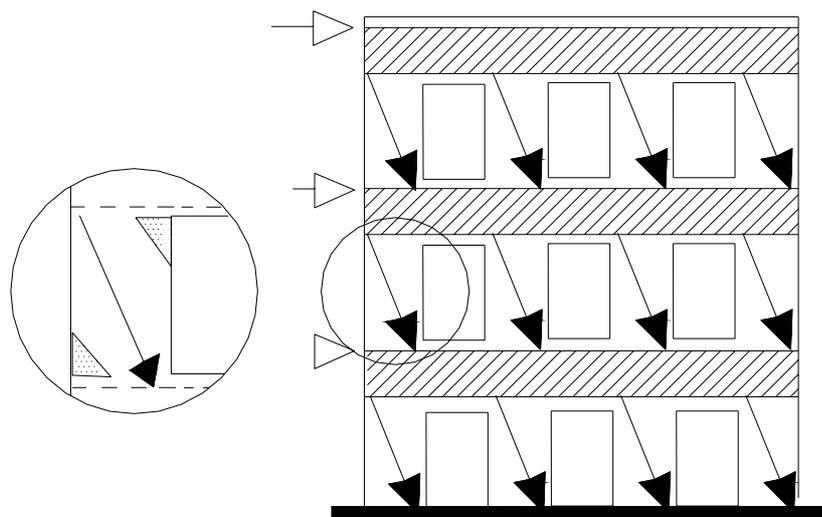


Figura 2.30 [Modelo estructural usados en el análisis de edificaciones construcciones a base de muros sometidos a esfuerzos horizontales trabajando como pared a cortante - Croci (1995)]

Dentro de los métodos que aceptan el supuesto de que los dinteles son resistentes, podemos resaltar tres tipos en función del comportamiento que se asignan al sistema formado por muros y dinteles. La primera opción consiste en analizar los muros y los dinteles como elementos de un pórtico de un entramado. Una inicial simplificación posible es dar por sentado que los dinteles son sólidos rígidos debido a su alta rigidez, como se puede observar en la Figura 2.30. Las otras dos posibilidades las podemos encasillar en los métodos POR y SISV, que a continuación se analizan.

2.4.2.2.2 MÉTODO POR

Sus principios son los siguientes: Al considerar que los dinteles experimentan movimientos únicamente horizontales, se efectúa un mayor grado de simplificación. De esta manera, la acción horizontal que se ejerce en los muros es solo a corte, como se observa en la Figura 2.31a.

Al aceptar esta última hipótesis, se permite el análisis ante acciones horizontales de cada una de las plantas de un edificio en forma independiente, después de conocer la tensión vertical de trabajo de

cada muro. Igualmente, la hipótesis mencionada implica que la disposición de los muros (distancia entre ellos y su orden relativo) en una determinada dirección, no se refleja en los resultados, aunque si toma parte la rigidez relativa de cada muro. Esta rigidez se determina partiendo de un sistema estático de pilar biempotrado, sometido a un desplazamiento horizontal entre sus apoyos (Figura 2.31). Este modelo simplificado fue acogido en la normativa Italiana y denominado como método POR (Righetti, 1989).

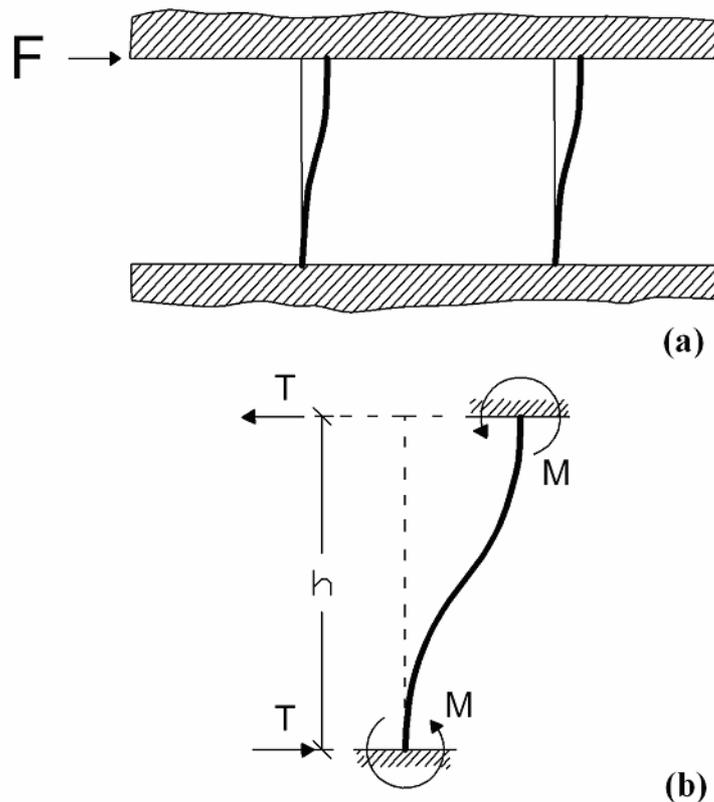
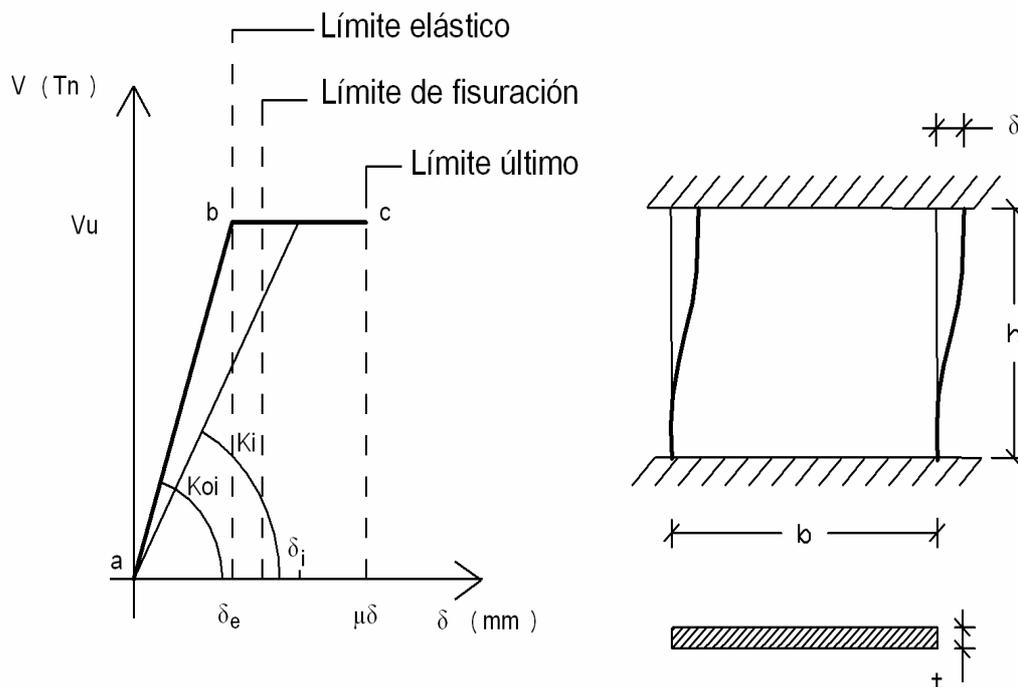


Figura 2.31 [a) Muro sometido a corte. b) Idealización y esfuerzos de un muro biempotrado sometido a fuerza horizontal - Molins (1996)]

En el aspecto referente al comportamiento resistente, el método POR solo tiene en cuenta la resistencia a esfuerzos cortantes. Para esto, emplea el criterio de rotura biaxial de Turnšek y Čačovič explicado en el apartado 2.2.2.7 de este capítulo.

Otro aspecto del método POR es suponer ante tensiones de corte, un comportamiento elástico perfectamente plástico con una deformación última de un 50% superior a la elástica, como se observa en la Figura 2.32. El tratamiento aplicado en el modelo a las tensiones normales, estriba en verificar que no se supere la resistencia a compresión de la fábrica.



Tramo a-b: comportamiento elástico.
 Tramo b-c: comportamiento perfectamente plástico

Figura 2.32 [Ley constitutiva del material utilizada por el método POR – Righetti (1989)]

Por lo tanto, la rigidez del elemento resistente del muro de fábrica, asumiendo un comportamiento de pilar biempotrado, sometido a un desplazamiento horizontal en sus apoyos (Figura 2.32), viene determinada por la rigidez del elemento en estado elástico y por la rigidez en estado plástico. Las siguientes ecuaciones (Ecuación 2.38 y Ecuación 2.39) determinan la rigidez en los estados elástico, y plástico respectivamente:

$$K_i = \frac{G_i t_i b_i}{1,2 \cdot h_i} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{1,2} \cdot \frac{G_i}{E_i} \cdot \left(\frac{h_i}{b_i}\right)^2}$$

Ecuación 2.38

donde: t_i, b_i, h_i : La sección del muro de carga.
 G_i : Modulo de deformación transversal (M. Cortante)
 E_i : Modulo de Young (M. Elasticidad)

La rigidez del estado plástico se determina de una forma indirecta, ya que se parte del valor de desplazamiento δ_i y del valor de la fuerza última,

$$K_i = \frac{F_{ui}}{\delta_i}$$

Ecuación 2.39

donde: F_{ui} : Carga última del muro. [Righetti (1986)]
 δ_i : Desplazamiento debido a la carga última F_{ui} donde $\delta_e > \delta_i > \mu\delta$ donde δ_e es el desplazamiento correspondiente al límite elástico y $\mu\delta$ el desplazamiento al límite último.

Según Croci et al. (1995), el método POR, al igual que el análisis límite, que imponen un mecanismo de fallo, dejan de ser representativos en aquellos casos donde el hipotético modo de fallo no corresponde con la realidad. Consecuentemente el uso del POR debería restringirse a construcciones bajas y robustas con zunchos horizontales embebidos en el forjado para resistir la flexión.

2.4.2.2.3 MÉTODO SISV (Setto Inclinato a Sezione Variabile)

Este método fue propuesto por D'Asdia et al. (1992). Se fundamenta en que utiliza para el modelo, suponer un comportamiento de sólido rígido de los dinteles. Con este concepto, el movimiento que experimenta el dintel de cada planta, queda determinado por una translación y un giro. En cambio el método POR, sólo analiza un movimiento de translación por planta.

A diferencia del POR, el tratamiento dado en el modelo del método SISV, tiene un mayor grado de sofisticación, ya que incorpora un comportamiento ante tensiones normales elasto-frágil en tracción, y elástico perfectamente plástico, en compresión. Analizando la Figura 2.33, se observa que el método SISV considera las variaciones de la carga vertical entre los distintos muros, mediante el sistema de incorporar el giro de los dinteles en el modelo.

D'Asdia et al. (1992) efectuó una comparación entre los dos métodos (POR y SISV) y comprobó, que las resistencias obtenidas por el método POR pueden considerarse el doble de las conseguidas por el método SISV, lo cual indica una alta sobrestimación de la resistencia a esfuerzos horizontales de un edificio de fábrica aplicando el método POR.

También podemos mencionar otra ventaja del método SISV, que ha sido indicada por sus autores y es aquella que suministra los esfuerzos para dimensionar el refuerzo necesario en los dinteles, con el propósito de resistir la flexión que en ellos se produce. En cuanto a la hipótesis sobre el comportamiento rígido de los dinteles, que es establecida por el SISV, se observa que puede considerarse como una aproximación,

con una buena dosis de realismo, ya que la rigidez relativa de éstos, frente a la de los muros, es considerablemente mayor.

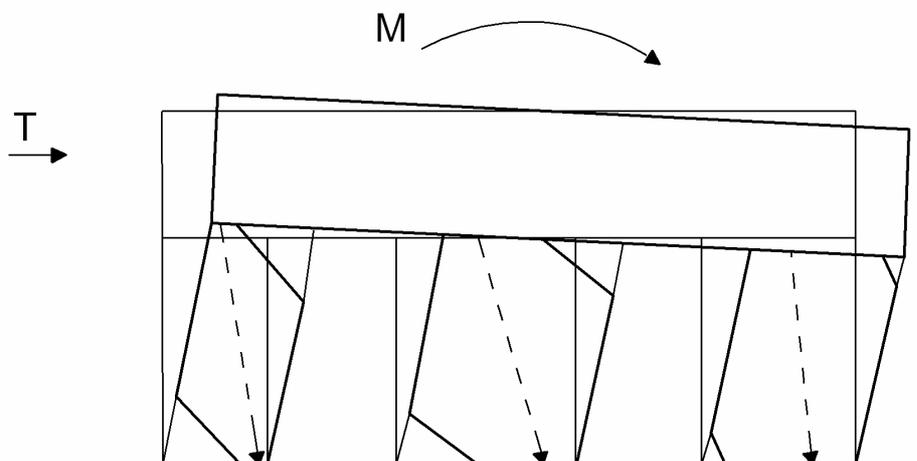


Figura 2.33 [Comportamiento rígido de los dinteles - D'Asdia (1992)]

Otro aspecto a considerar es cuando los métodos simplificados pierden validez, debido a que los dinteles no son lo suficientemente resistentes. En este caso es conveniente acudir a un detallado análisis no lineal por elementos finitos. D'Asdia (1993), también propuso métodos aproximados, basado en elementos finitos de tensión plana de geometría variable (Figura 2.34). Este método pretende eliminar las partes del elemento que superan la resistencia a tracción de la obra de fábrica, moviendo los nodos de los elementos triangulares empleados al efecto (Figura 2.34). D'Asdia (1993) indica el empleo de una técnica estrictamente incremental (aproximada) para resolver el problema no lineal.

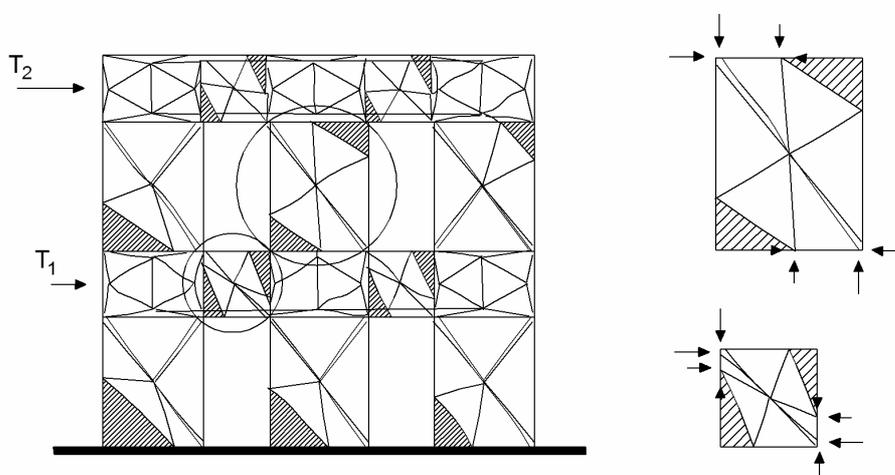


Figura 2.34 [Modelo estructural mediante elementos finitos de geometría variable - D'Asdia (1993)]

2.4.2.3 ANÁLISIS DE MUROS MEDIANTE SISTEMAS RETICULARES EQUIVALENTE

De manera semejante a como un forjado o losa puede modelizarse como un emparrillado plano, existe la posibilidad de tratar las paredes a modo de un sistema equivalente de barras junto a dinteles o antepechos, simulados mediante barras. El resultado es un sistema reticular tridimensional equivalente a la estructura global, en el cual es preciso reproducir con especial atención el tratamiento de las uniones entre los elementos. En particular, paredes y dinteles o antepechos deben unirse mediante unas bielas rígidas con el fin de considerar el ancho real finito de las primeras, resultando así el llamado método de la columna ancha. La Figura 2.35 ilustra la modelización de este método en el cual se reduce un sistema formado por paredes y dinteles a un sistema reticular equivalente modificando la luz libre del dintel por medio de unas bielas rígidas, las cuales ligan los extremos de éste con las directrices de las paredes.

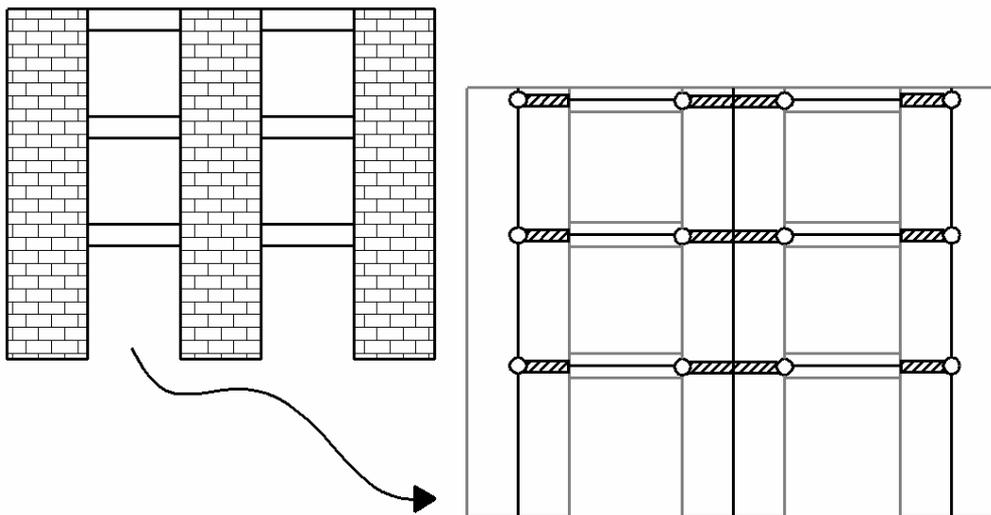


Figura 2.35 [Idealización de una estructura a base de paredes y dinteles a través del método de la columna ancha]

Según Roca et al. (2000), la aplicación de una discretización convencional en barras produce resultados poco precisos al efecto de estudiar el comportamiento lateral de edificios de paredes portantes.

Por otro lado, la introducción del concepto de columna ancha no es suficiente, pues la compatibilidad de rotaciones en el contacto entre dinteles y paños de pared exige aún de mayores precauciones y sofisticación formulística. En la Figura 2.36 se destaca el giro φ por flexión del paramento, el cual es igual al de la directriz y el giro β' de la sección afectado por la deformación a cortante. El resultado son dos giros de naturaleza diferente lo que lleva a modificar las matrices de rigidez para considerar la compatibilidad real de giros que existen en las uniones entre paredes y dinteles.

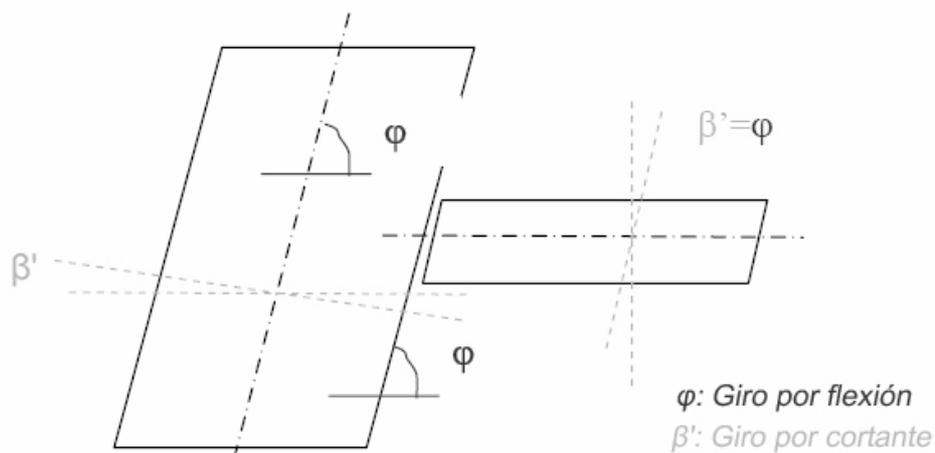


Figura 2.36 [Problemática en la compatibilidad de giros]

Sin embargo, esta problemática del giro se puede mejorar considerablemente mediante un dispositivo capaz de representar con mayor realismo la deformación a cortante de las paredes. Entre las diferentes propuestas, la de Kwan (1991,1992), muestra una gran precisión en análisis. De acuerdo a Kwan, para que exista una compatibilidad se debe establecer realmente una rotación total de la sección de contacto del elemento incidente y el giro del paramento del elemento receptor. Esto se logra eliminando la deformación por cortante de los elementos y transfiriéndoselas a unas bielas de conexión (Figura 2.37). Estas bielas de conexión se definen infinitamente rígidas a flexión en el plano y con una flexibilidad a cortante equivalente a la del elemento vertical al que se halla asociado.

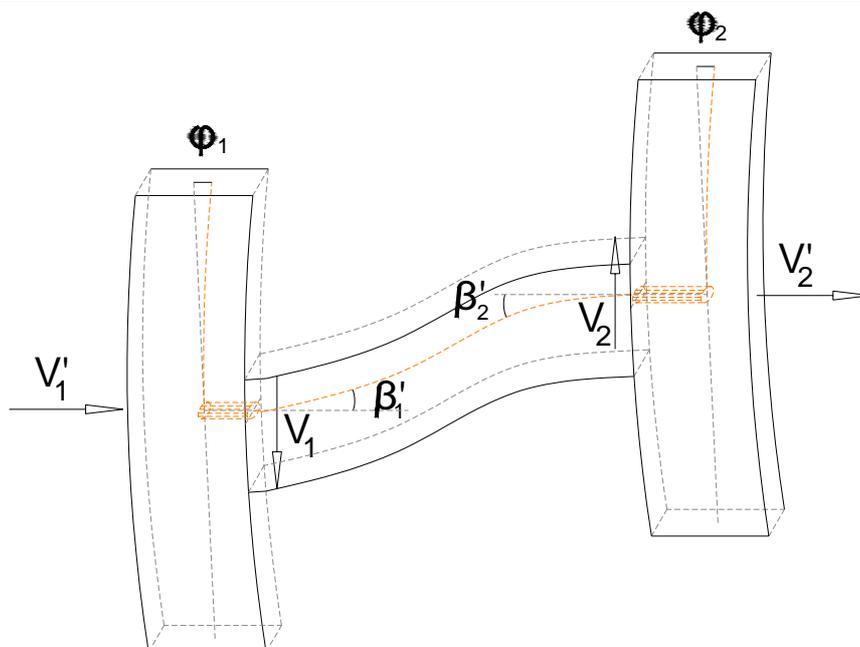


Figura 2.37 [Consideración de nudos finitos mediante bielas deformables a cortante en unión a elementos verticales y horizontales – Roca et. al. (2005)]

La propuesta de Kwan ha sido empleada por algunos investigadores; Roca et. al. (2005) desarrollaron un método para simular eficientemente la respuesta estructural tanto en servicio como en rotura de sistemas estructurales compuesta por paredes de carga de obra de fábrica. La eficacia de su método proviene de la técnica que adoptan para modelar los muros, tratándolos como un sistema equivalente de pórticos integrados por elementos unidimensionales. Además, incluye ecuaciones constitutivas biaxiales para aspectos relevantes de la respuesta no lineal de los materiales. Bajo este método, se puede obtener predicciones exactas de la respuesta total y de rotura en los edificios de la obra de fábrica. Se ha utilizado con éxito para el análisis de grandes construcciones históricas.

2.4.2.4 ANÁLISIS MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

El método de los elementos finitos empleado para el análisis de construcciones de obra de fábrica, encuentra serias dificultades por la naturaleza frágil y compuesta del material. Específicamente, el tratamiento de un material compuesto a partir de la mecánica del medio continuo, lleva a diferenciar entre dos posibles estrategias extremas, que son: macromodelización y micromodelización.

- Macromodelización: Esta técnica adapta a efectos de cálculo el material compuesto, a un material homogéneo y uniforme equivalente.
- Micromodelización: Esta técnica encuentra en el modelo la existencia de materiales diferentes y modeliza en detalle cada uno de ellos, así como sus formas de adherencia o conexión.

2.4.2.4.1 MACROMODELIZACIÓN

La aplicación lleva a que las formulaciones que se realizan en la macromodelización se ocupen de hecho en términos de tensiones y deformaciones medias. Otro aspecto a tener en cuenta es definir un modelo constitutivo equivalente, cuyos parámetros fundamentales (resistencias, módulos de deformación, etc.) indiquen el comportamiento de la fábrica a nivel macroscópico promedio.

Esta estrategia tiene ventajas y desventajas. Como ventaja principal se considera la posibilidad de utilizar formulaciones convencionales del método de los elementos finitos que faciliten llevar a cabo una discretización simple del medio continuo. Se considera como desventaja, las limitaciones que el mantenimiento de la hipótesis del medio continuo supone para una simulación realista de la obra de fábrica en condiciones de rotura. Modos de rotura que impliquen la separación o deslizamiento entre bloques, que puedan detectarse en la práctica, no pueden ser formalmente simulados mediante un modelo de esta clase.

Un caso particular de macromodelización es el análisis elástico lineal. Hemos visto que esta clase de análisis resulta, en principio, inapropiado para el estudio de la resistencia de las construcciones de

obra de fábrica, al no registrar la incapacidad del material para resistir tracciones significativas (entre otras limitaciones). No obstante, la utilización de esta técnica es muy frecuente en la práctica, conociéndose muchos ejemplos de su uso para el estudio de edificios complejos de carácter histórico.

Un segundo aspecto en el nivel de sofisticación busca limitar efectivamente la capacidad del material para resistir tensiones de tracción. Un modelo que se considere frágil a tracción (o "no-tracción") en ocasiones produce serias dificultades de orden estrictamente numérico; por lo tanto, las propuestas realmente aplicables, algunas veces, se basan en tratamientos algo más elaborados. Se considera en esta categoría el método SIVS propuesto por D'Asdia et al. (1993), y se encuentra explicado en el apartado 2.4.2.2.3.

De acuerdo a lo evidenciado por Roca et. al. (2000) se propende modernamente a usar otras aproximaciones, igualmente apoyadas en la mecánica del medio continuo, como la teoría del daño, que gracias a su mayor coherencia teórica, facilitan superar el inconveniente de pérdida de objetividad y los resultados no buscan depender fuertemente del tamaño de la malla de elementos finitos utilizados.

2.4.2.4.2 MICROMODELIZACIÓN

La micromodelización está fundamentada en reproducir el comportamiento global de un material compuesto por medio de una discretización geométrica detallada, apoyándose en el método de los elementos finitos y conjugando las leyes constitutivas no lineales de cada uno de los materiales componentes y de sus juntas o vínculos. Comúnmente la aplicación de micromodelos a materiales compuestos como la obra de fábrica, necesita un gran esfuerzo de cálculo, a causa de la necesidad de emplear discretizaciones muy densas, junto a estrategias de análisis sofisticadas, para calcular los sistemas de ecuaciones no lineales resultantes. Debido a esto, en el caso de obra de fábrica, su utilización está supeditada al análisis de paneles individuales o muros con un número reducido de aperturas.

Estos modelos necesitan de una formulación compleja, que considere aspectos tales como el comportamiento de las juntas, superficies de fractura del material o el comportamiento plástico post-crítico (softening en la literatura Inglesa) definido por un potencial plástico. Teniendo en cuenta estas consideraciones y dado que deben conocerse varias características tanto de los materiales individuales como del material compuesto, estos métodos necesitan de campañas experimentales de calidad para su correcto ajuste.

Reconocidos investigadores han utilizado micromodelos para el análisis de muros de obra de fábrica. Podemos mencionar entre los más recientes a Lorenço et. al. (1997) quien ha expuesto alternativas fundamentadas en la transferencia del comportamiento deformacional y no lineal a elementos de junta.

2.5 UTILIZACIÓN DE MODELOS EN EDIFICIOS A BASE DE PAREDES PORTANTES DE FÁBRICA

2.5.1 GENERALIDADES

Se entiende por un ensayo de modelos, a la reproducción a escala de una estructura con los materiales adecuados, que sometida a unas cargas permite medir unas magnitudes previamente escogidas, para que con estos resultados y unas leyes de semejanza, pueda predecirse el comportamiento de la estructura.

Los ensayos en modelo deben ser tan antiguos, como la aspiración del hombre de comprender los fenómenos de la naturaleza. De hecho, Leonardo da Vinci (1452-1519) era ya consciente de la existencia de las leyes de los modelos (leyes de semejanza).

Al plantearse el análisis de una estructura de cierta complejidad, el ingeniero puede recurrir esencialmente a tres procedimientos diferentes: el cálculo analítico, el análisis numérico o bien el estudio experimental del comportamiento de la estructura mediante un ensayo mediante modelos.

Los límites del campo de aplicación de cada método, dependen de diversos factores tales como la geometría de la estructura, características de los materiales que la componen, precisión de los cálculos, etc. Soluciones analíticas a problemas de estructuras sólo existen en aquellos casos en los que las características geométricas y del material de la estructura permiten una integración de las ecuaciones diferenciales que gobiernan su comportamiento. Para los casos en que dichas soluciones no existan, o sean difíciles de obtener, son más adecuados los procedimientos numéricos, tales como el método de los elementos finitos o el de diferencias finitas, pues en general permiten estudiar, aunque sea de forma aproximada, estructuras de forma y propiedades complejas.

Finalmente, en aquellos casos en los que se desee visualizar de una forma global el comportamiento de una estructura, o cuando la categoría de la misma exige verificar de alguna manera los resultados numéricos, es imprescindible realizar un ensayo de un modelo de la estructura.

2.5.2 MODELOS SIMPLES Y MODELOS COMPLETOS

Las relaciones entre las cantidades físicas del prototipo y el modelo vienen determinadas por la teoría de modelos. De forma general, si q_M es una cantidad medida en el modelo, la cantidad q_P referida al prototipo, se puede determinar multiplicando la cantidad medida q_M por un factor de escala S_q :

$$q_P = q_M \cdot S_q$$

Ecuación 2.40

Para determinar los diferentes factores de escala de las distintas cantidades físicas se ha de hacer uso del análisis dimensional. Asimismo, se puede demostrar que las relaciones entre las cantidades del modelo y el prototipo

dependen fuertemente de los materiales usados en la construcción del modelo. De este modo, según Tomažević y Velechovsky (1992), se pueden distinguir dos casos extremos:

- El caso de modelo con semejanza completa donde se utiliza un material especial para el modelo, el cual tiene su diagrama tensión-deformación escalado con la escala geométrica en la dirección de las tensiones ($S_\sigma = S_L$), y la misma que el material prototipo en la dirección de las deformaciones ($S_\varepsilon = 1$) como muestra la Figura 2.38a. Además este material modelo, deberá tener el mismo peso específico ($S_\rho = 1$) y coeficiente de Poisson ($S_\mu = 1$) que el del prototipo.
- El caso de modelo con semejanza simple donde los materiales utilizados en la construcción del modelo son los mismos materiales del prototipo (Figura 2.38b).

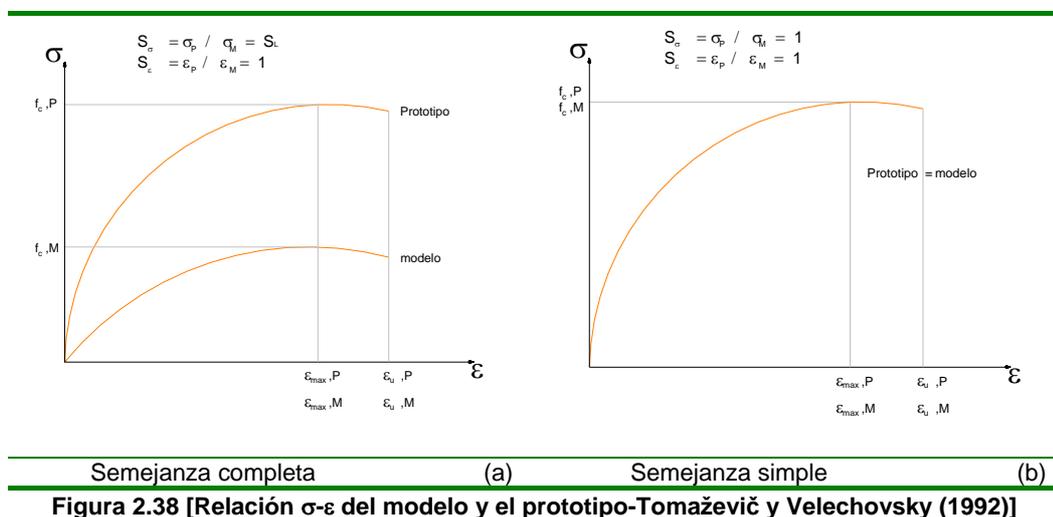


Figura 2.38 [Relación σ - ε del modelo y el prototipo-Tomažević y Velechovsky (1992)]

2.5.3 CONSIDERACIONES GENERALES PARA ENSAYOS SOBRE MODELOS

Tomažević y Weiss (1994), llevan a cabo una campaña experimental para caracterizar el comportamiento dinámico de edificios con estructura portante, basada en paredes de carga de obra de fábrica, mediante ensayos con modelos a escala reducida en un actuador dinámico simple. Con el objetivo de modelar al máximo el fenómeno, los mismos autores consideran una serie de semejanzas. En primer lugar, para que haya semejanza en el comportamiento dinámico de la estructura, se requiere distribuciones similares de masas y rigideces a lo largo de la altura del prototipo y del modelo. Sin embargo, para obtener semejanza en el mecanismo de fallo, se requiere que las paredes del modelo y del prototipo trabajen de manera similar (es decir, que tengan similar relación entre los niveles de tensión de trabajo en la pared y la resistencia a compresión de la fábrica).

Para modelos de semejanza completa estos dos aspectos se cumplen casi de forma directa. Sin embargo, existen dificultades tecnológicas que

permitan desarrollar materiales con las exigencias de un modelo completo (Tomažević y Velechovsky, 1992), ya que en general no es nada fácil reducir la resistencia de un material sin reducir al mismo tiempo su peso específico. Desafortunadamente, cuando los materiales utilizados en la construcción del modelo son los mismos materiales que los del prototipo, para obtener una correcta semejanza se necesitan realizar arreglos tanto en la distribución de masas de la estructura como en el nivel de tensiones de ésta (Tomažević y Velechovsky, 1992).

Como se ha comentado anteriormente, el comportamiento global del sistema estructural y el mecanismo de fallo se pueden determinar ensayando modelos a escala reducida de edificios con estructura portante de fábrica. Sin embargo, al reducir las dimensiones físicas del modelo los efectos de parámetros como las tensiones y deformaciones, las uniones de la pared con el forjado y la adherencia del mortero con las piezas entre otros, cambian el comportamiento global de la estructura. En muchos casos, la posibilidad de modelizar la influencia de estos parámetros en el comportamiento estructural a un grado aceptable de precisión limita la reducción del tamaño del modelo del edificio de obra de fábrica. De este modo, a partir de experiencias de diversas campañas experimentales y teniendo en cuenta las posibilidades tecnológicas de fabricar materiales para un modelo que siga las leyes de semejanza de un modelo completo, Tomažević y Velechovsky (1992) establecen como límite superior en la reducción del tamaño a 1:7 para ensayos sobre paneles individuales y a 1:4 para edificios de fábrica de ladrillo o piedra.

2.6 CAMPAÑAS EXPERIMENTALES RELEVANTES CON MODELOS REDUCIDOS EN PAREDES DE OBRA DE FÁBRICA

La obra de fábrica de ladrillo ha sido poco estudiada de manera experimental si se compara con otros materiales como el hormigón o el acero; de igual forma, campañas sobre modelos reducidos relevantes son escasas. Como se explicó en el apartado 2.2.2, la campaña experimental más significativa donde se obtuvieron resultados completos del comportamiento biaxial fue la realizada por Page (1980,1981,1983), quien desarrolló ensayos sobre 180 paneles cuadrados ($l = 360$ mm) de obra de fábrica de ladrillo a escala 1:2 sometidos a tensión biaxial (tracción-compresión). Las paredes fueron construidas del corte de ladrillos macizos y mortero de cemento, cal y arena (1:1:6) en forma horizontal, pegando las piezas sobre un plexiglás y luego vertiéndoles el mortero, así garantizaba espesores de junta iguales y el ángulo de orientación de estas mismas con respecto a las tensiones principales exacto (0° , 22.5° , 45° , 67.5° , 90°). Los estados de carga biaxial se obtenían mediante un dispositivo con gatos hidráulicos que le aplicaba carga en proporciones constantes en las direcciones ortogonales a través de unas vigas repartidoras; la carga de tracción la obtuvo pegado el panel con cemento epóxico. En el apartado 2.2.2.3 se explican los resultados obtenidos por Page.

Samarashinge y Hendry (1982) realizaron una campaña experimental a escala 1:6 con paneles de ladrillo y mortero de cemento, cal y arena (1:¼ :3). Construyeron dos dimensiones de paredes, unos de 150x150x18 mm y otros de 240x230x18 mm. Los primeros fueron utilizados para ensayos cuyo ángulo

de orientación de las juntas con respecto a las tensiones principales era 0° y 90° . Para orientaciones con ángulos de 22.5° , 45° y 67.5° fueron utilizados los muros más grandes, que mediante disco de corte obtenía paneles con sus respectivos ángulos. Los paneles fueron sometidos a estados de tensión biaxial (tracción-compresión) mediante un dispositivo metálico rectangular con dos gatos hidráulicos de 100 kN, que le aplicaba carga en proporciones constantes en las direcciones ortogonales a través de unas vigas repartidoras, que fueron pegadas mediante epóxico en las dos caras de aplicación de la carga de tracción, de esta manera lograron un estado uniforme de esfuerzo (ver apartado 2.2.2.4).

Mann y Müller (1982) realizaron ensayos sobre paredes y probetas a escala 1:2 con algunas diferencias entre ellos, como tipo de ladrillo, resistencia de los ladrillos, resistencia del mortero, tamaño del ladrillo, diferentes perforaciones y juntas verticales con o sin mortero. En el párrafo 2.2.2.5 se presenta el criterio detallado obtenido a raíz del estudio experimental.

Dialer (1991) Realizó ensayos sobre 33 paneles (200x200x50 mm) a escala reducida construidos con ladrillos de arcilla (38x18x50 mm) sometidos a carga uniaxial y biaxial. En el párrafo 2.2.2.10 se presenta el criterio propuesto por Dialer.

Existe otro tipo de ensayos de mayor envergadura, que son los realizados sobre estructuras bidimensionales o tridimensionales. Entre los más destacados para la fábrica de ladrillo no reforzada, se encuentran los realizados por Sinha et. al. (1971), cuya campaña consistió en una serie de ensayos sobre 2 edificios iguales a diferentes escalas (escala reducida 1:6, escala real), ensayados bajo carga horizontal gradual hasta llegar a la rotura. Otro estudio destacable fue realizado por Tomažević et. al. (1992), con modelos a escala reducida (1:4 y 1:5), su objetivo era el de obtener resultados realistas del comportamiento post-elástico en edificios sujetos a fuerzas sísmicas. En apartados posteriores se explica de forma amplia tanto los ensayos de Sinha como los de Tomažević.

Žarnič et al. (2001), realizaron ensayos sobre dos modelos de edificios simples de obra de fábrica de ladrillo confinados mediante pórticos de hormigón sobre una mesa vibratoria. La escala empleada fue la de 1:4 que comprometía no únicamente en la geometría, sino también la resistencia a la compresión de los ladrillos, la resistencia a la compresión del mortero, la tensión a corte última.

Basados en la experiencia con modelos a escala, Žarnič et al. (2001) afirman que para ensayos de obra de fábrica confinada, construida según una réplica real a escala reducida, puede arrojar valiosa información sobre la respuesta estructural y las características dinámicas de daño; Igualmente, concluyen que la respuesta del modelo puede ser perfectamente comparada con el comportamiento global de estructuras usando las leyes de semejanza.

Modena et al. (1998), presentan una secuencia de resultados obtenidos de la experimentación de una edificación de 2 niveles compuestos de muros de mampostería reforzada a escala 1:3. El programa total de ensayos consistió en 33 pruebas sísmicas con una secuencia alternada de caracterización dinámica baja. El diseño de los modelos a escala reducida fue realizado

adoptando los mismos materiales usados en el prototipo. Es por este hecho que los módulos de elasticidad y la densidad de los materiales se mantienen en el modelo. El factor de escala longitudinal 1:3 fue escogido por tratarse del máximo posible de la capacidad en dimensión y carga de la mesa vibratoria. Modena et al. (1988) una vez que definieron los tres factores principales de escala (Modulo de elasticidad - densidad - longitud), los demás fueron consecuentemente calculados según el análisis dimensional y de acuerdo a la hipótesis de comportamiento elástico lineal de los materiales. En las conclusiones finales, Modena et al. presentan un nuevo método para el análisis de la respuesta no lineal frente a acciones dinámicas que representan una herramienta efectiva y práctica para la investigación de estructuras complejas, posibilitando describir el sistema dinámico de respuesta. Estas condiciones pueden verificarse fácilmente en el caso de fuerzas sísmicas.

2.6.1 ENSAYO MODELO REAL Y REDUCIDO A ESCALA 1:6 - SINHA (1971)

Investigadores de la Universidad de Edimburgo en Escocia (Sinha et al., 1971) llevaron a cabo una campaña de ensayos experimentales con un edificio a escala real (Figura 2.40b), así como también con un modelo similar construido a escala 1:6 (Figura 2.40a). Ambas estructuras fueron sometidas a la acción de carga horizontal uniforme, para representar la acción del viento, hasta producir rotura. En la Figura 2.39 se muestra la geometría de ambas estructuras.

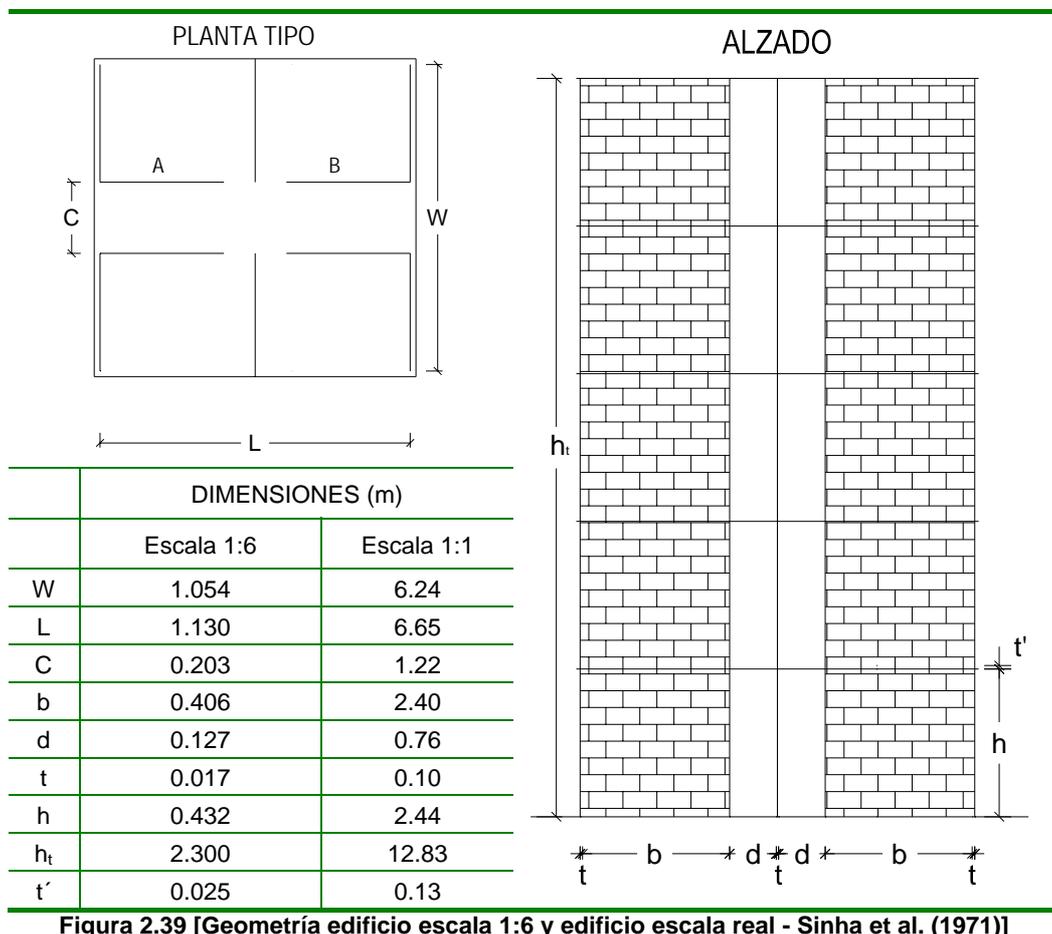


Figura 2.39 [Geometría edificio escala 1:6 y edificio escala real - Sinha et al. (1971)]

A continuación se expone una descripción del método de ensayo utilizado por los autores y los resultados conseguidos.

2.6.1.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

2.6.1.1.1 MATERIALES UTILIZADOS

MODELO A ESCALA 1:6

En la construcción de las paredes del modelo a escala 1:6 utilizaron ladrillos con una resistencia a compresión de 29,10 MPa, 26,79 MPa y 23,68 MPa. La arena y el cemento (tipo pórtland de endurecimiento rápido) que emplearon, seguían las especificaciones marcadas por las normas británicas (B.S. 1200:1955 y B.S. 12:1958 respectivamente).

El mortero lo dosificaron con una relación arena-cemento de 4:1 en peso (3:1 en volumen). La resistencia a compresión de las probetas cúbicas de 1 pulgada de lado (2,54 cm) fue de 11,6 MPa. Para rellenar las uniones entre los forjados y las paredes utilizaron una mezcla de mortero con una relación arena-cemento 1:1.

EDIFICIO A ESCALA REAL

A diferencia del modelo a escala reducida 1:6, para la construcción de las paredes del modelo a escala real utilizaron ladrillos perforados con una resistencia a compresión de 34,61 MPa. En cambio, en la elaboración del mortero emplearon la misma arena y cemento que se había utilizado en el modelo a escala reducida.

En la construcción de las paredes, el mortero empleado tenía una relación arena-cemento-finos de 3:1: $\frac{1}{4}$, el cual contribuía con una resistencia a compresión a los 28 días de 14,48 MPa medida en probetas cúbicas de 4 pulgadas (10,13 cm) de lado.

2.6.1.1.2 DETALLES CONSTRUCTIVOS

MODELO A ESCALA 1:6

En el modelo a escala 1:6 las paredes se construyeron por separado y una vez acabadas, ensamblaron toda la estructura como muestra la Figura 2.40a. Durante el montaje del modelo tuvieron especial cuidado que los paños permanecieran lo más derechos e intactos posible. Las juntas entre paredes, y entre éstas y los forjados, las rellenaron con mortero. Todas las paredes de los muros de planta baja descansaban sobre unos canales metálicos de ancho 3,17 cm a los cuales fueron fijadas con mortero.

En la fabricación del hormigón para cada uno de los forjados, emplearon una mezcla con una relación arena-cemento-finos de 1:1:2 en peso y un árido de tamaño máximo 0,48 cm. La resistencia a compresión media a los 7 días, medida en probetas cilíndricas de 6 pulgadas (15,24 cm) de diámetro por 12 pulgadas (30,48 cm) de altura fue de 38,91 MPa, mientras que en probetas cúbicas de 4 pulgadas

(10,16 cm) de lado fue de 49,11 MPa. El valor del módulo de elasticidad obtenido con probetas cilíndricas fue de 22.06 MPa. Para proporcionar rigidez a los forjados dispusieron un refuerzo tanto en la parte superior como en la parte inferior.

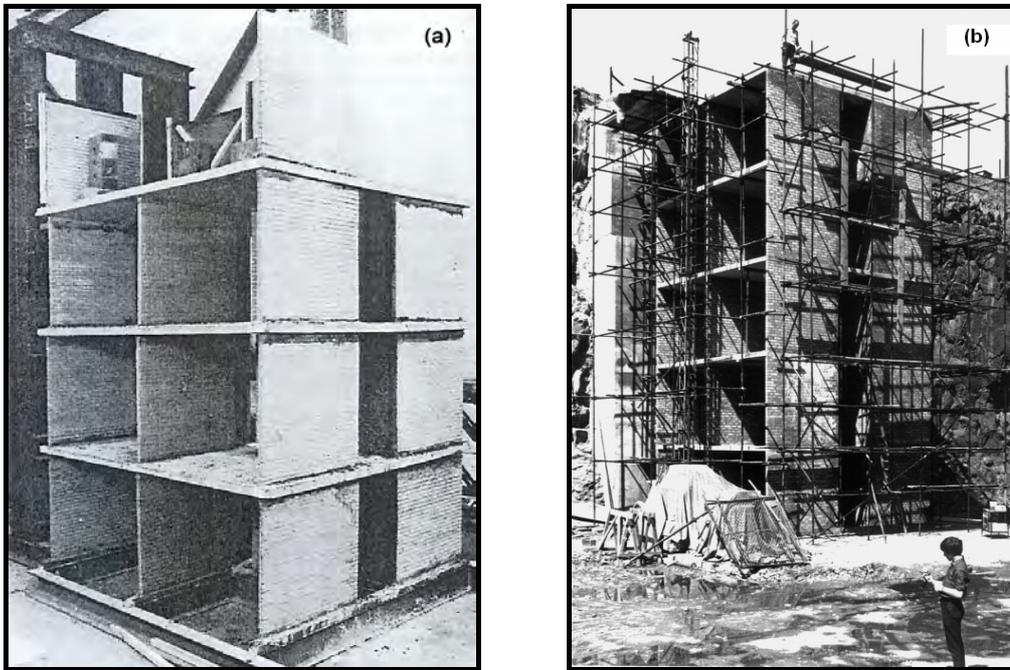


Figura 2.40 [a] Ensamblaje estructura escala 1:6.
b) Edificio real en la cantera de Torphin, Edimburgo - Sinha et al. (1971)]

EDIFICIO A ESCALA REAL

En este caso, las paredes las construyeron según lo expuesto en la *B. Ceram. R.A. Model Specification (1967)*.

Los forjados del modelo a escala real se construyeron a partir de viguetas pretensadas de canto 2 pulgadas (5,08 cm) con una capa de compresión de hormigón armado de 3 pulgadas (7,62 cm) de espesor aplicada *in situ*. El resultado que obtienen de esta tipología es similar al obtenido de la fabricación de un forjado *in situ* convencional con la ventaja de un ahorro de tiempo y encofrado. La resistencia a compresión a los 28 días del hormigón fue de 20,68 MPa. En la Figura 2.40b se muestra una panorámica general de toda la estructura del edificio.

2.6.1.1.3 APLICACIÓN DE LA CARGA HORIZONTAL Y VERTICAL

MODELO A ESCALA 1:6

Para simular las tensiones que producía el peso propio en planta baja (estimada en 0,37 MPa), utilizaron lingotes de plomo colgados de las paredes y apoyados sobre los forjados cuyo peso total alcanzaba los 20,2 kN. Asumieron que la carga provocada por el plomo se distribuía uniformemente por todas las paredes.

La carga horizontal la aplicaron en cada planta mediante un gato hidráulico capaz de proporcionar una carga puntual de 60 kN. Para transmitir dicha carga al forjado, utilizaron un sistema de rótulas y vigas de reparto (Figura 2.41).

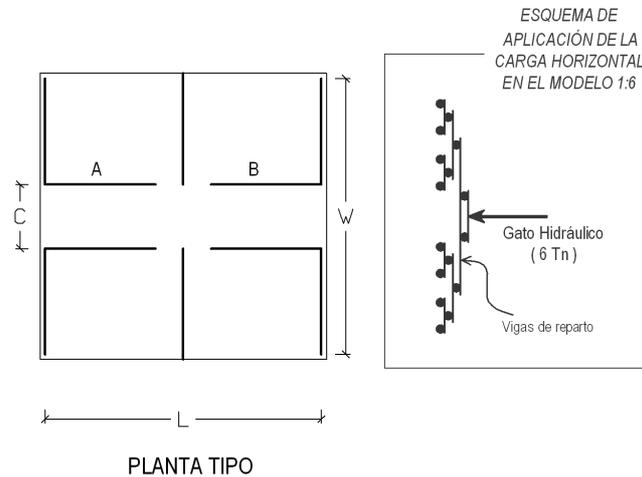


Figura 2.41 [Aplicación carga horizontal modelo reducido, a través de un único gato horizontal por forjado, vigas de reparto de carga y rótulas - Sinha et al. (1971)]

EDIFICIO A ESCALA REAL

Debido a que resultaba excesivamente costoso construir una viga especial que proporcionase la reacción necesaria a los gatos hidráulicos que aplicaban la carga horizontal, el edificio se construyó en una cantera abandonada, de manera que la propia pared excavada de la cantera sirviera de reacción a los gatos.

En el modelo a escala real no considera ninguna carga de tipo gravitatorio, de manera que la única carga aplicada fue la carga horizontal simulando el efecto del viento. Para materializar dicha carga, utilizaron 15 gatos hidráulicos de 100 kN cada uno, 3 gatos en cada una de las 5 plantas que constituía la estructura (Figura 2.42).

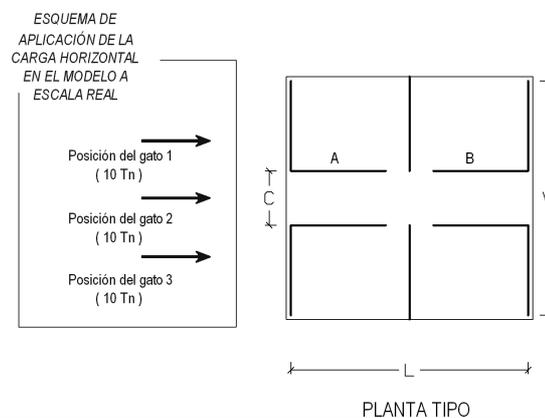


Figura 2.42 [Aplicación de la carga horizontal en el edificio real, a través de 3 gatos horizontales por forjado rótulas - Sinha et al. (1971)]

La carga de cada uno de los gatos fue medida con una célula de carga debidamente calibrada en el laboratorio. Todos los gatos se controlaban a través de una única bomba, que daba la presión necesaria a cada uno de ellos en función de la posición que ocupase. Para distribuir la carga en los forjados se utilizaron dos válvulas de control, de manera que al forjado superior llegara la mitad de la carga que al resto, simulando así el efecto del viento.

Tanto en el modelo a escala 1:6 como en el edificio real, los desplazamientos resultantes de la aplicación de la carga horizontal fueron evaluados.

2.6.1.2 RESULTADOS OBTENIDOS

Para ambas estructuras obtuvieron los desplazamientos globales provocados por la carga horizontal, además, para el modelo a escala real calcularon la distribución de las deformaciones verticales en los muros de la planta inferior. Durante la aplicación de la carga horizontal, evaluaron las tensiones medias en la base de los muros y osciló entre 0,03 MPa y 0,2 MPa. El último valor de tensión actuante fue de 1,5 veces la tensión provocada por un viento de diseño de 170,55 km/h y mayor que la permitida por las normas británicas.

Los desplazamientos de ambos edificios a diferentes estados de carga se recogen en la Figura 2.43.

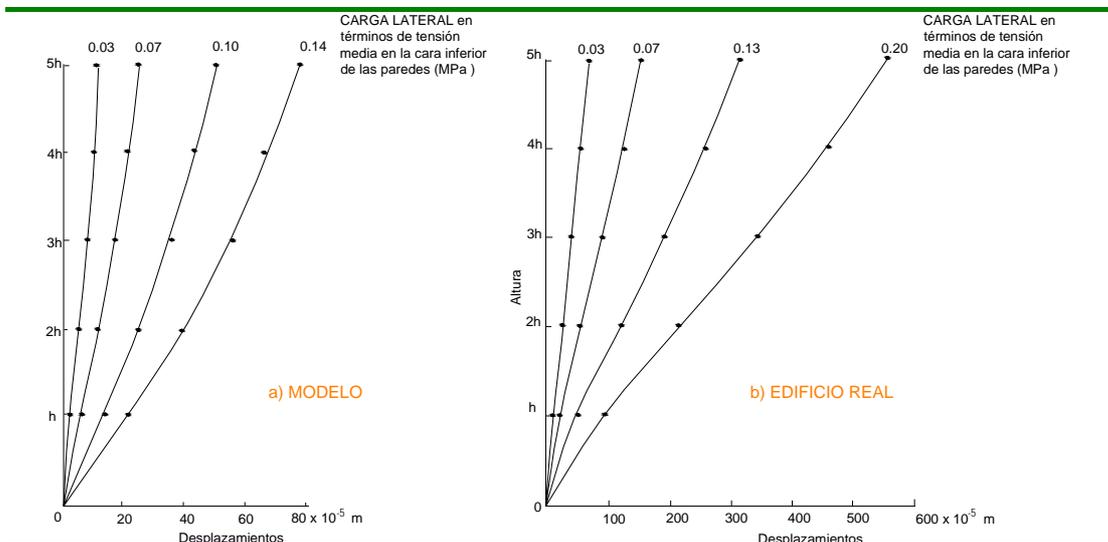


Figura 2.43 [Desplazamiento en cada piso de la estructura para varios estados de carga lateral - Sinha et al. (1971)]

2.6.2 ENSAYO MODELO REDUCIDO 1:5 - TOMAŽEVIČ ET. AL. (1992)

Como consecuencia del devastador terremoto acaecido en Skopje, en 1963, se llevan a cabo en el ZRMK (Instituto de Investigación sobre Materiales y Estructuras) de Lubiana – Eslovenia, una serie de ensayos con el objetivo de conocer mejor los efectos sísmicos en la obra de fábrica. Entre las diversas campañas experimentales efectuadas, se encuentra un

edificio de obra de fábrica de ladrillo a escala 1:5 (Tomažević, et al., 1992). La descripción geométrica del modelo se detalla en la Figura 2.44.

El edificio a escala reducida pretende ser una simplificación de una construcción residencial típica del centro de Europa de 3 ó 4 plantas. Ya que los experimentos fueron subsidiados por los productores de ladrillos italianos, los requerimientos para la configuración estructural y la calidad de los materiales se tomaron de las regulaciones de la normativa italiana.

El sistema estructural del modelo a escala reducida está conformado por paredes de carga de 55 mm (280 mm escala real) distanciadas entre ejes a 0,90 m (4,5 m escala real) y altura típica de piso de 0,56 m (2,80 m escala real), sobre las cuales se apoyan forjados de hormigón armado.

A fin de caracterizar el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras, aplicaron una carga cíclica horizontal sobre el modelo hasta producir rotura, mediante un sistema de actuadores dinámicos. Asimismo, se dispone de una estimación analítica de la carga horizontal resistida, obtenida por los autores mediante un método propio para análisis límite.

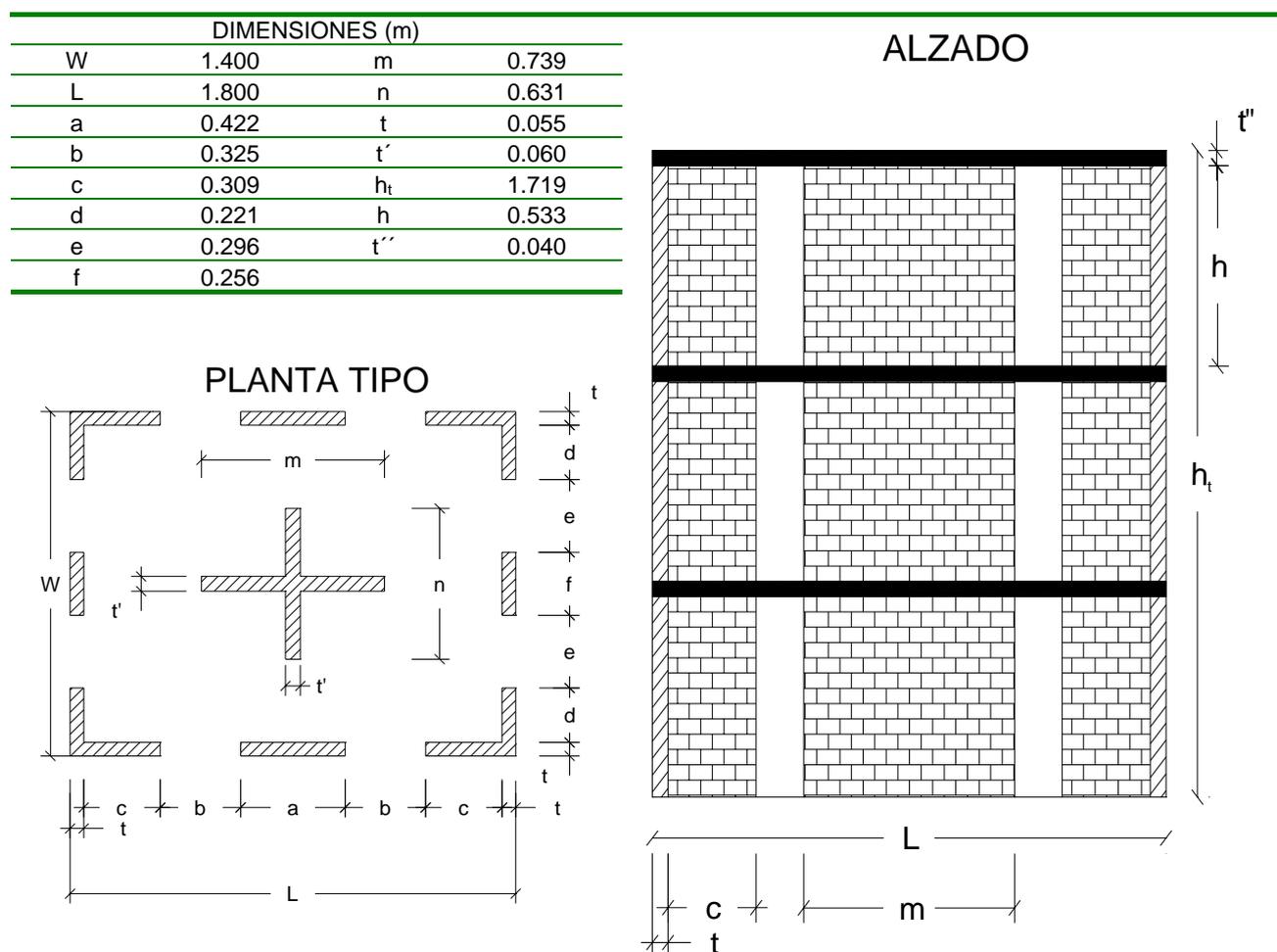


Figura 2.44 [Descripción geométrica del modelo de estructura a escala 1:5 a base de paredes de carga ensayado en el ZRMK -Tomažević et al. (1990)]

2.6.2.1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

2.6.2.1.1 MATERIALES UTILIZADOS

En la construcción del modelo se emplearon los mismos materiales que los utilizados en el prototipo, por tanto, se han seguido las reglas de semejanza correspondientes a un modelo simple; la Tabla 2.3 indica los factores de escala usados por Tomažević. Los ladrillos destinados a la construcción de las paredes del modelo los obtuvieron recortando las piezas del prototipo para ajustarlas a las dimensiones del modelo. El ladrillo en cuestión se trata de pieza de cerámica perforada con resistencia a compresión de 8 MPa. El mortero de resistencia a compresión de 7,5 MPa, posee una relación cemento (pórland), cal, arena de 1:2:9 y tamaño máximo (arena) de 2 mm.

Cantidad	Ecuación general	Modelo completo	Modelo simple
Longitud (L)	$S_L = L_P / L_M$	S_L	S_L
Deformación (ε)	$S_\varepsilon = \varepsilon_P / \varepsilon_M$	1	1
Resistencia (f)	$S_f = f_P / f_M$	S_L	1
Tensión (σ)	$S_\sigma = \sigma_P / \sigma_M$	S_L	1
Módulo de Young (E)	$S_E = S_\sigma / S_\varepsilon$	S_L	1
Peso específico (Γ)	$S_\Gamma = \Gamma_P / \Gamma_M$	1	1
Fuerza (F)	$S_F = S_L^2 S_f$	S_L^3	S_L^2
Tiempo (t)	$S_t = S_L \sqrt{S_\Gamma S_\varepsilon / S_f}$	$\sqrt{S_L}$	S_L
Frecuencia (Ω)	$S_\Omega = 1 / S_t$	$1 / \sqrt{S_L}$	$1 / S_L$
Desplazamiento (d)	$S_d = S_L S_\varepsilon$	S_L	S_L
Velocidad (v)	$S_v = S_\varepsilon \sqrt{S_f / S_\Gamma}$	$\sqrt{S_L}$	1
Aceleración (a)	$S_a = S_f / S_L S_\Gamma$	1	$1 / S_L$

Tabla 2.3 [Factores de escala para modelos completos y simples - Tomažević et al. (1992)]

	Fábrica		Relación Prototipo/Modelo	
	Prototipo	Modelo	Actual Prototipo/Modelo	Debería ser S_q
Resistencia a comp. (f_{cm})	5,30	6,33	0,8	1
Resistencia a tracc. (f_t)	0,50	0,40	1,25	1
Módulo de Young (E)	4500	6450	0,7	1
Mód. de def. trans (G)	400	295	1,4	1
Peso específico (Γ)	1100	1510	0,7	1

Tabla 2.4 [Relación teórica y experimental entre las propiedades mecánicas medidas en el modelo y el prototipo (f_{cm} , f_t , E y G en MPa, y en kg/m^3) - Tomažević et al. (1990)]

Para construir los forjados emplearon un micro hormigón con una mezcla cemento Pórtland y arena de 4 mm de diámetro máximo en una proporción 1:3. Las propiedades mecánicas de los materiales, según sus propios autores, se encuentran representadas en la Tabla 2.4. Puesto que el modelo a escala reducida que se está estudiando se trata de un modelo simple, por tanto los materiales utilizados en su construcción son los mismos materiales que los usados en el prototipo, el valor de las propiedades medidas en el modelo debería ser el mismo que el valor de las mismas propiedades medidas en el prototipo como muestra la Tabla 2.4.

2.6.2.1.2 APLICACIÓN DE LA CARGA HORIZONTAL Y VERTICAL

No hay que olvidar que el objetivo de este ensayo fue caracterizar el comportamiento dinámico global de la estructura al aplicarse una carga cíclica horizontal simulando sismo. Para caracterizar el comportamiento sísmico global del edificio, deberían cumplir las condiciones de semejanza en el comportamiento dinámico y en el mecanismo de fallo al mismo tiempo. Para ello requirieron una distribución similar de masa y rigidez entre el modelo y el prototipo a la vez que las paredes de carga trabajaban a un mismo nivel de tensiones (relación entre la tensión en la pared y la resistencia a compresión de la fábrica) en sendas estructuras (Tomažević-Weiss, 1994).

En el caso de los llamados modelos completos, ambos requerimientos se cumplen automáticamente, mientras que en el caso de modelos simples construidos a partir del mismo material que el prototipo se necesitan realizar algunos arreglos.

Para este caso, fijaron bloques de hormigón en los forjados (300 kg de masa en cada nivel) con la finalidad de conseguir la semejanza para el comportamiento dinámico. El peso total del modelo asciende a 19,74 kN (1974 kg) con el reparto que se muestra en Tabla 2.5.

Modelo a escala reducida 1:5		
Piso 3	5,37 kN	(537 kg)
Piso 2	6,58 kN	(658 kg)
Piso 1	6,58 kN	(658 kg)
TOTAL	19,74 kN	(1974 kg)

Tabla 2.5 [Distribución de las masas - Modena-Tomažević (1990)]

Por otro lado, para conseguir una semejanza en el mecanismo de fallo sin alterar la distribución de masa impuesta, introdujeron unas tensiones verticales adicionales en las paredes. De este modo, pretensaron las paredes de fábrica al nivel deseado con 8 tendones de acero (dos en cada una de las cuatro esquinas del edificio), que introducían una carga vertical total de 48 kN, como se observa en la Figura 2.45.

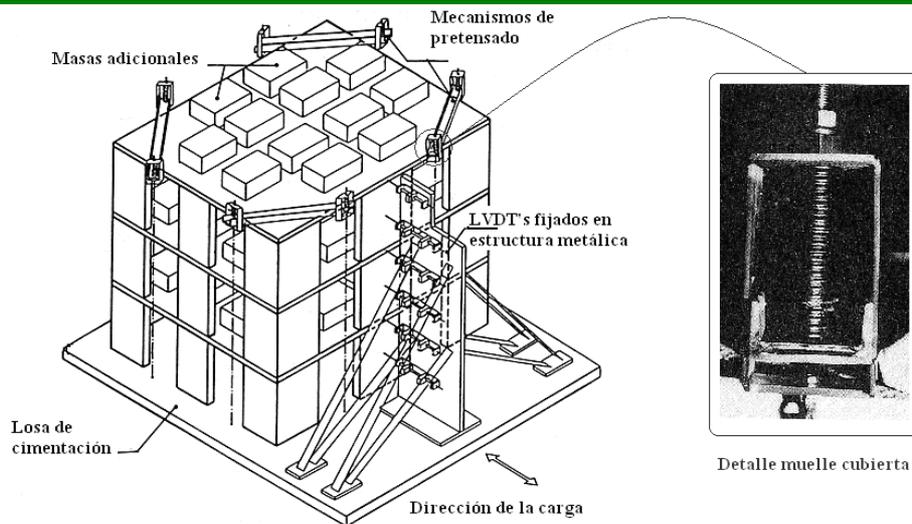


Figura 2.45 [Combinación de masas adicionales en los forjados de cada piso con un mecanismo de pretensado a base de tendones de acero. Detalle muelle utilizado en la cubierta del edificio a escala 1:5 para controlar la fuerza de pretensado - Tomažević y Velechvsky (1992)]

Para mantener constante la fuerza de pretensado, a pesar de los movimientos horizontales y verticales inducidos a la estructura durante el ensayo, los tendones se anclaron en cimentación y en cubierta, y los fijaron con unos muelles como muestra el detalle de la Figura 2.45. Ensayos y cálculos posteriores realizados por Tomažević-Velechovsky (1992) demostraron que el pretensado introducido a los muros a través de los tendones no alteró significativamente ni el comportamiento dinámico de la estructura ni la magnitud del cortante en la base.

2.6.2.2 RESULTADOS OBTENIDOS

La Figura 2.46 muestra la evolución del cortante en la base del modelo en función del desplazamiento del entrepiso en la primera planta. Además esta curva se compara con una estimación analítica realizada por los mismos autores.

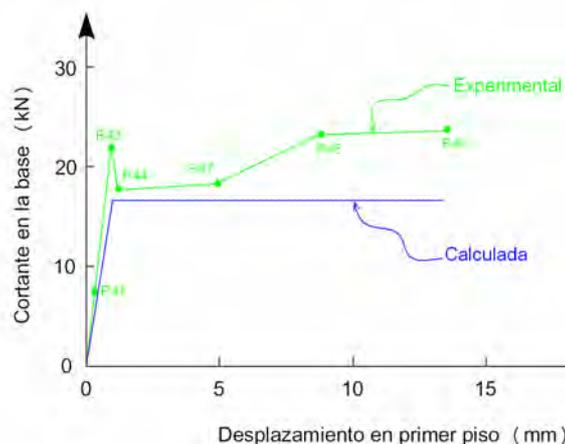


Figura 2.46 [Relación experimental y teórica entre el cortante en la base y el desplazamiento en el primer piso - Tomažević (1994)]

Tomazevic et al. (1990) describen, que al aplicar la carga horizontal en la estructura, primero se observó la formación de fisuras horizontales en las secciones de muro más próximas a cimentación. Al mismo tiempo, el daño en los distintos elementos estructurales se distribuía de forma muy heterogénea por todos ellos, especialmente en los muros de esquina de la planta del primer piso, lo que produjo la aparición de efectos torsionales. Al llegar al estado último, se desarrollaron una serie de fisuras horizontales próximas a la unión muro-forjado. De manera general, se observó que hubo partes del muro central que fallaron por cortante en la dirección de aplicación de la carga horizontal, mientras que las paredes perimetrales centrales fallaron por flexión con aplastamiento de los ladrillos a compresión (Figura 2.47).

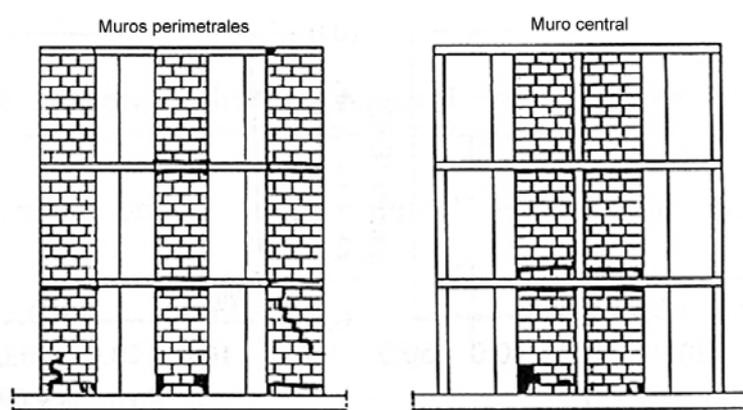


Figura 2.47 [Esquema de roturas en las paredes en estado último - Tomažević y Weiss (1994)]

Finalmente, una de las paredes de la esquina fallo completamente, causando el colapso total del modelo (Figura 2.48). Se ve claramente en la Figura 2.48a que aunque los muros de fábrica fueron pretensados, el muro de esquina del modelo a escala 1:5 se desplaza libremente durante el ensayo; la Figura 2.48b muestra el colapso total de la estructura.

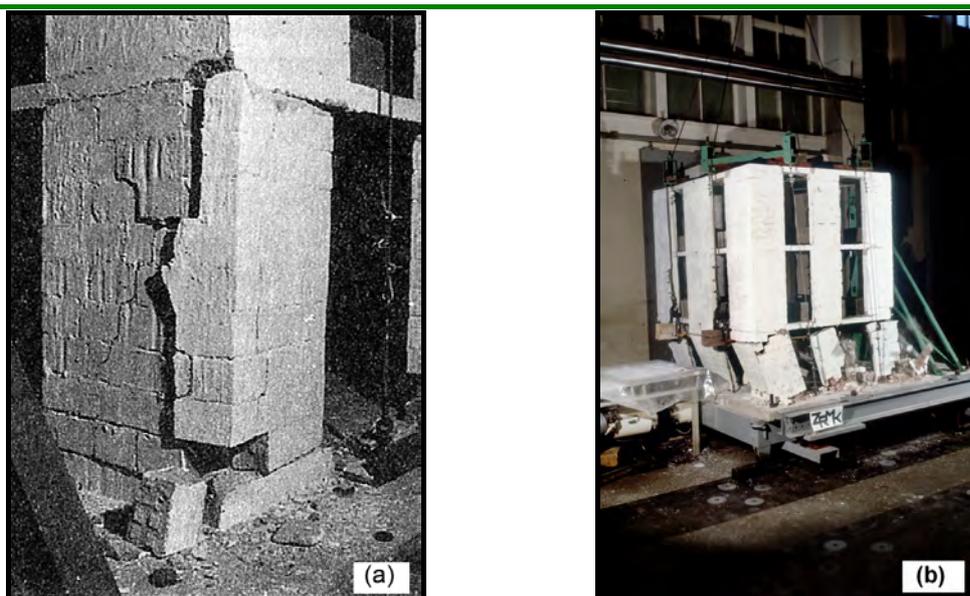


Figura 2.48 [Detalles de la rotura del modelo a escala - 1:5 Tomažević y Velechvsky (1992)]

TRES

CAMPAÑAS EXPERIMENTALES SOBRE PAREDES DE OBRA DE FÁBRICA DE LADRILLO A ESCALA REAL Y REDUCIDA

3.1 INTRODUCCIÓN

Uno de los principales objetivos de esta investigación, consiste en caracterizar experimentalmente la respuesta resistente de sistemas estructurales formados por paredes de carga de obra de fábrica de ladrillo, bajo la acción de cargas laterales. Para alcanzar este objetivo se ha desarrollado un programa que incluye cinco (5) campañas experimentales sobre paneles de obra de fábrica de ladrillo, bajo estados no uniformes de tensión.

Los ensayos basados en la aplicación de estados no uniformes de tensión, permiten simular las condiciones reales de carga sobre muros portantes, siendo de especial importancia el conocer la respuesta ante acciones horizontales causadas por sismo o viento. A diferencia de los ensayos bajo estados uniformes de tensión, donde las tensiones de compresión y/o tracción se aplican uniformemente a lo largo de los lados del panel de manera que la distribución de tensiones en todo el panel es en media homogénea y estáticamente determinable (ensayos de Page, 1981,1983, Samarashinghe y Hendry, 1982), en los ensayos bajo estados no uniformes de tensión, el estado tensional no puede ser fácilmente determinado a partir del conocimiento de las cargas.

Las campañas experimentales desarrolladas sobre paredes simples se sigue el siguiente orden:

- Ensayos sobre los elementos

Se caracterizan los materiales (ladrillo y mortero) empleados en las cinco campañas experimentales. Resistencia a compresión (f_b , f_m); resistencia a tracción del ladrillo (t_{tb}) obtenida de forma indirecta mediante ensayo a flexión (f_{xb}); resistencia a flexión del mortero (f_{xm}).

- Ensayos sobre pequeños ensamblajes

Mediante probetas constituidas por ensamblajes simples, se estudia el comportamiento en conjunto de los elementos que conforman la obra de fábrica de ladrillo. Ensayos uniaxial de corte, ensayo biaxial de corte y ensayos a compresión.

- Ensayos sobre grandes ensamblajes

Campaña experimental I (MS11GSL) Muros Simples a carga biaxial - escala 1:1. Giro Superior Libre.
 Campaña experimental II (MS14GSI) Muros Simples a carga biaxial - escala 1:4. Giro Superior Impedido.
 Campaña experimental III (MS14GSL) Muros Simples a carga biaxial - escala 1:4. Giro Superior Libre.
 Campaña experimental IV (MSDD14GSL) Muros Simples / Distintas Dimensiones a carga biaxial - escala 1:4. Giro Superior Libre.
 Campaña experimental V (MSSML14GSL) Muros Simples / Sin Mortero en Llagas a carga biaxial - escala 1:4. Giro Superior Libre.

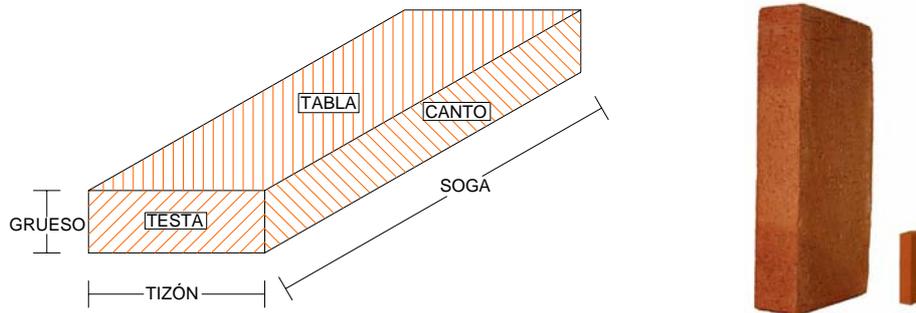
El motivo por el cual se trabajó con paredes a escala 1:4 fue la perspectiva de ensayar edificios a esta escala.

3.2 MATERIALES

La obra de fábrica de ladrillo, como es bien conocido, es *“todo elemento obtenido por la colocación de ladrillos, uno junto a otro y sobre otros ordenadamente y solapando de acuerdo con unas determinadas leyes de traba”* P.I.E.T. 70 (1971). Sus propiedades mecánicas dependen en gran parte de las propiedades de los materiales que la componen, el ladrillo y un ligante que generalmente es el mortero, y de la interfaz compuesta por estos dos materiales.

Los ladrillos empleados en las campañas experimentales cumplen los alineamientos de la normativa europea EN 771-1:2003 (2003) empleada para la fábrica de albañilería de forma ortoédrica, fabricadas por molde, secado y cocción de una pasta arcillosa. Los de escala real (1:1) fueron suministrados por una ladrillera de la región; los de escala reducida (1:4), luego de varias alternativas (obtención del corte de los ladrillos a escala real), se elaboraron con la misma pasta arcillosa que los de escala real en colaboración con una empresa dedicada a la fabricación de objetos cerámicos (Tabla 3. 1). El anexo A sintetiza el estudio, la producción y ensayos realizados a los ladrillos de escala 1:4 hasta obtener el ladrillo empleado.

Como material ligante, se empleó mortero de albañilería M-80 de producción industrial; sus datos técnicos se muestran en la Tabla 3. 2. Se consideró el



	ladrillo escala real (mm)	ladrillo escala reducida (mm)
soga	290	72,50
tizón	140	35,00
grueso	50	12,50
tipo de ladrillo	ladrillo totalmente macizo M	

Tabla 3. 1 [Características geométricas del ladrillo]

uso de mortero de planta debido a la poca dispersión que presenta al usar la cantidad correcta de agua recomendada por el fabricante; en ensayos a flexión y compresión sobre 10 sacos (Cemex M-80), la dispersión obtenida fue satisfactoriamente reducida. El anexo B (B.1) reúne los resultados obtenidos en estos ensayos.

El mortero M-80 se utilizó para la construcción de las paredes en las dos escalas (1:1 y 1:4) con una pequeña diferencia. Para las campañas a escala 1:4 se retiró mediante tamizado todo el porcentaje retenido en el tamiz de 1,19 mm, ya que el tamaño de las juntas es de 2,50 mm y el uso de tamaños mayores a 1,19 mm hacía complejo mantener las juntas con este espesor.

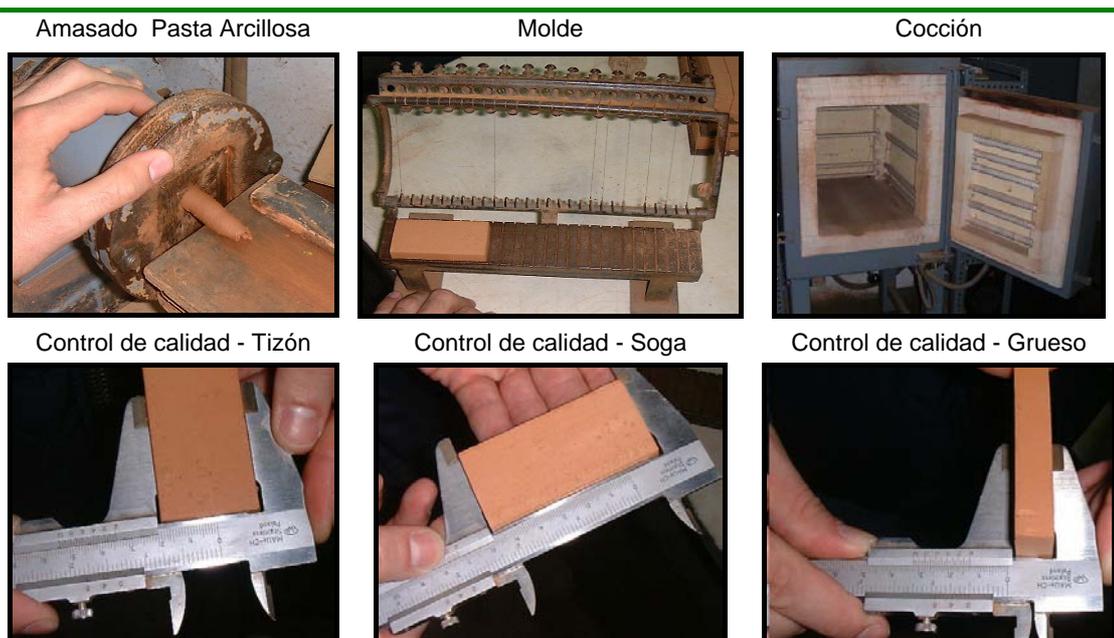


Figura 3. 1 [Elaboración y control de calidad de ladrillos escala 1:4]

El tamaño máximo del agregado no se eligió en forma arbitraria, sino que después de construir pequeños muretes con morteros cribados por diferentes tamices (2,00 mm, 1,58 mm, 1,19 mm y 1,00 mm), se encontró que para mantener espesores de juntas de 2,50 mm se deberían emplear morteros cuyo tamaño máximo sea 1,19 mm.

El proceso no consiste simplemente en retirar el porcentaje de arena que queda retenido en el tamiz de 1,19 mm, ya que cambia las propiedades del mortero (relación arena : cemento, tendencia de la curva granulométrica, resistencia, etc.). Para mantener estas propiedades, al mortero tamizado se le adiciona el porcentaje retenido en proporción a la granulometría. Los resultados finales se resumen en la Figura 3. 2 y la Tabla 3. 3. El anexo B (B.2) recapitula por completo este estudio.

Presentación	Polvo gris
Densidad aparente del polvo	aprox. 1400 ± 50 kg/m ³
Densidad aparente en pasta	aprox. 1950 ± 50 kg/m ³
Densidad aparente endurecido	aprox. 1800 ± 50 kg/m ³
Agua de amasado	(13-15 %) 140 l/ton
Resistencia a compresión teórica (28 días)	8 MPa
Dosificación por Tonelada: 130 Kg de Cemento; 845 Kg de Arena; 25 Kg de Filler	

Tabla 3. 2 [Datos técnicos del mortero de albañilería M-80]

La siguiente tabla (Tabla 3. 3) recopila la granulometría del mortero de albañilería que se empleó en la construcción de las diferentes escalas de muros.

GRANULOMETRÍA DE MORTERO DE ALBAÑILERÍA						
Mortero granulometría 1:1			Mortero granulometría 1:4			
TAMIZ	% reten. acumul.	% pasa acumul.	Peso ret. acumul.	% reten. acumul.	% pasa acumul.	Peso ret. acumul.
4,00	0,02	99,98	0,20	0,00	100,00	0,00
3,15	0,15	99,85		0,00	100,00	
2,38	0,30	99,70		0,00	100,00	
2,00	0,60	99,40	6,00	0,00	100,00	0,00
1,58	9,58	90,42		0,00	100,00	
1,19	18,74	81,26		0,00	100,00	
1,00	27,91	72,09	279,10	11,28	88,72	112,85
0,79	34,34	65,66		19,20	80,80	
0,59	40,77	59,23		27,11	72,89	
0,49	46,96	53,04	469,60	34,73	65,27	347,28
0,39	51,51	48,49		40,33	59,67	
0,297	55,74	44,26		45,53	54,47	
0,25	60,00	40,00	600,00	50,78	49,22	507,75
0,20	62,64	37,36		54,02	45,98	
0,149	65,27	34,73		57,26	42,74	
0,125	67,90	32,10	679,00	60,50	39,50	604,97
0,1	70,37	29,63		63,54	36,46	
0,08	71,28	28,72		64,66	35,34	
0,063	72,51	27,49	725,10	66,17	33,83	661,70

Tabla 3. 3 [Granulometría del mortero M-80]

En la Figura 3. 2 se observa las curvas granulométricas del mortero para cada una de las escalas. Se aprecia que la tendencia de las curvas es muy similar; además, los resultados obtenidos de los ensayos de resistencia a flexión y compresión son muy parecidos.

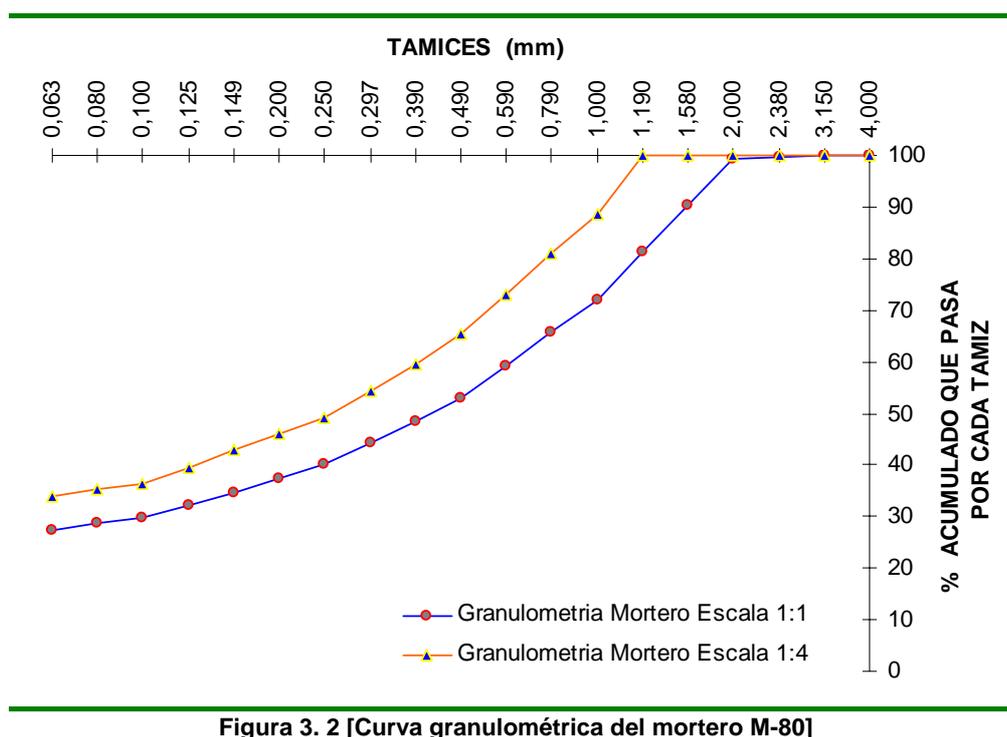


Figura 3. 2 [Curva granulométrica del mortero M-80]

3.3 CRITERIOS DE SEMEJANZA

Como se indica en el capítulo anterior, las relaciones entre las cantidades físicas del prototipo y el modelo vienen determinadas por la teoría de modelos. Por lo tanto, si q_M es una cantidad medida en el modelo, la cantidad q_P referida al prototipo, se puede determinar multiplicando la cantidad medida q_M por un factor de escala S_q ; estos factores de escala de las diferentes cantidades físicas se determinan con la ayuda del análisis dimensional.

La Tabla 3. 4 nos presenta los factores de escala S_q para las cantidades físicas del modelo; dependiendo del tipo modelo empleado (modelo completo o modelo simple, apartado 2.5.2) el valor del factor de escala S_q para cada cantidad se verá afectada según la ecuación general. La comparación de los resultados de ensayos sobre los elementos y pequeños ensamblajes entre

Cantidad	Ecuación general	Modelo completo	Modelo simple
Longitud (L)	$S_L = L_P / L_M$	S_L	S_L
Deformación (ε)	$S_\varepsilon = \varepsilon_P / \varepsilon_M$	1	1
Resistencia (f)	$S_f = f_P / f_M$	S_L	1
Tensión (σ)	$S_\sigma = \sigma_P / \sigma_M$	S_L	1
Módulo de Young (E)	$S_E = S_\sigma / S_\varepsilon$	S_L	1
Peso específico (Γ)	$S_\Gamma = \Gamma_P / \Gamma_M$	1	1
Fuerza (F)	$S_F = S_L^2 S_f$	S_L^3	S_L^2
Desplazamiento (d)	$S_d = S_L S_\varepsilon$	S_L	S_L

Tabla 3. 4 [Factores de escala S_q para las cantidades físicas del modelo]

escalas, nos indicará el tipo de modelo que debemos usar para obtener una correcta correlación.

3.4 PROGRAMA DE ENSAYOS

3.4.1 ENSAYO SOBRE LOS ELEMENTOS

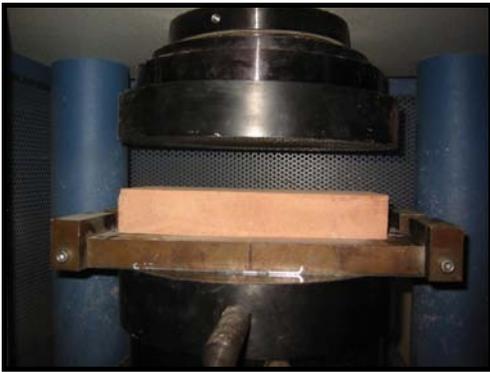
Como complemento al estudio del mortero y el ladrillo (anexos A y B), se realizaron ensayos sobre los elementos durante las diversas etapas de la investigación. Cabe destacar que todos los ensayos fueron realizados bajo la normativa europea vigente (Comité Europeo de Normalización - CEN).

3.4.1.1 ENSAYOS SOBRE LADRILLOS

3.4.1.1.1 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN

La determinación de la resistencia a compresión se realizó bajo la norma EN 772-1:2002 (2002), "*Métodos de ensayo de piezas para fábricas de albañilería*".

Ladrillos cerámicos 1:1 290 x 140 x 50 mm Cant: 10	Ladrillos cerámicos 1:4 72.5 x 35 x 1,25 mm Cant: 20
Resistencia a la compresión f_b 50,068 MPa 50,06 MPa	Resistencia a la compresión f_b 78,118 MPa 46,87 MPa (Nov 01)
	Resistencia a la compresión f_b 75,958 MPa 45,57 MPa (Jun 03)




δ factor de corrección por tamaño para ladrillos a escala 1:4 es 0,6 (ver anexo A)

Tabla 3. 5 [Resistencia a compresión de los ladrillos]

Se llevaron a cabo un total de treinta (30) pruebas de resistencia a compresión, diez (10) para los ladrillos a escala real y dos (2) pruebas de diez ladrillos cada una a escala reducida; la razón por la que se realizaran dos (2) pruebas de 10 ensayos cada una se debió a que existieron dos producciones de ladrillos en diferentes periodos (Noviembre 2001- Junio 2003). La primera producción fue empleada en las campañas experimentales II y III, y la segunda en las campañas IV, V. Los resultados de estos ensayos se encuentran resumidos en la Tabla 3. 5, y al detalle en el anexo D.

La preparación de las superficies se realizó mediante el alisado de las tablas con la ayuda de una pulidora de diamante, que produce un perfecto paralelismo entre las caras superior e inferior. El acondicionamiento de las probetas se realizó por secado al aire, almacenando los ladrillos en una cámara climática con temperatura constante de 21 °C y humedad relativa de 53 % durante un periodo de veintiún (21) días, fecha en la que se alcanzó una pérdida de masa entre dos pesadas consecutivas en 24 h inferiores al 0,2% de la masa de la probeta.

3.4.1.1.2 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A TRACCIÓN

Para determinar la resistencia a tracción, al no existir norma europea ni española, se realizaron ensayos de flexión sobre piezas enteras y se determinó indirectamente la tracción mediante dos propuestas (EHE 1999, EC-2 1993).

La resistencia a flexión se determinó de manera muy similar al ensayo de flexión para morteros. Los ladrillos se apoyaron sobre dos cilindros metálicos y se aplicó carga por la otra cara en el centro de los apoyos produciendo flexión.

La Tabla 3. 6 presenta la resistencia a tracción de los ladrillos. Los datos de estos ensayos se encuentran resumidos en el anexo D.

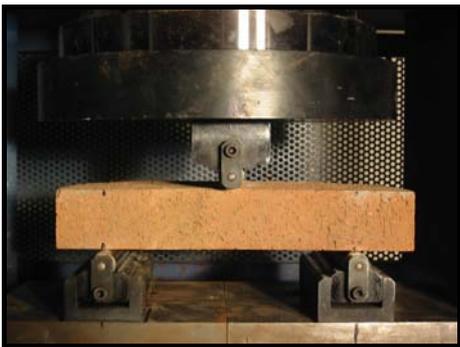
Ladrillos cerámicos 1:1	Ladrillos cerámicos 1:4
290 x 140 x 50 mm Cant: 10	72,5 x 35 x 12,5 mm Cant: 20
Resistencia a tracción f_{tb} 3,40 MPa (EHE) f_{tb} 3,54 MPa (EC-2)	Resistencia a tracción (Nov 01) f_{tb} 3,93 MPa (EHE) f_{tb} 7,57 MPa (EC-2) Resistencia a tracción (Jun 03) f_{tb} 3,95 MPa (EHE) f_{tb} 7,61 MPa (EC-2)
	
200 mm entre ejes de los rodillos de apoyo	50 mm entre ejes de los rodillos de apoyo

Tabla 3. 6 [Resistencia a tracción obtenidos indirectamente mediante ensayos a flexión de los ladrillos]

3.4.1.2 ENSAYOS SOBRE MORTERO

3.4.1.2.1 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN Y COMPRESIÓN

La determinación de la resistencia a flexión y compresión de mortero se realizó bajo la norma europea EN 1015-11 (2000); los ensayos se

llevaron a cabo mediante el uso de probetas prismáticas de 160 x 40 x 40 mm; para el ensayo de resistencia a compresión, los prismas se parten en dos mitades, obtenidas del ensayo de flexión (ver figura en Tabla 3. 7). La Tabla 3. 7 resume la resistencia a flexión y a compresión promedio de cada campaña experimental. El anexo C presenta los resultados obtenidos en dichos ensayos.



Campaña Experimental	Cantidad de Muestras		Edad Probetas Días	Resistencia	
	Flexión	Compresión		Flexión f_{xm} N/mm ²	Compresión f_m N/mm ²
I Muros a carga biaxial 1:1 Giro Superior Libre	12	24	28	2,68	8,34
II Muros a carga biaxial 1:4 Giro Superior impedido	12	24	31	3,08	8,63
III Muros a carga biaxial 1:4 Giro Superior Libre	12	24	29	3,03	9,83
IV Muros a carga biaxial 1:4 Giro Superior Libre / distintas dimensiones	12	24	28	3,30	9,98
V Muros a carga biaxial 1:4 Giro Superior Libre / sin mortero en llagas	12	24	29	3,24	9,87

Tabla 3. 7 [Resistencia a flexión y compresión del mortero]

La dispersión de los resultados obtenidos tanto en los ensayos de resistencia a flexión y compresión (Tabla 3. 7 y Anexo C) es bastante pequeña. Si se analiza los resultados de resistencia del mortero escalado, se observa que hay prácticamente dos grupos de mortero, uno el correspondiente a las campañas II y III, y otro el de las campañas subsiguientes; ello se debió a que se realizaron dos cribados en diferentes periodos de tiempo y con diferente producción.

3.4.2 ENSAYOS SOBRE PEQUEÑOS ENSAMBLAJES

Se realizaron ensayos sobre probetas de obra de fabrica (ensamblajes simples) con el fin de determinar las propiedades medias del material (resistencia a compresión y corte).

Se dispone de resultados mediante dos técnicas alternativas para la resistencia a corte; una bajo carga uniaxial mediante el uso de tripletas (Figura 3. 3) y la otra de bajo carga biaxial mediante un procedimiento análogo a la norma europea (EN 1052-3 “*Métodos de ensayo para fábricas de albañilería. Parte 3: Determinación de la resistencia inicial a cortante*”).

Al igual que la resistencia a corte, la resistencia a compresión con pequeños ensamblajes fue sometida a dos pruebas diferentes; una con probetas simples de cuatro hiladas (para cada campaña experimental) y otra siguiendo la normativa europea EN 1052-1 (1999). También se obtuvo resistencia a compresión pura sobre paneles completos (Apartados 3.6 y 3.7).

3.4.2.1 ENSAYOS A CORTE

3.4.2.1.1 ENSAYO UNIAXIAL DE CORTE

El procedimiento de ensayo consiste simplemente en aplicar carga sobre una tripleta cuyo puntos de apoyo son las testas (Figura 3. 3). El área sometida a corte corresponde a la de la tabla del ladrillo, ya que la mitad se adosa a un ladrillo y la otra mitad al otro. La resistencia a corte f_v equivale a la carga ultima F dividida por el área de unión a ambos lados.

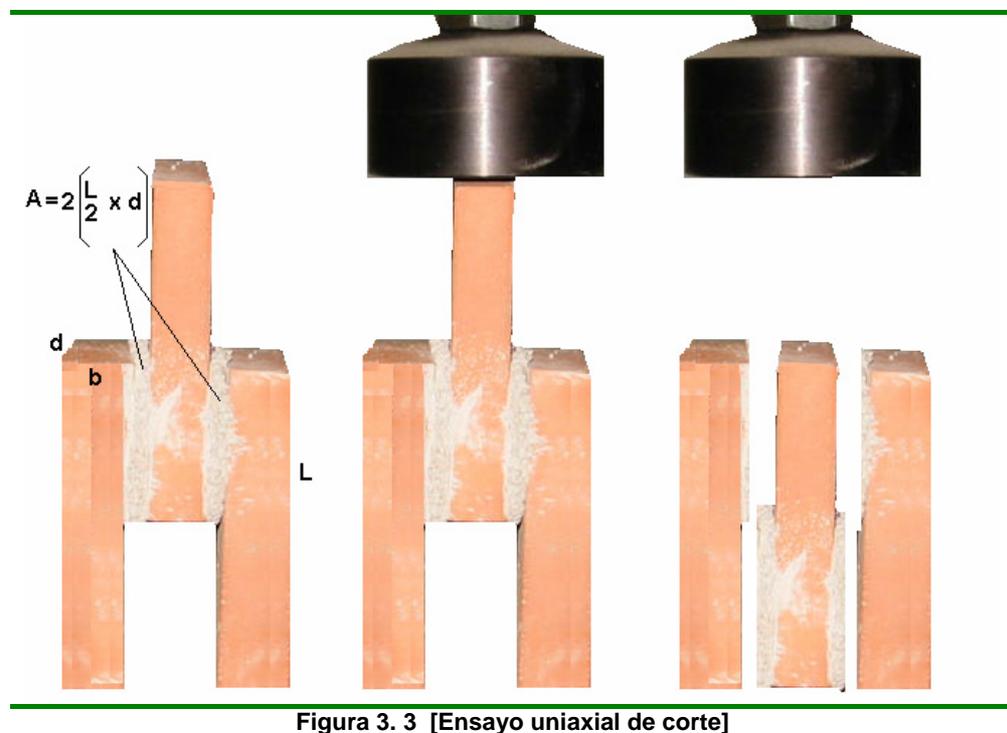
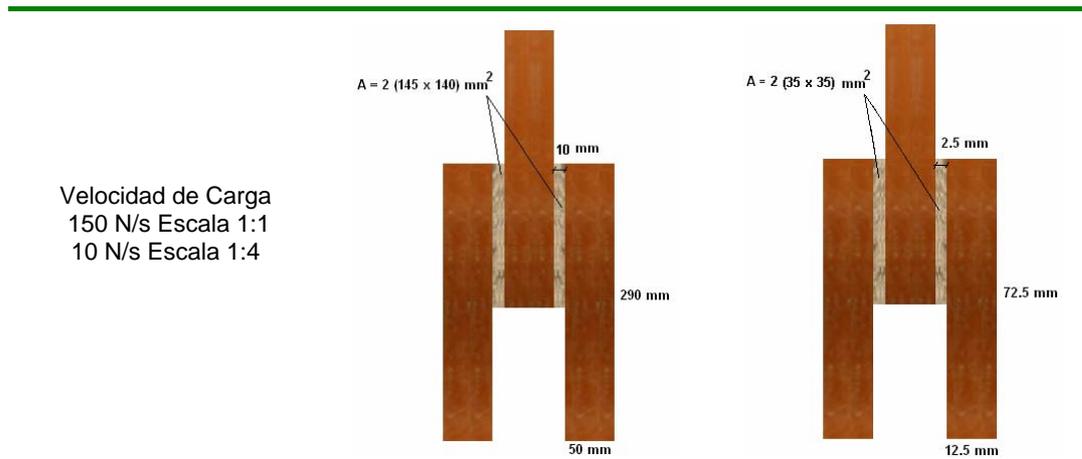


Figura 3. 3 [Ensayo uniaxial de corte]

La Tabla 3. 8 resume los resultados obtenidos para las diferentes campañas experimentales. Los resultados completos se encuentran en el anexo E.

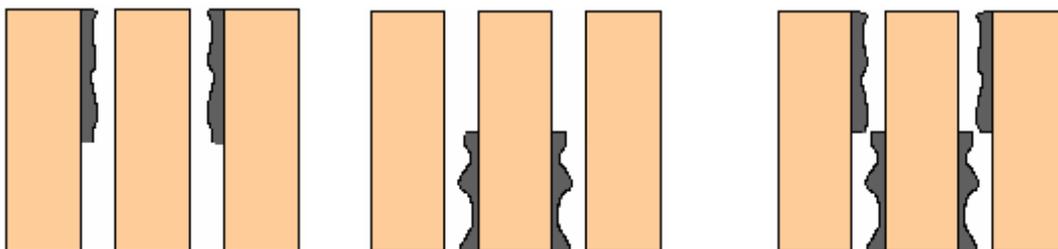


Campaña Experimental	Cantidad de Muestras Ud.	Edad Probetas Días	Resistencia a Corte f_v N/mm ²
I Muros a carga biaxial 1:1 Giro Superior Libre	10	29	0,27
II Muros a carga biaxial 1:4 Giro Superior impedido	10	34	0,22
III Muros a carga biaxial 1:4 Giro Superior Libre	10	32	0,23
IV Muros a carga biaxial 1:4 Giro Superior Libre / distintas dimensiones	10	30	0,28
V Muros a carga biaxial 1:4 Giro Superior Libre / sin mortero en llagas	10	31	0,26

Tabla 3. 8 [Resistencia a corte de probetas de obra de fábrica - ensayo uniaxial]

Los resultados de resistencia obtenidos mediante los ensayos a corte dan valores muy cercanos para las dos escalas. Para los de escala 1:1 la resistencia fue 0,27 MPa y para los de escala 1:4 su promedio alcanza los 0,24 MPa.

La rotura que presentaron las probetas fue de dos tipos; la más común fue rotura en el área de unión entre pieza y mortero (la Interfase). El otro tipo de rotura fue a corte en el mortero (Figura 3. 4).



Rotura a cortante en la unión pieza/mortero (la interfase)

Rotura a corte en el mortero

Figura 3. 4 [Tipos de Rotura en probetas a cortante – ensayo uniaxial]

3.4.2.1.2 ENSAYO BIAIXIAL DE CORTE

Los ensayos biaxiales de corte se realizaron de manera análoga a la norma EN 1052-3 (2003); para la fábrica a escala 1:1 se utilizaron los resultados obtenidos por Araiza (2005) de una campaña con tripletas reforzadas y no reforzadas a carga monotónica y cíclica, y para la fábrica a escala reducida 1:4, los ensayos realizados por Lobato (2009).

Para realizar los ensayos en las dos escalas se diseñó un bastidor integrado por tres piezas de acero estructural y un lote de cuñas y tornillos de ajuste. Este bastidor se compone de una pieza en forma de perfil UPN (Figura 3. 5 a) al cual se acopla la probeta y se distribuye uniformemente la carga de compresión a lo largo de ésta, permitiendo solo movimiento horizontal. Otra de las piezas (Figura 3. 5b) se encarga de transmitir la carga vertical (carga de corte) la cual va acoplada mediante guías y rodillos a un contrafuerte (Figura 3. 5c) que reacciona la fuerza horizontal transmitida por la probeta.

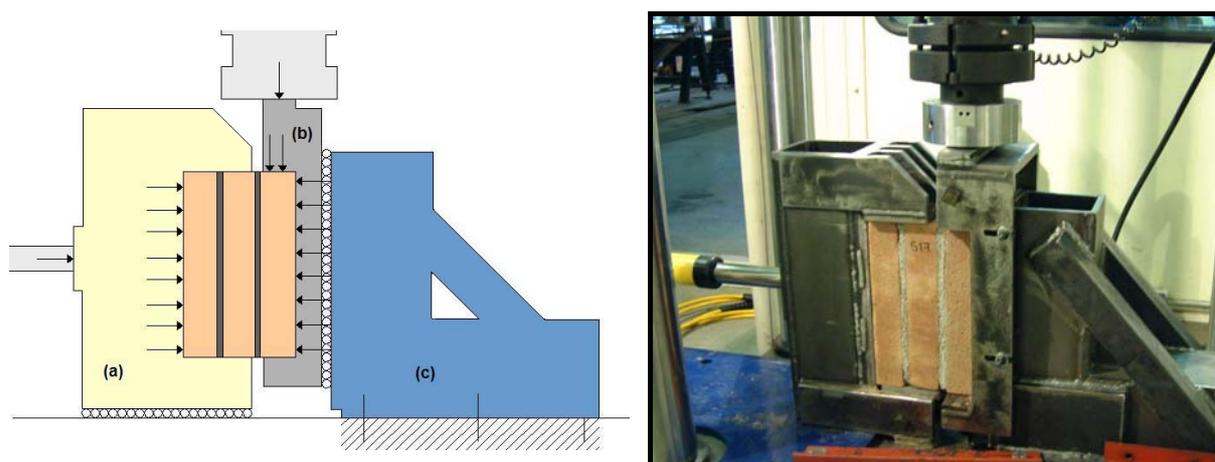


Figura 3. 5 [Bastidor de carga para ensayo biaxial de corte - ensayo a escala 1:1]

La probeta para los ensayos a escala real se compone de tres ladrillos ligados entre sí mediante mortero en su tabla (Figura 3. 5). Para determinar la resistencia a cortante se ensayaron 15 probetas, 5 para cada una de las tres tensiones de compresión establecidas (0,51 MPa, 1,02 MPa, 1,53 MPa).

Con los resultados se determinó la cohesión (c) (la resistencia a corte (f_v) en ausencia de tensión normal ($\sigma = 0$)) y el ángulo de rozamiento interno inicial (ángulo de fricción ϕ) como el residual (ángulo de fricción ϕ_0) mediante la regresión lineal de los valores obtenidos.

La Tabla 3. 9 resume los resultados obtenidos de los ensayos a escala real.

Ecuación de recta	$f_v = 1,00\sigma + 0,32$
Cohesión	0,32 MPa
Pendiente de la recta - coeficiente de fricción	1,00
Ángulo de rozamiento interno inicial o Angulo fricción inicial ($\tan \phi = 1,00$)	$\phi = 45^\circ$
Ángulo de rozamiento interno residual o Angulo fricción residual ($\tan \phi_0 = 0,76$)	$\phi_0 = 37,23^\circ$
Resistencia a compresión del mortero (f_m)	11,60 MPa

Tabla 3. 9 [Resumen de los ensayos a cortante a escala 1:1]

Para la escala reducida también se determinó la resistencia inicial a corte mediante el mismo procedimiento que los de escala real, con algunas modificaciones en el tamaño y la configuración de la probeta a fin de emplear el mismo bastidor. La probeta no la componen solo tres ladrillos ligados entre si mediante mortero en su tabla, como en los ensayos a escala 1:1; ésta se ajustó a las dimensiones del bastidor, de manera que la probeta la conforman seis hiladas cada una compuesta por dos ladrillos y medio. Esta probeta se complementa a su alrededor con mortero de alta resistencia dejando 5 mm en el centro, justo en la hilada central (ver Figura 3. 6). La Figura 3. 7 muestra el esquema del ensayo completo.

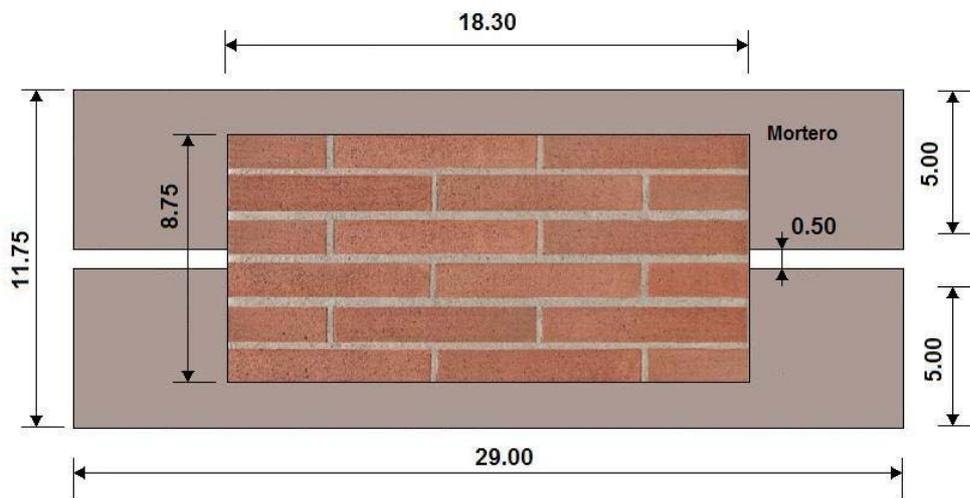


Figura 3. 6 [Probeta para ensayos a corte 1:4 unidades en (cm)]

La Tabla 3. 10 resume los resultados obtenidos de los ensayos a escala 1:4.

Ecuación de recta	$f_v = 0,82\sigma + 0,46$
Cohesión	0,46 MPa
Pendiente de la recta - coeficiente de fricción	0,82
Ángulo de rozamiento interno inicial o Angulo fricción inicial ($\tan \phi = 0,82$)	$\phi = 39,35^\circ$
Ángulo de rozamiento interno residual o Angulo fricción residual ($\tan \phi_0 = 0,66$)	$\phi_0 = 33,42^\circ$
Resistencia a compresión del mortero (f_m)	10,65 MPa

Tabla 3. 10 [Resumen de los ensayos a cortante a escala 1:4]

Se aprecia una diferencia en la cohesión obtenida mediante los ensayos uniaxial y biaxial de corte. En numerosos ensayos a escala 1:4 realizados por el grupo de investigación de edificación UPC (Lobato, 2009), se ha comprobado que la resistencia a compresión del mortero (f_m) en los ensayos biaxiales incide directamente en el resultado de la cohesión más no en el ángulo de rozamiento. Esta puede ser una de las razones por la que exista cierta diferencia (valores de resistencia a compresión Tabla 3. 7, Tabla 3. 9 y Tabla 3. 10).

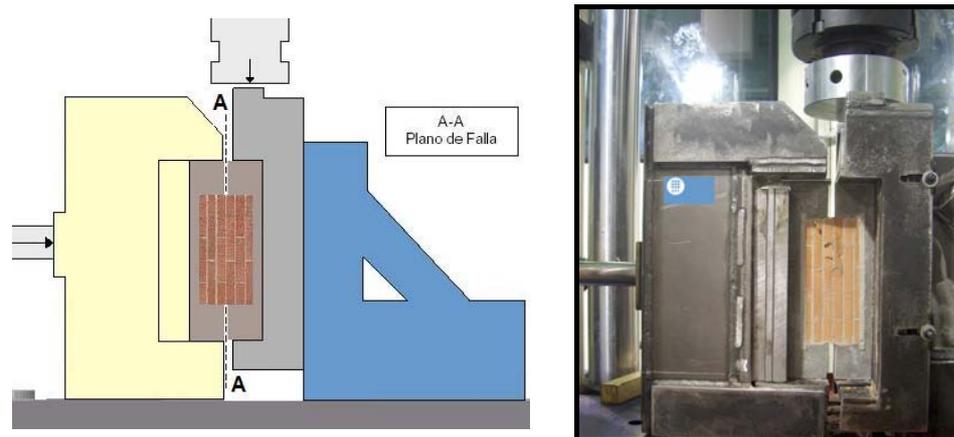


Figura 3. 7 [Bastidor de carga para ensayo biaxial de corte - ensayo escala 1:4]

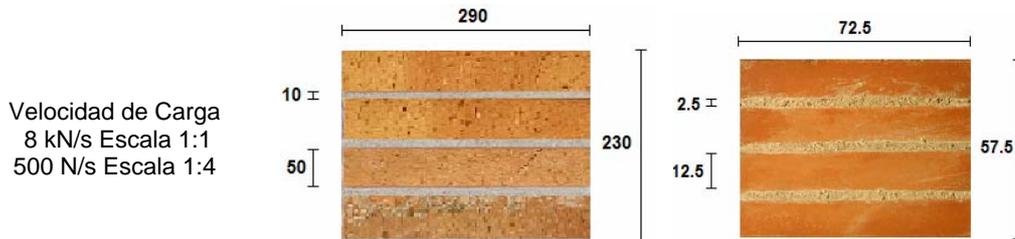
3.4.2.2 ENSAYO UNIAXIAL DE COMPRESIÓN

La resistencia de compresión uniaxial se determinó mediante dos tipos de ensayos; uno mediante una probeta de cuatro ladrillos unidos por la tabla (Tabla 3. 11) con mortero de espesor igual al empleado en los muros (1 cm escala real - 0,25 cm escala reducida) y el otro bajo la norma EN 1052-1 (1999). Al comparar los resultados obtenidos bajo los dos procesos, los resultados presentan algunas diferencias debido a la esbeltez de la probeta.

3.4.2.2.1 ENSAYO DE COMPRESIÓN SOBRE PROBETAS DE 4 LADRILLOS

La resistencia a compresión de la fábrica de ladrillo f_{cm} se determinó para cada una de las campañas experimentales. La probeta consistía en un pequeño pilar de cuatro ladrillos unidos por su tabla con espesor de mortero de 1 cm para la fábrica a escala real y cuatro veces más pequeña (0,25 cm) para la fábrica de escala 1:4 (Tabla 3. 11). La probeta se conserva durante los tres (3) primeros días cubriéndola con polietileno para evitar la desecación, tras lo cual se dejan descubiertas al ambiente del laboratorio por un periodo de 25 días. Hay que asegurarse que las caras de la probeta sobre las cuales se aplicará la

carga sean planas, paralelas entre si y perpendiculares al eje principal de la probeta; en caso de ser necesario debe refrendarse, colocando una fina capa de mortero superior al empleado.



Campaña Experimental	Cantidad de muestras	Edad probetas	Resistencia a compresión	f_{cm}
	Ud.	Días	N/mm ²	
I Muros a carga biaxial 1:1 Giro Superior Libre	10	28	16,48	
II Muros a carga biaxial 1:4 Giro Superior impedido	10	36	22,82	
III Muros a carga biaxial 1:4 Giro Superior Libre	10	30	24,66	
IV Muros a carga biaxial 1:4 Giro Superior Libre / distintas dimensiones	10	28	26,20	
V Muros a carga biaxial 1:4 Giro Superior Libre / sin mortero en llagas	10	30	23,98	

Tabla 3. 11 [Resistencia a compresión de la fábrica]

3.4.2.2.2 ENSAYO UNIAXIAL DE COMPRESIÓN NORMA EN 1052-1 (1999)

Esta norma europea específica el método para determinar la resistencia a compresión de la fábrica y su módulo de elasticidad (E). Este se calcula (E) como módulo secante a partir de la media de las deformaciones del conjunto de cuatro posiciones de medida (Figura 3. 8), que tiene lugar bajo una tensión igual a un tercio de la tensión máxima alcanzada. La Tabla 3. 12 resume los resultados obtenidos de estos ensayos.

Carga máxima (N)	Resistencia compresión (N/mm ²)	Deformación media al tercio de resistencia máxima	Módulo de elasticidad	
$F_{i \max.}$	$f_{cm} = \frac{F_{i \max.}}{A}$	ε_i	$E = \frac{F_{i \max.}}{3 \times \varepsilon_i \times A}$	
1 91540	17,73	0,001483	3985	$h_p = 12,5 \text{ mm}$
2 95528	18,50	0,0008979	6869	$h = 147,5 \text{ mm}$
3 83314	16,38	0,001292	4163	$l_p = 72,5 \text{ mm}$
				$l = 147,5 \text{ mm}$
				$t_p = 35 \text{ mm}$
				$t = 35 \text{ mm}$

Tabla 3. 12 [Resistencia a compresión de la fábrica EN 1052-1 (1999) escala 1:4]

Como se aprecia en la Tabla 3. 12, los resultados obtenidos de resistencia a compresión de la fábrica son un 30% inferiores a los obtenidos con las probetas de cuatro (4) ladrillos (Tabla 3. 11), pero a su vez un 55% superiores a los resultados de compresión pura sobre paneles completos (como se comentó anteriormente, en las campañas II y III se ensayaron algunos paneles completos a compresión pura, apartados 3.6 y 3.7); esta diferencia se debe a que los valores de las resistencias a compresión varían muy fuertemente en función de la esbeltez de la probeta.

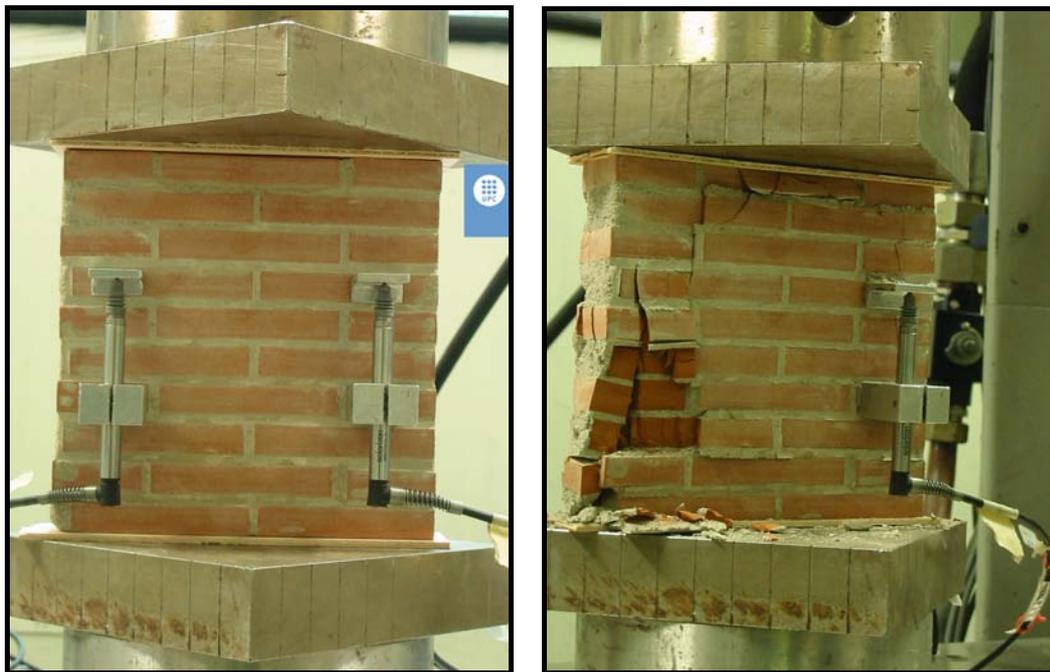


Figura 3. 8 [Ensayo a compresión a escala 1:4 EN-1052-1(1999)]

En cuanto al módulo de elasticidad, los resultados obtenidos son muy similares a los que se obtienen de las Figura 3. 35 y Figura 3. 43 (variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión σ_n , E), al prolongar la gráfica bajo tensión vertical nula. La probeta 2 (Tabla 3. 12) presentó una deformación muy inferior al resto; esto se debió a un leve despegue de los transductores de desplazamiento.

3.4.3 ENSAYOS SOBRE GRANDES ENSAMBLAJES

Se habla de un gran ensamblaje cuando la dimensión de largo y alto del modelo experimental posee un orden de magnitud mucho mayor que el tizón del ladrillo.

Los ensayos sobre grandes ensamblajes están agrupados en cinco campañas experimentales de diferentes características (Tabla 3. 13).

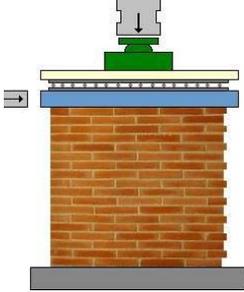
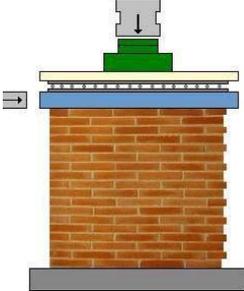
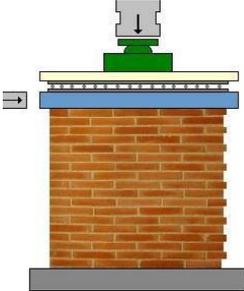
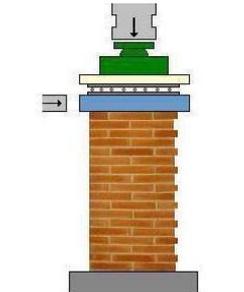
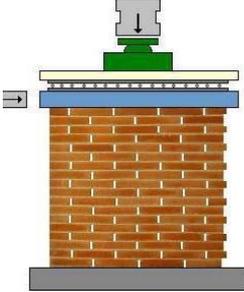
Campaña Experimental	Esc	Cantidad muros	Esquema
I Muros simples bajo carga biaxial con giro superior libre (MS11GSL)	1:1	10	
II Muros simples bajo carga biaxial con giro superior impedido (MS14GSI)	1:4	17	
III Muros simples bajo carga biaxial con giro superior libre (MS14GSL)	1:4	15	
IV Muros simples bajo carga biaxial con giro superior libre / diferentes dimensiones (MSDD14GSL)	1:4	10	
V Muros simples bajo carga biaxial con giro superior libre / sin mortero en llagas (MSSML14GSL)	1:4	5	

Tabla 3. 13 [Campañas experimentales sobre grandes ensamblajes características generales]

3.4.3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS

3.4.3.1.1 CAMPAÑA EXPERIMENTAL I (MS11GSL) MUROS SIMPLES ESCALA 1:1

3.4.3.1.1.1 FABRICACIÓN Y TRANSPORTE

Se construyeron diez (10) paneles de 1200 por 1000 mm mediante la superposición de 16 hiladas de 4 ladrillos macizos con un espesor de junta, tanto horizontal como vertical, de aproximadamente 10 mm sobre una base compuesta por un perfil metálico (UPN 160) relleno de hormigón de 30 MPa, que además sirve como estructura para su transporte.

La construcción de los paneles de ladrillo se llevó a cabo en la zona externa del laboratorio técnico de estructuras (LTE). El hecho de tener que construir todos los paneles en el exterior del LTE introdujo la problemática del transporte de éstos hacia el interior. Este inconveniente se hubiese tenido de igual manera construyendo los muros cerca al pórtico de carga, debido al tamaño, peso y fragilidad. Se diseñó una estructura metálica a base de perfiles UPN, barras de pretensado y perfiles angulares como se ilustra en la Figura 3. 9. Este sistema funcionó a la perfección, no hubo daño alguno en ningún muro durante su transporte y además, el montaje y desmontaje es simple y rápido.

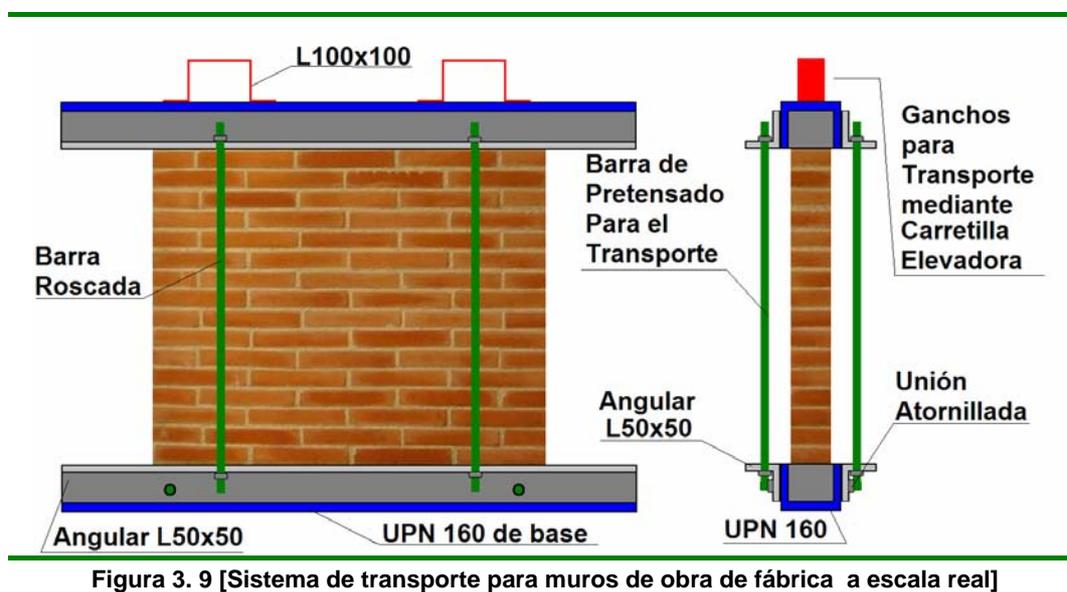


Figura 3. 9 [Sistema de transporte para muros de obra de fábrica a escala real]

3.4.3.1.1.2 EQUIPOS E INSTRUMENTACIÓN

En la ejecución de los ensayos están involucrados principalmente los equipos de carga. El procedimiento incluye la utilización de un actuador servo-hidráulico (MTS) integrado en un pórtico, que genera sobre los paneles la carga vertical; y un gato hidráulico acoplado a un contrafuerte que genera la carga horizontal (Figura 3. 10).



Figura 3. 10 [Equipos de carga campaña escala 1:1]

También se emplearon elementos auxiliares que complementan todo el esquema de carga; una estructura de tope que ofrece una reacción a la carga horizontal y unas estructuras de arriostamiento que dan estabilidad lateral al panel. La gran esbeltez de los paneles unida al mecanismo que forma el conjunto del ensayo en la dirección vertical (el gato de carga está articulado en la cabeza y en la base y, además, el panel se apoya simplemente en la losa por su base metálica [UPN 160] lo que conforma otra rótula), desemboca en un sistema altamente inestable, por lo que estas estructuras laterales arriostran la cabeza (viga de hormigón) de los paneles evitando un fallo general del sistema y la tendencia a la rotura por pandeo. Las estructuras se anclan en su punto más cercano al panel mediante una barra roscada. Para permitir

el libre movimiento del muro en la dirección horizontal se colocaron láminas de teflón aceitadas entre la estructura de arriostramiento y la viga de hormigón (Figura 3. 11).



Figura 3. 11 [Elementos auxiliares campaña escala 1:1]

Para trasladar los paneles se utilizó una carretilla elevadora (vehículo montacargas) y un puente grúa. La carretilla permitió el transporte de paneles intactos desde exterior del laboratorio al pórtico de carga. El puente grúa se utilizó como apoyo a la movilización de los paneles en el interior del laboratorio (Figura 3. 12).



Figura 3. 12 [Equipos de transporte campaña escala 1:1]

Para registrar el comportamiento del panel durante el ensayo se emplearon equipos de registro de carga y desplazamiento. Para ello dos células de carga incorporadas a cada uno de los actuadores, registraban a cada instante de tiempo la carga aplicada. Paralelamente seis extensómetros (aparatos de medida de desplazamiento entre dos puntos) pegados sobre el panel, registraban los desplazamientos. Dos extensómetros verticales colocados en las cercanías de las aristas verticales del panel, tenían la función de medir el desplazamiento vertical (determinación del módulo de deformación) y el giro de la sección durante el proceso de carga horizontal. Tres extensómetros horizontales internos colocados en la diagonal cargada del panel se encargaban de la detección de la apertura de fisuras durante el proceso de colapso y detectar el umbral de carga horizontal, para el cual no hay fisuración. Se dispuso también un extensómetro horizontal externo en

la parte opuesta a la aplicación de la carga horizontal (viga de hormigón), con el fin de registrar el desplazamiento horizontal del muro durante el proceso de carga.

De esta manera, el esquema de instrumentación para cada uno de los paneles ensayados queda de la siguiente manera (ver Figura 3. 13): 2 células de carga, una en el gato de carga vertical (MTS) y una en el gato de carga horizontal; 1 extensómetro horizontal en la viga de reparto de hormigón; 3 extensómetros horizontales colocados en la cara del panel, equidistantes entre si, y 2 extensómetros verticales colocados a los lados del panel.

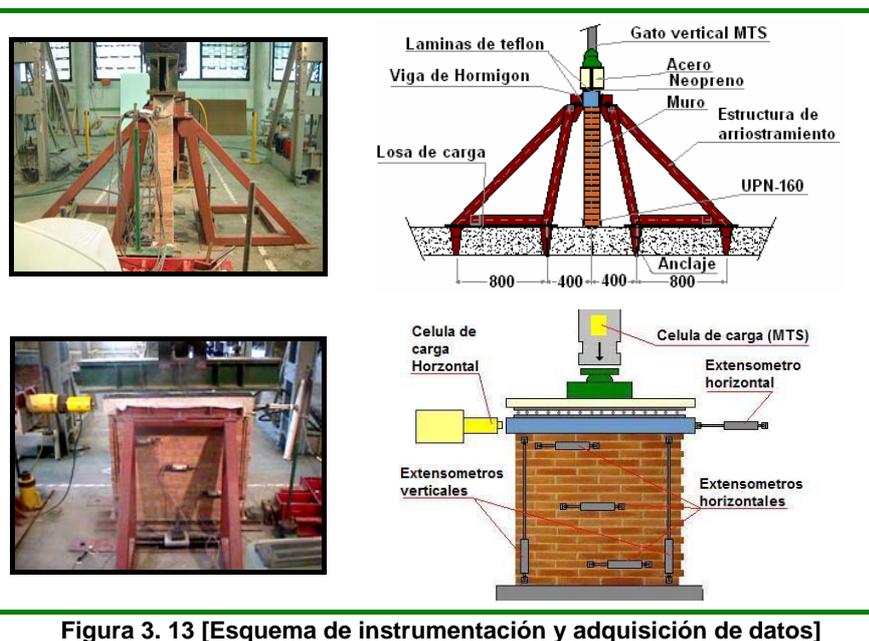


Figura 3. 13 [Esquema de instrumentación y adquisición de datos]

3.4.3.1.1.3 ENSAYO BIAxIAL SOBRE PANELES DE OBRA DE FÁBRICA

En el ensayo se aplicó en primer lugar una carga vertical uniforme, mediante un gato servo controlado (MTS). La carga aplicada se repartía de manera uniforme a través de una viga metálica de gran rigidez y una viga de hormigón de 14x14 cm de sección, armada con cuatro redondos de diámetro 8 mm y cercos de 6 mm cada 20 cm. La carga horizontal se proporcionaba mediante otro gato que actuaba después de la aplicación de toda la carga vertical.

En el contacto entre la viga metálica y la de hormigón se dispuso un neopreno de 1 cm de espesor a lo largo de toda la superficie, con el fin de evitar posibles concentraciones de esfuerzos. Se instrumentó el panel como se explicó en el apartado 3.4.3.1.1.2.

La aplicación de las cargas se realizó mediante una rampa de carga con el fin de captar el comportamiento continuo. Las velocidades de aplicación de la campaña fueron de 1 kN/s para la carga vertical y de 0,205 kN/s para la carga horizontal.



Figura 3. 14 [Vista General de la campaña experimental I]

Las cargas verticales que se emplearon en los ensayos fueron 150 kN, 250 kN, 400 kN, 500 kN, 650 kN y 1000 kN.

La frecuencia de adquisición de datos fue de 4 lecturas por segundo para cada canal. El motivo de una frecuencia tan alta, tratándose de un ensayo estático, se debe que el control del ensayo fue por carga y no por desplazamiento. Los ensayos de control por carga no permitían un dominio necesario para la determinación exacta de la zona de post-rotura. Por este motivo, la única manera para la determinación de la carga última fue, por un lado, la aplicación de una velocidad de carga suficientemente lenta, y por otro, la toma de datos con una alta frecuencia.

3.4.3.1.2 CAMPAÑA EXPERIMENTAL II (MS14GSI) – III (MS14GSL) – IV (MSDD14GSL) – V (MSSML14GSL) MUROS SIMPLES ESCALA 1:4

3.4.3.1.2.1 FABRICACIÓN

Para las campañas experimentales II, III, IV y V, sobre paneles simples a escala 1:4 se ensayaron un total de cuarenta y siete (47) muros a carga biaxial; las características particulares de cada campaña (cantidad de muros empleados, dimensiones de paneles, etc.) se presentan en la Tabla 3. 14.

La construcción de paneles a escala 1:4 se realizó de igual forma que los muros a escala real. Los muros de 300 por 250 mm (b x h), que son la gran mayoría, se construyeron mediante la superposición de 16 hiladas de 4 ladrillos macizos escala 1:4 con un espesor de junta, tanto horizontal como vertical, de aproximadamente 2,5 mm sobre una base compuesta por un perfil metálico (UPN 80) relleno de hormigón.

Campaña Experimental	Cantidad	A B C			Esquema	
		Unidades (mm)				
II Muros a carga biaxial 1:4 giro superior impedido (MS14GSI)	17	300	250	35		
III Muros a carga biaxial 1:4 giro superior libre (MS14GSL)	15	300	250	35		
IV Muros a carga biaxial 1:4 giro superior libre / distintas dimensiones (MSDD14GSL)	10	2	150	250		35
		2	225	250		35
		2	300	250		35
		2	300	135	35	
V Muros a carga biaxial 1:4 giro superior libre / sin mortero en llagas (MSSML14GSL)	5	300	250	35		

Tabla 3. 14 [Campañas experimentales sobre grandes ensamblajes características muros]

La construcción se llevo a cabo mediante un simple accesorio de ayuda para mantener la verticalidad de los muros. Este accesorio, como se aprecia en la Figura 3. 15, consiste en un pequeño cajón de madera con un larguero en vertical, el cual permite la correcta disposición a plomo del muro. La disposición horizontal, hiladas rectas y juntas de 2,5 mm, se obtiene con la ayuda de una regla graduada, fijada mediante hilos al larguero vertical.

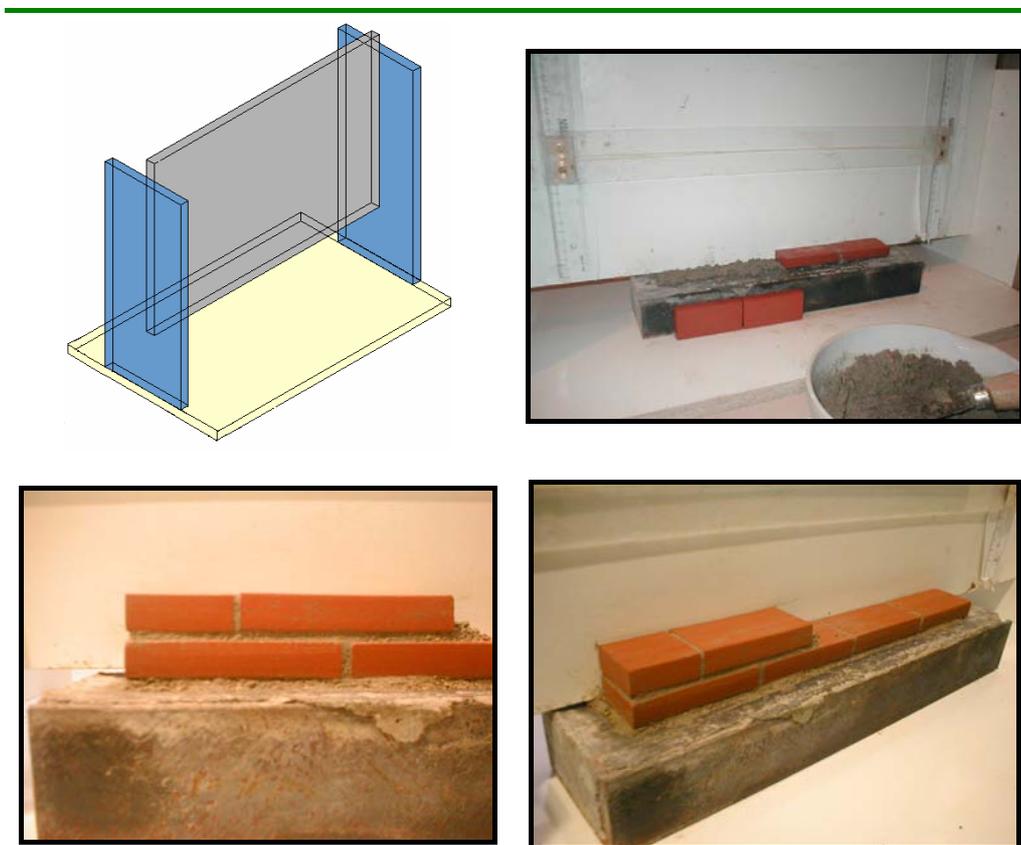


Figura 3. 15 [Accesorio y construcción muros a escala 1:4]

Cabe enfatizar que con este accesorio de madera se construyeron alrededor de 100 paredes obteniendo resultados excelentes, de los cuales 47 muros se utilizaron para estas campañas experimentales, 25 para los ensayos con geometrías complejas (edificios) y de los restantes, unos fueron agotados para adecuar la velocidad de carga horizontal en los ensayos, y otros simplemente se descartaron debido a pequeñas irregularidades constructivas.

3.4.3.1.2.2 EQUIPOS E INSTRUMENTACIÓN

Para la ejecución de los ensayos con paredes a escala 1:4 se dispuso de dos equipos de carga. Para la carga vertical se empleó una prensa INSTRON 8500 plus cuya capacidad es de 1000 kN y para la carga horizontal se contó con un gato hidráulico de carga nominal máxima de 100 kN, accionado mediante un grupo de presión de 700 bares (Figura 3. 16). En las campañas III, IV y V, en las que se permite el giro libre del panel, se colocó una rotula entre el pistón vertical de la INSTRON y la placa de reparto de carga.

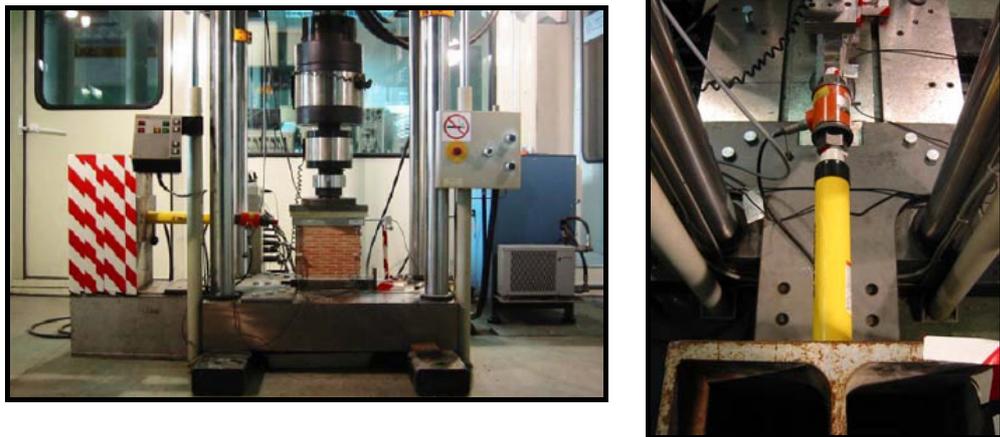


Figura 3. 16 [Equipos de carga ensayos campaña muros a escala 1:4]

Para registrar el comportamiento de los paneles durante el ensayo se emplearon dos células de carga incorporadas a cada uno de los actuadores, además se dispusieron tres extensómetros para medir los desplazamientos. Los extensómetros se dispusieron de la siguiente manera: dos verticales colocados a cada extremo del panel (que abarcan toda la altura) y un extensómetro horizontal colocado en la cabeza del muro.

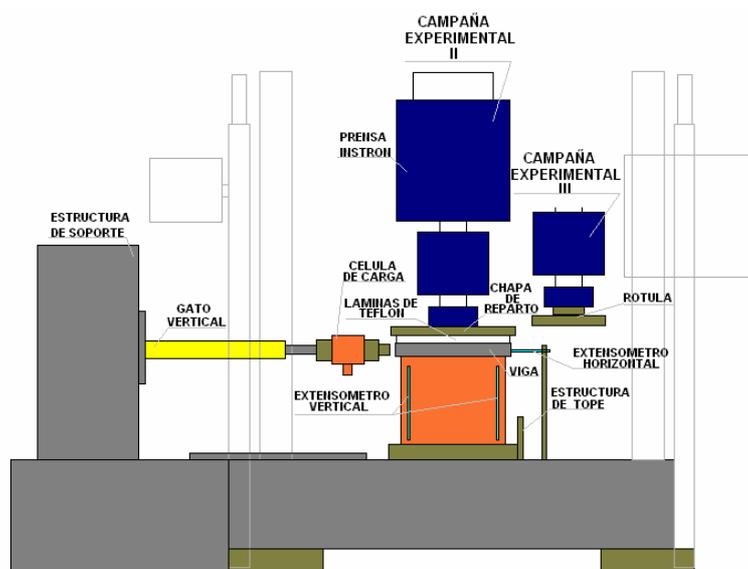
3.4.3.1.2.3 ENSAYOS BIAXIALES SOBRE PANELES DE OBRA DE FÁBRICA

Los ensayos biaxiales sobre muros simples a escala 1:4 fueron ensayados bajo condiciones similares a los de escala real. Los muros se sometieron a carga biaxial, mediante una presión vertical uniforme, cuya carga se aplicaba por medio de la prensa INSTRON, que a su vez

repartía de manera uniforme a través de un placa de reparto, unas láminas de teflón y un perfil tubular metálico relleno de hormigón (el perfil va pegado a la cabeza del muro). Como ha sido comentado, entre la placa de reparto y el pistón de la prensa INSTRON, se intercaló una rótula (Campañas III, IV, y V) que permitía el giro libre del muro. La carga horizontal se proporcionaba con un gato que actuaba justo después de la aplicación de toda la tensión vertical en el borde extremo del perfil tubular metálico. Debido a que la pared se encuentra simplemente apoyada, se colocó un tope en la esquina opuesta a la aplicación de la carga horizontal para evitar el deslizamiento del panel. La Figura 3. 17 nos muestra el esquema general de las campañas II, III, IV y V.



Campaña Experimental II



Campaña Experimental III, IV, y V.

Figura 3. 17 [Esquema general de ensayos a escala reducida 1:4]

El ensayo incluyó dos fases. En primer lugar se aplicó una carga vertical definida previamente. En segundo lugar, se aplicó la carga horizontal manteniendo la carga vertical constante. Las cargas verticales para los 47 muros que se dispusieron en las diferentes campañas experimentales variaron desde los 3,00 kN hasta los 121,30 kN.

La frecuencia de adquisición de datos que se utilizó, fue la misma empleada en la campaña experimental I, de 4 lecturas por canal y por segundo; la velocidad de carga fue de 1 kN/seg para la carga vertical y de 0,01 kN/seg para la horizontal.

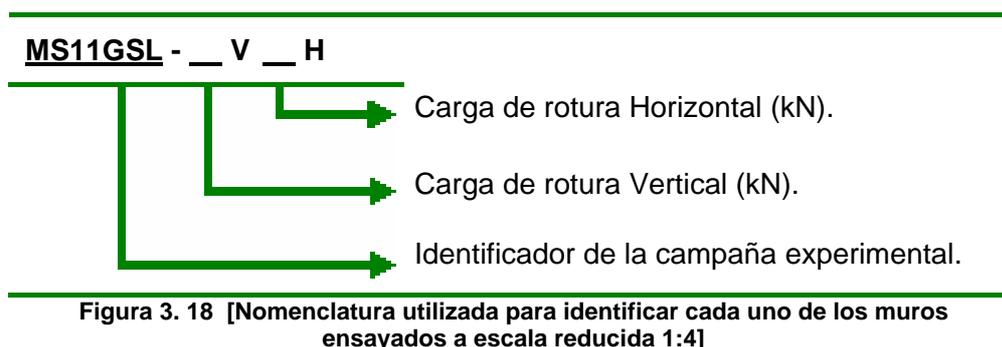
3.5 CAMPAÑA EXPERIMENTAL I: ENSAYOS BIAXIALES SOBRE PAREDES DE OBRA DE FÁBRICA ESCALA 1:1. GIRO SUPERIOR LIBRE (MS11GSL)

La campaña experimental I se basa en el ensayo de diez (10) paneles de obra de fábrica de ladrillo de 1,20 m x 1,00 m, con juntas de mortero de aproximadamente 1 cm, sometidos a carga biaxial.

La descripción de esta campaña experimental, fabricación, transporte, equipos utilizados, instrumentación y adquisición de datos, se encuentra descrita en forma amplia en el apartado 3.4.3.1.1.

3.5.1 RESULTADOS SOBRE PANELES DE OBRA DE FÁBRICA MS11GSL

Antes de iniciar la presentación de los resultados, se ilustra con el siguiente esquema (Figura 3. 18) la nomenclatura empleada en cada uno de los muros y es válida para todas las campañas experimentales con muros, a excepción de la IV.



Como se explicó en los apartados anteriores, el procedimiento de ensayo utilizado para cada uno de los muros se puede sintetizar en dos etapas; la primera, la aplicación de la carga vertical hasta obtener la tensión de compresión deseada, y la segunda, la aplicación de la carga horizontal hasta la rotura. El comportamiento en las diversas etapas se aprecia en las siguientes gráficas: gráfica tensión normal - deformación, obtenida durante la primera etapa (Figura 3. 19) y gráfica carga horizontal - desplazamiento horizontal, durante la segunda etapa (Figura 3. 21).

Se observa en la Figura 3. 19 que en términos generales todos los muros presentan un comportamiento similar; inician con una pequeño acomodamiento para luego pasar a una tramo rígido hasta la carga de precompresión atribuida, es decir, los muros se rigidizan al aumentar la tensión de compresión. Pero esta rigidización se obtiene hasta cierto nivel de compresión y luego decrece; en muros con tensión de compresión alta (800V243H), además del comportamiento anterior, presentan un tercer tramo menos rígido que el ya descrito.

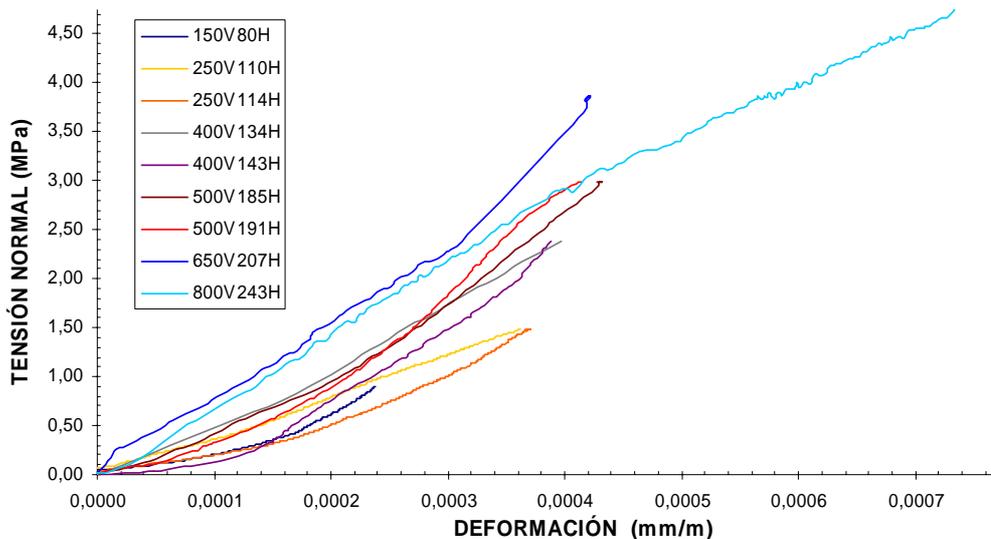


Figura 3. 19 [Curvas tensión - deformación obtenidas en la campaña MS11GSL durante la aplicación de la carga vertical]

Los muros con tensiones de compresión alta (800V243H, 997V186H) no presentaron únicamente diferencias con respecto a los otros en la pérdida de rigidez, sino que también, en el tipo de rotura, presentando rotura por compresión (Figura 3. 20f). Este comportamiento se observa de forma mas clara en las gráficas de las tensiones medias (Figura 3. 22), tensiones principales (Figura 3. 23) y en la gráfica de la variación del módulo E con respecto a la tensión normal (Figura 3. 25), en la cual para los valores altos de compresión existe un cambio significativo en la tendencia de los resultados.

La Figura 3. 21 muestra el comportamiento durante la aplicación de la carga horizontal bajo una tensión normal. Se observa, que a mayor tensión compresión vertical, el desplazamiento horizontal del panel es menor para alcanzar la rotura, por consiguiente mas frágil; este comportamiento se puede apreciar en los esquemas de rotura (Figura 3. 20).

Con las diferentes combinaciones, de tensiones se aprecian tres diferentes tipos de rotura; la Figura 3. 20 ilustra algunos muros de esta campaña con su respectivo tipo de rotura.

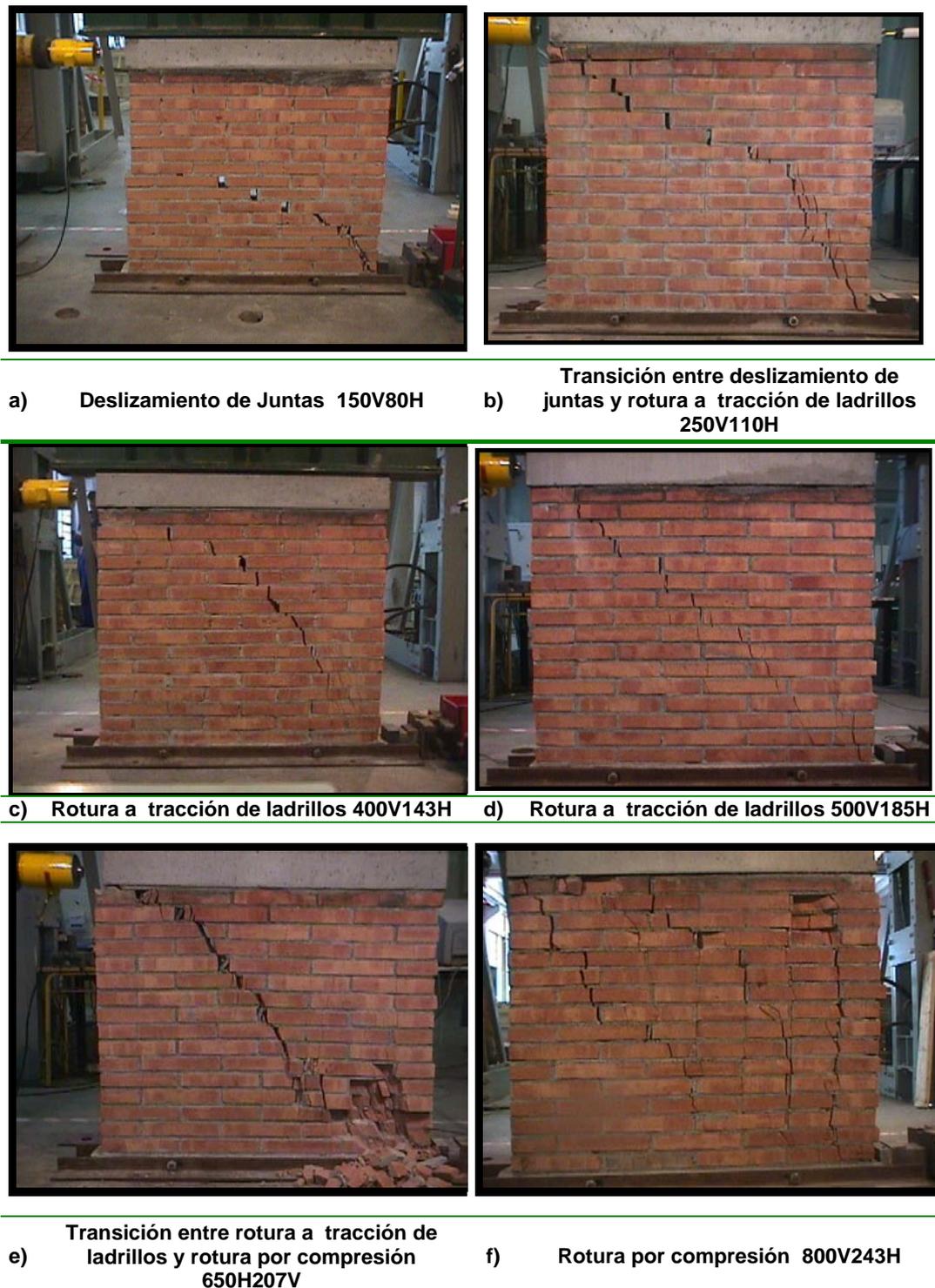


Figura 3. 20 [Esquemas de rotura obtenida en la campaña MS11GSL]

Los resultados individuales completos de los muros se encuentran en el anexo F; La Tabla 3. 15 resume los parámetros obtenidos durante la campaña experimental MS11GSL donde: E es el módulo de elasticidad; G la rigidez a cortante; F_v la carga vertical; H_u la carga horizontal ultima; H_1 la carga horizontal de inicio de la fisuración apreciada en los transductores; W_u es la apertura de fisura mayor al alcanzar la rotura.

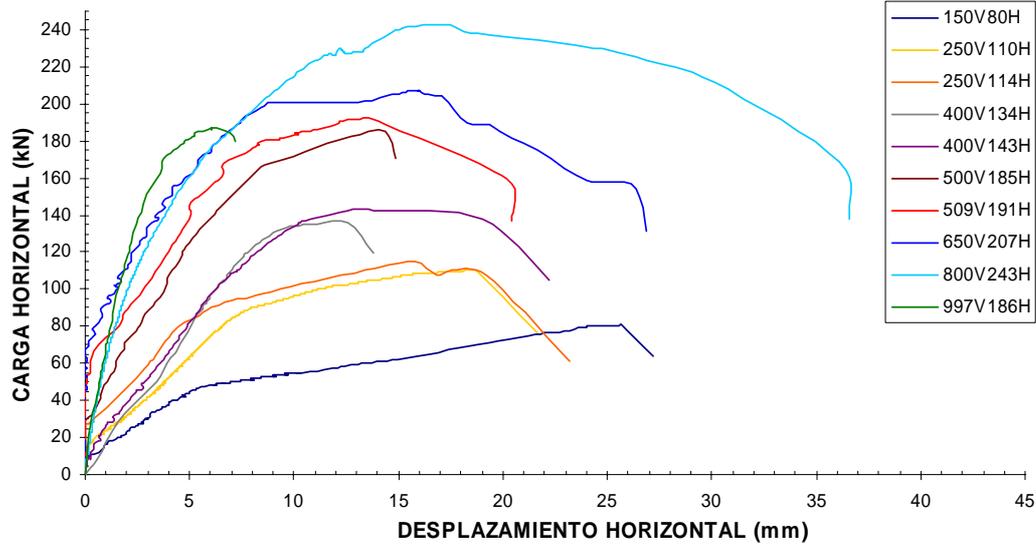


Figura 3. 21 [Curvas carga horizontal - desplazamiento horizontal obtenidas en la campaña MS11GSL]

Ensayo sobre muro sometido a carga biaxial	E	G	F _v	H _u	H ₁	W _u
	MPa	MPa	kN	kN	kN	mm
MS11GSL - 150V80H	3760,03	1624,33	150,00	80,17	2,4	0,10683
MS11GSL - 250V110H	4111,97	1648,32	250,00	110,29	14,00	2,29
MS11GSL - 250V114H	4022,21	1737,59	250,00	114,83	2,80	2,85
MS11GSL - 400V134H	6019,91	2600,60	400,00	135,75	2,10	1,06
MS11GSL - 400V143H	6136,27	2650,86	400,00	143,07	12,00	0,51
MS11GSL - 500V185H	6970,78	3011,38	500,00	185,40	6,00	1,56
MS11GSL - 500V191H	7204,76	3112,46	500,00	191,63	1,80	2,04
MS11GSL - 650V207H	9177,33	3964,60	650,00	207,18	-	-
MS11GSL - 800V243H	6497,35	2806,85	800,00	243,02	3,10	1,38
MS11GSL - 997V186H	-	-	997,20	186,65	-	-

Tabla 3. 15 [Resumen de los parámetros obtenidos en los ensayos biaxiales MS11GSL]

La Tabla 3. 16 resume el estado tensional en rotura para cada uno de los muros. Los valores de la resistencia a corte puro se han extrapolado a partir de los ensayos de las probetas a corte (apartado 3.4.2.1.1), y para rotura a compresión pura, no se extrapolaron los valores de las probetas a compresión, ya que los valores de resistencia a compresión varían muy fuertemente en función de la esbeltez del panel y por tanto se asume, mediante la extrapolación lineal de los datos obtenidos en los muros, que la rotura a compresión está entorno a los 1900 kN.

Carga Vertical	Carga Horizontal	σ_n	τ	$\tau_{max} = R$	σ_1	σ_3	θ
kN	kN	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Rad
0	45,42	0,000	0,270	0,270	0,270	0,270	0,785
150	80,17	0,893	0,477	0,653	1,100	0,207	0,409
250	110,29	1,488	0,656	0,992	1,736	0,248	0,361
250	114,83	1,488	0,684	1,010	1,754	0,266	0,372
400	135,75	2,381	0,808	1,439	2,629	0,248	0,298
400	143,07	2,381	0,852	1,464	2,654	0,273	0,310
500	185,40	2,976	1,104	1,853	3,341	0,365	0,319
500	191,63	2,976	1,141	1,875	3,363	0,387	0,327
650	207,18	3,869	1,233	2,294	4,229	0,360	0,284
800	243,02	4,762	1,447	2,786	5,167	0,405	0,273
997,2	186,65	5,936	1,111	3,169	6,137	0,201	0,179
1900	0,00	11,310	0,000	5,655	10,310	0,000	0,000

Tabla 3. 16 [Resumen del estado tensional en rotura para los paneles MS11GSL]

Donde σ_n es la tensión normal; τ es la tensión tangencial; τ_{max} es la tensión tangencial máxima; σ_1 y σ_3 son las tensiones principales; θ el ángulo entre la junta horizontal y la tensión principal.

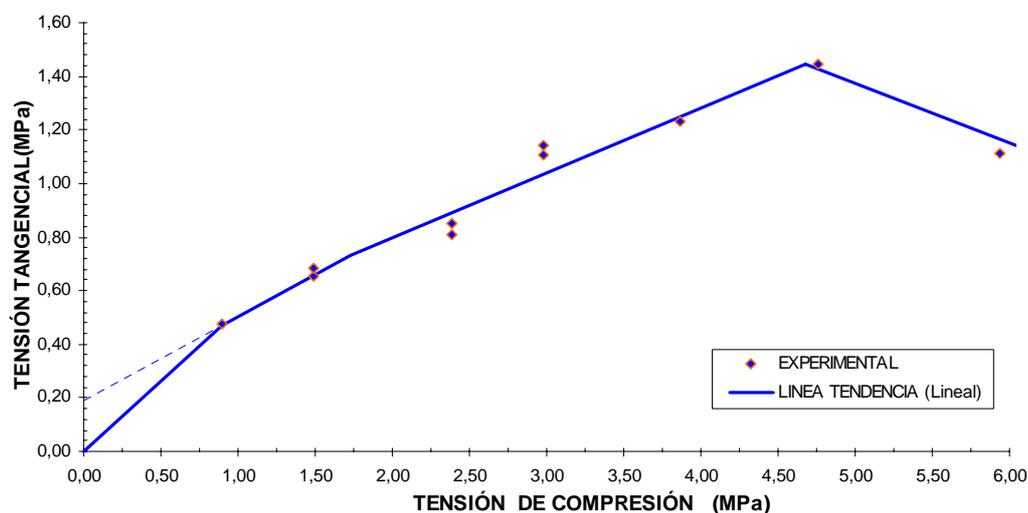


Figura 3. 22 [Rotura biaxial MS11GSL en términos de tensiones medias (σ_n, τ)]

La Figura 3. 22 y la Figura 3. 23 muestran la tendencia de los resultados de rotura biaxial en términos de tensiones medias y tensiones principales. Las líneas de tendencia se han elaborado mediante la regresión lineal de los resultados por segmentos teniendo en cuenta dos criterios; la disposición de los resultados experimentales y el tipo de fallo que presentó el panel. Se

observan cuatro (4) tramos lineales, el primero corresponde al fallo por pérdida de equilibrio del panel (debido a las condiciones de contorno del ensayo, en ausencia o a muy baja tensión de compresión, el muro gira sobre la esquina opuesta a la aplicación de la carga), el segundo corresponde a la rotura por deslizamiento de juntas, el tercero a la rotura a tracción de los ladrillos (combinación rotura de piezas y deslizamiento de juntas) y el cuarto a rotura por compresión.

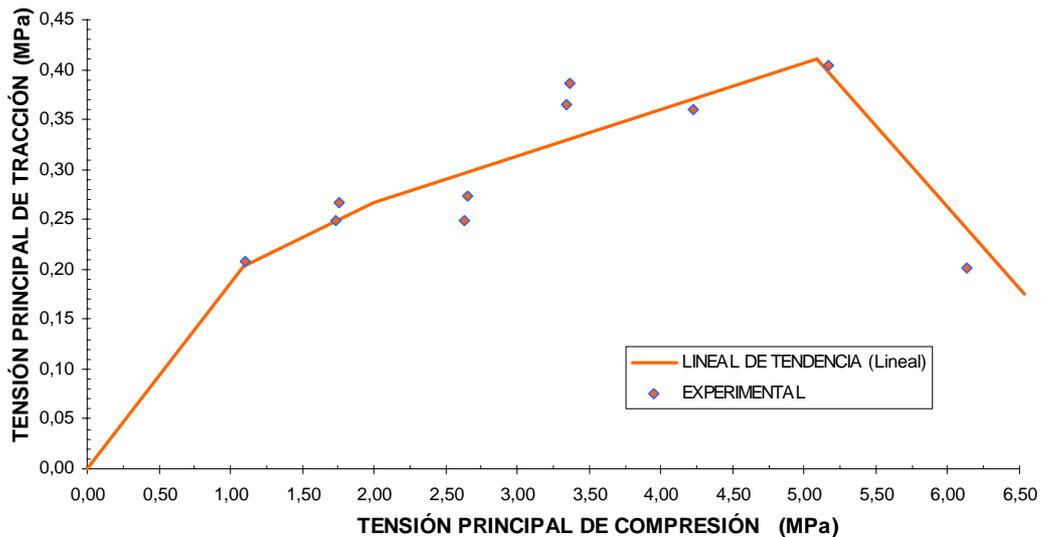


Figura 3. 23 [Rotura biaxial MS11GSL en términos de tensiones principales (σ_1, σ_3)]

La Figura 3. 24 muestra la variación del ángulo θ de las tensiones principales con respecto a la horizontal.

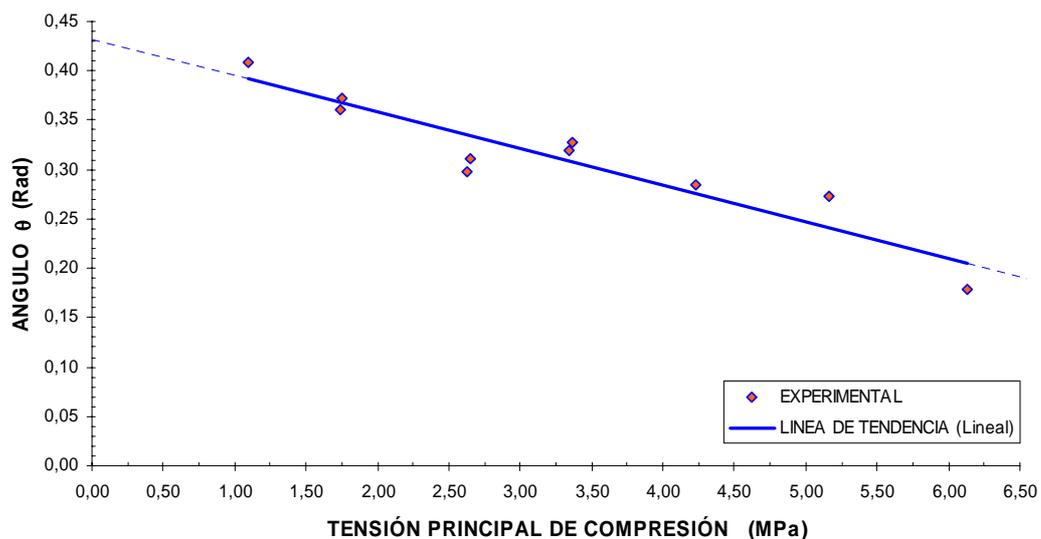


Figura 3. 24 [Variación del ángulo girado de las tensiones principales con respecto a la horizontal MS11GSL (σ_1, θ)]

Con ayuda de los resultados obtenidos en Figura 3. 19 y Figura 3. 21, se evaluó la variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión y la variación de la rigidez a corte.

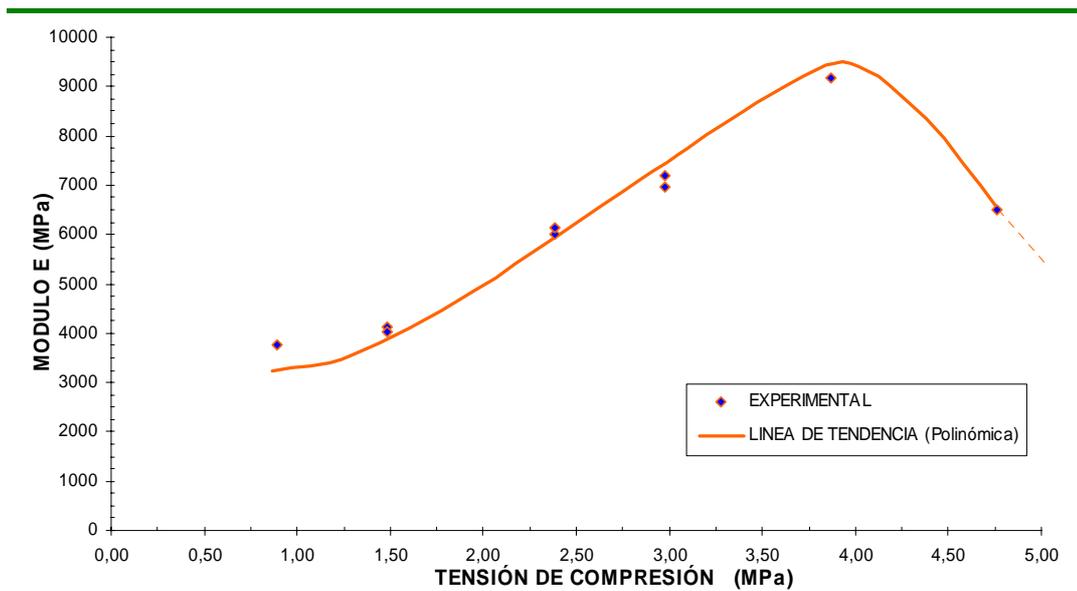


Figura 3. 25 [Variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión MS11GSL (σ_n, E)]

Se observa claramente un aumento en el módulo de deformación (Figura 3. 25) al incrementar la tensión de compresión. El muro se rigidiza con este incremento, pero esta rigidización desciende a tensiones altas. Es muy posible que el descenso se deba a una marcada microfisuración que se genera en los paneles al alcanzar estos niveles de tensiones.

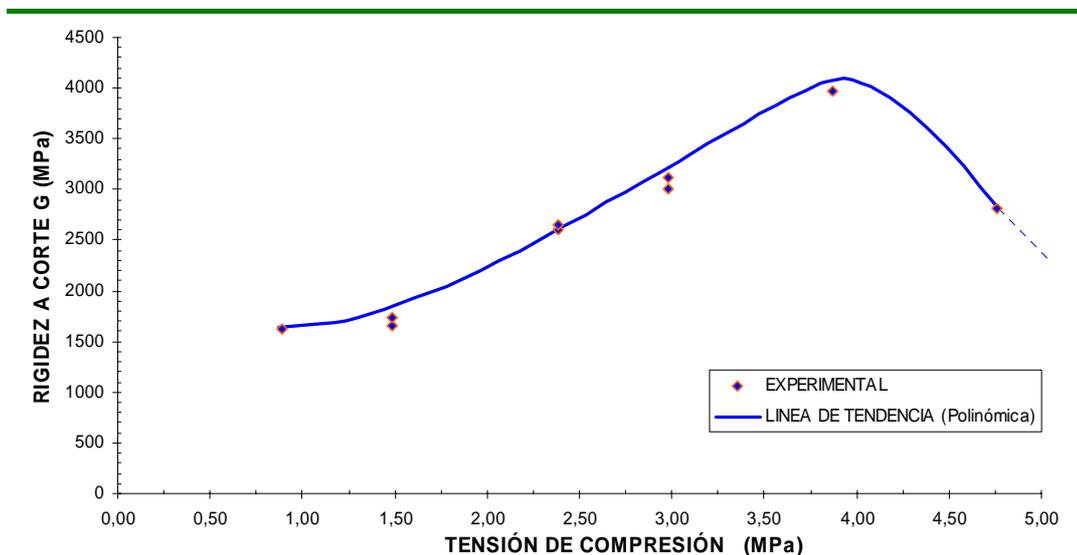


Figura 3. 26 [Variación de la rigidez a corte con el grado de tensión vertical de compresión MS11GSL (σ_n, G)]

La Figura 3. 26 presenta la variación de la rigidez a corte con el grado de tensión vertical de compresión; si se compara con la gráfica del módulo de deformación (Figura 3. 25), estas presentan una tendencia muy próxima ya

que como es sabido existe una relación lineal entre E y G; para este caso la relación obtenida es aproximadamente 0,45.

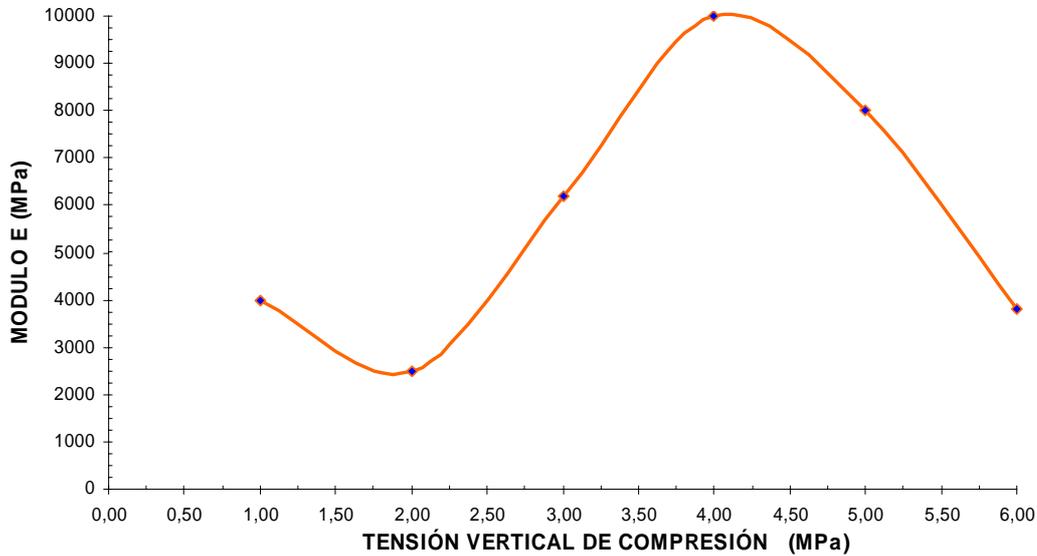


Figura 3. 27 [Variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión MS11GSL (σ_n, E) - Respuesta dinámica - (Araiza, 2003)]

Conjuntamente se realizó con otro investigador (Araiza, 2003) un estudio sobre la influencia de la carga vertical en la respuesta dinámica de estas paredes de ladrillo. Para este estudio se emplearon dos paredes adicionales, las cuales fueron sometidas a escalones de tensión vertical en los cuales para cada escalón de carga se evaluaron las frecuencias. El módulo de elasticidad fue calculado en uno de los paneles (Figura 3. 27), pero al comparar el resultado con el obtenido mediante la campaña experimental difieren un poco, concretamente en la rama inicial (ascendente). La Figura 3. 28 muestra la configuración del ensayo y una gráfica del espectro de frecuencias obtenidas bajo un escalón de carga.

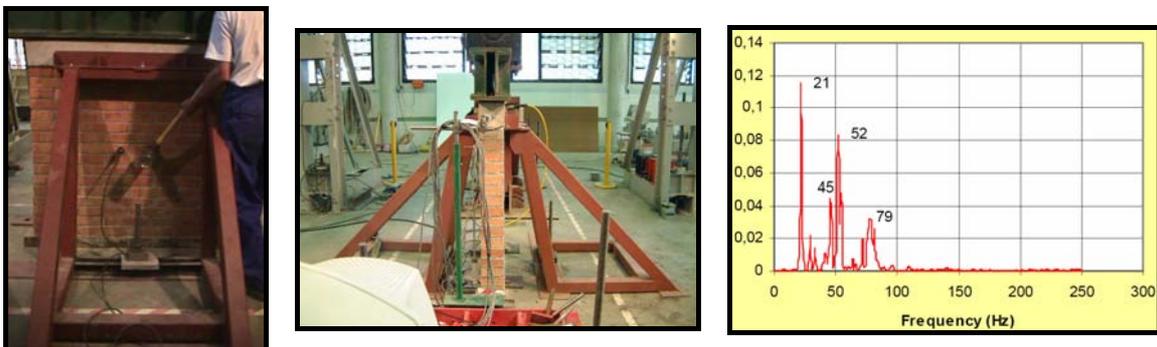


Figura 3. 28 [Configuración del ensayo y gráfica de la obtención de las frecuencias en un estado de carga]

Una completa descripción del trabajo experimental y de influencia de la respuesta dinámica bajo carga axial de estas paredes, se encuentra en Araiza (2003).

3.6 CAMPAÑA EXPERIMENTAL II: ENSAYOS BIAXIALES SOBRE PAREDES DE OBRA DE FÁBRICA ESCALA 1:4. GIRO SUPERIOR IMPEDIDO (MS14GSI)

En la campaña experimental II, diecisiete (17) paneles de similares características que los anteriores, pero a escala 1:4, fueron sometidos a carga biaxial. Este ensayo tiene de particular, que se impidió el giro superior a los paneles. La información referente a la fabricación, equipos e instrumentación empleada y procedimiento del ensayo se encuentra en el apartado 3.4.3.1.2.

3.6.1 RESULTADOS SOBRE PANELES DE OBRA DE FÁBRICA (MS14GSI)

El comportamiento durante la aplicación de la carga vertical (tensión de compresión) en términos generales presenta un comportamiento peculiar comparado con los experimentos previos; se distingue que debido a las condiciones de contorno del ensayo (se prescinde de la rotula y de esta manera se evita el giro), el proceso de acomodamiento del muro es considerable. La Figura 3. 29 muestra claramente este acomodamiento, donde el muro a tensiones de compresión baja presenta grandes deformaciones y luego se rigidiza de forma abrupta. Pero al igual que las paredes de escala real los muros sometidos a altas tensiones de compresión (75V36H y 90V32H) pierden rigidez una vez sobrepasaban cierto limite de tensión vertical.

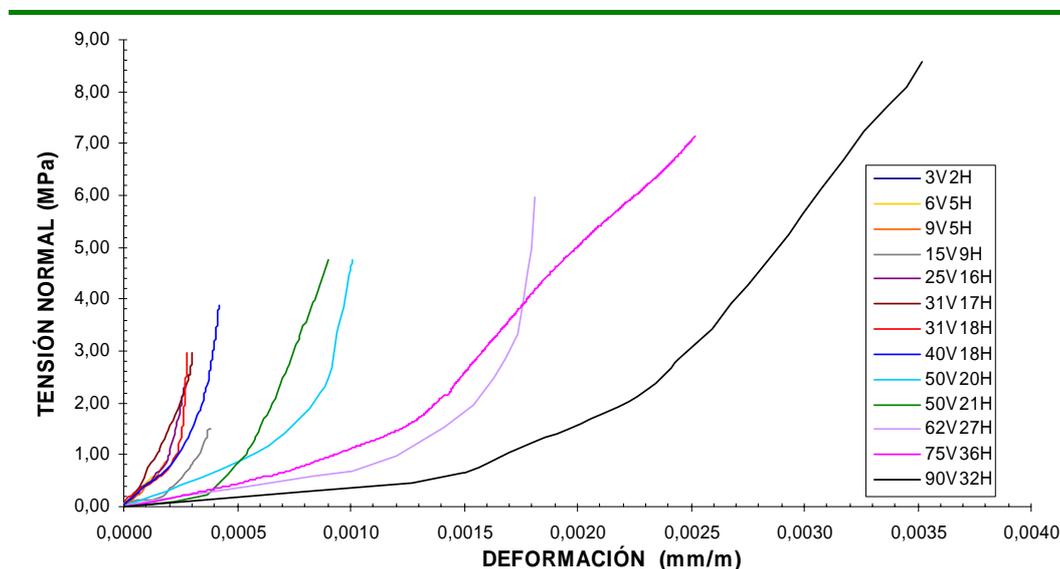


Figura 3. 29 [Curvas tensión - deformación obtenidas en la campaña MS14GSI durante la aplicación de la carga vertical]

El comportamiento durante la carga horizontal bajo una tensión de compresión (Figura 3. 30), se observan en términos generales, grandes desplazamientos en los muros sometidos bajo tensión de compresión baja, y estos desplazamientos disminuyen con el aumento de la tensión de compresión.

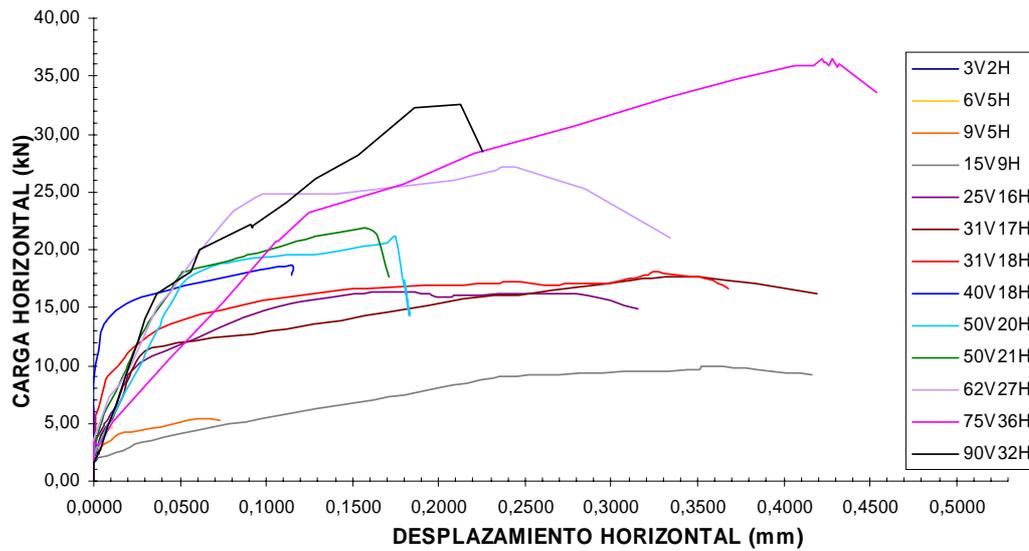


Figura 3. 30 [Curvas carga horizontal - desplazamiento horizontal obtenidas en la campaña MS14GSI]

Los esquemas de rotura apreciados (Figura 3. 31) fueron los esperados al impedir el giro de los paneles, roturas muy frágiles y con grandes daños. Este patrón de rotura se acentuaba al aumentar la tensión de compresión.



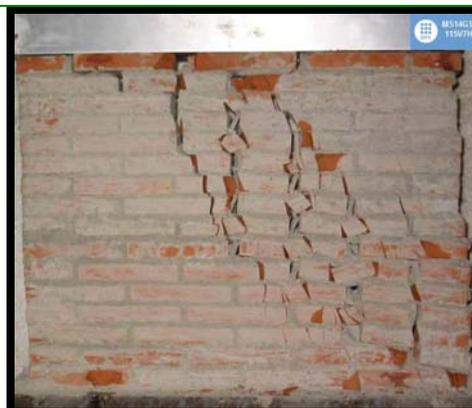
a) Deslizamiento de Juntas 3V2H



b) Deslizamiento de Juntas 9V5H



c) Rotura a tracción de ladrillos 40V18H



d) Rotura por compresión 115V7H

Figura 3. 31 [Esquemas de rotura obtenida en la campaña MS14GSI]

La Tabla 3. 17 resume los parámetros de la campaña MS14GSI; donde H_2 es la carga horizontal con la que se inicia el movimiento en la cabeza del panel. En el anexo F se aporta mayor información sobre esta campaña.

Ensayo sobre muro sometido a carga biaxial	E	G	F_v	H_u	H_2	δ_u
	MPa	MPa	kN	kN	kN	mm
MS14GSI – 3V2H	4076,64	1799,20	3,00	2,64	1,26	0,0026
MS14GSI – 6V4H	4579,50	2207,85	6,00	4,48	1,86	0,0082
MS14GSI – 9V5H	4854,32	2395,92	9,40	5,44	2,24	0,0601
MS14GSI – 15V9H	3890,94	2673,82	15,60	9,88	1,76	0,3524
MS14GSI – 25V16H	8758,96	4493,21	25,00	16,21	2,96	0,2801
MS14GSI – 31V17H	9800,70	4930,11	31,30	17,73	1,96	0,3509
MS14GSI – 31V18H	10734,30	4966,14	31,30	18,07	5,44	0,3242
MS14GSI – 40V18H	9198,41	4054,78	40,60	18,63	4,89	0,1149
MS14GSI – 50V20H	4715,47	2384,07	50,00	20,99	2,25	0,1752
MS14GSI – 50V21H	5269,50	2469,23	50,00	21,66	2,44	0,1618
MS14GSI – 62V27H	3280,85	1504,63	62,50	27,13	3,66	0,2443
MS14GSI – 75V36H	2836,35	1489,88	75,00	36,56	3,37	0,4283
MS14GSI – 90V32H	2434,19	1123,73	90,00	32,61	1,64	0,2121
MS14GSI – 95V30H	-	-	95,00	30,07	-	-
MS14GSI – 105V24H	-	-	105,00	24,50	-	-
MS14GSI – 115V7H	-	-	115,00	7,52	-	-
MS14GSI - 121V0H	-	-	121,30	0,00	-	-

Tabla 3. 17 [Resumen de los parámetros obtenidos en los ensayos biaxiales MS14GSI]

De igual manera la Tabla 3. 18 resume el estado tensional de rotura para cada panel. Para compresión pura, a diferencia de los ensayos a escala real, se ensayo un muro completo a compresión.

Carga Vertical	Carga Horizontal	σ_n	τ	$\tau_{max} = R$	σ_1	σ_3	θ
kN	kN	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Rad
3,00	2,64	0,286	0,251	0,289	0,432	0,146	0,527
6,00	4,48	0,571	0,427	0,513	0,799	0,228	0,490
9,40	5,44	0,895	0,518	0,685	1,132	0,237	0,429
15,60	9,88	1,486	0,941	1,199	1,942	0,456	0,451
25,00	16,21	2,381	1,544	1,950	3,140	0,759	0,457
31,30	17,73	2,981	1,689	2,252	3,743	0,762	0,424
31,30	18,07	2,981	1,721	2,277	3,767	0,786	0,429
40,60	18,63	3,867	1,774	2,624	4,557	0,691	0,371
50,00	20,99	4,762	1,999	3,109	5,490	0,728	0,349
50,00	21,66	4,762	2,063	3,150	5,531	0,769	0,357
62,50	27,13	5,952	2,584	3,941	6,917	0,965	0,357
75,00	36,56	7,143	3,482	4,988	8,559	1,416	0,386
90,00	32,61	8,571	3,106	5,293	9,578	1,007	0,314
95,00	30,07	9,048	2,864	5,354	9,878	0,830	0,282
105,00	24,50	10,000	2,333	5,518	10,518	0,518	0,218
115,00	7,52	10,952	0,716	5,523	10,999	0,047	0,065
121,30	0,00	11,552	0,000	5,776	11,552	0,000	0,000

Tabla 3. 18 [Resumen del estado tensional en rotura para los paneles MS14GSI]

De los resultados de las anteriores tablas, se ilustra el comportamiento de la rotura biaxial en términos de tensiones medias (Figura 3. 32) y en tensiones principales (Figura 3. 33).

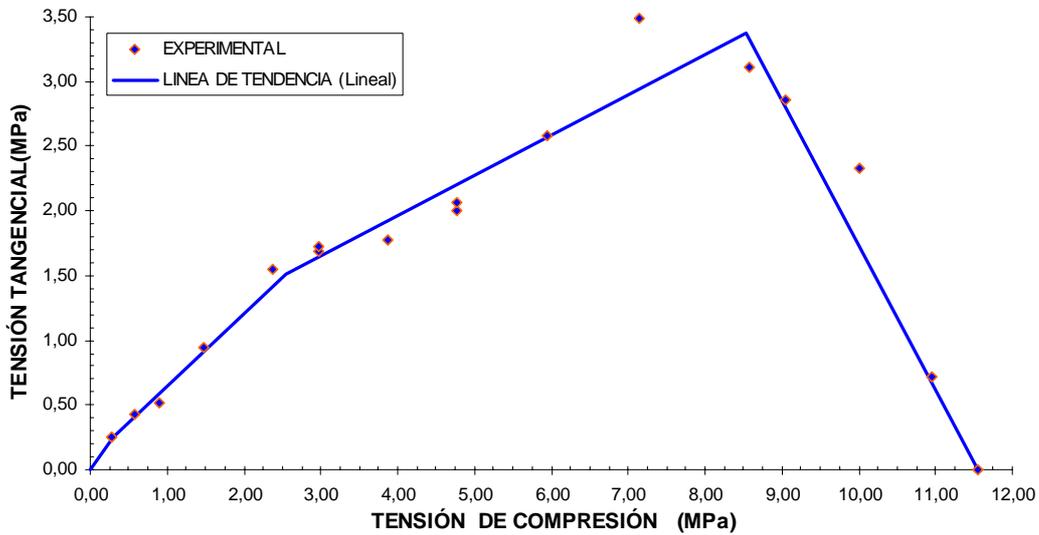


Figura 3. 32 [Rotura biaxial MS14GSI en términos de tensiones medias (σ_n, τ)]

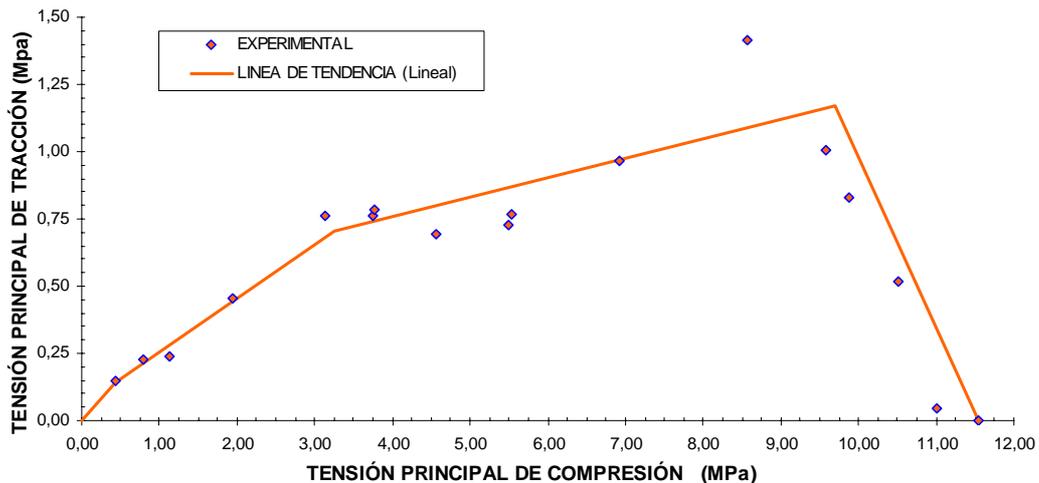


Figura 3. 33 [Rotura biaxial MS14GSI en términos de tensiones principales]

También la variación del ángulo girado de las tensiones con respecto a la horizontal (Figura 3. 34).

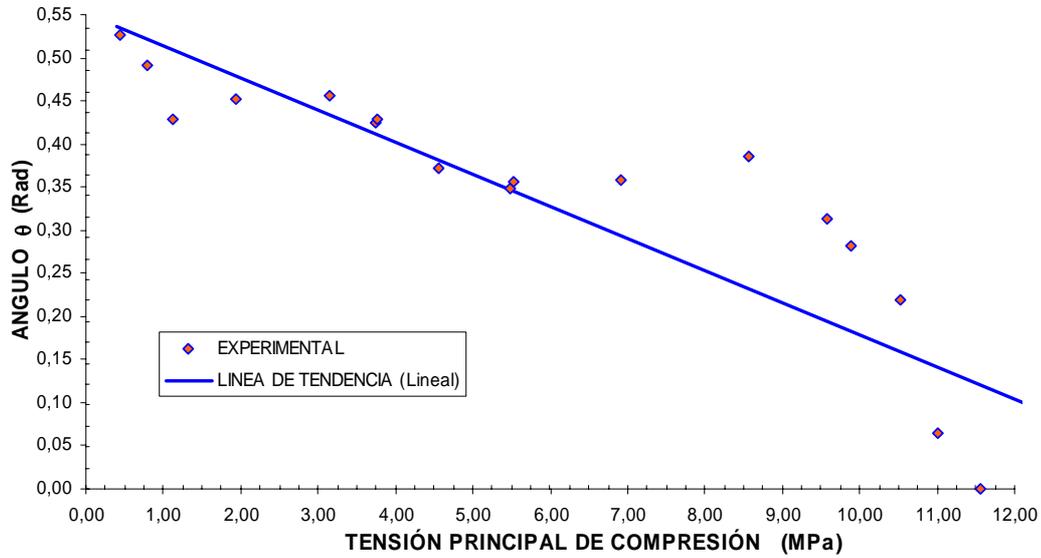


Figura 3. 34 [Variación del ángulo girado de las tensiones principales con respecto a la horizontal MS14GSI (σ_1,θ)]

La variación del módulo de deformación con la tensión vertical de compresión se aprecia en la Figura 3. 35 y la variación de la rigidez a corte con la tensión vertical a compresión, en la Figura 3. 36; la relación obtenida entre E y G es aproximadamente 0,48.

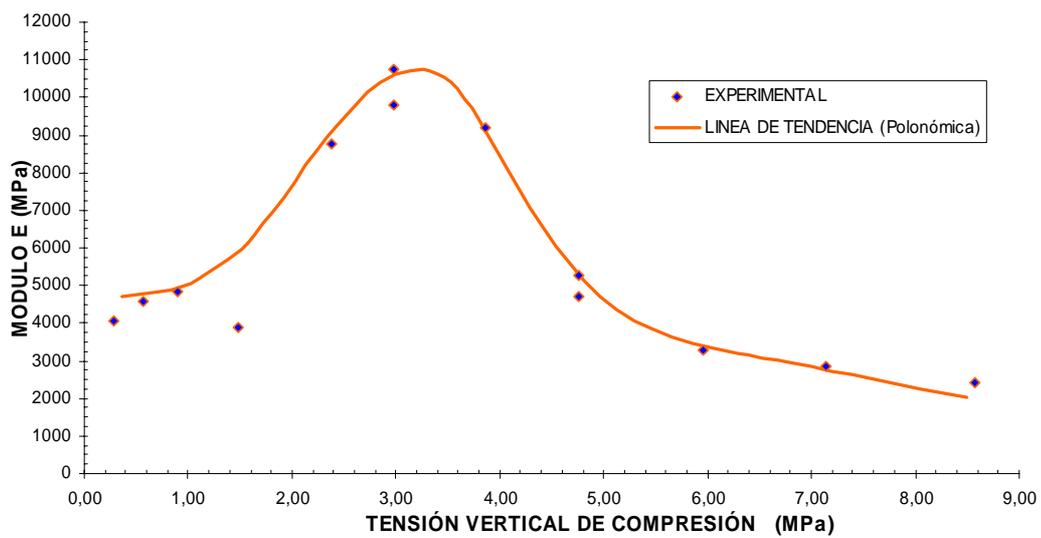


Figura 3. 35 [Variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión MS14GSI (σ_n,E)]

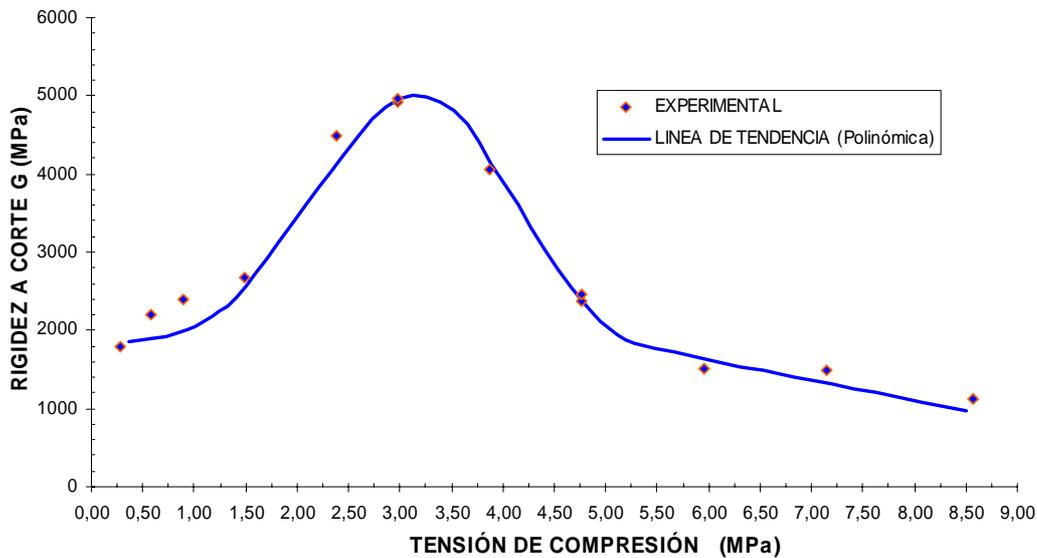


Figura 3. 36 [Variación de la rigidez a corte con el grado de tensión vertical de compresión MS14GSI (σ_n, G)]

3.7 CAMPAÑA EXPERIMENTAL III: ENSAYOS BIAXIALES SOBRE PAREDES DE OBRA DE FÁBRICA ESCALA 1:4. GIRO SUPERIOR LIBRE (MS14GSL)

En la campaña experimental III quince paneles fueron sometidos a carga biaxial. Esta campaña presenta la particularidad de ser exactamente igual a la campaña I excepto en la escala. La fabricación, equipos e instrumentación empleada y procedimiento del ensayo se encuentran en el apartado 3.4.3.1.2.

3.7.1 RESULTADOS SOBRE PANELES DE OBRA DE FÁBRICA (MS14GSL)

El comportamiento de los paneles durante la aplicación de la tensión normal (Figura 3. 37), es de carácter lineal hasta un rango entre 3 y 4 MPa. A partir de de esta tensión, pierde rigidez a medida que aumenta la tensión.

El comportamiento durante la aplicación de la carga horizontal bajo una tensión de compresión (Figura 3. 38), al igual que las anteriores campañas, mostró que los muros a mayor tensión de compresión se tornan frágiles.

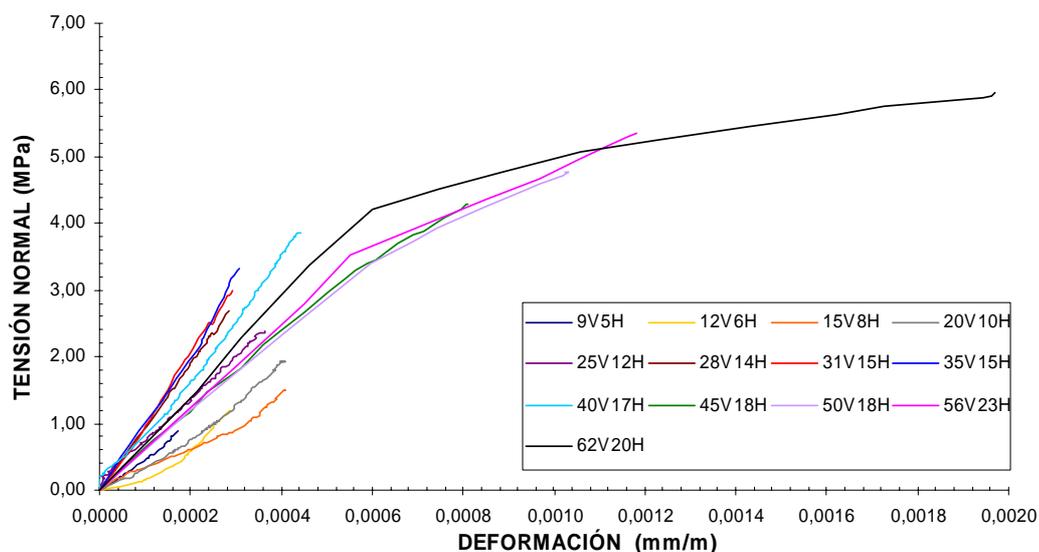


Figura 3. 37 [curvas tensión - deformación obtenidas en la campaña MS14GSL durante la aplicación de la carga vertical]

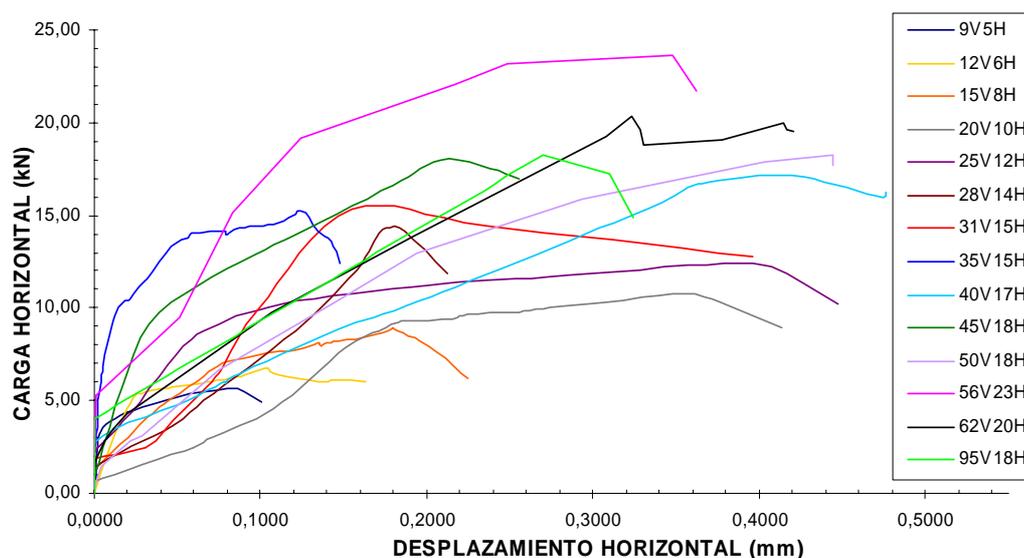
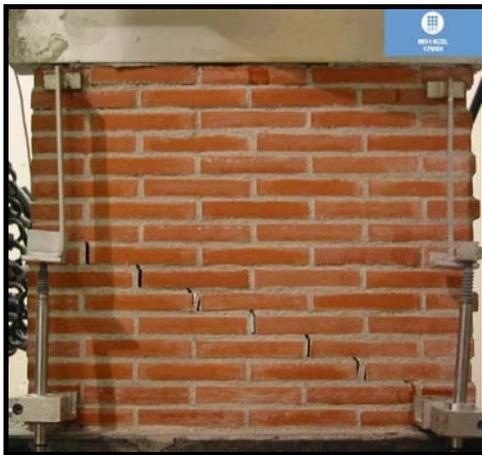


Figura 3. 38 [Curvas carga horizontal - desplazamiento horizontal obtenidas en la campaña MS14GSL]

De igual manera, se aprecia que a mayor tensión de compresión el desplazamiento horizontal del panel es menor para alcanzar la rotura, por consiguiente más frágil. Este comportamiento se percibe en los esquemas de rotura presentados en la Figura 3. 39.

Como se presumía, al comparar los esquemas de rotura con los obtenidos en la campaña I, estos presentan gran similitud. La Figura 3. 39 muestra algunos de estos esquemas.



a) Deslizamiento de Juntas 12V6H



b) Deslizamiento de Juntas 15V8H



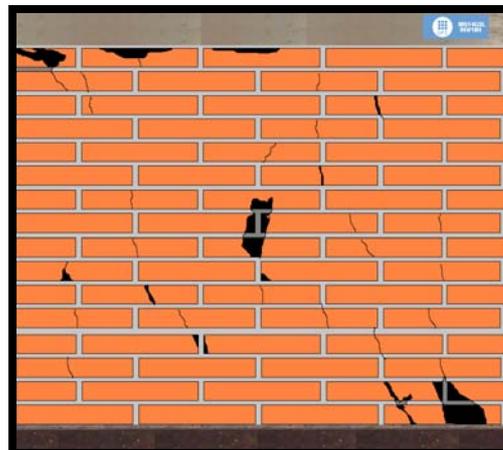
c) Deslizamiento de Juntas 25V12H



d) Transición entre Deslizamiento de juntas y rotura a tracción de ladrillos 28V14H



e) Rotura a tracción de ladrillos 40H17V



f) Rotura por compresión 95V18H

Figura 3. 39 [Esquemas de rotura obtenida en la campaña MS14GSL]

La Tabla 3. 19 resume los parámetros obtenidos durante la campaña experimental y la Tabla 3. 20 el estado tensional de rotura para cada panel. Los resultados completos de cada muro se encuentran en el anexo F.

Ensayo sobre muro sometido a carga biaxial	E	G	F _v	H _u	H ₂	δ _u
	MPa	MPa	kN	kN	kN	mm
MS14GSL – 9V5H	5246,40	2277,55	9,40	5,65	0,24	0,08033
MS14GSL – 12V6H	4143,15	2505,99	12,50	6,78	0,22	0,10290
MS14GSL – 15V8H	3666,20	2544,77	15,60	8,92	1,37	0,17960
MS14GSL – 20V10H	4768,51	2732,30	20,30	10,79	0,63	0,34750
MS14GSL – 25V12H	6514,70	3524,74	25,00	12,39	2,08	0,37890
MS14GSL – 28V14H	9345,75	4852,09	28,15	14,31	1,36	0,17580
MS14GSL – 31V15H	10238,95	4769,38	31,30	15,34	1,87	0,15461
MS14GSL – 35V15H	10874,54	5073,13	35,00	15,27	1,61	0,12430
MS14GSL – 40V17H	8706,96	4917,27	40,60	17,17	2,73	0,40020
MS14GSL – 45V18H	5276,74	2620,09	45,00	18,08	0,87	0,21310
MS14GSL – 50V18H	4642,66	2182,40	50,00	18,24	0,67	0,44150
MS14GSL – 56V23H	4538,01	1974,94	56,25	23,61	0,79	0,34781
MS14GSL – 62V20H	3019,67	1534,52	62,50	20,67	1,62	0,32325
MS14GSL – 95V18H	-	-	95,00	18,24	4,05	0,27004
MS14GSL – 119V0H	-	-	119,63	0,00	-	-

Tabla 3. 19 [Resumen de los parámetros obtenidos en los ensayos biaxiales MS14GSL]

Carga Vertical	Carga Horizontal	σ _n	τ	τ _{max} = R	σ ₁	σ ₃	θ
kN	kN	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Rad
9,40	5,65	0,895	0,538	0,700	1,148	0,252	0,438
12,50	6,78	1,190	0,646	0,878	1,473	0,283	0,413
15,60	8,92	1,486	0,850	1,129	1,871	0,386	0,426
20,30	10,79	1,933	1,028	1,411	2,377	0,444	0,408
25,00	12,39	2,381	1,180	1,676	2,867	0,486	0,390
28,15	14,31	2,681	1,363	1,912	3,252	0,571	0,397
31,30	15,34	2,981	1,461	2,087	3,578	0,597	0,388
35,00	15,27	3,333	1,454	2,212	3,879	0,545	0,359
40,60	17,17	3,867	1,635	2,532	4,465	0,599	0,351
45,00	18,08	4,286	1,722	2,749	4,892	0,606	0,338
50,00	18,24	4,762	1,737	2,947	5,328	0,566	0,315
56,25	23,61	5,357	2,249	3,497	6,176	0,819	0,349
62,50	20,67	5,952	1,969	3,568	6,545	0,592	0,292
95,00	18,24	9,048	1,737	4,846	9,370	0,322	0,183
119,63	0,00	11,393	0,000	5,697	11,393	0,000	0,000

Tabla 3. 20 [Resumen del estado tensional en rotura para los paneles MS14GSL]

Con los valores anteriores se grafica la rotura biaxial en tensiones medias (Figura 3. 40) y en tensiones principales (Figura 3. 41). Los valores de la resistencia a corte puro (carga vertical nula) se han extrapolado a partir de los ensayos de las probetas a corte (apartado 3.4.2.1.1). Al igual que la campaña anterior, un muro se ensayó a compresión pura obteniendo resultados muy similares.

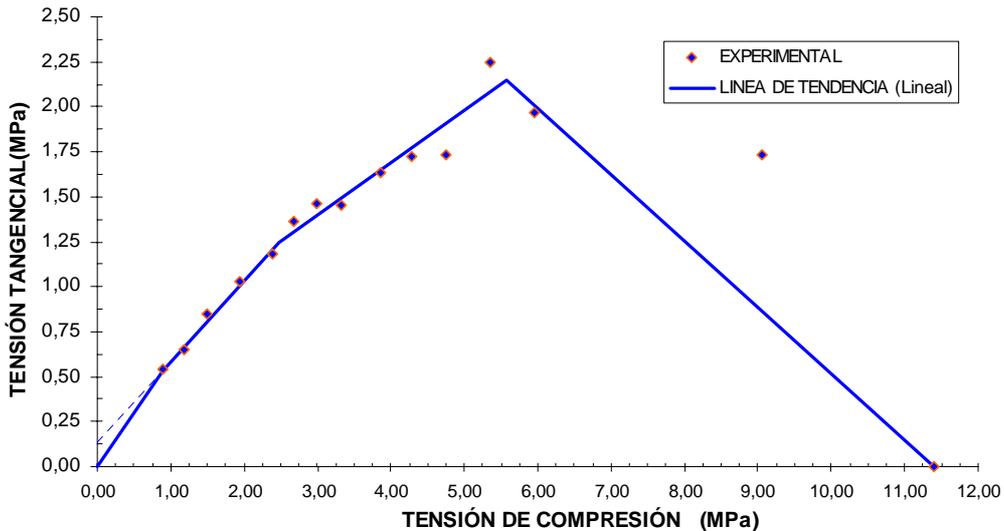


Figura 3. 40 [Rotura biaxial MS14GSL en términos de tensiones medias (σ_n, τ)]

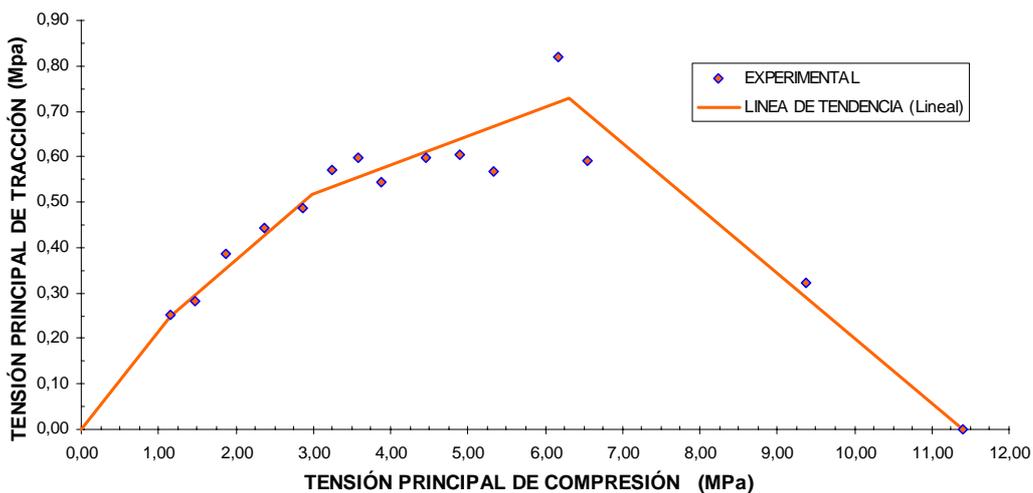


Figura 3. 41 [Rotura biaxial MS14GSL en términos de tensiones principales]

Asimismo se grafica la variación de algunos de los parámetros con respecto a las tensiones; La Figura 3. 42 muestra la variación del ángulo girado de las tensiones principales con respecto a la horizontal.

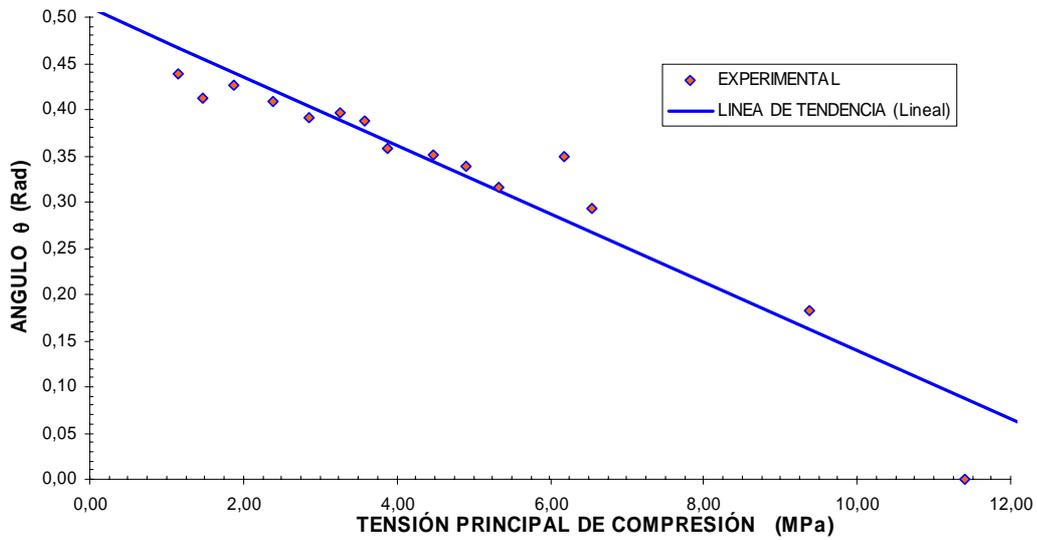


Figura 3. 42 [Variación del ángulo girado de las tensiones principales con respecto a la horizontal MS14GSL (σ_1, θ)]

En las siguientes figuras se observa la variación del módulo de deformación (Figura 3. 43) y la variación de la rigidez a corte (Figura 3. 44) con el grado de tensión de compresión.

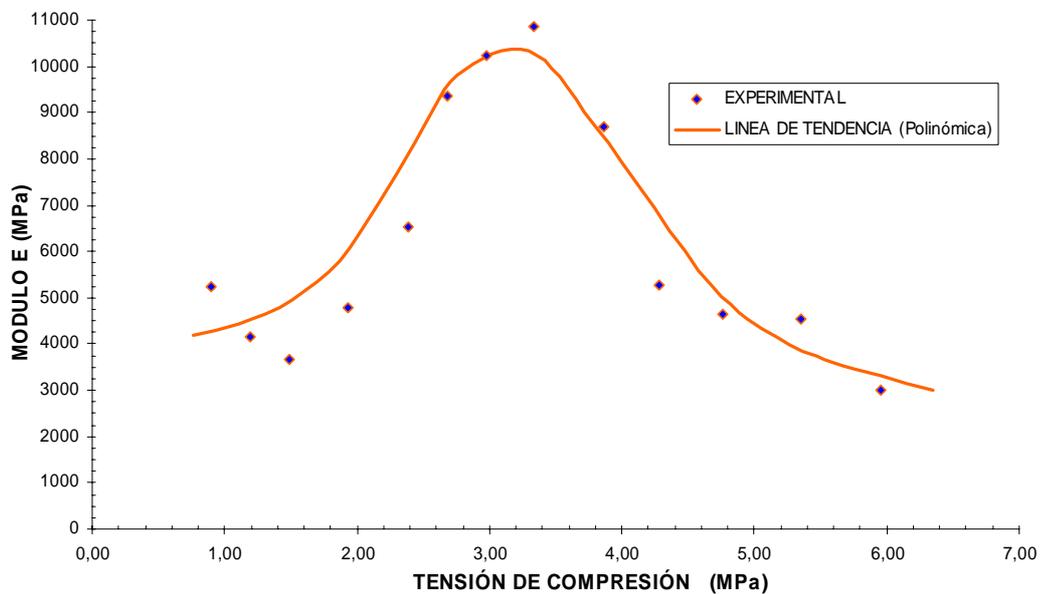


Figura 3. 43 [Variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión MS14GSL (σ_n, E)]

La relación entre el módulo de deformación y el módulo de rigidez obtenido es aproximadamente de 0,52.

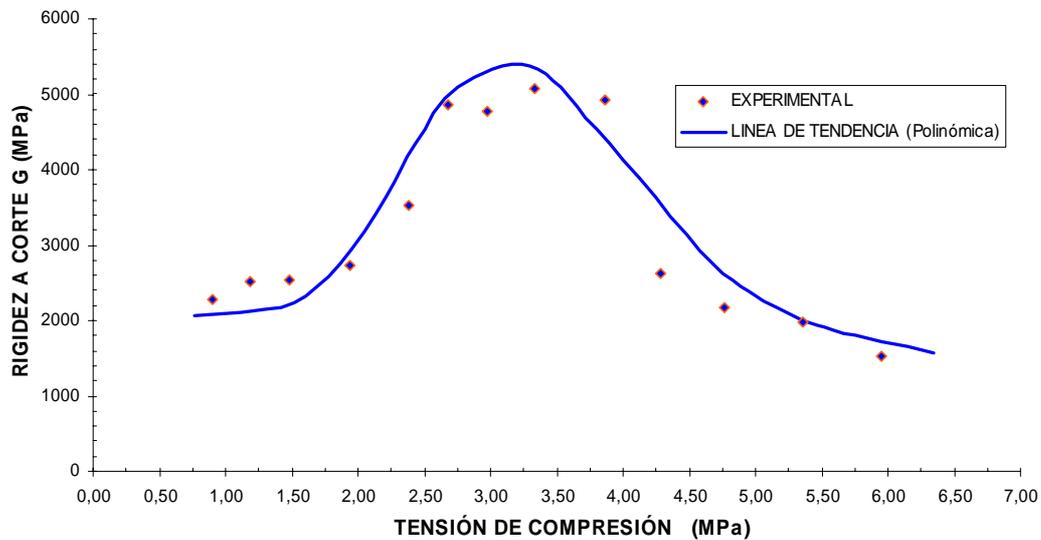


Figura 3. 44 [Variación de la rigidez a corte con el grado de tensión vertical de compresión MS14GSI (σ_n, G)]

3.8 CAMPAÑA EXPERIMENTAL IV: ENSAYOS BIAXIALES SOBRE PAREDES DE OBRA DE FÁBRICA ESCALA 1:4. DISTINTAS DIMENSIONES / GIRO SUPERIOR LIBRE (MSDD14GSL)

Diez paneles a escala 1:4 de diferentes dimensiones fueron sometidos a carga biaxial hasta la rotura. Las condiciones de contorno son exactamente iguales a las de la campaña III, pero existen dos diferencias fundamentales: la primera, el tamaño de los muros; se ensayaron cinco tamaños diferentes variando tanto la base como la altura y la segunda, la tensión de compresión; todos los muros fueron sometidos a la misma tensión ($\sigma_n = 2,00$ MPa). La fabricación, equipos e instrumentación empleada y procedimiento del ensayo se encuentran en el apartado 3.4.3.1.2.

3.8.1 RESULTADOS SOBRE PANELES DE OBRA DE FÁBRICA (MSDD14GSL)

Esta campaña presentó un pequeño cambio en la instrumentación con respecto a las anteriores; se obvió el uso de extensómetros verticales debido al tamaño en algunas configuraciones; por lo tanto, solo se registró el comportamiento durante la aplicación de la carga horizontal (Figura 3. 45).

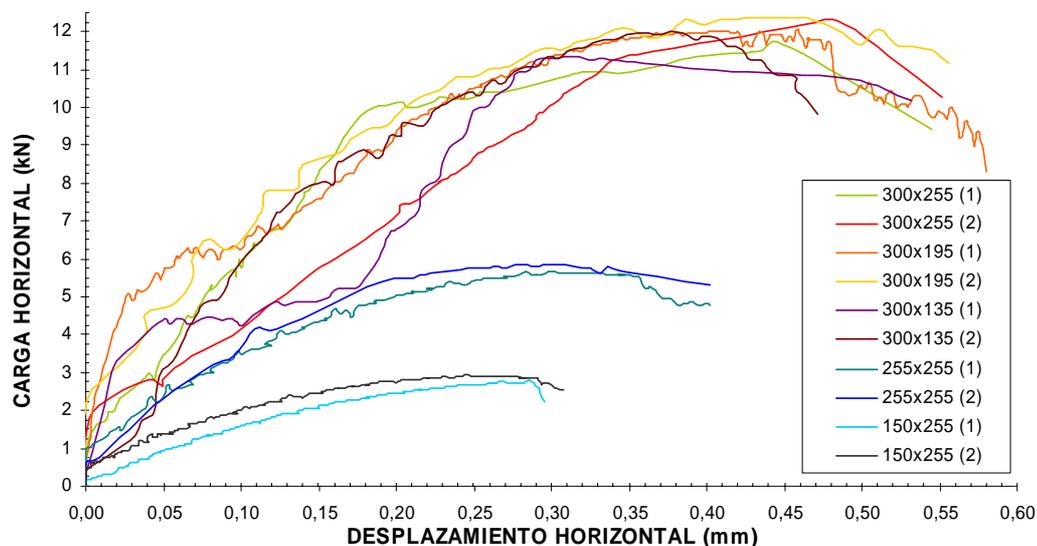


Figura 3. 45 [Curvas carga horizontal - desplazamiento horizontal obtenidas en la campaña MSDD14GSL]

El comportamiento de los paneles durante la aplicación de la carga horizontal, bajo una tensión de compresión de 2,00 MPa hasta la rotura (Figura 3. 45), presenta tres tendencias, asociadas con la longitud del panel: los de longitud de 300 mm alcanzaron la rotura bajo una carga horizontal alrededor de 12 kN, los de 225 mm, 5,75 kN y los de 150 mm, 2,85 kN.

La Tabla 3. 21 nos presenta el estado tensional de rotura para cada panel. Los resultados completos de cada muro se encuentran en el anexo F.

Ensayo sobre muro sometido a carga biaxial MSDD14GSL	Carga Vertical kN	Carga Horizontal kN	σ_n MPa	τ MPa	$\tau_{\max} = R$ MPa	σ_1 MPa	σ_3 MPa	θ Rad
300x255 (1)	21,00	11,75	2,000	1,119	1,501	2,501	0,501	0,421
300x255 (2)	21,00	12,18	2,000	1,160	1,532	2,532	0,532	0,430
300x135 (1)	21,00	11,34	2,000	1,080	1,472	2,472	0,472	0,412
300x135 (2)	21,00	11,99	2,000	1,142	1,518	2,518	0,518	0,426
300x195 (1)	21,00	12,04	2,000	1,147	1,521	2,521	0,521	0,427
300x195 (2)	21,00	12,38	2,000	1,179	1,546	2,546	0,546	0,434
225x255 (1)	15,75	5,68	2,000	0,721	1,233	2,233	0,233	0,312
225x255 (2)	15,75	5,84	2,000	0,742	1,245	2,245	0,245	0,319
150x255 (1)	10,50	2,79	2,000	0,531	1,132	2,132	0,132	0,244
150x255 (2)	10,50	2,92	2,000	0,556	1,144	2,144	0,144	0,254

Tabla 3. 21 [Resumen del estado tensional en rotura para los paneles MSDD14GSL]

La Figura 3. 46 ilustra el esquema de rotura presentado por las cinco dimensiones estudiadas; todas presentan rotura por deslizamiento de

juntas. Si se observa con detenimiento, se aprecia que la rotura se genera entre la sexta y octava hilada.



Figura 3. 46 [Esquemas de rotura campaña MSDD14GSL]

3.9 CAMPAÑA EXPERIMENTAL V: ENSAYOS BIAXIALES SOBRE PAREDES DE OBRA DE FÁBRICA ESCALA 1:4. SIN MORTERO EN LLAGAS / GIRO SUPERIOR LIBRE (MSSML14GSL)

Se ensayaron cinco paneles bajo las mismas condiciones de contorno que la campaña Experimental III. Los muros son también exactamente iguales excepto que se construyeron sin mortero de pega en las juntas verticales. La fabricación, equipos e instrumentación empleada y procedimiento del ensayo se encuentran en el apartado 3.4.3.1.2.

3.9.1 RESULTADOS SOBRE PANELES DE OBRA DE FÁBRICA (MSSML14GSL)

El comportamiento de los muros durante la aplicación de la tensión de compresión (Figura 3. 47) es de carácter lineal para tensiones inferiores a

4,00 MPa. Para mayores tensiones, el comportamiento se torna menos rígido. Este comportamiento es muy similar al que presentaron los paneles de la campaña III.

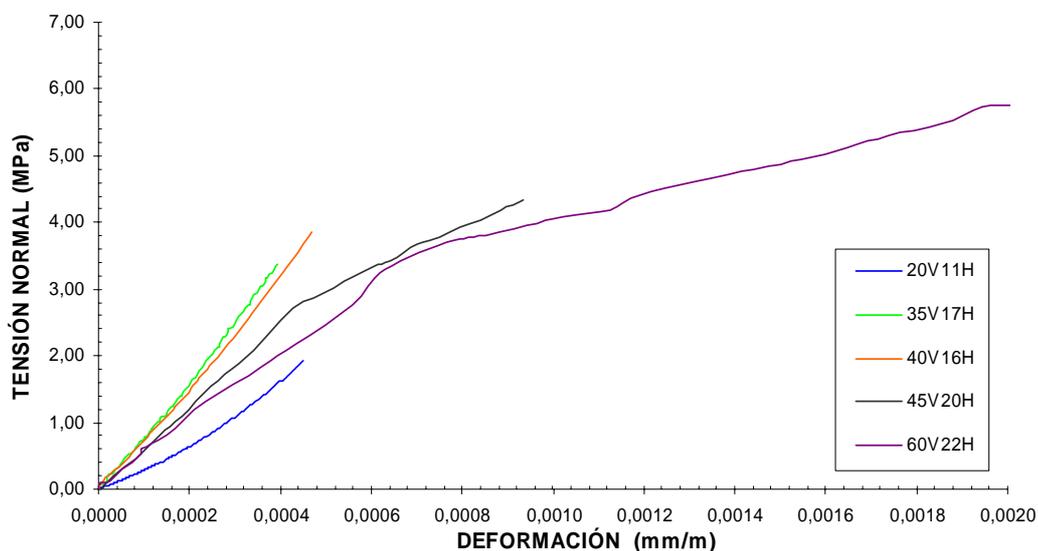


Figura 3. 47 [curvas tensión - deformación obtenidas en la campaña MSSML14GSL durante la aplicación de la carga vertical]

El comportamiento durante la carga horizontal (Figura 3. 48) es también muy similar al comportamiento de ensayos en paredes con mortero en las juntas verticales (Campaña III).

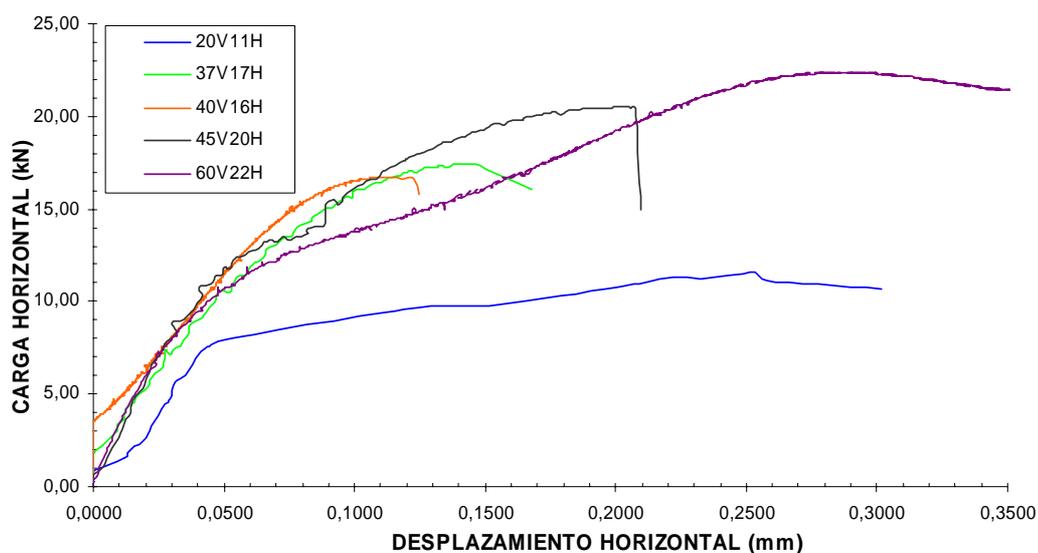


Figura 3. 48 [Curvas carga horizontal - desplazamiento horizontal obtenidas en la campaña MSSML14GSL]

La Tabla 3. 22 resume los parámetros obtenidos durante la campaña experimental MSSML14GSL.

Ensayo sobre muro sometido a carga biaxial	E	G	F _v	H _u	H ₂	δ _u
	MPa	MPa	kN	kN	kN	mm
MSSML14GSL – 20V11H	4259,10	1839,93	20,30	11,58	0,85	0,2536
MSSML14GSL – 35V17H	8552,96	3694,87	35,52	17,47	1,77	0,1461
MSSML14GSL – 40V16H	8217,07	3571,58	40,00	16,69	3,56	0,1116
MSSML14GSL – 45V20H	4662,91	2624,27	45,67	20,48	1,10	0,2022
MSSML14GSL – 60V22H	2862,87	1351,12	60,90	22,38	0,18	0,2871

Tabla 3. 22 [Resumen de los parámetros obtenidos en los ensayos biaxiales MSSML14GSL]

El estado tensional de rotura para cada panel se presenta en la Tabla 3. 23. Los resultados completos de cada muro se encuentran en anexo F.

Carga Vertical	Carga Horizontal	σ _n	τ	τ _{max} = R	σ ₁	σ ₃	θ
kN	kN	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Rad
20,30	11,58	1,93	1,10	1,467	2,433	0,49987	0,426
35,52	17,47	3,38	1,66	2,373	4,064	0,68116	0,389
40,00	16,69	3,81	1,59	2,481	4,386	0,57611	0,348
45,67	20,48	4,35	1,95	2,921	5,096	0,74653	0,366
60,90	22,38	5,80	2,13	3,599	6,499	0,69903	0,317

Tabla 3. 23 [Resumen del estado tensional en rotura para los paneles MSSML14GSL]

Las gráficas de rotura biaxial en términos de tensiones medias (Figura 3. 49) y tensiones principales (Figura 3. 50), presentan un comportamiento muy similar a el obtenido en paredes con mortero en junta horizontal (MS14GSL); en el capítulo 5 se analiza esta similitud.

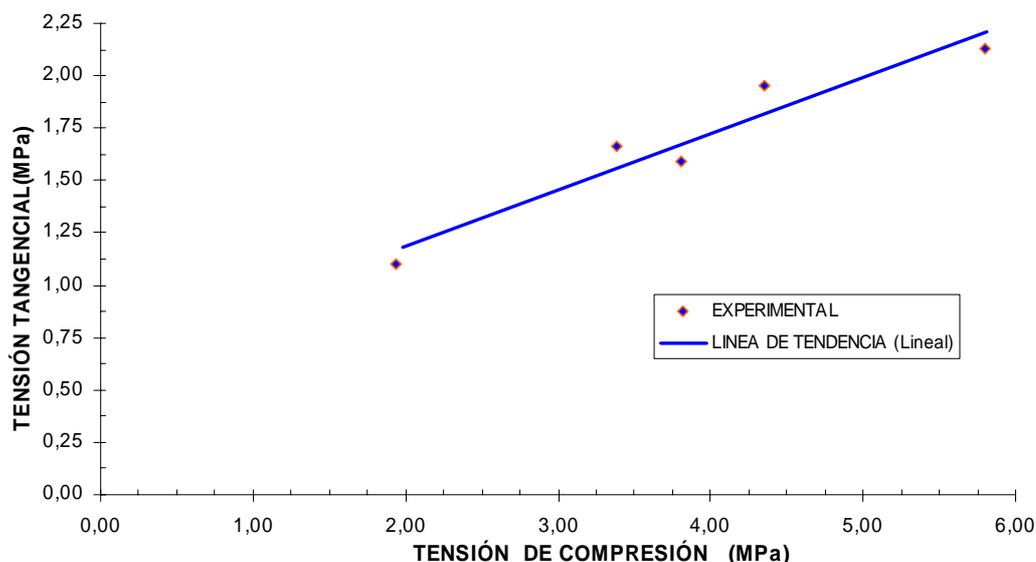


Figura 3. 49 [Rotura biaxial MSSML14GSL en términos de tensiones medias (σ_n,τ)]

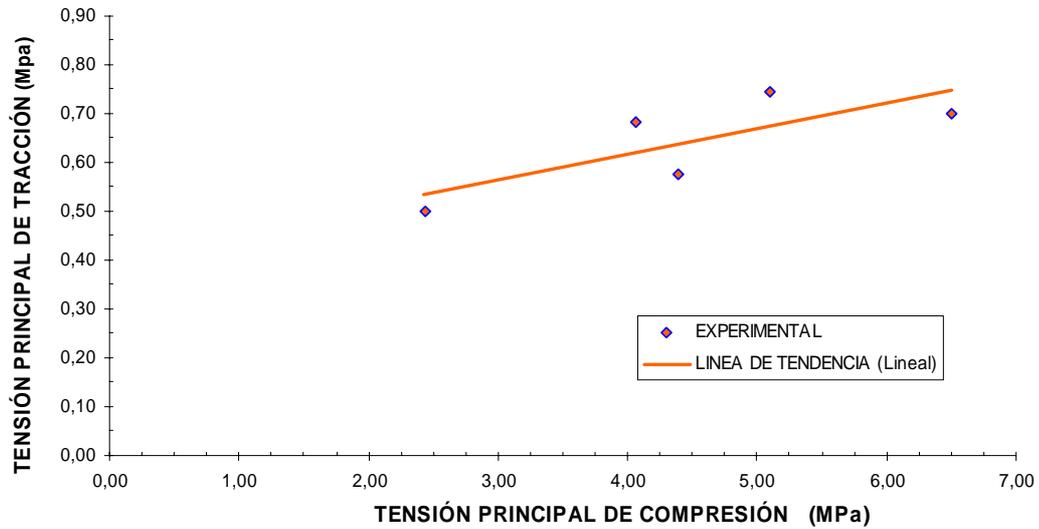


Figura 3. 50 [Rotura biaxial MSSML14GSL en términos de tensiones principales]

La Figura 3. 51 muestra la variación del ángulo girado de las tensiones principales con respecto a la horizontal. La Figura 3. 52 y Figura 3. 53, presentan el cambio del módulo de deformación y módulo de corte con respecto a la tensión vertical de compresión.

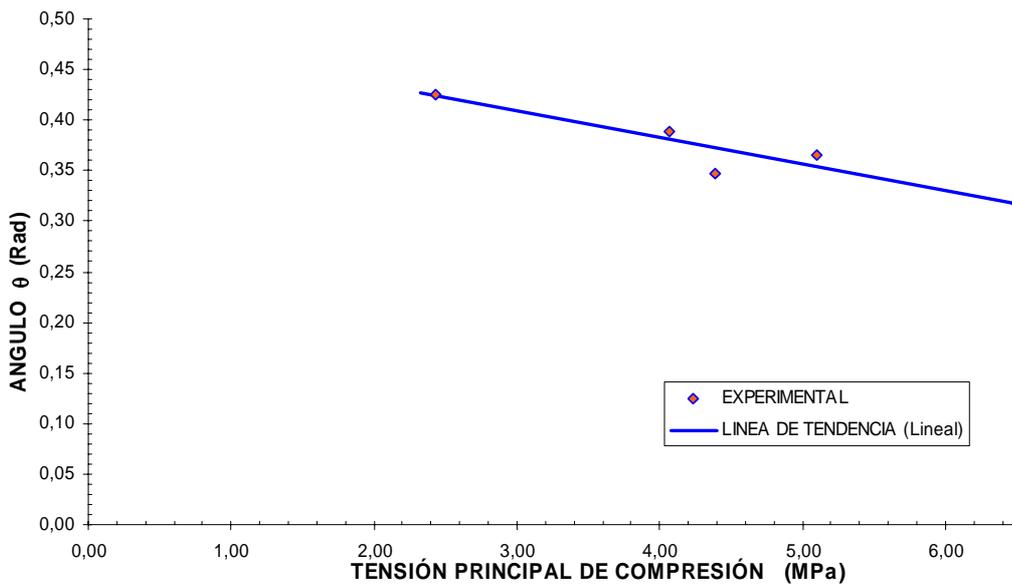


Figura 3. 51 [Variación del ángulo girado de las tensiones principales con respecto a la horizontal MSSML14GSL (σ_1, θ)]

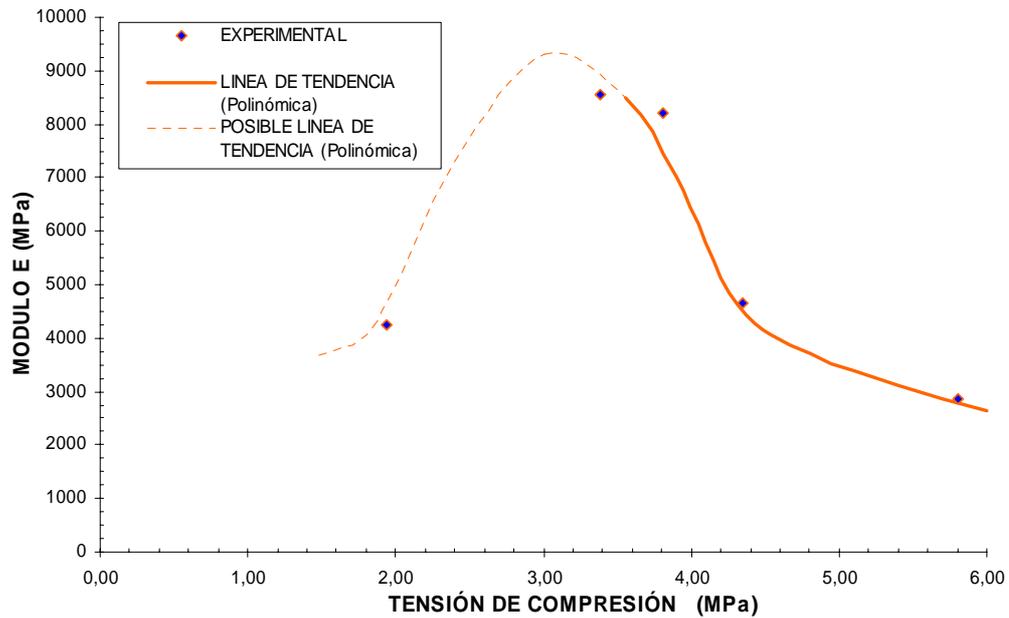


Figura 3. 52 [Variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión MSSML14GSL (σ_n, E)]

La relación entre el módulo de deformación y la rigidez a corte es 0,50.

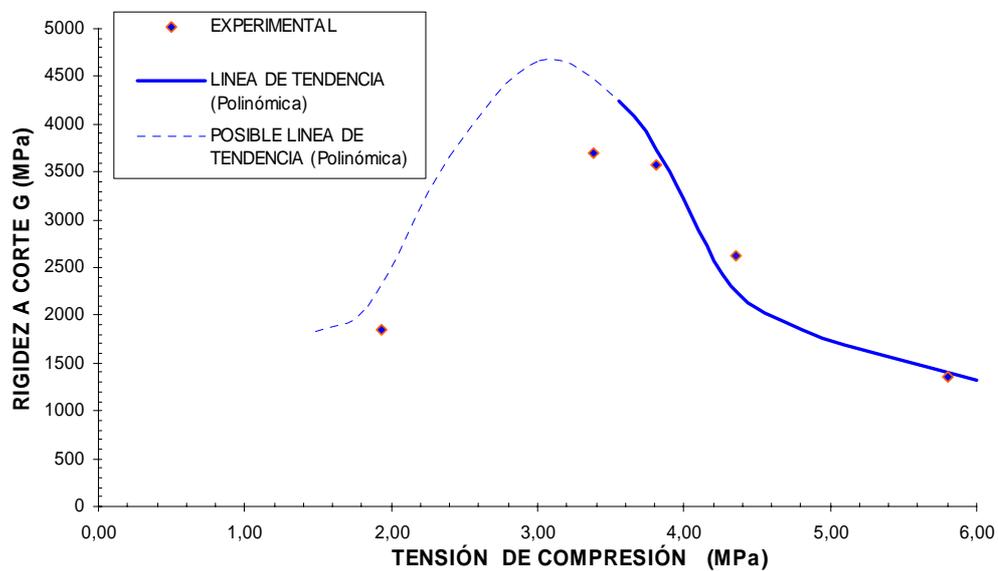


Figura 3. 53 [Variación de la rigidez a corte con el grado de tensión vertical de compresión MSSML14GSL (σ_n, G)]

CUATRO

CAMPAÑA EXPERIMENTAL SOBRE EDIFICIOS DE MUROS A ESCALA REDUCIDA

4.1 INTRODUCCIÓN

Tomando como punto de partida las experiencias con modelos de edificios a escala reducida explicadas en el capítulo 2, este capítulo describe las características, procedimiento de ensayo y resultados de tres modelos experimentales de edificio a escala reducida sometidos a carga lateral.

Aunque la caracterización de las paredes de obra de fábrica de ladrillo a escala 1:4 se efectuó de manera extensa en el capítulo 3, se realizó algunos ensayos sobre materiales y sobre las tipologías (aparejo simple y aparejo flamenco) empleadas en los edificios, bajo estados de tensiones similares a las que se verán sometidos los muros en el conjunto del modelo, a fin de poder relacionar el comportamiento individual de estas paredes biaxiales con el comportamiento dentro de los edificios.

Una de las incógnitas que ha de ser capaz de despejar el ensayo de los modelos es como se realiza el reparto de la carga horizontal entre los distintos elementos verticales de la estructura. Como se comentó en el capítulo 2, existen teorías que apuntan hacia un reparto de la carga horizontal entre las distintas paredes en función de la rigidez relativa de cada una de ellas. De este modo, tanto la geometría elegida para los modelos de los edificios, como el procedimiento de ensayo han de ser capaces de corroborar si realmente el reparto se realiza en función de las rigideces o bien si dicho reparto sigue otro mecanismo, como por ejemplo una distribución de la carga horizontal en función del área transversal de cada muro.

Por otro lado, los resultados que se obtengan de los ensayos han de servir para calibrar futuros modelos numéricos utilizados en el estudio de edificios que, al igual que los modelos ensayados, basan su estructura en paredes de carga de obra de fábrica.

4.2 ELECCIÓN DEL MODELO

4.2.1 SEMEJANZA UTILIZADA EN LOS MODELOS UPC

Como se ha comentado en el capítulo 2, para determinar los factores de escala de las distintas magnitudes físicas se pueden distinguir entre dos casos extremos. En primer lugar, un modelo con semejanza completa, donde para la ejecución del modelo se utiliza un material especial, el cual tiene su diagrama tensión-deformación escalado con la escala geométrica en la dirección de las tensiones, y la misma que el material prototipo en la dirección de las deformaciones. En segundo lugar, es posible trabajar con un modelo con semejanza simple, donde los materiales utilizados en el modelo son los mismos que se utilizan en el prototipo.

Para desarrollar un material adecuado para los modelos de semejanza completa, existen numerosas dificultades tecnológicas, ya que en general no es nada fácil reducir la resistencia de un material sin reducir al mismo tiempo su peso específico. Adicionalmente, al utilizar materiales en el modelo que tienen el mismo comportamiento que los materiales en el prototipo, se evita introducir más variables en el sistema y se eliminan incertidumbres innecesarias.

Con base en las consideraciones anteriores, se intentó trabajar desde un principio tanto para los ensayos de las paredes simples (capítulo 3) como para los edificios, según un modelo con semejanza simple. A pesar de realizar un estudio detallado a fin de elaborar los materiales componentes de la obra de fábrica a escala reducida (anexo A y B), del cual se obtuviese los mismos materiales del prototipo, ello no fue del todo posible, ya que a pesar de emplear exactamente el mismo material en la fabricación de los ladrillos los efectos de la escala inciden en las propiedades. Por lo tanto es preciso realizar un análisis de semejanza donde las condiciones a cumplir por el modelo (edificio), tanto en su material como en su forma, dimensión y carga, en relación con las características análogas de la estructura real, se establecen por medio del análisis dimensional.

4.2.2 FACTOR DE ESCALA GEOMÉTRICA

Los ensayos con modelos son posibles siempre y cuando se puedan transmitir las conclusiones de unas observaciones de fenómenos físicos en un sistema mecánico S a otro sistema semejante S' realizado a otra escala.

La semejanza no se refiere aquí únicamente a la relación entre las mediciones geométricas en ambos sistemas, sino que se aplica con toda generalidad también a cualquier magnitud física que sea comparable. En la elección final de un factor de escala que nos permita establecer dicha semejanza en los edificios ensayados han intervenido las consideraciones que se exponen a continuación:

- El hecho que el modelo de edificio base su estructura en un material, la obra de fábrica, cuya ejecución es inminentemente manual, nos lleva a aplicar un factor tal que las dimensiones finales del modelo sean manejables tanto para su construcción en laboratorio como para su posterior ensayo.
- La carga horizontal a aplicar en el modelo debe moverse en el rango de actuación de los equipos de carga convencionales.
- El factor de escala ha de ser tal que permita introducir en los muros de carga del modelo, mediante medios convencionales, la sobrecarga necesaria para que dichos muros trabajen al mismo estado tensional que los muros del prototipo.
- El modelo debe poder instrumentarse con los medios de instrumentación (células de carga y extensómetros) convencionales disponibles en el mercado.
- Ha de ser una escala representativa, corroborada por la experiencia de autores anteriores.
- Al intentar emplear un modelo de semejanza simple, donde los materiales utilizados en la construcción del modelo son los mismos materiales del prototipo, la escala ha de ser tal que permita elaborar los componentes de la obra de fábrica (en particular, los ladrillos), buscando de esta manera que los modelos tengan el mismo comportamiento que los materiales del prototipo.

Por todo lo expuesto anteriormente, el factor de escala geométrico S_L (relación entre una cierta longitud en el prototipo L_P y una longitud en el modelo L_M), escogido para la construcción del modelo ha sido 4. Asimismo, a partir del factor de escala geométrico se pueden determinar distintos factores de escala correspondientes a las principales cantidades físicas como muestra la Tabla 2.3.

Los criterios anteriores han sido la base de la elección de la escala (1:4). Esta escala es mayor que las utilizadas por el modelo de Tomažević, et al. (1990) y de Sinha et al. (1971), donde se optó por escalas 1:5 y 1:6 respectivamente.

Adicionalmente, como se ha señalado en el capítulo 2, el factor de escala geométrico igual a 4 está dentro de los límites establecidos por Tomazevic-Velechovsky (1992) en la reducción del tamaño de edificios de fábrica de ladrillo, según experiencias de diversas campañas experimentales. De este modo, y gracias a los resultados obtenidos en los ensayos de paredes simples, se puede afirmar que la escala 1:4 empleada es adecuada para reproducir el comportamiento estructural de edificios reales de muros de carga en condiciones de carga horizontal.

4.3 DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS A ESCALA REDUCIDA

4.3.1 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LOS MODELOS

Las tres campañas experimentales sobre modelos de edificios a escala 1:4 efectuadas en el LTE de la UPC es una simplificación de un edificio de referencia de dos y tres niveles de altura, propia de la ampliación de muchas ciudades europeas y particularmente en Barcelona, entre finales del siglo XIX y mediados del XX.

Dichos modelos siguen la típica distribución de muro central y planta limitada por muros de fachada, típico del ensanche de Barcelona. De este modo, los muros de carga del modelo de edificio se dividen por toda la superficie de la planta entorno a dos grupos bien diferenciados:

- Un grupo de muros perimetrales o muros de fachada de 72,50 mm de espesor y 337,50 mm de largo, formado por cuatro muros por piso ocupando las cuatro esquinas de la planta.
- Otro grupo constituido únicamente por un muro central por piso, de 35 mm de espesor y 699,10 mm de largo.

La Figura 4. 1 y Figura 4. 2 muestra la representación de una planta tipo y una sección en alzado de los modelos, con la distribución de los muros de carga de la estructura sobre los 1,50 x 1,25 m de superficie que constituyen dicha planta.

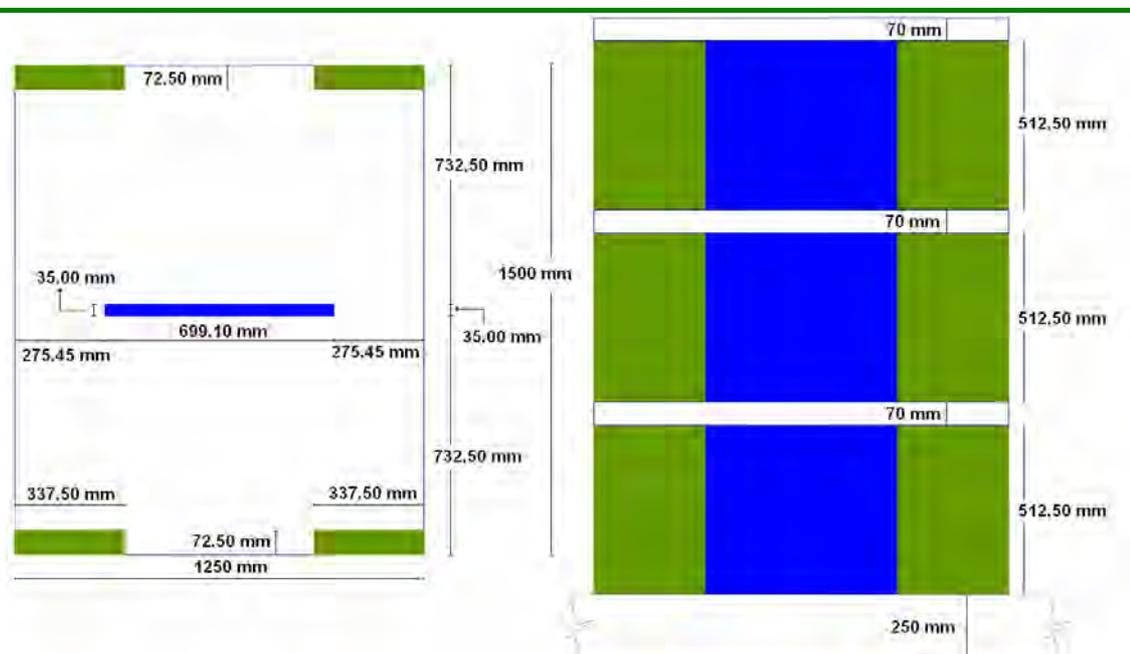


Figura 4. 1 [Distribución en planta y alzado de la campaña experimental VI conformada por muros de mortero en masa]

La distancia entre ejes de los muros es de 713,75 mm y la altura libre de cada piso es de 512,5 mm, que sumada a los 70 mm de los entrepisos y

cubierta resulta una altura total para los modelos, sin contar cimentación, de aproximadamente 1,75 m para la campaña experimental VI y VIII y de 1,17 m para la campaña VII.

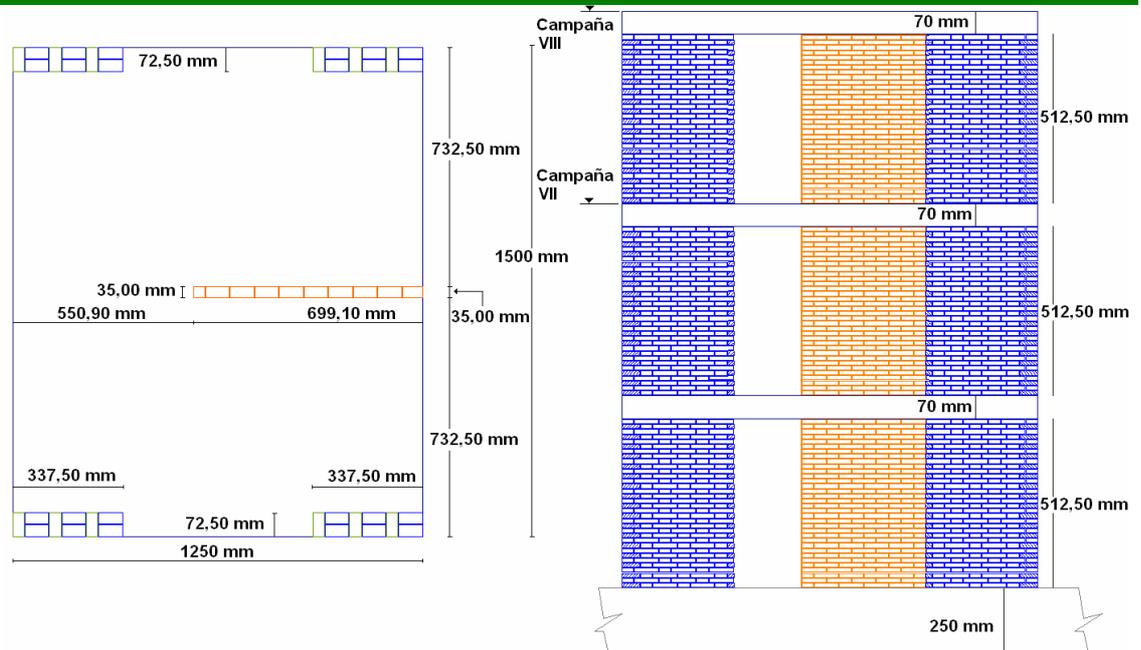


Figura 4. 2 [Distribución en planta y alzado de la campaña experimental VII y VIII conformada por muros de obra de fábrica de ladrillo]

La Figura 4. 3 muestra una vista general de cada uno de los tres edificios donde se pueden observar las diferencias entre los modelos. En dicha figura se aprecia claramente la diferencia de alturas entre los modelos, así como las distribuciones de paredes portantes adoptadas en cada uno de los ellos. En los modelos, todas las paredes de fábrica trabajan en su plano en la dirección de la carga horizontal.



Figura 4. 3 [Vista general de los edificios ensayados en las campañas VI – VII - VIII]

4.3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES UTILIZADOS

4.3.2.1 MATERIALES CAMPAÑA EXPERIMENTAL VI – EDIFICIO CON PAREDES DE MORTERO

El edificio de la campaña experimental VI fue construido con paredes de mortero y no con obra de fábrica de ladrillo, como el resto de campañas experimentales, por dos objetivos precisos; el primero el de probar el sistema (funcionamiento global, instrumentación, equipos de carga), y el segundo, el de estudiar el comportamiento de un sistema formado por bloques rígidos.

Los materiales empleados en la construcción del edificio con paredes de mortero y sus características, se resumen en la Tabla 4. 1.

Forjados	Resistencia a compresión del hormigón	$f_c =$	29,30	MPa	
	Limite elástico del acero	$f_y \geq$	500,00	MPa	
Muros	Resistencia a compresión del mortero	$f_m =$	40,92	MPa	
	Resistencia a flexión del mortero	$f_{xm} =$	7,14	MPa	

Tabla 4. 1 [Características material Campaña VI]

4.3.2.2 MATERIALES CAMPAÑA EXPERIMENTAL VII Y VIII – EDIFICIOS CON PAREDES DE OBRA DE FÁBRICA DE LADRILLO

Los materiales empleados en la construcción de los edificios con paredes de mortero y sus características, se resumen en la siguiente tabla. En los anexos C y D se ofrece información sobre los ensayos utilizados para su determinación.

Forjados	Resistencia a compresión del hormigón	$f_c =$	28,25	MPa	
	Limite elástico del acero	$f_y \geq$	500,00	MPa	
	Resistencia a tracción de los ladrillos	$f_{tb} =$	3,95	MPa	
Muros	Resistencia a compresión de los ladrillos	$f_b =$	45,57	MPa	
	Resistencia a compresión del mortero	$f_m =$	9,90	MPa	
	Resistencia a flexión del mortero	$f_{xm} =$	3,32	MPa	

Tabla 4. 2 [Características material Campaña VII y VIII]

Cabe recordar que los ladrillos a escala reducida fueron fabricados expresamente con material similar a los de escala real, y mediante procedimientos que asimismo intentaron simular la fabricación de ladrillos a escala real, con la finalidad de tener las mismas propiedades en ambas

escalas; de igual manera se fabricó el mortero. Los anexos A y B compendian este estudio.

4.3.3 CONSTRUCCIÓN DE LAS PAREDES

La ejecución de los tres modelos de edificios, exigió la construcción de 40 paredes, de las cuales 15 son de mortero (campaña experimental VI) y las 25 restantes de obra de fábrica de ladrillo (10 para el edificio de la campaña experimental VII y 15 para la campaña experimental VIII).

Como se observa en las Figura 4. 1 y Figura 4. 2 cada planta está formada por cinco muros, cuatro perimetrales y uno central. Como ya ha sido comentado anteriormente, el modelo precisa de dos paredes con longitudes y espesores distintos en función de la posición que éstas ocupen en planta. Por este motivo, las paredes centrales fueron construidas según una ley de traba en forma de aparejo simple o aparejo de soga (Figura 4. 4a) de dimensiones 699,1×507,5×35 mm, mientras que las paredes de fachada se construyeron siguiendo una disposición en aparejo flamenco de dimensiones 337,5×507,5×72,5 mm (Figura 4. 4b). Con estas dimensiones y leyes de traba se consigue que tanto los muros centrales como los muros perimetrales tengan la misma sección transversal, aunque repartida de manera distinta alrededor de su eje principal.

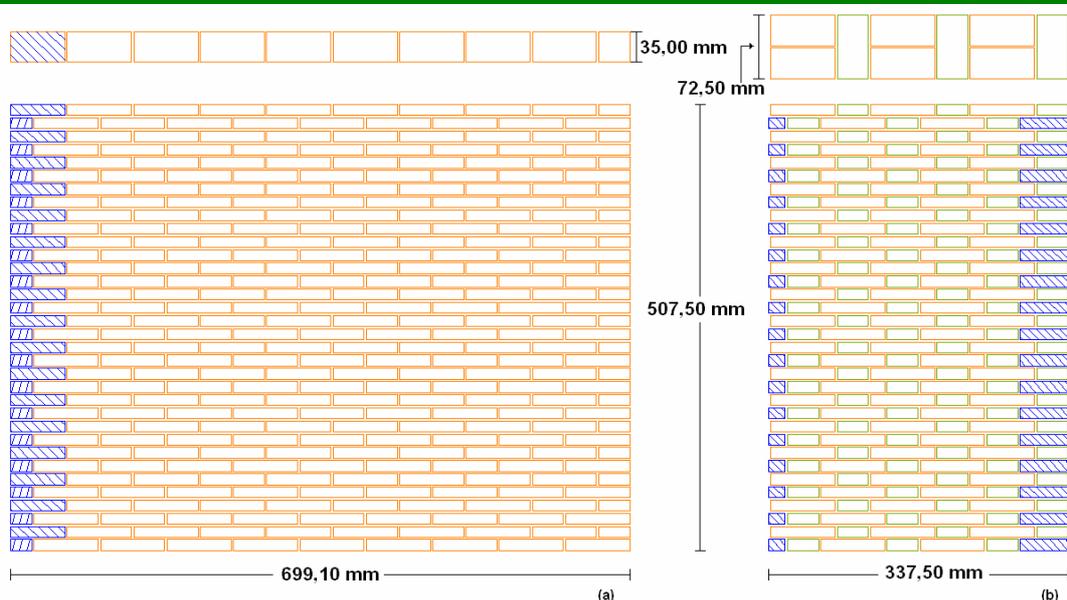


Figura 4. 4 [Definición geométrica y ley de traba de los muros según un aparejo simple (a) y aparejo flamenco (b)]

La construcción de las paredes de obra de fábrica se realizó de igual manera que las campañas de paredes simples, mediante la superposición de hiladas de ladrillos macizos escala 1:4 con un espesor de junta, tanto horizontal como vertical de aproximadamente 2,5 mm; también se contó con la ayuda de un accesorio, como se aprecia en la Figura 4. 5, que consiste en un pequeño cajón de madera con un larguero en vertical el cual permite la correcta disposición a plomo del muro. Para la disposición

horizontal, hiladas rectas y las juntas aproximadamente de 2,5 mm, se contó con la ayuda de una regla graduada, fijada mediante hilos al larguero vertical.



Figura 4. 5 [Momento en el que se lleva a cabo la construcción del aparejo simple (a) y el aparejo flamenco (b) sobre la mesa especial]

4.3.4 DETALLES CONSTRUCTIVOS

4.3.4.1 FORJADOS

Los forjados (8) empleados en los tres modelos se construyeron a partir de un hormigón convencional reforzado mediante una malla electrosoldada de 10 mm de diámetro con separación de 15 cm entre barras (Figura 4. 6). Con esta configuración la losa se comporta como un diafragma horizontal con alta rigidez ante cargas en su plano, de manera que la carga lateral se reparte entre todos los muros.

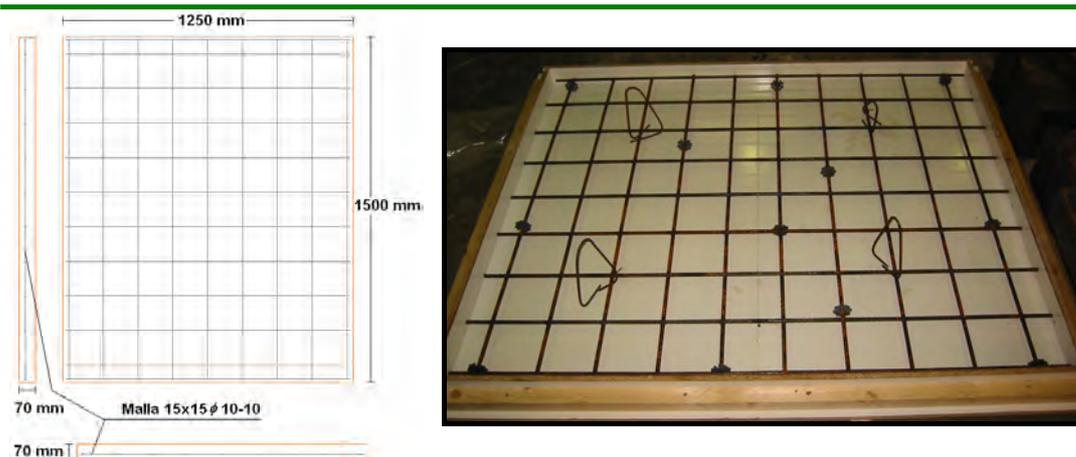


Figura 4. 6 [Detalle de los forjados empleados en los modelos]

4.3.4.2 UNIÓN MURO - FORJADO

Al igual que en los modelos de Sinha et al. (1971) y de Tomažević et al. (1990), en los presentes modelos, la unión muro-forjado se materializó con

mortero. La dosificación de dicho mortero es igual a la utilizada en la construcción de las paredes.

4.3.4.3 ENSAMBLAJE DE LOS MODELOS

En los tres edificios se construyeron tanto muros como forjados de forma individual y luego se ensamblaron piso a piso. El proceso fue simplemente el de unir correctamente con mortero de similares características al usado en las juntas muros y losas entre si. Para evitar que el mortero perdiera humedad, se humedecía previamente (1 a 2 hora) y abundantemente con agua las superficies de contacto tanto de muros como de losas. La Figura 4. 7 y Figura 4. 8 muestran el proceso constructivo tanto para el edificio de paredes de mortero como para los edificios de obra de fábrica de ladrillo.

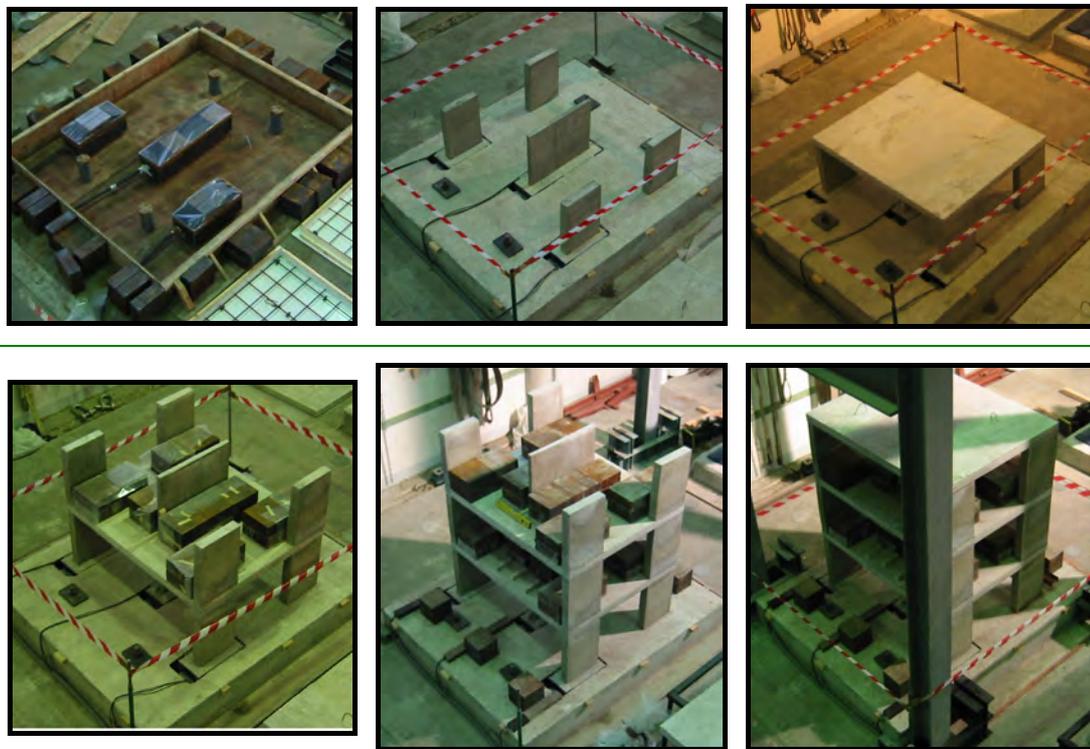


Figura 4. 7 [Evolución constructiva del edificio de paredes de mortero]

En estas figuras se ve claramente el proceso y el orden de colocación de los muros de carga, empezando por el muro central, seguido de muros perimetrales. Tanto los muros de mortero como los de obra de fábrica de ladrillo de aparejo flamenco fueron transportados y manipulados desde el lugar de construcción al edificio para ser pegados a las losas sobre una lámina de madera de gran canto. Los de obra de fábrica de ladrillo de aparejo simple, no pudieron ser transportados de esta manera y por lo tanto fueron encamisados con dos láminas de madera de 19 mm comprimidas mediante unos pernos a fin de evitar que el muro se deteriorara durante el transporte.



Figura 4. 8 [Proceso constructivo de los modelos con paredes de obra de fábrica de ladrillo]

4.4 DETERMINACIÓN DE CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES

4.4.1 CARGA VERTICAL

Para estimar las cargas verticales que recibe cada muro se ha empleado un sencillo método basado en un reparto isostático. De este modo, el área tributaria de forjado asignada a cada pared portante es la que se muestra en la Figura 4. 9.

Considerando el área tributaria del forjado que le corresponde a cada muro y tomando valores para el peso específico del hormigón armado del forjado 24 kN/m^3 y para los muros tanto de mortero como de obra de fábrica de ladrillo 18 kN/m^3 , se determinan las tensiones verticales ($\sigma_{n:4}$) que actúan sobre cada uno los muros del modelo. Como se han empleado los mismos materiales tanto en los modelos como en el prototipo, las tensiones en los

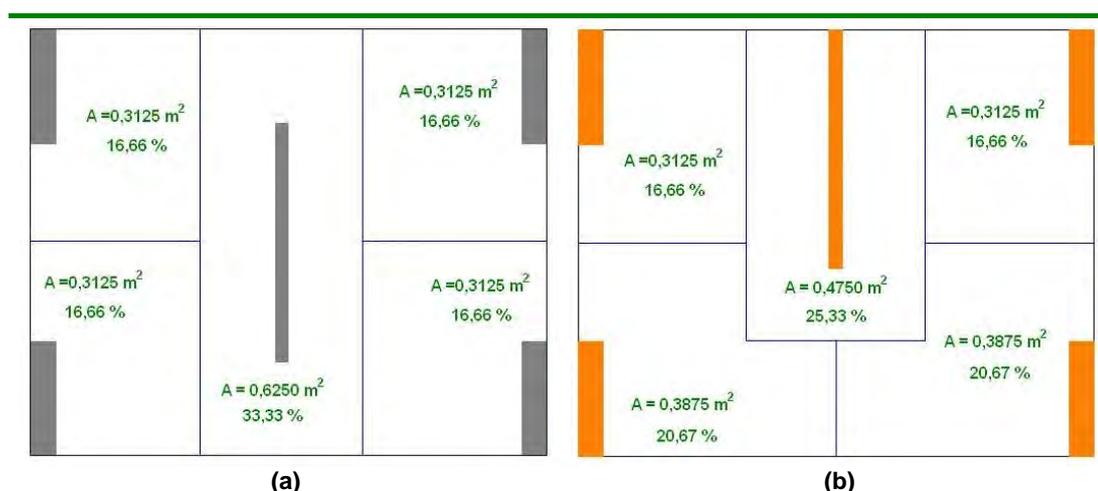


Figura 4. 9 [Porcentaje de carga respecto al área total del forjado para la campaña experimental VI (a) y las campañas experimentales VII y VIII (b)]

modelos ($\sigma_{n:1:4}$) serán cuatro veces mas pequeñas ($\sigma_{n:1:4} = \frac{1}{4} \sigma_{n:1:1}$). Por lo tanto, para que las paredes en los modelos trabajasen a igual tensión que las del prototipo, se sobrecargó los forjados con bloques de acero dispuestos de manera ordena sobre el área aferente de cada muro.

La Tabla 4. 3, Tabla 4. 4 y Tabla 4. 6 detallan los cálculos de las tensiones medias y los sobrepesos necesarios en cada muro para que trabajen

Muros	Carga total materiales (muro + losa) kN	σ_n	σ_n	Sobrecarga forjado cubierta kN	Sobrecarga forjado 2 piso kN	Sobrecarga forjado 1 piso kN	CARGA TOTAL (que recibe cada muro) (Muros + losas + sobrecarga) kN	$\sigma_{n:1:4}$	
		1:4 MPa	1:1 MPa					(sobrecarga) MPa	
2 Piso	M 1	0,52	0,021	0,086	1,5744	-	2,10	0,086	
	M 3	0,52	0,021	0,086	1,5744	-	2,10	0,086	
	M 4	0,52	0,021	0,086	1,5744	-	2,10	0,086	
	M 5	0,52	0,021	0,086	1,5744	-	2,10	0,086	
	M 2	1,05	0,043	0,171	3,1443	-	4,19	0,171	
1 piso	M 1	1,28	0,052	0,208	1,5744	2,2515	5,10	0,208	
	M 3	1,28	0,052	0,208	1,5744	2,2515	5,10	0,208	
	M 4	1,28	0,052	0,208	1,5744	2,2515	5,10	0,208	
	M 5	1,28	0,052	0,208	1,5744	2,2515	5,10	0,208	
	M 2	2,33	0,095	0,380	3,1443	3,8215	9,29	0,380	
Cimentación	M 1	2,03	0,083	0,331	1,5744	2,2515	2,2515	8,10	0,331
	M 3	2,03	0,083	0,331	1,5744	2,2515	2,2515	8,10	0,331
	M 4	2,03	0,083	0,331	1,5744	2,2515	2,2515	8,10	0,331
	M 5	2,03	0,083	0,331	1,5744	2,2515	2,2515	8,10	0,331
	M 2	3,60	0,147	0,588	3,1443	3,8215	3,8215	14,39	0,588

Tabla 4. 3 [Cálculo de tensiones medias y sobrepeso necesario en muros Campaña experimental - VI]

con la misma tensión que las del prototipo; donde $\sigma_{n1:4}$ es la tensión normal obtenida sin sobrecarga, $\sigma_{n1:1}$ es la tensión del prototipo. El Anexo G contiene los cálculos completos del cálculo de tensiones y sobrepesos de las tres campañas experimentales.

Muros	Carga total materiales (muro + losa) kN	σ_n	σ_n	Sobrecarga forjado cubierta kN	Sobrecarga forjado 1 piso kN	CARGA TOTAL (que recibe cada muro) (Muros + losas + sobrecarga) kN	σ_n 1:4	
		1:4 MPa	1:1 MPa				(sobrecarga) MPa	
1 piso	M 1	0,52	0,021	0,086	1,5744	-	2,10	0,086
	M 2	0,52	0,021	0,086	1,5744	-	2,10	0,086
	M 3	0,65	0,027	0,106	1,9533	-	2,60	0,106
	M 4	0,65	0,027	0,106	1,9533	-	2,60	0,106
	M 5	0,80	0,033	0,130	2,3905	-	3,19	0,130
Cimentación	M 1	1,28	0,052	0,208	1,5744	2,2515	5,10	0,208
	M 2	1,28	0,052	0,208	1,5744	2,2515	5,10	0,208
	M 3	1,53	0,062	0,250	1,9533	2,6305	6,11	0,250
	M 4	1,53	0,062	0,250	1,9533	2,6305	6,11	0,250
	M 5	1,82	0,074	0,298	2,3905	3,0677	7,28	0,298

Tabla 4. 4 [Cálculo de tensiones medias y sobrepeso necesario en muros Campaña experimental - VII]

Al edificio de la campaña experimental VII se le agregó mas peso del calculado (Tabla 4. 4) con el fin de que los muros trabajasen a mayor tensión suponiendo carga muerta; debido a la manera empleada para introducir el sobrepeso solo fue posible situarla en la cubierta; la Tabla 4. 5

Muros	CARGA TOTAL (Muros + losas + sobrecarga) kN	σ_n 1:4	Sobrecarga 2 forjado cubierta kN	CARGA TOTAL (que recibe cada muro) (Muros + losas + sobrecargas 1 + 2) kN	σ_n 1:4	
		(sobrecarga) MPa			(sobrecarga 1+2) MPa	
1 piso	M 1	2,10	0,086	1,0557	3,1549	0,129
	M 2	2,10	0,086	1,0557	3,1549	0,129
	M 3	2,60	0,106	1,3098	3,9142	0,160
	M 4	2,60	0,106	1,3098	3,9142	0,160
	M 5	3,19	0,130	1,6030	4,7917	0,196
Cimentación	M 1	5,10	0,208	1,0557	6,1569	0,252
	M 2	5,10	0,208	1,0557	6,1569	0,252
	M 3	6,11	0,250	1,3098	7,4215	0,303
	M 4	6,11	0,250	1,3098	7,4215	0,303
	M 5	7,28	0,298	1,6030	8,8833	0,363

Tabla 4. 5 [Calculo de tensiones medias con el sobrepeso adicional Campaña experimental - VII]

resume la carga total adicionada: la aplicada para trabajar a las mismas tensiones que el prototipo ($\sigma_{n1:4}$ sobrecarga) y el sobrepeso simulando como se mencionó anteriormente carga muerta u otro piso encima (Sobrecarga 2).

Muros	Carga total materiales (muro + losa) kN	σ_n	σ_n	Sobrecarga forjado cubierta kN	Sobrecarga forjado 2 piso kN	Sobrecarga forjado 1 piso kN	CARGA TOTAL (que recibe cada muro) (Muros + losas + sobrecarga) kN	σ_n 1:4	
		1:4 MPa	1:1 MPa					(sobrecarga) MPa	
2 Piso	M 1	0,52	0,021	0,086	1,5744	-	-	2,10	0,086
	M 3	0,52	0,021	0,086	1,5744	-	-	2,10	0,086
	M 4	0,65	0,027	0,106	1,9533	-	-	2,60	0,106
	M 5	0,65	0,027	0,106	1,9533	-	-	2,60	0,106
	M 2	0,80	0,033	0,130	2,3946	-	-	3,19	0,130
1 piso	M 1	1,28	0,052	0,208	1,5744	2,2515	-	5,10	0,208
	M 3	1,28	0,052	0,208	1,5744	2,2515	-	5,10	0,208
	M 4	1,53	0,062	0,250	1,9533	2,6305	-	6,11	0,250
	M 5	1,53	0,062	0,250	1,9533	2,6305	-	6,11	0,250
	M 2	1,82	0,074	0,298	2,3946	3,0636	-	7,28	0,298
Cimentación	M 1	2,03	0,083	0,331	1,5744	2,2515	2,2515	8,10	0,331
	M 3	2,03	0,083	0,331	1,5744	2,2515	2,2515	8,10	0,331
	M 4	2,40	0,098	0,393	1,9533	2,6305	2,6305	9,62	0,393
	M 5	2,40	0,098	0,393	1,9533	2,6305	2,6305	9,62	0,393
	M 2	2,85	0,116	0,465	2,3946	3,0636	3,0677	11,37	0,465

Tabla 4. 6 [Cálculo de tensiones medias y sobrepeso necesario en muros Campaña experimental - VIII]

La sobrecarga para trabajar con las mismas tensiones de un edificio de referencia a escala real de las mismas características que los modelos es necesaria si se quiere tener un comportamiento representativo de la realidad en el modelo. En las experiencias con modelos de edificios con estructura a base de paredes de carga llevadas a cabo por otros autores, las cuales ya han sido explicadas en el capítulo 2, se comentó que existen varias maneras de introducir esta sobrecarga. Las soluciones planteadas por sus autores van desde introducir pesos muertos sobre cada muro a partir de lingotes de plomo descansando sobre los forjados o bien colgados físicamente de los paneles, hasta pretensar los paneles de fábrica al nivel de tensiones deseado. Como se comentó anteriormente y se ha visto en las anteriores figuras, la solución adoptada para introducir la sobrecarga deseada, fue el uso de bloques de acero apoyados sobre el forjado.

4.4.2 CARGA HORIZONTAL

Para el reparto de fuerzas horizontales entre cada uno de los pisos que componen la estructura de los modelos campañas VI y VIII, se ha considerado el método simplificado propuesto en el Eurocódigo 8 (1998); la

formulación adoptada considera un factor de distribución función de los pesos de cada nivel. De este modo, la fuerza horizontal en cada uno de los niveles F_i del modelo se expresa como:

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_{j=1}^n z_j \cdot W_j} \cdot F_b$$

Ecuación 4. 1

Donde W_i y W_j son los pesos de cada nivel del modelo (en nuestro caso se ha incluido la sobrecarga indicada en las de carga vertical), z_i y z_j son las alturas de las masas con respecto al nivel de aplicación de la acción horizontal (cimentación), F_b es el cortante sísmico de la base (parámetro sísmico) y n el numero de pisos. En el caso que nos ocupa, F_b es una incógnita y hace referencia a la fuerza de carácter estático, dada por el gato hidráulico durante el ensayo y que el modelo será capaz de resistir. La formulación mostrada en la Ecuación 4. 1 es válida, cuando la deformada correspondiente al modo fundamental se aproxima mediante desplazamientos horizontales variables linealmente con la altura.

El reparto de la carga horizontal proporcionada por el gato hidráulico, entre los distintos niveles de la estructura, es el que se muestra en la Tabla 4. 7:

PISO	W_i	z_i	$z_i \cdot W_i$	F_i	Fuerza total aplicada a cada piso
	kN	m	kN-m	kN	%
Cubierta	12,59	1,71	21,56	0,4290 F_b	42,90
2 ^{do}	17,11	1,13	19,33	0,3846 F_b	38,46
1 ^{do}	17,11	0,5475	9,37	0,1864 F_b	18,64
$\sum_{j=1}^n z_j \cdot W_j =$			50,26		

Tabla 4. 7 [Reparto de la carga horizontal del edificio de tres plantas paredes de mortero 1:4 CE-VI y paredes de obra de fábrica de ladrillo 1:4 CE-VIII]

En cuanto a la campaña experimental VII, no se repartió la carga siguiendo la simplificación del Eurocódigo 8 (1998) sino que la fuerza horizontal aplicada sobre cada forjado es el mismo (50% para cada forjado), Idealizando una aproximación a las acciones del viento que varían en el tiempo o a acciones inesperadas que actúan directamente sobre las superficies exteriores de las estructuras cerradas o como sucede en varias edificaciones de nuestro entorno un empuje provocado por el edificio colindante.

4.5 EQUIPOS E INSTRUMENTACIÓN

La carga vertical se proporciona a los modelos mediante unos bloques de acero cuyo sentido es hacer trabajar las paredes de carga al mismo estado tensional en el que trabajarían las paredes portantes de un edificio similar a escala real (prototipo). Dicho sistema consiste en colocar en las proximidades de cada uno de los muros unos lingotes de acero, cuyo número y dimensiones han sido debidamente calculados en función de las necesidades de cada panel (descrito en el apartado 4.4.1). La Figura 4. 10 muestra como se distribuyeron los lingotes sobre el modelo de 3 pisos.

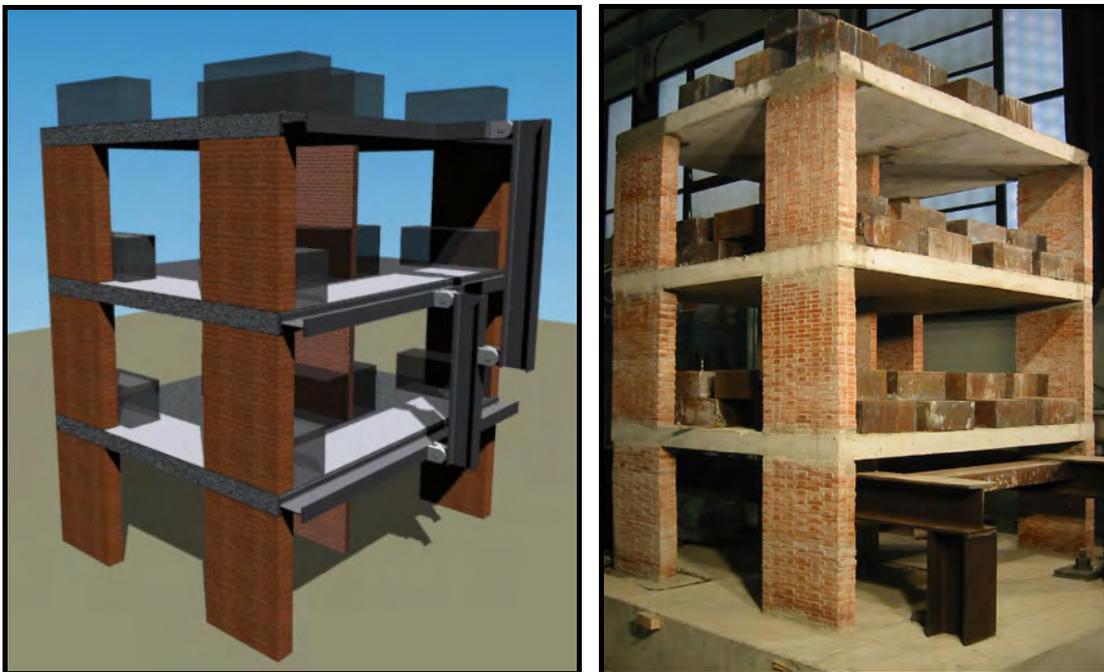


Figura 4. 10 [Simulación virtual y modelo del reparto de sobrecarga de los lingotes sobre los forjados]

La carga horizontal se aplicó mediante un gato hidráulico MTS de la serie 243, capaz de aplicar una carga nominal máxima de 250 kN a través de un pistón de 126,64 cm² de sección transversal cuyo alargamiento final alcanza los 250 mm. El modelo de gato utilizado, permite gobernar el movimiento del pistón, lo cual es muy útil para tener un control de la carga aplicada por desplazamiento, en la zona de post-rotura. El gato se fijó a una estructura metálica en forma de contrafuerte (Figura 4. 11). Entre la estructura de reacción y la losa de carga se intercaló una losa de hormigón suplementaria para posicionar la carga horizontal a la altura deseada. Dicha estructura se ancló a la losa junto a la estructura de reacción lateral en cuatro puntos mediante barras roscadas de acero que se tensaron a 300 kN cada una.

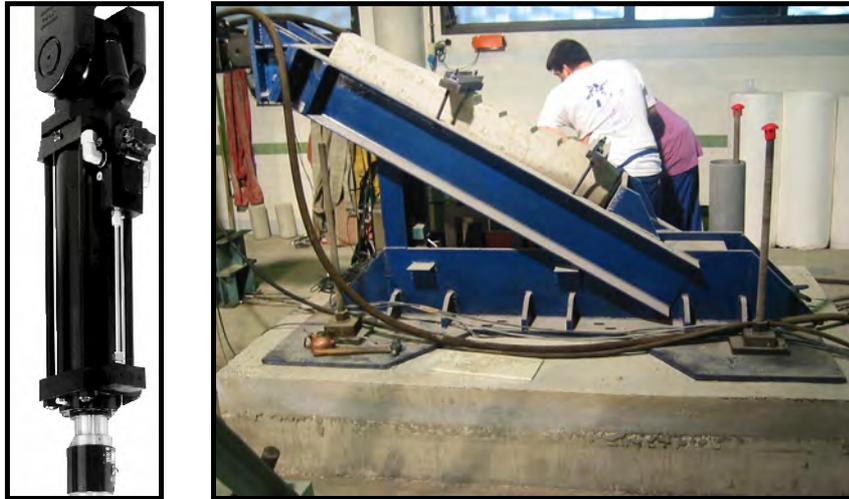


Figura 4. 11 [Estructura de reacción y gato hidráulico MTS de 250 kN]

A diferencia del modelo de Sinha et al. (1971), donde cada forjado estaba sometido a la acción horizontal por un gato hidráulico, los modelos solamente contaron con el gato MTS (Figura 4. 11). Por este motivo se construyó una estructura metálica que aplicara de manera uniforme sobre cada forjado el porcentaje de carga horizontal que se indica en el apartado 4.4.2. La estructura metálica esta formada por tres vigas IPE 100 de 1500 mm (el largo del entrepiso) y dos viga IPE 100 de 637,50 mm y 827,60 mm respectivamente, unidas a través de 4 rótulas (Figura 4. 12); esta misma estructura, retirando el perfil IPE de 827,60 mm, sirve para el edificio de 2 plantas.

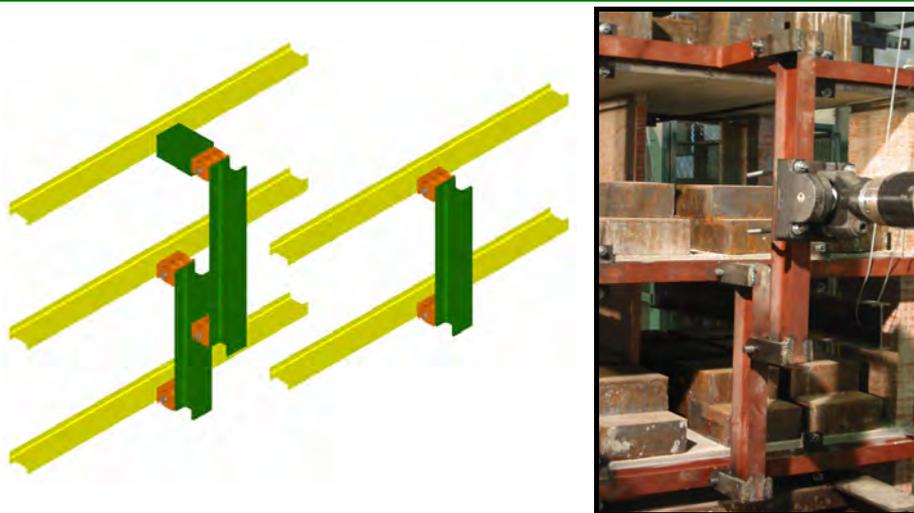


Figura 4. 12 [Esquemas de la estructura metálica empleado en los tres modelos]

Se previó medir las cargas verticales y horizontales que llegan a la cimentación de los modelos a partir de células de carga, dispuestas de tal manera, que se pudiese conocer las reacciones en cada instante de tiempo. Se instrumentó el muro central y los dos muros perimetrales más alejados al punto de aplicación de la carga horizontal. En cada una de las tres paredes,

se instaló tres células de carga repartidas en su base de la siguiente manera (Figura 4. 13): Dos células de carga que registran las cargas verticales que llegan a los muros y una célula de carga colocada en la esquina opuesta a la de aplicación de la carga horizontal, que establece la reacción horizontal en cada pared.

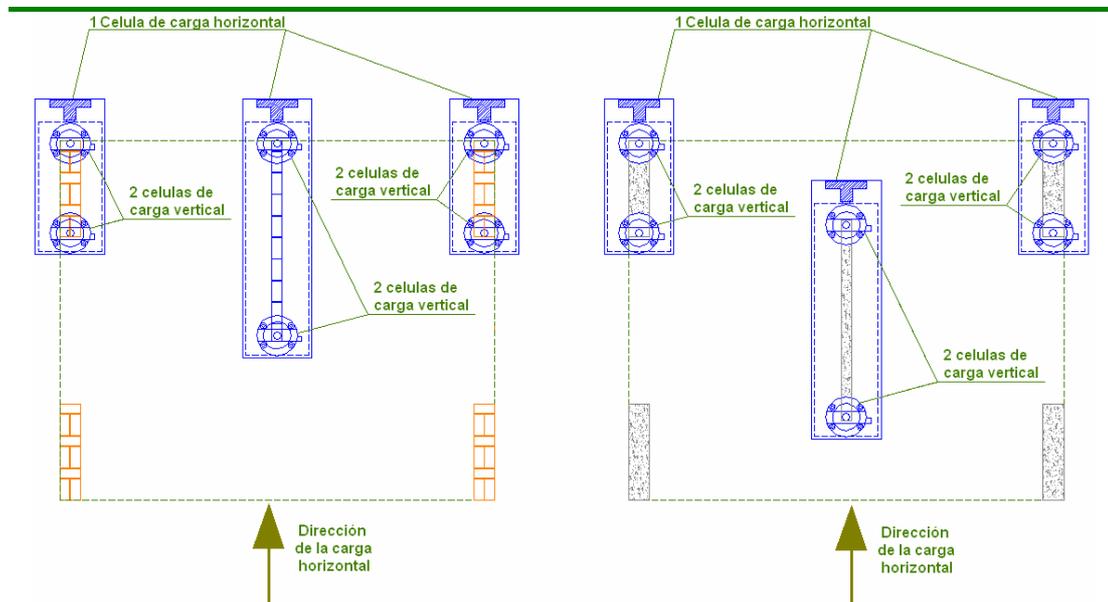


Figura 4. 13 [Disposición de las células de carga en la cimentación para los edificios de obra de fábrica de ladrillo y para el edificio de paredes de mortero]

Para evitar que las células de carga interfieran en el ensayo, éstas se posicionaron dentro de la losa de cimentación. Dichas células de carga se colocaron dentro de un sistema de cajas de acero embebidas en el hormigón de la citada losa, con la intención de conservar su integridad durante el ensayo y poder pasar el cableado necesario para conectarlas a un terminal PC. El sistema utilizado consiste de dos cajas metálicas las cuales encajan una dentro de la otra (Figura 4. 14). La caja interior se rellena de hormigón y sobre ella se cimienta la pared del modelo. El sistema formado por la caja interior y muro de carga se apoya directamente sobre las dos células de medición de la carga vertical como muestra la Figura 4. 14. Todo el conjunto anterior está protegido por una caja de acero exterior hueca diseñada para intercalar las células de carga verticales y horizontales.



Figura 4. 14 [Sistema empleado para la instrumentación en cimentación]

Otro sistema de medida de la carga aplicada se encuentra en el gato horizontal. Éste posee una célula de carga interna. Con esta lectura y las lecturas de las células de carga horizontal en los tres muros es posible conocer las reacciones horizontales en la cimentación en todos los muros en cualquier instante de tiempo. Además, con esta misma lectura de carga y la distribución estática de la estructura de vigas de reparto de la carga por pisos se conoce la carga horizontal aplicada en cada nivel.

Finalmente, se emplearon dos extensómetros por nivel para determinar el desplazamiento que se produce en cada uno de los pisos del modelo como consecuencia de aplicación de la carga horizontal.

Para la adquisición de datos se empleó el módulo MGCPLUS de la casa HBM, el cual tiene la ventaja que las lecturas se realizan todas en el mismo instante de tiempo ya que está orientado a ensayos dinámicos. Las lecturas realizadas fueron cinco (5) por segundo por canal.

4.6 CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES EMPLEADOS EN LOS EDIFICIOS A ESCALA REDUCIDA 1:4

Con el fin de caracterizar los materiales empleados en los edificios, se realizó diferentes ensayos sobre los elementos y pequeños ensamblajes. Los resultados de dicha caracterización se presentan en la Tabla 4. 8. Además, de manera extendida, se encuentran en los anexos A,B,C,D y E.

Campaña experimental VI – Edificio con Paredes de Mortero			
Resistencia a compresión de mortero - paredes	f_m	40,92	MPa
Resistencia a flexión del mortero - paredes	f_{vm}	7,14	MPa
Modulo de elasticidad de paredes de mortero	E	29291	MPa
Modulo de deformación transversal de paredes de mortero	G	11716	MPa
Resistencia a compresión de Hormigón forjado	f_c	28,50	MPa
Resistencia a tracción de Hormigón forjado	f_{tc}	0,28	MPa
Modulo de elasticidad Hormigón forjados	E	25964	MPa
Densidad del hormigón forjados	ρ	24	kN/m ³
Campaña experimental VII – VIII – Edificio con Paredes de obra de fábrica de ladrillo			
Ladrillo totalmente Macizo (M) - Dimensiones		72,50 x 35,00 x 12,50	mm
Resistencia a compresión de los ladrillos (ver anexo D)	f_b	45,57	MPa
Resistencia a tracción de los ladrillos (tracción indirecta)	f_{bt}	3,95	MPa
Espesor de las juntas de mortero horizontal y vertical		2,50	mm
Resistencia a compresión del mortero	f_m	9,90	MPa
Resistencia a flexión del mortero	f_{vm}	3,32	MPa
Resistencia a compresión de la fábrica	f_{cm}	11,40	MPa
Resistencia a uniaxial de corte (tripleta)	f_v	0,21	MPa
Resistencia a biaxial de corte – cohesión	c	0,46	MPa
Resistencia a biaxial de corte – Angulo de fricción	ϕ	45	°
Modulo de elasticidad de la fábrica	E	4074	MPa
Modulo de deformación transversal de la fábrica	G	1833	MPa
Densidad de la obra de fábrica de ladrillo	ρ	18	kN/m ³
Resistencia a compresión de Hormigón forjado	f_c	30	MPa
Resistencia a tracción de Hormigón forjado	f_t	0,30	MPa
Modulo de elasticidad Hormigón forjado	E	26410	MPa
Densidad del hormigón forjado	ρ	24	kN/m ³

Tabla 4. 8 [Características de los materiales empleados en las campañas VI-VII-VIII]

También como parte de la caracterización de los materiales empleados en los edificios se realizaron ensayos sobre las diferentes topologías de muros a carga biaxial.

Para estos ensayos, se tomaron 4 paredes individuales que habían sido construidas con el conjunto de las futuras paredes de los edificios. Dos de estas paredes respondían a la configuración en aparejo simple, mientras que las otras dos, a la de aparejo flamenco. Todas ellas se ensayaron bajo carga biaxial mediante una tensión vertical uniforme, cuya carga era proporcionada por el equipo de carga vertical de la prensa INSTRON. Esta carga se repartía de manera uniforme a través de una placa de reparto, unas láminas de teflón y unos perfiles tubulares metálicos rellenos de hormigón unidos a la cara superior de los paneles. El procedimiento y la instrumentación son exactamente iguales a los empleados en la campaña experimental III (capítulo 3).

Se han tomado como referencia aquellos muros que recibirán la mayor carga vertical una vez ensamblada la estructura y que son obviamente los situados en planta baja. De este modo, tal como se ha mencionado en los apartados anteriores, la carga vertical aplicada en el aparejo simple es de 20,68 kN (0,85 MPa), mientras que la aplicada en el aparejo flamenco es de 6,53 kN (0,27 MPa). En cada ensayo, una vez alcanzada la carga vertical, se aplicó una carga lateral hasta rotura.

A continuación se resume los resultados para cada tipo de aparejo:

APAREJO SIMPLE

El comportamiento durante la aplicación de la carga vertical se indica en la Figura 4. 15 (La nomenclatura MS14GSL-1 y MS14GSL-2 corresponde a cada uno de los aparejos ensayados); existe una primera zona de acomodamiento

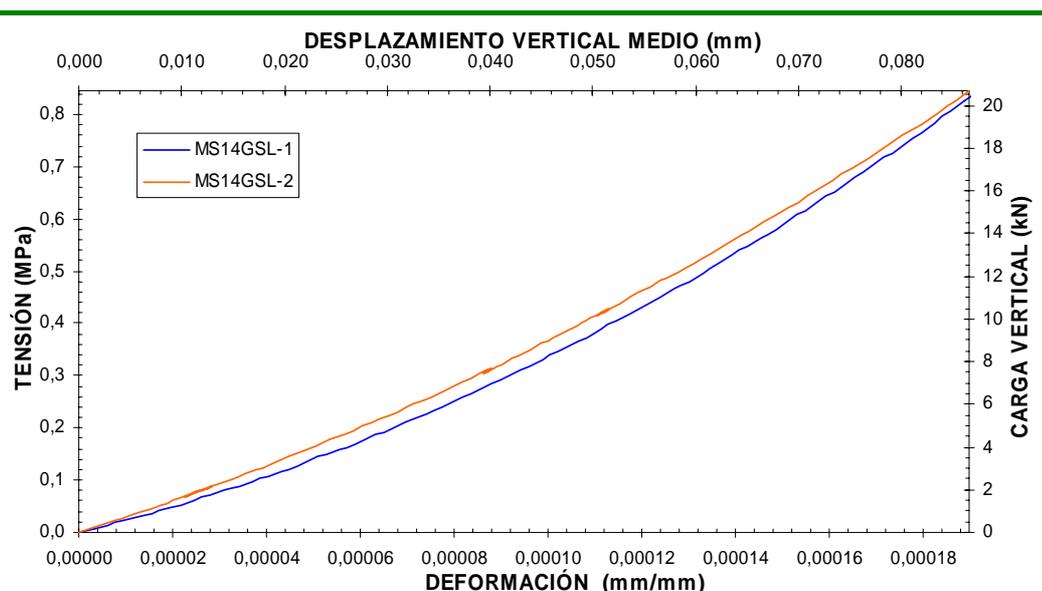


Figura 4. 15 [Curvas carga – desplazamiento vertical y tensión – deformación en muros de aparejo simple]

de la carga, para pasar después a una rama de la curva carga-desplazamiento más lineal. Este comportamiento fue muy similar en ambos muros.

Una vez conseguida la tensión vertical deseada, ésta se mantiene constante y se procede a aplicar la carga horizontal a la velocidad de carga de 0,01 kN/seg. La curva carga-desplazamiento horizontal (Figura 4. 16) obtenida para sendos paneles presenta un primer comportamiento lineal hasta los 8 kN (0,32 MPa) y 10 kN (0,40 MPa), momento en el cual se produce un cambio brusco de la rigidez a corte, debido a la aparición de las primeras fisuras. La carga horizontal pico fue muy similar en ambos casos, concretamente de 15,90 kN para el panel MS14GSL-1 y de 16,45 kN para el panel denominado MS14GSL-2.

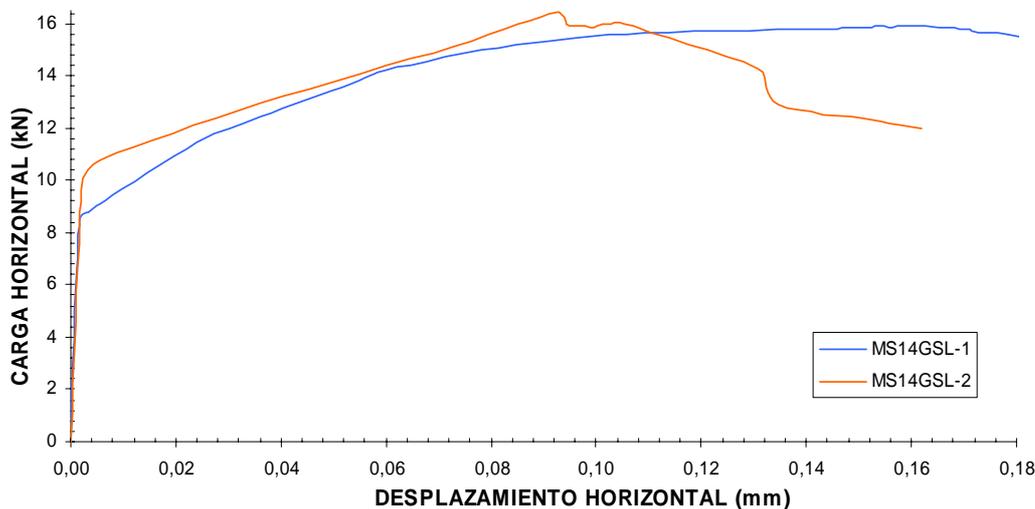


Figura 4. 16 [Curva carga – desplazamiento horizontal muros simple]

El mecanismo de rotura observado en ambos muros fue muy similar (Figura 4. 17). La rotura se produjo por el deslizamiento de juntas. La fisura principal no transcurre a través de un único escalón de deslizamiento, sino que se produce en varios frentes. Inicialmente se produjo el deslizamiento del escalón de fisuras por tendeles y llagas en sentido diagonal y por debajo de la banda ancha de la diagonal principal. Éste no pudo producir la ruina total pues aún el propio muro disponía de cierta capacidad de carga residual para soportar cargas horizontales mayores. Posteriormente se produce un segundo escalón de deslizamiento paralelo al anterior siguiendo también los tendeles y llagas. Finalmente, todavía dará tiempo a iniciarse un tercer escalón de deslizamiento a lo largo de la diagonal principal, el cual se verá interrumpido debido al colapso total del muro.

En los últimos estados de carga se genera una alta concentración de tensiones en la esquina opuesta a la de aplicación de la carga horizontal provocando rotura de algunas piezas (Figura 4. 17).

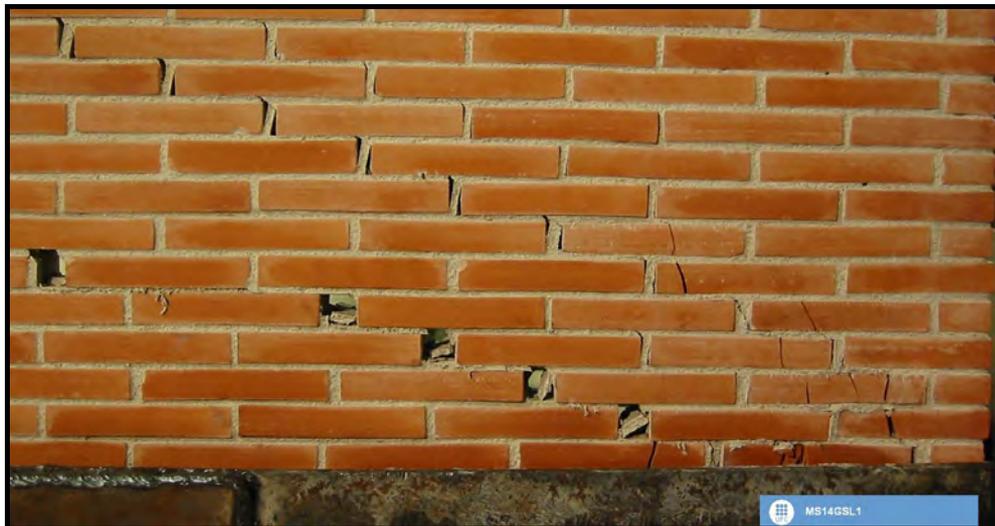
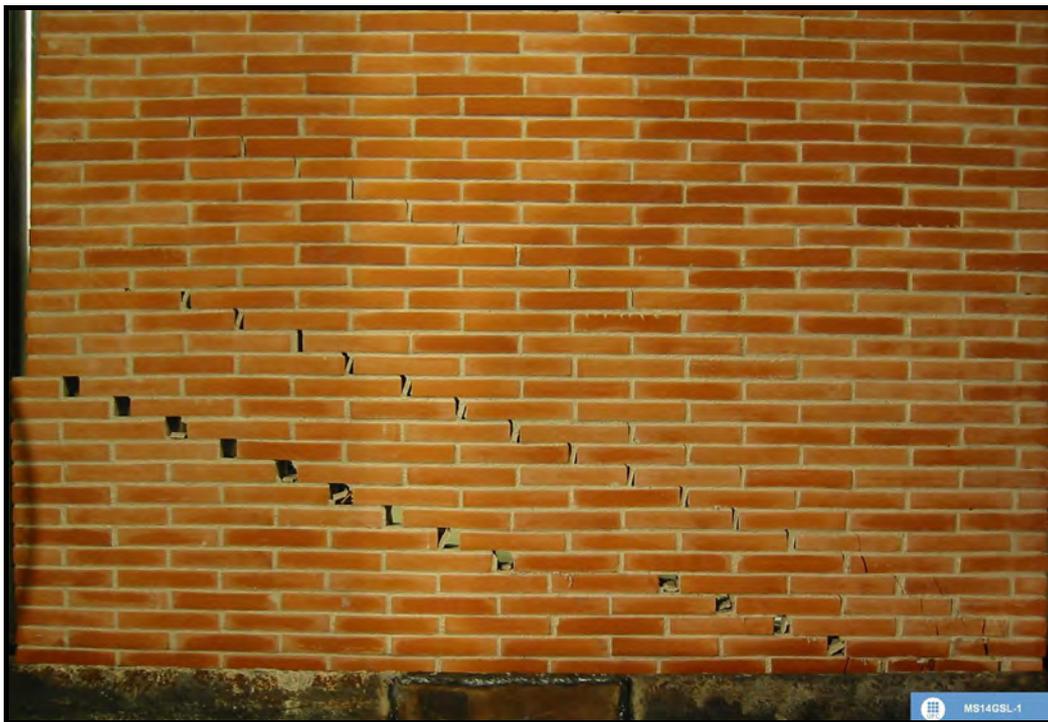


Figura 4. 17 [Mecanismo de rotura muros simples]

Los parámetros medidos durante el ensayo se resumen en la Tabla 4. 9; donde E es el módulo de elasticidad; G la rigidez a cortante; F_v la carga vertical; H_u la carga horizontal ultima; H_2 la carga horizontal con la que se inicia el movimiento en la cabeza del panel; δ_u desplazamiento horizontal a carga de rotura de σ_n tensión normal; τ tensión tangencial; τ_{max} tensión tangencial máxima; σ_1 tensión principal; σ_3 tensión principal; θ ángulo entre la junta horizontal y la tensión principal. Los valores de las tensiones y el ángulo entre su dirección y la horizontal (tendeles) se han obtenido a partir de las propiedades del círculo de Mohr.

MS14GSL-1	E	G	F _v	H _u	H ₂	δ _u
	MPa	MPa	kN	kN	kN	Mm
	4249,98	2419,68	20,68	15,90	1,36	0,1607
MS14GSL-2	E	G	F _v	H _u	H ₂	δ _u
	MPa	MPa	kN	kN	kN	Mm
	4200,87	2438,23	20,68	16,45	1,56	0,09276
MS14GSL-1	σ _n	τ	τ _{max} = R	σ ₁	σ ₃	θ
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Rad
	0,845	0,650	0,775	1,198	0,352	0,497
MS14GSL-2	σ _n	τ	τ _{max} = R	σ ₁	σ ₃	θ
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Rad
	0,845	0,672	0,794	1,217	0,371	0,505

Tabla 4. 9 [Parámetros generales obtenidos para los muros MS14GSL-1 y MS14GSL-2]

APAREJO FLAMENCO

Los dos aparejos flamencos ensayados fueron sometidos inicialmente a una carga vertical de 6,53 kN (0,27 MPa), tensión vertical de compresión cercana a la que trabaja el muro de aparejo flamenco de planta baja dentro de los modelos de la campañas VII y VIII. El comportamiento de los paneles a compresión uniaxial durante este proceso es el que se muestra en la Figura 4. 18. Las gráficas presentan un comportamiento bastante lineal con una primera zona de acomodación de la carga.

Una vez alcanzada la tensión vertical deseada, se aplicó una carga horizontal hasta llegar a rotura. Dicha carga fue muy similar en ambos paneles, 3,85 kN y 4,25 kN. La relación carga-desplazamiento horizontal se muestra en la Figura 4. 19. En ambas gráficas se observa que la rotura sobrevino de manera muy brusca; el desplazamiento horizontal resultó para ambos muros ínfimamente pequeño en comparación a las campañas anteriores (capítulo 3),

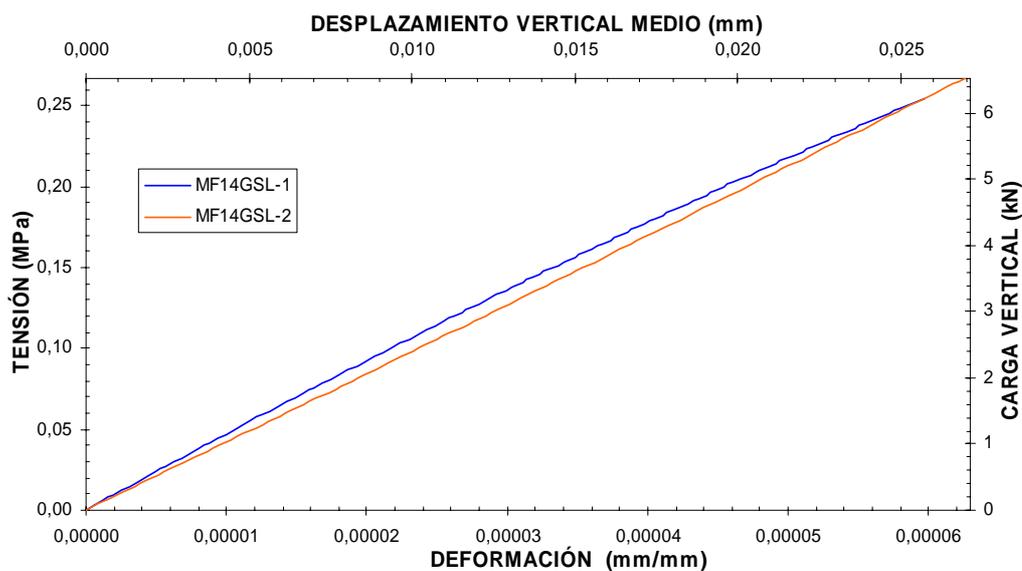


Figura 4. 18 [Curvas carga – desplazamiento vertical y tensión – deformación muros de aparejo flamenco]

lo que nos lleva a afirmar que existió algún tipo de problema en la lectura de los datos, ya que el mecanismo de rotura y la carga horizontal máxima son las esperadas.

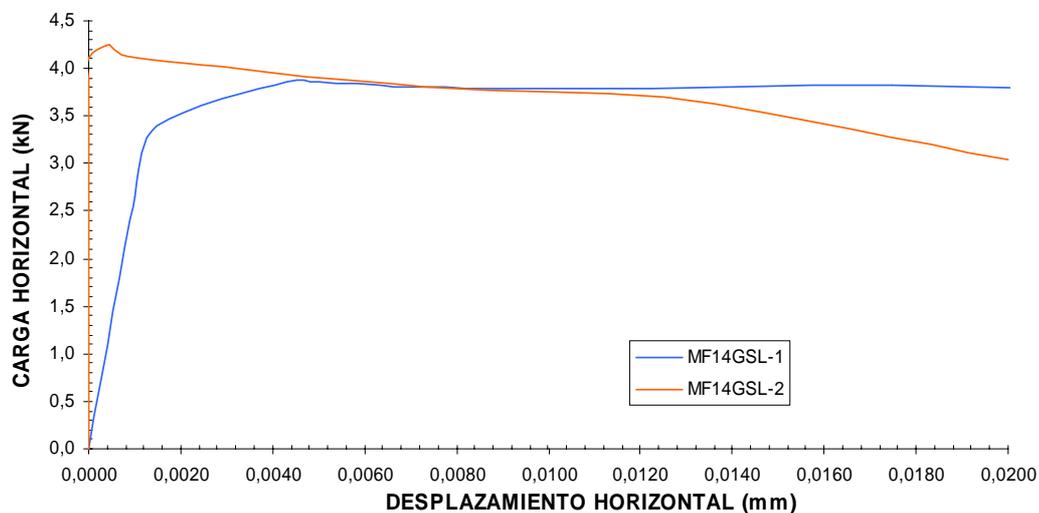


Figura 4. 19 [Curva carga – desplazamiento horizontal muros flamenco]

Debido al bajo estado de compresión vertical, la rotura en los aparejos flamencos se produjo por las juntas con escaso deslizamiento por llagas y tendeles. Se forma una única línea de fisuración siguiendo el escalón de los tendeles y las llagas en sentido horizontal muy por debajo de la banda ancha de la diagonal principal (Figura 4. 20 y Figura 4. 21).

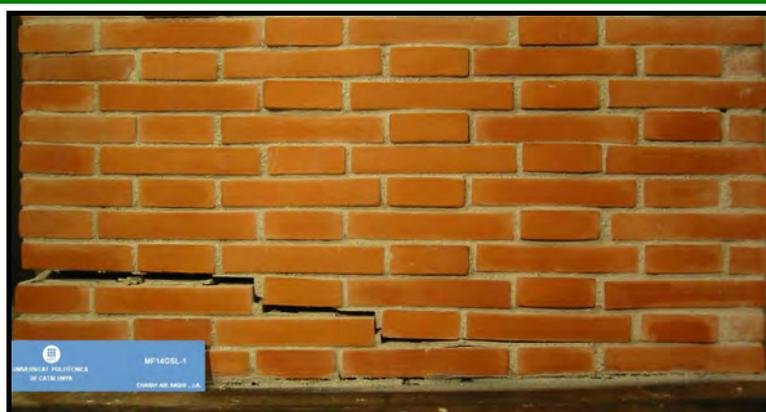


Figura 4. 20 [Mecanismo de rotura muro MF14GSL-1]



Figura 4. 21 [Mecanismo de rotura los muro MF14GSL-2]

En la Tabla 4. 10 se resumen los datos más significativos obtenidos de los ensayos con los aparejos flamencos, siguiendo la misma nomenclatura de los muros de aparejo simple.

MF14GSL-1	E	G	F _v	H _u	H ₂	δ _u
	MPa	MPa	kN	kN	kN	mm
	4143,27	-	6,53	3,85	-	-
MF14GSL-2	E	G	F _v	H _u	H ₂	δ _u
	MPa	MPa	kN	kN	kN	mm
	4081,36	-	6,53	4,25	-	-
MF14GSL-1	σ _n	τ	τ _{max} = R	σ ₁	σ ₃	θ
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Rad
	0,267	0,157	0,206	0,340	0,0729	0,434
MF14GSL-2	σ _n	τ	τ _{max} = R	σ ₁	σ ₃	θ
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	Rad
	0,267	0,174	0,219	0,352	0,0856	0,458

Tabla 4. 10 [[Parámetros generales obtenidos muros MF14GSL-1 y MF14GSL-2]

4.7 RESULTADOS OBTENIDOS EN EL MODELO DE PAREDES DE MORTERO EN MASA DE TRES PLANTAS - CAMPAÑA EXPERIMENTAL VI

Mediante este ensayo, como se explicó en apartados anteriores, se pretende caracterizar el comportamiento del edificio ante la acción de cargas laterales, mediante la aplicación de una carga horizontal sobre cada piso hasta la rotura. La carga se aplicó sobre la estructura de reparto mediante control por desplazamiento, a una velocidad de 0,005 mm/seg. Previo a este ensayo, se pretendió valorar otros parámetros generales del edificio mediante la aplicación de una carga cíclica, dentro del rango elástico. Se suministró cíclicos de desplazamiento de $+\Delta_x$ y de $-\Delta_x$ con incrementos de 0,0005 mm por ciclo. Debido a holguras en las rotulas de la estructura metálica de reparto, se debió interrumpir el ensayo, ya que éstas, inducían pequeños giros en el

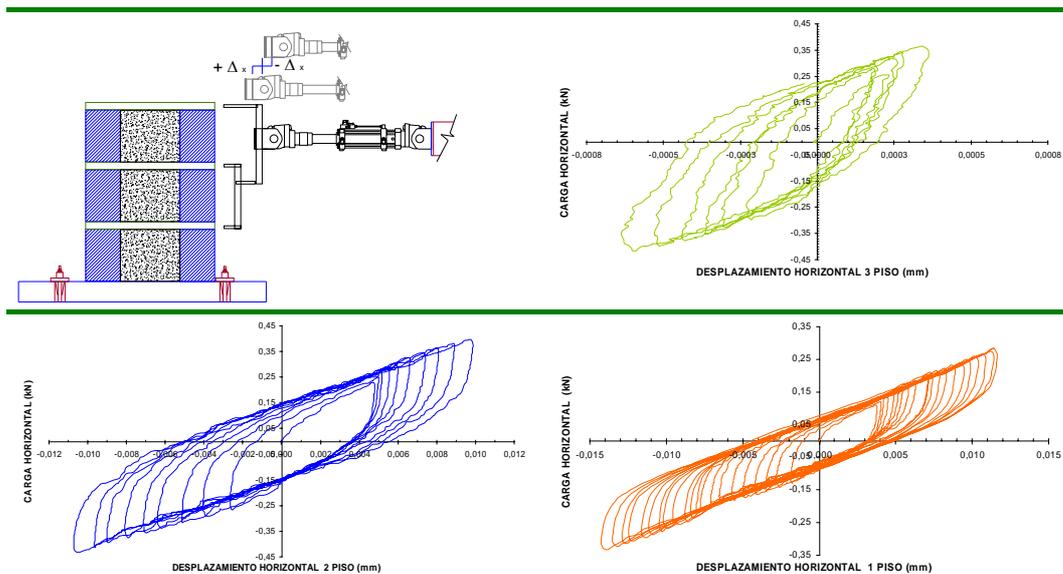


Figura 4. 22 [Curva carga – desplazamiento horizontal durante la aplicación de carga cíclica (VI)]

edificio. La Figura 4. 22 muestra el esquema de ensayo y las curvas de histéresis de carga desplazamiento por piso. Se observa en la gráfica del piso 3, que debido a la holgura de la rotula, hay mayor desplazamiento en un sentido que en el otro. También, si se compara el piso 3 con los otros pisos, este debería ser el que mayor desplazamiento presentara, pero fue el que menor desplazamiento obtuvo como consecuencia de los desajustes en las rotulas.

Seguidamente se procedió a realizar el ensayo monotónico (Después de corregir imperfectos en la estructura de reparto). La Figura 4. 23 muestra el comportamiento carga - desplazamiento horizontal. Se distingue tres tramos; un primer tramo lineal hasta una carga total de 17,97 kN donde al piso 3 llegan 7,71 kN con un desplazamiento de 0,846 mm, en el piso 2, 6,90 kN y 0,620 mm y en el piso 1, 3,36 kN y 0,375 mm. Aparece entonces un segundo tramo menos rígido hasta los 24,56 kN donde al piso 3 llegan 10,54 kN con un desplazamiento de 2,231 mm, al piso 2, 9,43 kN y 1,619 mm y al piso 1, 4,59 kN y 0,972 mm; al alcanzar la carga anterior, se observa un descenso súbito de esta, pero rápidamente vuelve a aumentar. Esta disminución se relaciona con la rotura de los muros M4 y M5. Un tercer y ultimo tramo casi horizontal, donde la carga supera por poco a la anterior (25,68kN) pero con mayor deformación (P3 11,02 kN - 5,513 mm; P2 9,862 kN - 4,000 mm; P1 4,80kN - 2,344mm).

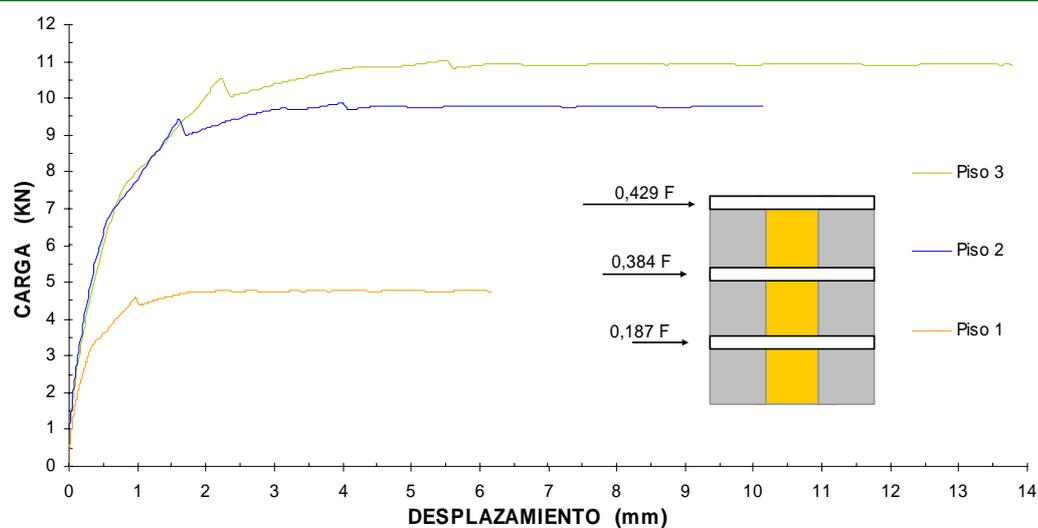


Figura 4. 23 [Curva carga – desplazamiento horizontal (VI)]

La Figura 4. 24 muestra como se traslada la reacción vertical sobre cada muro a medida que la edificación se desplaza por acción de la carga horizontal. Se aprecia claramente que las paredes delanteras (M4 y M5) disminuyen la carga que recibe, y la trasladan a los muros subsiguientes en el sentido de la carga. También se observa que los muros M2, M4 y M5, al llegar a la carga de rotura, se encuentran casi completamente descargados, lo que nos indica que la edificación se encontraba prácticamente apoyado sobre los muros traseros (M1 y M2).

La Figura 4. 25 muestra como varía la reacción horizontal en cada uno de los muros durante el transcurso de tiempo en que el edificio está sometido a la

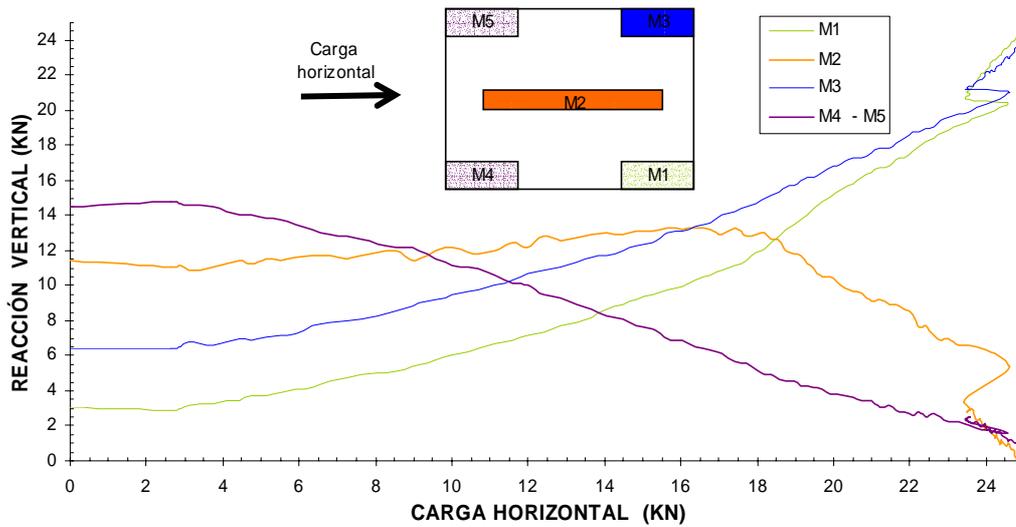


Figura 4. 24 [Variación de la reacción vertical en cada muro durante la aplicación de la carga horizontal (VI)]

acción horizontal. Se aprecia que la distribución de la carga horizontal sobre los muros, a través del diafragma rígido se trasmite inicialmente sobre las dos paredes delanteras (M4 y M5), luego trabajan en conjunto con las delanteras, la pared central (M4, M5 y M2), y por último, cuando las paredes delanteras y la central inician su proceso de rotura, ceden paulatinamente a las paredes traseras (M1 y M3) la totalidad la reacción horizontal.

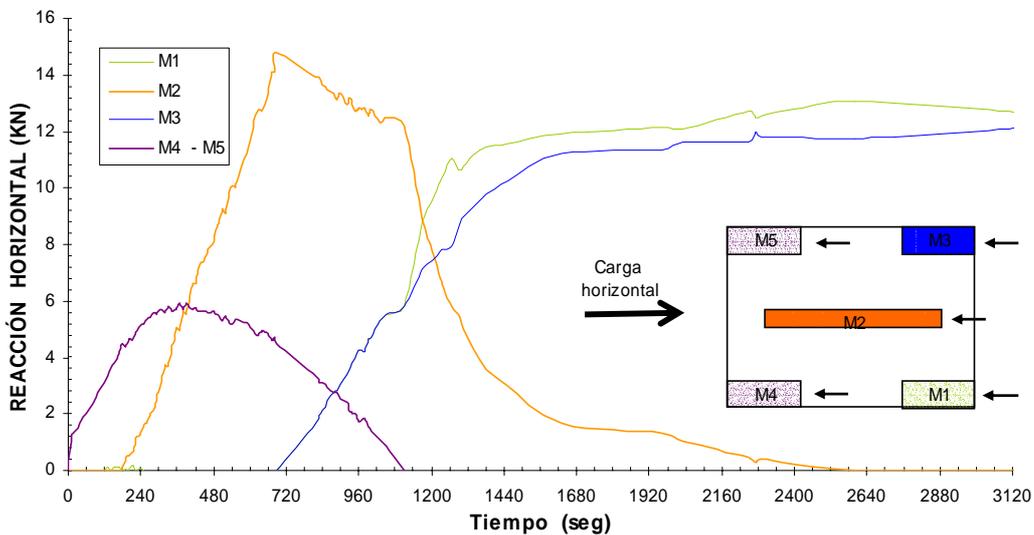


Figura 4. 25 [Variación de la reacción horizontal en cada muro durante el tiempo que se aplicó la carga horizontal (VI)]

La Figura 4. 26, muestra la variación de la reacción horizontal en cada uno de los muros con respecto a la carga horizontal aplicada al modelo. Al igual como se explicó en la figura anterior (Figura 4. 25), se evidencia el proceso en que trabajan los muros, estos reaccionan gradualmente en la dirección de la carga. Un claro ejemplo se aprecia en la Figura 4. 26 donde los muros traseros (M1 y M3) reaccionan cuando los otros muros inician su descenso de manera vertiginosa (92% de la carga máxima).

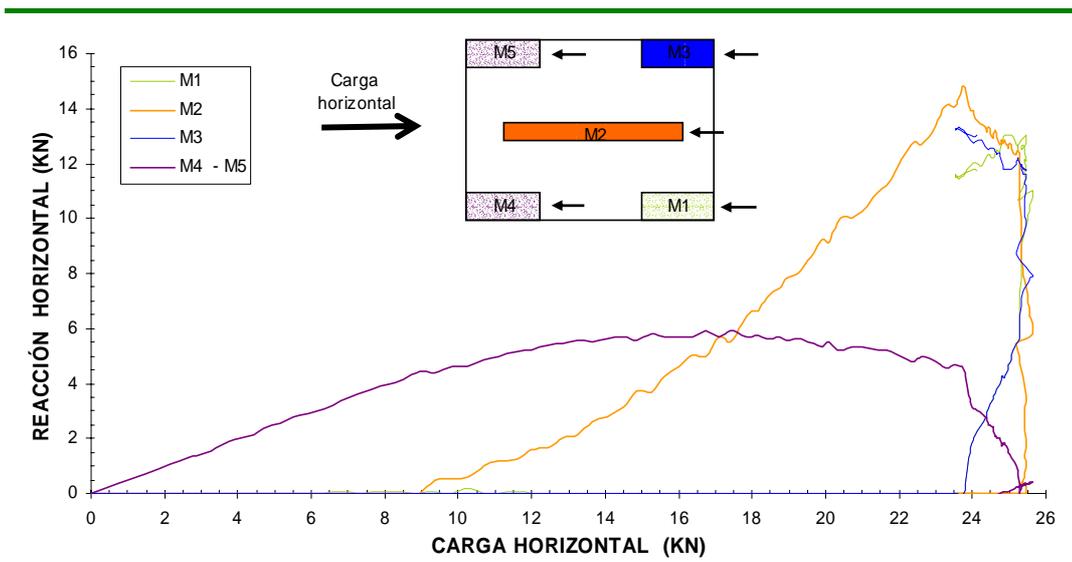
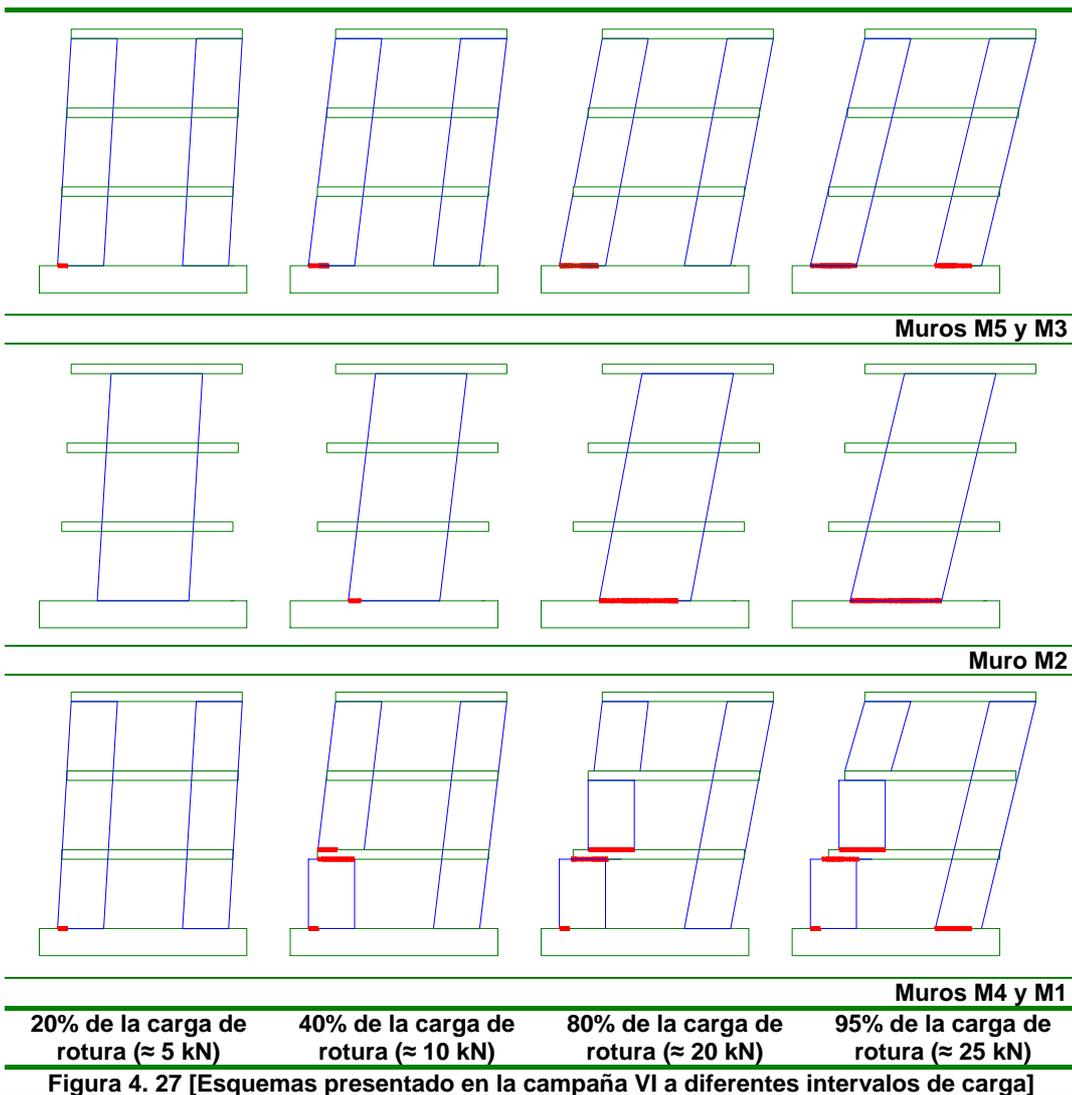


Figura 4. 26 [Variación de la reacción horizontal en cada muro con la aplicación de la carga horizontal (VI)]



20% de la carga de rotura (≈ 5 kN) 40% de la carga de rotura (≈ 10 kN) 80% de la carga de rotura (≈ 20 kN) 95% de la carga de rotura (≈ 25 kN)

Figura 4. 27 [Esquemas presentado en la campaña VI a diferentes intervalos de carga]

La Figura 4. 27 muestra el esquema de rotura presentado en el modelo a diferentes niveles de carga. La rotura se inicia por los muros frontales (M4 y M5) en la junta mas débil, que para el muro M4 (Figura 4. 28d), fue la unión muro - losa primer nivel, y para el muro M5 (Figura 4. 28a), la unión muro - cimentación. Luego de perder contacto los muros frontales con la cimentación, el modelo queda apoyado solo sobre los muros traseros (M1 y M3) y el muro central (M2); se ve claramente en la Figura 4. 28a, que el muro delantero se encuentra completamente despegado de la cimentación y al fondo se aprecia el muro central ligeramente apoyado (Figura 4. 28c). Los muros traseros se fisuran de igual forma que los anteriores (muro - cimentación) girando todo el edificio como un bloque rígido sobre los dos muros traseros.



(a) Muro M5



(b) Muro M1



(c) Muro M2



(d) Muro M4

Figura 4. 28 [Registro fotográfico durante el ensayo (VI)]

La Figura 4. 29 muestra el desplazamiento con respecto a la altura, obtenida para cuatro niveles de carga que equivalen al 20%, 40%, 80% y 95% de la carga de rotura. La Figura 4. 30 nos muestra instante previos a la carga de rotura. Se observa, los muros delanteros (M4 y M5) completamente despegados de la cimentación; el muro M2 solo apoyado en su parte trasera, y los muros M1 y M3 inician a perder apoyo.

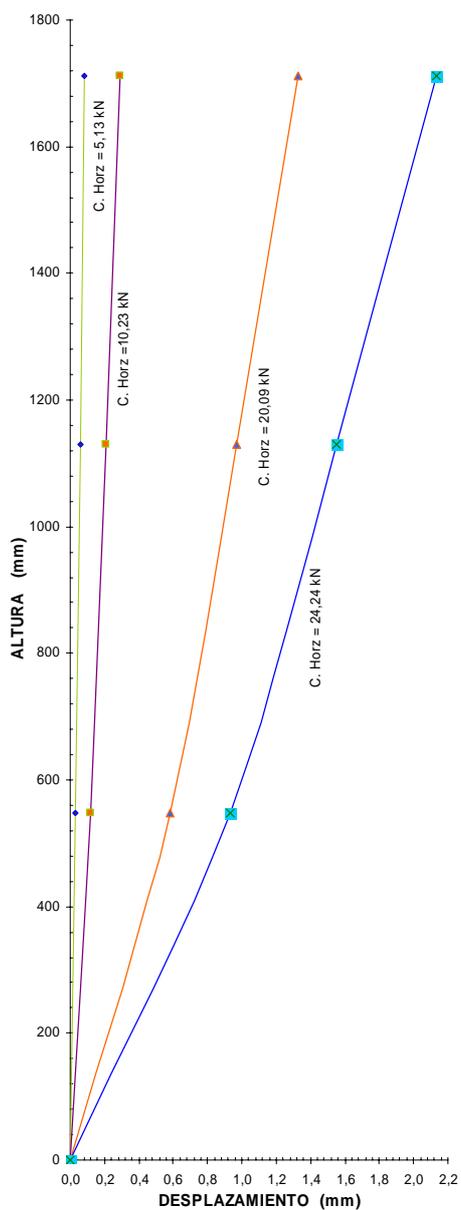


Figura 4. 29 [Desplazamiento sobre cada piso a diferentes niveles de carga (VI)]

Figura 4. 30 [Modelo Instantes previos antes de llegar a la carga de rotura (VI)]

4.8 RESULTADOS OBTENIDOS EN EL MODELO DE PAREDES DE OBRA DE FÁBRICA DE LADRILLO DE DOS PLANTAS - CAMPAÑA EXPERIMENTAL VII

La Figura 4. 31 muestra el comportamiento carga – desplazamiento horizontal; a diferencia del edificio de muros de mortero en masa (campaña VI), no se distinguen claramente tramos lineales; sin embargo es posible diferenciar hasta cinco tramos, según se resume en la siguiente tabla (Tabla 4. 11).

Tramo	Carga Horizontal Total (kN)	Carga Horizontal por nivel (kN)	Desplazamiento (mm)	
			Piso 2	Piso 1
1	6,04	3,02	0,142	0,063
2	14,05	7,02	0,457	0,236
3	20,02	10,01	0,859	0,472
4	24,04	12,02	1,315	0,764
5	25,25	12,50	1,690	1,031

Tabla 4. 11 [Valores de los tramos de la curva carga desplazamiento]

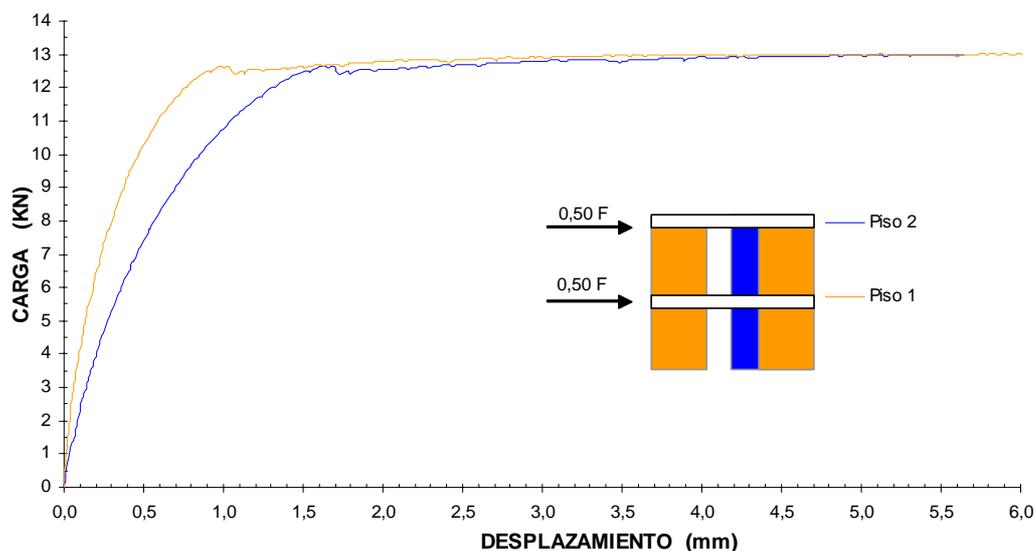


Figura 4. 31 [Curva carga – desplazamiento horizontal (VII)]

La Figura 4. 32 muestra como se traslada la reacción vertical sobre cada muro a medida que la edificación se desplaza por acción de la carga horizontal. Se percibe que la distribución de la carga vertical que recibe cada muro, en ausencia de carga horizontal, es similar a la calculada por áreas tributarias (Figura 4. 9). También se aprecia que ante la acción horizontal, todas las paredes reciben carga vertical en todo momento, aunque las paredes delanteras (M4 y M5), a partir de un 50% de la carga de rotura, presentan

disminución de la reacción vertical, pero nunca llegan a estar descargadas; el edificio se deforma y aparentemente no llega a levantarse, incluso al alcanzar la rotura.

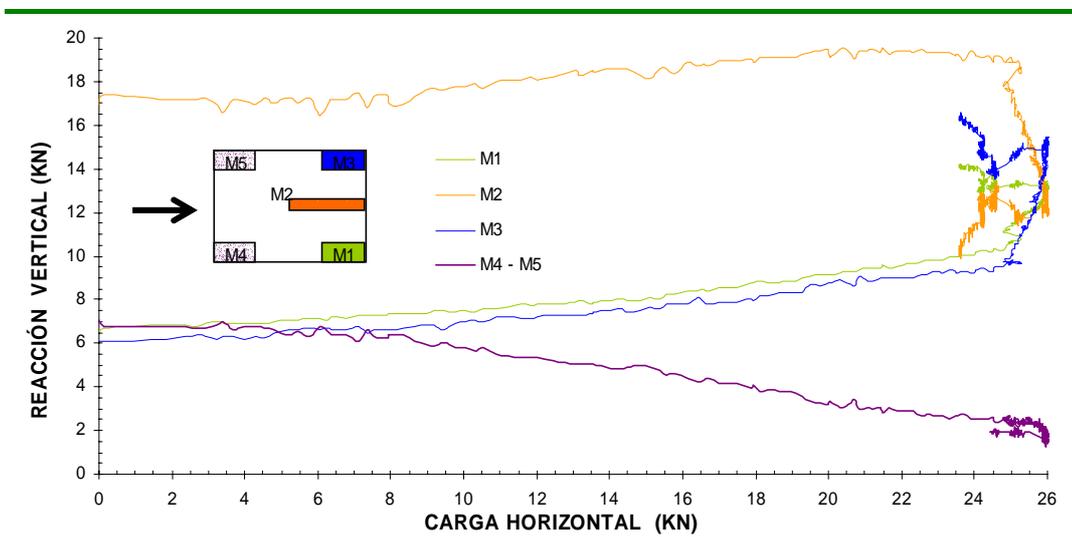


Figura 4. 32 [Variación de la reacción vertical en cada muro durante la aplicación de la carga horizontal (VII)]

La siguiente gráfica (Figura 4. 33), muestra la variación de la reacción horizontal en cada uno de los muros durante el tiempo en que la edificación esta sometida a la acción horizontal. Se aprecia que a pesar de contar con un diafragma rígido (losas de hormigón armado) la carga horizontal es mayor en los muros cercanos al punto de aplicación de la carga (M4 y M5), y solo se distribuye en manera igual en muros de iguales características (M1,M3,M4 y M5) al alcanzar la rotura; este mismo comportamiento se presentó en el edificio de muros de mortero (campaña VI).

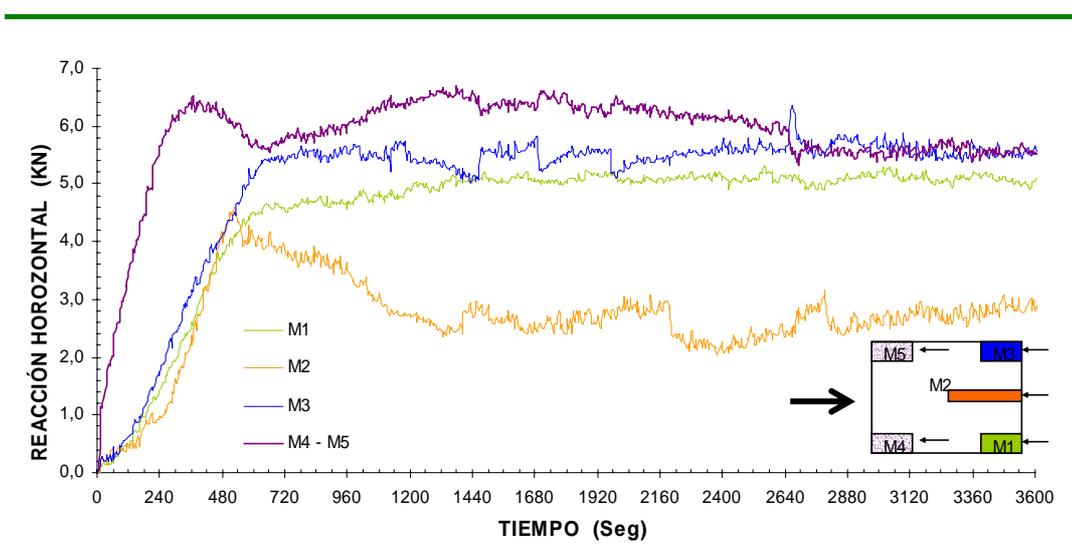


Figura 4. 33 [Variación de la reacción horizontal en cada muro durante el tiempo que se aplicó la carga horizontal (VII)]

Lo anterior se aprecia con claridad en la Figura 4. 34; solo al llegar a la carga de rotura los muros M1 y M3 consiguen una reacción similar a las de los muros delanteros (M4 y M5).

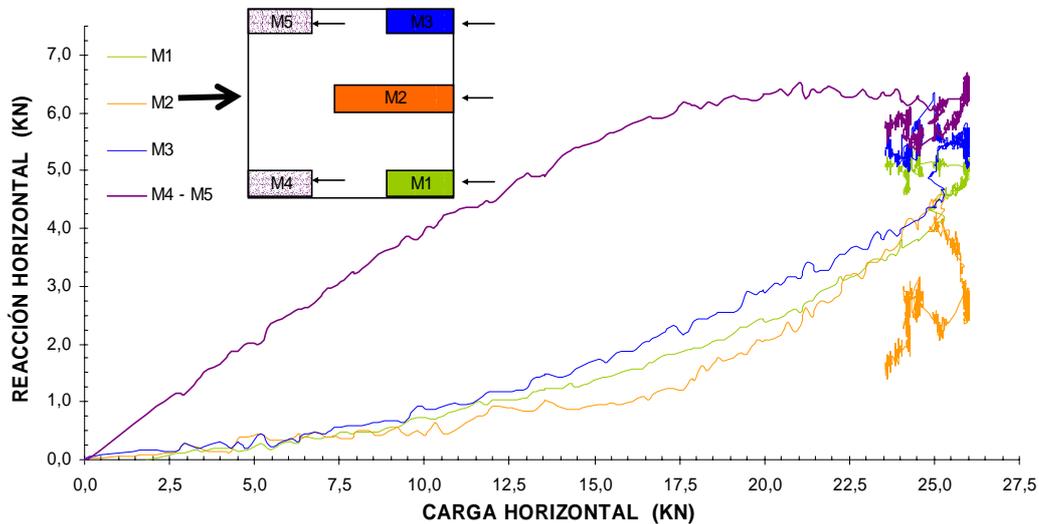
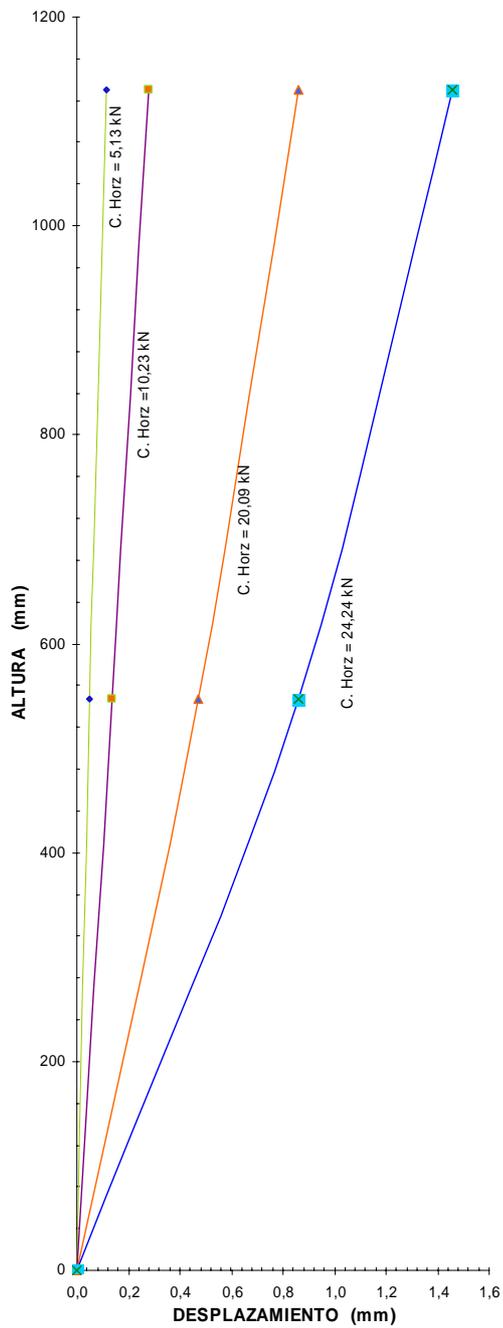


Figura 4. 34 [Variación de la reacción horizontal en cada muro con la aplicación de la carga horizontal (VII)]

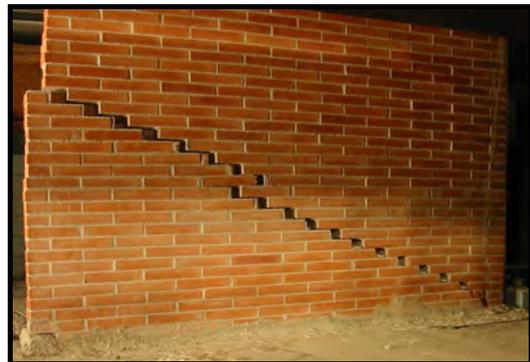
Otra situación clara que se aprecia en las anteriores figuras (Figura 4. 33 y Figura 4. 34), es que la distribución de la carga horizontal sobre un eje paralelo al de aplicación de la carga (M1,M2 y M3), es igual para los tres muros, los cuales tienen en común el área (bxt). Por lo tanto podemos afirmar que la distribución de las cargas horizontales presentadas en los modelos esta en función del área de cada muro y de la distancia al eje de la carga.



Figura 4. 35 [rotura presentada en el modelo (VII)]



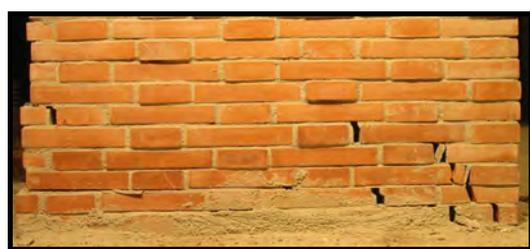
(a) Rotura presentada por el muro M1



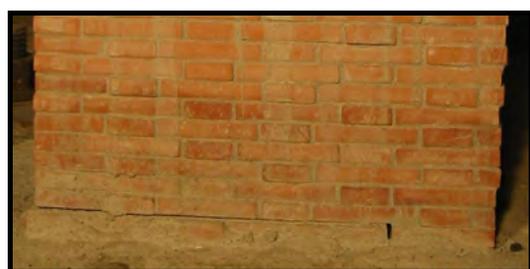
(b) Rotura presentada por el muro M2



(c) Rotura presentada por el muro M3



(d) Rotura presentada por el muro M4

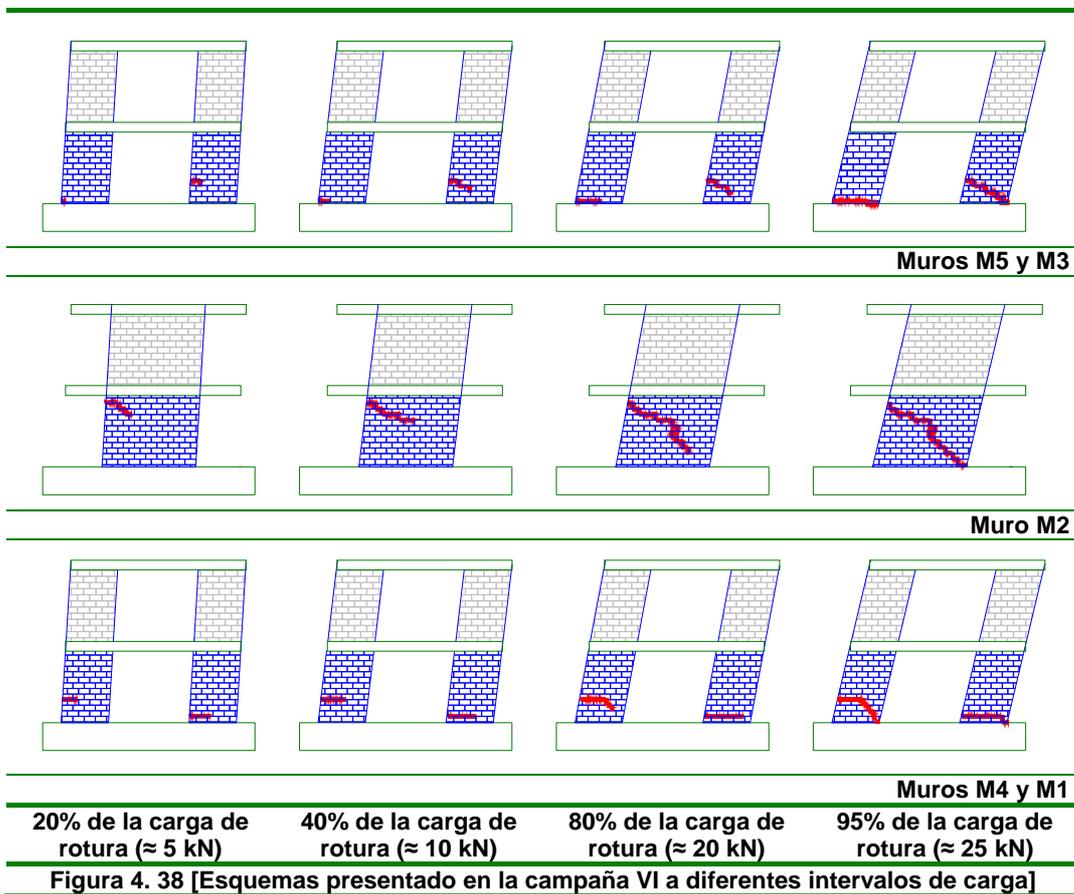


(e) Rotura presentada por el muro M5

Figura 4. 36 [Desplazamiento sobre cada piso a diferentes niveles de carga (VII)]

Figura 4. 37 [Registro fotográfico de rotura para cada muros (VII)]

Las figuras anteriores, muestran la rotura presentada por el modelo. Una visión general se aprecia en la Figura 4. 35 y de manera individual en la Figura 4. 37; La Figura 4. 36 presenta el desplazamiento con respecto a la altura, para diferentes porcentajes de la carga de rotura (20% - 40% - 80% - 95%). La Figura 4. 38 nos ofrece los esquemas de rotura exhibido por los muros a medida que aumentaba la carga horizontal. El tipo y forma de la rotura presentada por los muros (rotura por deslizamiento de juntas) son análogos a los obtenidos en los ensayos previos realizados de forma individual en cada muro (apartado 4.6). La rotura de este edificio a diferencia del edificio anterior (campaña VI), no siguió un claro orden. Este modelo solo se pudo apreciar una microfisuración general en todos los muros a medida que aumentaba la carga horizontal sin llegar a la rotura. Las figuras anteriores (Figura 4. 32, Figura 4. 33 y Figura 4. 34) revelan que los muros delanteros (M4 y M5), experimentan una reducción tanto en la reacción horizontal como en vertical, antes que el resto de muros, lo cual da indicios que el proceso de rotura comienza con estos muros.



4.9 RESULTADOS OBTENIDOS EN EL MODELO DE PAREDES DE OBRA DE FÁBRICA DE LADRILLO DE TRES PLANTAS - CAMPAÑA EXPERIMENTAL VIII

La curva carga - desplazamiento (Figura 4. 39), muestra un comportamiento inicial similar a los anteriores campañas. Alrededor de los 14 kN de carga horizontal ($\approx 65\%$ carga de rotura), el desplazamiento relativo (deriva) entre

los pisos segundo y tercero aumenta, produciendo la rotura de las paredes del tercer piso, por deslizamiento de la junta debido al escaso nivel de compresión que presentan los muros del tercer piso.

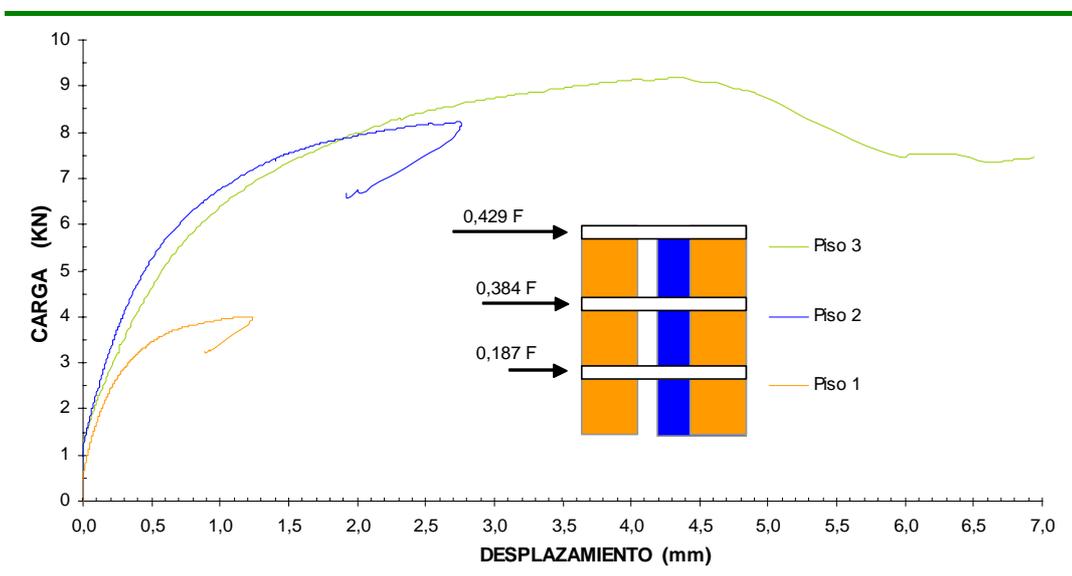


Figura 4. 39 [Curva carga – desplazamiento horizontal (VIII)]

La distribución de la carga vertical que recibe cada muro, en ausencia de carga horizontal, es similar al calculado por áreas (Figura 4. 40). Se aprecia en esta misma grafica, que en el modelo, al estar este sometido a la acción horizontal, todas las paredes reciben carga vertical en todo momento, excepto en instantes previos a la rotura, donde los muros delantero (M4 y M5) experimentan una disminución notable de la reacción vertical, sin llegar a encontrarse totalmente descargados. Luego de obtener la carga máxima, estos muros vuelven a recuperar una gran parte de la reacción que recibían anteriormente (Figura 4. 40).

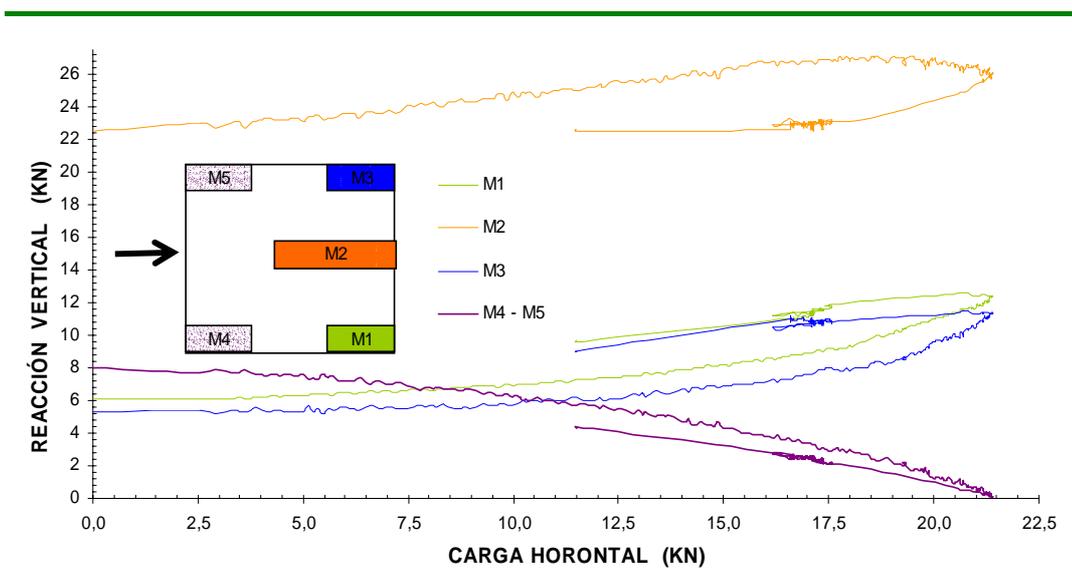


Figura 4. 40 [Variación de la reacción vertical en cada muro durante la aplicación de la carga horizontal (VIII)]

De igual forma se puede ver la secuencia de rotura en la Figura 4. 41 y Figura 4. 42. La rotura se inicia por los muros delanteros (M4 y M5), seguido del muro M2 y finalmente los muros M1 y M3.

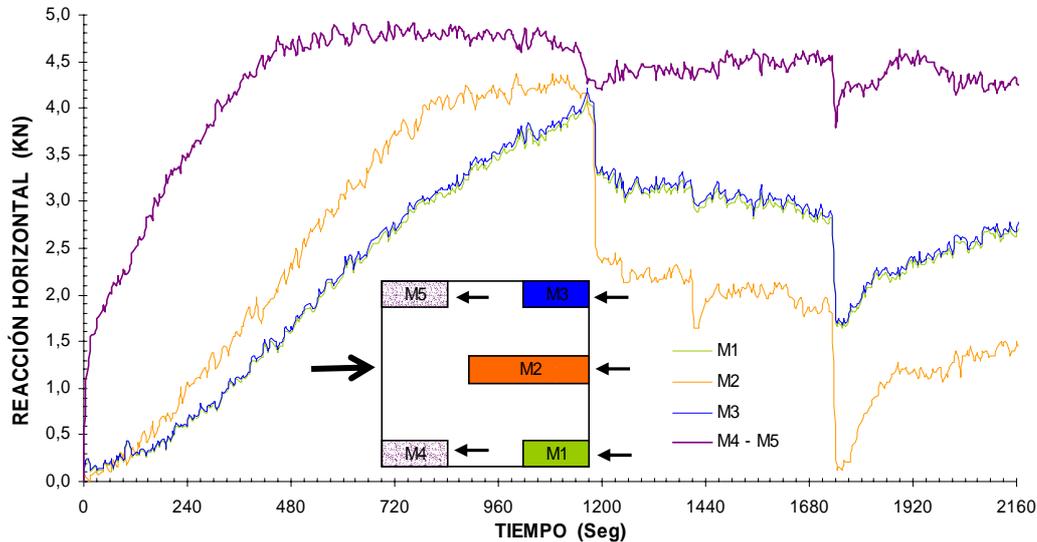


Figura 4. 41 [Variación de la reacción horizontal en cada muro durante el tiempo que se aplicó la carga horizontal (VIII)]

Tanto en la Figura 4. 41 como en la Figura 4. 42, se observa que el comportamiento tiende a horizontalizarse (M4 y M5), lo que revela que estos muros no pueden adquirir más carga horizontal y la que logran mantener, se debe principalmente a la fricción; los muros M1 y M3 no presentan el tramo horizontal ya que éstos son los últimos en alcanzar la rotura (Figura 4. 41).

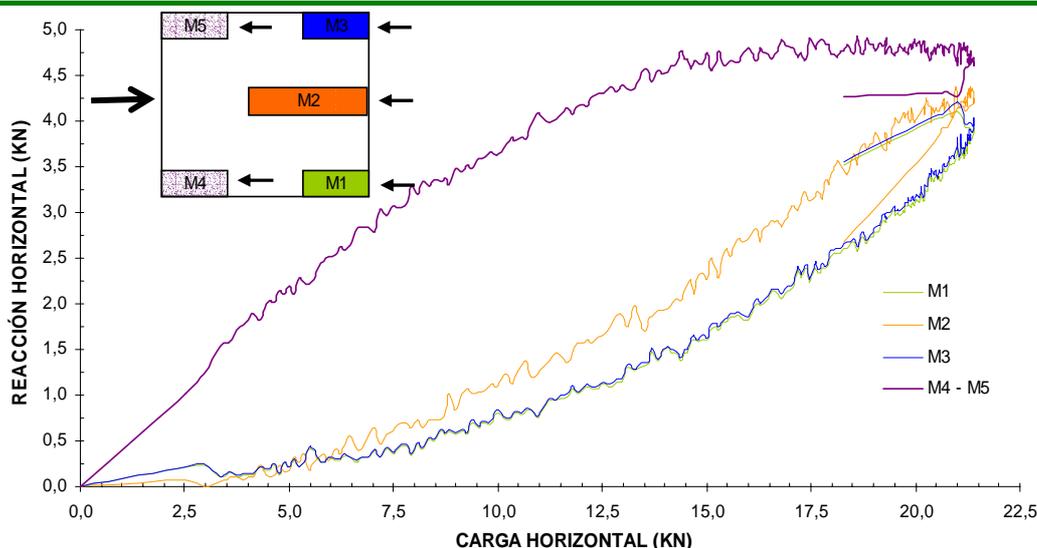


Figura 4. 42 [Variación de la reacción horizontal en cada muro con la aplicación de la carga horizontal (VIII)]

Al igual que las anteriores campañas, la distribución de la carga horizontal es mayor en los muros más cercanos al punto de aplicación de la carga horizontal. Se distingue claramente (figuras anteriores) que los muros M4 y

M5 son los que resisten mayor carga horizontal. Curiosamente esta distribución se presenta tanto en pre-rotura como en post-rotura, como se aprecia en la Figura 4. 41 después del los 1200 seg.

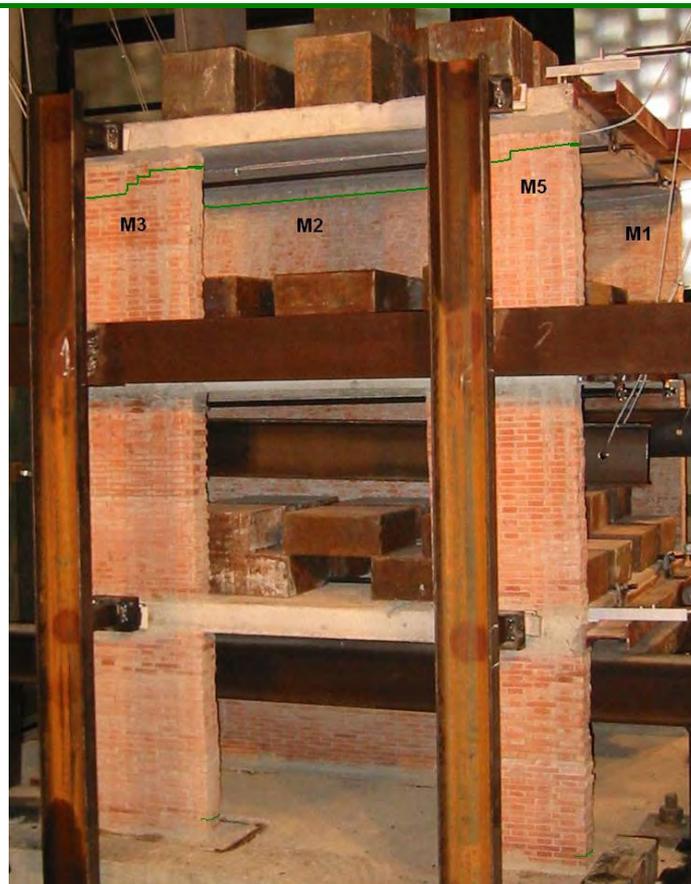
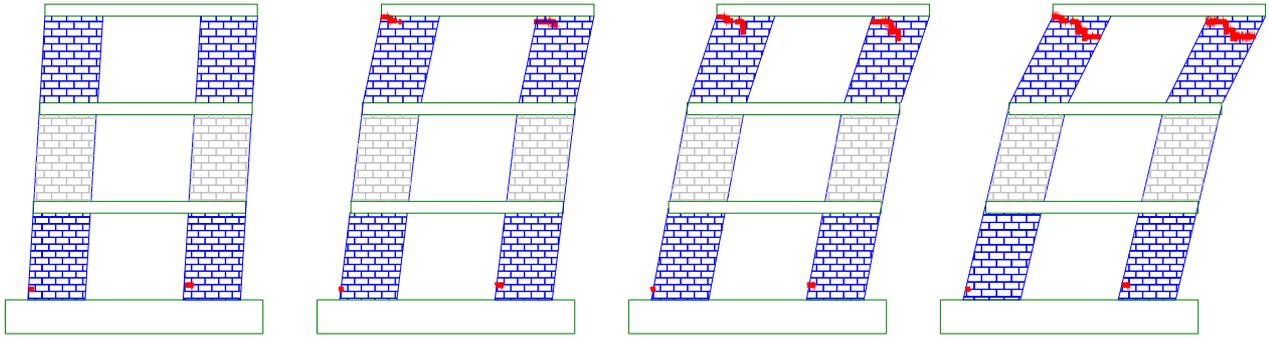
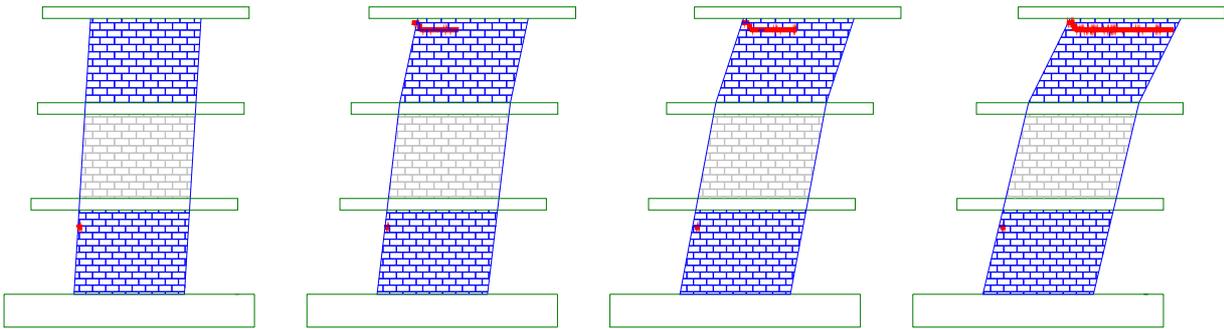


Figura 4. 43 [Rotura presentada en el modelo (VIII)]

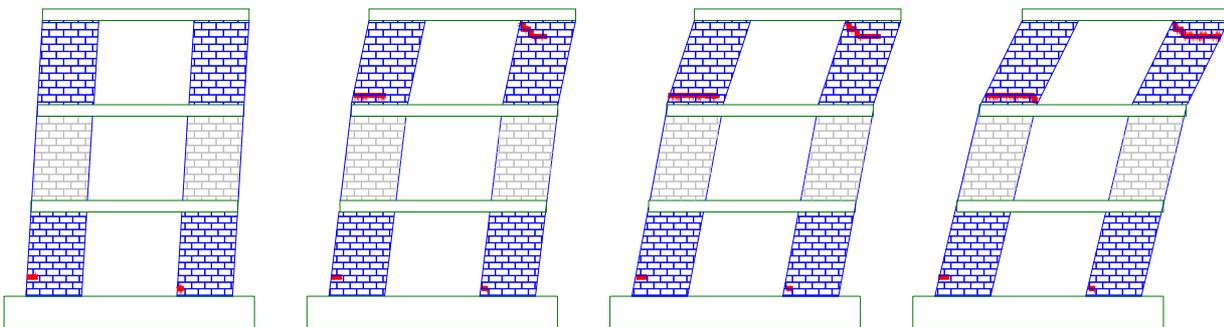
La Figura 4. 43, Figura 4. 44 y Figura 4. 46 muestran los esquemas de rotura que presentaron los muros. La Figura 4. 45 muestra el desplazamiento presentado sobre cada nivel a diferentes porcentajes de la carga de rotura (20% - 40% - 80% - 95%).



Muros M5 y M3



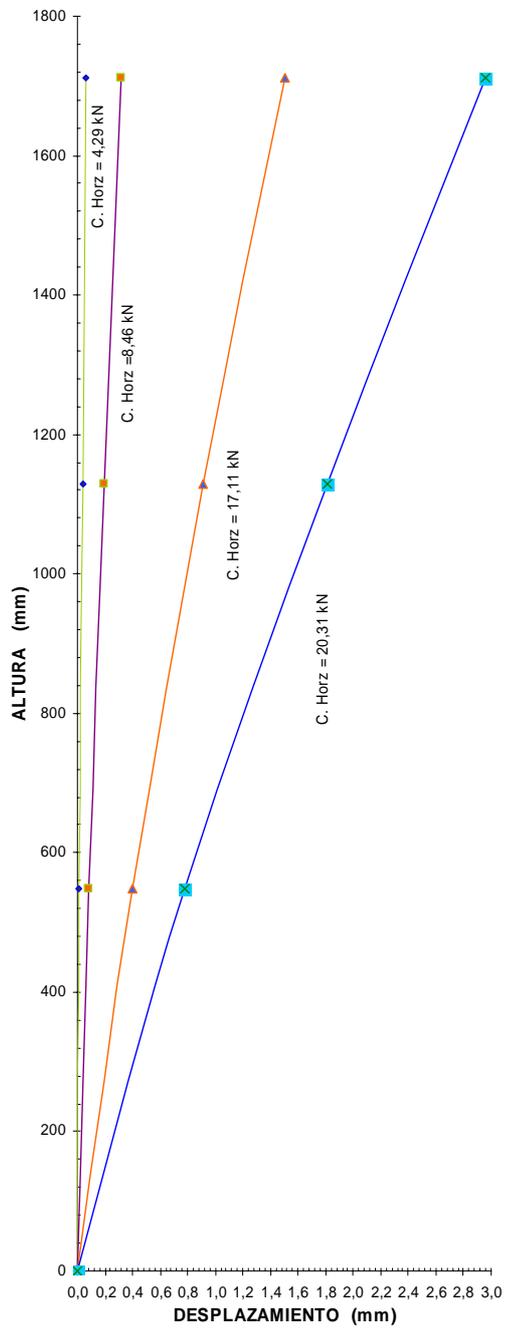
Muro M2



Muros M4 y M1

20% de la carga de rotura ($\approx 5\text{ kN}$)	40% de la carga de rotura ($\approx 10\text{ kN}$)	80% de la carga de rotura ($\approx 20\text{ kN}$)	95% de la carga de rotura ($\approx 25\text{ kN}$)
--	---	---	---

Figura 4. 44 [Esquemas presentado en la campaña VIII a diferentes intervalos de carga]



(b) Rotura presentada por el muro M1



(c) Rotura presentada por el muro M2



(d) Rotura presentada por el muro M3



(e) Rotura presentada por el muro M4



(f) Rotura presentada por el muro M5

Figura 4. 45 [Desplazamiento sobre cada piso a diferentes niveles de carga (VIII)]

Figura 4. 46 [Registro fotográfico de rotura para cada muros del piso 3 (VIII)]

CINCO

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE PAREDES SIMPLES A ESCALA REAL Y ESCALA REDUCIDA

5.1 INTRODUCCIÓN

El presente capítulo trata en detalle el análisis de los resultados obtenidos en las campañas experimentales sobre paredes simples descritas en el capítulo 3.

Los resultados experimentales de las paredes simples a distintas escalas, se comparan entre sí a partir de un análisis de semejanza, donde los resultados del modelo a escala se relacionan con las características análogas de la estructura real, por medio del análisis dimensional.

De igual manera, se realiza una comparación con los criterios y normativas existentes descritas en el capítulo 2. Se hace hincapié en que no todos los criterios descritos son susceptibles de comparación. De hecho, existen algunos criterios, como el de Lourenço (1994) o el de Yokel y Fatal (1976), que no son aplicables, o bien porque el criterio depende de un número de parámetros desconocidos en nuestro caso (como las energías de fractura), o porque las condiciones del ensayo son distintas a las utilizadas en los experimentos realizados dentro de la presente campaña.

Como aspecto complementario, se propone un criterio para determinar la resistencia a compresión de la fábrica, teniendo en cuenta la esbeltez de la probeta. A raíz de ensayos a compresión sobre diferentes tamaños de probetas, se evidenció que la resistencia a compresión varía fuertemente en función de la esbeltez del panel, característica que la normativa no la contempla. Este método se corroboró además, con resultados realizados por otro autor.

5.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS CAMPAÑAS EXPERIMENTALES

5.2.1 CAMPAÑA EXPERIMENTAL I (MS11GSL)

Durante la aplicación de la tensión de compresión (Figura 5. 1), el comportamiento se puede asumir lineal hasta tensiones cercanas a 3,00 MPa ($\approx 0,30 f_{cm}$); a partir de ésta, la linealidad se pierde atenuando la pendiente. Esta tensión coincide con el inicio de la microfisuración, que de manera visual fue imperceptible, pero se detectó al manifestarse en forma de pequeños sonidos. Para tensiones superiores a 4,50 MPa, la microfisuración se pudo apreciar a simple vista, y esta microfisuración a altas tensiones (fallo por rotura a compresión) desemboca en líneas de rotura claramente identificables. La grafica de la Figura 5. 1 corresponde a la línea de tendencia media obtenida mediante una regresión polinómica de las curvas tensión de compresión – deformación vertical de cada uno de los muros de esta campaña (Figura 3.19).

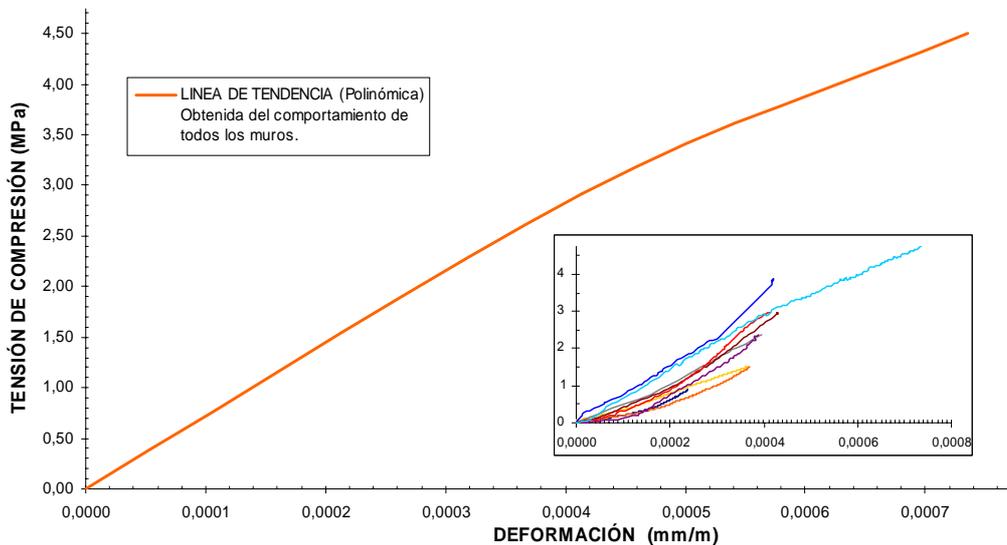


Figura 5. 1 [Curva tensión – deformación vertical media obtenida de la tendencia polinómica de la campaña MS11GSL durante la aplicación de la carga vertical]

Existe alguna diferencia en la evaluación de la variación del módulo de deformación, con el grado de tensión vertical de compresión obtenido mediante la campaña experimental y los obtenidos mediante respuesta dinámica (Figura 5. 2), particularmente a tensiones bajas, aunque en términos generales su comportamiento es muy similar; la posible diferencia se debe a las condiciones de contorno, ya que en el procedimiento mediante respuesta dinámica, las frecuencias del muro a tensiones bajas podrían verse afectadas por el conjunto de elementos auxiliares empleados para el ensayo (apartado 3.5.1).

Como se mencionó en el capítulo 3, los ensayos sobre probetas de fábrica, a compresión y a corte puro eran necesarios para la determinación de los puntos de la curva de rotura en los casos extremos. Los valores obtenidos, no obstante, no pueden ser utilizados directamente como puntos de la curva de envolvente de rotura biaxial. Si bien, los resultados de las probetas a

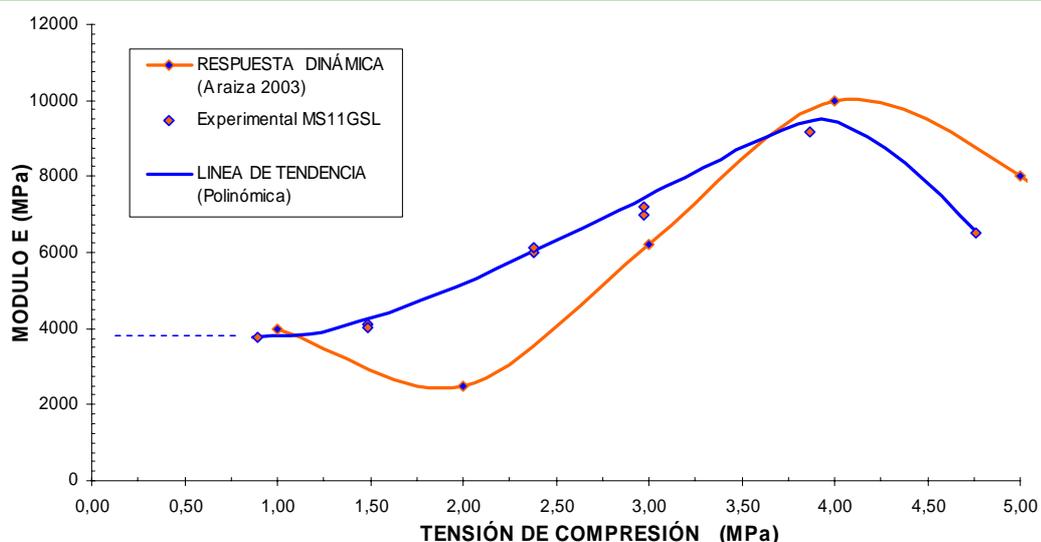


Figura 5. 2 [Comparación de la variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical obtenida en la campaña experimental MS11GSL y mediante respuesta dinámica]

compresión tienen una buena correspondencia con cálculos que relacionan la resistencia del ladrillo y del mortero con la resistencia de la fábrica, ésta tensión no puede extrapolarse como resistencia a compresión uniaxial en los muros ensayados. La esbeltez de estos paneles causa que la rotura por compresión se produzca a una tensión menor. La resistencia reducida por la esbeltez puede estimarse, como se explica en el apartado 5.3.

En los ensayos de probetas a corte, los resultados entre las pruebas uniaxiales (apartado 3.4.2.1.1) y biaxiales (apartado 3.4.2.1.2) difieren un poco entre ellas, siendo inferior el valor obtenido mediante el ensayo a corte uniaxial. Esta diferencia se debe a que la distribución a lo largo de la

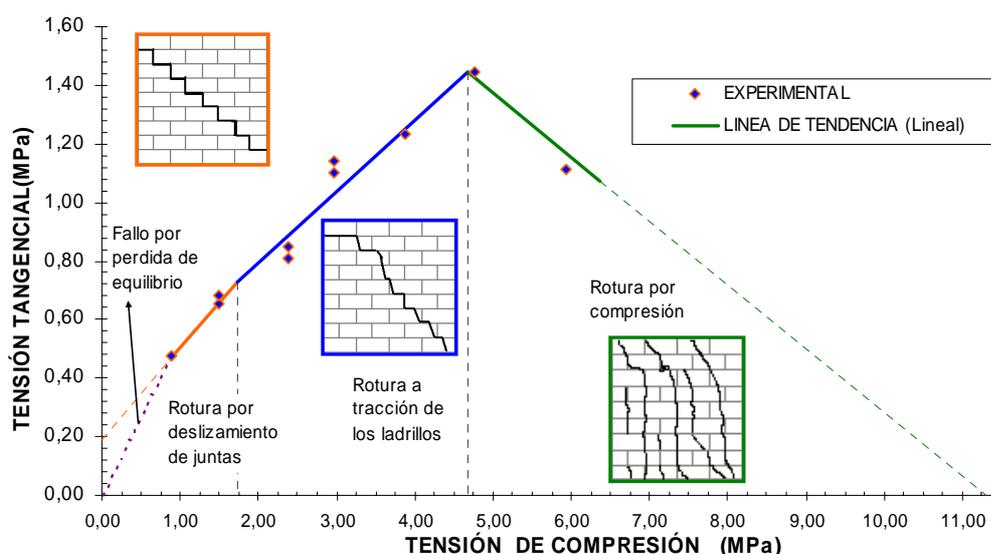


Figura 5. 3 [Curva de rotura biaxial obtenida en la campaña experimental MS11GSL]

junta no es del todo uniforme. Estos valores tampoco se pueden extrapolar directamente ya que por las condiciones del ensayo, en ausencia de tensión vertical, el panel gira completamente, este es el motivo por el cual la curva de rotura biaxial pasa por cero (Figura 5. 3).

La Figura 5. 3 muestra la curva de rotura biaxial obtenida mediante la regresión lineal, agrupadas por el tipo de rotura. En esta figura se diferencian cuatro rectas; la primera el fallo por pérdida de equilibrio, que como se explico en el párrafo anterior, pasa por cero; la segunda y tercera recta son las que cobijan la rotura por deslizamiento de juntas y la rotura a tracción de los ladrillos, las cuales son las que presentaron la mayoría de los paneles; y por ultimo la cuarta recta corresponde a rotura por compresión (Figura 3.20 - Anexo F) que como se aprecia presenta menor número paneles que las anteriores ya que no se aplicaron tensiones superiores a 6,00 MPa.

De manera fenomenológica, fruto de la interpretación mecánica “a priori” de las roturas observadas en los ensayos, la rotura por deslizamiento de las juntas se asocia a un estado de fisuración en forma escalonada sin rotura de los ladrillos, y con un muy escaso deterioro del mortero; esta fisura escalonada transcurre casi en su totalidad por la interfase ladrillo-mortero, por lo cual los parámetros propios de la interfase, como son la cohesión (c) y el coeficiente de fricción (μ), gobiernan en este tipo de comportamiento.

En la fase de rotura a tracción de los ladrillos, la gran mayoría de muros presentó una combinación de rotura de ladrillos a tracción en combinación con fisuración del mortero y/o en la interfase. Al igual que la rotura por deslizamiento de juntas, ésta se forma de manera escalonada, pero la inclinación del escalonamiento, aumenta directamente con la tensión de compresión aplicada. De igual forma, a mayor tensión vertical, la rotura por la interfase disminuye y aumenta la fisuración en el mortero.

La rotura a compresión, al igual que la rotura a tracción, el fallo se genera principalmente por rotura a tracción de los ladrillos y mortero. A diferencia de la anterior, no existe una única línea de rotura, si no que se generan de forma casi simultánea líneas de rotura múltiples con tendencia a la vertical. Esta verticalidad aumenta a medida que nos acercamos a la resistencia a compresión de la fábrica (f_{cm}).

5.2.2 CAMPAÑA EXPERIMENTAL II (MS14GSI)

Campañas experimentales en la cuales se comparan roturas biaxiales bajo diferentes condiciones de contorno, aparentemente no se encuentra en la literatura. Esta campaña busca conocer si existe diferencia en el comportamiento de las paredes, cuando dentro de una estructura, están sometidas a diferentes condiciones de contorno en el borde superior. Con estos resultados y los obtenidos en la campaña III, se realiza una comparación (apartado 5.4) a fin de encontrar las posibles diferencias.

Durante la aplicación de la tensión vertical (Figura 3.29), se aprecia una diferencia en el comportamiento con respecto a las campañas I y III. El comportamiento obtenido presenta grandes deformaciones a muy baja tensión de compresión, y de manera abrupta alcanza la tensión de compresión impuesta. Este comportamiento está directamente relacionado con las condiciones de contorno del ensayo; la falta de rotula en la cabeza del muro, permite que mediante carga vertical baja, las tensiones no sean del todo uniformes. Pese a que el comportamiento tensión - deformación es diferente al de las campañas con giro superior libre, el valor de la deformación máxima para cada tensión de compresión predeterminada se encuentra entre rangos esperados.

El comportamiento biaxial (Figura 5. 4) presenta una tendencia muy similar a las campañas I y III; se aprecian tres tramos bien definidos e identificados respecto al tipo de rotura presentado, y un cuarto y pequeño tramo que corresponde al fallo por pérdida de equilibrio. No obstante, se notan diferencias cuantitativas en el tramo de rotura por tracción de los ladrillos; estas paredes dan lugar a resistencias de corte mayores que las otras campañas (I y III), debido a que las condiciones de contorno (giro superior impedido).

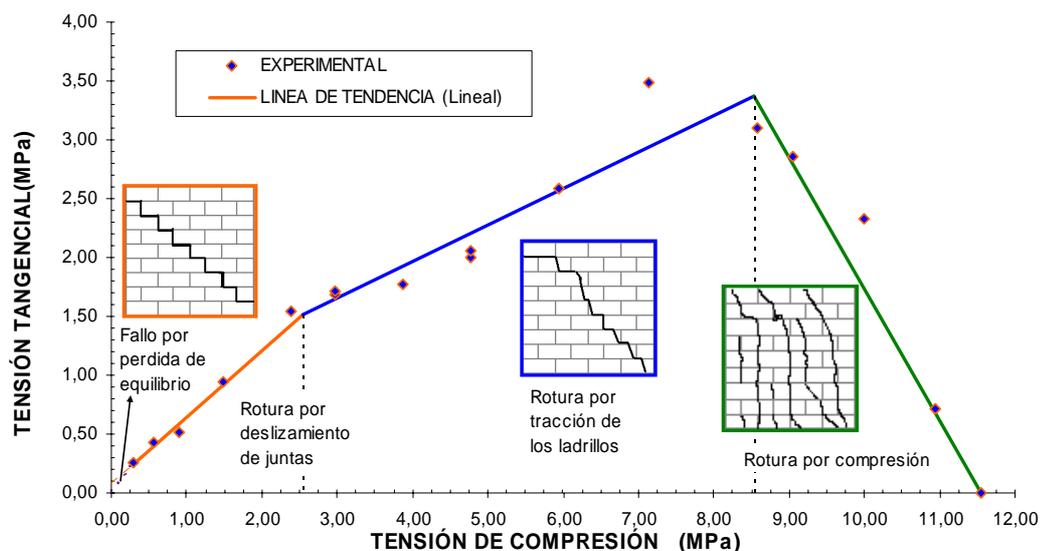


Figura 5. 4 [curva de rotura biaxial obtenida en la campaña experimental MS14GSI]

5.2.3 CAMPAÑA EXPERIMENTAL III (MS14GSL)

La campaña experimental III es una reproducción cuidadosa de la campaña experimental I, pero realizada con muros a escala reducida 1:4. Como era esperable, se encontraron grandes similitudes en el comportamiento y tipos de rotura.

Durante la aplicación de la tensión de compresión, a diferencia de la campaña anterior (MS14GSI), la zona de acomodamiento del panel es casi inapreciable (Figura 5. 5 recuadro). El comportamiento presentado es

análogo al obtenido en los muros de escala real MS11GSL (Figura 5. 1). Ello parece indicar que el protocolo creado para obtener los materiales fue adecuado. La Figura 5. 5 corresponde a la línea de tendencia media obtenida mediante una regresión polinómica de las curvas tensión de compresión – deformación vertical de cada uno de los muros de esta campaña. Se aprecia un comportamiento lineal hasta tensiones cercanas a 3,50 MPa; a partir de esta tensión, la linealidad se pierde reduciendo la pendiente. Este comportamiento es idéntico al de los muros a escala real.

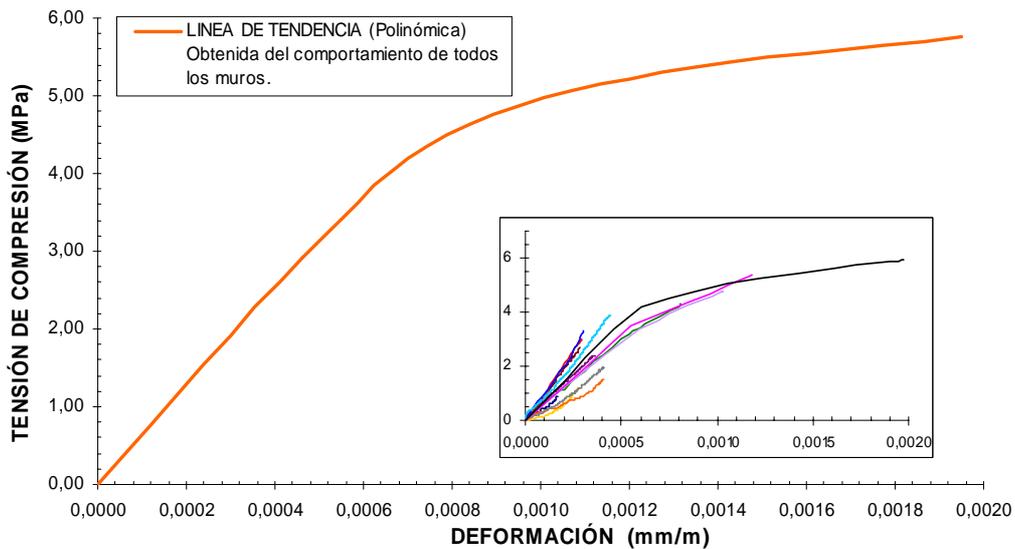


Figura 5.5 [Curva tensión – deformación media obtenida de la tendencia polinómica de los muros de la campaña MS14GSL durante la aplicación de la carga vertical]

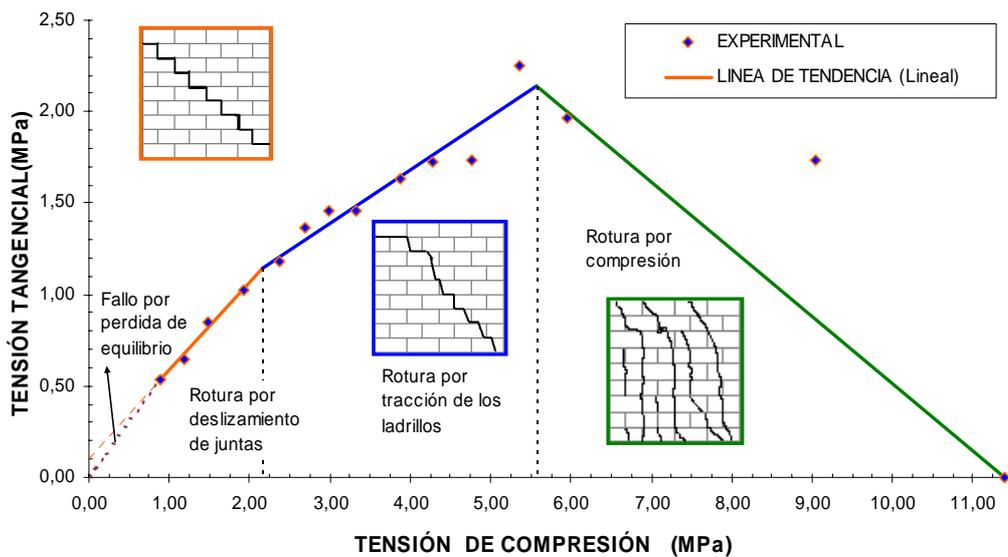


Figura 5.6 [Curva de rotura biaxial obtenida en la campaña experimental MS14GSL]

El comportamiento biaxial (Figura 5. 6) presenta una tendencia muy similar

a la campaña I. Las roturas observadas en los muros ensayados, presentan mecanismos similares a los obtenidos en la campaña con muros a escala real. En una primera fase aparece la rotura por deslizamiento; en un segundo lugar se observa rotura por tracción de los ladrillos; en una tercera fase aparece rotura por compresión. Se aprecia en esta misma figura un tramo inicial debido al fallo por pérdida de equilibrio de la pared.

5.2.4 CAMPAÑA EXPERIMENTAL IV (MSDD14GSL)

La campaña experimental IV, tiene por objetivo apreciar si existe variación de la tensión tangencial que resisten muros de diferentes dimensiones, sometidos a una misma tensión de compresión (2,00 MPa). Las condiciones de contorno son iguales a las de las campañas I y III, giro superior libre.

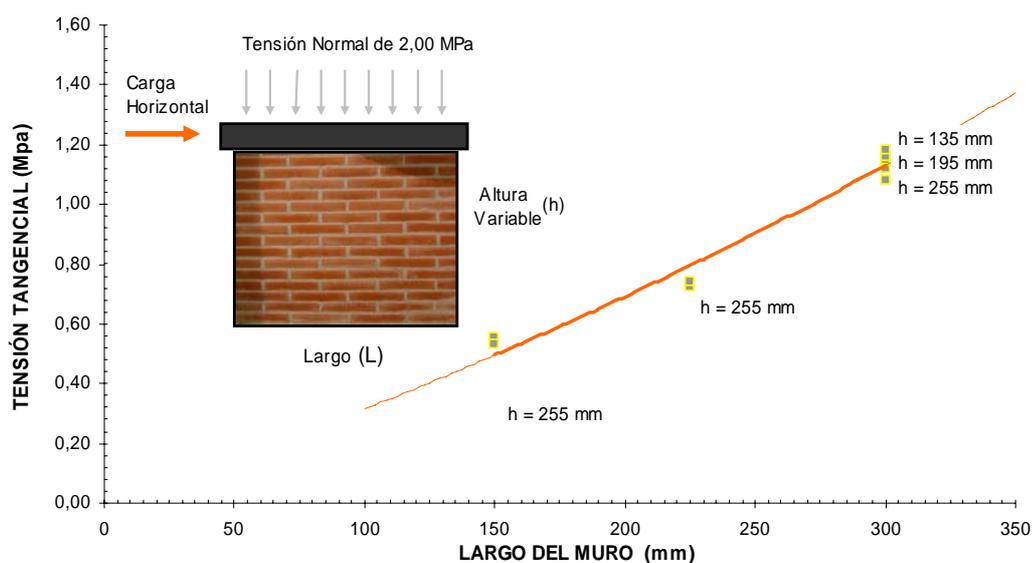


Figura 5. 7 [Variación de la tensión tangencial de muros con diferentes dimensiones sometidos a la misma tensión de compresión ($\sigma_n = 2,0$ MPa) con respecto al largo del muro MSDD14GSL]

Al analizar los resultados, se encontró que existen diferencias en la carga horizontal de rotura de manera significativa con relación a la longitud de los muros. La Figura 5. 7 muestra claramente la variación de la tensión tangencial con respecto al largo del muro. Se distingue que los seis muros de largo de 300 mm y con alturas variables (135 mm, 195 mm y 255 mm) presentan tensión tangencial similares alrededor de los 1,14 MPa;

contrariamente, en el grupo de seis muros de altura de 255 mm y largo variable (150 mm, 225 mm y 300 mm), la tensión tangencial máxima varía notablemente.

Otra característica común en los muros fue el esquema de rotura; todos presentaron rotura escalonada por deslizamiento de juntas a partir de la sexta u octava hilada (Figura 5. 8).

Alto (mm)	Largo (mm)	Carga Horizontal de rotura (kN)	Equilibrio de fuerzas C_H máxima (kN)
255	150	2,79 - 2,92	3,09
255	225	5,68 - 5,84	6,95
255	300	11,75 - 12,18	12,35
195	300	12,04 - 12,38	16,15
135	300	11,34 - 11,99	23,33

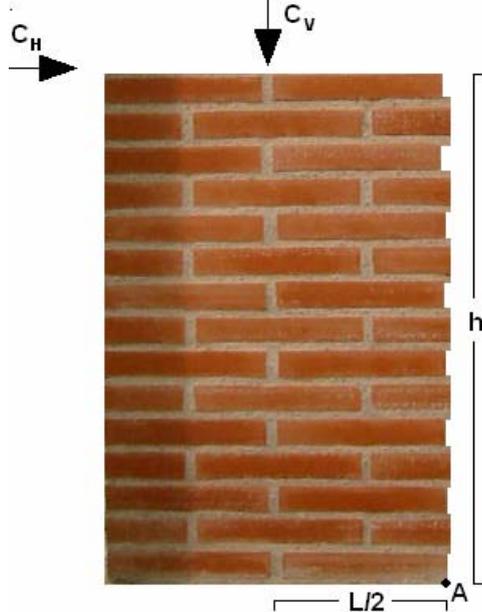


Tabla 5. 1 [Equilibrio estático de fuerzas MSDD14GSL]

Los resultados obtenidos muestran una relación directa entre la longitud del muro y la tensión tangencial de rotura (Figura 5. 7). Si además esta longitud se relaciona con los esquemas de rotura (Figura 5. 8), se observa que existe una relación con el tamaño de las piezas. Se aprecia en los muros, que sin importar su número de unidades ni de hiladas, la rotura siempre se inicia alrededor de la octava hilada lo cual, para poder desarrollar la rotura característica completa (deslizamiento de juntas), debe tener el mismo número de llagas (juntas verticales); los seis (6) muros de longitud de 300 mm (4 unidades – 9 llagas) desarrollaron una diagonal perfecta y escalonada hasta la rotura, llegando a valores de tensión tangencial de rotura idénticos (Figura 5. 7); por el contrario, los muros con longitudes de 150 mm y 225 mm, de 2 y 3 unidades respectivamente, no alcanzaron a desarrollar la rotura escalonada y por lo tanto las tensiones se desviaban por las piezas, generando concentración de esfuerzos en la esquina opuesta a la aplicación de la carga. La Figura 5. 9 aclara lo anteriormente expuesto.

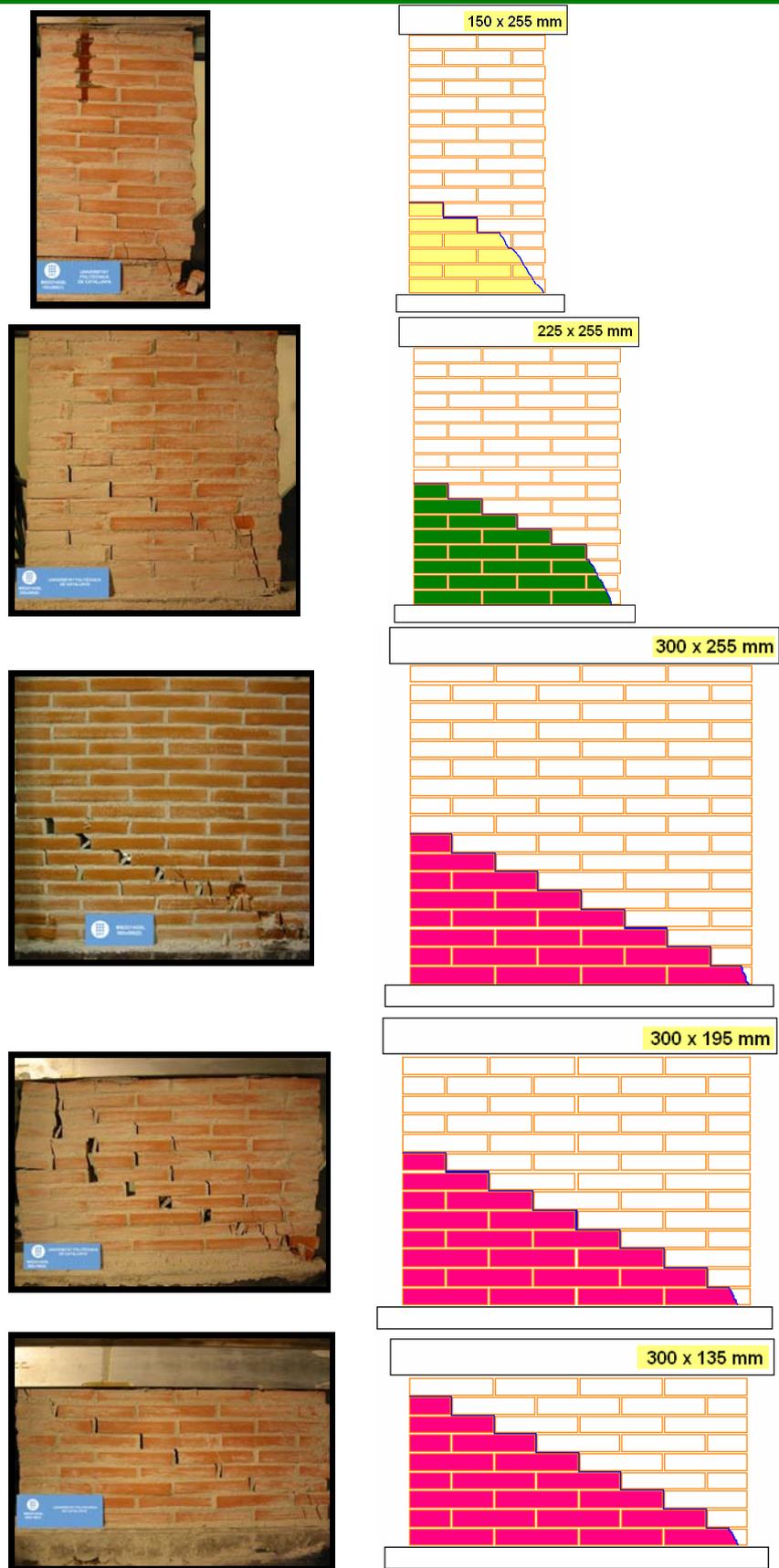


Figura 5. 8 [Estado final y esquemas de rotura obtenidas en la campaña MSDD14GSL]

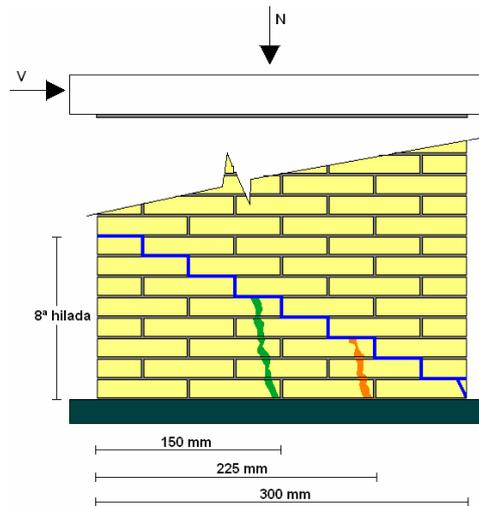


Figura 5. 9 [Diagrama de rotura obtenida campaña MSDD14GSL]

La tensión vertical de compresión (2,00 MPa) que se empleó en esta campaña experimental, es el límite mas alto de tensión para rotura por deslizamientos de juntas (campañas anteriores), por lo que es un valor crítico. Para tensiones inferiores a ésta, la pendiente de rotura será menor, y necesitará menos número de hiladas para desarrollarse; para tensiones mayores, se observó en las campañas anteriores que el tipo de rotura cambia a combinación entre deslizamiento de juntas y rotura de piezas, y la línea de rotura tiende a verticalizarse; de esta manera necesitará una longitud mas corta para desarrollar su rotura.

Con lo anterior, se demuestra la importancia en la selección del tamaño de los muros (número mínimo de unidades e hiladas) a la hora de desarrollar campañas experimentales, o más aun, si se desea proponer algún tipo de criterio de rotura.

5.2.5 CAMPAÑA EXPERIMENTAL V (MSSML14GSL)

La campaña experimental V sobre muros simples sin mortero en llagas, tiene como objetivo principal evaluar la contribución del mortero en las juntas verticales en el comportamiento biaxial de obra de fábrica de ladrillo. Algunos autores (Hendry 1990) han discutido sobre este tema. Sin embargo, muy pocos investigadores han estudiado este aspecto de manera experimental. Existen hipótesis sobre el poco aporte de las juntas verticales debido a innumerables factores, entre los que cabe mencionar a manera de ejemplo, la existencia de un insuficiente relleno de estas juntas, la fisuración debida a la retracción, o los efectos de la mano de obra (incorrecta proporción en la mezcla de mortero, incorrecto ajuste del coeficiente de absorción de los ladrillos, incorrecto procedimiento de colocación de las piezas, movimiento involuntario de las piezas una vez se han colocado sobre la cama de mortero, etc.), han llevado a los investigadores a no considerar su aporte.

Los resultados conseguidos en esta campaña presentan una tendencia muy similar a los obtenidos en la campaña III (campañas idénticas excepto en el mortero de las juntas verticales), y al comparar los resultados de tensiones medias entre éstas (Figura 5. 10 y Figura 5. 11), se evidencia claramente que la contribución del mortero en las juntas verticales es mínima.

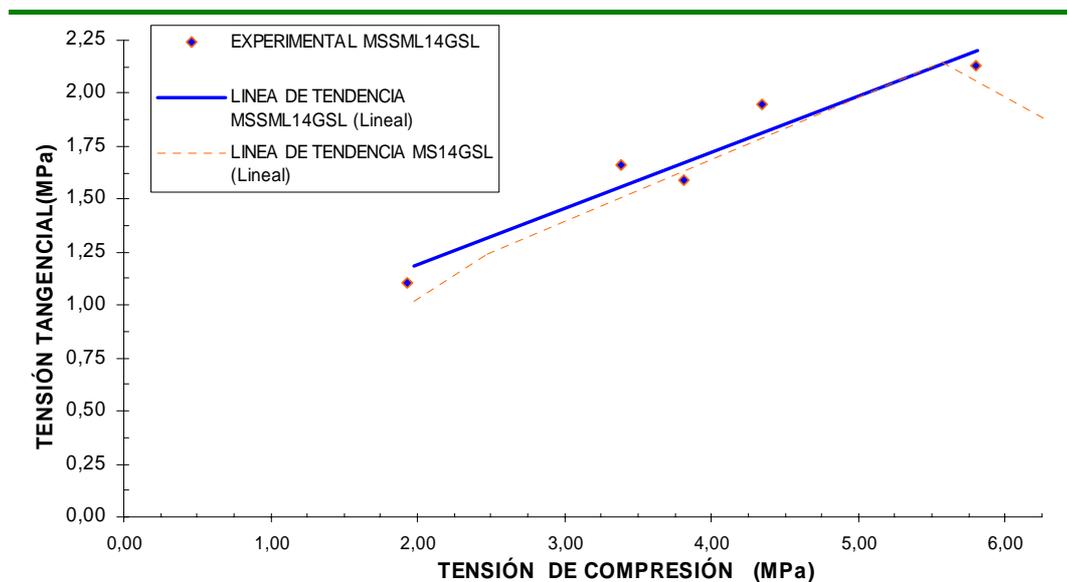


Figura 5. 10 [Comparación de las curvas de rotura biaxial campañas MSSML14GSL y MS14GSL en términos de tensiones medias (σ_n, τ)]

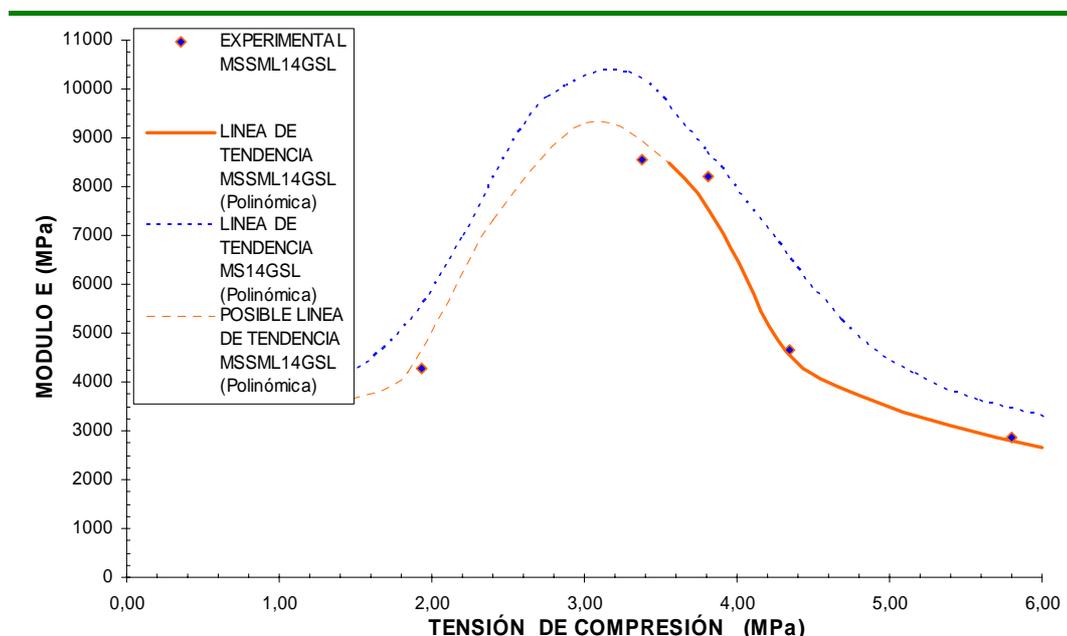


Figura 5. 11 [Comparación de las curvas de variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión MSSML14GSL y MS14GSL (σ_n, E)]

Por otro lado se encontró una disminución en el módulo de deformación bajo carga vertical (Figura 5. 11) con respecto a los muros con mortero en las

juntas verticales; la razón se debe básicamente a los espacios restantes en las juntas verticales, las cuales debido a sus imperfecciones quedan parcialmente abiertas (Figura 5. 12).

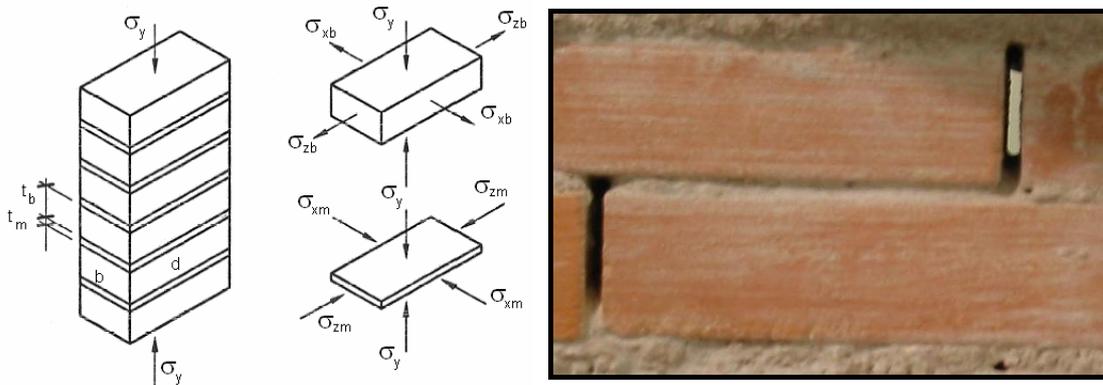


Figura 5. 12 [Distribución de tensiones en pieza y junta sometido a compresión uniaxial]

5.3 RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LA FÁBRICA DE ALBAÑILERÍA: ANÁLISIS DE LA ESBELTEZ

La resistencia a compresión de probetas de diferentes tamaños e iguales características en la resistencia de sus materiales (Figura 5. 13), exhibe cierta variación. Por este motivo, se efectuó un análisis de dichos resultados, llegando a evidenciar que la resistencia a compresión varía muy fuertemente en función de la esbeltez del panel o probeta.

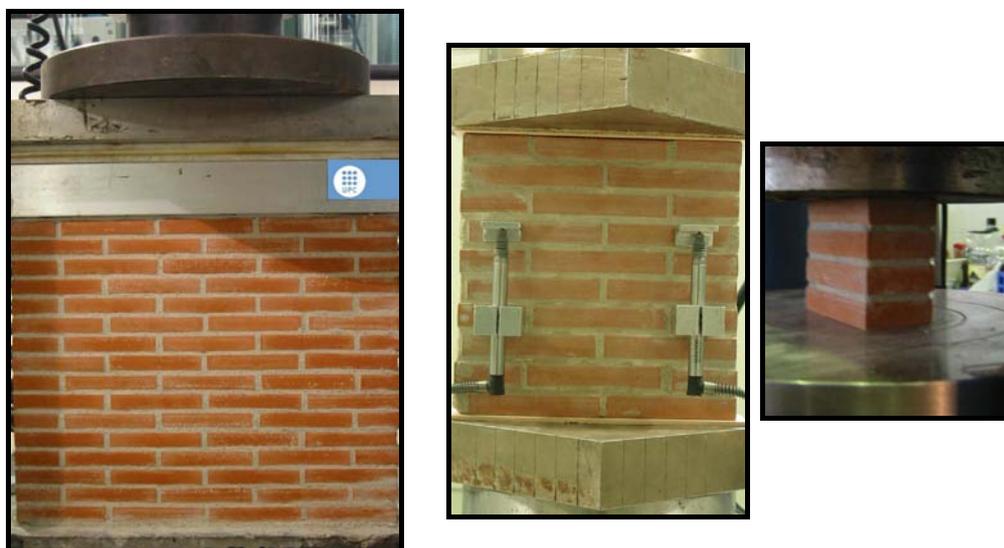
El EC-6 (1997) presenta un factor reductor por esbeltez para muros de fábrica sometidos a carga vertical el cual se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$N_{Rd} = \frac{\Phi_i \cdot t \cdot f_k}{\gamma_m} \quad \text{Ecuación 4. 1}$$

Donde, N_{Rd} es la resistencia de cálculo por unidad de longitud; Φ_i factor reductor por efecto de esbeltez; f_k la resistencia característica de la fábrica obtenida de la norma EN-1052-1 (1999); γ_m es el coeficiente parcial de seguridad del material y t el espesor del muro.

La reducción por esbeltez derivada de la formulación del eurocódigo 6, aporta valores muy conservadores, es decir muy inferiores al valor real. Claramente se pudo comprobar lo anteriormente expuesto ya que al comparar los resultados de los paneles completos ensayados a compresión (campañas II y

III) con los resultados obtenidos de aplicar esta reducción el resultado fue muy inferior.



Muro Completo a compresión

Ensayo EN 1052-1 (1999)

Probeta simple 4 ladrillos

Figura 5. 13 [Diferentes ensayos a compresión realizados]

El método que se propone y con el cual se obtuvo la resistencia a compresión de la fábrica es básicamente una ampliación de la norma europea actual (EN-1052-1: 1999).

La propuesta consiste en obtener la resistencia a compresión mediante una curva de tendencia sobre probetas de varios tamaños. Uno de los tipos de probetas es el de la normativa (EN-1052-1: 1999), que a pesar de su tamaño y los inconvenientes que acarrea, aporta muy buenos resultados (E , f_{cm}). Con los resultados de la resistencia a compresión obtenida y la relación inversa de la esbeltez ($1/\text{esbeltez}$) se traza una gráfica y se determina la resistencia de la fábrica a partir de la regresión lineal.

La Tabla 5. 2 y la Figura 5. 14 muestran el análisis empleado para obtener la resistencia a compresión (f_{cm}) para los muros de escala 1:4.

	Probeta de compresión			Relación de esbeltez h/t	$\frac{1}{\text{esbeltez}}$	Resistencia a compresión media (MPa)
	h (mm)	b (mm)	t (mm)			
Muro Completo	252,5	300	35	7,21	0,14	11,39
Ensayo EN 1052-1 (1999)	147,5	150	35	4,21	0,24	17,53
probeta simple 4 ladrillos	57,5	72,5	35	1,64	0,61	24,66

Tabla 5. 2 [Probetas de compresión a escala 1:4 de diferentes dimensiones]

Se observa en la Figura 5. 14 que el valor de la resistencia (f_{cm}) para el panel completo es muy cercano al obtenido en la línea de tendencia de rotura biaxial (Figura 3.39).

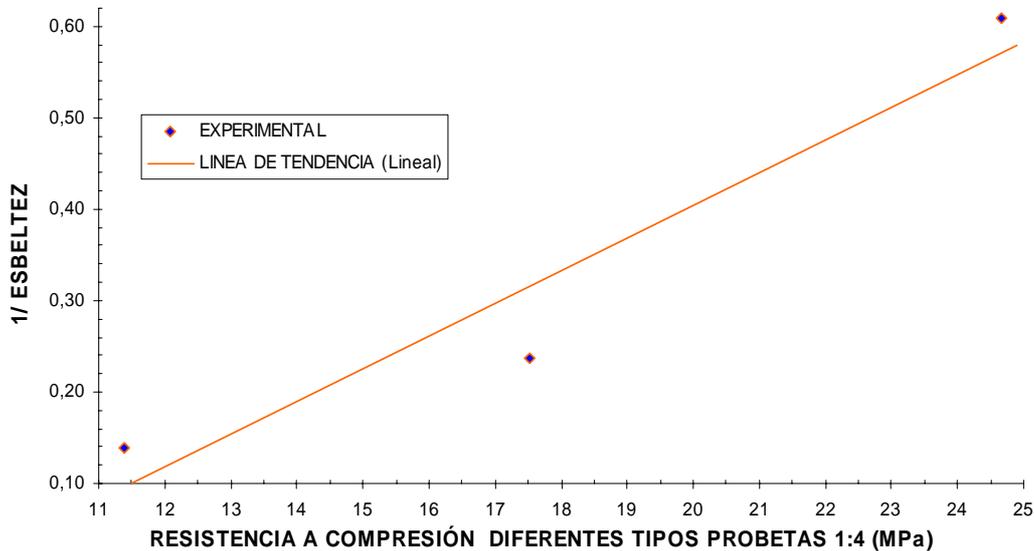


Figura 5. 14 [Variación de la resistencia a compresión con respecto a la esbeltez escala 1:4]

Esta propuesta se evaluó con otros ensayos. Primero, con las probetas de la campaña experimental I (escala real). Aunque se dispone de pocos tipos de probetas, el valor obtenido de línea de tendencia para el muro completo es satisfactorio. La segunda comprobación del método se realizó con los resultados de una campaña muy completa efectuada por Camacho et. al. (2000) sobre probetas de obra de fábrica de ladrillo a diferentes tamaños y escalas (1:1, 1:3, y 1:5).

La Tabla 5. 3 y la Figura 5. 15 muestra los valores de las probetas, la relación de esbeltez y resistencia a compresión (f_{cm}) obtenida en la campaña I.

	Probeta de compresión			Relación de esbeltez h/t	1/ esbeltez	Resistencia a compresión probeta (MPa)
	h (mm)	b (mm)	t (mm)			
Probeta simple 4 hiladas	230	290	140	1,64	0,61	16,48
probeta cúbica 4 hiladas	230	290	290	0,79	1,26	22,49

Tabla 5. 3 [Probetas de compresión a escala 1:1 de diferentes dimensiones]

En la regresión lineal de la Figura 5. 15, el valor de la resistencia a compresión obtenida con el tamaño de las paredes empleadas en la campaña experimental I es de 11,97 MPa; a pesar de contar con solo dos probetas, el resultado es muy cercano al obtenido en los ensayos biaxial (Figura 5. 3).

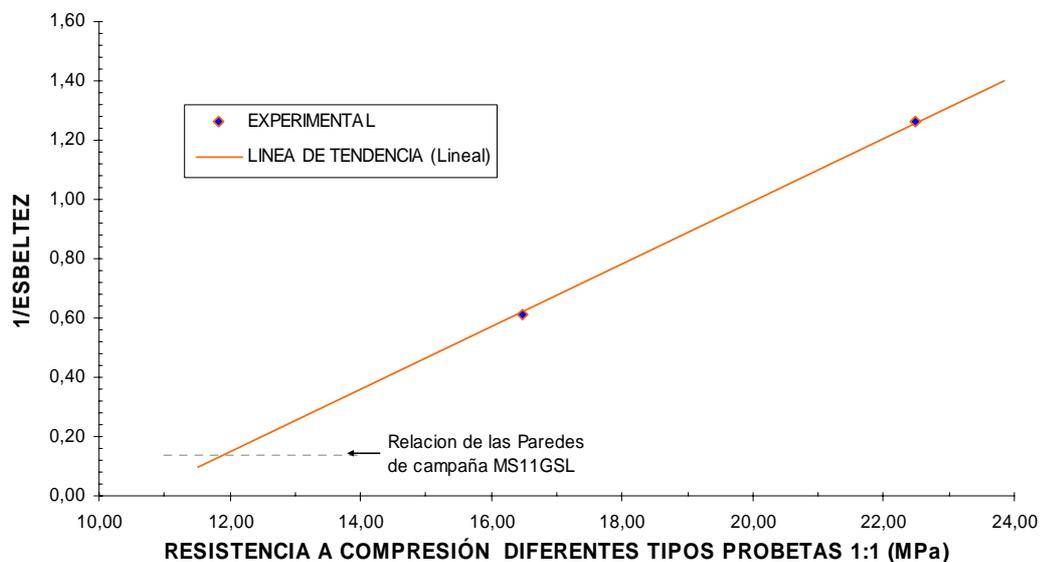


Figura 5. 15 [Variación de la resistencia a compresión con respecto a la esbeltez escala 1:1]

Aplicando la metodología propuesta a la extensa campaña realizada por Camacho et. al. (2000) sobre un gran número de probetas a compresión con diferentes relaciones de esbeltez (4) y a escalas diferentes (1:1, 1:3 y 1:5), se obtienen resultados muy semejantes a los valores de resistencia de las paredes a escala. La Tabla 5. 4 y Figura 5. 16 resume los cálculos aplicados a los resultados de Camacho et. al. (2000)

	Probeta de compresión			Relación de esbeltez h/t	$\frac{1}{\text{esbeltez}}$	Resistencia a compresión probeta (MPa)
	h (mm)	b (mm)	t (mm)			
Muro Completo 1:1	900	900	140	6,43	0,16	4,45
Prisma de 4 bloques 1:1	600	290	140	4,29	0,23	5,09
Prisma de 3 bloques 1:1	450	290	140	3,21	0,31	5,95
Prisma de 2 bloques 1:1	300	290	140	2,14	0,47	6,59
Muro Completo 1:3	300	300	47	6,43	0,16	5,22
Prisma de 4 bloques 1:3	200	97	47	4,29	0,23	6,88
Prisma de 3 bloques 1:3	150	97	47	3,21	0,31	9,36
Prisma de 2 bloques 1:3	100	97	47	2,14	0,47	10,46
Muro Completo 1:5	180	180	28	6,43	0,16	6,10
Prisma de 4 bloques 1:5	120	58	28	4,29	0,23	7,31
Prisma de 3 bloques 1:5	90	58	28	3,21	0,31	8,49
Prisma de 2 bloques 1:5	60	58	28	2,14	0,47	9,39

Tabla 5. 4 [Probetas de compresión a diferentes escalas de diferentes dimensiones (Camacho et. al. 2000)]

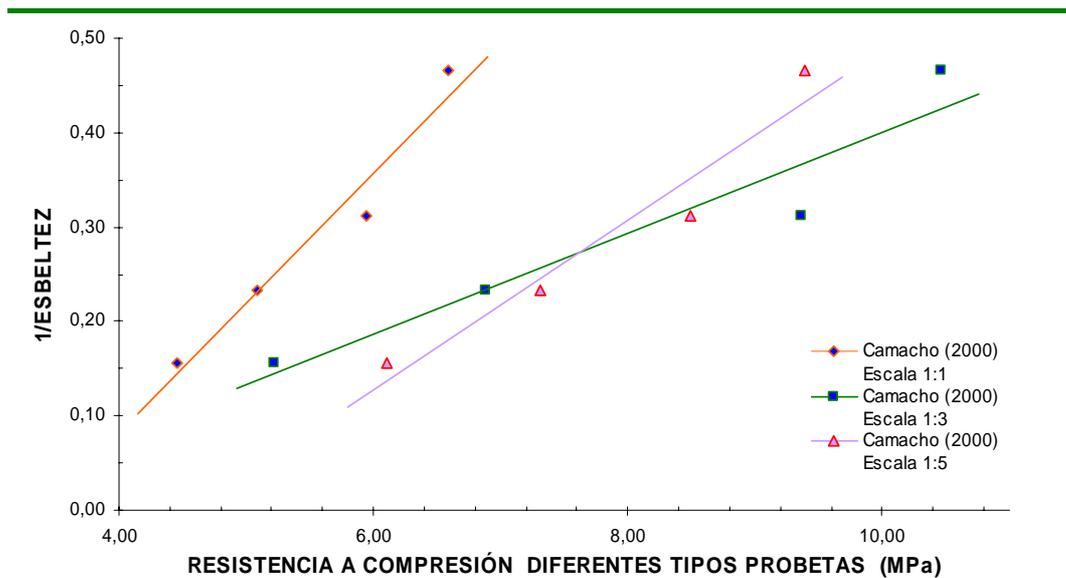


Figura 5. 16 [Variación de la resistencia a compresión con respecto a la esbeltez ensayos a compresión realizado por Camacho et. al. 2000]

5.4 ANÁLISIS DE SEMEJANZA Y COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE PAREDES A DISTINTAS ESCALAS

El análisis de las campañas experimentales sobre muros simples (apartado 5.2) evidenció un comportamiento análogo entre las diferentes campañas; sin embargo, una posible comparación directa entre los resultados a diferentes escalas no es del todo válida sin antes realizar un análisis de semejanza.

Resistencia		Campaña I MS11GSL	Campaña II MS14GSI	Campaña III MS14GSL
Compresión ladrillo (EN 772-1:2002)	f_b	50,06	78,11	78,11
Compresión ladrillo ¹	(N/mm ²)	50,06	46,86	46,86
Flexión ladrillo ²	f_{xb}	7,09	15,15	15,11
	(N/mm ²)			
Tracción del ladrillo (según EHE) ³	f_{tb}	3,40	3,93	3,93
Tracción del ladrillo (según EC-2) ³	(N/mm ²)	3,54	7,55	7,55
Compresión mortero (EN 1015-11 2000)	f_m	8,34	8,63	9,83
	(N/mm ²)			
Flexión mortero (EN 1015-11 2000)	f_{xm}	2,68	3,08	3,03
	(N/mm ²)			
Uniaxial de corte (Tripleta) ⁴	c	0,27	0,22	0,23
	(N/mm ²)			
Biaxial de corte (EN 1052-3 2003) (cohesión)	c	0,41	0,46	0,46
	(N/mm ²)			
Biaxial de corte (EN 1052-3 2003) (Coeficiente de fricción)	μ	0,98	0,82	0,82
Biaxial de corte (EN 1052-3 2003) (ángulo de rozamiento interno)	α	35,37	39,35	39,35
Compresión fábrica (4 hiladas cúbica) ⁵		22,49	-	-
Compresión fábrica (4 ladrillos)	f_{cm}	16,48	22,82	24,66
	(N/mm ²)			
Compresión fábrica (EN 1052-1 1999)		-	17,53	17,53
Compresión fábrica (muro completo)		-	11,51	11,39

¹ Esta resistencia fue calculada como explica el anexo A mediante la obtención de un factor de escala.

² No existe normativa, ver anexo D.

³ Formula propuesta por EHE y EC-2 que relaciona tracción con flexión.

⁴ Mediante tripletas sometidas a carga uniaxial. ⁵ resultados en anexo E.

Tabla 5. 5 [Comparación de los resultados sobre elementos y pequeños ensamblajes de campañas I-II-III]

Los resultados de los ensayos sobre los elementos y sobre pequeños ensamblajes (Tabla 5. 5), revelan diferencias importantes entre las campañas a distintas escalas, pero también muestra pequeñas diferencias entre campañas a igual escala. Estas diferencias notables, principalmente en la resistencia del ladrillo (f_b, f_{xb}, f_{tb}) y en menor grado en la del mortero (f_m, f_{xm}), son sin duda la causa que la semejanza entre los ensayos no sea directa.

Estos ensayos (Tabla 5. 5) pueden ser necesarios para determinar los valores de unas magnitudes en el modelo, que si cumplen con una serie de condiciones, nos permitirán obtener valores de estas u otras magnitudes de la estructura real. Las condiciones a cumplir por el modelo (paredes a escala reducida), tanto en su material como en su forma, dimensión y carga, en relación con las características análogas de la estructura real, se establecen por medio del análisis dimensional.

La deducción de los teoremas fundamentales en que se basa el análisis dimensional y por los que se rige la semejanza entre un modelo y su estructura real, ha sido objeto de múltiples publicaciones (Hosssdorf 1972, Langhaar 1980, Herranz 1989), donde de una u otra manera, la mayoría de los autores hacen referencia a los teoremas expuestos por Buckingham en 1914, también conocido como teorema de π .

Entrado de lleno en el tema, la Figura 5. 17a muestra la estructura real de la que conocemos su comportamiento y sus características. Supongamos que para determinar la carga de rotura horizontal, se utiliza un modelo reducido del muro (Figura 5. 17b) construido a una escala de longitud λ y cargada análogamente con una fuerza P_m . Aunque tenemos resultados de caracterización de los materiales para las dos escalas, obtenidos de manera experimental, son pruebas difícil de relacionarlas directamente con el comportamiento biaxial, solo se cuenta con una magnitud tanto en el muro real como en el modelo, que es la resistencia a compresión de la fabrica f_{cm} . Se debe aclarar, que la tensión de compresión no aparece en la Figura 5. 17, ya que es una variable igual en ambas escalas, por lo tanto, se puede excluir del análisis.

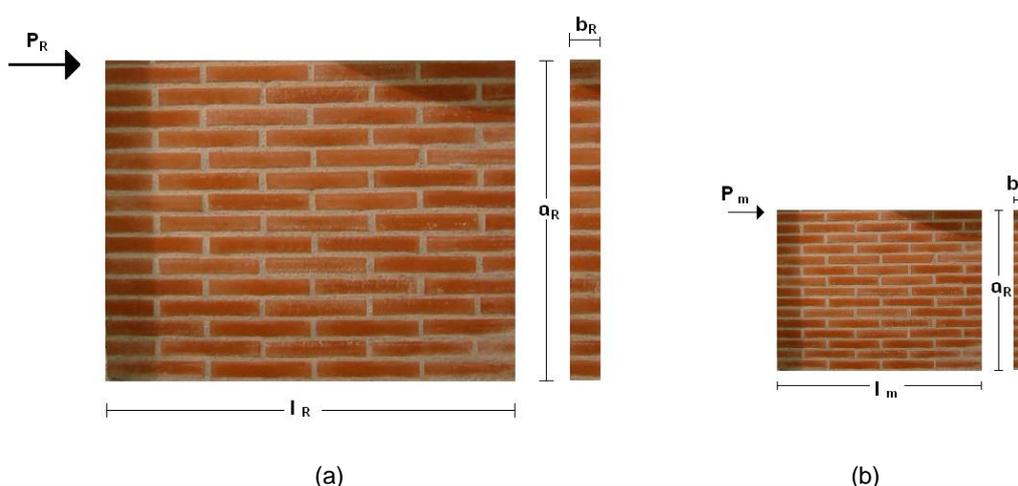


Figura 5. 17 [Esquema y magnitudes involucradas en el análisis dimensional]

Como se observa en el esquema de la Figura 5. 17, tanto en el muro real como en el modelo, intervienen las siguientes magnitudes: la longitud del muro l , la altura a y el ancho b de la sección del muro, la carga horizontal aplicada P y la resistencia a compresión de la fábrica f_{cm} . Todas estas funciones están enlazadas en el fenómeno investigado a través de la siguiente ecuación:

$$f_1(l, a, b, P, f_{cm}) = 0$$

Ecuación 5. 1

Si tomamos como unidades fundamentales del sistema que sirve para fijar las dimensiones de todas estas magnitudes, la longitud L y la fuerza F , la relación entre la carga P y las demás magnitudes puede expresarse por la otra función (f_2), que incluya todos los monomios adimensionales independientes. La formación de estos monomios se incluye en la siguiente matriz dimensional (Ecuación 5. 2):

	l	a	b	P	f_{cm}
L	1	1	1	0	-2
F	0	0	0	1	1

Ecuación 5. 2

La función f_2 es:

$$f_2\left(\frac{a}{l}, \frac{b}{l}, \frac{P}{f_{cm} \cdot l^2}\right) = 0$$

Combinándolos convenientemente podrían utilizarse otros monomios, pero solo hay tres que sean independientes entre sí. La forma de la función f_2 es desconocida, pero es idéntica tanto para la estructura real como para su modelo reducido, luego sus números π o monomios adimensionales análogos son iguales.

Como hemos llamado $\lambda = \frac{l_m}{l_R}$ a la escala de longitudes, entonces $\frac{a_m}{l_m} = \frac{a_R}{l_R}$

se deduce que $\frac{a_m}{a_R} = \frac{l_m}{l_R} = \lambda$ y análogamente con la otra longitud $\frac{b_m}{b_R} = \frac{l_m}{l_R} = \lambda$,

lo que se cumple, debido a que el modelo está construido geoméricamente a escala y cargado análogamente.

Pero es necesario relacionar las restantes magnitudes que faltan por considerar, lo cual se hace con el último monomio adimensional. Si

$\lambda_{f_{cm}} = \frac{f_{cm(m)}}{f_{cm(R)}}$, entonces $\frac{P_m}{f_{cm(m)} \cdot l_m^2} = \frac{P_R}{f_{cm(R)} \cdot l_R^2}$ por lo tanto se deduce que

$\lambda_p = \lambda_{f_{cm}} \cdot \lambda^2$ y de esta manera, el valor que relaciona la carga horizontal aplicada se obtiene de la siguiente expresión (Ecuación 5. 4):

$$P_m = P_R \cdot \lambda_{f_{cm}} \cdot \lambda^2 = P_R \cdot \left(\frac{f_{cm(m)}}{f_{cm(R)}} \right) \cdot \left(\frac{l_m}{l_R} \right)^2$$

Ecuación 5. 4

Donde la carga horizontal que se obtiene en las campañas a escala reducida (P_m), se relaciona con los ensayos de la campaña a escala real, mediante la Ecuación 5. 5; el valor de la resistencia a compresión de la fábrica, es el obtenido en los ensayos experimentales de cada una de las campañas.

$$P_R = \frac{P_m}{\left(\frac{f_{cm(m)}}{f_{cm(R)}} \right) \cdot \left(\frac{l_m}{l_R} \right)^2}$$

Ecuación 5. 5

Los valores obtenidos mediante el análisis de semejanza de las tres campañas completas, llevadas a un mismo nivel comparativo, que para nuestro caso es la escala real, se encuentran en la Tabla 5. 6.

f_{cm} (4 ladrillos) [MPa]	16,48	22,82	24,66
σ_n [MPa]	τ [MPa]		
	MS11GSL	Análisis de semejanza MS14GSI	Análisis de semejanza MS14GSL
0,29	-	0,18	-
0,57	-	0,31	-
0,89	0,48	0,37	0,36
0,89	0,48	-	-
1,19	-	-	0,43
1,49	0,66	0,68	0,57
1,49	0,68	-	-
1,93	-	-	0,69
2,38	0,81	1,11	0,88
2,38	0,85	-	-
2,68	-	-	0,91
2,98	1,10	1,22	0,98
2,98	1,14	1,24	-
3,33	-	-	0,97
3,87	1,23	1,28	1,09
4,29	-	-	1,15
4,76	1,45	1,44	1,16
4,76	-	1,49	-
5,36	-	-	1,50
5,94	1,11	1,87	1,48
7,14	-	2,51	-
8,57	-	2,24	-
9,05	-	2,07	1,16
10,00	-	1,69	-
10,95	-	0,52	-

Tabla 5. 6 [Comparación de los resultados de rotura biaxial obtenida en las campañas I, II y III a través del análisis de semejanza]

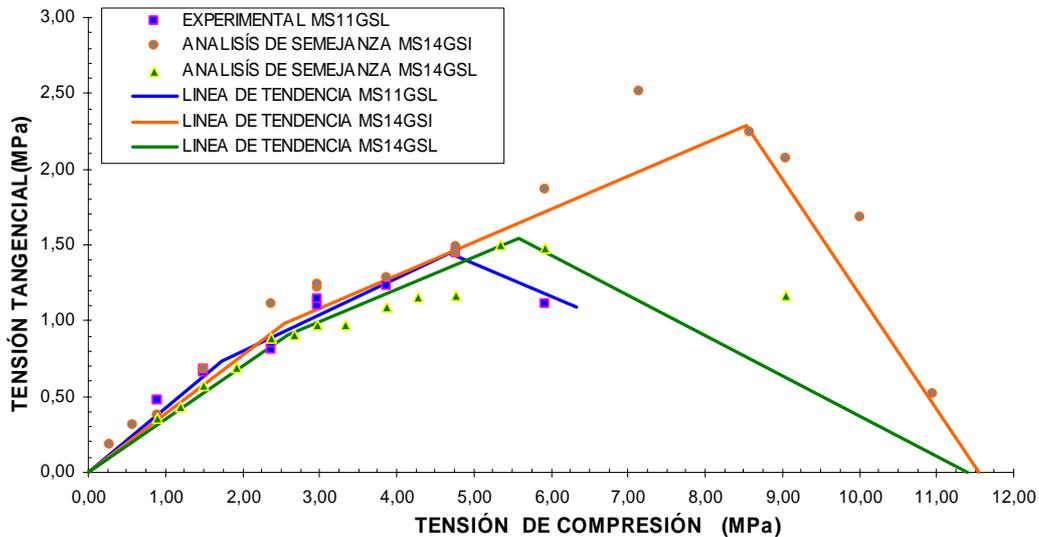


Figura 5. 18 [Comparación de las curvas de tendencia rotura biaxial obtenida en las campañas I, II y III a través del análisis de semejanza]

Como se observa en la Figura 5. 18, la tendencia media después del análisis de semejanza, revelan grandes similitudes entre las campañas experimentales. Las curvas de rotura biaxial en muros a los cuales se permitió el giro libre (MSGSL), son prácticamente idénticas; la única diferencia se presenta en el tramo de rotura por compresión. Como se ha comentado anteriormente, esta diferencia se debe básicamente a que la mayor parte de los ensayos de la campaña experimental I (MS11GSL) presentaron rotura por deslizamiento de juntas o rotura por tracción de los ladrillos, y solo unos pocos muros experimentaron rotura por compresión debido a la capacidad máxima del gato vertical. Por lo tanto, la línea de tendencia obtenida en el tramo de rotura por compresión, puede tener una pequeña inexactitud, debida a la falta de un número de datos más representativo.

Por otro lado, al comparar las campañas (Figura 5. 18) con giro superior libre (MSGSL) y giro superior impedido (MSGSI), presentan un comportamiento casi idéntico hasta cierto nivel de tensión. El tramo de rotura por deslizamiento de juntas, y gran parte del tramo de rotura por tracción de los ladrillos son iguales. Los muros a los que se les impide el giro, alcanzan tensiones mayores, presentando el mismo tipo de rotura (rotura por tracción de los ladrillos) y manteniendo la misma tendencia.

Individualmente los resultados por campañas presentan una clara interpretación. La tendencia entre los esfuerzos de compresión y corte en rotura, es la de concentrarse en tramos rectos para luego decrecer hasta la ruptura. Las ecuaciones de dichos tramos son de la forma $\tau = k_1 \cdot \sigma + k_2$

donde k_1 y k_2 son constante propias de los ensayos, se resumen en la Tabla 5.7.

	$\tau = k_1 \cdot \sigma + k_2$	MSGSL	MSGSI
Rotura por deslizamiento de juntas	k_1	0,3536	
	k_2	0,0625	
Rotura por tracción de los ladrillos	k_1	0,2358	
	k_2	0,3105	
Rotura por compresión	k_1	-0,2902	-0,8162
	k_2	3,3086	9,3048

Tabla 5.7 [Constantes de la ecuación de comportamiento para los muros con giro superior libre y giro superior impedido]

En cuanto a la deformación longitudinal E , las diferentes normativas la relacionan directamente con la resistencia característica a compresión de la fábrica; el Eurocódigo 6 (1997) permite estimar aproximadamente E como $1000 f_{cm}$; la NBE FL-90 (1990) estima para el cálculo de E como $f_{cm} / (\varepsilon \cdot 2,5)$ donde ε para ladrillo macizo es 0,00063, lo cual nos da una estimación de $635 f_{cm}$. Las consideraciones de nuestras normativas con lleva al error al no considerar diferentes características de los materiales. Observando los valores de la deformación longitudinal tanto en los resultados obtenidos bajo la normativa EN 1052-1 (1999) como los valores de la tendencia de los muros de las diferentes campañas (Figura 5.19) la estimación de E es aproximadamente de $200 f_{cm}$, un valor muy inferior al de las normativas.

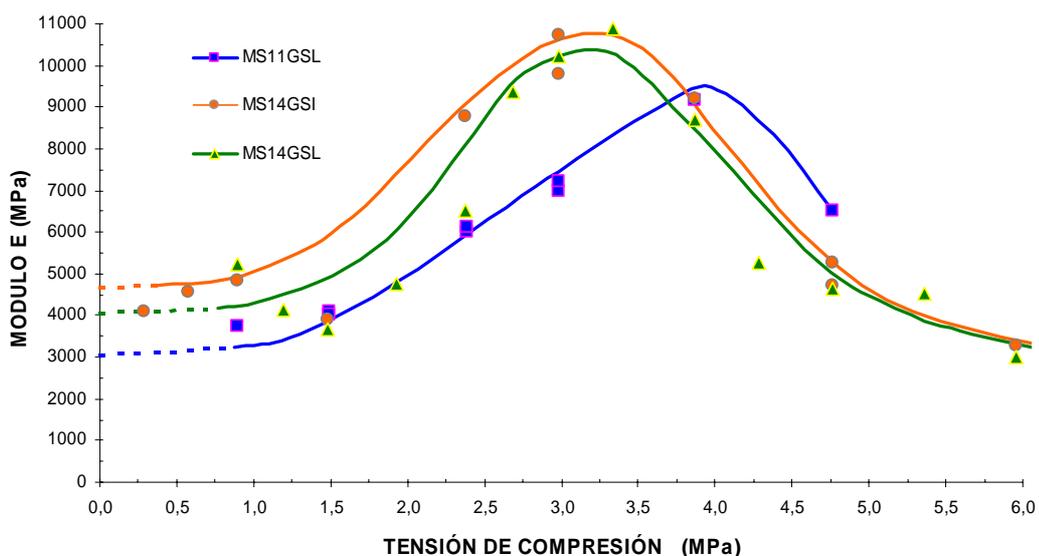


Figura 5.19 [Comparación entre las campañas de muros simples de la variación del módulo de deformación con el grado de tensión vertical de compresión]

Otro asunto a considerar es el aporte o no del mortero en las juntas verticales bajo la acción de carga biaxial. Se observa en la Figura 5. 10, análisis campaña experimental V, que el comportamiento a rotura biaxial de muros con mortero y sin mortero en las juntas verticales, es exactamente el mismo; por lo tanto, su aporte se puede considerar mínimo. Muy Pocos autores han estudiado este efecto, uno de ellos es Mann & Müller (1971), quienes para su teoría de falla bajo tensiones tangenciales, asumieron que las juntas verticales no pueden transmitir tensiones tangenciales, lo que equivale a reconocer que no hay carga presente que produzca fricción. La causa puede ser consecuencia tanto a un insuficiente relleno de estas juntas, como por la fisuración debida a la retracción.

5.5 COMPARACIÓN CON CRITERIOS EXISTENTES

A continuación se realiza una comparación entre los resultados obtenidos en las campañas experimentales y los resultados de las distintas teorías descritas en el capítulo 2. Se recalca que no todos los criterios mostrados en el capítulo 2 son aplicables a nuestro caso. De hecho existen algunos criterios, como el de Lourenço (1994) o el de Yokel y Fatal (1976) que no son aplicables, o bien porque el criterio depende de un número de parámetros desconocidos en nuestro caso (como las energías de fractura) o porque las condiciones del ensayo no son comparables con las nuestras.

Las siguientes gráficas, recapitulan los resultados de muros simples con giro superior libre (Figura 5. 20) y muros simples con giro superior impedido (Figura 5. 21), utilizando las propuestas de los diferentes criterios y normativas próximas; de esta manera, se pueden valorar las diferencias entre ellas.

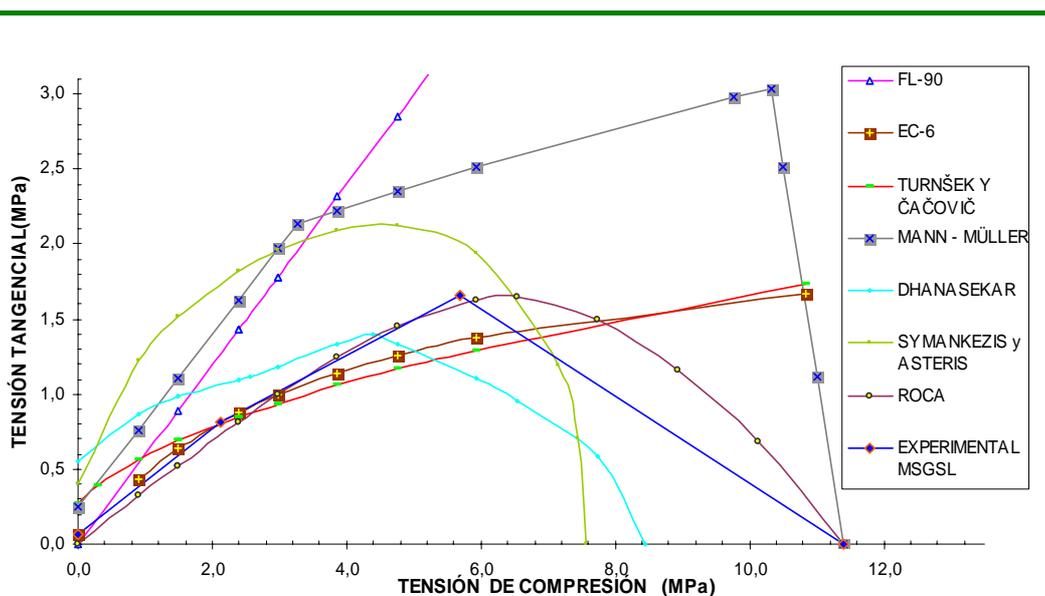


Figura 5. 20 [Comparación gráfica entre los distintos criterios y normativas próximas, con los resultados de la campaña de muros simples con giro superior libre (MSGSL)]

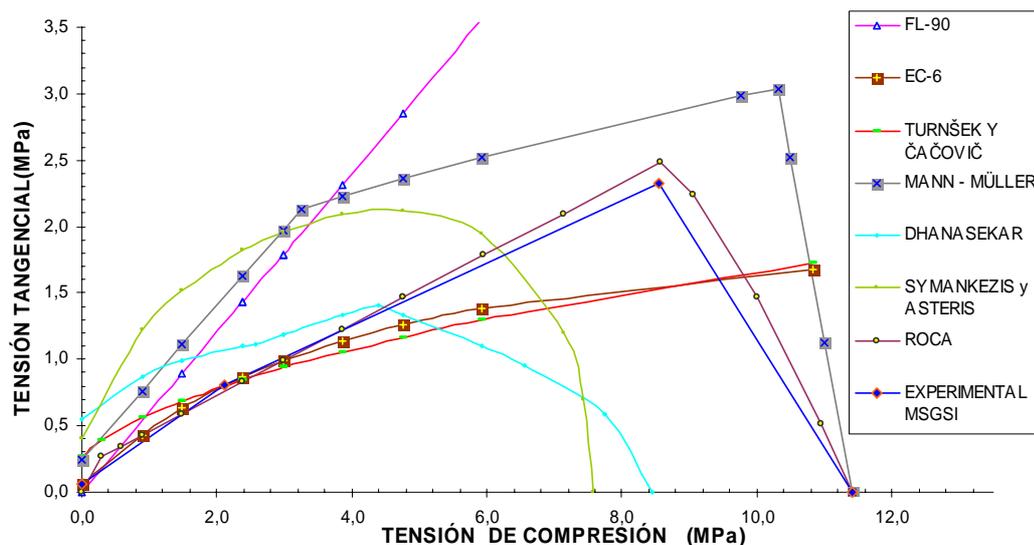


Figura 5. 21 [Comparación gráfica entre los distintos criterios y normativas próximas, con los resultados de la campaña de muros simples con giro superior impedido (MSGSI)]

5.6 VALORACIÓN DE LOS CRITERIOS

Los criterios de tipo teórico, como el de la Norma FL-90, el eurocódigo 6 o el criterio de Turnšek y Čačovič, se asemejan en la medida que se ajustan los parámetros de los que dependen, como las resistencias a compresión y tracción de la obra de fábrica ó la cohesión y el ángulo de fricción de las juntas.

Dentro de las normativas próximas, el eurocódigo 6, en comparación a los resultados experimentales de esta investigación obtenidos tanto para muros con giro superior libre o impedido, es el mas próximo a los resultados. Para tensiones inferiores a 2,00 MPa, en las cuales trabaja normalmente la obra de fábrica, el comportamiento es casi idéntico. Para tensiones mayores a 2,00 MPa, está siempre del lado de la seguridad. Contrariamente, la normativa española FL-90, es la que menos se ajusta a los resultados experimentales; con razón, distintos autores han criticado el uso del criterio de Rankine, en cuyos fundamentos se basa esta normativa, y han empleado de forma general el criterio de Morh - Coulomb para aplicar sus propuestas (Yokel y Fattal-1976, Ganz y Thurlimann-1983).

De las comparaciones con los criterios de tipo empírico en términos de tensiones relativas a las juntas, como los de Dhanasekar et. al. (1985) y Syrmankezis et. al. (2001), el ajuste no es del todo satisfactorio debido a que se basan en una campaña experimental distinta, y las constantes de la ecuación de rotura que proponen son fruto de dichos ensayos, aunque cualitativamente presentan una cierta semejanza.

El criterio de Mann y Müller es óptimo para la obtención de una envolvente de rotura, ya que diferencia claramente los tipos de rotura, aunque como se

observa en las gráficas anteriores (Figura 5. 20 y Figura 5. 21), sus valores están muy por encima de los del presente estudio. Se trata de una envolvente real, en la que se consideran distintos tipos de rotura y que cada uno de ellos está controlado por distintos parámetros resistentes. Así como otros criterios son válidos sólo para un tipo de rotura (deslizamiento de las juntas, rotura por tracción de los ladrillos o rotura por compresión), el de Mann y Müller, al igual que la presente investigación, los contempla todos. Sin embargo, el criterio que mejor se acomoda a los resultados de este estudio es el de Roca (2004); la envolvente cobija los tres tipos de rotura; su aproximación en la predicción de la capacidad última es muy cercana (Figura 5. 20 y Figura 5. 21) y la simplicidad en su cálculo lo hace una herramienta muy atractiva. Otra ventaja que presenta el método de Roca (2004), se debe a que es de los pocos métodos que tiene en cuenta las condiciones de contorno, es decir, diferencia el cálculo para muros con giro superior libre y giro superior impedido.

SEIS

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE PAREDES DE CARGA ANTE ACCIONES HORIZONTALES

6.1 INTRODUCCIÓN

El presente capítulo hace referencia al estudio del comportamiento de edificios de paredes de obra de fábrica de ladrillo a partir de las campañas experimentales reseñadas en el capítulo 4. El capítulo plantea como resultado una propuesta simple de cálculo para la predicción de la carga y el mecanismo de rotura bajo cargas laterales.

El método presentado parte de un criterio de rotura biaxial para paredes simples, con una extensión para predecir la carga de rotura sobre el conjunto de muros portantes.

Este método se valida mediante los resultados obtenidos en las campañas experimentales sobre edificios a escala reducida desarrolladas en el capítulo 4.

El método propuesto presenta ventajas debido a su sencilla operatividad, obteniendo resultados aproximados que bajo otros métodos requieren considerable esfuerzos de ordenador y con tiempo de preparación de datos.

6.2 FORMULACIÓN DEL MÉTODO

Los métodos de cálculo se han explicado claramente en el apartado 2.4 agrupados en cuatro categorías; análisis límite, análisis global mediante el método de los planos de rigidez, análisis de muros mediante sistemas reticulares equivalente y análisis mediante el método de los elementos finitos.

El método que se propone busca de forma sencilla predecir el mecanismo de rotura y la carga última cuando dichas paredes forman parte de la estructura portante de un edificio sometido a carga horizontal.

Este método es la ampliación de uno de los criterios de rotura biaxial para paredes simples, con una serie de hipótesis de mecanismo de rotura, pero considerando el trabajo del sistema de paredes.

El criterio de rotura biaxial que sirve de base para la formulación del método es el criterio propuesto por Roca (2004); tal como se pudo evidenciar en el análisis de las paredes simples ensayados a carga biaxial (Capítulo 5), es el método que más se acerca de los criterios estudiados; su aproximación en la predicción de la capacidad última es muy semejante a las envolventes experimentales de los muros ensayados (Figura 5. 20 y Figura 5. 21) y la simplicidad en su cálculo lo hace una herramienta muy atractiva; otra ventaja, es que es de los pocos métodos que tiene en cuenta las condiciones de contorno, es decir, diferencia el cálculo para muros con giro superior libre y giro superior impedido. Este criterio fue estudiado por Viviescas (2009), el cual ha confirmado de manera positiva las aproximaciones que este criterio formula.

El método propuesto se basa en la representación del estado de equilibrio mediante bielas y tirantes, las cuales representan la combinación de campos de tensiones de compresión y tracción en estado límite de rotura. Se distingue entre dos modelos tipos de cálculo: uno condicionado por la geometría y otro por el rozamiento.

Según el primer modelo de cálculo (modelo Tipo I), es posible hallar la fuerza horizontal que un panel individual de obra de fábrica será capaz de resistir, basándose en la supuesta formación de una biela rígida diagonal según el esquema de la Figura 6. 1.

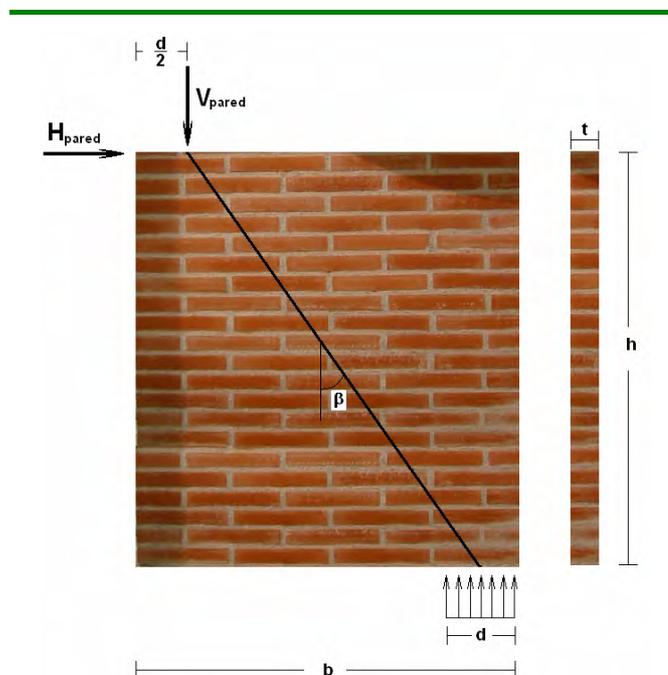


Figura 6. 1 [Mecanismo de rotura condicionado por la geometría – Modelo tipo I]

En primer lugar, es necesario determinar la longitud d de la base del muro que plastifica como consecuencia del estado tensional al que está sometido. Dicha distancia se puede hallar a partir de la resistencia a compresión de la obra de fábrica f_{cm} , de la reacción vertical V_{pared} aplicada a una distancia $d/2$ de la esquina del muro y del ancho t de dicho muro de la siguiente manera:

$$d = \frac{V_{pared}}{f_{cm} \cdot t}$$

Ecuación 6. 1

Intuitivamente se observa que el ángulo de la biela rígida con la vertical depende de la combinación de fuerzas verticales y horizontales que hacen posible ese mecanismo. De este modo, la fuerza horizontal H_{pared} que provoca la rotura del muro se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$H_{pared} = V_{pared} \cdot \tan \beta \cdot \frac{b-d}{h}$$

Ecuación 6. 2

donde β es el ángulo de la biela rígida con respecto a la vertical, b es el largo y h la altura de muro, como muestra la Figura 6. 1.

El otro modelo de cálculo (modelo Tipo II), recoge el efecto de difusión de fuerzas que se produce a lo largo de la diagonal principal del panel de obra de fábrica. De este modo, se considera un mecanismo de rotura formado por bielas y tirantes como muestra la Figura 6. 2. Se ha de hacer notar que para que el modelo sea realista, no se ha de superar la resistencia a tracción de la obra de fábrica en el tirante sometido a tracción.

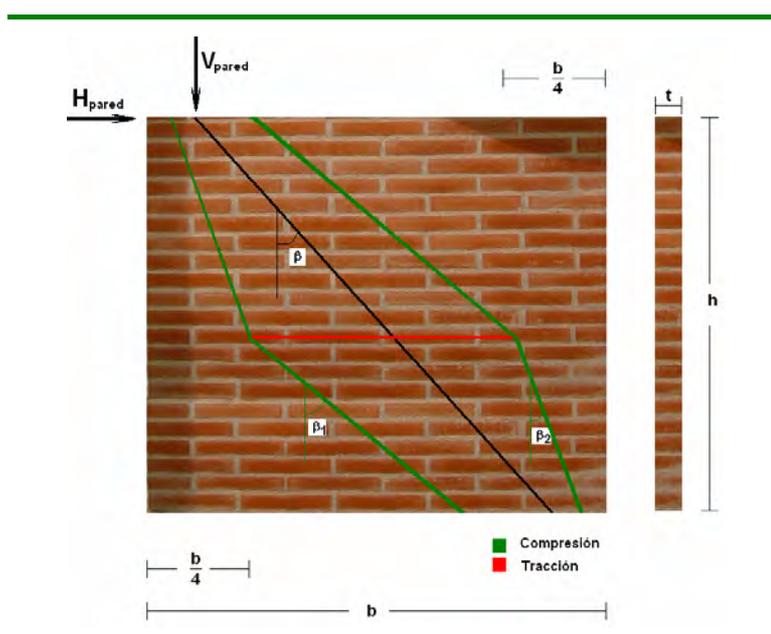


Figura 6. 2 [Sistema de bielas y tirantes utilizado por el modelo de cálculo para muros simples condicionado por el rozamiento - modelo Tipo II]

Por otro lado, el modelo en cuestión simula el comportamiento resistente de la obra de fábrica de ladrillo a partir de una ley del tipo Mohr-Coulomb, donde la resistencia a cortante (τ) se infiere en función de la tensión normal (σ) aplicada según:

$$\tau = \tan \phi \cdot \sigma + c = \left(\tan \phi + \frac{c}{\sigma} \right) = \sigma \cdot \tan \beta$$

Ecuación 6. 3

donde ϕ y c son el ángulo de rozamiento y la cohesión de la fábrica respectivamente.

Según el esquema de la Figura 6. 2, la fuerza horizontal H_{pared} que provoca la rotura del muro, se determina geoméricamente de la siguiente manera:

$$H_{pared} = \frac{V_{pared}}{2} \cdot \tan \beta_1 + \frac{V_{pared}}{2} \cdot \tan \beta_2$$

Ecuación 6. 4

donde β_1 y β_2 son los ángulos que forman las bielas comprimidas con la vertical. Se ha demostrado en Roca (2006) que un encaje adecuado de los valores de $\tan \beta_1$ y $\tan \beta_2$ es $\tan \beta_1 = \tan \beta$ y $\tan \beta_2 = \frac{1}{3} \tan \beta$, ello conlleva a la siguiente estimación:

$$H_{pared} = \frac{2}{3} \cdot V_{pared} \cdot \tan \beta$$

Ecuación 6. 5

Este encaje se ha comprobado mediante modelos numérico realizados por Viviescas (2009), los cuales ha válido de manera efectiva que es positivo para este tipo de modelos.

El procedimiento que se ha explicado hasta ahora, describe el comportamiento en rotura de paredes individuales de fábrica sometidas a un estado biaxial de tensiones. Cuando dichas paredes forman parte de la estructura portante de un edificio sometido a carga horizontal, el reparto de tensiones entre los distintos elementos estructurales hace que sólo algunos muros de carga lleguen hasta rotura. Por otro lado, el fallo de alguno de estos elementos verticales no implica el colapso de toda la estructura debido al efecto pórtico que es capaz de movilizar el edificio.

La estrategia de cálculo seguida para determinar la carga horizontal última, parte de la idea que en el momento previo al colapso se forman unas bielas rígidas en determinados muros de la estructura que provocan la ruina total del edificio.

En el caso que espacialmente los muros no estén alineados unos con otros dentro del modelo (como sucede en nuestros modelos experimentales), la estructura se simplifica considerando un pórtico plano que contiene todos los muros. A modo de ejemplo, si idealizamos los modelos ensayados para un posible colapso en la planta baja, se observa que en función del número de paredes que llegan a rotura, se pueden presentar tres modos de fallo estimados que provocan el colapso de toda la estructura; este colapso, también puede presentarse de igual forma en alguno de los pisos superiores.

La Figura 6. 3 y Figura 6. 4 muestran la idealización de los posibles mecanismos de rotura para las dos configuraciones en planta que se ensayaron.

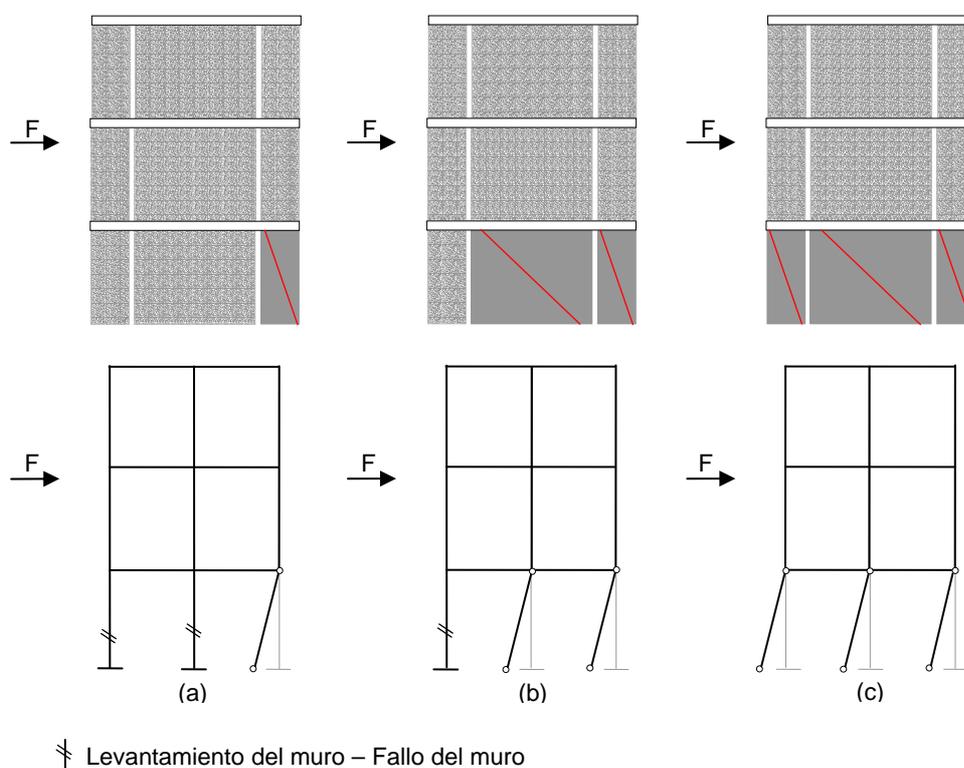


Figura 6. 3 [Idealización de los tres posibles mecanismos de rotura considerados que provocan la ruina del modelo de edificio con muro central equidistante a los ejes]

El mecanismo que realmente determina la rotura depende de la rigidez del forjado, el módulo de deformación e inercia, la geometría (luces) y la carga vertical entre otros. A mayor rigidez mas posibilidad de movilizar mecanismos mas resistentes.

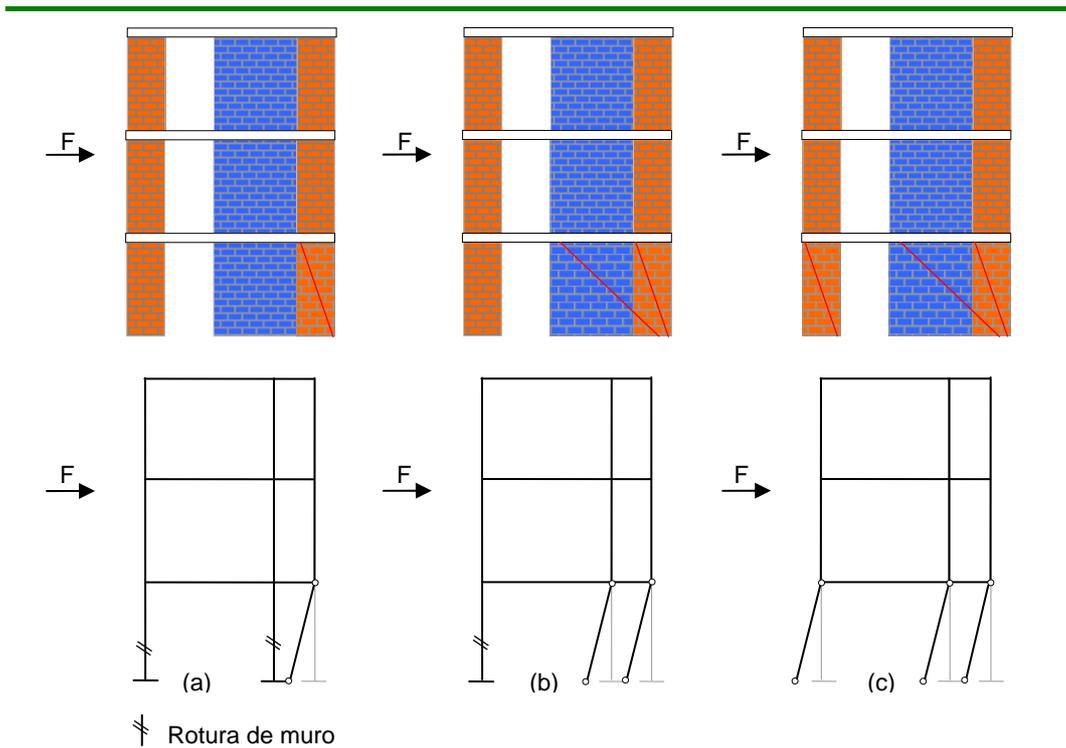


Figura 6. 4 [Idealización de los tres posibles mecanismos de rotura considerados que provocan la ruina del modelo de edificio con muro central colindante a un eje]

La Figura 6. 5 muestra el esquema de las fuerzas que actúan en el plano del pórtico para los dos tipos de distribución en planta; donde F es la fuerza total que es capaz de resistir el edificio, P_i hace referencia a la carga horizontal estática (sismo o viento) que recibe cada piso del modelo; η_i es el factor de distribución de la fuerza total F que se asigna a cada forjado y el cual ya ha sido definido en el capítulo 4; H_i y V_i son las reacciones horizontales y verticales en la base de los muros de planta baja que son movilizados por la carga horizontal F .

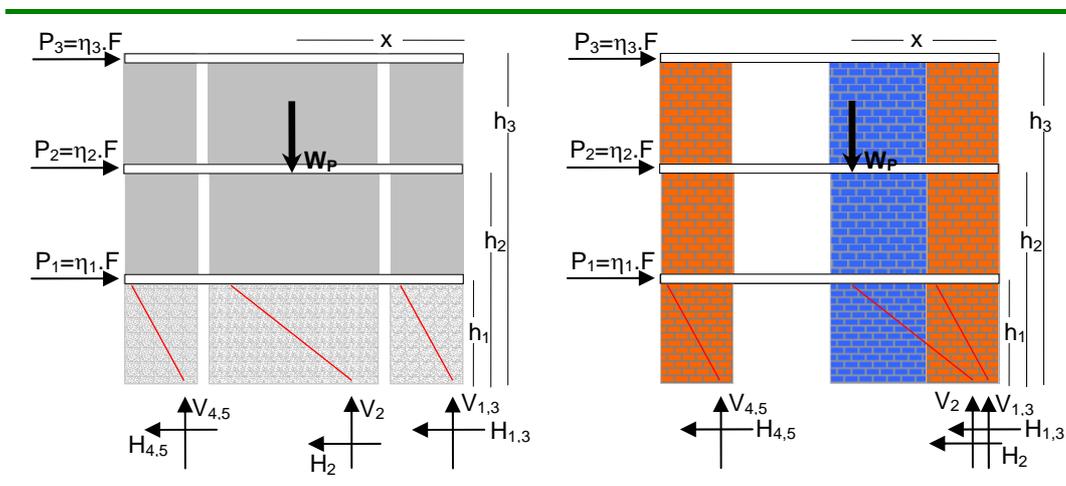


Figura 6. 5 [Esquema de cargas considerado en el equilibrio global]

Para hallar la carga última horizontal F que resistirá el modelo de edificio, será necesario determinar el modo de fallo, de entre todas las posibles hipótesis, que compatibilice el equilibrio global de la estructura con la resistencia última de los muros movilizados. De este modo, para cada uno de los mecanismos que provocan el colapso del edificio, se tendrá que verificar que la carga F que está en equilibrio global dentro de la estructura; no se debe introducir valores de F_i que provoquen la rotura de los muros movilizados. En virtud de los teoremas de colapso plástico, en el momento que uno de los mecanismos cumpla con las dos condiciones anteriores de manera simultánea, se habrá dado con una cota inferior de la carga de rotura del edificio.

La condición de equilibrio global se impone con las tres ecuaciones siguientes (suma de fuerzas horizontales, suma de fuerzas verticales y suma de momentos iguales a cero):

$$W_p = \sum_{i=1}^n V_i$$

Ecuación 6. 6

$$\sum_{i=1}^n P_i = \sum_{i=1}^n F \cdot \eta_i = \sum_{i=1}^n F_i$$

Ecuación 6. 7

$$\sum_{i=1}^n V_i \cdot x_i + \sum_{i=1}^n F \cdot \eta_i \cdot h_i = W_p \cdot x$$

Ecuación 6. 8

Por otro lado, la condición de rotura en los muros movilizados por el mecanismo se introduce de la siguiente manera:

$$F_i \leq F_{i,pared} = K \cdot V_i$$

Ecuación 6. 9

El valor de la variable K está condicionado por la envolvente de rotura teórica, obtenida de aplicar los modelos de cálculo Tipo I y Tipo II para paneles individuales de fábrica. De este modo, para los valores de V_i correspondientes al criterio de cálculo Tipo I, la variable K se expresa como:

$$K = \frac{b-d}{h}$$

Ecuación 6. 10

Donde b y h largo y altura respectivamente del muro movilizado y d la zona de la base de dicho muro que plastifica, cuyo valor se puede determinar a partir de la Ecuación 6. 1.

Sin embargo, para el resto de valores de V_i de la envolvente de rotura, donde la rotura de la pared de obra de fábrica está gobernada por el criterio de cálculo Tipo II, la variable K se expresa como:

$$K = \frac{2}{3} \cdot \tan \beta$$

Ecuación 6. 11

Donde $\tan \beta$ asumiendo un comportamiento Mohr-Coulomb se expresa en términos del ángulo de rozamiento (ϕ), de la cohesión de la obra de fábrica (c) y de la tensión normal aplicada (σ)

$$\tan \beta = \left(\tan \phi + \frac{c}{\sigma} \right)$$

Ecuación 6. 12

y el valor de la constante ($\frac{2}{3}$) según se ha comprobado en Viviescas (2009), es una muy buena estimación para un gran número de casos (muros de pequeños espesores o muros altamente cohesivos).

La aplicación de este método de análisis precisa la formación de rótulas plásticas junto a la formación de bielas diagonales entre las mismas. Además, cuando el mecanismo utilizado moviliza más de un muro, la formación de dichas bielas ha de ser simultánea.

6.3 APLICACIÓN DEL MÉTODO EN LOS EDIFICIOS ENSAYADOS

El método formulado se aplicará a los modelos ensayados a escala reducida (1:4) a fin de apreciar los alcances del método propuesto para la predicción de la carga y mecanismo de rotura.

A continuación se presentan para cada una de las tres campañas experimentales realizadas en esta investigación, las diferentes hipótesis para la aplicación del método propuesto; el cálculo numérico completo se encuentra desarrollado de forma amplia en el anexo H.

6.3.1 CAMPAÑA EXPERIMENTAL VI EDIFICIO DE PAREDES DE MORTERO EN MASA DE TRES PLANTAS

Las figuras a continuación son los esquemas de distribución de las cargas empleadas en las diferentes hipótesis de la campaña experimental VI (La distribución de la carga vertical como horizontal se encuentra explicado en el apartado 4.4 y en el anexo G):

La Figura 6. 6 se aprecia el reparto de cargas verticales por áreas aferentes en porcentajes si están transmitiendo carga o no, dependiendo del mecanismo de rotura considerada.

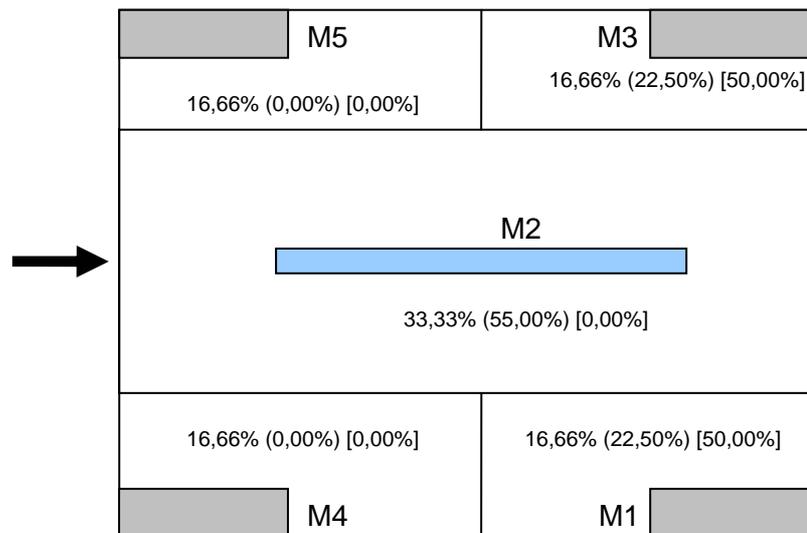


Figura 6. 6 [Esquema de distribución de carga vertical por áreas aferentes - campaña VI]

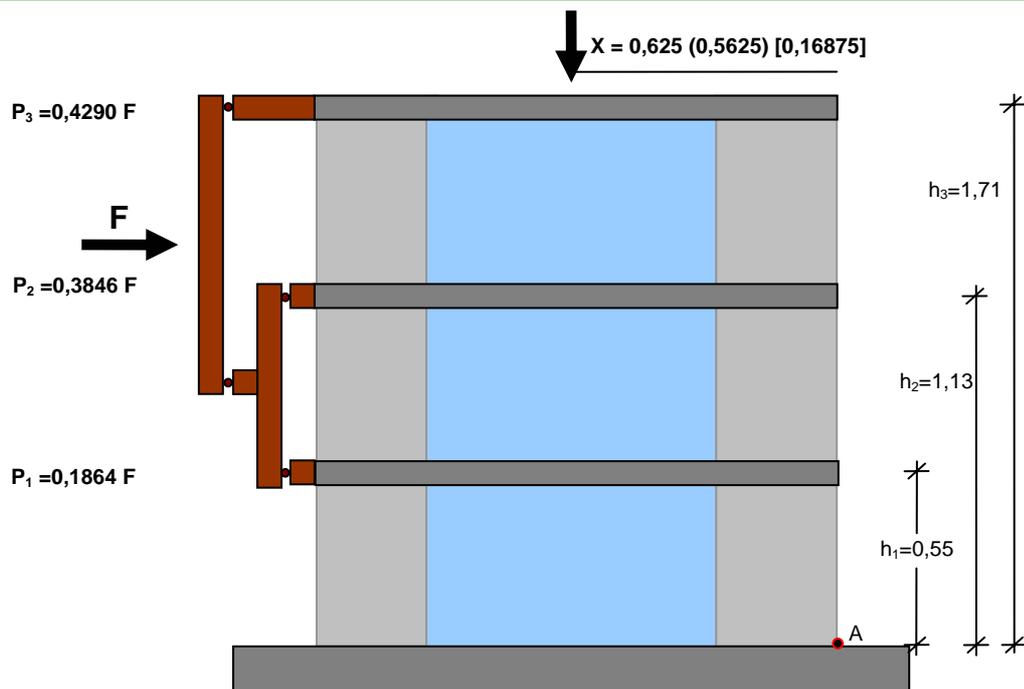


Figura 6. 7 [Esquema de distribución de la carga vertical y horizontal campaña VI]

- **HIPÓTESIS 1: El edificio falla por los cinco muros de la planta baja.**

Teniendo en cuenta la geometría de este modelo como se muestra en las Figura 6. 6 y Figura 6. 7 tomando como peso específico para el hormigón armado y los muros de mortero en masa 24 kN/m^3 y 18 kN/m^3

respectivamente, se calcula el peso propio de los distintos elementos estructurales y el peso de la sobrecarga como se resume en la Tabla 6. 1.

	Carga Total Estimada (kN)
FORJADO	9,45
MURO DE MORTERO SECCIÓN (0,6991 X 0,0350)	0,45
MURO DE MORTERO SECCIÓN (0,3375 X 0,0725)	1,81
SOBRE PESO PISO 3	9,25
SOBRE PESO PISO 2	12,19
SOBRE PESO PISO 1	12,41
PESO TOTAL QUE RECIBEN MUROS DE LA CIMENTACIÓN	44,56

Tabla 6. 1 [Evaluación de carga total que reciben los muros de la cimentación Campaña experimental VI]

Bajo esta hipótesis la carga vertical total se reparte según los porcentajes presentados en la Figura 6. 6, donde la reacción vertical V para cada una de las paredes se presenta en la Tabla 6. 2:

	V (kN)
MUROS SIMPLE - $V_{1,3,4,5}$ c/u	$44,56 * 0,1666 = 7,43$
M. FLAMENCO - V_2	$44,56 * 0,3334 = 14,86$

Tabla 6. 2 [Reacción vertical V de cada muro campaña VI – hipótesis 1]

Bajo la hipótesis 1 supuesta se obtiene que el edificio no colapsa por la rotura de los muros, sino que el edificio gira al superar una fuerza horizontal (F) de 21,83 kN (cálculos completos apartado H.1.1).

- **HIPÓTESIS 2: El edificio falla por tres muros de la planta baja.**

Bajo esta hipótesis la carga vertical total se reparte solo en los tres muros (M1-M2-M3) según los porcentajes presentados en la Figura 6. 6, donde la reacción vertical V para cada uno de las paredes se presenta en la Tabla 6. 3.

	V (kN)
MUROS SIMPLE - $V_{1,3}$ c/u	$44,56 * 0,225 = 10,03$
M. FLAMENCO - V_2	$44,56 * 0,55 = 24,51$

Tabla 6. 3 [Reacción vertical V de cada muro campaña VI – hipótesis 2]

Bajo la hipótesis 2 supuesta se obtiene que el edificio no colapsa por la rotura de los muros, sino que el edificio gira al superar una fuerza horizontal (F) de 14,52 kN (cálculos completos apartado H.1.1).

- **HIPÓTESIS 3: El edificio falla por dos muros de la planta baja.**

Bajo esta hipótesis la carga vertical total se reparte solo en los dos muros (M1-M3) según los porcentajes presentados en la Figura 6. 6, donde la reacción vertical V para cada uno de las paredes se presenta en la Tabla 6. 4.

	V (kN)
MUROS SIMPLE - V_{1Y3} c/u	$44,56 * 0,50 = 22,28$

Tabla 6. 4 [Reacción vertical V de cada muro campaña VI – hipótesis 3]

Bajo la hipótesis 3 supuesta se obtiene que el edificio no colapsa por la rotura de los muros, sino que el edificio gira al superar una fuerza horizontal (F) de 5,78 kN (cálculos completos apartado H.1.1).

6.3.2 CAMPAÑA EXPERIMENTAL VII EDIFICIO DE PAREDES DE OBRA DE FABRICA DE LADRILLO DE DOS PLANTAS

Las figuras a continuación (Figura 6. 8 y Figura 6. 9) presentan los esquemas de distribución de las cargas empleadas en las diferentes hipótesis de la campaña experimental VIII a fin de predecir la carga última.

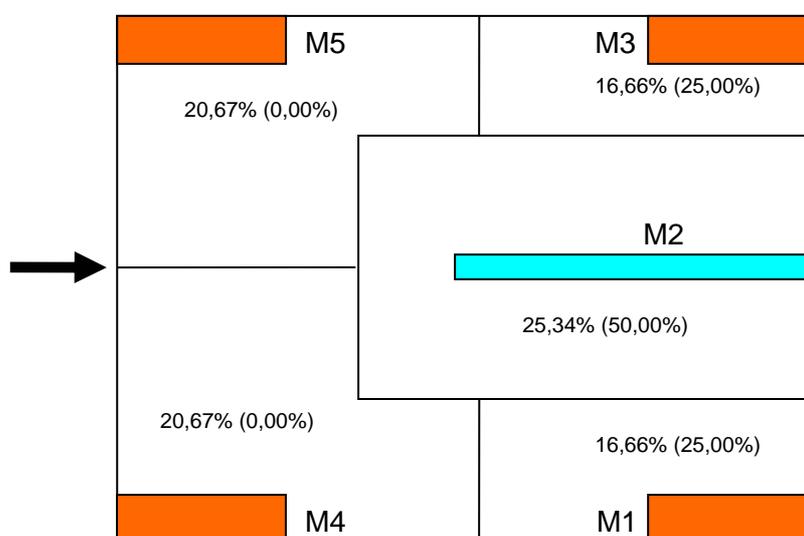


Figura 6. 8 [Esquema de distribución de carga vertical por áreas aferentes - campaña VII]

- **HIPÓTESIS 1: El edificio falla por los cinco muros de la planta baja.**

Teniendo en cuenta la geometría de este modelo como se indica en las Figura 6. 8 y Figura 6. 9 y asumiendo como peso específico para el hormigón armado y los muros de fábrica 24 kN/m³ y 18 kN/m³

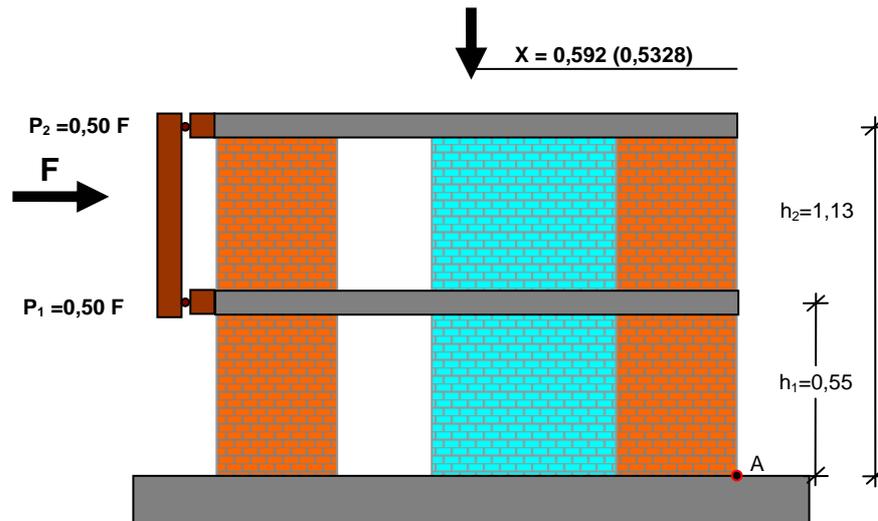


Figura 6. 9 [Esquema de distribución de la carga vertical y horizontal campaña VII]

respectivamente, se calcula el peso propio de los distintos elementos estructurales y el peso de la sobrecarga como se resume en la Tabla 6. 5.

	Carga Total Estimada (kN)
FORJADO	6,30
MURO DE APAREJO SIMPLE	0,23
MURO DE APAREJO FLAMENCO	0,90
SOBRE PESO PISO 2 + PESO ADICIONAL	18,53
SOBRE PESO PISO 1	12,41
PESO TOTAL QUE RECIBEN MUROS DE LA CIMENTACIÓN	38,36

Tabla 6. 5 [Evaluación de carga total que reciben los muros de la cimentación campaña experimental VII]

Bajo esta hipótesis la carga vertical total se reparte según los porcentajes presentados en la Figura 6. 8, donde la reacción vertical V para cada uno de las paredes se presenta en la Tabla 6. 6:

	V (kN)
MUROS SIMPLE - V_{1Y3} c/u	$38,36 * 0,1666 = 6,39$
MUROS SIMPLE - V_{4Y5} c/u	$38,36 * 0,2067 = 7,93$
M. FLAMENCO - V_2	$38,36 * 0,2534 = 9,72$

Tabla 6. 6 [Reacción vertical V de cada muro campaña VII – hipótesis 1]

Bajo la hipótesis 1 supuesta se obtiene que el edificio no colapsa por la rotura de los muros, sino que el edificio gira al superar una fuerza horizontal (F) de 26,74 kN (cálculos completos apartado H.1.2).

- **HIPÓTESIS 2: El edificio falla por los tres muros de la planta baja.**

Bajo esta hipótesis la carga vertical total se reparte solo en los tres muros (M1-M2-M3) según los porcentajes presentados en la Figura 6. 8, donde la reacción vertical V para cada muros se presenta en la Tabla 6. 7.

	V (kN)
MUROS SIMPLE - V_{1Y3} c/u	$38,36 * 0,25 = 9,59$
M. FLAMENCO - V_2	$38,36 * 0,50 = 19,18$

Tabla 6. 7 [Reacción vertical V de cada muro campaña VII – hipótesis 2]

Bajo la hipótesis 2 supuesta se obtiene que el edificio no colapsa por la rotura de los muros, sino que el edificio gira al superar una fuerza horizontal (F) de 11,15 kN (cálculos completos apartado H.1.2).

6.3.3 CAMPAÑA EXPERIMENTAL VIII EDIFICIO DE PAREDES DE OBRA DE FABRICA DE LADRILLO DE TRES PLANTAS

Las figuras a continuación (Figura 6. 10 y Figura 6. 11) son los esquemas de distribución de las cargas empleadas en las diferentes hipótesis de la campaña experimental VIII a fin de predecir la carga última.

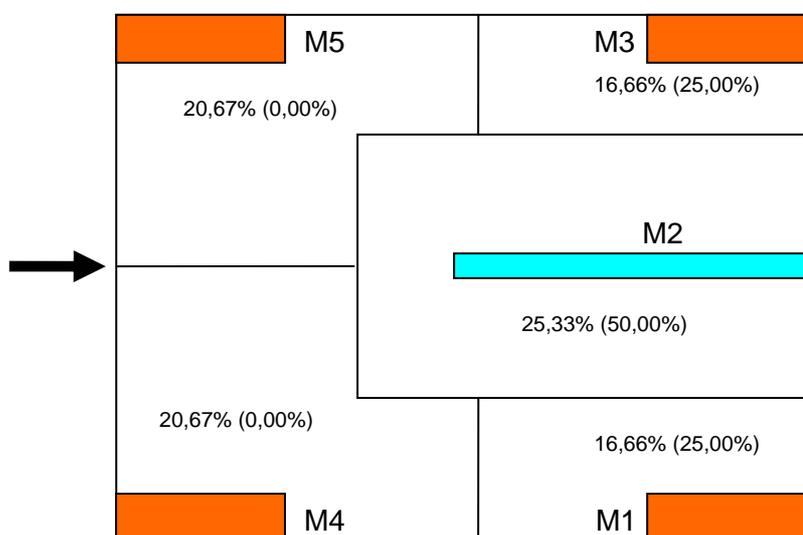


Figura 6. 10 [Esquema de distribución de carga vertical por áreas aferentes - campaña VIII]

- **HIPÓTESIS 1: El edificio falla por los cinco muros de la planta baja.**

Teniendo en cuenta la geometría de este modelo como se muestra en la Figura 6. 10 y Figura 6. 11 y tomando como peso específico para el hormigón armado y los muros de fábrica 24 kN/m³ y 18 kN/m³

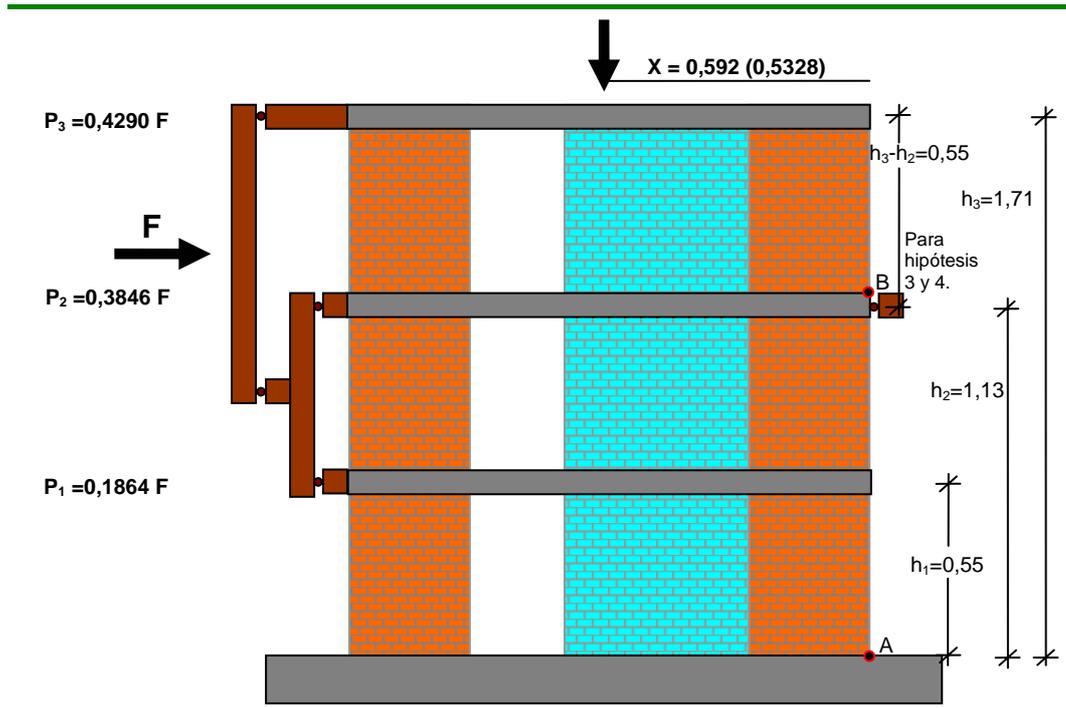


Figura 6. 11 [Esquema de distribución de la carga vertical y horizontal campaña VIII]

respectivamente, se calcula el peso propio de los distintos elementos estructurales y el peso de la sobrecarga como se resume en la Tabla 6. 8.

	Carga Total Estimada (kN)
FORJADO	9,45
MURO DE APAREJO SIMPLE	0,45
MURO DE APAREJO FLAMENCO	1,81
SOBRE PESO PISO 3	8,25
SOBRE PESO PISO 2	12,19
SOBRE PESO PISO 1	12,41
PESO TOTAL QUE RECIBEN MUROS DE LA CIMENTACIÓN	44,56

Tabla 6. 8 [Evaluación de carga total que reciben los muros de la cimentación]

Bajo esta hipótesis la carga vertical total se reparte según los porcentajes presentados en la Figura 6. 10, donde la reacción vertical V para cada una de las paredes se presenta en la Tabla 6. 9 :

	V (kN)
MUROS SIMPLE - V_{1Y3} c/u	$44,56 * 0,1666 = 7,42$
MUROS SIMPLE - V_{4Y5} c/u	$44,56 * 0,2067 = 9,21$
M. FLAMENCO - V_2	$44,56 * 0,2534 = 11,29$

Tabla 6. 9 [Reacción vertical V de cada muro campaña VIII – hipótesis 1]

Bajo la hipótesis 1 supuesta se obtiene que el edificio no colapsa por la rotura de los muros, sino que el edificio gira al superar una fuerza horizontal (F) de 20,49 kN (cálculos completos apartado H.1.3).

- **HIPÓTESIS 2: El edificio falla por tres muros de la planta baja.**

Bajo esta hipótesis la carga vertical total se reparte solo en los tres muros (M1-M2-M3) según los porcentajes presentados en la Figura 6. 10, donde la reacción vertical V para cada uno de las paredes se presenta en la Tabla 6. 10.

	V (kN)
MUROS SIMPLE - V_{1Y3} c/u	$44,56 * 0,25 = 11,14$
M. FLAMENCO - V_2	$44,56 * 0,50 = 22,28$

Tabla 6. 10 [Reacción vertical V de cada muro campaña VIII – hipótesis 2]

Bajo la hipótesis 2 supuesta se obtiene que el edificio no colapsa por la rotura de los muros, sino que el edificio gira al superar una fuerza horizontal (F) de 8,48 kN (cálculos completos apartado H.1.3).

- **HIPÓTESIS 3: El edificio falla por los cinco muros de la última planta.**

Las cargas que reciben los muros que falla se presentan en la Tabla 6. 11.

	Carga Total (kN)
FORJADO	3,15
SOBRE PESO PISO 3	8,25
PESO TOTAL QUE RECIBEN MUROS DE LA CIMENTACIÓN	11,40

Tabla 6. 11 [Evaluación de carga total que reciben los muros de la planta 2 (P2)]

Bajo esta hipótesis la carga vertical total se reparte según los porcentajes presentados en la Figura 6. 10, donde la reacción vertical V para cada una de las paredes se presenta en la Tabla 6. 9:

	V (kN)
MUROS SIMPLE - V_{1Y3} c/u	$11,40 * 0,1666 = 1,90$
MUROS SIMPLE - V_{4Y5} c/u	$11,40 * 0,2067 = 2,89$
M. FLAMENCO - V_2	$11,40 * 0,2534 = 2,36$

Tabla 6. 12 [Reacción vertical V de cada muro campaña VIII – hipótesis 3]

Bajo la hipótesis 3 supuesta se obtiene que el edificio colapsa por la rotura de los muros, bajo una fuerza horizontal (P_3) de 9,46 kN (cálculos completos apartado H.1.3).

- **HIPÓTESIS 4: El edificio falla por tres muros de la última planta.**

Bajo esta hipótesis la carga vertical total se reparte solo en los tres muros (M1-M2-M3) según los porcentajes presentados en la Figura 6. 10, donde la reacción vertical V para cada una de las paredes se presenta en la Tabla 6. 13.

	V (kN)
MUROS SIMPLE - V_{1Y3} c/u	$11,40 * 0,25 = 2,85$
M. FLAMENCO - V_2	$11,40 * 0,50 = 5,70$

Tabla 6. 13 [Reacción vertical V de cada muro campaña VIII – hipótesis 4]

Bajo la hipótesis 4 supuesta se obtiene que el edificio colapsa por la rotura de los muros, bajo una fuerza horizontal (P_3) de 11,34 kN (cálculos completos apartado H.1.3).

6.4 COMPARACIÓN DE LAS PREDICIONES CON LOS EDIFICIOS ENSAYADOS

A continuación se comparan los resultados desarrollados en el Anexo H y resumidos en el apartado anterior (apartado 6.3) del método simple de cálculo propuesto para la predicción de la carga y el mecanismo de rotura bajo cargas laterales con los resultados obtenidos en las campañas experimentales sobre edificios de muros a escala reducida desarrollados en esta investigación (Capítulo 4); para el caso de la campaña experimental VI se compara además con un análisis desarrollado mediante una herramienta computacional.

La Tabla 6. 14 presenta los resultados obtenidos bajo tres hipótesis empleando el método propuesto sobre el modelo de la campaña experimental VI; donde P corresponde a la fuerza horizontal en el cual los momentos estabilizadores y desestabilizadores se igualan y el edificio empieza a girar y H_{total} corresponde a la suma de la carga de rotura de cada uno de los muros que intervienen en la hipótesis analizada.

CAMPAÑA EXPERIMENTAL VI	HIPÓTESIS		H_{total} (kN)	P (kN)	MECANISMO DE ROTURA
	1	La edificación falla conjuntamente por los cinco muros del piso inferior (M1,M2,M3,M4,M5).	39,73	21,83	Como $P < H_{total}$ el edificio no colapsara por la rotura de los muros; La edificación gira.
	2	La edificación falla conjuntamente por tres muros del piso inferior (M1,M2,M3).	45,67	14,52	Como $P < H_{total}$ el edificio no colapsara por la rotura de los muros; La edificación gira.
	3	La edificación falla conjuntamente por dos muros del piso inferior (M1,M3).	28,68	5,78	Como $P < H_{total}$ el edificio no colapsara por la rotura de los muros; La edificación gira.

Tabla 6. 14 [Resultados del método propuesto y los ensayos experimentales para el modelo experimental VI]

Tal como se ha explicado anteriormente, cuando la fuerza horizontal P sea inferior a la carga de rotura del conjunto de muros resistentes de la edificación H_{total} , esta no colapsa por la rotura de los muros, sino que toda la edificación gira.

El resultado obtenido del método propuesto indica que el edificio falla por el giro de los cinco muros del piso inferior (M_1, M_2, M_3, M_4, M_5) al superar una fuerza horizontal de 21,83 kN. En el caso experimental sobre el modelo reducido (campaña experimental VI), explicada claramente en el apartado 4.7, se aprecia (Figura 6. 12a) un desarrollo continuo de la carga hasta 24,56 kN, continuando con un descenso súbito el cual se relaciona con la rotura de los muros M_4 y M_5 a partir de aquí hay una pequeña recuperación muy lenta hasta los 25,68 kN. La Figura 6. 12b nos presenta la variación de la reacción vertical durante la aplicación de la carga horizontal; se observa que durante el descenso súbito de la carga horizontal los cinco muros continúan transmitiendo carga vertical e inmediatamente se aprecia que a medida que los muro va girando los mas alejados del punto de aplicación van aumentando su reacción vertical (M_1, M_3) mientras los mas cercanos van disminuyendo en su totalidad.

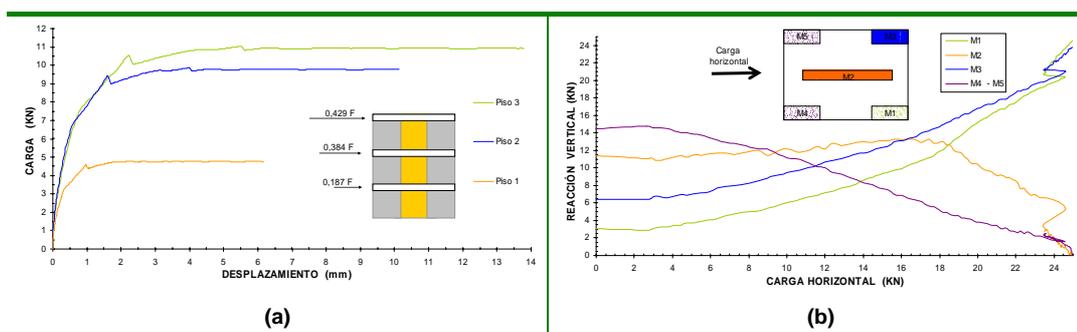


Figura 6. 12 [(a) Curva carga – desplazamiento horizontal [Figura 4.23](b) Variación de la reacción vertical en cada muro durante la aplicación de la carga horizontal[Figura 4.24] campaña experimental VI]

En consecuencia de lo anterior existe una clara semejanza entre los resultados obtenidos mediante el método propuesto y los resultados obtenidos de la campaña experimental. El mecanismo de rotura bajo el método formulado es idéntico al experimental y la carga máxima se aproxima notablemente, siendo además algo conservador.

El método computacional con el cual se realiza la comparación de los resultados, es un programa informático realizado en el grupo de investigación al que pertenece esta investigación; fue desarrollado por Molins (1996) basado en la formulación matricial generalizada y analiza las estructuras mediante el método de las barras equivalentes, según el cual tanto los muros como los forjados se tratan como barras unidimensionales (apartado 2.4.2.3). Este estudio fue realizado con la colaboración de Sola (2004) el cual arroja resultados muy similares.

La Figura 6. 13 y Figura 6. 14 presenta el comportamiento carga total desplazamiento y el estado tensional del modelo computacional en diferentes instantes de carga. la Figura 6. 14(a) representa el inicio de la fisuración por los muros del piso inferior (M_4-M_5), se aprecia la formación de las rotulas plásticas de tracción en la base de estos muros (Carga horizontal cercana a 25

kN); la Figura 6. 14(b) muestra la estructuras a puertas del colapso, se observa que los cinco muros continúan apoyados (fisuración en color blanco).

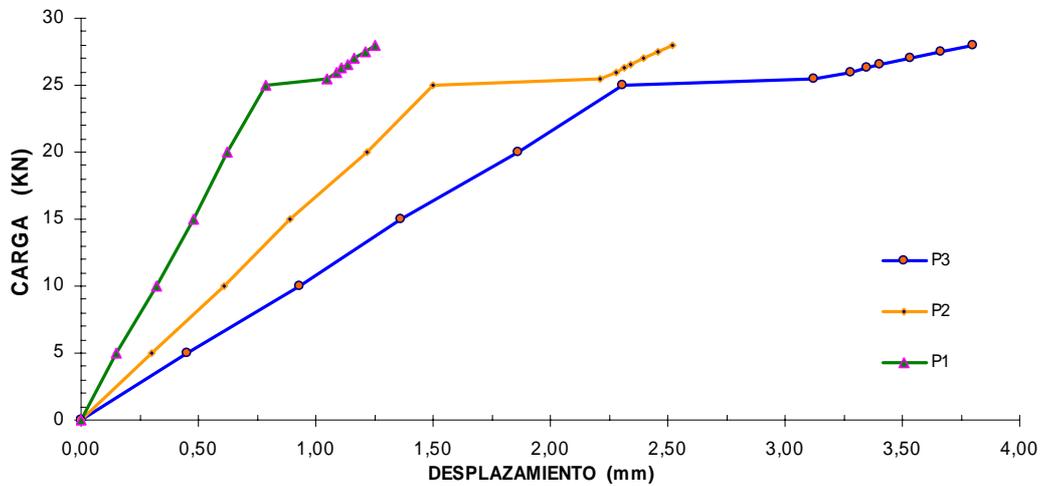


Figura 6. 13 [Curva carga total - desplazamiento horizontal obtenida mediante modelo computacional CRIPTA – Sola (2004)]

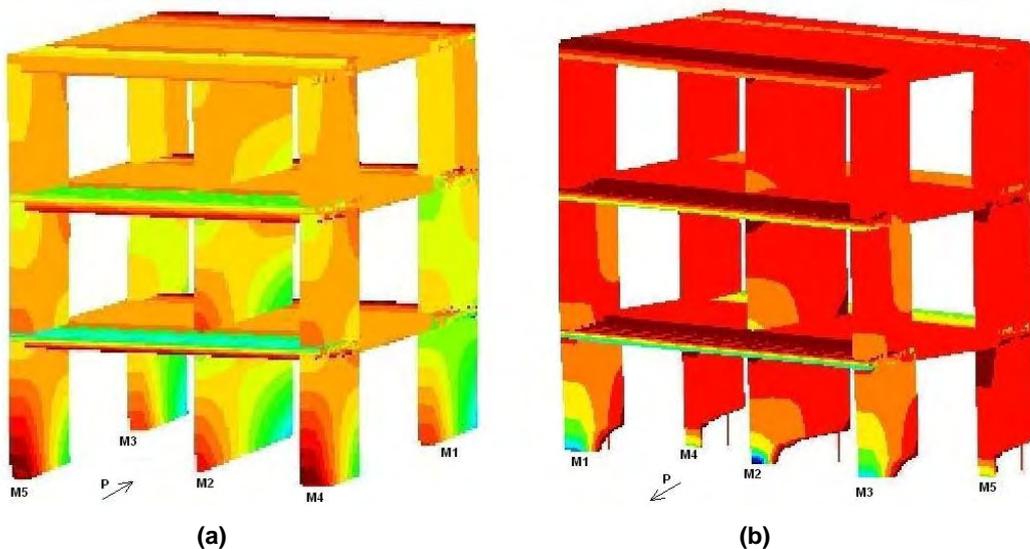
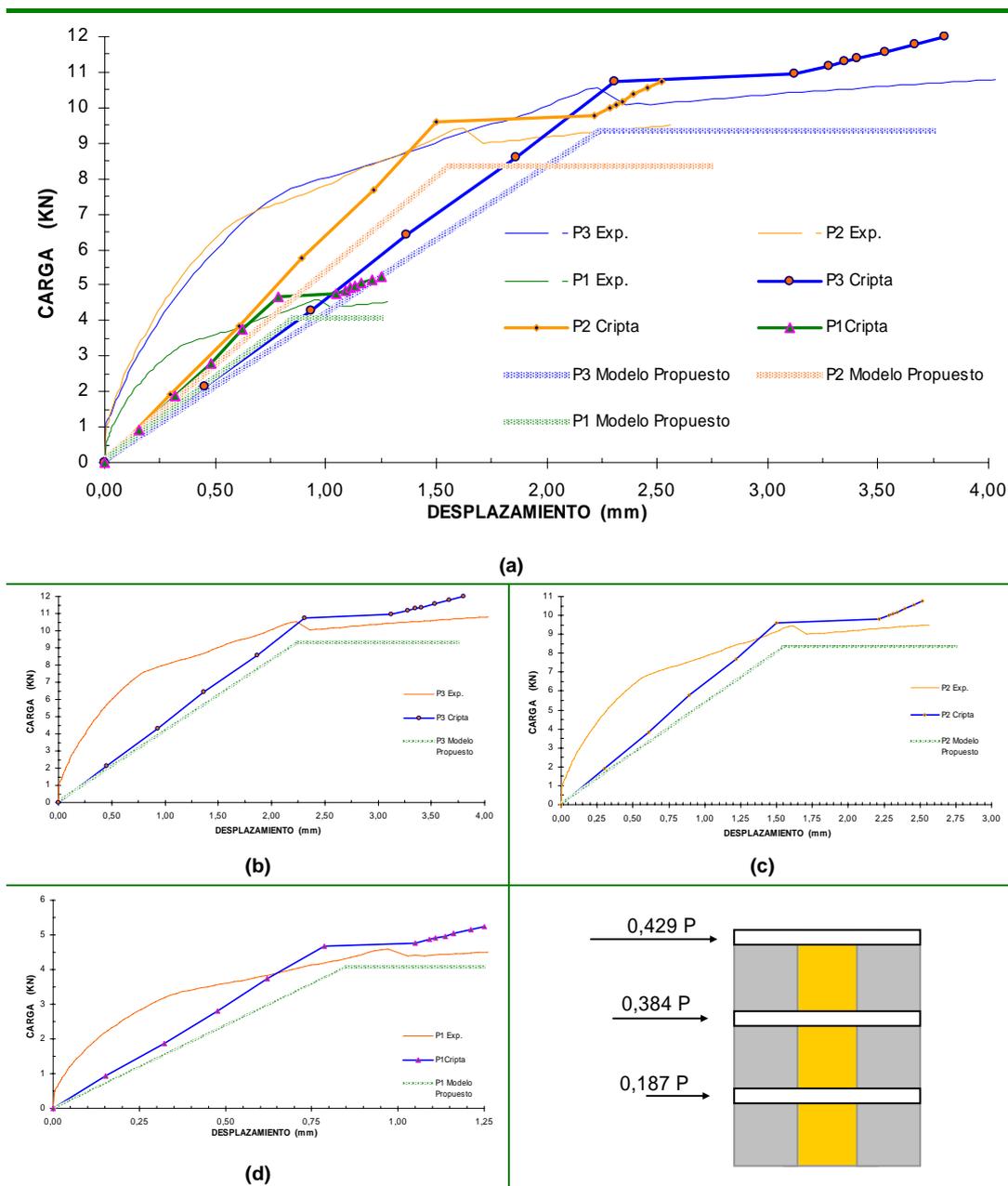


Figura 6. 14 [Estado tensional de campaña experimental VI obtenida mediante modelo computacional CRIPTA – Sola (2004)]

En resumen el modelo elaborado en CRIPTA muestra que a partir de 25,50 kN se presenta de manera brusca notables deformaciones sin aumento de carga y retorna a un pequeño aumento hasta el colapso, cuando alcanza los 28,00 kN.

A fin de poder apreciar claramente y comparar los resultados del método propuesto con los resultados experimentales y los obtenidos mediante el método computacional CRIPTA, se ha realizado una serie de curvas (Figura 6. 15). Es de nuestro conocimiento que el modelo propuesto no estima los desplazamientos, solo la carga y el mecanismo de rotura. Por lo tanto para consentir la elaboración de estas curvas se ha supuesto un desplazamiento

medio obtenido con los otros métodos a fin de poder representar la carga de rotura.



Nota: El modelo propuesto no estima los desplazamientos, solo la carga y el mecanismo de rotura. Por lo tanto para estas graficas se ha tomado un desplazamiento medio obtenido con los otros métodos a fin de poder apreciar de manera gráficamente los resultados.

Figura 6. 15 [Curvas Carga-Desplazamiento: datos experimentales - modelo computacional CRIPTA - modelo propuesto. (a) comparativo general de todos los pisos. (b) comparativo del Piso 3. (c) comparativo del Piso 2. (d) comparativo del Piso 1]

A manera de colofón se puede afirmar que el mecanismo de rotura obtenido mediante el modelo propuesto es igual tanto al producido experimentalmente como mediante el método computacional; La carga de rotura (21,83 kN) se encuentra una cota por debajo de la obtenida experimentalmente (25,68 kN) y mediante el modelo CRIPTA (28,00 kN).

El segundo análisis con el método simple de cálculo propuesto para la predicción de la carga y el mecanismo de rotura bajo cargas laterales se realizó con los datos del modelo de la campaña experimental VII. La Tabla 6. 15 presenta los resultados obtenidos bajo dos hipótesis (apartado 6.3.2 - anexo H).

CAMPAÑA EXPERIMENTAL VII	HIPÓTESIS		H_{total} (kN)	P (kN)	MECANISMO DE ROTURA
	1	La edificación falla conjuntamente por los cinco muros del piso inferior (M1,M2,M3,M4,M5).		31,17	26,74
2	La edificación falla conjuntamente por tres muros del piso inferior (M1,M2,M3).		36,56	11,15	Como $P < H_{total}$ el edificio no colapsara por la rotura de los muros; La edificación gira.

Tabla 6. 15 [Resultados del método propuesto y los ensayos experimentales para el modelo experimental VI]

Se aprecia en las dos hipótesis que el mecanismo de rotura es mediante el giro ya que en ninguna de las hipótesis se llega a superar la suma de la resistencia a rotura de los muros H_{total} y el momento de inestabilidad de la edificación lo supera P . Lo anterior que indica que el edificio falla por el giro de los cinco muros del piso inferior (M1,M2,M3,M4,M5) al superar una fuerza horizontal de 26,74 kN. En el caso experimental sobre el modelo reducido (campaña experimental VII), explicado claramente en el apartado 4.8, se aprecia (Figura 6. 16a) un desarrollo continuo de la carga hasta 24,03 kN, prosiguiendo con un pequeño descenso el cual se relaciona con la rotura del muro M2 (Figura 6. 16b) a partir de aquí hay una pequeña recuperación muy lenta hasta los 26,03 kN. La Figura 6. 16b nos presenta la variación de la reacción vertical durante la aplicación de la carga horizontal, se observa que durante el descenso súbito de la carga horizontal los cinco muros continúan recibiendo carga vertical e inmediatamente se observa que a medida que los muros van girando, los más alejados del punto de aplicación de la carga horizontal van aumentando su reacción vertical (M1,M3) y el muro M2 disminuye hasta igualar a los anteriores (M1,M3); los mas cercanos (M4,M5) van disminuyendo pero nunca llega a levantarse totalmente.

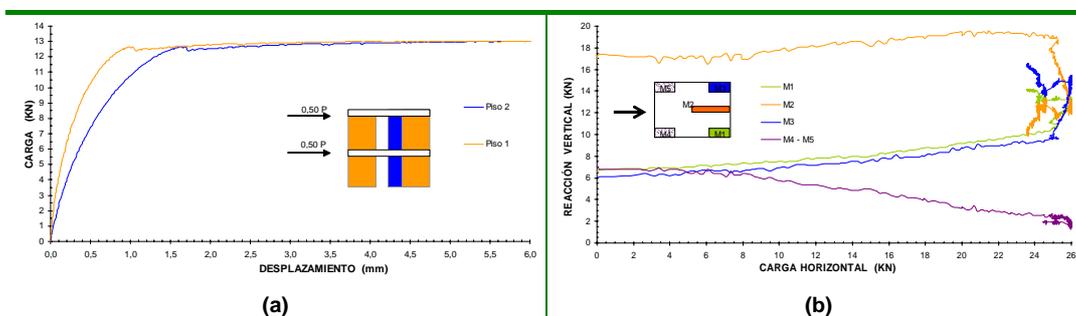
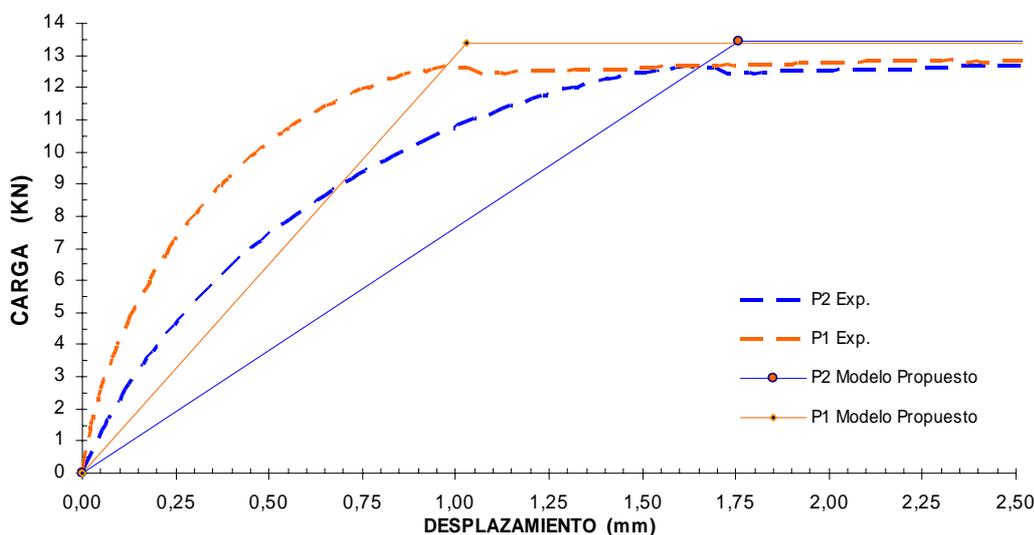


Figura 6. 16 [(a) Curva carga-desplazamiento horizontal [Figura 4.31] (b) Variación de la reacción vertical en cada muro durante la aplicación de la carga horizontal [Figura 4.32] campaña experimental VII]

En consecuencia de lo anterior existe una clara semejanza entre los resultados obtenidos mediante el método propuesto y los resultados obtenidos de la

campaña experimental. El mecanismo de rotura bajo el método formulado es idéntico al experimental y la carga máxima se aproxima notablemente. La Figura 6. 17 se realiza una comparación grafica de la carga desplazamiento de los resultados experimentales y una aproximación del método propuesto.



Nota: El modelo propuesto no estima los desplazamientos, solo la carga y el mecanismo de rotura. Por lo tanto para esta grafica se tomo el desplazamiento obtenido experimentalmente a fin de poder apreciar de manera gráficamente los resultados.

Figura 6. 17 [Curva Carga-Desplazamiento- datos experimentales VII y modelo propuesto.]

El tercer análisis con el método simple de cálculo propuesto para la predicción de la carga y el mecanismo de rotura bajo cargas laterales se realizó con los datos del modelo de la campaña experimental VIII. La Tabla 6. 16 resume los resultados obtenidos bajo cuatro hipótesis (apartado 6.3.3 - anexo H), las dos primeras analizando que la edificación falle por los muros del piso inferior y las dos restantes por los muros del piso superior P2.

CAMPAÑA EXPERIMENTAL VIII	HIPÓTESIS		H _{total} (kN)	P (kN)	MECANISMO DE ROTURA
	1	La edificación falla conjuntamente por los cinco muros del piso inferior (M1,M2,M3,M4,M5).	36,03	<u>20,49</u>	Como $P < H_{total}$ el edificio no colapsara por la rotura de los muros; La edificación gira.
2	La edificación falla conjuntamente por tres muros del piso inferior (M1,M2,M3).	42,05	8,48	Como $P < H_{total}$ el edificio no colapsara por la rotura de los muros; La edificación gira.	
3	La edificación falla conjuntamente por los cinco muros del piso superior P2 (M1,M2,M3,M4,M5).	<u>9,46</u>	31,88	Como $H_{total} < P$ el edificio colapsara por la rotura de los muros del piso analizado P2.	
4	La edificación falla conjuntamente por tres muros del piso superior P2 (M1,M2,M3).	11,34	12,31	Como $H_{total} < P$ el edificio colapsara por la rotura de los muros del piso analizado P2.	

Tabla 6. 16 [Resultados del método propuesto y los ensayos experimentales para el modelo experimental VIII]

Los resultados obtenidos por el método simple propuesto lleva a dos resultados posibles: mediante el análisis de la hipótesis 1 se obtiene como

mecanismo de rotura el giro de la edificación ($P < H_{total}$) al alcanzar una carga horizontal de 20,49 kN; bajo la hipótesis 3 produce como mecanismo de rotura el fallo por rotura del conjunto de muros resistentes de la edificación bajo una carga horizontal sobre la planta superior de 9,46 kN, o términos de carga total alcanza los 22,05 kN ($[9,46 / 0,429]$ ver distribución de la carga horizontal en la campaña experimental Figura 6. 11). Los valores obtenidos en las dos hipótesis anteriores son muy similares, pero siendo estricto con el método planteado, la hipótesis 1 es la cota inferior que presenta el fallo, por lo tanto se considera la hipótesis de fallo acertada bajo el método simple propuesto.

En el caso experimental sobre el modelo reducido (campaña experimental VIII), explicada claramente en el apartado 4.9, se aprecia (Figura 6. 18) un comportamiento similar a los otros edificios ensayados; una tendencia clara a el fallo por rotura de los cinco muros del piso inferior. Esta tendencia se aprecia en la Figura 6. 18a con un claro cambio de pendiente (perdida de rigidez) y en la Figura 6. 18b con la reducción de los muros M4 y M5 llegando a perder casi por completo toda su reacción vertical; pero de una forma inesperada se iniciaron fisuras en el piso superior que lo llevaron al colapso cuando la carga total aplicada alcanzaba los 21,37 kN y la aplicada sobre el P3 (piso que fallo) era de 9,17 kN.

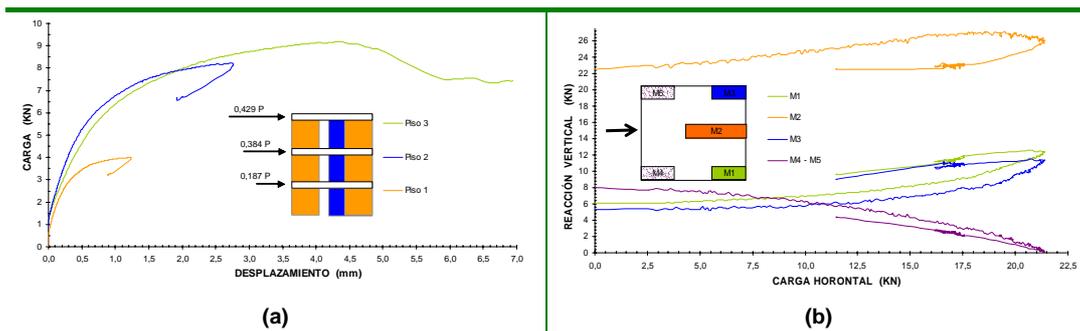


Figura 6. 18 [(a) Curva carga-desplazamiento horizontal [Figura 4.39] (b) Variación de la reacción vertical en cada muro durante la aplicación de la carga horizontal [Figura 4.40] campaña experimental VIII]

Si bien, el método simple no predijo el mecanismo de rotura presentado en el ensayo, la carga obtenida mediante el método propuesto si corresponde con la carga de fallo de la edificación. Se aprecia que la diferencia entre la hipótesis 1 y 3 es de un poco más de 1 kN y por lo tanto es prácticamente viable que sucediese cualquiera de los dos fallos.

6.5 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

- El método propuesto en la presente investigación arroja resultados muy aproximados a los obtenidos de manera experimental o mediante otros métodos computacionalmente costosos. El método busca de forma sencilla predecir el mecanismo de rotura y la carga ultima cuando las paredes de carga forman parte de la estructura portante de un edificio sometido a carga horizontal.

- El criterio base que sirve de pilar para la formulación del método que se propone, resulto adecuado y dio lugar a predicciones satisfactorias; los resultados obtenidos de forma individual (Estudio de muros simples-Capítulo 5) o de forma colectiva, cuando forman parte de una estructura portante de un edificio, revalidaron las conclusiones del capítulo anterior.
- El método propuesto presenta ventajas frente a otros. Las variables que intervienen en el cálculo se obtienen de manera sencilla mediante ensayos definidos en la normativa. Los únicos parámetros necesarios son la resistencia a compresión de la obra de fábrica f_{cm} , el ángulo de rozamiento ϕ y la cohesión de la fábrica c .

SIETE

CONCLUSIONES

7.1 CONCLUSIONES GENERALES

Mediante los resultados obtenidos en las campañas de ensayos sobre materiales, pequeñas probetas, paredes simples y edificios a escala reducida de dos y tres plantas, ha sido posible contribuir a la caracterización experimental de la respuesta resistente de sistemas estructurales formados por paredes de carga de obra de fábrica de ladrillo bajo la acción de cargas horizontales.

De igual manera, se propone una metodología para el desarrollo de ensayos de paredes de obra de fábrica a escala reducida. Con esta, se logró obtener una correspondencia satisfactoria entre los modelos experimentales a escala real y a escala reducida.

7.2 CONCLUSIONES ESPECIFICAS

7.2.1 CONCLUSIONES REFERENTES AL ESTADO DEL CONOCIMIENTO

A partir del análisis del estado del conocimiento sobre comportamiento biaxial de paredes obra de fábrica, así como del comportamiento resistente de sistemas complejos formados por este tipo de elementos, es posible constatar lo siguiente:

- El conocimiento disponible acerca del comportamiento biaxial de la obra de fábrica de ladrillo, así como del comportamiento resistente de sistemas complejos formados por este tipo de elementos es aún insuficiente. Una mayor investigación sobre el comportamiento de las estructuras construidas con este material puede contribuir de manera importante a la validación de su seguridad estructural y a su mantenimiento tanto ante la acción gravitatoria como ante acciones

especiales (sismo o viento huracanado). Este campo de investigación es también de interés para el mejor conocimiento y la restauración del legado arquitectónico histórico.

- Los estudios experimentales sobre paredes simples de obra de fábrica de ladrillo bajo estados biaxiales de tensión son escasos debido a la complejidad y la gran cantidad de ensayos necesarios para obtener resultados confiables. De igual forma, la experimentación sobre sistemas estructurales complejos como edificios de obra de fábrica de ladrillo sin refuerzo a escala real o reducida, es extremadamente limitada y prácticamente sólo incluye unos pocos ensayos. Entre los más destacables se encuentran los desarrollados por Sinha et al. (1971) bajo carga horizontal creciente adecuadamente distribuidas para representar la acción del viento, hasta producir la rotura, y los emprendidos por Tomažević (1987, 1992 y 1994) en su mayor parte realizados en condiciones de carga dinámica (sobre mesa sísmica) o pseudo dinámica.

Del análisis del estado del conocimiento en relación a técnicas experimentales para el estudio de obra de fábrica se concluye lo siguiente:

- Las técnicas experimentales para el estudio de obra de fábrica no presentan grandes diferencias de manera general entre los diferentes estudios; las técnicas realizadas por la gran mayoría de investigadores se sintetizan en ensayos sobre los materiales, ensayos sobre pequeñas probetas y ensayos sobre macroelementos (muros). Lo que sí difiere son los protocolos de ensayos (normas) empleados. Resultados obtenidos en esta investigación arrojaron diferencias notables al emplear diferentes metodologías de ensayos (normativa); un claro caso se presenta en los ensayos a corte sobre pequeños ensamblajes, donde existen diferencias hasta de un 25% en la resistencia a corte (f_v) mediante uno u otro procedimiento (corte uniaxial o corte biaxial). Ello dificulta la comparación de los diferentes criterios con ensayos experimentales, pues estos se ven afectados por el empleo de diferentes metodologías.
- El estado del conocimiento muestra diferencias claras en la construcción de los muros, con notable importancia en muros a escala reducida. Es indiscutible que el paso del tiempo ha traído consigo la evolución en la fabricación de los componentes que conforman la obra de fábrica (ladrillo - mortero) y de las herramientas empleadas; Por el contrario la forma de colocación sigue siendo principalmente a mano, por lo que el factor humano como elemento limitante en la calidad es considerable. La construcción de los muros de manera diferente pueden arrojar resultados de comportamiento biaxial asimismo diferente. Resultados obtenidos en esta investigación han evidenciado que el aporte de las juntas verticales es despreciable si se construyen colocando de manera ordenada ladrillo a ladrillo (tradicional). No se conocen estudios en que la influencia de las juntas verticales haya sido detalladamente estudiada.

7.2.2 CONCLUSIONES REFERENTES AL COMPORTAMIENTO RESISTENTE DE PAREDES INDIVIDUALES

Fruto de la caracterización del comportamiento resistente de paredes individuales de obra de fábrica bajo combinación de carga vertical y horizontal, en caso de carga estática y monotónica se concluye lo siguiente:

- Mediante los ensayos realizados, tanto a nivel de los elementos, como también sobre pequeños y grandes ensamblajes, ha sido posible caracterizar el comportamiento resistente de paredes individuales de obra de fábrica de ladrillo macizo bajo la combinación de carga vertical y horizontal.
- El comportamiento de rotura biaxial (σ - τ) de los paneles evidenció cuatro tipos de comportamiento caracterizados por la forma de rotura: un primer comportamiento, es el fallo por pérdida de equilibrio, donde en ausencia de resistencia a tracción en la base el panel gira completamente. Este es el motivo por el cual las curvas de rotura biaxial pasan por cero. El segundo comportamiento es la rotura por deslizamiento de juntas, donde la rotura transcurre sobre el mortero o en la interfase mortero-ladrillo de forma escalonada. Un tercer comportamiento corresponde la rotura a tracción de los ladrillos, donde la rotura es una combinación entre rotura del mortero, de la interfase y rotura de los ladrillos. Por último, el cuarto comportamiento corresponde a una rotura por compresión donde se acentúan la rotura de piezas en más de una sola línea de rotura.
- Los resultados de las distintas campañas presentan una misma tendencia. Los esfuerzos de compresión y corte en rotura, quedan descritos por tramos rectos para luego decrecer hasta la rotura. Las ecuaciones de dichos tramos son de la forma $\tau = k_1 \cdot \sigma + k_2$ donde k_1 y k_2 son constante propias de la obra de fábrica en particular. El primer tramo corresponde obviamente a una ley de Mohr - Coulomb.

7.2.3 CONCLUSIONES APORTADAS DEL ANÁLISIS COMPLETO DE LAS CAMPAÑAS EXPERIMENTALES

Después de analizar la viabilidad del estudio de paredes individuales y sistemas tridimensional de obra de fábrica mediante modelos a escala reducida, mediante comparación de las diferentes campañas experimentales de modelos reducidos y elementos a escala real se concluye lo siguiente:

- El estudio del comportamiento realizado sobre los elementos (ladrillo y mortero) y sobre paredes simples a escala real y reducida, corroboró la posibilidad de realizar ensayos a escala reducida 1:4; Gracias a esto, los requerimientos de instalaciones, equipamiento y costes de ejecución de campañas experimentales se ven notablemente reducidas, principalmente campañas sobre edificios.
- De los resultados obtenidos en las diversas campañas experimentales realizadas se puede concluir que los ensayos con modelos reducidos a escala 1:4 son factibles y con ellos se puede simular claramente el

comportamiento de estructuras reales de obra de fabrica de ladrillo si se toman en cuenta ciertas consideraciones.

- De la escala 1:4 empleada en las campañas experimentales se puede afirmar que es el mínimo tamaño indicado para realizar ensayos de obra de fabrica de ladrillo que comprenda desde paredes simples hasta modelos tridimensionales ya que se facilita el empleo los mismos materiales. La construcción de los modelos se realiza exactamente de la misma manera que la escala real; y no requiere implantar instrumentación especial ya que la instrumentación convencional se ajusta convenientemente tanto en tamaño como en rango de medida.

7.2.4 CONCLUSIONES APORTADAS DEL ANÁLISIS DE LA ADECUACIÓN DE LOS CRITERIOS DE ROTURA EXISTENTES

En relación al análisis de la adecuación de los criterios de rotura existentes, propuestos por distintos autores o por la normativa se concluye lo siguiente:

- Dentro de las normativas próximas, el eurocódigo 6, en comparación a los resultados experimentales de esta investigación obtenidos tanto para muros con giro superior libre o impedido, es el que más se aproxima a los resultados experimentales. Para tensiones inferiores a 2,00 MPa, en las cuales trabaja normalmente la obra de fábrica, el comportamiento es casi idéntico. Para tensiones mayores a 2,00 MPa, el criterio del eurocódigo 6 esta siempre del lado de la seguridad. Contrariamente, la normativa española FL-90, es la que menos se ajusta a los resultados experimentales. De hecho, distintos autores han criticado el uso del criterio de Rankine, en que se basa esta normativa, y han propuesto de forma general el criterio de Morh - Coulomb (Yokel y Fattal-1976, Ganz y Thurlimann-1983).
- El criterio propuesto por Mann y Müller (1982) es óptimo para la obtención de una envolvente de rotura, ya que diferencia claramente los tipos de rotura, aunque cuantitativamente la envolvente obtenida mediante su criterio presenta resultados por encima de los obtenidos en la presente investigación. Así como otros criterios son válidos sólo para un tipo de rotura (deslizamiento de las juntas, rotura por tracción de los ladrillos o rotura por compresión), el de Mann y Müller, los contempla todos.
- El criterio que mejor se acomoda a los resultados de esta investigación es el basado en modelos simples de equilibrio Roca (2004); la envolvente cobija los tres tipos de rotura; su aproximación en la predicción de la capacidad última es muy cercana a la obtenida en los ensayos y la simplicidad en su cálculo lo hace una herramienta muy atractiva. Otra ventaja que presenta este método, se debe a que es de los pocos métodos que tiene en cuenta las condiciones de contorno, en particular, diferencia el cálculo para muros con giro superior libre y giro superior impedido. Es por este motivo que este criterio se ha

tomado como base para la formulación del método de cálculo propuesto en la presente investigación.

7.2.5 CONCLUSIONES OBTENIDAS DEL ESTUDIO EXPERIMENTAL ENTRE LOS DIFERENTES MODELOS A ESCALA

En relación al estudio realizado se obtuvieron criterios de correspondencia entre modelos a escala reducida y equivalencias a escala real.

- Se propone un estudio, producción y normalización de los ladrillos a escala 1:4 (anexo A), como también un procedimiento para la adecuación del mortero empleado en los modelos a escala reducida (anexo B). Gracias a estos estudios la elección de los materiales resulto adecuada. Ello facilitó la correspondencia entre modelos a diferente escala, y dio lugar a una equivalencia aceptable. Gracias a este aporte, sendas investigaciones en curso emplean estos estudios.
- El análisis de cada una de las campañas experimentales sobre muros simples evidenció un comportamiento semejante entre paredes a escala real y escala reducida; sin embargo, una posible comparación directa entre los resultados a diferentes escalas no es del todo válida sin un previo análisis de semejanza.
- La elección del análisis dimensional como herramienta para comparar resultados obtenidos a diferentes escalas arrojó resultados correctos. La comparación de los resultados derivados del análisis de semejanza, revelan grandes similitudes entre las campañas experimentales. Las curvas de rotura biaxial en muros a los cuales se permitió el giro libre (MSGSL), son prácticamente idénticas. La única diferencia se presenta en el tramo de rotura por compresión, debido fundamentalmente al escaso número de paredes de escala real ensayadas a niveles altos de tensión normal (campaña experimental I - MS11GSL). De igual manera los muros con giro superior libre y giro superior impedido presentan un comportamiento casi idéntico hasta cierto nivel de tensión. El tramo de rotura por deslizamiento de juntas, y gran parte del tramo de rotura por tracción de los ladrillos son exactamente iguales. La diferencia radica en que a los muros a los que se les impide el giro alcanzan mayores tensiones presentando el mismo tipo de rotura (rotura por tracción de los ladrillos) pero manteniendo la misma tendencia (comportamiento).
- Los resultados de los ensayos sobre los elementos y sobre pequeños ensamblajes revelan diferencias importantes entre las campañas a distintas escalas. Estas diferencias notables se reflejan principalmente en la resistencia del ladrillo (f_b), es sin duda que la causa que la semejanza entre los ensayos no sea directa. A causa de esta diferencia se constato la existencia de un factor de forma (anexo A) o factor de escala (δ) de 0,60.
- Se observa que los valores obtenidos experimentalmente de la deformación longitudinal E en comparación con las formulaciones de

las diferentes normativas próximas difiere notablemente. Mientras el Eurocódigo 6 (1997) permite estimar aproximadamente E como $1000 f_{cm}$; la NBE FL-90 (1990) estima para el cálculo de E como $f_{cm} / (\varepsilon \cdot 2,5)$ (donde ε para ladrillo macizo es 0,00063), el cual conlleva a una estimación de $635 f_{cm}$, los valores de la deformación longitudinal obtenidos experimentalmente bajo la normativa EN 1052-1 (1999) como los valores de la tendencia de los muros en tres diferentes campañas experimentales a diferentes escalas, es aproximadamente de $200 f_{cm}$.

- Se evidencia que el aporte del mortero en las juntas verticales bajo la acción de carga biaxial es prácticamente despreciable. El análisis de la campaña experimental V reveló que el comportamiento a rotura biaxial de muros con mortero y sin mortero en las juntas verticales, es exactamente el mismo. Muy Pocos autores han estudiado este efecto, unos de ellos son Mann & Müller (1971), quienes para su teoría de fallo bajo tensiones tangenciales, asumieron que las juntas verticales no pueden transmitir tensiones tangenciales, lo que equivale a reconocer que no hay carga presente que produzca fricción. La causa puede ser consecuencia tanto de un insuficiente relleno de estas juntas, como por la fisuración debida a la retracción.
- Se encontró que en muros sometidos a una misma tensión normal media y diferente geometría, la tensión tangencial media de rotura tiene una relación directa con la longitud del muro, siempre y cuando la longitud sea inferior a la longitud necesaria para desarrollar la línea de rotura (campaña experimental IV). Si la longitud del muro es mayor que la longitud para desarrollar la rotura ésta prácticamente tendrá la misma configuración y similar carga de rotura (apartado 5.2.4).
- Se propone un método para obtención indirecta de la resistencia a la compresión de un muro a través de la resistencia a compresión obtenida en diferentes configuraciones de probetas y la relación inversa de la esbeltez ($1/\text{esbeltez}$). Con los resultados obtenidos se determina la resistencia de la fábrica a partir de la regresión lineal de manera gráfica. Este método es de gran ayuda ya que la mayoría de los criterios existentes presentan valores de la resistencia a compresión (f_{cm}) mediante diferentes propuestas de ensayos y una manera de comparación es extrapolarlos a la normativa actual (Ensayo EN 1052-1 (1999)).

7.2.6 CONCLUSIONES OBTENIDAS DEL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE EDIFICIOS DE PAREDES DE CARGA ANTE ACCIONES HORIZONTALES

Los resultados obtenidos bajo el estudio del comportamiento de edificios de paredes de carga ante acciones horizontales recogen las siguientes conclusiones:

- El método propuesto en la presente investigación arroja resultados muy aproximados a los obtenidos de manera experimental o mediante otros métodos computacionalmente costosos; este método busca de forma sencilla predecir el mecanismo de rotura y la carga última cuando las paredes de carga forman parte de la estructura portante de un edificio sometido a carga horizontal.
- El criterio en que se basa la formulación del método que se propone (Roca 2004), resulto adecuado y dio lugar a predicciones satisfactorias. Mediante el método propuesto ha sido posible predecir de manera satisfactoria los resultados obtenidos de forma individual (Estudio de muros simples-Capítulo 5) o de forma compuesta, cuando forman parte de una estructura portante de un edificio.
- El método propuesto presenta ventajas frente a otros métodos debido a que las variables que intervienen en el cálculo se obtienen mediante ensayos convencionales de caracterización de los materiales: Resistencia a compresión de la obra de fábrica f_{cm} (norma EN 1052-1 (1999)), ángulo de rozamiento ϕ y la cohesión de la fábrica c (EN 1052-3 (2003)).

7.3 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

La labor de esta tesis a nivel experimental, ayudó a cumplir un gran número de objetivos que el grupo de investigación de edificación del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC lleva desde hace algunos años. La investigación realizada incluye la caracterización mecánica y resistente de paredes de obra de fábrica de ladrillo a partir del ensayo mecánico bajo diversos estados de tensión; la caracterización mecánica y resistente del comportamiento de paredes de carga a escala real y reducida; la experimentación de sistemas estructurales de edificios a base de paredes de carga a escala reducida ($1/4$). Aunque el presente ha sido un trabajo experimental muy extenso en cuanto a número de ensayos (aprox. ≈ 700) y tipologías de ensayos, sería necesario continuar la investigación mediante la realización de una serie de campañas experimentales tanto en elementos estructurales individuales (paredes) como sobre modelos reducidos de sistemas estructurales complejos (edificios), sustituyendo en las futuras investigaciones la condición de carga estática por cargas cíclicas y dinámicas.

Por otra parte y en correspondencia con todo lo anterior, se debe continuar elaborado y calibrado modelos de cálculo válidos para en análisis estático o dinámico no lineal, de estructuras de obra de fábrica, integrando ecuaciones constitutivas apropiadas y comprobadas tanto con las campañas experimentales realizadas en esta investigación como con futuras campañas experimentales.

En referencia a la viabilidad de campañas experimentales a escala 1:4 se debe ampliar el conocimiento biaxial mediante ensayos en muros con diferentes configuraciones; incluyendo muros con aberturas (puertas – ventanas), muros con trabas, muros esbeltos; De igual manera es preciso realizar más ensayos en estructuras complejas.

La metodología de ensayo a escala reducida propuesta podrá utilizarse en el futuro para realizar ensayos de estructura complejas, como edificios de varios pisos, utilizando equipamientos y recursos económicos razonables.

BIBLIOGRAFÍA

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI Committee 446 (1989). "Fracture Mechanics of Concrete, concepts, models and determination of material properties." American Concrete Institute.

ACI 530-99 (1999). "Building code requirements for masonry structure." American concrete institute, USA.

Ali, S., Page, A.W. (1986). "A failure criterion for mortar joints in brickwork subjected to combined shear and tension." Masonry International, Vol.9, 43-54.

Anthoine, A. (1992). "In plane behaviors of masonry: a literature review." Commission of the European Communities, Industrial processes, Luxemburg.

Araiza, J. (2003). "Dynamic assessment of structural building components." Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería de la construcción, Universidad politécnica de Cataluña.

Araiza, G. (2005). "Reparación y refuerzo de paredes de obra de fábrica. Estudio experimental de la respuesta ante tensiones de corte." Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería de la construcción, Universidad politécnica de Cataluña.

Baker, I. (1999). "A treatise on Masonry construction." John Wiley & Sons, London.

Bazán, E., Meli, R. (1998). "Diseño Sísmico de Edificios." Editorial Limusa, México.

Bernardi, A., Modena, C., Vescovi, U. (1982). "An anisotropic biaxial failure criterion for hollow clay brick masonry." *International journal of masonry construction*, 2(4), 165-171.

British ceramic research association (1967). "Model specification for load-bearing clay brickwork." *B. Ceram. R.A. spec. plub.* 56, 1967.

Borchelt, J.G. (1971). "Analysis of brick walls subject to axial compression and in-plane shear." *Proc. 2ed International brick masonry conference, stoke-on-trent*, 263- 265.

Camacho, J.S., Bertolino J.R., Andolfato, R.P. (2000). " An Experimental investigation of correlations between prototypes and small-scale modeling of ceramic block masonry." *Proc. Of the 12th international brick/block masonry conference, Madrid*, 373-383.

Code UIC 778-3 (1995). "Recommandations pour l'évaluation de la capacité portante des ponts voûtes existants en maçonnerie et béton." *Union Internationales des Chemins*.

Croci, G., D'Asia, P., Viskovic, A. (1995). "Methods for the analysis and safety evaluation of masonry structure subjected to seismic actions." *Analysis of historical buildings IV,2, Computational Mechanics publication*, 329-337.

Dávila Baz, J.A., Pajón Permuy J. (1999) "Mecánica General". 1^a Edición. Universidad de Huelva - e.p.s. de la rábida.

D'Asdia, P., Palombini, F., Viskovic, A. (1992). "Un modello di setto inclinato a sezione variabile per l'analisi delle pareti murarie." *Dip. Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Università de Roma – La Sapienza*.

D'Asdia, P. (1993). " Analysis of the seismic response of masonry structure." *Proc. of IABSE symposium structural preservation of architectural heritage, Roma*, 281 – 288.

D.M. 21745 - Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987 - MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento." *Pubblicato nel supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 285 del 5 dicembre 1987, Italia*.

De Felice, G., Giannini, R. (2001). "Out-of-plane seismic resistance of masonry walls." *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 5, No. 2, 253-271.

Dhanasekar, M., Page, A.W., Kleeman P.W. (1985a). "The failure of brick masonry under biaxial stresses." *Proc. Instn. Civ. Engrs part 2, Vol 79*, 295-313.

Dhanasekar, M., Kleeman, P.W., Page, A.W. (1985b). " Biaxial stress-strain relation for brick masonry." *J. Of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 111 (5), 1085-1100.

Dialer, C. (1991). "Some remarks on the strength and deformation behavior of shear stressed masonry panels under static monotonic loading." Proc.of the 9th IBMAC, 276-283.

Direction des Routes (1982). " Les ponts en maçonnerie." Ministère des Transports de France. NBE.

Drysdale, R.G., Hamid, A.A. (1982). "Tensile strength of brick masonry." International journal of masonry construction, Vol 2, No.4, 172-178.

Drysdale, R.G., Wong, H.E. (1985). "Interpretation of the compressive strength of masonry prisms." Proc. 7th Int. Brick masonry Conference, Australia, 617-624.

EHE (1999). "Instrucción de hormigón estructural." Editorial Ministerio De Fomento España.

Eurocódigo 1 parte 2-4 (1998). "Bases de proyecto y acciones en estructuras, parte 2-4.: Acciones en estructuras. Acciones del viento." UNE-ENV 1991-2-4:1998, AENOR.

Eurocódigo 2 Parte 1-1(1993): "Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: reglas generales y reglas para edificación." UNE-ENV 1992-1-1:1993.

Eurocódigo 6 parte 1-1 (1997). "Proyecto de estructuras de fabrica, parte 1-1: reglas generales para edificios. Reglas para fábrica y fábrica armada." UNE - ENV 1996-1-1, AENOR.

Eurocódigo 6 parte 1-3 (2000). "Proyecto de estructuras de fabrica, parte 1-3: reglas generales para edificios. Reglas detalladas para acciones laterales." UNE - ENV 1996-1-3, AENOR.

Eurocódigo 8 Parte 1-2 (1998). "Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes, Parte 1-2.: Reglas generales. Reglas generales para edificios." UNE-ENV 1998-1-2:1998, AENOR.

Feenstra, P.H., y De Borst, R. (1995). "A plastic model and algorithm for mode-I cracking in concrete." International journal for numerical methods in engineering, 38, 2509-2529.

Frocht, M.M. (1931). "Recent advanced in photo elasticity." Transactions, ASME, Vol 55, 135-153.

Francis, J.A., Horman, C.B., Jerrems, L.E. (1971). "The effect of joints thickness and other factors on the compressive strength of brickwork." Proc. 2ed International brick masonry conference, stoke-on-trent, 31-39.

Ganz, H.R., Thurlimann, B. (1983). "Strength of brick walls under normal force and shear." Proc. 8th Int. Symposium on load bearing brickwork, London, 27-29.

Grenley, D.G., Cattaneo, L.E. (1971). "The effect of edge load on racking

strength of clay masonry.” Proc. 2ed International brick masonry conference, stoke-on-trent, 263 - 265.

Hamid, A.A., Drysdale, R.G. (1981). “Proposed failure criteria for concrete block masonry under biaxial stresses.” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 107, 1675-1687.

Hendry, A.W. (1990). “Structural Masonry.” Macmillan Press Ltd, London.

Hendry, A.W., Sinha, B.P., Davies S.R. (1997). “Design of Masonry Structure.” E&FN Spon, London.

Herranz, A., Arenas A. (1989). “Análisis dimensional y sus aplicaciones.” Secretariado de publicaciones Universidad de Murcia, Murcia - España.

Hill, R. (1950). “The mathematical theory of plasticity.” Oxford University press, New York. (Reprinted 1998).

Hosdorf, H. (1972). “Modelos reducidos – métodos de cálculo.” Instituto Eduardo Torroja, Madrid - España.

Kwan, A.K.H. (1991). “Analysis of coupled wall frame structure by frame method with shear deformation allowed.” Proceedings of the Institution of Civil Engineers, part 2, 91, 273-297.

Kwan, A.K.H. (1992). “Rotational DOF in the frame method analysis of coupled shear core wall structure.” Computers and structure, 44, (5), 989-1005.

Khoo, C.L., Hendry, A.W. (1973). “Un critère de rupture pour la maçonnerie en cas de compression axiale.” Proc. 3rd Int. Masonry Conference, Germany.

Langhaar, H.L. (1980). “Dimensional Analysis and theory of models.” Robert E. Krieger publishing company, Malabar – Florida - USA.

Lourenço P.B. (1994). “Analysis of masonry structures with interface elements: Theory and Applications.” Delft University of Technology, Report nº 03-21-22-0-01, Delft, Netherlands.

Lourenço, P.B. (1996). “Computational Strategies for masonry Structures.” Delft University Press, Holland.

Lourenço, P.B., Rots, J.G.,(1997). “Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures” J. Engrg. Mech., ASCE, Vol.123, No. 7, 660-668.

Lobato, M.E. (2009). “Método simple para el análisis de muros de obra de fábrica con aberturas bajo solicitaciones en su plano.” Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería de la construcción, Universidad politécnica de Cataluña.

Magenes, G. (1992). “Comportamento sismico di murature di mattoni:

resistencia e meccanismi di rottura di maschmurari, Tesi doctorale, Dipartimento di Meccanica Strutturale, Università degli Studi di Pavia.

Mann, W., Müller, H. (1976). "Versuche zur bruchtheorie von querkraftbeanspruchtem mauewerk." Proc. of the brick masonry conference, Brugge, p.4.a.4.

Mann, W., Müller, H. (1982). "Failure of Shear-Stressed Masonry – An Enlarged Theory, Tests and Application to Shear Walls." Proc. of the British Ceramic Society, 223-235.

Maurenbrecker, A.H.P. (1980). "Effect of test procedures on compressive strength of masonry prisms." Proc. 2nd Canadian masonry symposium, Canada, 119-132.

McNary, W.S., Abrams, D.P. (1985). "Mechanics of masonry in compression." J. Of Structural Engineering, ASCE Vol.111, No. 4,857-870.

Meli, R. (1985). "Diseño Estructural." Editorial Limusa, México.

Modena, C., Tomažević, M. (1990). "Criteri di progetto e modellazione di strutture soggette ad azioni sismiche." Costruire in laterizio, n. 16 (3), 282-291.

Modena, C., Zonta, D., Zanardo, G. (1998). " Shaking table testing on a reduced scale reinforced masonry model." Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering (11ECEE). Balkema/Rotterdam/Brookfield.

Molins, C. (1996). "Un modelo para el análisis del comportamiento resistente de construcciones de obra de fabrica", Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería de la construcción, Universidad Politécnica de Cataluña.

Narayanan, R.S., Beeby, A.W. (1995). "Designers` Handbook to Eurocode 2: Part 1.1: Design of Concrete Structures". Thomas Telford Ltd.

NBE FL – 90 (1990). "Muros resistentes de fabrica de ladrillo." Ministerio de obras publicas y transporte, MOPT.

NCSE-02 (2002). "Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación." Ministerio de Fomento. Madrid.

Oliveira, D.V. (2000) "Mechanical Characterization of stone an brick masonry." Rep. No. 00-DEC/E-4 Univ. Do Minho, Guimaraes.

P.I.E.T. 70 (1971). "Obras de fábrica. Prescripciones del Instituto Eduardo Torroja." Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Madrid.

Page, A.W. (1980). "A biaxial failure criterion for brick masonry in the

tension-tension range." *International Journal of Masonry construction*, 1(1), 26-29.

Page, A.W. (1981). "The biaxial compressive strength of brick masonry." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, part 2, 71, September, 893-906.

Page, A.W. (1983). "The strength of brick masonry under biaxial tension compression." *International Journal of Masonry construction*, 3(1), 26-31.

Page, A.W. (1984). "A study of the influence of brick size on the compressive strength." *Engineering bulletin CE 13*, University of Newcastle, NSW.

Papa, E. (1990). "Sulla mecánica del danneggiamento con particolare riferimento alle murature.", *Tesi de Dottorato*, Politecnico di Milano.

Pasta A. (1999). "Restauro, conservativo e antisismico." ed. Dario Flaccovio 1ª Edizione, Italia.

Righetti, G. (1986). "Calcolo di strutture in murature in zona sismica (2ª parte)." *Costruire in laterizio*, n. 3/1986, pp. 22-26.

Righetti, G., Calliari R. (1989). "Le Strutture a Muratura Portante." Edizioni Lambda, Padova – IT.

Prager, G. (1959). "An Introduction to plasticity" Addison-Wesley Publishing Co. Massachusetts.

Roca P., Molins C., Carol I. (2000). "Análisis de edificios de muros de carga de mampostería ante acciones horizontales." *Revista Hormigón y Acero*, 215, 115-126.

Roca P., (2004). "Simplified methods for specimens of masonry shear walls. Proc. of Sismica 2004. Universidade do Minho, Portugal, 101-118.

Roca P., Molins C., Marí A. (2005). "Strength capacity of masonry wall structures by equivalent frame method." *Journal of Structure Engineering*, ASCE. Vol. 131, No. 10, Octubre 2005, 1601–1610.

Roca P., (2006). "Assessment of masonry shear-walls by simple equilibrium models" *Construction and Building Materials*. Volume 20, Issue 4, 229-238.

Rosi P.P. (1996). "Possibilities of experimental techniques for structural analysis of historical construction." *Structural analysis of historical constructions*, CIMNE, Barcelona, 24 – 46.

Samarasinghe, W., Hendry, A.W. (1982). "The strength of brickwork under biaxial tensile and compressive stress." *Proc. 7th Int. Symposium on load bearing brickwork*, London.

Sinha, B.P. (1967). "Model studies related to load bearing brickwork."

PhD Thesis, University of Edinburgh.

Sinha, B.P., Maurenbreher, H.P., Hendry A.W. (1971). "Model and full-scale test on a five storey cross wall structure under lateral loading" Proceedings of the second international Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, U.K.

Sola, E. (2004). "Anàlisi numèrica d'un model experimental d'edifici de parets de càrrega d'obra de fàbrica" Tesina de especialidad, Departamento de Ingeniería de la construcción, Universidad Politécnica de Cataluña.

Sowden, E., F.N. Spon (1990). "The maintenance of brick and stone Masonry Structure." Ed. A.M.

Stafford-Smith, B., Carter, C. (1971). "Hypothesis for shear failure of brickwork.", J. Of Structural Division, ASCE, 1055-1062.

Stavicickaks, Ignatakis, Matthew, Pelines. (1995). "Numerical analysis of masonry under biaxial stress." Methods in structural masonry, 3 Ed. , J. Middlenton & G.N. Pande Books and Journal International.

Syrmankezis, C.A., Asteris, P.G (2001). "Masonry failure criterion under biaxial stress state." Journal of Materials in Civil Engineering, 58-64.

Tomaževič, M., Modena, C., Velechovsky, T. y Weiss, P. (1990). "The influence of structural layout and reinforcements on the seismic behavior of masonry buildings: an experimental study", The Masonry Society Journal, 9, (1), 26-50.

Tomaževič, M., Velechovsky T. (1992). "Some aspects of testing small-scale masonry building on simple earthquake simulator." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, 945-963.

Tomaževič, M., Weiss, P. (1994). "Seismic behavior of plain and reinforced masonry buildings." Journal of Structure Engineering, ASCE, 120 (2), 323 – 338.

Turnšek, V., Čačovič (1971). "Some experimental results on the strength of brick masonry walls." F. Proc. 2nd Int. Brick Masonry Conference, 140-156.

UNE-67027:1984 (1984). "Ladrillos de arcilla cocida. "Determinación de la absorción del agua." Normas UNE, AENOR, España.

UNE-67030:1985 (1985). "Ladrillos de arcilla cocida. "Medición de las dimensiones y comprobación de la forma." Normas UNE, AENOR, España.

UNE-67030:1986 Erratum (1986). "Ladrillos de arcilla cocida. "Medición de las dimensiones y comprobación de la forma." Normas UNE, AENOR, España.

UNE-67040:1986 (1986). "Fabrica de ladrillo. Determinación de la resistencia a la compresión." Normas UNE, AENOR, España.

UNE-EN 771-1:2003 (2003). "Especificaciones de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Piezas de arcilla cocida." Normas UNE, AENOR, España.

UNE-EN 771-2:2005 (2005). "Especificaciones de piezas para fábrica de albañilería. Parte 2: Piezas silicocalcáreas." Normas UNE, AENOR, España.

UNE-EN 772-1:2002 (2002). "Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión." Normas UNE, AENOR, España.

UNE-EN 1015-11:2000 (2000). "Métodos de ensayo de los morteros para albañilería. Parte 11: Determinación de la resistencia a flexión y a compresión del mortero endurecido." Normas UNE, AENOR, España.

UNE-EN 1052-1:1999 (1999). "Métodos de ensayo para fábricas de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión." Normas UNE, AENOR, España.

Van Der Pluijm, R. (1992). "Material properties of masonry and its components under tensile and shear." Proc. 6th Canadian Masonry Symp., Canada, 675 – 686.

Viviescas, A. (2009). "Modelos simples para el análisis de muros de obra de fabrica cargados en su plano." Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería de la construcción, Universidad politécnica de Cataluña.

Yokel, F.Y., Fattal, S.G. (1976). "Failure hypothesis for masonry shear walls.", J. Of Structural Division, ASCE,515-532.

Žarnič, R., Gostič, S., Crewe, A.J., and Taylor C.A (2001). "Shaking table test 1.4 reduced-scale models of masonry infilled reinforced concrete frame buildings." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 30, 819-834.