

#64

*EDIFICACIONES DE
MAMPOSTERÍA PARA VIVIENDA*



FACULTAD DE INGENIERIA

Apunte
64

1999
G.- 612316

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM.



612316

© Derechos Reservados 1999
Fundación ICA, A.C.

Av. del Parque N° 91
Colonia Nápoles
C.P. 03810 México, D.F.
Tel. 5272 9991, 5272 9915 ext. 4000-4001
Ext. Fax 4083

<http://www.fundacion-ica.org.mx>
e-mail: lunaf@fundacion-ica.org.mx

ISBN 968-7508 65-5

Impreso en México

CONTENIDO

CONTENIDO	iii
PRESENTACIÓN	xi
PRÓLOGO	xiii

CAPÍTULO 1. LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

INTRODUCCIÓN	3
1. PREHISTORIA.....	3
2. INICIO DE LA HISTORIA: SUMERIA	4
3. CULTURAS ANTIGUAS DE MÉXICO	6
4. EGIPTO Y GRECIA	7
5. ROMA	8
6. DEL SIGLO V AL SIGLO XIX.....	11
7. MAMPOSTERÍA REFORZADA.....	13
8. NOTAS FINALES	13
BIBLIOGRAFÍA	15

CAPÍTULO 2. MATERIALES Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PARA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA

2.1 MATERIALES

INTRODUCCIÓN	19
1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES COMPONENTES.....	19
1.1 Unidades o piezas	19
1.2 Piedras artificiales	20
1.3 Los morteros	25
1.4 Acero de refuerzo.....	29
1.5 Concreto.....	30
1.6 Propiedades mecánicas del conjunto piedra-mortero	31
1.7 Mampostería de piedras naturales.....	32
REFERENCIAS	33

2.2 SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PARA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA

INTRODUCCIÓN	35
1. TIPOS DE MUROS	35
1.1 Muros diafragma	35
1.2 Muros confinados	37
1.3 Muros reforzados interiormente	38
1.4 Muros no reforzados	40
1.5 Criterio de selección	40
2. SISTEMAS DE PISO	41
2.1 Desempeño estructural deseable	42
2.2 Losa maciza (Trabajo bidireccional)	44
2.3 Losas aligeradas (Trabajo bidireccional)	45
2.4 Sistemas prefabricados (Unidireccionales y bidireccionales)	46
3. CIMENTACIONES	47
4. CONCLUSIONES	52
REFERENCIAS	55

CAPÍTULO 3. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

INTRODUCCIÓN	59
1. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LAS PIEZAS	60
2. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL MORTERO	63
3. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA EN COMPRESIÓN	64
4. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA BAJO TENSIÓN DIAGONAL	66
REFERENCIAS	70

CAPÍTULO 4. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA

INTRODUCCIÓN	73
1. COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA BAJO CARGAS LATERALES	73
2. IDEALIZACIONES DE LA CURVA CARGA-DEFORMACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA BAJO CARGAS LATERALES	77
3. COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES REVERSIBLES	81
REFERENCIAS	83

CAPÍTULO 5. MODALIDADES DE REFUERZO DE LA MAMPOSTERÍA EN MÉXICO

INTRODUCCIÓN	87
1. COMPORTAMIENTO DE MAMPOSTERIA REFORZADA SUJETA A CARGAS LATERALES Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO	88
1.1 Consideraciones preliminares de diseño	88
1.1.1 Calidad de las piezas	90
1.1.2 Control en obra del mortero y de la mampostería	91
1.1.3 Desconocimiento de los diseñadores del comportamiento de las mamposterías	92
1.2 Comportamiento de muros de mampostería	93
1.2.1 Influencia cualitativa de otras variables	97
1.2.2 El acero de refuerzo en las mamposterías	98
1.3 Evolución del Refuerzo de las Mamposterías	99
1.3.1 Refuerzo longitudinal	102
1.3.2 Refuerzo transversal	104
1.3.3 Refuerzo horizontal	108
REFERENCIAS	109

CAPÍTULO 6. ANÁLISIS Y REVISIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

INTRODUCCIÓN	113
1. ANÁLISIS	113
1.1 Criterio general	113
1.2 Análisis por carga vertical	114
1.3 Análisis por cargas laterales	114
1.3.1 Método simplificado de análisis (método A)	115
1.3.2 Método de análisis estático (método B)	116
1.3.3 Método de análisis dinámico	117
2. REVISIÓN	118
2.1 Resistencia a cargas verticales	118
2.2 Resistencia a cargas laterales	119
2.3 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro	119
3. EJEMPLOS COMPARATIVOS DE ANÁLISIS Y DE REVISIÓN DE MUROS	120
3.1 Datos para la revisión estructural	121
3.2 Consideraciones, procedimiento y resultados	122
3.2.1 Método A	122
3.2.2 Método B	126
3.2.3 Método C	130
3.2.4 Comentarios de los métodos y de resultados	146
4. COMENTARIOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y LA REVISIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	147
4.1 Espectros de diseño	147
4.2 Factores de comportamiento sísmico Q	148
4.3 Modelación de muros de mampostería	149

4.4 Condiciones de regularidad.....	149
4.5 Resistencia al cortante	149
5. CONCLUSIONES	150
REFERENCIAS	151

CAPÍTULO 7. OBSERVACIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA EN ZONAS SÍSMICAS

INTRODUCCIÓN	155
1. DESEMPEÑO SÍSMICO OBSERVADO DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA	156
1.1 Edificaciones de adobe	156
1.2 Edificaciones de mampostería sin refuerzo.....	159
1.3 Edificaciones de mampostería confinada	160
1.4 Edificaciones de mampostería con refuerzo interior	162
1.5 Mampostería empleada como relleno.....	164
1.6 Estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones de mampostería existentes.....	165
2. ASPECTOS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA EN ZONAS SÍMICAS	166
2.1 Normatividad	166
2.2 Calidad de los materiales	167
2.3 Influencia de las aberturas en muros de mampostería.....	167
2.3.1 Influencia de las aberturas en la rigidez lateral de la estructura.....	167
2.3.1 Influencia de las aberturas en la distribución de fuerzas cortantes.....	170
2.4 Importancia de la configuración estructural	171
3. DETALLADO DEL REFUERZO EN ZONAS SÍMICAS	174
4. CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES PARA LIMITAR EL DAÑO ESTRUCTURAL.....	177
REFERENCIAS	181

CAPÍTULO 8. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS EN LA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA

INTRODUCCIÓN	187
1. CONSTRUCCION DE LA CIMENTACIÓN	187
1.1 Estudio de mecánica de suelos.....	187
1.2 Plantillas.....	188

1.3	Número y posición del acero de refuerzo en los elementos estructurales de la cimentación.....	188
1.4	Anclaje de castillos en la cimentación.....	188
2.	CONSTRUCCIÓN DE FIRMES.....	189
3.	TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO DE LOS MATERIALES.....	189
4.	TRATAMIENTO DE LA SUCCIÓN DE LAS PIEZAS.....	189
5.	ESPEJOR DE LAS HILADAS Y ACABADO DE LAS JUNTAS.....	190
6.	FABRICACIÓN DEL MORTERO EN OBRAS PEQUEÑAS Y EN OBRAS GRANDES.....	191
7.	CONSTRUCCIÓN DE LA MAMPOSTERÍA.....	192
8.	RITMO DE LA CONSTRUCCIÓN.....	192
9.	CUIDADO DE LOS MUROS DURANTE SU CONSTRUCCIÓN.....	193
10.	COLOCACIÓN DE INSTALACIONES.....	194
11.	ARMADO DE DALAS Y CASTILLOS Y ANCLAJE DE ARMADO EN MUROS REFORZADOS EN SU INTERIOR.....	194
12.	IMPERMEABILIZACIÓN DE MUROS Y MANTENIMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA.....	195
13.	ERRORES COMUNES QUE PUEDEN EVITARSE.....	195
14.	ASPECTOS IMPORTANTES DEL SUPERVISOR DE VIVIENDA.....	196
15.	ESTÁNDARES DE ORGANISMOS GUBERNAMENTALES (INFONAVIT, FOVISSSTE, FIVIDESU, FONHAPO, FICAPRO, ETC) EN EL CONTROL DE CALIDAD.....	197
16.	ALGUNAS EXPERIENCIAS PERSONALES EN ORGANISMOS GUBERNAMENTALES.....	197
	REFERENCIAS.....	198
CAPÍTULO 9. ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DE LOS MATERIALES. NORMATIVIDAD Y PRÁCTICA PROFESIONAL.....		201
CAPÍTULO 10. REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA		
	INTRODUCCIÓN.....	211
1.	PRINCIPIOS BÁSICOS PARA UN COMPORTAMIENTO SÍSMICO ADECUADO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.....	212
2.	COMPORTAMIENTO SÍSMICO OBSERVADO EN EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA.....	214
2.1	Mampostería simple.....	214
2.2	Mampostería confinada.....	215
2.3	Mampostería reforzada.....	216
3.	EVALUACIÓN Y ANÁLISIS DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA EXISTENTES.....	216
3.1	Evaluación de edificios existentes.....	217

3.2	Registro documental de diseño y construcción.....	217
3.3	Inspecciones	217
3.4	Propiedades de los materiales	218
3.5	Evaluación de grietas	219
3.6	Criterio de seguridad de la rehabilitación	225
3.7	Toma de decisiones sobre una rehabilitación.....	228
3.7.1	Medidas a tomar después de un sismo.....	228
3.7.2	Criterios para rehabilitar una estructura	228
3.7.3	Tipos de intervención en un edificio	229
3.7.4	Algoritmo del diseño de una rehabilitación	229
4.	TÉCNICAS DE EVALUACIÓN Y ENSAYES EN EL SITIO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	230
4.1	inspección visual	230
4.2	Martillo de rebote	231
4.3	Pruebas de extracción.....	232
4.4	Barrenado	234
4.5	Prueba de penetración	234
4.6	Ensayes a corte en el plano de piezas y elementos.....	235
4.7	Ensaye de probetas extraídas o corazones	237
4.8	Medición de la adherencia mortero-pieza	238
4.9	Gatos planos	239
4.10	Técnicas de transmisión de pulso	241
4.10.1	Velocidad de pulso ultrasónico.....	242
4.11	Medición del eco producido por impactos.....	246
4.12	Tomografía.....	247
4.13	Métodos magnéticos	247
4.14	Radiografía.....	248
4.15	Termografía de rayos infrarrojos	248
4.16	Emisión acústica.....	249
4.17	Pulsos electromagnéticos.....	249
4.18	Interferometría láser	250
4.19	Petrografía	250
4.20	Endoscopía	250
4.21	Pruebas de carga	250
4.22	Potencial de corrosión	250
4.23	Tamaño de la muestra	251
5.	TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN.....	251
5.1	Modalidades de conexión a la mampostería existente	252
5.1.1	Anclas.....	252
5.1.2	Conexiones mampostería-acero	254

5.2	Reemplazo de piezas y de concreto dañados.....	254
5.3	Reparación de grietas.....	255
5.3.1	Inyección de resinas y morteros epóxicos	255
5.3.2	Inyección de morteros de cemento	257
5.3.3	Reparación de grietas con rajuelas	259
5.3.4	Evaluación de la inyección de grietas	259
5.4	Inserción de barras de refuerzo	259
5.5	Encamisado de muros.....	261
5.5.1	Encamisado con mallas metálicas.....	261
5.5.2	Encamisado con mallas y bandas plásticas	267
5.6	Adición de elementos confinantes de concreto reforzado.....	274
6.	CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.....	274
7.	RECIMENTACIONES Y RENIVELACIONES	280
7.1	Pilotes de control	281
7.2	Subexcavación	282
7.3	Micropilotes	283
8.	MAMPOSTERÍA DE ADOBE	286
8.1	Principios básicos de estructuración de viviendas de adobe	287
8.2	Daños observados en estructuras de mampostería de adobe	287
8.3	Técnicas de rehabilitación de estructuras de mampostería de adobe	290
8.3.1	Técnicas de reparación local.....	290
8.3.2	Construcción de elementos de confinamiento y amarre	290
8.3.3	Encamisado de muros	293
8.3.4	Modificaciones de techos.....	294
8.3.5	Construcción de muros nuevos.....	297
	AGRADECIMIENTOS.....	297
	REFERENCIAS	298

CAPÍTULO 11. PROBLEMÁTICA DE LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA EN MÉXICO

1.	EL PROCESO DE PRODUCCIÓN DE LA VIVIENDA POPULAR	305
1.1	La urbanización en los países del tercer mundo.....	305
1.2	El acceso a la tierra.....	306
1.3	Los programas institucionales	307
1.4	La reglamentación y normatividad en la vivienda.....	307
2.	VULNERABILIDAD Y RIESGO EN LA VIVIENDA.....	309
2.1	Condiciones de localización	309
3.	EL DESARROLLO TECNOLÓGICO	310
3.1	La industria de la construcción.....	310
3.2	Formación de cuadros técnicos.....	312
4.	RECOMENDACIONES.....	313
	REFERENCIAS	316

PRESENTACIÓN

En México más del 90% de la vivienda, ya sea unifamiliar o multifamiliar, se construye a base de muros de carga de mampostería. Esto hace que la edificación de vivienda a base de este sistema estructural represente un poco más del 50% del volumen total de la construcción que se hace en nuestro país. A pesar de esto, en la mayoría de las universidades de nuestro país dentro de las carreras de Ingeniería Civil o de Arquitectura no existe un curso especialmente dedicado al análisis y diseño de estructuras de mampostería, y en ocasiones, desafortunadamente, únicamente se le dedican unas cuantas horas a este tema dentro de otras materias. Por otra parte, tampoco existen libros de texto sobre este tema y la mayor parte del conocimiento sobre el análisis, el diseño y el comportamiento de estructuras de mampostería se encuentra en artículos técnicos o reportes de investigación, los cuales, en muchas ocasiones, no están disponibles a los ingenieros de la práctica profesional.

Con la finalidad de ayudar en algunos de estos problemas, la *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural* (SMIE) organizó un curso sobre edificaciones de mampostería para vivienda en el mes de octubre de 1997 con la participación de destacados especialistas en la materia. Dentro de las personas que impartieron este curso se encuentran profesores, investigadores e ingenieros de la práctica profesional. El curso atrajo una importante cantidad de asistentes y fue calificado muy positivamente por los mismos. Como parte de dicho curso los profesores prepararon algunas notas de cada uno de los temas que se abarcaron.

Fue a raíz de las notas que prepararon los profesores de dicho curso que la SMIE decidió emprender la tarea de hacer el presente libro. En el libro se abarcan muy diversos temas como son la descripción de los materiales, de las cimentaciones y sistemas de piso que se utilizan en este tipo de vivienda, el comportamiento mecánico de los materiales y los muros de mampostería bajo diferentes tipos de solicitaciones, análisis de viviendas a base de mampostería, aspectos constructivos y de control de calidad y por último reparación y refuerzo de estructuras de mampostería.

Este libro no debe verse como un libro que pretende cubrir en forma exhaustiva y rigurosa todos los aspectos relacionados a las estructuras de mampostería, sino como un importante esfuerzo por reunir material sobre los temas principales relacionados al análisis, diseño y construcción de estructuras de mampostería. El material está dirigido tanto a estudiantes de nivel licenciatura de las carreras de Ingeniería Civil como de Arquitectura como a profesionales del diseño y construcción de viviendas.

Dado que el libro representa un compendio de capítulos escritos por diferentes autores pueden existir algunas heterogeneidades tanto en su extensión como en el estilo de redacción, en la notación, o aún en algunos de los criterios técnicos que son resultado de la experiencia profesional de cada uno de los autores. Si bien esto podría interpretarse como una debilidad del presente trabajo, puede entenderse como riqueza del material y respeto a la contribución de cada autor.

Este libro es el resultado del esfuerzo y apoyo de muchas personas e instituciones. En primer lugar deseamos agradecer a los autores quienes dedicaron muchas horas de su valioso tiempo, sin remuneración alguna, a la preparación de este libro. Así mismo, agradecemos la oportunidad y apoyo de la Fundación ICA por el apoyo económico para la publicación del presente libro. Finalmente, agradecemos especialmente al M. en I. Tomas A. Sánchez y al Sr. Oscar Zepeda, quienes tuvieron a su cargo la edición del presente trabajo.

Ing. Oscar de la Torre Rangel
Presidente
X Mesa Directiva SMIE

Dr. Eduardo Miranda Mijares
Vicepresidente
X Mesa Directiva SMIE

Ing. Francisco García Jarque
Presidente
XI Mesa Directiva SMIE

PRÓLOGO

México tiene una larga y destacada trayectoria en el empleo de la mampostería en la construcción. Muestras de las extraordinarias realizaciones de las diferentes culturas prehispánicas todavía permanecen y asombran por su belleza y calidad constructiva. Los grandes edificios civiles y religiosos de la época de la colonia están distribuidos en casi todo el país y se encuentran en su mayoría todavía en uso, como muestra de la validez de las soluciones adoptadas.

El material está fuertemente arraigado en la cultura nacional y es objeto de gran aceptación, especialmente para la vivienda. De hecho es esa preferencia la que ha frenado el cambio hacia otras técnicas de construcción más modernas y en algunos aspectos más eficientes y más factibles de un proceso industrializado de construcción.

La mampostería es considerada frecuentemente como un material estructural de secundaria importancia con respecto a otros más industrializados como el acero y el concreto. Por lo mismo, se le supone poco apto para ser objeto de estudios rigurosos y de cálculos ingenieriles. Hay amplias pruebas de que la posición anterior es errónea.

Existe en México una larga tradición en el estudio e investigación sobre la mampostería. Poco después del sismo de 1957, comenzó un programa de investigación analítica y experimental sobre el tema, y esta actividad ha continuado ininterrumpida desde entonces, con la participación cada vez de nuevas generaciones de especialistas. Las contribuciones de estos estudios al conocimiento del material y de su función estructural, sobre todo en cuanto al diseño sísmico, son reconocidas internacionalmente.

También México ha estado a la vanguardia en la normativa sobre el diseño estructural de este material. Desde el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1963, y sobre todo en el de 1976, se han incluido criterios racionales de diseño de la mampostería que han sido adoptados por normas de otros países. El planteamiento del Reglamento de 1976, que trata a la mampostería con un criterio de diseño similar al de los otros materiales más modernos y más estudiados, como el concreto reforzado y el acero, fue pionero a escala internacional.

La práctica de diseño y construcción de la mampostería ha resultado exitosa en México, ya que las edificaciones de este tipo han tenido relativamente pocos daños, aun ante los sismos severos que han afectado al país. La mayoría de los casos de mal comportamiento son atribuibles a errores claros de diseño y

construcción, o a discrepancias claras con respecto a la reglamentación y a la práctica establecidas. Es por ello particularmente importante que los conocimientos básicos sobre el tema tengan la más amplia divulgación.

Existe un amplio acervo documental de los estudios realizados en nuestro país sobre el tema; sin embargo, se ha tratado casi siempre de informes técnicos sobre estudios específicos, y es por ello que este libro viene a cumplir una importante función al reunir en un solo documento el estado del conocimiento y la práctica sobre el tema. Un grupo destacado de especialistas ha cubierto no sólo los temas más propios de la ingeniería estructural, sino también los de construcción, arquitectura, historia y ciencias sociales. La escasez de textos sobre la materia, en cualquier idioma, hace más valiosa la obra.

El volumen será de gran utilidad para estudiantes y profesionales de distintas áreas y hay que felicitar a Fundación ICA por una contribución más al progreso de la industria de la construcción.

Roberto Meli
Agosto de 1999

CAPÍTULO I

LAS ESTRUCTURAS
DE MAMPOSTERÍA

H. GALLEGOS

LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA¹

Héctor Gallegos²

INTRODUCCIÓN

La historia de la humanidad va de la mano con su necesidad de tener lugar en donde protegerse de las inclemencias de la naturaleza. Desde épocas remotas el hombre ha buscado para ello, materiales accesibles que sean fáciles de utilizar y que proporcionen la mayor comodidad. Los tipos de materiales utilizados por las culturas de la antigüedad fueron determinados por las condiciones del terreno en donde se asentaron. En este capítulo se hará una descripción somera acerca de la historia de la mampostería desde la prehistoria, hasta la época actual mostrando la evolución que han tenido las edificaciones de mampostería a través del tiempo.

1. PREHISTORIA

Es probable que la mampostería haya sido inventada por un nómada, hace unos 15,000 años. Cuando al no encontrar un refugio natural para protegerse de las adversidades de la naturaleza, decidió apilar piedras para formar un lugar donde guarecerse. Sin embargo, como la transmisión de técnicas o ideas era muy lenta o no ocurría, la “invención” seguramente tuvo que repetirse innumerables veces.

El proceso inmediato en el desarrollo de la mampostería debió ser la utilización del mortero de barro, el cual permitió no solo apilar, sino acomodar o asentar con más facilidad, y a mayor altura, las piedras irregulares naturales. Este paso se dio, seguramente, cuando se comenzaron a integrar las primeras aldeas. Existen varios vestigios de poblados prehistóricos construidos con piedras asentadas con barro desde las Islas Aran, en Irlanda, hasta Catal Hüyük, en Anatolia; también, el mismo sistema constructivo, fue empleado en otro lugar distante y unos 10,000 años después, por los incas en Ollantaytambo (Figura 1), cerca del Cusco, donde quedan construcciones importantes, con muros de piedra

¹ El contenido de este capítulo está basado en el libro “Albañilería Estructural”, editado por la Pontificia Universidad Católica del Perú (Referencia 1).

² Profesor e investigador de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

natural asentada con mortero de barro y techos de rollizos de madera cubiertos con una gruesa capa de paja.

La unidad de mampostería fabricada por el hombre a partir de una masa de barro secada al sol, para sustituir a la piedra natural, debió ocurrir en lugares donde esta última no podía encontrarse. El vestigio más antiguo se encontró realizando excavaciones arqueológicas en Jericó, en el Medio Oriente. La unidad de barro tiene la forma de un gran pan, fabricada a mano y secada al sol; su peso es de unos quince kilogramos, y en ella aún se notan las huellas del hombre que la elaboró. Las unidades de barro formadas a

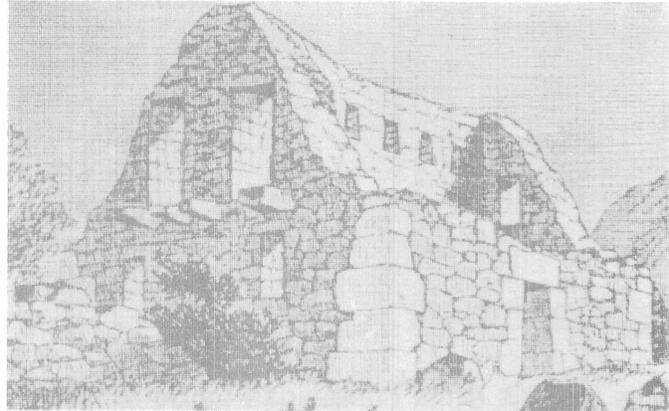


Figura 1. Ollantaytambo. Cusco, Perú (siglo XIV). Los muros son de piedra y han sido asentados con barro y recubiertos luego con enlucido de barro.

mano se han encontrado en formas diversas y no siempre muy lógicas. La forma cónica es de interés, pues se repite y está presente en lugares distantes, sin conexión directa y en momentos de desarrollo semejantes; estas unidades se encuentran en muros construidos en Mesopotamia, con una antigüedad de 7,000 años, y en la zona de la costa norte del Perú, en Huaca Prieta, con una antigüedad de 5,000 años.

2. INICIO DE LA HISTORIA: SUMERIA

Las unidades de barro formadas a mano y secadas al sol y el mortero de barro constituyen el estado del arte de la construcción con mampostería en la aurora de la historia. En el cuarto milenio a.C. los sumerios, considerados como iniciadores de la civilización y de la ingeniería, inventaron la ciudad, la irrigación, la escritura, los números, la rueda y el molde. Este último constituido por un marco de madera elemental y rústico aún se emplea en algunos países. El molde es un avance sustantivo en la construcción de mampostería y en otras actividades, pues posibilita la producción rápida de unidades prácticamente iguales.

Aquella masa de barro mezclada con paja a la cual se daba la forma de paralelepípedo recto colocándola a presión dentro de un molde de madera, para luego dejarla secar al sol, hizo posible la libertad de construcción y la arquitectura monumental. El adobe puso en manos del hombre un medio de expresarse con libertad, escogiendo la manera de colocar y juntar adobes en donde la construcción podría hacerse en una escala monumental. Como tal, la obra ya no es una creación individual, sino esencialmente, el producto colectivo de muchas manos.

Las primeras construcciones de adobe siguieron estrechamente la forma de las estructuras a las que obligaban los antiguos materiales. Al copiar en mampostería la bóveda en forma de túnel de las chozas practicadas en los cañaverales, algún sumerio construyó el falso arco y luego encontró el principio del verdadero. De este modo se aplicaron leyes mecánicas de resistencias y empujes muchos milenios antes de que estas leyes llegaran a ser formuladas.

La arquitectura del adobe produjo pronto, en forma incidental, una contribución a las matemáticas aplicadas. Una ruma de adobes ilustra, admirablemente, el volumen del paralelepípedo. A pesar de que los adobes antiguos difícilmente eran regulares, resulto fácil advertir que el número de adobes comprendidos en una ruma podía encontrarse contando el número de ellos en tres lados adyacentes y multiplicando estas cantidades entre sí.

El primer templo de forma sumeria fue edificado en la ciudad de Uruk (2,900 a.C.). En las excavaciones arqueológicas practicadas allí aparecen los cimientos de construcciones verdaderamente monumentales, una colina artificial y el prototipo del zigurat o torre escalonada, el cual era indispensable en un templo sumerio. Este primer zigurat está enteramente construido con adobes unidos con capas de betún.

El adobe fue llevado al horno a principios del tercer milenio antes de Cristo, para hacer ladrillos cerámicos. Para la construcción de la mampostería el ladrillo era asentado con mortero de betún o alquitrán, (sustancia abundante en el suelo del Medio Oriente) al cual se añadía arena. Esta mampostería se convirtió entonces en el material fundamental de las construcciones más importantes y permitió alturas crecientes de los zigurats. El de la ciudad de Ur (2,125 a.C.), con una base de 62 m por 43 m y una altura de 21 m, tenían un núcleo de adobe y un forro de mampostería de 2.4 m de espesor, hecho de ladrillos cerámicos asentados con mortero de betún, en el que se incorporó tejidos de caña. El aspecto de estos zigurats debió ser espectacular. El Génesis relata la historia de uno de ellos, conocido como la Torre de Babel.

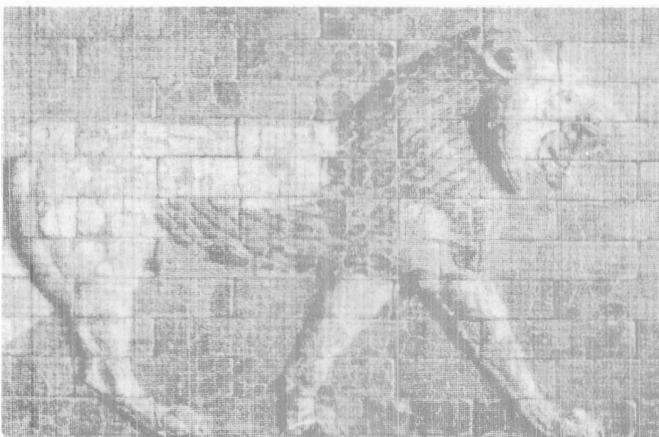


Figura 2. Babilonia (primer milenio antes de Cristo). Muro de unidades de arcilla decorativas: esmaltadas y vitrificadas.

En Babilonia los ladrillos cerámicos tenían inscripciones en bajo relieve que relataban la construcción de la obra y nombraban a sus autores, en las obras más suntuosas estos ladrillos eran esmaltados, formando en alto relieve y en colores, el león, el toro y el dragón, que actuaban de guardianes y protectores (Figura 2). En construcciones elevadas, donde ocurrían grandes esfuerzos, el mortero era reforzado con fibras de caña, lo

que procuraba a la mampostería una considerable resistencia a la tensión.

3. CULTURAS ANTIGUAS DE MÉXICO

Paralelamente a otras grandes culturas en el mundo, las culturas antiguas de México erigieron estructuras imponentes utilizando mampostería de piedras naturales o artificiales, dando muestra del desarrollo alcanzado en técnicas constructivas. A continuación se citan algunos casos. En general, la arquitectura mesoamericana es de piedra, con frecuencia bellamente cortada y adornada con relieves (Figura 3). Además de la piedra, fue de uso frecuente el estuco para revestir fachadas y muros interiores. Es muy rara la aparición del ladrillo, pero en cambio, muy frecuente el uso del adobe.

Los Olmecas (1200 a.C.) utilizaron para la construcción de La Venta, muros hechos con bloques de barro rojo y amarillo unidos también con barro.

En Teotihuacán es común encontrar taludes escalonados y la construcción en barro revestido de piedra. Hay indicios de que las casas tenían cimientos de piedra aunque sus muros fueran de materiales precarios.

Los edificios públicos poseían muros de piedra y suelos de tierra compacta. En algunos casos (como en las pirámides de mayor tamaño), se observan grandes troncos de árboles entre la mampostería, seguramente con la idea de que trabajaran como pilotes y transmitieran al terreno el peso de la construcción.

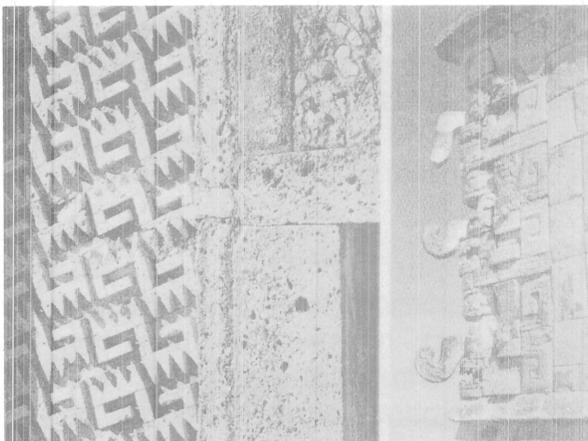


Figura 3. Ejemplos de construcciones empleadas en Mesoamérica. A la izquierda, relieves de Mitla y, a la derecha, basamento y adornos mayas de Kabah.

Los Mayas hicieron grandes aportaciones técnicas. El uso de la llamada "bóveda maya" que comenzó en el techado de tumbas, se generalizó y permitió la sustitución de techos de palmas por los de mampostería. Este adelanto técnico llegó primero a edificios destinados al culto y a las residencias de los privilegiados. Las casas de los privilegiados, siempre cercanas a los edificios ceremoniales, eran de mampostería en su totalidad, y casi siempre sobre terrazas o plataformas. Podían integrarse por pocas habitaciones alineadas, hasta por decenas de cuartos organizados en complejos conjuntos de varias crujías. Es frecuente la presencia de repisas a

lo largo de los muros interiores, sobre las que se sentaban y dormían los moradores. Vigas empotradas en los paramentos de las bóvedas servían, además de elementos de refuerzo de la bóveda, para colgar enseres y víveres.

En contraste, la vivienda de la población restante eran simples chozas de madera con techos de palmas o zacate. El piso era generalmente de tierra apisonada.

En el Valle de México, durante el periodo preclásico (700 a.C.) ya se utiliza la mampostería con diferentes fines. Se construyen muros de contención en laderas de cerros, formando terrazas escalonadas, tanto para evitar la erosión como para aprovecharlas en el cultivo. En esta época se identifican herramientas y técnicas que favorecieron el desarrollo de la arquitectura (ligada fundamentalmente a la religión). Aparece el concepto de basamentos para templos, muros de contención y plataformas revestidas de piedra para casas, escalinatas sencillas o con alfardas, rampas, el corte de la piedra y el recubrimiento de estuco, cierta orientación de los edificios, cinceles, plomadas, pulidores de pisos y muros, el mortero de cal y arena, etc.

4. EGIPTO Y GRECIA

La materia prima para la fabricación de piezas de mampostería siempre ha estado determinada por las formaciones y condiciones geológicas del lugar donde va a ser utilizada. El ladrillo cerámico se remonta a Sumeria por que allí había abundantes depósitos de arcilla, pero no de rocas.

En Egipto, por la misma época, se pudo escoger y se prefirió para las grandes obras la roca traída de las montañas a lo largo del Nilo. Calizas, areniscas, granitos, basaltos y alabastros fueron explotados en las canteras estatales; allí los bloques eran desprendidos perforando agujeros en los que luego introducían cuñas metálicas. Una vez separados, estos bloques eran desbastados con ayuda de



Figura 4. Monolitos de cuatro toneladas en el núcleo de las grandes pirámides en la vecindad de El Cairo, Egipto.

bolas y martillos de diorita para formar grandes monolitos que pesaban cientos de toneladas, como los usados en los núcleos de las pirámides (Figura 4) o incluso tallados directamente en la forma de columnas, vigas y losas, como en los templos de Luxor. Estas "unidades de mampostería" ciclópea eran asentadas con morteros de yeso y cal.

Las obras comunes se construyeron de cañas o adobes; el ladrillo cerámico se usó rara vez.

Grecia adoptó una arquitectura de lujo y de exteriores y, si bien carecía de las ricas canteras

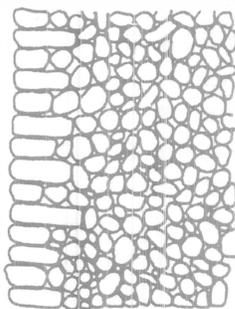
egipcias, poseía los mejores mármoles para llevarla a cabo. Ellos sirvieron para revestir su gruesa mampostería de piedra caliza asentada con morteros de cal.

En Egipto y en Grecia la construcción importante es de piedra, rectilínea; el arco era inexistente. Consecuentemente la arquitectura estaba limitada en sus posibilidades espaciales interiores por la escasa resistencia del material a la tensión. La piedra exigía claros pequeños para las vigas, y las losas y los espacios entre columnas tenían que ser reducidos.

5. ROMA

En algunas obras los romanos utilizaron piedra importada de las mejores canteras egipcias y mármol griego; en la mayoría de los casos emplearon la piedra de sus depósitos de caliza, travertino y tufa volcánica, y la tecnológica sumeria de la mampostería de ladrillos de arcilla. A esta tecnología aportaron una nueva racionalidad constructiva y la invención del mortero de cemento y del concreto.

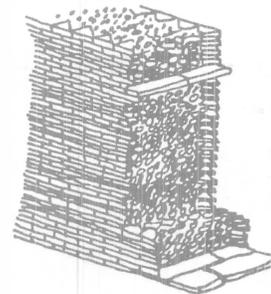
La nueva racionalidad consistió principalmente en el desarrollo de diferentes sistemas para la construcción de muros (Figura 5), que eran más económicos y fáciles de levantar, particularmente empleando el nuevo mortero de cal al cual incorporaron de acuerdo al relato de Vitruvio (25 a.C.) "una clase de polvo que por causas naturales produce resultados asombrosos. Se le encuentra en la vecindad de Baia y Putuoli y en los alrededores del monte Vesubio. Esta sustancia, cuando es mezclada con cal o piedras, no solamente provee resistencias a construcciones sino que cuando se construye pilares en el mar endurece bajo el agua".



a) Opus incertum



b) Opus reticulatum



c) Opus testaceum

Figura 5. Tipos de muros romanos.

El compuesto de las tres sustancias (aglomerante hidráulico, agregado grueso y agua) descrito por Vitruvio es lo que hoy llamamos concreto. El aglomerante hidráulico, pariente cercano de los cementos puzolánicos modernos, se elabora mezclando dos partes de la "arena" volcánica (muy fina, de color chocolate), con una parte de cal (material conocido por las más antiguas civilizaciones). Los óxidos de

sílice finamente pulverizados, contenidos naturalmente en la puzolana, reaccionaban químicamente con el hidróxido de calcio (la cal) en presencia del agua, para formar los componentes básicos de un aglomerante hidráulico.

Si bien los romanos no sabían por qué la "arena" de Putuoli daba un resultado distinto y superior a la convencional, la aplicaron sabia y liberalmente en sus grandes construcciones portuarias, urbanas, viales e hidráulicas, tanto para asentar piedras o ladrillos formando mampostería como para elaborar concreto añadiendo piedras, con el que construyeron muros, bases de pavimentos y cimentaciones. El molde de ese concreto en los muros, arcos y bóvedas estaba constituido por mampostería permanente de ladrillos de cerámica asentados con mortero, mientras que para formar las cúpulas tuvieron que desarrollar moldes provisionales (encofrados) de madera.

Las invenciones e innovaciones romanas significaron una verdadera revolución tecnológica de la construcción y tuvieron los siguientes efectos sustanciales:

- a) Posibilitar la construcción de cimentaciones más competentes.
- b) Simplificar la construcción de los muros. El muro romano de las construcciones públicas era tradicionalmente de mampostería de piedra natural o de ladrillos cerámicos asentados con mortero de cal, y en los muros más gruesos (Figura 5), el espacio entre dos muros delgados de mampostería era rellenado con pedacería de ladrillos o piedras acomodadas con mortero de arena y cal. En ambos casos el proceso de endurecimiento de estos morteros se producía únicamente por medio de la carbonatación de la cal y la ganancia de resistencia era muy lenta. La invención del mortero de cemento permitió a los romanos un sustantivo incremento en la rapidez de construcción, contribuyendo a que en breve tiempo se tuviera una infraestructura adecuada al proceso de expansión del imperio. Esto no se hubiera conseguido con morteros que solo tenían cal.
- c) Libertad para el desarrollo de la tecnología del arco, bóveda y la cúpula, que si bien eran formas estructurales conocidas desde los sumerios, 3,500 años antes, estaban aprisionadas por las ajustadas restricciones impuestas al constructor por la piedra y el ladrillo.
- d) Posibilitar aberturas totales o parciales en los muros usando arcos o bóvedas, proveyendo así una herramienta de gran potencial en el diseño de interiores.

Muchas grandes obras romanas son frutos de la revolución del mortero y del concreto. Una de las más notables es el Panteón (Figura 6), porque reúne de manera coherente la totalidad de la creatividad arquitectónica y estructural y la aplicación sofisticada de la nueva tecnología constructiva.

La construcción del Panteón la inicio veintisiete años antes de Cristo, el cónsul Agripa en honor a todos los dioses. Se trataba, en su versión primera, de un edificio clásico de planta rectangular soportado en columnas y construido en piedra. Su forma actual fue decidida por el emperador Adriano, quien modificó sustancialmente el edificio aprovechando las nuevas tecnologías del concreto y de la mampostería, terminando aproximadamente en el año 118 después de Cristo.

El Panteón es un edificio circular de mampostería y concreto con acabado de ladrillo en las paredes exteriores y mármoles en el interior, cubierto con un gran domo de concreto.

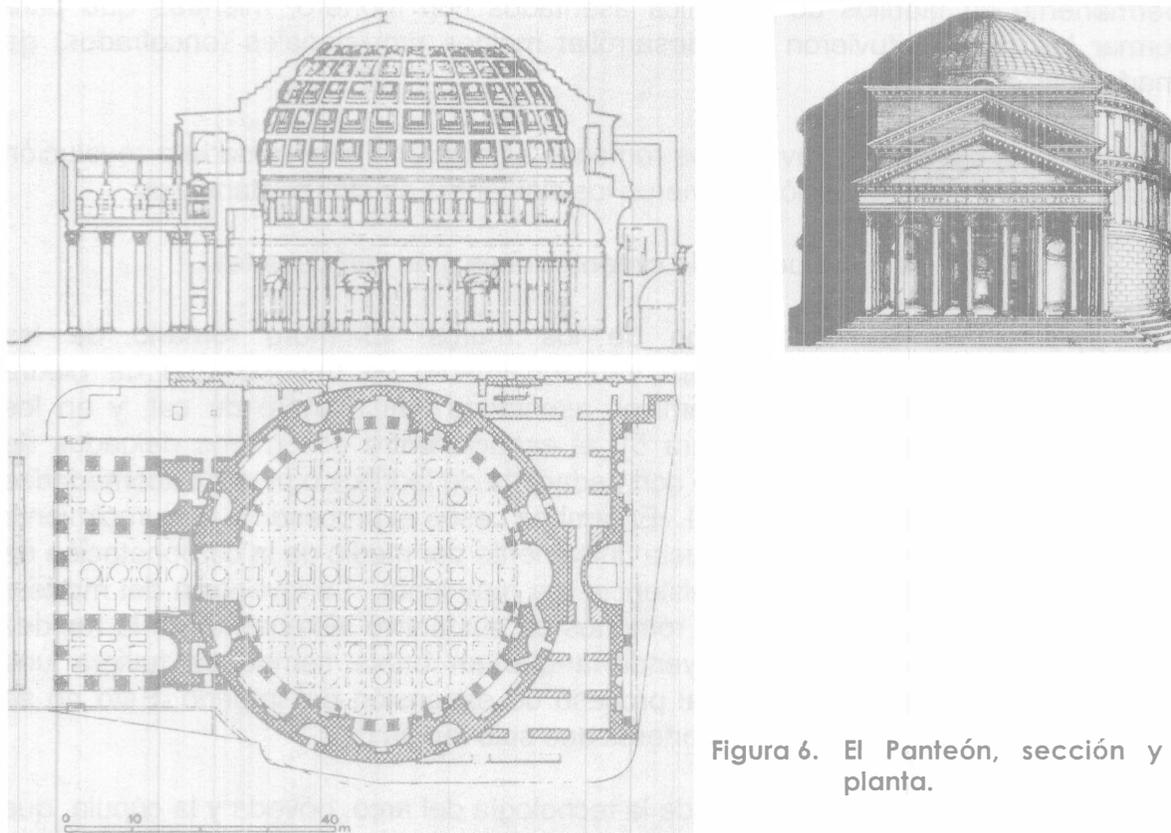


Figura 6. El Panteón, sección y planta.

No se conoce con precisión el procedimiento utilizado en su construcción, pero es notoria su dependencia del mortero y concreto romanos, sin los cuales no hubiera existido. Su éxito y durabilidad se deben sin lugar a dudas, a una notable cimentación de un anillo de concreto sólido de 7.3 m de ancho por 4.5 m de alto, bajo todo el muro perimetral; a la excelente calidad del concreto y la construcción, y a la cuidadosa selección de agregados. La cimentación tiene agregado pesado basáltico; los muros son de la forma *opus incertum*, que se recomendaba por ser la más resistente, con agregado de travertino en la parte baja y de pedacería de ladrillo en la parte alta. Son aspectos notables de su construcción los rigidizadores de los muros y las bóvedas y arcos que forman los siete grandes nichos y la puerta, ubicados todos como parte integral de los muros; el acabado encofrado del domo, y el gran lucernario (u ojo) que provee el total de la iluminación interna.

6. DEL SIGLO V AL SIGLO XIX

Después de Roma, el avance de la tecnología de la mampostería en Europa se detiene por varios siglos, se deja de fabricar ladrillos; los morteros de cemento y el concreto, desaparecen, perdiendo su tecnología, siendo rescatada trece siglos después por Smeaton, el fundador de la ingeniería civil, quien en 1756 reconoció la necesidad de usar en Inglaterra una mezcla de cal y puzolana italiana para la reconstrucción de partes que estarían sumergidas.

En el siglo XII el arco sumerio y romano de medio punto cede el paso al arco apuntado gótico y a la bóveda de crucería que posibilitan cubrir grandes claros y trasforman la estructuración tradicional de las obras de mampostería. Se sustituyen así gruesos muros laterales por muros esbeltos, y la pequeña ventana románica por grandes ventanas. Se alcanza así una arquitectura de equilibrio, en donde el empleo de mampostería de arcilla o piedra con juntas gruesas de morteros de cal proveía, para estas construcciones la posibilidad de modificar su geometría inicial para acomodarse a las líneas resultantes de las fuerzas generadas por las cargas verticales y los empujes laterales, manteniendo al conjunto en una estabilidad de compresión en todas sus secciones y elementos.

La mampostería fue importante en Europa occidental para controlar desastrosos fuegos que destruían ciudades medievales. Por ejemplo después del gran fuego de 1666, Londres deja de ser una ciudad de madera para convertirse en una de mampostería. En 1620, el rey de Inglaterra Jacobo I, había proclamado

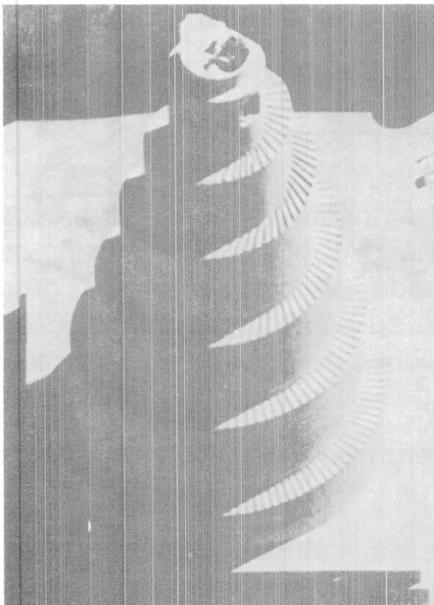


Figura 7. Minarete (siglo IX) de sesenta metros de altura en la gran mezquita de Samarra, actualmente Irak.

el espesor mínimo de los muros en sótanos y primeros niveles en dos y medio espesores de ladrillo, ella fue seguida en 1625 por otra ordenanza que especificaba las dimensiones del ladrillo estándar.

La mampostería era aplicada también en otras partes del mundo. La gran muralla china de 9 m de alto tiene una gran parte de su longitud construida con ladrillos de arcilla unidos con mortero de cal. Los Arabes emplearon la mampostería en sus mezquitas y minaretes, desarrollando una construcción masiva en sus espesores, delicadísima en sus cierres y detallado y conteniendo muchas veces un increíble alarde geométrico (Figura 7).

Con la revolución industrial (siglo XVIII), se extendió la aplicación de la mampostería de ladrillos de arcilla en Inglaterra. Desde un inicio las grandes plantas para fabricar ladrillos se ubicaron en la vecindad de las minas de carbón, combustible abundante y barato.

Un paso importante en el mejoramiento de la producción de las piezas lo constituyó el cambio de combustible, usualmente a gas y el salto más importante fue el rediseño de los hornos, emprendido en países como Dinamarca, donde era muy grande la necesidad de economizar combustible. El perfeccionamiento del horno fue acompañado de maquinaria auxiliar: molinos, trituradoras y mezcladoras para las materias primas; extrusoras y prensas mecánicas para el formado de unidades (Figura 8). El cambio más significativo durante la revolución industrial fue la gradual sustitución de la vía empírica por métodos científicos. Se realizó un análisis racional de las materias primas, una medición exacta de temperaturas del horno y una formulación de las normas para impedir el agrietamiento en ladrillos.

La mampostería de ladrillo llega al nuevo mundo traída por los europeos. En las colonias de la costa Atlántica norteamericana se realizaron grandes producciones artesanales de ladrillos de arcilla empleando prácticamente los mismos moldes que miles de años atrás inventaron los sumerios. Los ladrillos fueron utilizados para construir con los mejores obreros de la colonia (los holandeses), edificios de mampostería dando formalidad inglesa a las partes antiguas de muchas ciudades norteamericanas y particularmente a las del estado de Virginia.

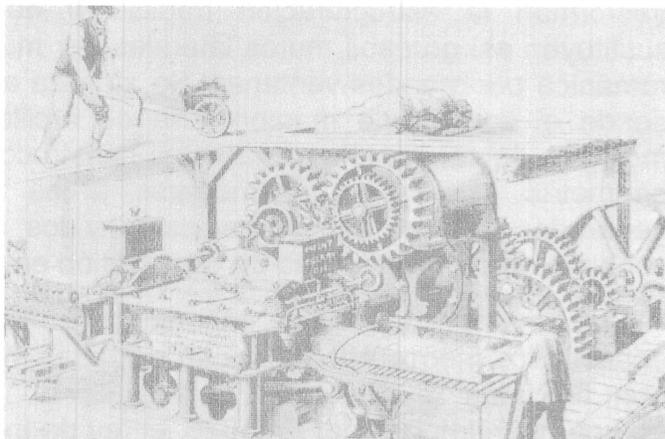


Figura 8. Máquina de Clayton (1863) para el proceso de extrusión. Incluía desde la molienda de la arcilla hasta el corte de las unidades.

En Perú el ladrillo no se fabrica localmente: se trae como lastre en los barcos que en su viaje de vuelta trasladarán el botín a España. Por ello la construcción es principalmente de adobe y caña hasta bien entrado el siglo XX. La gran Penitenciaría de Lima fue la excepción, ya que para su construcción en 1856 se instaló una fábrica donde se moldearon casi siete millones de ladrillos de cerámica. La mampostería se elaboró con mortero de cal.

Entre finales del siglo XVIII y el siglo XIX ocurrieron en Europa los siguientes avances:

En 1796, se patenta el "cemento romano" que era, estrictamente hablando, una cal hidráulica. En 1824 se inventa y patenta el cemento portland. Entre 1820 y 1840, se inventa la máquina para extruir ladrillos de arcilla, se usa por primera vez mampostería reforzada, y se inventa el horno de producción continua. Entre 1850 y 1870 se inventa y patenta el bloque de concreto, el ladrillo silico-calcareo y el concreto armado.

7. MAMPOSTERÍA REFORZADA

Brunel, el insigne ingeniero británico, propuso en 1813 el refuerzo de una chimenea en construcción con mampostería reforzada con barras de hierro forjado. Sin embargo fue con la construcción del túnel bajo el Támesis, en 1825, que aplicó por primera vez dicho material, con él construyó dos accesos verticales al túnel que tenían 15 m de diámetro y 20 m de profundidad, con paredes de ladrillo de arcilla de 75 cm de espesor reforzadas verticalmente con pernos de hierro forjado de 25 mm de diámetro y zunchos circunferenciales de platabanda de 200 mm de ancho y 12 mm de espesor, que se iban colocando conforme iba avanzando el proceso de construcción. Los accesos fueron construidos sobre el suelo hasta una altura de 12 m y luego hundidos excavando la tierra de su interior a manera de *caissons*. Brunel y Pasley ensayaron posteriormente vigas de mampostería reforzada con pernos de hierro forjado con claros de 6 y 7 m cargándolas hasta la rotura; ella ocurrió por la falla en tensión del refuerzo. A pesar de intentarlo los investigadores no pudieron llegar a métodos racionales de diseño.

El tema de la mampostería reforzada desaparece por 50 años, hasta que en 1889 el ingeniero francés Paul Cottancin patentó un método para reforzar y construir edificios de mampostería. En 1920 se construyeron varias obras de mampostería reforzada en la India, y se ensayaron un total de 682 especímenes entre vigas, losas, columnas y arcos. Este trabajo constituye la primera investigación organizada de mampostería reforzada, como el punto de inicio del desarrollo moderno de la mampostería estructural.

Japón un país también sometido a acciones sísmicas importantes construyó en las primeras décadas de este siglo muros de mampostería reforzada en edificios y en obras de contención, puentes, silos y chimeneas. En los Estados Unidos se inició en 1913 una investigación apoyada por los fabricantes de ladrillos de arcilla para el estudio experimental de la mampostería reforzada, sentando las bases para otras investigaciones similares de otras partes del mundo.

8. NOTAS FINALES

Entre los años 1889 - 1891 se construyó, en Chicago (Illinois, E.U.A.), el edificio Monadnock en el cual su diseñador empleó los criterios más modernos de la ingeniería alcanzados hasta ese momento que incluían la aplicación de fuerzas horizontales y la determinación, con criterios empíricos del espesor de los muros de mampostería en función de la altura. El edificio de muros portantes exteriores de mampostería simple consta de 16 pisos y de muros de 1.80 m de espesor en la base dando lugar a un área de ocupación de la planta por la estructura de 25% del área total. Este fue el último edificio alto de su clase en Chicago y es hoy un monumento histórico.

El código de construcción de la Ciudad en Nueva York de 1924 indicaba que, un edificio de 12 pisos de altura de muros exteriores portantes de mampostería requería por cada metro cuadrado de área bruta, un tercio de metro cúbico de mampostería, obviamente, un material estructural con tan elevado consumo de material y tan grande ocupación de área no era competitivo y estaba llamado a desaparecer. Era claro que el problema no estaba en el material en sí sino en la falta de conocimiento ingeneril del mismo, que imposibilitaba su análisis y dimensionamiento racionales. En los últimos 40 años, sobre la base de investigaciones analíticas y experimentales en diversas partes del mundo, incluyendo a México el diseño y construcción de la mampostería se ha racionalizado y ha adquirido el apelativo redundante de mampostería estructural.



Figura 9. Edificio Monadnock, Chicago 1891.

En 1954 se completó, en Zurich, el primer edificio de muros portantes de mampostería diseñada racionalmente. Su altura es de 20 pisos y los muros de mampostería simple tienen 32 cm de espesor, determinado prioritariamente por condiciones de aislamiento térmico. Por otra parte, la destrucción de edificaciones de mampostería simple por sismos en California, Colombia, China e Italia, y el buen comportamiento sísmico de la mampostería correctamente reforzada y construida en Nueva Zelandia, Chile, Perú y México han dado un fuerte impulso a la investigación, y a la determinación de configuraciones estructurales y a métodos de análisis, diseño y dimensionamiento racionales. En regiones sujetas a alto peligro sísmico, es usual la construcción de edificios de muros portantes de mampostería de varios niveles con diferentes modalidades de refuerzo, que son competitivos económicamente con otras formas y materiales estructurales.

Por su parte en algunos países latinoamericanos ubicados en zonas sísmicas se ha popularizado con mucho éxito el empleo de multifamiliares de altura media (hasta 5 ó 6 pisos) de muros de carga de 12 a 24 cm de espesor, de mampostería reforzada con elementos perimetrales de concreto reforzado (mampostería confinada) o de mampostería con refuerzo interior, diseñados y construidos con base a reglamentos propios que recogen las investigaciones y experiencias realizadas.

BIBLIOGRAFÍA

1. Héctor Gallegos. Albañilería Estructural; Pontificia Universidad Católica del Perú; Lima Perú, Agosto de 1991.
2. Childe, V.G., Man Makes Himself. Pitman Publishing, London, England. 1936.
3. Oppenheimer, A.L., Ancient Mesopotamia. The University of Chicago Press, U.S.A. 1977.
4. Ward, B. y Perkins, J.B., Roman Architecture. Harry N. Abrams Inc., Publishers. New York, USA. 1972.
5. Zerry, T.K. y Williams, T.I., A short history of technology. Oxford University Press. England. 1960.
6. Plummer H.C., Brick and Tile engineering, Structural, Clay Products Institute, Washington D.C., U.S.A. 1950.
7. ASTM. Masonry: Past and Present. STP 589, American Society for testing Materials. Philadelphia, PA. U.S.A. 1969.
8. Salvat Mexicana Editores, S.A. "Historia de México" Tomos 1-4, México, 1974.

CAPÍTULO 2

MATERIALES

D. VASCONCELOS T. SÁNCHEZ,

SISTEMAS

CONSTRUCTIVOS

PARA VIVENDA DE

MAMPOSTERÍA

O. DE LA TORRE

MATERIALES

Darío Vasconcelos¹ y Tomás Sánchez²

INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan las principales características de los materiales que con mayor frecuencia se utilizan para la construcción de mampostería para vivienda. Se presentan algunas recomendaciones prácticas para su uso, y se incluyen algunas referencias útiles para profundizar en el estudio del tema.

Las propiedades mecánicas de la mampostería son más variables y difíciles de predecir que las de otros materiales estructurales como el concreto reforzado o el acero. Esto es debido al poco control que se tiene sobre las propiedades de los materiales componentes y sobre los procedimientos de construcción empleados. Así, el comportamiento estructural de la mampostería, ha sido objeto de una amplia gama de estudios experimentales y analíticos, que han dado como resultado la elaboración de normas para el control de calidad de los elementos que la constituyen así como para el diseño y construcción del producto compuesto.

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES COMPONENTES

1.1 UNIDADES O PIEZAS

El componente básico para la construcción de mampostería es la unidad o pieza que por su origen puede ser natural o artificial. Las unidades de piedra natural se utilizan sin labrar o labradas. En México suelen distinguirse los siguientes tipos de mampostería de acuerdo con la forma en que ha sido labrada la piedra natural (Figura 1).

- a) Mampostería de primera. La piedra se labra en paralelepípedos regulares con su cara expuesta de forma rectangular. Las unidades de piedra de este tipo reciben el nombre de sillares.

¹ Consultor en Estructuras de Mampostería para Vivienda de Interés Social en varios Organismos y Dependencias Oficiales.

² Subdirector de Capacitación Técnica, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

- b) Mampostería de segunda. La piedra se labra en paralelepípedos de forma variable siguiendo la configuración natural con que llega de la cantera.
- c) Mampostería de tercera. La piedra se utiliza con la forma irregular con que llega de la cantera, aunque procurando que la cara expuesta sea aproximadamente plana.

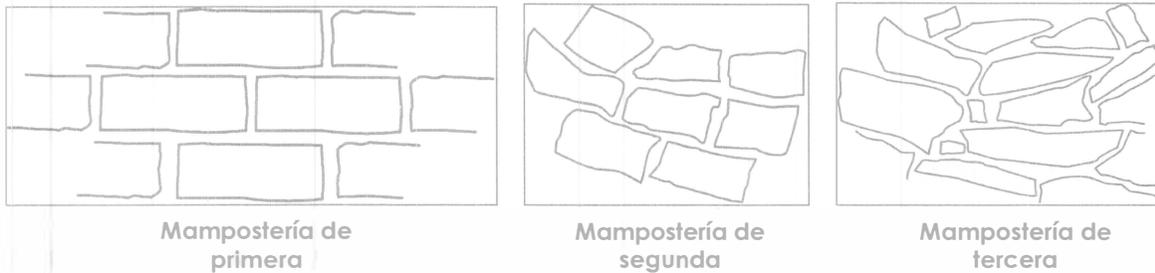


Figura 1. Tipos de mampostería de piedras naturales.

Las piedras utilizadas tienen propiedades muy variables. En la Tabla 1 se dan características aproximadas de algunas piedras comúnmente usadas en la construcción.

Tabla 1. Propiedades mecánicas de piedras naturales.

Piedra	Peso volumétrico seco (t/m^3)	Resistencia a compresión (kg/cm^2)	Resistencia a tensión en flexión (kg/cm^2)	Módulo de Elasticidad ($kg/cm^2 \cdot 10^3$)
Areniscas	1.75 – 2.65	150 – 3200	60 – 120	40 – 200
Basaltos (piedra braza)	2.30 – 3.00	800 – 5800	200 – 300	100 – 300
Granito natural	2.40–3.20	800 – 3000	100 – 200	400 – 500
Mármol	2.40–2.85	300 – 3000	35 – 200	900

1.2 PIEDRAS ARTIFICIALES

Existe una gran variedad de piedras artificiales que se utilizan en la construcción. Estas difieren entre sí tanto por la materia prima utilizada, como por las características geométricas de las piezas y por los procedimientos de fabricación empleados (Figuras 2 y 3) las materias primas más comunes son el barro, el concreto, con agregados normales o ligeros, y la arena con cal. Los procedimientos de construcción son muy variados: desde los artesanales (Figura 4) como el cocido en horno para los tabiques comunes, hasta los industrializados (vibro-compactación, para los bloques de concreto, y extrusión para el bloque hueco de barro). La forma es prismática pero con distintas relaciones entre las dimensiones.

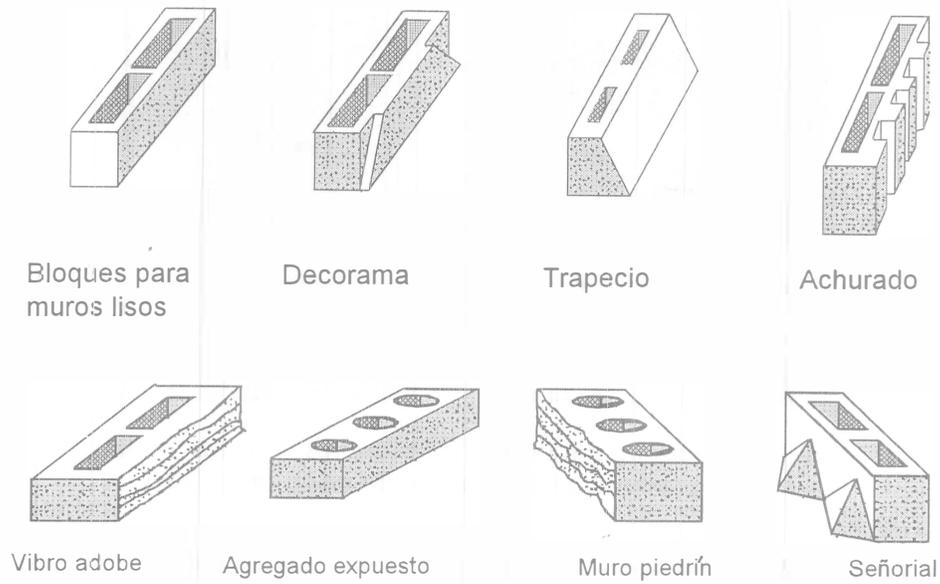
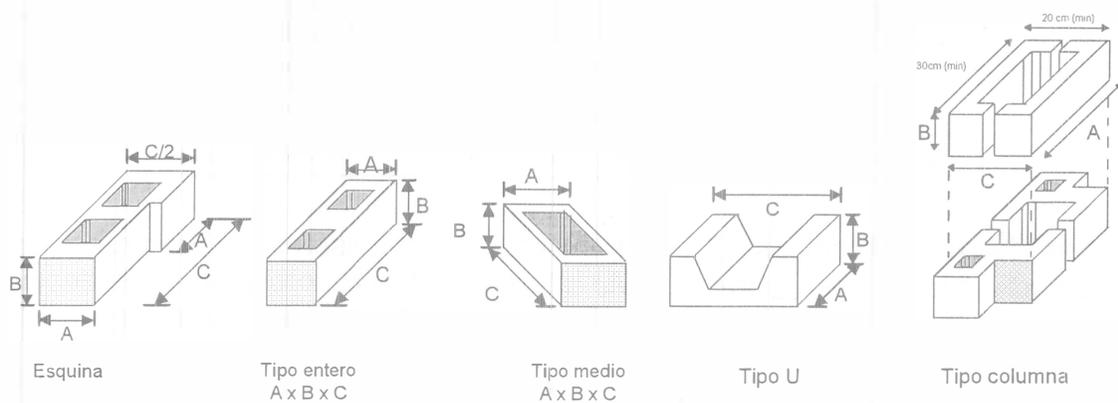


Figura 2. Piezas en relieve para mampostería.



Tipo entero	Tipo medio	Esquina	Tipo U	Tipo columna
A x B x C				
10x20x40	10x20x20		12x20x40	20x20x40
12x20x40	12x20x40	12x20x40	12x20x20	22x20x40
15x20x40	15x20x40	15x20x40	15x20x40	25x20x40
20x20x40	20x20x40		15x20x20	30x20x40
			20x20x40	
			20x20x20	

Figura 3. Dimensiones y tipos de bloque de concreto.

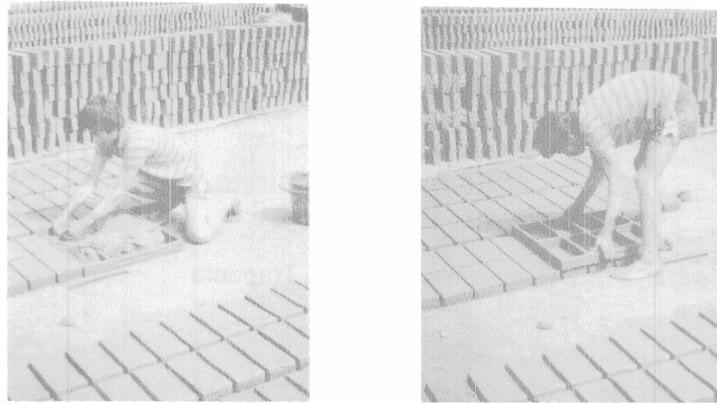


Figura 4. Procedimientos artesanales para la producción de tabique de barro recocido.

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir requisitos generales de calidad, especificados por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial para cada material. En particular deberán aplicarse las siguientes normas.

Norma	Pieza
C-6	Ladrillos y bloques cerámicos de barro, arcilla o similares.
C-10	Bloques, ladrillos o tabiques y tabicones de concreto.
C-404	Bloques, tabiques, ladrillos y tabicones para uso estructural.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM, referencia 1) proporcionan resistencias a compresión (f_m^*) y a cortante (v^*) para las mamposterías construidas con las siguientes piezas:

- a) Tabique de barro recocido (arcilla artesanal maciza).
- b) Bloque de concreto tipo A (pesado, bloque arena-cemento).
- c) Tabique de concreto, $f_p^* > 80 \text{ kg/cm}^2$
fabricado con arena sílica y peso volumétrico no menor de 1500 kg/m^3 .
- d) Tabique con huecos verticales, $f_p^* > 120 \text{ kg/cm}^2$
con relación área neta-bruta no menor de 0.45 (arcilla industrializada hueca).
- e) Piedras naturales (piedra braza, para cimientos de mampostería).

Actualmente, en la construcción de vivienda se utilizan también los siguientes materiales:

- Bloque sílico calcáreo, compuesto de arena sílica y cal hidratada, cocido en autoclaves bajo vapor y presión

- Bloque de concreto celular (concreto ligero).
- Paneles estructurales (alma de alambre con poliestireno, y recubrimiento de mortero en las dos caras).
- Concreto laminado (tabletas de cemento reforzado con fibras sintéticas).

El inciso 3.6 de las NTCM dice: "Cualquier otro tipo de refuerzo o de modalidad constructiva a base de mampostería deberá ser avalado por evidencia experimental y analítica que demuestre, a satisfacción del Departamento, que cumple con los requisitos de seguridad estructural establecidos por el reglamento y estas normas".

De acuerdo con la Norma Mexicana NMX-C-404 y con la NTCM, las piezas para uso estructural pueden ser macizas (cuya área neta debe ser igual o mayor al 75% de su área total), o con huecos verticales u horizontales (área neta menor al 75% de su área total, pero mayor al 40%).

Para las piezas huecas el espesor mínimo de las paredes exteriores será de 2 cm. Para piezas huecas con 2 hasta 4 celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 1.3 cm. Para piezas multiperforadas con perforaciones de las mismas dimensiones y cuya distribución sea uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores será de 0.7 cm (referencia 4).

La resistencia de las piedras artificiales se determina por el ensaye de una pieza. Particularmente importante es la esbeltez de la pieza que influye en la restricción al desplazamiento lateral proporcionada por las cabezas de la máquina de ensaye. La forma irregular de las piezas impide muchas veces definir su resistencia real sobre el área neta del material. Por esto es usual definir la resistencia sobre el área bruta, es decir, el área dada por las dimensiones exteriores.

La Tabla 2 proporciona características representativas de las propiedades mecánicas de las piezas de uso más frecuente. La tabla da rangos de valores de pesos volumétricos medios, resistencias medias a compresión y coeficientes de variación de las resistencias obtenidas de muestras de piezas fabricadas por distintos productores (referencia 2). Puede apreciarse que incluso para un tipo dado de piedra existen variaciones grandes en las resistencias promedio y en el control de calidad, reflejado por los coeficientes de variación, de los productos de diversa procedencia. Aún cuando estos datos se obtuvieron en la década de los 70, es preocupante encontrar en la actualidad, para algunas piezas, valores similares o mayores de coeficientes de variación.

Dos materiales no mencionados en la tabla, pero de gran importancia, son el adobe y el tabique de suelo-cemento. El adobe es un material de gran importancia en el medio rural. Se trata de un tabique de barro sin cocer, mezclado con fibras de distintos tipos (estiércol, paja, hojas, etc.) y secado al aire libre. Su resistencia es del orden de 15 kg/cm^2 . El tabique suelo-cemento es un material que parece de interés por su bajo costo. Se fabrica mezclando suelos de ciertas características con cemento portland.

Tabla 2. Características típicas de algunas piedras artificiales (referencia 2).

Material	Resistencia a compresión f_p (kg/cm ²)	Coefficiente de variación, CV	Peso volumétrico (t/m ³)	
Tabique rojo de barro recocido	35 – 115	10 – 30	1.30 – 1.50	
Tabique extruido perforado verticalmente	150 – 430	11 – 25	1.65 – 1.96	
	310 - 570	15 - 20	1.61 - 2.06	
Tabique extruido macizo	150 - 400	11 - 26	1.66 - 2.20	
	375 – 900	5 – 16	1.73 – 2.05	
Tabique extruido, huecos horizontales	75 - 80	13 - 18	1.25 - 1.32	
	50 – 80	16 – 30	1.69 – 1.78	
Bloques de concreto				
	Ligero	20 – 50	10 – 26	0.95 – 1.21
	Intermedio	20 – 80	7 – 29	1.32 – 1.70
Pesado	70 – 145	7 – 28	1.79 – 2.15	
Tabicón	45 – 120	11 – 35	1.05 – 1.6	
Silicio Calcáreo	175 – 200	11 – 15	1.79	

Según la NMX C-404, las piedras artificiales que se utilizan con fines estructurales se clasifican en tabiques, bloques y tabicones, y deben tener las siguientes características:

Tabique: "...fabricado de forma prismática con arcillas comprimidas o extruidas, mediante un proceso de cocción o de otros materiales con procesos diferentes. Las dimensiones nominales mínimas deben ser 5 cm de alto, 10 cm de ancho y 19 cm de largo sin incluir la junta de albañilería".

Bloque: "...fabricado por moldeo del concreto y/o de otros materiales, puede ser macizo o hueco. Las dimensiones nominales de las piezas deben basarse en el módulo de 10 cm en múltiplos o submúltiplos, estando incluida la junta de albañilería de 1 cm de espesor. Sus dimensiones mínimas deben ser de 10 cm de altura, 10 cm de ancho y 30 cm de largo. Las dimensiones de la pared deben ser de 2.5 cm como mínimo".

Tabicón: "...fabricado de concreto u otros materiales. Las dimensiones nominales mínimas deben ser de 6 cm de alto, 10 cm de ancho y 24 cm de largo. Se incluye la junta de albañilería".

En la norma antes mencionada se indica además que en localidades donde se cuente con un reglamento de construcción, cuya vigencia sea posterior a los sismos de 1985, y que contenga disposiciones de diseño sismorresistente para estructuras de mampostería, regirán las disposiciones estipuladas en dicho reglamento referentes a los requisitos de dimensiones nominales mínimas, áreas netas mínimas y espesores mínimos de paredes de piezas macizas y huecas. En caso contrario regirán las especificaciones de la NMX C-404. Dicha norma indica valores de resistencia mínima a la compresión para las piezas de mampostería que se utilizan con fines estructurales. Estos valores son de 60 kg/cm² para bloques y tabiques recocidos y de 100 kg/cm² para tabique extruido con hueco vertical y tabicones.

1.3 LOS MORTEROS

Los morteros son mezclas plásticas aglomerantes que resultan de combinar arena y agua con un material cementante que puede ser cemento, cal, o una mezcla de estos materiales.

Las principales propiedades de los morteros son: su resistencia a la compresión y tensión, adherencia con la piedra, módulo de elasticidad, trabajabilidad, rapidez de fraguado, e impermeabilidad. Otra característica importante es su retención de agua, es decir, su capacidad para evitar que la pieza absorba el agua necesaria para el fraguado del mortero. El índice de resistencia generalmente aceptado es la resistencia a compresión, obtenida según la NMX C61 mediante el ensaye de muestras cúbicas de 5 cm de lado.

Las propiedades mecánicas de los morteros son muy variables y dependen principalmente del tipo de cementante utilizado y de la relación arena/cementante. Los morteros a base de cal, son de baja resistencia a compresión, del orden de 1 a 10 kg/cm², por lo cual en las NTCM se descarta el uso de la cal como único cementante del mortero en elementos que tengan función estructural. Las mezclas que se obtienen son muy trabajables, de fraguado lento y con buena retención de agua. El fraguado lento es favorable ya que permite preparar una mezcla para toda una jornada de trabajo, sin embargo una desventaja importante se refiere a que la resistencia de la mampostería se desarrolla lentamente.

Los morteros de cemento tienen resistencias a la compresión mucho más altas que los de cal entre 40 y 200 kg/cm². El módulo de elasticidad varía entre 10,000 y 50,000 kg/cm² y el peso volumétrico es de aproximadamente 2.1 t/m³

Estos morteros son de fraguado rápido; una mezcla puede usarse como máximo 40 a 60 minutos después de fabricada. Son menos trabajables que los de cal y su retención de agua es menor que en los morteros de cal. Los morteros de yeso tienen resistencias muy bajas, fraguado muy rápido y sólo se usan en modalidades constructivas especiales.

Los morteros que contienen más de un material cementante se conocen como mixtos. En la práctica prevalecen los morteros elaborados con cemento y cal ya que reúnen ventajas de los dos materiales, dando lugar a mezclas de buena resistencia y trabajabilidad. También se usan ampliamente los cementantes premezclados, como los llamados cementos de albañilería que contienen cemento, cal y aditivos plastificadores.

Para fines estructurales, la relación arena a cementante recomendable debe estar entre 2.25 y 3 ya que se obtienen así mezclas de buena resistencia, buena adherencia con la piedra y baja contracción. La variabilidad en la resistencia que se obtiene para un proporcionamiento dado es considerable, debido a que la dosificación se hace por volumen y sin controlar la cantidad de agua. El coeficiente de variación se encuentra entre 20 y 30%.

Las NTCM especifican que debe utilizarse la mínima cantidad de agua que de como resultado un mortero fácilmente trabajable. Además, en su inciso 5.1.2 menciona las siguientes recomendaciones para el mezclado del mortero.

"La consistencia del mortero se ajustará tratando de que alcance la mínima fluidez compatible con una fácil colocación. Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose, siempre que sea posible un mezclado mecánico. El tiempo de mezclado una vez que el agua se agrega, no debe ser menor de 3 minutos".

"Remezclado. Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole agua si es necesario. Los morteros a base de cemento normal deberán usarse dentro de un lapso de 2.5 horas a partir del mezclado inicial".

En la Tabla 3 se muestran algunos proporcionamientos recomendados para su empleo en elementos estructurales y las resistencias mínimas que deben obtenerse.

Tabla 3. Proporcionamientos recomendados para mortero en elementos estructurales (referencia 1)

Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal	Partes de arena*	Valor típico de la resistencia nominal en compresión, kg/cm ²
I	1	0	0 a 1/4	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a 1/2	0		
II	1	0	1/4 a 1/2		75
	1	1/2 a 1	0		
III	1	0	1/2 a 1 1/4	40	

* El volumen de arena se medirá en estado suelto

Diversas investigaciones han demostrado que la adherencia entre el mortero y las piezas de mampostería es de naturaleza mecánica. Cuando el mortero se pone en contacto con la pieza de mampostería, ésta succiona lechada que penetra por los poros capilares de la pieza, que al cristalizar forma la trabazón mecánica, que es la base de la adhesión entre ambos elementos. Este fenómeno será incrementado tanto por el aumento de la rugosidad superficial en la cara de asiento de la unidad, como por la presencia de cavidades o alvéolos en la misma cara (referencia 8). En la Figura 5 se muestra en forma esquemática el proceso antes descrito. Nótese que en la pieza inferior se desarrolla por la naturaleza del proceso constructivo, una mayor adherencia con respecto a la pieza superior que succiona menos lechada. Para minimizar este efecto e incrementar la adherencia se puede optar por uno o más de los siguientes procedimientos:

- a) Proveer juntas de mortero gruesas, de manera que la succión de agua por la unidad de abajo no alcance a afectar la disponible para la de arriba. La consecuencia de este procedimiento es la reducción de la resistencia a la

compresión de la mampostería.

- b) Reducir la succión en el momento del asentado de la pieza cuando esta succión es elevada. Esto implica humedecer la unidad, incorporando un factor más de variabilidad difícilmente controlable.
- c) Aumentar la consistencia del mortero (aumentando la cantidad de agua en el mismo) o aumentando su retentividad,³ por ejemplo, añadiendo cal en la dosificación del mortero. Sin embargo estas posibilidades tienen limitaciones.

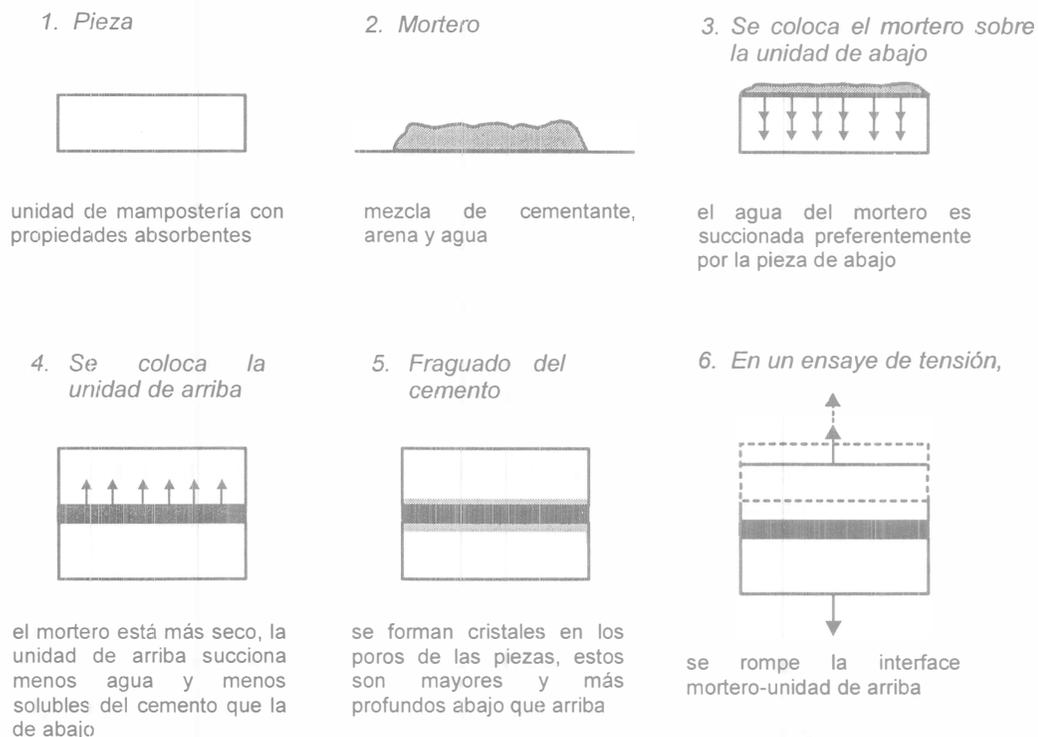


Figura 5. Mecánica de la adherencia entre piezas y mortero (referencia 8).

En las Figuras 6 y 7 se muestra de manera general, el efecto de diferentes parámetros en la adherencia medida en ensayos a tensión. Se observa que existe un rango de succión de la pieza al momento de la colocación del mortero que fluctúa entre los 10 y 40 gramos, en donde la adherencia es máxima. Por otra parte, los proporcionamientos elevados de cal y arena reducen la adherencia al reducirse la concentración de cementante, material que provee los cristales necesarios para la trabazón en la interface. Si se demora la colocación de la pieza se permite además de que el agua se evapore, que la pieza de abajo extraiga del

³ Calidad del mortero que mide su consistencia o fluidez durante su colocación, cuando entra en contacto con superficies absorbentes.

mortero una mayor cantidad de agua disminuyendo la incrustación de cristales en la interface superior. Obviamente si se retira una pieza asentada se pierde totalmente su adherencia, si se bambolea la pieza al asentarla, se reduce esta propiedad, y si se ejerce presión en la colocación o asentado de la pieza se mejora la adherencia.

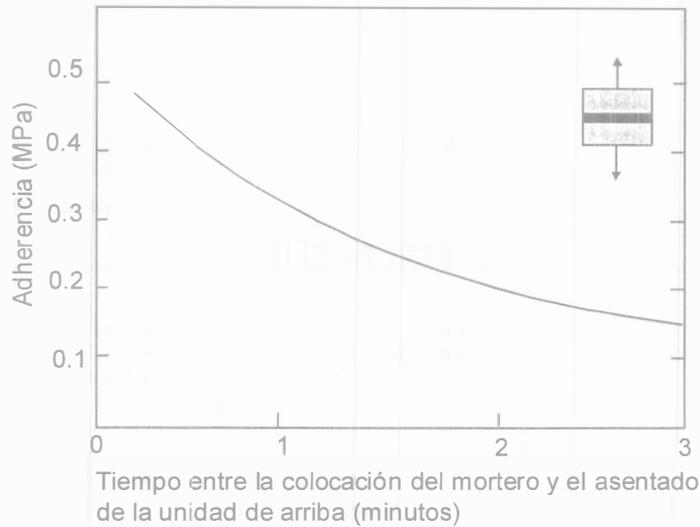


Figura 6. Variación de la adherencia con respecto de la demora de asentado de la pieza superior (referencia 8)

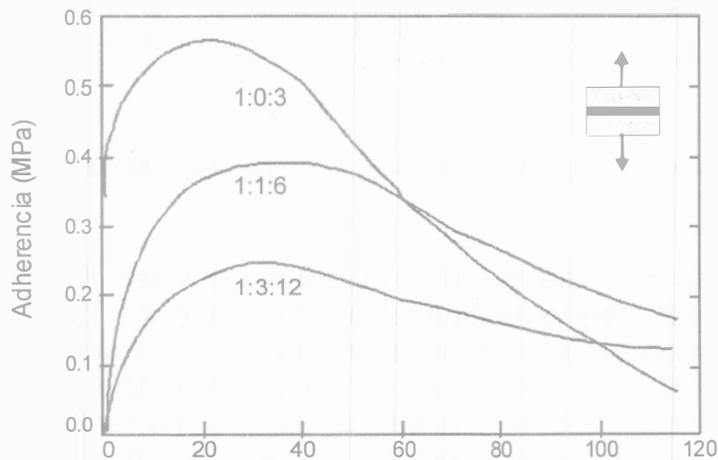


Figura 7. Efecto de la succión de las piezas en la adherencia para diferentes proporcionamientos del mortero (referencia 8).

1.4 ACERO DE REFUERZO

De acuerdo con el inciso 2.3 de las NTCM, el refuerzo que se emplee en castillos, y dalas y/o elementos colocados en el interior del muro, estará constituido por:

- a) Barras corrugadas que cumplan las especificaciones NMX B6 y NMX B294.
- b) Malla soldada de alambre liso de acero que cumpla con las especificaciones B290.
- c) Alambres corrugados laminados en frío que cumplan con la norma NMX B72.
- d) Alambre liso de acero estirado en frío para refuerzo de concreto NMX B253.
- e) Armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero para castillos y dalas, que cumplan con la norma NMX B456.

Se admitirá el uso de barras lisas únicamente en estribos, en mallas electrosoldadas o en conectores. Se podrán utilizar otros tipos de acero siempre y cuando se demuestre a satisfacción del Departamento su eficiencia como refuerzo estructural.

Para el refuerzo que debe colocarse como refuerzo interior en juntas o en huecos de las piezas es recomendable emplear la mayor cantidad de barras y alambres de pequeño diámetro para asegurar un recubrimiento adecuado y facilitar el correcto llenado de los espacios donde se coloca el refuerzo. El tipo de acero que se utiliza en la mampostería confinada y en la mampostería con refuerzo interior, no difiere del empleado en el concreto reforzado.

La utilización en la junta de mortero, de barras y alambres de diámetro pequeño, ha demostrado que la utilización del refuerzo en la junta mejora la resistencia al cortante, reduce el ancho de grietas y proporciona una mayor capacidad de deformación ante fuerzas laterales (referencias 9 y10)

El refuerzo en la junta de mortero debe hacerse, necesariamente, con alambres delgados cuyo diámetro no exceda la mitad del espesor nominal de la junta, o con armaduras de refuerzo prefabricadas. En ambos casos el alambre puede ser liso o corrugado Los diámetros de acero de refuerzo más usados para la construcción de vivienda se muestran en la Tabla 4.

Con la idea de lograr una mayor economía y versatilidad en la ejecución de la obra, se han producido además de barras de alta resistencia ($f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$), elementos prefabricados de acero, tales como castillos con resistencias a la fluencia de 5000 y 6000 kg/cm^2 , y en las dimensiones más comúnmente usadas, mallas soldadas con $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$, lisas o corrugadas con diámetro de alambre de 3.4, 4.1, 4.9, 5.7 y 6.4 mm, y armadura con $f_y = 5000$ y 6000 kg/cm^2 , cuya aplicación principal es para losas de vigueta y bovedilla (véase Tabla 5).

Tabla 4. Características de barras de refuerzo comúnmente usadas para la construcción de vivienda.

Denominación	Diámetro		Área cm ²	Peso Kg/m	Fy kg/cm ²	Nota
	mm	Pulg				
Alambrón No. 2	6.4	1/4	0.32	0.251	2800	Lisa
No. 2.5	7.9	5/16	0.49	0.384	4200	Corrugada
No. 3	9.5	3/8	0.71	0.557	4200	
No. 4	12.7	1/2	1.27	0.996	4200	
No. 5	15.9	5/8	1.99	1.560	4200	

Tabla 5. Características de barras de refuerzo de alta resistencia.

Diámetro		Área cm ²	Peso kg/m	fy kg/cm ²	Nota	NMX
mm	Pulg					
4.0	5/32	0.12	0.10	6000	Corrugada	B-72
4.8	3/16	0.18	0.14	6000		
6.4	1/4	0.32	0.25	6000		
7.9	5/16	0.49	0.39	6000		

Cabe mencionar que tanto la fabricación de alambre, barras, mallas y armaduras deben cumplir entre otras, con las siguientes Normas Mexicanas:

- B-72 Alambre corrugado de acero, laminado en frío para refuerzo de concreto
- B-253 Alambre liso de acero, estirado en frío para refuerzo de concreto
- B-290 Malla soldada de alambre liso de acero, para refuerzo de concreto

1.5 CONCRETO

Con el fin de lograr la integración del acero de refuerzo con la mampostería los huecos de las piezas se llenan con concreto, el cual, para poder ser vaciado, debe tener una elevada fluidez. El nombre en inglés que se refiere a este concreto es *grout*. Una de las primeras traducciones de este término al idioma castellano fue "*lechada de cemento*", acepción que no contempla la posibilidad de que el *grout* contenga, como es necesario para muchas de sus aplicaciones, agregados finos y gruesos. Actualmente, los términos que expresan con mayor propiedad de qué se trata son: para *grout* sin agregados, lechada de cemento, y, para *grout* con agregados, concreto líquido.

En las construcciones de mampostería reforzada se busca que el concreto líquido tenga una elevada trabajabilidad. Así una medida recomendable de revenimiento es de 20 cm. Esta condición demanda contenidos de agua elevados sin producir segregación de los materiales, con relaciones agua/cemento de entre 0.8 y 1.2. Podría pensarse que al tener relaciones tan altas, el producto final será de escasa resistencia; sin embargo al colocar el concreto en los huecos de las

piezas, éstas, son muy absorbentes, y retirarán gran parte del exceso de agua, modificando la relación agua/cemento del concreto a valores del orden de 0.6. La consistencia del concreto líquido debe ser compatible con las dimensiones de los espacios a llenar y con las características de absorción de la mampostería.

El tamaño máximo de agregado (TMA) está limitado, por la dimensión de los huecos, por lo que las NTCM especifican no usar TMA mayores de 1 cm.

El transporte y el vaciado del concreto pueden efectuarse por cualquier método no sujeto a segregaciones. El vaciado debe llevarse a cabo de tal modo de no producir segregación y de no dejar aire atrapado en los huecos de las piezas. El concreto líquido debe compactarse, ya que usualmente, la presión hidrostática no es suficiente para tal efecto, por lo que es indispensable vibrar.

1.6 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CONJUNTO PIEDRA-MORTERO

La resistencia en compresión de las piezas es el parámetro más importante del que dependen las propiedades mecánicas de los muros. Por otra parte las propiedades mecánicas pueden deducirse ya sea del estudio de los materiales componentes, piedra y mortero, o del ensaye directo de probetas compuestas. La primera forma es evidentemente menos precisa debido al gran número de variables que intervienen en el problema y a la dificultad de tomar en cuenta la interacción entre los dos materiales.

Para mampostería de piedras artificiales, la resistencia en compresión del conjunto ha sido estudiada a través del ensaye de pilas formadas por varias piezas sobrepuestas hasta alcanzar una relación altura a espesor de aproximadamente cuatro.

En las NTCM, se dan valores específicos de las propiedades mecánicas de diseño para las combinaciones más usuales de piezas y morteros, para las que hay información experimental y experiencia práctica disponible. Para otros materiales se indican las pruebas necesarias para determinar dichas propiedades.

Recientemente se propuso un proyecto de NMX para los métodos de prueba que determinan las resistencias a la compresión y al cortante de la mampostería, mediante el ensaye de pilas y muretes, respectivamente (referencias 5 y 6).

Aun cuando se tratará en otro capítulo el comportamiento sísmico de la mampostería, conviene apuntar que las normas de diseño por sismo del Reglamento de Construcciones para el D.F. especifican reducir las fuerzas sísmicas por un factor de comportamiento $Q=2$ para muros de piezas macizas que cumplan con los requisitos de refuerzo para muros diafragma, confinados o con refuerzo interior; mientras que para muros de piezas huecas debe usarse $Q=1.5$, lo que implica fuerzas de diseño 33% mayores. Lo anterior responde esencialmente a que los muros de piezas macizas tienen un comportamiento menos frágil que los de piezas huecas, en los que la falla de los muros da lugar a una pérdida súbita de capacidad.

Tabla 6. Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f_m^* , para algunos tipos de pieza, sobre área bruta (referencia 1).

Tipo de pieza	Valores de f_m^* , en kg/cm^2		
	Mortero		
	I	II	III
Tabique de barro recocido.	15	15	15
Bloque de concreto tipo A (pesado)	20	15	15
Tabique de concreto ($f_p > 80 \text{ kg/cm}^2$)	20	15	15
Tabique con huecos verticales ($f_p > 120 \text{ kg/cm}^2$)	40	40	30

Tabla 7. Esfuerzo cortante resistente de diseño para algunos tipos de mampostería, sobre área neta (referencia 1).

Pieza	Tipo de mortero	v^* , kg/cm^2
Tabique de barro recocido	I	3.5
Bloque de concreto tipo A (pesado)	I	3.5
Tabique de concreto ($f_p > 80 \text{ kg/cm}^2$)	I	3
Tabique hueco de barro	I	3

1.7 MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES

Los resultados experimentales acerca de la resistencia en compresión de este material son escasos. En pruebas efectuadas en especímenes aproximadamente cúbicos de 40 cm de lado, se han obtenido resistencias del orden de 200 kg/cm^2 para la sillería y de 120 kg/cm^2 para mampostería ordinaria. Se observa que estos valores son muy inferiores a la resistencia de la piedra sola (Tabla 1) y mayores que la resistencia del mortero.

El mecanismo de falla no está muy bien definido. La resistencia parece ser muy sensible a la calidad del mortero, al tamaño de las piedras y al espesor de las juntas. La variación de la resistencia en especímenes nominalmente iguales es considerable. Los valores en los cubos son representativos de la resistencia en carga axial de elementos cortos en los que no hay efectos de esbeltez. Se considera que estos últimos son despreciables si la relación altura a espesor del elemento no excede de cinco (referencia 2).

En la Tabla 8 se dan valores conservadores de la resistencia a compresión de la mampostería de piedras naturales, clasificada como mampostería de tercera.

Tabla 8. Resistencia en compresión de la mampostería de piedras naturales (mampostería de 3º, referencia 1).

Tipo de mortero	f_m^*	v^* (kg/cm^2)
Mampostería junteada con mortero de resistencia en compresión no menor que 50 kg/cm^2 .	20	0.6
Mampostería junteada con mortero de resistencia a compresión menor que 50 kg/cm^2 .	15	0.4

Nota: Los esfuerzos de diseño anteriores incluyen un factor de reducción, F_R , que por lo tanto no deberá ser considerado nuevamente en las fórmulas de predicción de resistencia.

REFERENCIAS

1. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 1989.
2. Robles Francisco, González Oscar y Meli Roberto, "Apuntes de Mecánica de Materiales, Primer Curso", Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F. 1984.
3. Instituto de Ingeniería, "Comentarios y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", serie No. ES-4, UNAM, México D.F., enero de 1992.
4. Diario Oficial de la Federación, "Norma Mexicana NMX-C-404, Industria de la Construcción –Bloques, Tabiques o Ladrillos y Tabicones para uso Estructural –Especificaciones y Métodos de Prueba", Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, D.F. marzo de 1998.
5. Centro Nacional de Prevención de Desastres (1997 a), "Proyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión y del módulo de elasticidad de pilas de mampostería de barro y de concreto", México D.F.
6. Centro Nacional de Prevención de Desastres (1997 b), "Proyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión diagonal de la rigidez a cortante de muretes de mampostería de barro y de concreto", México D.F.
7. San Bartolomé Angel, "Construcciones de Albañilería, Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural", Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, primera edición, octubre de 1994.
8. Gallegos Héctor, "Albañilería Estructural", Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima Perú 1989.
9. Hernández, O. y Meli R., "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería UNAM; No. 382, 1976
10. Díaz, R. Y Vázquez del Mercado, R. "Comportamiento de muros de mampostería confinada reforzados horizontalmente," Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1995, 215 pp.

SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PARA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA

Oscar de la Torre¹

INTRODUCCIÓN

La creación de nuevos materiales y sistemas constructivos para la vivienda, ha sido y será permanente, siempre para lograr un producto que proporcione mayor confort al usuario, mejor apariencia, durabilidad y sobre todo, a menor costo. Cualquier aportación o novedad que se salga de los lineamientos de la normatividad vigente, requiere investigación y experimentación, por lo que algunos comentarios y notas integradas al texto ó figuras de este capítulo admiten críticas, sugerencias y modificaciones, siempre por el bien de todos los involucrados.

1. TIPOS DE MUROS

1.1 MUROS DIAFRAGMA

Son muros contenidos dentro de trabes y columnas de un marco estructural, al que proporcionan rigidez ante la acción de cargas laterales y que cumplen con requisitos geométricos y de refuerzo, de la sección 3.2 de las N.T.C. de Mampostería.

La unión entre el marco y el muro diafragma deberá garantizar la estabilidad de este, bajo la acción de fuerzas perpendiculares al plano del muro. Además, las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura libre, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral que actúa sobre el tablero. (ver Figura 1).

Pueden integrarse al marco, usándolos como cimbra parcial de trabes y columnas, o bien colocarse después del cimbrado el marco, usando dalas y castillos de "empaque" o morteros con aditivo expansor en la mezcla en lugar de la última hilada. El concepto de diagonal equivalente (aproximado) o el concepto de elemento finito, se usan para el modelo matemático de análisis estructural.

¹ Director General, Proyecto Estructural, S.A. y Presidente de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.

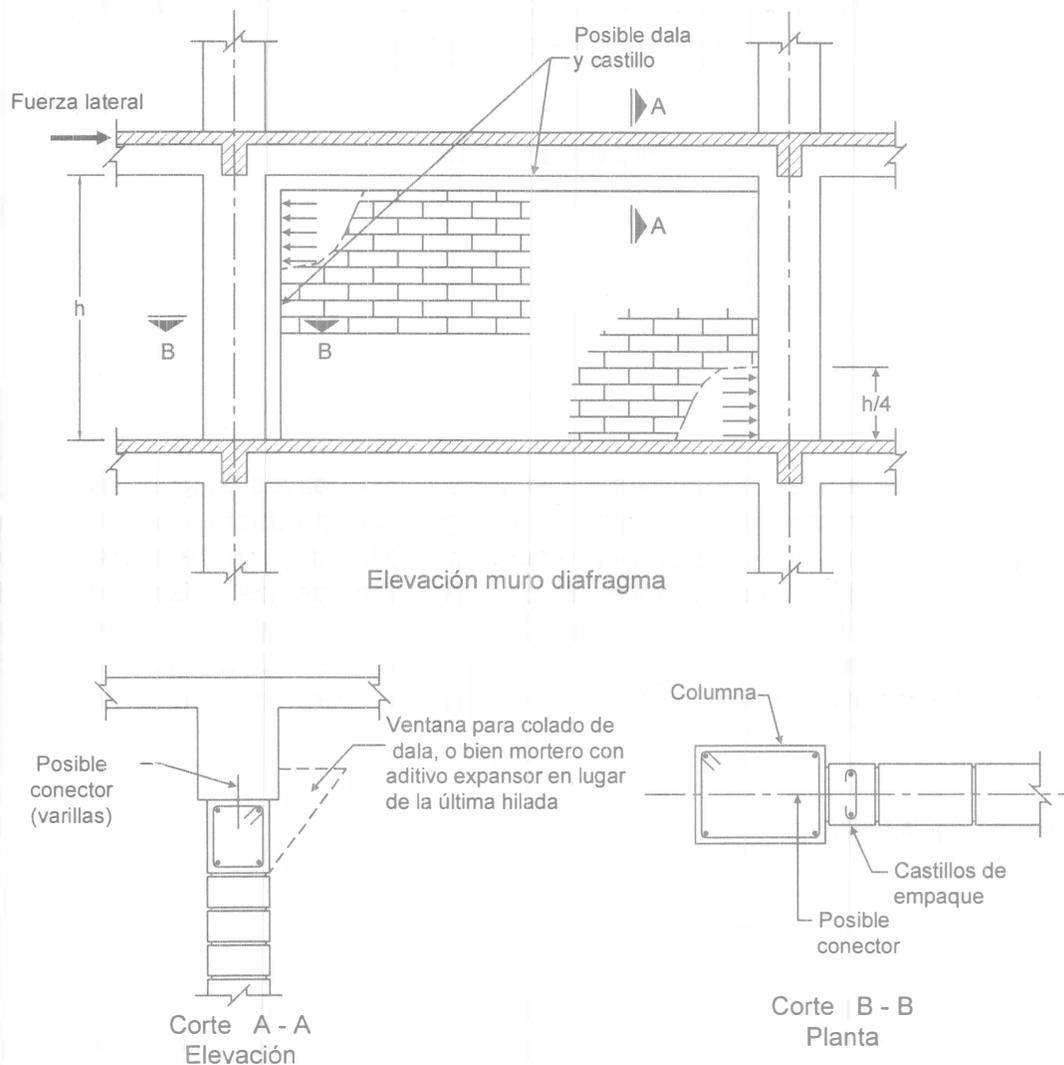


Figura 1. Detalles en planta y elevación de un muro diafragma.

Un caso de estructuración para vivienda, que resulta interesante y no muy frecuente, lo constituye un conjunto de marcos metálicos ortogonales, montados en una primera etapa, como un esqueleto "vacío", usando perfiles de lámina delgada en traveses y columnas; en una segunda etapa, permiten la colocación de muros de bloques de concreto, de tabique o de concreto celular o ligero, "rellenando" el espacio dentro de traveses y columnas, formando unas piezas "mixtas" y de paso constituyendo el "empaque" requerido para un muro diafragma (ver Figura 2).

Esta estructuración permite la prefabricación parcial, con las ventajas de la estructura mixta, pero con los acabados e imagen arquitectónica difícilmente dominada, y además, requiere la milimetría y especialización durante la fabricación y montaje de la estructura metálica.

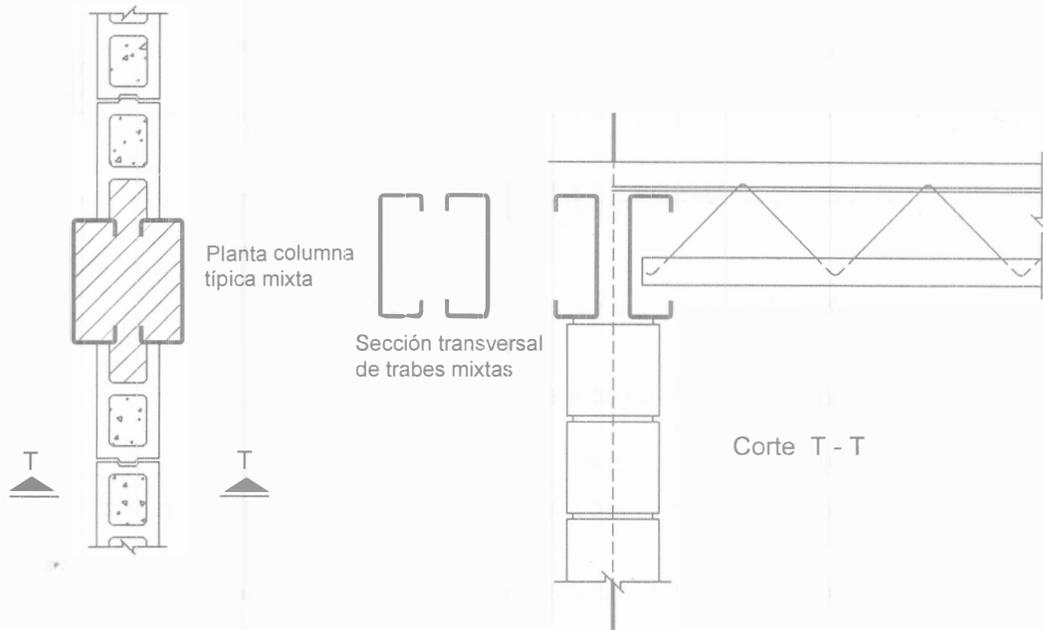


Figura 2. Muro diafragma enmarcado en perfiles de lámina.

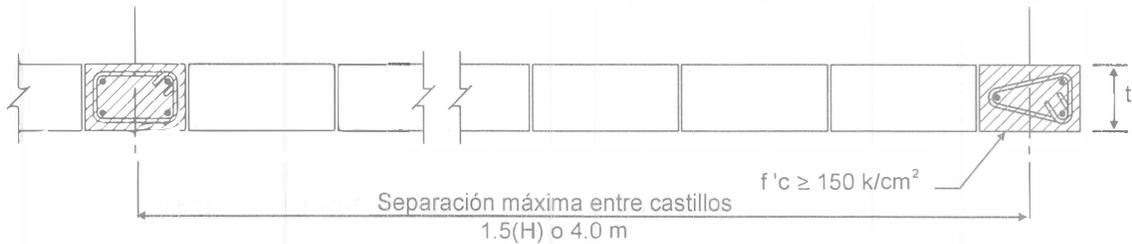
Siempre será objeto de creación, algún procedimiento constructivo, que requiere estudio y verificación analítica y experimental.

1.2 MUROS CONFINADOS

Son muros reforzados con dalas y castillos que cumplen con requisitos geométricos y de refuerzo, de la sección 3.3 de las N.T.C. de Mampostería y que se resumen en la Figura 3.

Podrá incrementarse la resistencia a fuerza cortante de muros confinados, de acuerdo a lo establecido en la sección 4.3.2 de las N.T.C. cuando se coloque refuerzo horizontal en las juntas, debidamente anclado a los castillos extremos e interiores.

Existirán elementos de refuerzo (dalas y castillos), en el perímetro de todo hueco, cuya dimensión exceda de la cuarta parte de la dimensión del muro en la misma dirección.



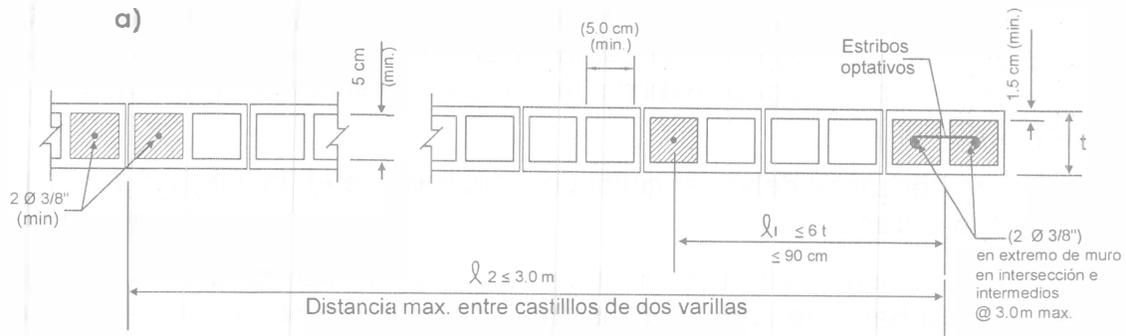
- ⊕ Refuerzo mínimo en dalas y castillos $\rho = 0.20 \frac{f'c}{fy}$ (3 varillas min.)
- ⊕ Área de estribos $\geq \frac{1000 (s)}{(fy) (dc)}$ en donde $s \leq 1.5 dc$ o $s \leq 1.5 dc$ o 20 cm.
- ⊕ Usar dalas intermedias si $H > 3.0$ m
- ⊕ Usar dalas de remate superior, excepto si el muro esta ligado a elementos de concreto reforzado.
- ⊕ Si $\frac{H}{T} > 30$ se usarán elementos rigidizantes que eviten la posibilidad de pandeo.

f'c (Kg/cm ²)	fy (kg/cm ²)			
	2530		4000	6000
150	P _{min} = 0.0119		P _{min} = 0.0075	P _{min} = 0.005
	15 x 15	15 x 20	15 x 15	15 x 20
	3 φ 3/8"	4 φ 3/8"	3 φ 5/16"	4 φ 5/32"
	Est. φ 1/4"	Est. φ 1/4"	Est. φ 1/4"	Est. φ 1/4"
	@ 20 cm	@ 20 cm	@ 20 cm	@ 20 cm o Armex
200	P _{min} = 0.0158		P _{min} = 0.010	
	15 x 20		15 x 15	5 x 20
	4 φ 5/8"		3 φ 5/16"	4 φ 5/16"
	Est. φ 1/4"		Est. φ 1/4"	Est. φ 1/4"
	@ 20 cm		@ 20 cm	@ 20 cm o Armex

Figura 3. Muros confinados reforzados con castillos y dalas.

1.3 MUROS REFORZADOS INTERIORMENTE

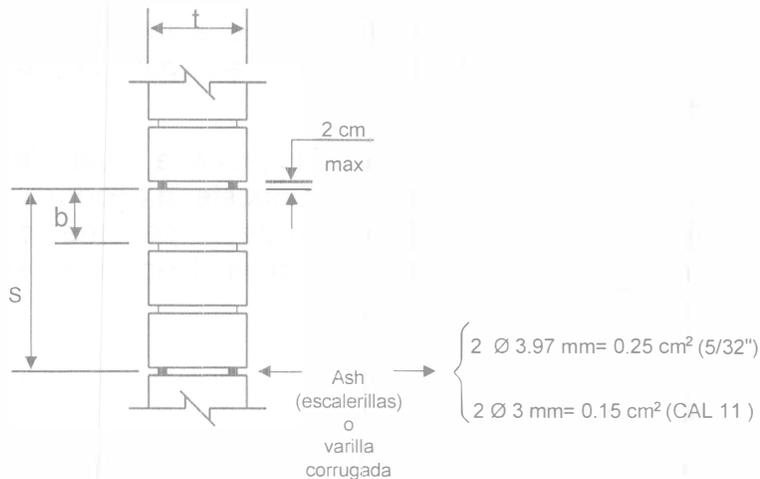
Son muros reforzados con malla (escobilla), o barras corrugadas de acero, horizontales y verticales, colocadas en los huecos de las piezas, en ductos o en las juntas. Se muestra en la Figura 4 el resumen esquemático, de los requisitos mínimos de refuerzo según la sección 3.4 de las N.T.C.



- ⊕ El área de un "huevo" $\geq 30 \text{ cm}^2$ y su dimensión menor $\geq 5.0 \text{ cm}$.
- ⊕ Se usará castillo doble en intersección de muros.
- ⊕ "Huecos" rellenos con mortero tipo II, I o concreto de alto revenimiento con $f'_c = 75 \text{ kg/cm}^2$ y agregado máximo de 1.0 cm.
- ⊕ $H/t \leq 30$ a menos que se provean elementos rigidizantes que evite la posibilidad de pandeo del muro.
- ⊕ $\left[\begin{array}{l} \text{Reforzo horizontal } Ph = \frac{Ash}{St} \geq 0.0007 \\ \text{Reforzo vertical } Pv = \frac{Asv}{tL} \geq 0.0007 \end{array} \right]$ y además $(Pv + Ph) \geq 0.002$

Nomenclatura: (L) longitud del muro en donde se coloca el refuerzo vertical (Asv)
 (S) Separación del refuerzo horizontal (Ash)

b)



Piezas (b)x(+)x(l')	t	(ph) min. aprox.				Pv (min)	Asv/m	Varillas por tramo de 3 m aprox.	Separación iniciando con castillo doble
		S	Ash φ mm	No. hiladas	$Ph = \frac{Ash}{St}$				
6x10x20	10.0	22	3.0	2 hil.	0.00068	0.00132	1.32	6 φ 3/8"	φ 3/8" @ 60 aprox.
6x12x24	12.0	28	3.97	2 hil.	0.00074	0.00126	1.51	6 φ 3/8"	φ 3/8" @ 60
15x20x40	15.0	33	3.97	2 hil.	0.00051	0.00149	2.23	6 φ 1/2" o 10 φ 3/8"	φ 1/2" @ 30 o φ 3/8" @ 35
20x20x40	20.0	22	3.97	1 hil.	0.00057	0.00143	2.86	7 φ 1/2"	φ 1/2" @ 50

Figura 4. Muro reforzado interiormente.

Para el colado de los huecos donde se aloje el refuerzo vertical, podrá emplearse el mismo mortero que se usa para pegar las piezas, o un concreto de alto revenimiento, con agregado máximo de 1.0 cm, y resistencia a compresión no menor de 75 kg/cm^2 .

El refuerzo horizontal debe ser continuo y sin traslape en la longitud del muro, anclado en sus extremos.

Alrededor de toda abertura cuya dimensión exceda de 60 cm en cualquier dirección, deberá haber refuerzo, consistente en una barra No. 4 ($\varnothing 1.27 \text{ cm}$) de grado 42, o con resistencia a tensión equivalente.

Deberá existir una supervisión continua en la obra, que asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo señalado en planos y que los huecos en que se aloja el refuerzo, sean colados completamente; solo de esta forma puede asegurarse el comportamiento adecuado; aunque esto no implica que deban evitarse, ya que su aprovechamiento arquitectónico y conveniencia económica los mantendrá vigentes.

1.4 MUROS NO REFORZADOS

Son aquéllos que no cumplen con el acero mínimo especificado para ser incluidos en alguna de las tres categorías anteriores.

Por ahora no se establece alternativa de evaluación, en el caso de cumplimiento parcial del acero de refuerzo especificado para muros confinados o reforzados interiormente.

De acuerdo con la sección 3.6 NTC de mampostería, cualquier otro tipo de refuerzo o modalidad constructiva, a base de mampostería deberá ser avalado por evidencia experimental y analítica, a satisfacción del Departamento del D.F., que cumpla con los requisitos de seguridad estructural establecidos en el Reglamento y sus Normas Técnicas (véase en la Figura 5).

1.5 CRITERIO DE SELECCIÓN

El criterio de selección obedece primordialmente al costo, y en forma importante a la apariencia dentro del proyecto arquitectónico; sin embargo las ventajas o desventajas estructurales, entre los diferentes productos terminados, debe conocerlas el promotor, propietario, constructor y usuario, a través del Ingeniero Estructurista.

Desde el punto de vista del proyecto estructural se deben considerar los siguientes aspectos:

- a) Relaciones altura espesor del muro mayores que 20 pueden propiciar pandeos perpendiculares, al plano del muro, o rotaciones indeseables en sus extremos, a menos que el factor de reducción por excentricidad y esbeltez (F_E) se modifique.

- b) Si no se cumplen los requisitos mínimos de armado, el factor de reducción de resistencia (F_R) se reduce al 50% del valor especificado (0.6) para muros reforzados.
- c) El uso de dalas o elementos repartidores de carga sobre un muro, favorece la reducción de excentricidades en la aplicación de carga vertical, especialmente en muros extremos, al recibir losas macizas o piezas prefabricadas.

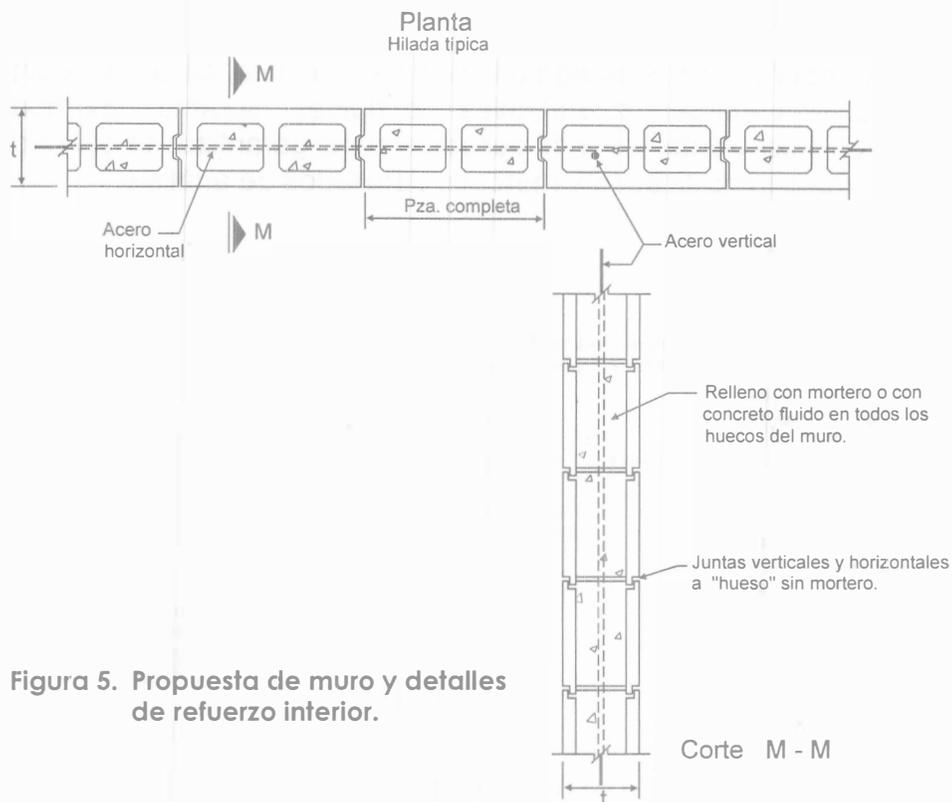


Figura 5. Propuesta de muro y detalles de refuerzo interior.

2. SISTEMAS DE PISO

Los sistemas de piso o sistemas estructurales para soportar las cargas verticales y transmitirlas a los elementos portantes como son las traveses, dalas y muros, son muy variados desde su concepción *unidireccional* o *bidireccional*, así como en sus características geométricas y cualidades constructivas.

Sus cualidades y bondades, son relativas para cada promotor, constructor y usuario, dependiendo principalmente de su costo y aceptación, pero para el estructurista, debe prevalecer la eficiencia con la cual se comportan estructuralmente.

2.1 DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DESEABLE

- a) Bajo cargas gravitacionales deben cumplir con las deformaciones verticales permisibles, durante la operación de colados complementarios en su etapa constructiva, así como en su etapa definitiva, para preservar los materiales frágiles por ellos soportados.
- b) Al recibir impacto por las cargas vivas, deben responder con vibración aceptable por el usuario. En general, al cumplirse las deformaciones verticales reglamentarias, queda cubierta esta respuesta desagradable.
- c) El desempeño como diafragma horizontal eficiente, para unir entre sí a todos los elementos verticales de rigidez, durante una acción sísmica o de viento, es indispensable para garantizar la aplicación de métodos simplificados y métodos detallados de análisis.

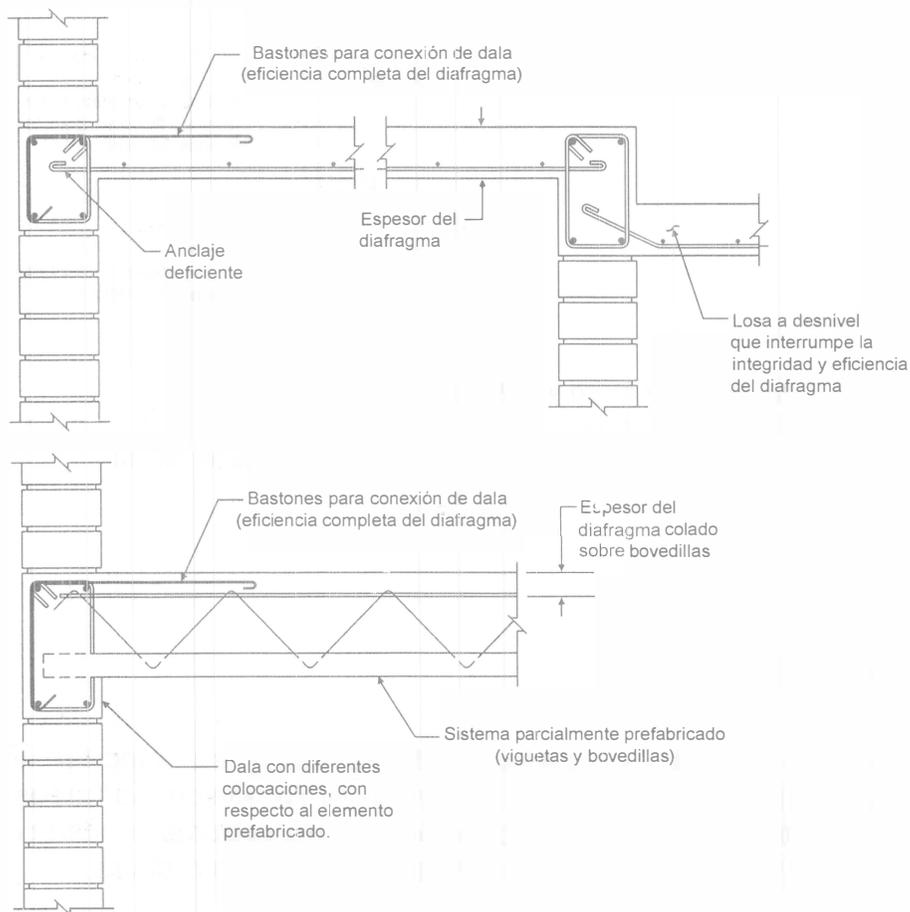


Figura 6. Detalles y recomendaciones constructivas.

Este efecto de diafragma o placa horizontal rígida, supone elementos con muy poca o nula deformación o distorsión angular en su plano. El espesor adecuado de este diafragma y su correcta conexión con dadas, traveses y muros, generalmente se presupone como automáticamente establecido por la práctica constructiva común, pero afortunadamente, cada vez es de mejor y mayor conocimiento del estructurista, para sus detalles en planos y recomendaciones constructivas (ver Figura 6).

En la Figura 7 se muestra algunas soluciones para ubicación de instalaciones hidrosanitarias.

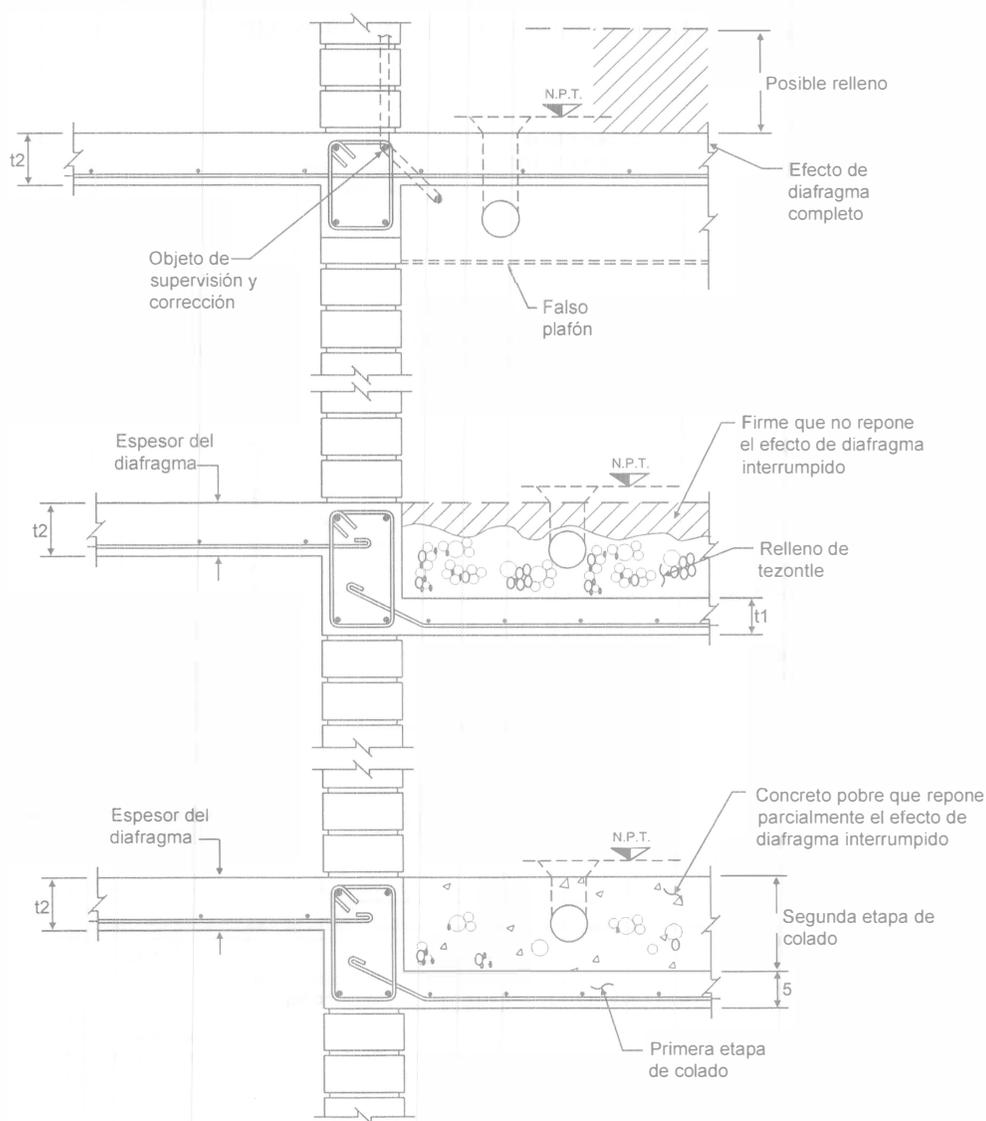


Figura 7. Soluciones para instalaciones.

2.2 Losa Maciza (Trabajo Bidireccional)

El procedimiento para definir su espesor, y dosificar su acero de refuerzo, es del dominio del estructurista, desde su etapa de estudios profesionales, y se mencionan a continuación, observaciones y recomendaciones que obedecen a experiencias y práctica profesional compartida con proyectistas arquitectónicos, promotores y constructores.

- a) La correcta colocación del acero de refuerzo, requiere posicionadores que difícilmente se usan en la mayoría de los casos. La redistribución de esfuerzos que se produce por mala colocación del acero de refuerzo, no repercute substancialmente en el comportamiento como diafragma, pero provoca fisuras inaceptables, que reducen la capacidad por cargas verticales y deformaciones mayores que las previstas.

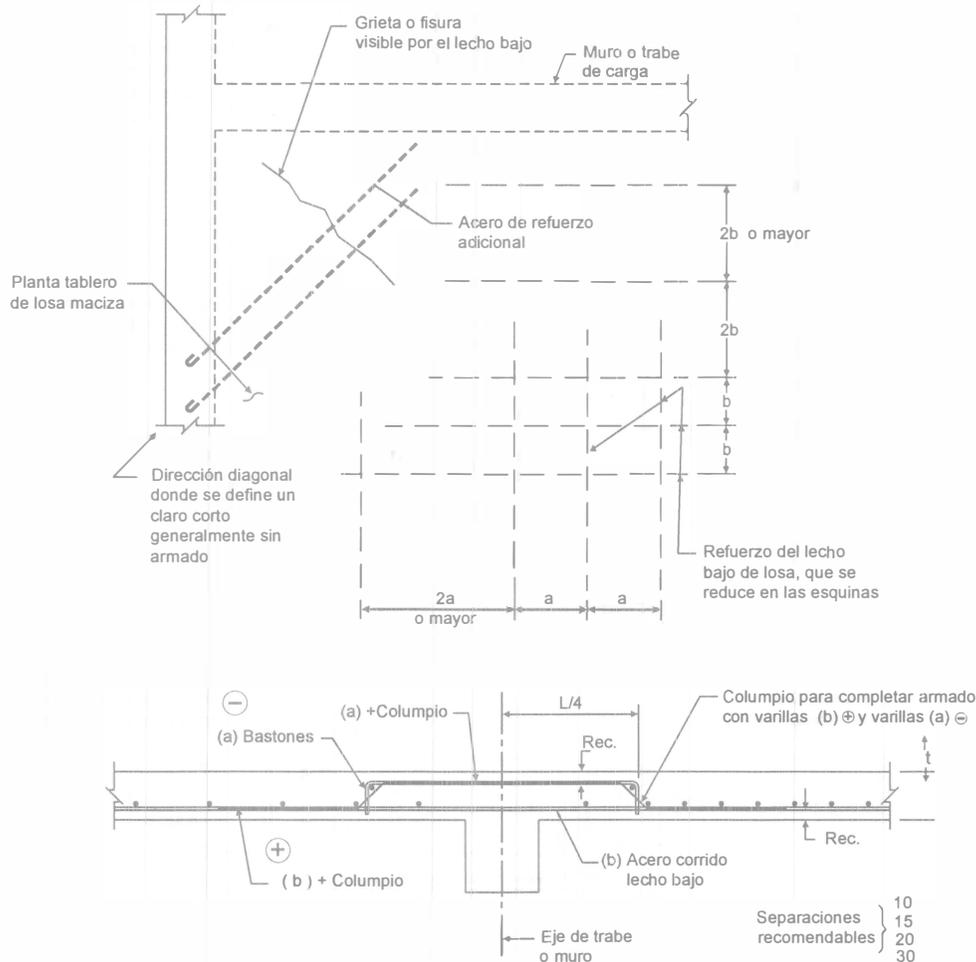
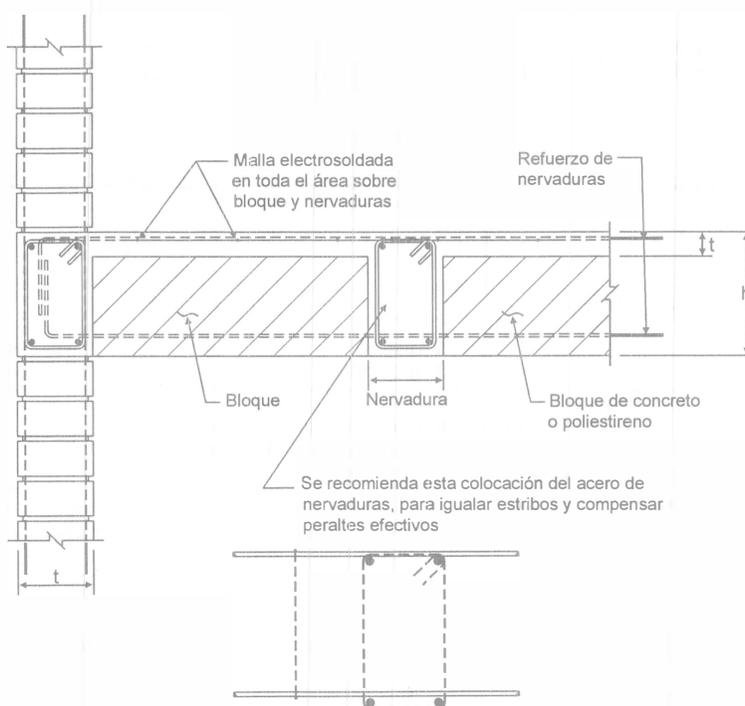


Figura 8. Efecto de esquina en tablero de losa maciza y detalle típico para armado de losa.

- b) La práctica común de no compactar la masa de concreto fresco, y la acción incompleta o nula de curado, producen agrietamientos prematuros e indeseables, que finalmente afectan a los acabados y vida útil de la propia estructura.
- c) En las zonas de esquina de cada tablero, se produce una flexión local en dirección diagonal, ya que la presencia de un claro muy corto, sin armado en el lecho inferior, genera agrietamiento pocas veces previsto. (Efecto de esquina con grieta en el lecho bajo, definida en dirección de la diagonal del tablero, ver Figura 8).

2.3 LOSAS ALIGERADAS (TRABAJO BIDIRECCIONAL)

Este tipo de estructura, tiene en general un volumen de concreto similar al de la losa maciza equivalente, tiene mejores propiedades de inercia, pero requiere de elementos adicionales (bloques), que aunque dificultan la acción de armado, benefician la operación limpia durante el colado (ver Figura 9).



* El espesor (t) sobre bloques, constituye el diafragma horizontal y al quedar integrado a las nervaduras, éstas operan también como un diafragma de espesor (h), cuya efectividad debe demostrarse

Figura 9. Corte típico en losas aligeradas.

En el trabajo como diafragmas, no solo participa la "costra" superior, sino la retícula de nervaduras, aunque de difícil evaluación sin programas de análisis tridimensional.

2.4 SISTEMAS PREFABRICADOS (UNIDIRECCIONALES Y BIDIRECCIONALES)

Con viguetas prefabricadas y presforzadas + Bovedilla

Con viguetas + Bovedilla

Con tabletas prefabricadas

Algunas requieren apuntalamiento provisional durante la etapa de colado complementario.

El sistema de bloques, bovedillas, dovelas, que se colocan entre viguetas, obedece a variados diseños y materiales, mecanismos de colocación y retiro después del fraguado, cuya aplicación obedece a costos, apariencia, facilidad de colocación de instalaciones, etc. (ver Figura 10).

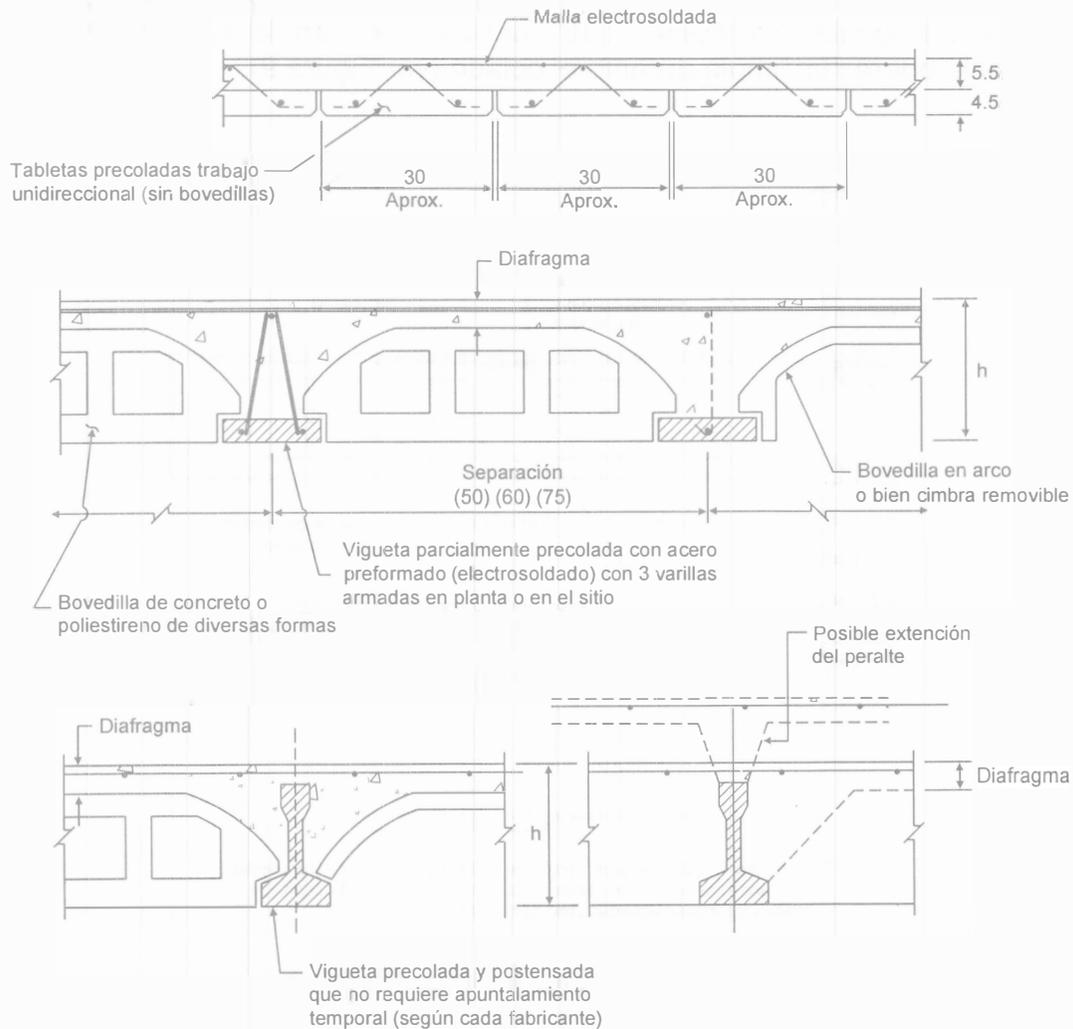


Figura 10. Detalle en sistemas de piso prefabricados.

En el trabajo como diafragma, en general solo participa la costra o capa de concreto colada sobre el sistema de elementos prefabricados, y debe garantizarse su espesor eficiente y su conexión con dadas, traveses y muros, así como su integridad en toda la planta de la edificación, y no solo con tableros aislados.

3. CIMENTACIONES

Las edificaciones para vivienda, desde un nivel, hasta cinco niveles, ya sea en cuerpos aislados o agrupamientos, representan un reto al estructurista, quien nunca debe decidir el tipo de cimentación a usar, por sí solo, ya que el punto de vista del Geotecnista y de un Geólogo, es indispensable, para conocer los riesgos en que se puede incurrir para cada una de las posibles soluciones. El limitar a cinco niveles el tipo de edificaciones para vivienda, obedece a que la mayoría de soluciones para vivienda masiva, no requiere elevadores, ni estacionamiento en la planta baja, y el uso de muros de carga y rigidez en todos los pisos, ha llevado a soluciones arquitectónicas económicamente realizables.

El comportamiento inaceptable que han tenido las cimentaciones de algunos de los conjuntos habitacionales, aún sin la presencia de sismos, pone de manifiesto la mala elección del tipo de cimentación, y quizá el erróneo procedimiento constructivo, o el desconocimiento de alguna peculiaridad en el subsuelo.

El conocimiento cada vez mejor del perfil de suelos, de sus propiedades y de las afectaciones que sufre con el tiempo, por ejemplo por bombeo continuo de mantos superficiales o profundos, nos hace reflexionar sobre la ligereza con la que en ocasiones, decidimos sobre algún tipo de cimentación a usar.

Se presenta en la Figura 11 los tipos de cimentación comúnmente utilizados para edificaciones de pocos pisos, sobre terrenos de baja y mediana compresibilidad, con algunas observaciones y comentarios que quizá algunos estructuristas califiquen de incompleta y aún inaceptables.

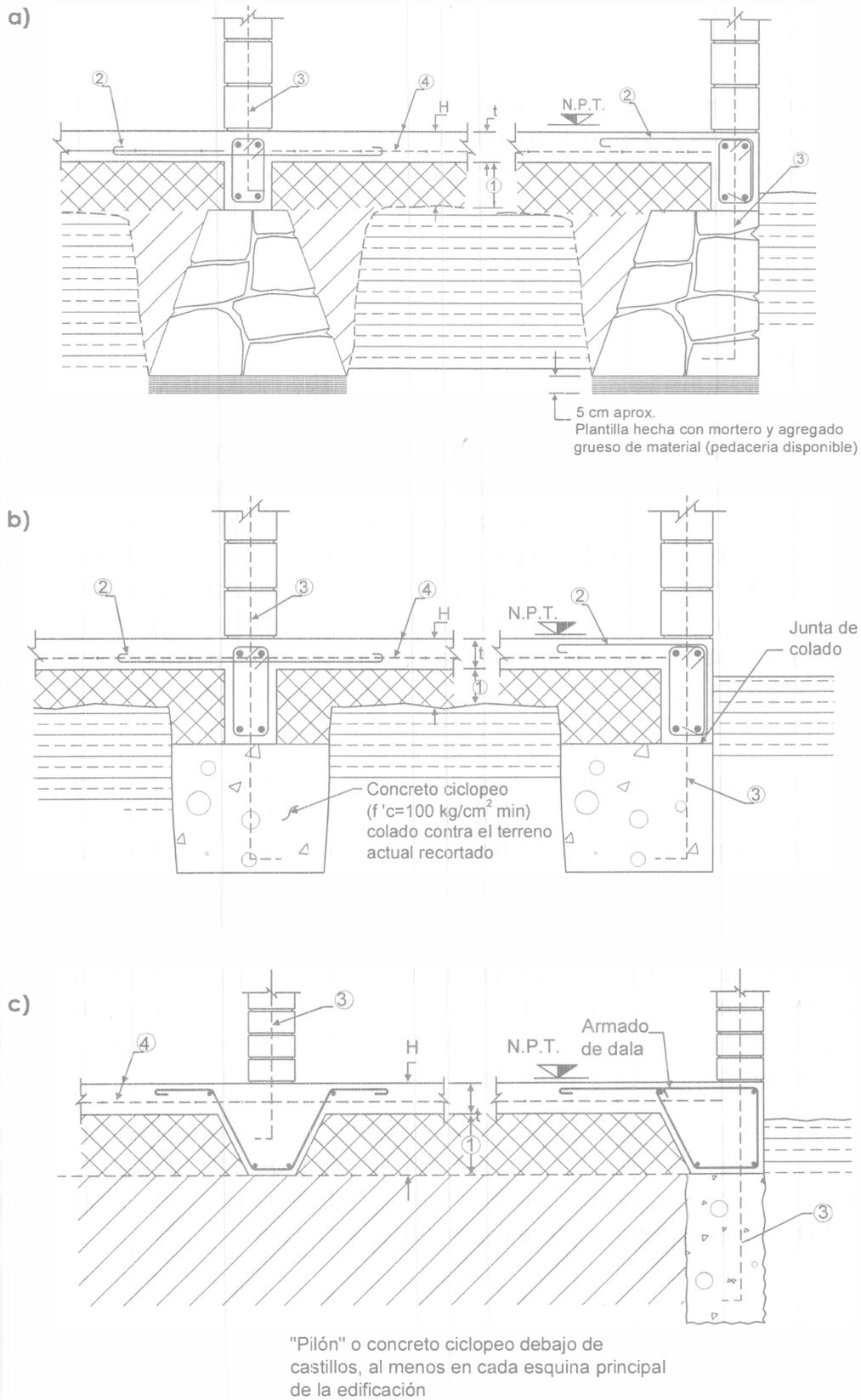
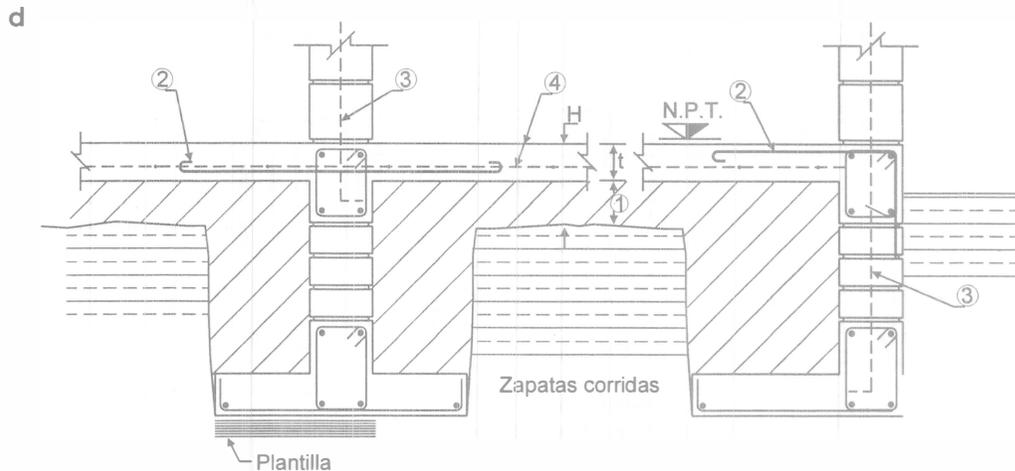


Figura 11. Cimentaciones comúnmente utilizadas para edificaciones de pocos pisos.

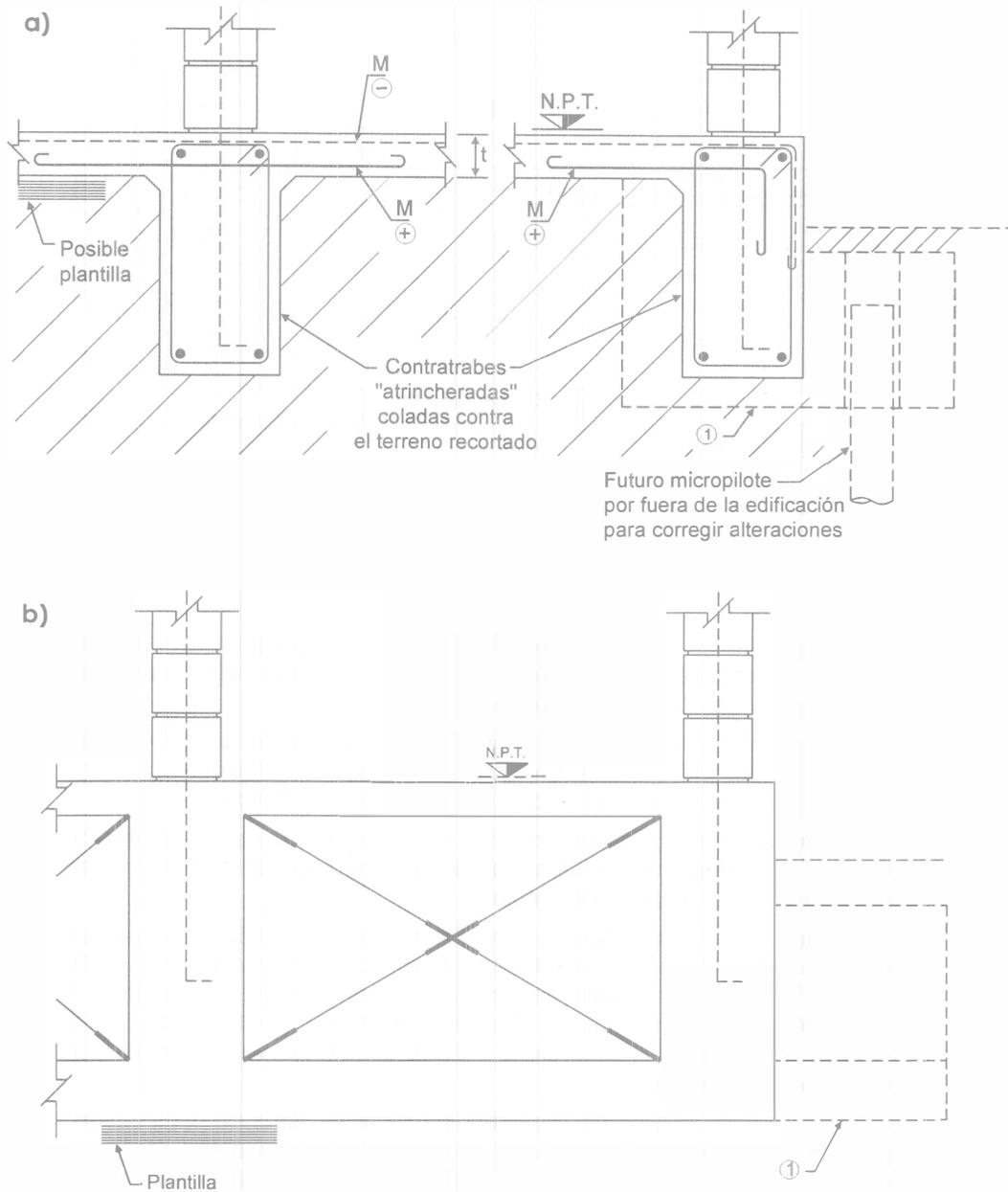


Nomenclatura:

- ① Material limo arenoso compactado al 95% para integrarse al firme como placa de cimentación de peralte (H). Este material está confinado lateralmente por las dalas de los cimientos.
- ② Bastones que permitirán el trabajo de conjunto del firme armado, al dar continuidad a la malla electrosoldada y además, proporciona la fuerza horizontal que requiere el equilibrio del cimiento de colindancia.
- ③ Armado de castillos, que deben quedar anclados al menos en la dala del cimiento y de preferencia en las esquinas, prolongarlo dentro del concreto "pobre" integrado a la piedra del cimiento.
- ④ Firme de espesor (t), que con su armado (malla electrosoldada o varillas) trabaja de conjunto con el material limo arenoso 1. Formando una "placa" (H) de cimentación y puede ser colado en una etapa posterior a la terminación de los cimientos, la posición del acero de refuerzo, puede aceptarse aún fuera del lecho alto, aceptando pequeñas fisuras que no alteran la respuesta deseada.
- ⑤ El uso de plantilla, debajo de la piedra del cimiento, sólo se justifica para limpieza en el proceso de la obra y posiblemente para algún efecto de repartición de carga concentrada, por arista o punta de las primeras piedras. En el caso de cimiento de concreto existe la pérdida de agua del concreto por absorción del terreno natural.

Figura 11 (Continuación). Cimentaciones comúnmente utilizadas para edificaciones de pocos pisos.

En la Figura 12 se presentan esquemas de cimentaciones para cargas mayores o bien sobre subsuelos muy compresibles, señalando la conveniencia de dejar preparaciones para futuras correcciones, sin la necesidad de inversiones iniciales importantes, por lo que se debe insistir en la participación e involucramiento del promotor, constructor y/o propietario.



- (1) Dado de concreto, o prolongación de la losa y/o contratrabe que es muy conveniente para dejar previsto ya colado o con facilidad de colado futuro por el exterior de la edificación, esta previsión permitirá fácilmente "corregir" cualquier tendencia de desplome o hundimiento, debido especialmente a alteraciones del subsuelo por bombeo de aguas freáticas, por descargas vecinas, o modificaciones de la propia estructura esta previsión es válida y fácilmente realizable, para cualquiera de las soluciones comunes de cimentación, además el uso de micropilotes, metálicos o de concreto, representa una técnica rápida y económica cada vez más difundida como eficaz recimentación.

Figura 12. Cimiento por compensación.

Las posibilidades de cimentación son conocidas en general por el estructurista de la práctica profesional, que debe conciliar su propuesta, con el constructor, con el geotecnista y con el promotor o inversionista. (ver Figuras 11 y 12).

Los objetivos de una cimentación que se pretenda eficiente deben ser:

- a) Mínimo de hundimientos y en especial los diferenciales.
- b) Facilidad de colocación de instalaciones.
- c) Procedimiento constructivo fácil y en especial cuando existe presencia de agua a poca profundidad o se requiere su conducción adecuada durante y después de la construcción.
- d) Previsión de corrección a futuro, en especial en zonas de espesores compresibles potentes, de hundimientos a mediano y largo plazo (posibilidad de pilotes futuros y/o subexcavación, ver Figura 12).

Especialmente en los agrupamientos de edificaciones multihabitacionales, la correcta investigación del subsuelo y la completa interacción con el geotecnista son indispensables.

En el caso del valle de México las zonas de orilla del ex-lago presentan peculiaridades que generan respuestas indeseables de cimentaciones, y desafortunadamente para el campo estructural, los terrenos en estas áreas, siguen siendo objetivos para los desarrolladores y promotores de vivienda (ver Figuras 13 y 14).

a) Deformación no uniforme del subsuelo por presencia de domo.

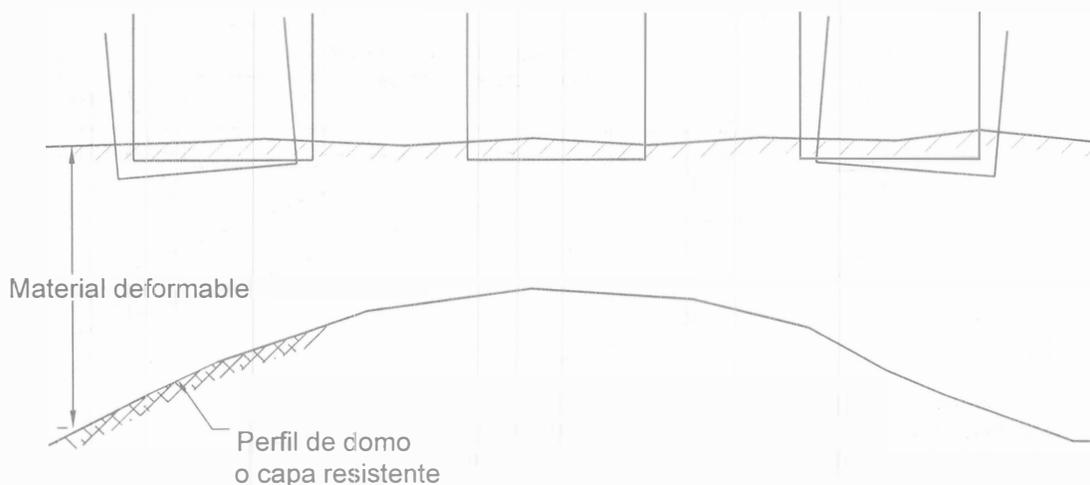
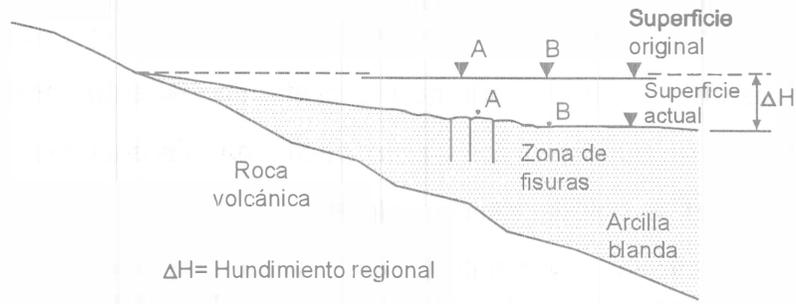
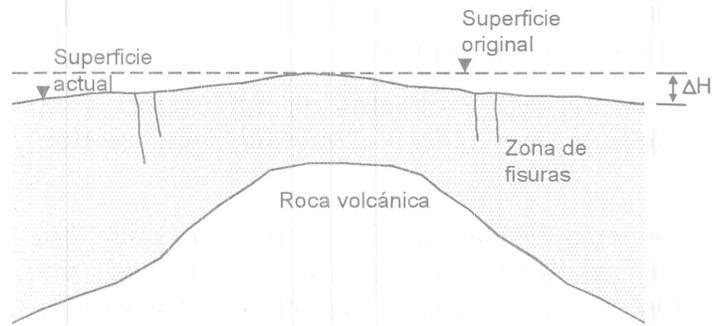


Figura 13. Problemas geotécnicos en un edificio desplantado en la orilla del lago.

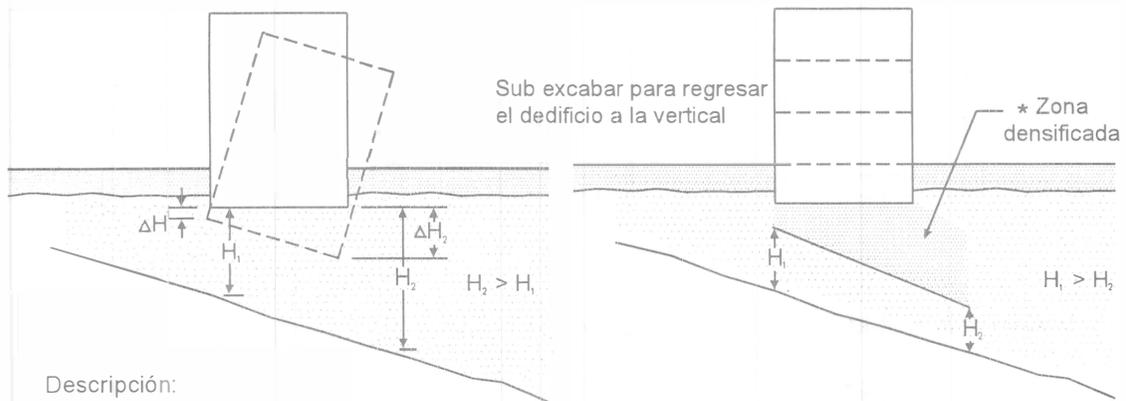
b) Hundimiento regional en orilla del lago.



c) Domo sepultado, mecanismo de fisuramiento en arcillas.



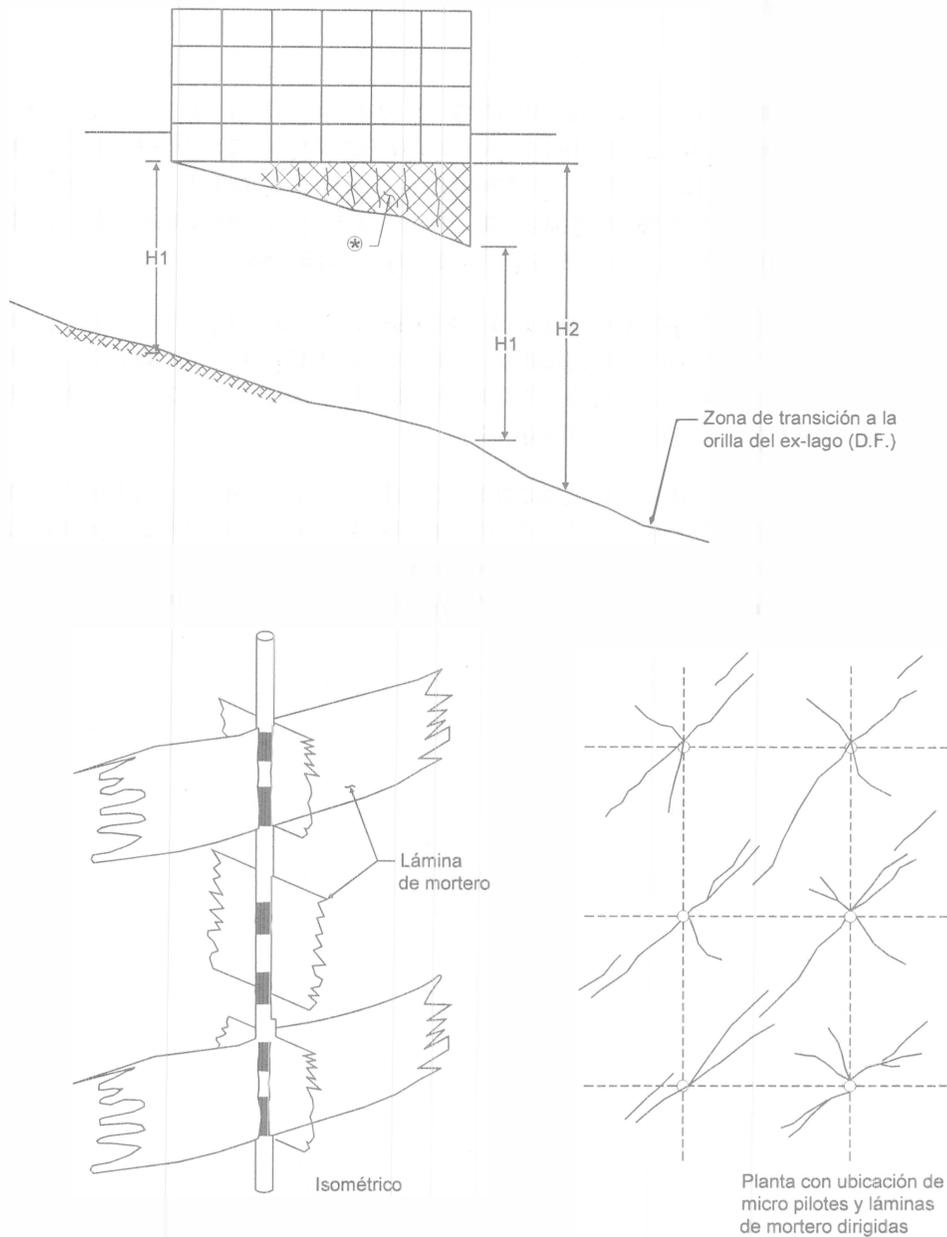
d) Inclinación de una estructura por deformación diferencial del subsuelo.



Descripción:

Una estructura en la orilla se inclina por deformación diferencial causada por peso propio e incrementada por el hundimiento regional, se debe regularizar la estratigrafía para uniformizar los hundimientos futuros.

Figura 13 (continuación). Problemas geotécnicos en un edificio desplantado en la orilla del lago.



- ⊛ “Densificación” o “Estructuración” del subsuelo, a base de inclusión de “láminas” verticales de lechada de cemento, inyectada a presión, a través de ranuras dispuestas en tubos metálicos recuperables. Estos tubos se hincarán en el subsuelo formando una retícula ortogonal, a distancias convenientes según el tipo de suelo, para lograr la continuidad entre “láminas” verticales consecutivas. Otro tipo de densificación masiva del subsuelo ha tenido eficiencia, aunque con poco control, y a un costo inconveniente.

Figura 14. Densificación o estructuración del suelo y geometría de las láminas de mortero inyectado.

4. CONCLUSIONES

En la selección del tipo de muros y del sistema de piso, el ingeniero estructurista se ve guiado y limitado por el promotor, por el constructor y por el proyectista arquitectónico, sin embargo debe aportar su experiencia y conocimiento de la respuesta estructural observada y su ingenio para satisfacer en lo posible las exigencias de las otras partes involucradas.

En cada nuevo proyecto, queda manifiesta la importancia que tiene el proporcionar mayor confort al usuario, como aislamiento acústico, térmico, así como el requerir poco o nulo mantenimiento, aún a costa de soluciones estructurales caras o con poca eficiencia.

Si la solución de la cimentación, produce pocos o nulos hundimientos generales y diferenciales, y si se dejan provisiones para conexiones futuras, sin inversiones iniciales altas, los problemas de mantenimiento y degradación de la superestructura bajo cargas permanentes y accidentales, se verán minimizados.

REFERENCIAS

1. Departamento del Distrito Federal, "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., Agosto, 1993.
2. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., Noviembre, 1987.
3. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., Marzo, 1989.
4. Jumonji T. (1996), "Normas para la Evaluación del Nivel de Daño por Sismos en Estructuras y Guía Técnica de Rehabilitación" (Estructuras de Concreto Reforzado), Cuaderno de Investigación No. 37 (CENAPRED), México, D.F.
5. Jumonji T. (1996), "Normas y Comentarios para la Evaluación del Comportamiento ante Sismos de Estructuras Existentes de Concreto Reforzado", Cuaderno de Investigación No. 39 (CENAPRED), México, D.F.
6. Jumonji T. (1997), "Guía de Diseño para Refuerzo Sísmico de Estructuras Existentes de Concreto Reforzado" Cuaderno de Investigación No. 43 (CENAPRED) México, D.F.
7. Jumonji T. (1997), "Guía de Aplicación de la Norma de Evaluación de Comportamiento Ante Sismo y de la Guía de Refuerzo para Estructuras Existentes de Concreto Reforzado" Cuaderno de Investigación No. 44 (CENAPRED) México, D.F.
8. Díaz Cobo, J. L. (1987), "Comportamiento de cimentaciones sobrecompensadas en suelos con hundimiento regional", UNAM, Tesis de maestría en ingeniería.
9. Avilés E. (1991), "Capacidad de carga de cimentaciones superficiales sobre suelos blandos en condiciones sísmicas", UNAM Tesis de maestría en ingeniería.
10. Zeevaert, L. (1980), "Interacción suelo-estructura de cimentaciones superficiales y profundas, sujetas a cargas estáticas y sísmicas", Ed. Limusa, México, 1ª edición.
11. TGC Geotecnia (1988), "Propuesta para la Reglamentación de los estudios Geotécnicos en las zonas de transición afectadas por el fenómeno de fisuramiento".

CAPÍTULO 3

COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

E. MIRANDA

COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

Eduardo Miranda¹

INTRODUCCIÓN

Los muros de mampostería no reforzada están formados básicamente por dos elementos, por un lado piezas prismáticas que forman los ladrillos o bloques y por otro el mortero que se utiliza para unir dichas piezas prismáticas. Este capítulo describe el comportamiento mecánico de la *mampostería no reforzada* que es aquella que no tiene refuerzo en el interior de las piezas o bien no tiene refuerzo adosado a las piezas, ya sea embebido entre el mortero que une a las piezas (como por ejemplo en el caso de la escalerilla o de varillas de acero colocadas entre hiladas), o bien cuando esté adosado en una o ambas caras exteriores del muro (como en el caso de mallas electrosoldadas clavadas a la mampostería y embebidas en el recubrimiento de mortero). Cuando a la mampostería no reforzada se le confina por medio de dalas y castillos en su perímetro se le denomina *mampostería confinada*, que es el tipo de mampostería de mayor uso en edificaciones ingenieriles en nuestro país, y que será tratada en forma detallada en el capítulo siguiente.

Como se mencionó en los primeros capítulos de este libro, existe una gran cantidad de características geométricas y de materiales tanto de las piezas como de los morteros, lo que dificulta una descripción general del comportamiento mecánico de la mampostería y en muchas ocasiones hace poco confiable la extrapolación de resultados de un tipo de mampostería a otro. En este capítulo se describirán las características mecánicas de algunos de los tipos de mampostería más común en nuestro país.

El comportamiento de la mampostería se ha estudiado principalmente a través de ensayos de especímenes a escala natural para los materiales y las sollicitaciones más usuales. Sin embargo, si se pretende establecer criterios generales para predecir el comportamiento mecánico de la mampostería, es necesario estudiar sus mecanismos de falla ante las sollicitaciones básicas y determinar sus propiedades mecánicas elementales; esto puede efectuarse

¹ Asesor, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Profesor, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

mediante ensayos simples en pequeños conjuntos de piezas y mortero. En nuestro país se han realizado un gran número de ensayos simples en pequeños conjuntos de piezas y mortero con los materiales más comúnmente utilizados, obteniéndose valores representativos de sus propiedades mecánicas. También se han realizado ensayos en los materiales que conforman la mampostería, piezas y morteros, para obtener valores representativos de sus propiedades y conocer la variabilidad de éstas, así como su influencia en el comportamiento de la mampostería en que se usen. Las razones que han conducido a la elección de los ensayos, la descripción de las técnicas experimentales y la presentación detallada de los resultados se encuentran en Meli y Reyes, 1971; Meli y Hernández, 1971; Meli, 1979; Alcocer et al. 1995. Gran parte del capítulo no es más que una recopilación organizada de parte de la información técnica contenida en las publicaciones antes mencionadas y en algunas otras acompañada de algunos comentarios por parte del autor. Al final del capítulo se ha incluido la lista de referencias, así como publicaciones técnicas adicionales para los lectores interesados en profundizar en el comportamiento de la mampostería.

1. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LAS PIEZAS

El parámetro más importante de una pieza desde el punto de vista estructural es su resistencia a compresión, determinada mediante el ensayo directo a compresión de la pieza entera o de la mitad de ella. La resistencia a compresión así determinada no es un parámetro uniforme de calidad, ya que los resultados obtenidos en piezas de materiales o geometrías distintos no son comparables y no se relacionan en la misma forma con la resistencia que puedan tener las piezas en un elemento estructural. La razón de estas diferencias estriba en que las restricciones a las deformaciones transversales, producidas por la fricción con las placas de la máquina de ensaye, introducen compresiones transversales que afectan la resistencia de las piezas. La forma en que influye esta restricción depende no solo de la relación altura a espesor del espécimen, sino también del material de que se halla compuesta la pieza; por lo tanto, no ha sido posible encontrar un procedimiento general para estandarizar los resultados a un caso uniforme (Meli y Hernández, 1971).

Por lo anterior, los resultados del ensayo de compresión son estrictamente comparables solo para piezas del mismo tipo, y la relación entre la resistencia a la compresión de la pieza y el comportamiento estructural del muro puede ser distinto para materiales diferentes.

Se realizó un muestreo de la producción de piezas para mampostería destinada a la construcción en el Distrito Federal, a fin de estudiar las propiedades más importantes y, en particular, la distribución estadística de la resistencia de las piezas. Esta última se determinó en todos los casos sobre una mitad de las piezas por la mayor facilidad que se tenía en esta modalidad de ensaye y por no diferir significativamente los resultados respecto a los obtenidos con piezas enteras (Meli y Hernández, 1971). Se muestrearon lotes de materiales del mismo

tipo producidos por diferentes fábricas y se realizaron distintas etapas de muestreos para una misma empresa a fin de tener medidas de la dispersión de la resistencia, distinguiéndose la que se presenta entre unidades de un mismo lote, entre lotes de una misma procedencia y entre lotes de distintas fábricas que producen un mismo material. Los resultados completos de este programa experimental se presentan en Meli, 1979.

Para el tabique de barro recocido se observó que se distinguían grupos de fábricas con resistencia del mismo orden y que estos grupos correspondían a las zonas geográficas en las que estaban localizadas las tabiquerías; esto indica que la resistencia del tabique depende principalmente de los bancos de materia prima de los que se obtienen los productos, y que la diferencia en los procedimientos de fabricación empleados tiene menos importancia. Salvo algunas excepciones, los coeficientes de variación de la resistencia de piezas de un mismo lote fueron del mismo orden (35 por ciento en promedio) para las diferentes empresas. La resistencia fue notablemente uniforme para otro lote de una misma procedencia.

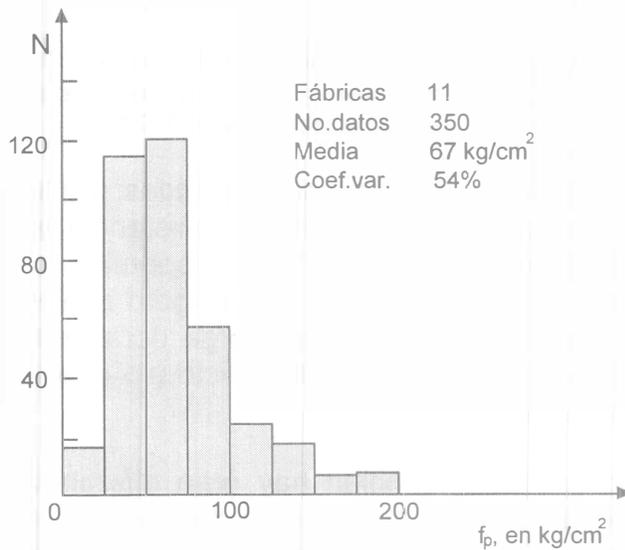


Figura 1. Histograma de la resistencia a la compresión de piezas de tabique rojo (Meli, 1979).

La Figura 1 muestra un histograma de los datos obtenidos para tabique de barro recocido; la homogeneidad justifica que se considere una sola población cuya distribución de probabilidades es aproximadamente lognormal con media 67 kg/cm² y un coeficiente de variación de 54 por ciento.

Para el tabique extruido con huecos verticales, existe una diferencia importante en la resistencia media de piezas semejantes producidas por fábricas distintas, mientras que piezas de forma diferente elaboradas por una misma empresa tienen resistencias semejantes, si estas se calculan sobre el área neta de la pieza. Lo

anterior indica que las diferencias en las materias primas, especialmente en los procedimientos de fabricación, modifican netamente la resistencia de una a otra fábrica, de modo que es necesario considerar cada procedencia por separado. Los coeficientes de variación de la resistencia en piezas de un mismo lote son relativamente bajos y uniformes de uno a otro lote de una misma fábrica.

En cuanto al bloque de concreto, en las pruebas experimentales de Meli (1971) tres de las empresas consideradas empleaban procedimientos de construcción muy mecanizados y ejercían buen control de calidad; en estas fábricas se obtuvieron resistencias medias altas y uniformes, y baja dispersión en

los resultados individuales; para los materiales de las otras dos fábricas, menos industrializadas, las resistencias medias fueron menores y hubo mayor dispersión.

En la Figura 2 se muestra el histograma reportado por Meli para este tipo de piezas. En nuestro país normalmente existen tres calidades de bloques de concreto, clasificadas en: (a) bloques pesados; (b) bloques intermedios; (c) bloques ligeros. El ingeniero estructural debe estar consciente de que por lo general la selección del tipo de bloque de concreto no solo influye en el valor esperado de la resistencia a la compresión de la pieza sino también en la dispersión de ésta. Por lo general las fábricas que producen los bloques de concreto pesado tienen un mejor control de calidad y por lo tanto la dispersión alrededor del valor

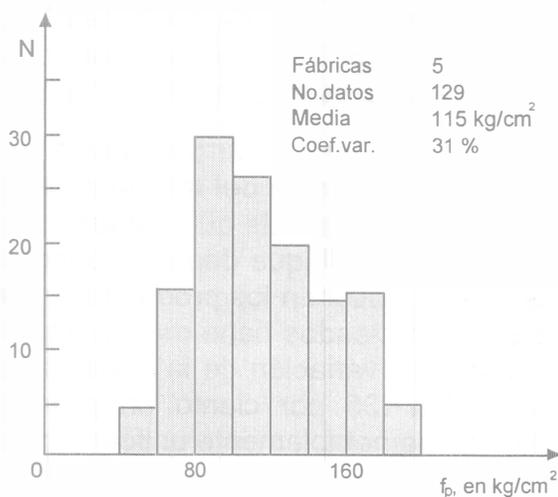


Figura 2. Histograma de la resistencia a la compresión de bloques de concreto pesado (Meli, 1979).

esperado de la resistencia será menor que para las otras dos calidades. En el caso particular de los bloques ligeros o livianos, por lo general su resistencia es muy baja, su control de calidad también es bajo y por lo tanto su dispersión en resistencias puede ser elevada. Así mismo, los bloques de concreto ligero suelen ser mucho más susceptibles a dañarse durante su carga y descarga durante el proceso de transporte a la obra, lo que produce un mayor desperdicio y/o el que se coloquen piezas dañadas en la mampostería.

Para el tabique macizo de concreto (tabicón), también hay gran diferencia entre la resistencia de piezas de distintas fábricas, debido a que no se observa un proporcionamiento uniforme, sino que varía el tipo de agregado y la cantidad de cemento empleados; la resistencia media varía de uno a otro lote y la dispersión de los resultados individuales es alta. Para este caso la media reportada fue de 57 kg/cm² y el coeficiente de variación 54 por ciento. Es importante hacer notar que la resistencia a la compresión del tabicón es significativamente más baja a la de otro tipo de piezas, lo que restringe su uso en muchas situaciones.

La dispersión total de la resistencia a la compresión para un tipo de pieza de dado proviene de tres fuentes: la variación de la resistencia dentro de piezas de un mismo lote, la variación de un lote a otro de una misma fábrica y la variación de una a otra empresa. Durante el diseño de estructuras de mampostería el ingeniero estructuralista debe estar consciente de estas dispersiones y tomarlas en cuenta sobretodo cuando se lleven a cabo pruebas de la resistencia a la compresión de las piezas a utilizarse en un determinado proyecto.

2. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL MORTERO

Con excepción de morteros extremadamente débiles, las propiedades mecánicas del mortero que más influyen en el comportamiento estructural de un elemento de mampostería, son su deformabilidad y su adherencia con las piezas; de la primera propiedad dependen en gran medida las deformaciones totales del elemento de mampostería y en parte su resistencia a carga vertical; la adherencia entre el mortero y las piezas define en muchos tipos de mampostería (sobre todo en aquellos en que las piezas son muy resistentes) la resistencia por cortante del elemento.

Es importante también que el mortero tenga una manejabilidad adecuada para que pueda ser colocado en capas uniformes sobre las que asienten bien las piezas, evitándose concentraciones de esfuerzos y excentricidades accidentales.

La resistencia a compresión del mortero no tiene, dentro de un intervalo bastante amplio, una influencia preponderante en el comportamiento estructural de la mampostería; sin embargo, el control de calidad del mortero se basa en la determinación de esta propiedad a través del ensaye de cubos de 5 cm de lado. La razón de esta elección estriba en la facilidad de la prueba y en el hecho de que muchas otras propiedades (como por ejemplo su adherencia, su módulo de elasticidad y su resistencia a la tensión) pueden relacionarse en forma indirecta con la resistencia a compresión.

En la Figura 3 se muestra un histograma de la resistencia a la compresión de morteros de cal y arena en una proporción 1:3 hechos y probados en el laboratorio del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Como es de esperarse, al aumentar la cantidad de arena y/o de cal en el mortero en relación a la cantidad de cemento se disminuye la resistencia a la compresión del mortero. Una descripción completa de resistencias para otros tipos de proporciones se puede consultar en Meli, 1979.

En condiciones de obra, es de esperarse mayor dispersión en los resultados que los obtenidos en laboratorio debido a la intervención de diferentes operaciones y a la posible variación de los proporcionamientos realmente empleados. Desgraciadamente es muy común en nuestro país que no se ponga la suficiente atención al proporcionamiento de materiales en la elaboración del mortero en la obra, siendo que, por ejemplo, el valor esperado de la resistencia de un mortero cemento-arena 1:6 es del orden de la mitad del de un

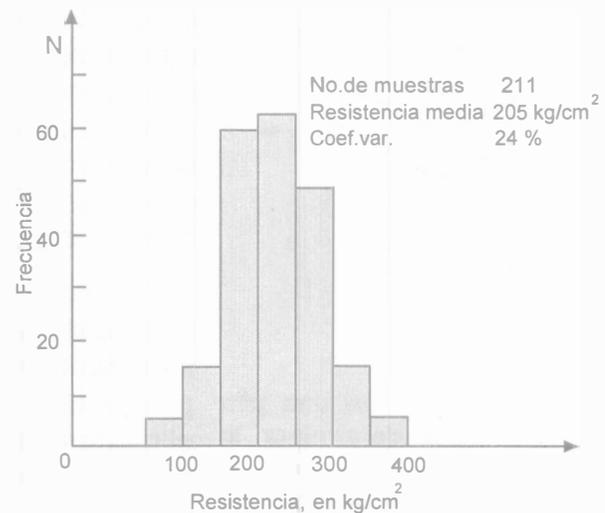


Figura 3. Histograma de la resistencia a la compresión de morteros cemento-arena 1:3 (Meli, 1979).

mortero cemento-arena 1:3, por lo que para un mismo nivel de carga de compresión debe esperarse aproximadamente el doble de deformación en el mortero 1:6 que en el mortero 1:3.

El módulo de elasticidad del mortero determinado en ensayos estándar, es del orden de 1,000 veces la resistencia en compresión. Nuevamente hay que tomar en cuenta que el valor determinado a partir de pruebas de cubos de 5 cm de lados no corresponde a las características de deformabilidad del mortero cuando forma una junta delgada entre dos piezas, debido a las diferentes condiciones de confinamiento y a las distintas condiciones de secado por la absorción de agua ejercida por las piezas.

3. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA EN COMPRESIÓN

El ensaye que se utiliza para obtener un índice de la resistencia a compresión de la mampostería y para estudiar la forma de relación esfuerzo-deformación y el efecto de las diferentes variables, es el de una pila formada por varias piezas sobrepuestas hasta obtener una relación altura a espesor de la pila, de

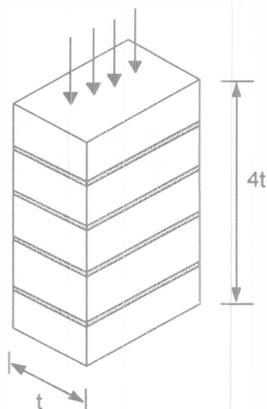


Figura 4. Ensaye de una pila para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería

aproximadamente cuatro. Las razones de esta elección se encuentran en la relativa facilidad de construcción y ensaye del espécimen, en que se reproducen razonablemente los modos de falla observados en muros a escala natural y en que, para una pila de esas proporciones, las restricciones a las deformaciones transversales introducidas por las cabezas de la máquina de ensaye no influyen de manera importante en el comportamiento.

El comportamiento y los modos de falla de la mampostería ante cargas axiales dependen en forma importante de la interacción de piezas y mortero; ésta puede interpretarse en la forma siguiente: las piezas y el mortero tienen características esfuerzo-deformación diferentes; por tanto, al ser sometidos a un mismo esfuerzo se produce una interacción entre ambos que consiste en que el material menos deformable, las piezas en general, restringe las deformaciones transversales del material más deformable, introduciendo en él esfuerzos de compresión de dirección transversal. Por lo contrario, en el material menos deformable se introducen esfuerzos transversales de tensión que disminuyen su resistencia respecto a la que se obtiene en el ensaye de compresión simple del material aislado.

En el ensaye a compresión de pilas de mampostería el modo de falla más común es a través de grietas verticales en las piezas, producidas por las

deformaciones transversales incrementadas por el efecto de las deformaciones del mortero en las juntas. Cuando este agrietamiento vertical se vuelve excesivo, se producen la inestabilidad del elemento y su falla. Para piezas de baja resistencia, la falla se presenta por aplastamiento en compresión de las piezas mismas. El aplastamiento del mortero no ocasiona la falla cuando los esfuerzos son puramente axiales, ya que éste, cuando se aplasta, es retenido por fricción por las piezas, y el conjunto puede soportar cargas mayores; sin embargo, en elementos esbeltos el aplastamiento del mortero puede provocar problemas de inestabilidad.

La relación esfuerzo-deformación registrada en ensayos de pilas a compresión

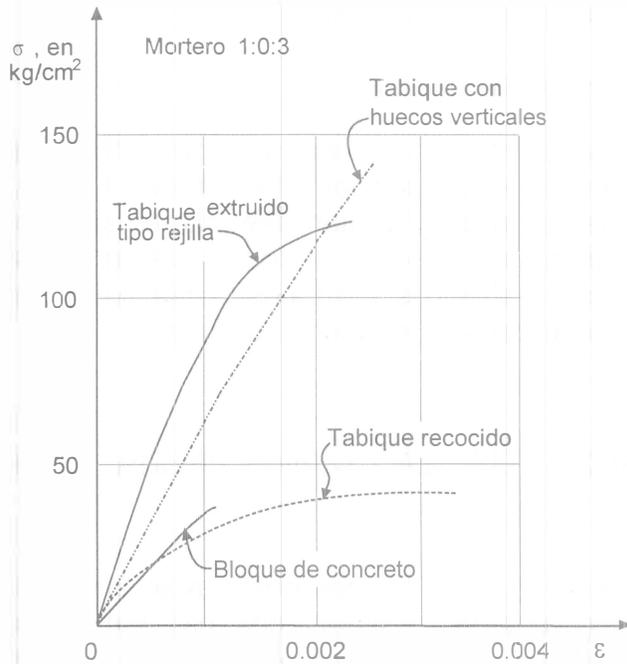


Figura. 5. Curva esfuerzo-deformación de pilas en compresión (Meli, 1979).

donde:

f_m es la resistencia a la compresión de la mampostería.

f_p es la resistencia a la compresión de la pieza.

es prácticamente lineal hasta la falla, que se presenta en general en forma brusca (Figura 2). Únicamente para piezas de baja resistencia, la curva tiende a ser parabólica y la falla se produce en forma paulatina.

El mortero tiene influencia poco significativa, dentro del intervalo de proporcionamientos estudiados, ya que la resistencia de las pilas es aproximadamente proporcional a la de las piezas, pero distinguiéndose claramente las piezas a base de cemento de las de barro. La resistencia a la compresión de la mampostería puede estimarse como:

$$f_m = 0.45 f_p \text{ para piezas de barro y sílico-calceáreas}$$

$$f_m = 0.60 f_p \text{ para piezas de concreto}$$

En el caso de piezas de barro la primera expresión es válida tanto para piezas de barro recocido como para piezas de barro extruídas con perforaciones verticales u horizontales. En el caso de morteros con proporción cemento-arena 1:3, el factor que relaciona la resistencia a la compresión de las piezas y de la mampostería puede sustituirse por 0.50 en el caso de piezas de barro o piezas sílico-calceáreas y por 0.65 en el caso de piezas de concreto.

La dispersión de la resistencia de pilas es, por lo general, notablemente menor que la de la resistencia de las piezas con que se construyen las pilas. Los

coeficientes de variación no llegaron a ningún caso a 75 por ciento de los de la resistencia de la pieza.

Los módulos de elasticidad secantes obtenidos de los ensayos son un poco más sensibles que la resistencia a la calidad del mortero, especialmente para piezas de tabique por el mayor número de juntas por unidad de longitud. Los resultados, mostrados en detalle en Meli y Reyes, 1971, permiten proponer las siguientes relaciones aproximadas:

$$E = 450 f_m \quad \text{para piezas de barro}$$

$$E = 600 f_m \quad \text{para piezas de concreto}$$

en las que f_m es la resistencia a compresión obtenida en pilas.

Los ensayos realizados y los valores del módulo de elasticidad presentados se refieren al efecto de compresión axial en dirección normal a las juntas. Hay que considerar que la diferente densidad de juntas en distintas direcciones ocasiona una ortotropía en el material. Sin embargo en la mayoría de los casos en que las propiedades elásticas son obtenidas con esfuerzos normales a las juntas, se justifica que se considere a la mampostería como un material isotrópico.

4. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA BAJO TENSIÓN DIAGONAL

Existen muchas situaciones en las que un muro de mampostería se puede ver sometido a tensión diagonal. Desde luego una de las situaciones más importantes es cuando una edificación de mampostería se ve sometida a un efecto sísmico, sin embargo existen muchas otras situaciones en las que se pueden producir este tipo de sollicitación en la mampostería, como por ejemplo, cuando se producen hundimientos diferenciales en una edificación de mampostería, o bien aún bajo la acción de cargas gravitacionales cuando existe una distribución poco uniforme de cargas verticales en un determinado muro. De ahí que sea muy importante conocer el comportamiento mecánico de la mampostería no reforzada bajo este tipo de sollicitaciones, pues es el tipo de acción que con mayor frecuencia produce su falla.

Para estudiar el comportamiento de la mampostería en tensión diagonal se utiliza un ensaye de compresión diagonal. Este ensaye consiste en aplicar una compresión diagonal a un murete de dimensiones aproximadamente cuadradas en las que la base sea formada por lo menos de una y media piezas. En este ensaye, en el murete se produce un estado de esfuerzos de compresión a lo largo de la diagonal en la cual se aplica la carga, pero al mismo tiempo se produce un estado de esfuerzos de tensión a lo largo de la diagonal perpendicular a la que se produce la compresión. Como en el caso de la mampostería no reforzada el esfuerzo resistente a la tensión es mucho menor que el esfuerzo resistente a la

compresión de la mampostería, aunque se trate de un ensayo de compresión diagonal, el modo de falla es en prácticamente todos los casos por tensión diagonal. En la Figura 6 se muestra esquemáticamente este tipo de ensayos.

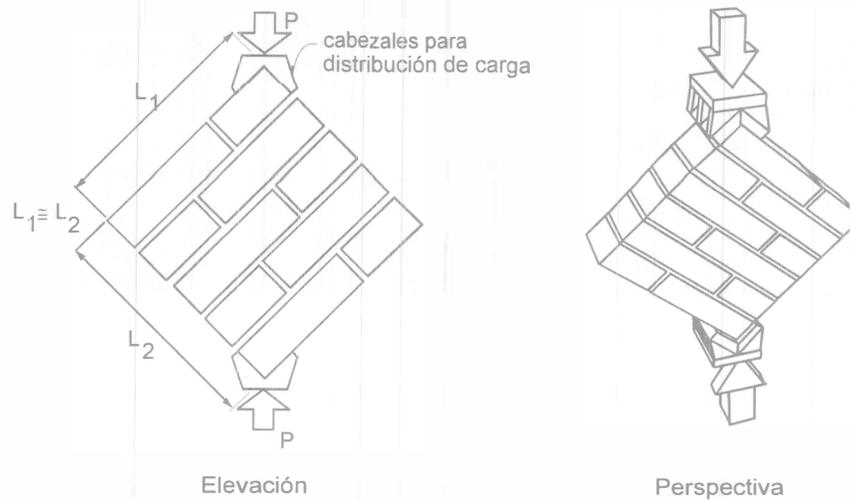


Figura 6. Ensayo de compresión diagonal (Centro, 1997).

La falla de un muro por efecto de fuerzas cortantes ocurre generalmente a través de grietas inclinadas debidas a tensiones diagonales. Estas grietas se forman generalmente a lo largo de las juntas, propiciadas por la debilidad de la unión pieza-mortero; sin embargo, para piezas con baja resistencia y buena adherencia con el mortero, las grietas atraviesan indistintamente piezas y mortero.

Es importante estudiar el comportamiento de la mampostería ante combinaciones de carga que introducen esfuerzos principales de tensión con distintas inclinaciones con respecto a las juntas. Además, es de interés el estudio de los mecanismos de falla por las juntas y el efecto de la calidad del mortero y de su adherencia con las piezas en la resistencia.

En la Figura 7 se muestran los principales tipos de falla de la mampostería en un ensayo de compresión diagonal. En esta figura puede verse que un primer modo de falla es cuando el agrietamiento diagonal atraviesa las piezas. Este tipo de falla normalmente se da cuando la resistencia a la tensión de las piezas es menor en relación con la resistencia de adherencia del mortero con las piezas. El segundo modo de falla mostrado en la Figura 7, corresponde a aquel en que el agrietamiento se produce en las juntas, y se produce cuando la resistencia de las piezas es mayor en relación con la resistencia de adherencia del mortero con las piezas, por lo que el agrietamiento ocurre en el elemento débil que en este caso es la junta. Este tipo de falla es muy común en mamposterías hechas con piezas refractarias. Finalmente, cuando el esfuerzo resistente a la tensión de las piezas es semejante a la adherencia entre piezas y mortero, se da un modo de falla mixto en que el agrietamiento diagonal se da tanto en las piezas como en las juntas. La

variación de la resistencia con el ángulo de la carga es muy definida solo cuando la falla es por juntas (tabique hueco).

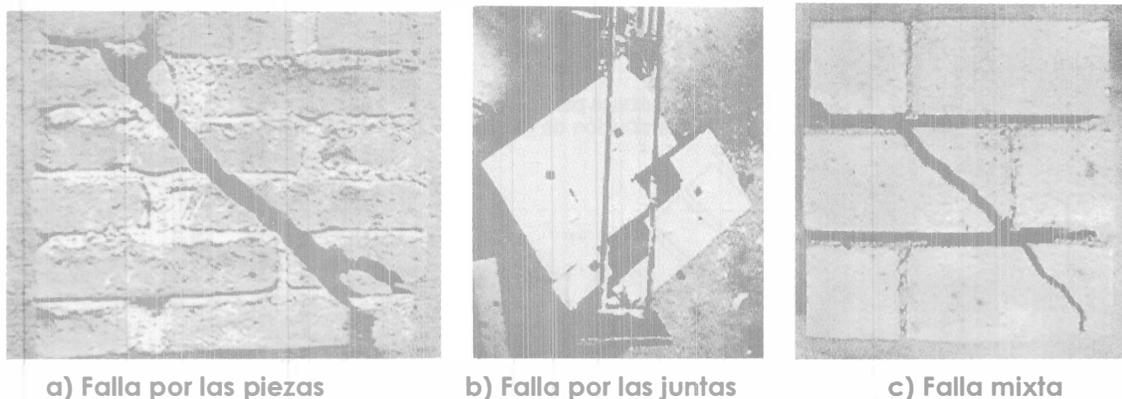


Figura 7. Modos de falla de ensayos de compresión diagonal (Meli, 1979).

La Figura 8 muestra curvas típicas carga-deformación obtenidas de ensayos de muretes cuadrados (Meli y Reyes, 1971; Hernández y Meli, 1975). En esta figura puede verse como las resistencias son aproximadamente uniformes para los distintos tipos de piezas, excepto para las piezas huecas, en que la resistencia es frecuentemente menor; se observa también que la resistencia se reduce cuando se emplean morteros muy pobres (con bajo contenido de cemento). Las curvas esfuerzo-deformación obtenidas distan mucho de ser lineales y los especímenes pierden mucha rigidez antes de llegar a su esfuerzo máximo. En general su comportamiento se caracteriza por un primer tramo aproximadamente lineal hasta que se produce el primer agrietamiento diagonal. Puede verse que el tipo de

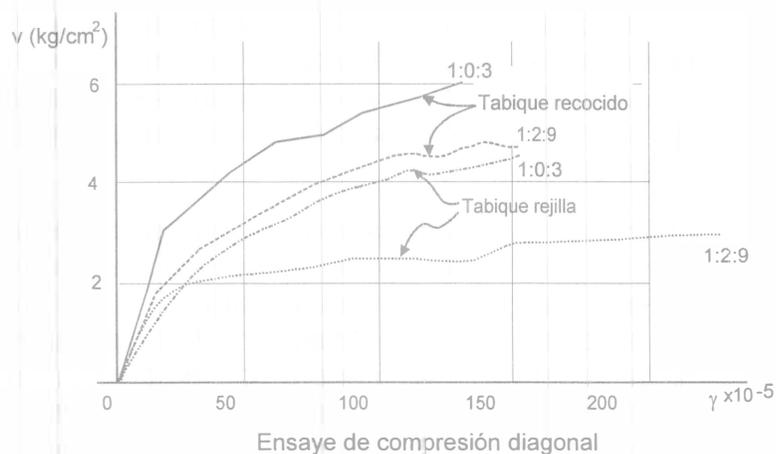


Figura 8. Curvas esfuerzo-deformación obtenidas en ensayos de compresión diagonal (Meli, 1979).

pieza y el tipo de mortero no influye significativamente en la deformación a la cual se produce este primer agrietamiento diagonal. El tipo de pieza tiene una pequeña influencia en el esfuerzo cortante para el cual se produce este agrietamiento, y el tipo de mortero en la rigidez de la mampostería después del agrietamiento.

En este tipo de curvas, la pendiente representa el módulo de rigidez a cortante G , que es una medida de cuanto deformación a cortante sufre la mampostería bajo un

determinado nivel de esfuerzo cortante. La relación del módulo de rigidez a cortante y el módulo de elasticidad, G/E , varía entre 0.1 y 0.3, lo cual es menor de lo que se calcula considerando un comportamiento elástico en un material isotrópico, probablemente las diferencias se deban a las deformaciones de cortante y compresión del mortero, en el cual el efecto del confinamiento es distinto en los muretes en la prueba de compresión diagonal al que ocurre en pilas en la prueba de compresión. También hay que considerar que la aproximación con la que se pueden fijar los valores del módulo de cortante es muy pobre, ya que en el tramo lineal de la curva las deformaciones son muy pequeñas y pueden ser fácilmente afectadas por errores de medición de estas deformaciones.

La calidad del mortero afecta la resistencia; la diferencia es sensible entre un mortero con proporcionamiento volumétrico 1:0:3 y 1:2:9 de cemento, cal y arena. El esfuerzo cortante resistente varía generalmente entre 2 y 10 kg/cm^2 , lo cual depende del tipo de pieza; las resistencias menores corresponden a piezas de muy baja resistencia en compresión y a piezas con huecos muy grandes y superficies lisas. Las resistencias mayores corresponden a piezas de superficies rugosas o con huecos pequeños en los que se introduce el mortero, proporcionando un anclaje mecánico.

Se ha visto que el esfuerzo cortante resistente, cuando la falla es por tensión diagonal, es proporcional a la raíz cuadrada de la resistencia en compresión. Cuando la falla se presenta a través de la piezas, el esfuerzo cortante resistente de la mampostería puede aproximarse como:

$$v = \sqrt{f_m}$$

Esto implica que para una mampostería hecha con tabiques de barro rojo con una resistencia a la compresión f_p de 70 kg/cm^2 , su resistencia a la compresión de la mampostería (f_m) será aproximadamente 32 kg/cm^2 y su resistencia a esfuerzo cortante de aproximadamente 5.6 kg/cm^2 .

A partir de resultados de muros sin refuerzo se ha visto que para mamposterías en que no se puede anticipar si el agrietamiento diagonal ocurrirá a través de las piezas la expresión: $v = 0.8 \sqrt{f_m}$ es en general conservadora y que su aproximación es aceptable. Por ejemplo para el caso de una mampostería hecha con bloques de concreto pesado con una resistencia a la compresión f_p de 120 kg/cm^2 , su resistencia a la compresión de la mampostería (f_m) será aproximadamente 72 kg/cm^2 y su resistencia a esfuerzo cortante de aproximadamente 6.8 kg/cm^2 .

REFERENCIAS

Abrams, D.P., "Strength and behavior of unreinforced masonry," *Proc. 10th World Conf. On Earthquake Engineering, Madrid, Spain*, Vol. 6, pp. 3475-3480.

Alcocer, S.M. et al. "Determinación de las propiedades mecánicas de los tabiques extruidos tipo Vintex, Multex y Aremax," *Informe*, CENAPRED, 65 pp., 1995.

Centro Nacional de Prevención de Desastres, *Memorias del Simposium Internacional de Seguridad Sísmica en la Vivienda Económica*, JICA-CENAPRED, 1991.

Centro Nacional de Prevención de Desastres, (1997) "Proyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión diagonal y de la rigidez a cortante de muretes de mampostería de barro y de concreto" México, D.F. 8 pp.

Manfredi, G. And Mazzolani, S., "Review of existing in experimental testing of masonry structures subjected to horizontal loads," *Proc. 10th World Conf. On Earthquake Engineering, Madrid, Spain*, Vol. 6, pp. 3557-3562.

Meli, R. Zeevart, W. A. y Esteva, L., "Comportamiento de muros de mampostería hueca ante carga lateral alternada," *Ingeniería*, Vol. 38, No. 3, México, D.F., 1968.

Meli, R. y Salgado, G., "Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral," *Informe No. 237*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 1969.

Meli, R. y Reyes, G.A., "Propiedades mecánicas de la mampostería," *Ingeniería*, Vol. 41, No. 3, México, D.F., 1971.

Meli, R. y Hernández, O., "Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal," *Informe No. 297*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 1971.

Meli, R., "Comportamiento sísmico de muros de mampostería," *Informe No. 352*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 1979.

SECOFI, NMX-C-61, "Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos", *DGN*, México, 12 pp., 1976.

SECOFI, NMX-C-38, "Norma Mexicana: Industria de la construcción - determinación de las dimensiones de bloques y ladrillos", *DGN*, México, 12 pp., 1986.

SECOFI, "Proyecto de Norma Mexicana para la determinación de las propiedades mecánicas de la mampostería", México, 1995.

CAPÍTULO 4

COMPORTAMIENTO MÉCANICO DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA

E. MIRANDA

COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA

Eduardo Miranda¹

INTRODUCCIÓN

El tipo de mampostería más utilizado en nuestro país es la mampostería confinada. En este tipo de mampostería se colocan elementos de concreto reforzado, de sección transversal pequeña, en el perímetro de los muros. Los elementos de confinamiento horizontales se les conoce en nuestro país como dalas y a los elementos de confinamiento verticales se les denomina castillos. Es importante hacer notar que la mampostería confinada tiene un comportamiento mecánico muy diferente a la mampostería no reforzada, y que cuando los elementos confinantes tienen un número, ubicación y detallado adecuado, la mampostería confinada es un excelente material para ser usado en edificaciones para vivienda de poca altura aún en zonas de alta sismicidad. La mampostería confinada también se usa con mucho éxito en otros países de América Latina.

1. COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA BAJO CARGAS LATERALES

Si bien el ensaye de compresión diagonal permite obtener índices como son el esfuerzo cortante resistente de la mampostería y el módulo de rigidez a cortante, este tipo de prueba no es representativa del comportamiento de un muro bajo cargas laterales, ya que en ella no existen deformaciones ni esfuerzos por flexión, como las que ocurren en muros sometidos a cargas laterales por ejemplo como las que se producen en edificaciones de mampostería sometidas a sollicitaciones sísmicas.

La prueba de un muro ante cargas laterales consiste en probar al espécimen en voladizo por lo que se introducen esfuerzos cortantes simultáneamente con esfuerzos de flexión. En la Figura 1 se muestra un ejemplo típico de una prueba en voladizo.

¹ Asesor, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Profesor, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

En el caso de muros de mampostería confinada, su comportamiento ante cargas laterales es muy semejante al que se tiene en el ensaye de compresión diagonal. Sin embargo debido a la presencia de flexiones que disminuyen los esfuerzos verticales en un extremo del muro y los incrementan en el otro, la fuerza cortante que produce el agrietamiento es menor cuando el ensaye se realiza en voladizo que cuando se efectúa en compresión diagonal. Se ha observado que el esfuerzo cortante que produce el agrietamiento diagonal en un muro sujeto a cargas laterales y sin esfuerzos de compresión significativos puede estimarse como:

$$V_a = 0.8 V_{aCD}$$

donde:

V_a es el esfuerzo cortante que produce el primer agrietamiento en un muro sujeto a cargas laterales.

V_{aCD} es el esfuerzo cortante que produce el agrietamiento diagonal en un ensaye de compresión diagonal.

De los resultados de ensayos en voladizo realizados en su mayoría en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se ha visto que los esfuerzos de agrietamiento varían en un intervalo muy estrecho (2 a 3 kg/cm²), mientras que los esfuerzos máximos resultan bastante mayores y varían en un intervalo poco más amplio. Las resistencias menores correspondieron a tabiques que presentaban una adherencia muy baja con el mortero.

La deformación angular a la cual ocurre el agrietamiento varía entre 0.0015 y 0.0025 cuando el ensaye es en voladizo, mientras que para pruebas en compresión diagonal el agrietamiento ocurre para deformaciones menores (0.0005 a 0.0015).

La grieta diagonal se forma inicialmente en el centro del muro y se prolonga rápidamente hacia los extremos. Su inclinación es usualmente la de la diagonal, aunque tiende a ser más horizontal si el ensaye es en voladizo y cuando se aplican al muro cargas verticales.

En cuanto a los tipos de falla, se presenta la falla por las piezas en muros de piezas débiles y de superficies rugosas que tienen buena adherencia con el mortero; también es típica de muros en los que existen esfuerzos de compresión

- ◆ Muro de tabique macizo de barro,
- ◆ Dimensiones exteriores 2x2 m aprox.
- ◆ Columna de 15x15 cm
- ◆ 4 varillas del # 5 con estribos del # 2 @ 15

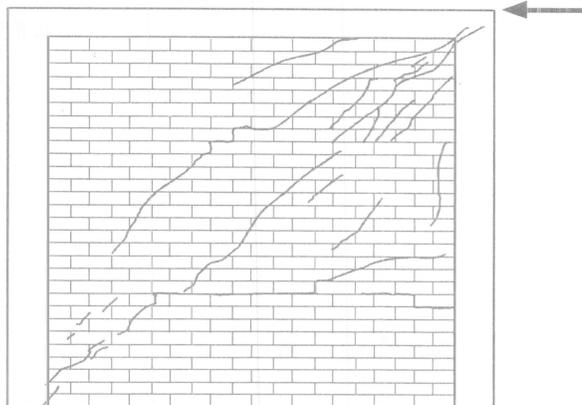


Figura 1. Ensaye en voladizo de un muro de mampostería confinada (Meli, 1979).

altos en dirección normal a las juntas. En los ensayos realizados se ha observado este tipo de falla en muros de tabique recocido, algunos de bloque de concreto y en tabiques ligeros. La falla en las juntas se presenta en muros formados por piezas de alta resistencia de escasa adherencia con el mortero por sus superficies lisas o por tener huecos grandes, y en muros en los que no existen esfuerzos verticales.

En el caso de muros de mampostería confinada por medio de dalas y castillos (i.e., muros de mampostería confinada), su comportamiento hasta el primer agrietamiento diagonal es prácticamente el mismo al de los muros de mampostería no reforzada, lo que implica que la presencia y características de las dalas y castillos no tiene una influencia significativa en el comportamiento de la mampostería antes de que se produzca el primer agrietamiento diagonal.

Después del agrietamiento diagonal existe una importante distribución de esfuerzos, y el puntal de compresión de la mampostería incrementa significativamente las demandas de flexión pero principalmente de cortante en los extremos de los castillos. Este incremento en fuerza cortante puede producir la falla del castillo en la esquina, dando lugar a una reducción drástica de la capacidad resistente del muro. Si la sección y armado del castillo en su parte inferior y superior es capaz de resistir esta fuerza cortante, el muro confinado puede soportar cargas laterales adicionales que provocan generalmente la formación de nuevas grietas con inclinaciones menores que la diagonal. Esto da lugar a un modo de falla, en el cual el sistema puede idealizarse como dos bloques rígidos de muro que actúan sobre dos tramos cortos de los castillos. En este sistema idealizado, la fuerza lateral es resistida en parte por fricción y anclaje mecánico a lo largo de la grieta y en parte por la resistencia a cortante de los castillos en los extremos de la grieta. La falla puede ocurrir nuevamente por cortante en los castillos, o si estos tienen resistencia suficiente en cortante existe reserva de carga importante hasta que los dos tramos cortos de los castillos llegan a articularse, y el conjunto es capaz de soportar deformaciones muy grandes.

Para el ingeniero estructurista es importante estar consciente que la función principal de los castillos no es incrementar la capacidad máxima del muro ante cargas laterales sino la de aumentar su capacidad de deformación y la de postergar y disminuir la degradación de resistencia.

A partir de estas observaciones se recomienda que los extremos superior e inferior de los castillos tengan una resistencia adicional por cortante lo cual se puede lograr si la separación de los estribos se reduce a la mitad en una longitud igual a una vez y media la dimensión transversal del castillo. Desafortunadamente con la introducción de aceros de refuerzo prefabricados y de alta resistencia para los castillos se ha observado un incremento en la separación de los estribos que en algunas ocasiones llegan a ser del orden de la dimensión transversal del castillo. En estos casos, se recomienda se coloquen estribos adicionales en los extremos inferior y superior de los armados en castillos. De igual forma se

recomienda se ancle por medio de ganchos de 180 grados el acero longitudinal de las dalas en el acero longitudinal de los castillos.

La falla por flexión del conjunto ocurre si el refuerzo longitudinal del castillo de tensión es escaso y la carga vertical no muy alta; el comportamiento es en este caso similar al de un elemento subreforzado de concreto. Las grietas de flexión se prolongan a lo largo de casi toda la sección, la rigidez disminuye en forma progresiva y finalmente ocurre la fluencia del refuerzo de tensión, lo cual limita prácticamente la resistencia a cargas laterales del muro.

Aunque la dispersión en la resistencia lateral máxima del muro es mucho mayor que la que existe en la carga lateral que produce el primer agrietamiento, es posible también relacionar la carga resistente de un muro sujeto a cargas laterales con la carga resistente de un murete probado en compresión diagonal por medio de la siguiente expresión:

$$V_m = 0.45 V_{mCD}$$

donde:

V_m es el esfuerzo máximo resistente de un muro sujeto a cargas laterales.

V_{mCD} es el esfuerzo máximo resistente obtenido de una prueba de compresión diagonal.

La presencia de carga vertical aumenta la rigidez y la resistencia. En muchos de los ensayos en voladizo realizados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se aplicaron diversos niveles de carga vertical constante a los muros.

Los esfuerzos de compresión producidos por las cargas verticales variaron en los diferentes ensayos entre 1.5 y 10 kg/cm². En todos los casos la presencia de carga vertical aumentó la resistencia a cargas laterales, con respecto a la de un muro idéntico ensayado sin carga vertical.

Se observó que el incremento de resistencia era aproximadamente lineal con el nivel de carga vertical aplicado y que no había diferencia notable por efecto del tipo de estructuración o del tipo de falla.

Se aprecia cómo para la carga de agrietamiento este incremento es más uniforme que para la carga máxima, y está definido aproximadamente por la expresión:

$$V_w = V_o + 0.4W$$

donde:

V_o fuerza cortante que causa el agrietamiento del muro sin carga vertical

V_w fuerza que resiste el muro cuando está sujeto a carga vertical W

En cuanto a la carga máxima el incremento es más variable, pero puede afirmarse que es del mismo orden que para la carga de agrietamiento.

En el caso de muros diafragma, la curva carga-deformación se caracteriza por tener una zona inicial de rigidez alta, seguida por una reducción en rigidez

correspondiente al surgimiento de una separación entre el muro y el marco en dos de las esquinas. El siguiente punto característico es una disminución brusca de la rigidez, correspondiente a la formación de una grieta diagonal que se abre ya sea en las juntas o atravesando las piezas; casi inmediatamente la carga vuelve a incrementarse hasta llegar a un valor máximo que puede ser bastante mayor que el de agrietamiento; después la carga se mantiene en niveles muy cercanos a la carga máxima para deformaciones relativamente grandes.

En forma análoga al caso de la mampostería confinada, hasta la carga de agrietamiento diagonal, el comportamiento no depende en forma importante de las características del marco confinante; sin embargo, después del agrietamiento diagonal, la posible reserva de carga y en parte también la ductilidad, sí dependen del marco, especialmente de la resistencia en cortante de las esquinas, ya que si ésta es baja, la grieta diagonal se prolonga rápidamente en el marco y la carga no aumenta apreciablemente, mientras que si la esquina del marco es resistente, se tiene un incremento muy apreciable de carga hasta que ocurre la falla de aplastamiento local en la mampostería.

En ensayos de voladizo de marcos diafragma, si la columna de tensión del marco tiene refuerzo suficiente para que no haya problemas de flexión, el comportamiento es cualitativamente similar al observado en ensayos de compresión diagonal. Las características del marco tienen poca influencia hasta que se produce el agrietamiento diagonal; después, la posibilidad de que se presente una falla por cortante en los castillos determina la reserva de carga arriba de la de agrietamiento y la magnitud de las deformaciones laterales que puede aceptar el conjunto antes de la falla.

2. IDEALIZACIONES DE LA CURVA CARGA-DEFORMACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA BAJO CARGAS LATERALES

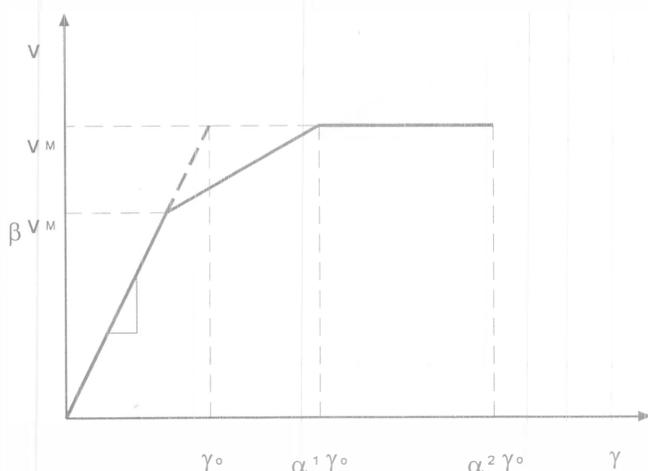


Figura 2. Curva trilineal propuesta por Meli (Meli, 1979).

En muros de mampostería sometidos a carga lateral, es común que la curva carga-deformación se represente con distorsión angular, desplazamiento lateral entre la altura del muro, en el eje de las abscisas contra carga lateral (o esfuerzo cortante promedio) en el eje de las ordenadas.

Con base en curvas obtenidas experimentalmente, Meli (1979) propuso una curva de tipo trilineal como la que se muestra en la figura 2. El primer tramo describe

el comportamiento hasta cerca del agrietamiento del muro; el segundo tramo, de rigidez inferior, corresponde a la zona entre el agrietamiento y la carga máxima, después de la cual sigue en tramo horizontal hasta la falla.

En este modelo se propone que la resistencia lateral del muro puede mantenerse en un determinado rango de deformaciones. Sin embargo otros investigadores han propuesto modelos que incluyen una degradación de resistencia importante. Un ejemplo de otros modelos se presentan en las Figuras 3 y 4.

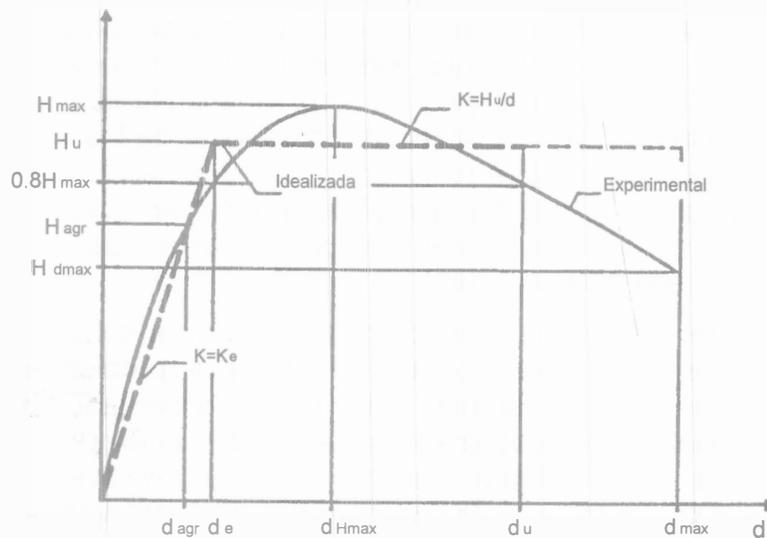


Figura 3. Curva bilineal para idealizar el comportamiento de la mampostería (Tomazevic, 1997).

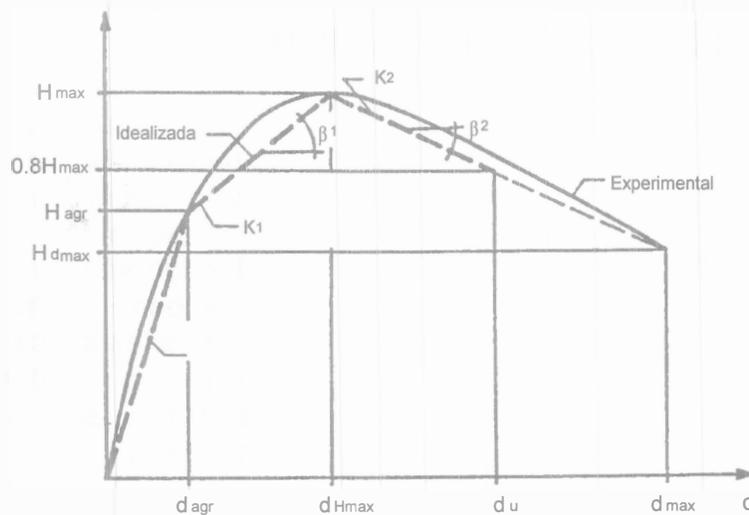


Figura 4. Curva trilineal para idealizar el comportamiento de la mampostería (Tomazevic, 1997).

En el tramo inicial de estas curvas es aproximadamente lineal, las deformaciones que se registran en los ensayos son muy pequeñas; por tanto, pueden ser afectadas en forma importante por deformaciones locales debidas principalmente a pequeñas holguras en los anclajes y en los sistemas de medición; por lo anterior, las rigideces medidas en ensayos semejantes difieren a veces en más de ciento por ciento. Diferencias semejantes o mayores son de esperarse en estructuras reales por variaciones en el confinamiento de los muros.

Por estas razones y por la gran variabilidad en las propiedades del material, no se justifica el empleo de métodos refinados para la predicción de la rigidez y se proponen fórmulas simples basadas en expresiones de resistencia de materiales o artificios que transforman la estructura en otra equivalente y fácil de analizar. Análisis basados en técnicas de elementos finitos con refinamiento tales como considerar la ortotropía del material, la separación entre marco y muro, la presencia del refuerzo y diferentes modos de falla, han sido propuestos en varios estudios de investigación, sin embargo no son prácticos para su uso en el diseño cotidiano de estructuras de mampostería.

Los métodos basados en fórmulas de resistencia de materiales consisten en considerar deformaciones de cortante:

$$\Delta_c = \frac{VH}{AG}$$

y de flexión:

$$\Delta_f = \alpha \frac{VH^3}{EI}$$

donde:

V y H fuerza cortante y altura del muro.

A e I área y momento de inercia equivalentes de la sección.

E y G módulos de elasticidad y de cortante, que deben definirse apropiadamente.

α coeficiente que depende de la restricciones a las deformaciones de los extremos.



FACULTAD DE INGENIERIA

Por lo que la deformación total estará dada por:

G- 612316

$$\Delta_T = \Delta_c + \Delta_f = \frac{VH}{AG} + \alpha \frac{VH^3}{EI}$$

Las deformaciones de cortante pueden predecirse con muy poca aproximación debido a variaciones importantes en los valores experimentales. Se recomienda considerar el área transversal bruta de la sección incluyendo el refuerzo, y que el módulo de rigidez se deduzca de ensayos en muretes o, en caso de no existir éstos para los materiales de interés, se tome $G = 0.3 E$ para tabiques de baja resistencia y $G = 0.1 E$ para tabiques de alta resistencia.

Para el estudio de las deformaciones de flexión se recurre a los resultados de los ensayos en voladizo si la cimentación está empotrada la deformación total, en los que se suman las deformaciones de flexión y de cortante está dada por:

$$\Delta_T = \Delta_c + \Delta_f = \frac{VH}{AG} + \frac{VH^3}{3EI}$$

Si se acepta que las deformaciones de cortante se predicen en la forma arriba indicada, se recomienda que se tome el módulo de elasticidad E obtenido de ensayos en pilas y que se considere el momento de inercia de la sección agrietada.

Este procedimiento sólo predice el orden de la rigidez secante hasta la carga de agrietamiento y se obtienen discrepancias frecuentemente muy importantes. Para tomar en cuenta el efecto del refuerzo y de castillos, Meli sugiere que se emplee la sección transformada mediante la cual se obtienen aproximaciones aceptables aun para muros con marcos exteriores.

Durante la estimación de la rigidez lateral inicial debe tomarse en cuenta que la presencia de una carga vertical sobre el muro puede aumentar considerablemente la rigidez debido a que reduce o impide el agrietamiento por flexión y mantiene la rigidez de la sección intacta hasta cargas próximas a la del agrietamiento.

En muros confinados, el esfuerzo cortante promedio al que se produce el primer agrietamiento es entre un 45 y un 65% del esfuerzo máximo resistente del muro mientras que la correspondiente distorsión angular entre 0.0015 y 0.0020.

Es importante hacer notar que la mampostería no reforzada se caracteriza por tener una baja capacidad de deformación por lo que, en general, se requiere de tan sólo una muy pequeña deformación angular para sufrir un agrietamiento. En una edificación esto implica que desplazamientos relativos horizontales (i.e., por ejemplo desplazamientos relativos de entrepiso durante un sismo) o verticales (i.e., hundimientos diferenciales) tan pequeños como 0.0015 pueden producir un agrietamiento diagonal en la mampostería. Esto tiene implicaciones sumamente importantes en la práctica del diseño de estructuras de mampostería, ya que el diseñador debe estar consciente de que si se permiten distorsiones mayores a este nivel, se permite el agrietamiento de los muros de mampostería.

Desgraciadamente, en nuestro país existe una muy difundida creencia entre muchos ingenieros estructurales en que se cree que al diseñar una estructura en que se limitan las distorsiones de entrepiso a 0.006 veces la altura de entrepiso en estructuras con muros de mampostería ligados a la estructura se evita que estos sufran daño durante un temblor. Esta creencia tiene su origen en una equivocada interpretación de los reglamentos de diseño de nuestro país. Sin embargo, es importante recalcar que si existen muros de mampostería ligados a una estructura que se ve sometida a distorsiones de entrepiso de 0.006 veces la altura de entrepiso, los muros de mampostería tendrán un agrietamiento diagonal severo,

ya que este nivel de distorsión es de al menos tres veces el que inicia el agrietamiento de la mampostería.

La rigidez lateral de un muro de mampostería disminuye considerablemente después del primer agrietamiento. De hecho es común observar reducciones de rigidez lateral, prácticamente instantáneas, de 60 o 70% al momento de producirse el agrietamiento del muro. Como se mencionó anteriormente en la mampostería confinada la capacidad de deformación después del primer agrietamiento depende de las características geométricas y de detallado de los castillos. Para el caso en que se evita la falla por cortante de los castillos, la mampostería confinada puede alcanzar distorsiones de hasta 0.006.

3. COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES REVERSIBLES

Antes del agrietamiento (para distorsiones angulares menores a 0.001) el comportamiento de la mampostería es esencialmente elástico y no se observa ninguna degradación considerable. Sin embargo, *después del primer agrietamiento la mampostería no reforzada se caracteriza por tener una fuerte degradación de rigidez y resistencia.*

La rigidez lateral de la mampostería disminuye en la medida en la que se incrementa el número de ciclos y el nivel de deformación lateral. En la Figura 5 se muestra la variación de la rigidez lateral, normalizada por la rigidez inicial, en función de la distorsión de entrepiso. Puede verse que para nivel de distorsión del doble del que produce el agrietamiento inicial se tiene una distorsión de menos de la mitad de la rigidez inicial.

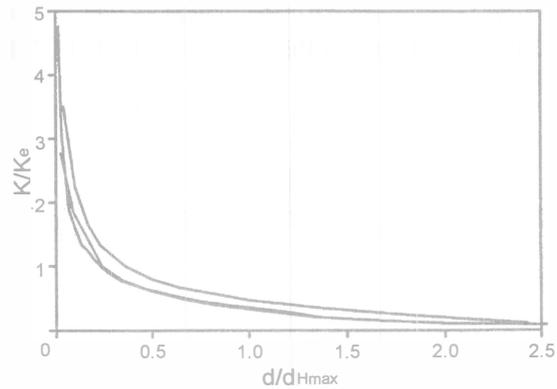


Figura 5. Disminución de la rigidez lateral con el incremento de deformación (Tomazevic, 1997).

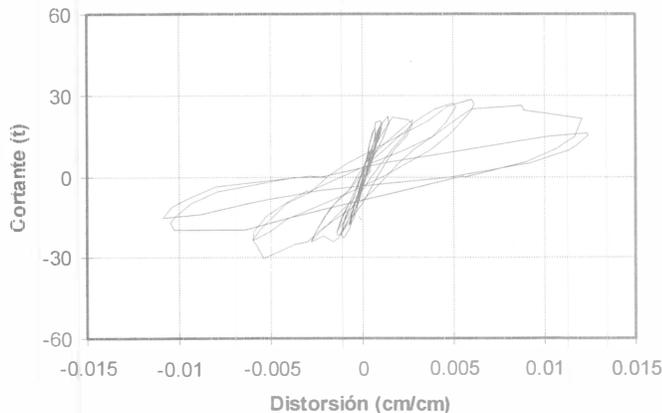


Figura 6. Comportamiento histerético de la mampostería no reforzada (Alcocer, 1994).

Además de la pérdida de rigidez lateral, el agrietamiento de la mampostería produce un estrechamiento importante de los ciclos histeréticos. Básicamente lo que ocurre es que mientras se incrementa el desplazamiento lateral en una dirección se abren las grietas y cuando se descarga, o bien cuando se comienza a imponer desplazamiento en la otra dirección

durante el proceso de cerrado de las grietas el muro tiene una baja rigidez, una vez que se cierran el muro incrementa su rigidez lateral.

En la Figura 6 se muestra los resultados experimentales de un muro de mampostería sujeto a cargas cíclicas reversibles.

La carga correspondiente a la deformación máxima y su relación con la que se obtuvo en el ciclo inicial (V_h / V_0) da una medida del deterioro de resistencia. El área bajo la curva de carga, E_h , mide la capacidad de absorción de energía, y su relación con la misma área para el primer ciclo E_0 , es una medida de la pérdida de tal capacidad.

Los modos de falla más comunes de la mampostería se muestran en la Figura 7. Como se ve en esta figura, además de la falla por flexión el muro puede fallar por tensión diagonal o bien por deslizamiento. En el caso de muros de mampostería reforzada, además de los modos de falla que aquí se presentan, se puede presentar una falla de compresión cuando la cuantía del acero es elevada. En el capítulo 7 se describirá con mayor detalle los modos de falla y recomendaciones de estructuración de la mampostería confinada.

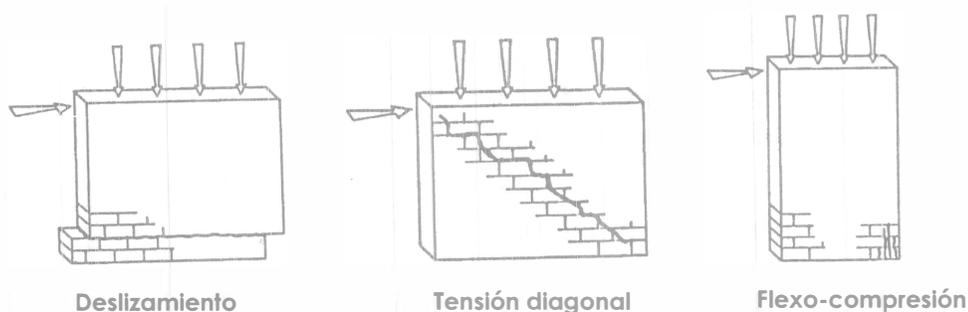


Figura 7. Posibles modos de falla en un muro de mampostería (Tomazevic, 1997).

REFERENCIAS

Alcocer, S.M., Meli, R. Sánchez, T.A., y Flores, L.E., "Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con diferentes grados de acoplamiento a flexión," Cuaderno de investigación No. 17, CENAPRED, pp. 53-76, 1994.

Alcocer, S.M., Zepeda, J.A., y Ojeda, M., "Estudio de la factibilidad técnica del uso de tabique Vintex y Multex para vivienda económica," *Informe IEG/01/97*, CENAPRED, 125 pp., 1997.

Departamento del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias de diseño por sismo," *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 19 pp., 1993.

Departamento del Distrito Federal, "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería," *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 19 pp., 1993.

Departamento del Distrito Federal, "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal," , " *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 1993.

Durán, R. y Miranda E., "Respuesta sísmica de un edificio de poca altura desplantado en suelo blando de la ciudad de México," *Cuadernos de Investigación No. 23*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, Noviembre 1995.

Durán, R. y Miranda E., "Demandas sísmicas en estructuras de mampostería desplantadas en suelos," *Cuadernos de Investigación No. 23*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, Noviembre 1995.

Kato, H., Goto, T. and Mizuno, H., "Cyclic loading tests of confined masonry wall elements for structural design development of apartment houses in the Third World," *Proc. 10th World Conf. On Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, Vol. 6, pp. 3539-3544.

Meli, R., "Mampostería estructural, la práctica, la investigación y el comportamiento observado en México," Cuaderno de investigación No. 17, CENAPRED, pp. 1-24, 1994.

Meli, R., "Comportamiento sísmico de muros de mampostería," *Informe No. 352*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 1979.

Paulay, T. and Priestley, M.J.N., "*Seismic design of reinforced concrete and masonry structures*," John Wiley & Sons, New York, 1992.

Tomazevic, M. and Weis P., "Seismic behavior of plain and reinforced-masonry buildings," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, pp. 323-338, 1994

Tomazevic, M., Lutman. M. and Petkovic, L., "Seismic behavior of masonry walls: experimental simulation," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, pp. 1040-1047, 1996.

Tomazevic, M. and Lutman. M., "Seismic behavior of masonry walls: modeling of hysteretic," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, pp. 1048-1054, 1996.

Tomazevic, M., "Seismic resistance verification of masonry buildings: following the new trends," *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, H. Krawinkler and P. Fajfar editors, Balkema, 1997.

CAPÍTULO 5

MODALIDADES DE REFUERZO DE LA MAMPOSTERÍA EN MÉXICO

O. HERNÁNDEZ

MODALIDADES DE REFUERZO DE LA MAMPOSTERÍA EN MÉXICO

O. Hernández¹

INTRODUCCIÓN

La experiencia como profesor y en la práctica profesional del autor de este capítulo hacen ver que resulta realmente dramática la poca importancia que se le da a la enseñanza del diseño de estructuras de mampostería, no obstante que durante la vida profesional, este tipo de estructuras vienen a representar un alto porcentaje de las edificaciones a que uno se enfrenta; eso mismo se observa en los planos de la mayoría de las oficinas de diseño estructural, donde casi nunca se indica el tipo de mampostería que se debe utilizar en ese proyecto, ni las características de resistencia del mortero por utilizar; además, si es que se llegan a especificar armados, estos usualmente no cumplen con los requisitos de refuerzo que se indican en las normas.

Para hacer más crítico el panorama, de muestreos hechos a partir de 1995 en piezas de barro industrializados (referencias 2a y 2b) se ha observado que en promedio, la calidad actual de las piezas es muy inferior a aquellas para las cuales se tienen los valores característicos indicados en las Normas de Mampostería; de hecho, casi ningún tabique extruido con huecos verticales o redondos cumple con los valores de resistencia de las normas, tanto para la pieza, como para la resistencia a carga axial y a cortante de las mamposterías que con ellas se fabrican. Aspecto similar debe ocurrir con el bloque de concreto, donde por norma de calidad se pide una resistencia de 60 kg/cm^2 para la pieza, mientras que las normas de mampostería piden 80 kg/cm^2 .

En este momento cabe reflexionar que el tamaño de alguna de las piezas más usuales ha variado; por ejemplo, es prácticamente imposible encontrar tabique rojo de 14 cm de espesor, actualmente está entre 12 y 12.5 cm. Esta variación influye sustancialmente en el cálculo de la resistencia a cortante de la mampostería y del refuerzo de confinamiento del muro. Caso similar son los tabicones, donde es común tener espesores entre 12 y 13 cm en lugar del 14 nominal. Las piezas de tabique extruido y los bloques de concreto, por fabricarse

¹ Consultor en estructuras y profesor del Departamento de Estructuras de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

de una manera más industrializada, han conservado sus valores nominales.

Como el tabique rojo, el tabique extruido, el bloque de concreto y el tabicón representan un alto porcentaje en la construcción de muros, cabe mencionar que el refuerzo tradicional de armar los castillos y dadas de confinamiento de los muros con varilla grado 42 y estribos de alambón a cada 20 cm, no cumple con las normas, al igual que muchas de las armaduras electrosoldadas que se usan como refuerzo, ya que tienen el mismo defecto que el armado tradicional, es decir, que tienen demasiada separación del refuerzo transversal, lo que es poco conveniente para el comportamiento sísmico de los muros.

Por todo lo comentado en párrafos anteriores, se intuye que han cambiado las condiciones para las cuales fueron concebidas las normas de mampostería (prácticamente sin cambio desde 1977), por lo que es necesario actualizarlas y hacer lo necesario para mitigar esa falta de conocimiento acerca del comportamiento de las estructuras de mampostería; en el presente capítulo se tratarán aspectos relacionados con su comportamiento, el efecto de las distintas maneras como se refuerzan y sobre aspectos poco claros en las normas que deberían modificarse o ser sujetos de investigación.

1. COMPORTAMIENTO DE MAMPOSTERIA REFORZADA SUJETA A CARGAS LATERALES Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO

1.1 CONSIDERACIONES PRELIMINARES DE DISEÑO

Antes de describir el comportamiento de las mamposterías reforzadas y el efecto de la cuantía y distribución del acero de refuerzo, se harán comentarios respecto a las características generales de las piezas, del mortero y del refuerzo mínimo que piden las actuales Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

A manera de comentario inicial, vale la pena hablar un poco sobre la vivienda de bajo costo, en la cual no se siguen usualmente las recomendaciones de diseño y constructivas de las normas y reglamentos. Es bien sabido que después de que ocurre un sismo moderado o intenso, ocurren multitud de daños en construcciones que por su tipología y procedimientos constructivos no están contempladas dentro de las normas; estos daños ocurren porque en general se usan materiales de baja calidad y las construyen personas con pocos conocimientos técnicos. El cómo dar seguridad estructural a este tipo de construcciones está prácticamente resuelto desde el punto de vista técnico, referencia 11, y se tratará en otro capítulo ya que en este solo se hará referencia a las mamposterías reforzadas.

Como antecedente, habrá que decir que los estudios para establecer el comportamiento de muros de mampostería se iniciaron a finales de los años

cincuenta y prácticamente han seguido casi de forma ininterrumpida hasta el presente, sus primeros resultados se incluyeron en el Reglamento de Construcciones de 1966 y se modificaron en el del 1977, haciéndose algunas modificaciones menores en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM), emitidas en 1987 y 1995. En el caso de las características de las piezas, de los morteros y de las mamposterías que se dan como valores índice de resistencia en las normas actuales, los estudios de donde se propusieron, referencia 1, datan de principios de los años 70 y aparecieron por primera vez en el Reglamento de 1977; estos valores han permanecido sin modificación desde esa fecha.

Curiosamente, después de los sismos de 1985, donde se demostró que las mamposterías diseñadas de acuerdo a las normas se comportaron de manera muy satisfactoria, si bien han aparecido piezas de muy buena calidad que sobrepasan las expectativas de las normas, en general la calidad de las mamposterías ha disminuido de manera alarmante (referencias 2a y 2b).

Tres han sido los motivos, desde el punto de vista del autor, por los que actualmente las mamposterías son de menor resistencia a las hechas hace casi 30 años:

- 1) La calidad de las piezas ha disminuido.
- 2) No hay control en obra del mortero ni de la mampostería.
- 3) Desconocimiento de los diseñadores del comportamiento de las mamposterías.

Si consideramos que uno solo de esos aspectos pueden dar como resultado un comportamiento deficiente de la mampostería, la presencia de todos puede dar origen a que en sismos futuros se tengan daños severos en muchas estructuras de mampostería.

¿Por qué ha ocurrido esta baja de calidad de las mamposterías?, en el mejor de los casos, creo que la principal causa ha sido el exceso de confianza de los diseñadores, los directores responsables de obra, los constructores y las autoridades, después de lo observado en 1985. Durante los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 fue evidente el excelente comportamiento de los grandes centros habitacionales construidos con mampostería en las casi dos décadas anteriores y en donde se habían aplicado los reglamentos de 1966 y 1977. Esto hizo evidente que las construcciones de mampostería eran altamente confiables, seguras y además económicas, por lo cual, a partir de ese momento, se comenzó a creer que la calidad de los materiales usados en este sistema constructivo eran invariantes, cayendo todos los involucrados en un exceso de confianza que ha contribuido a degradar la práctica constructiva en esta clase de estructuras.

El diseñador contribuye a ello no indicando en los planos estructurales cuáles características de resistencia deben cumplir las piezas y las mamposterías que

con ellas se construyan, así como indicando procedimientos de refuerzo que no cumplen en ocasiones con los mínimos indicados en las normas.

El director responsable de obra contribuye, por desconocimiento en el mejor de los casos, al no exigir, una vez que hace la revisión del proyecto, como es su obligación, a que el diseñador indique en los planos los parámetros de resistencia de la mampostería, y a que se efectúen las pruebas necesarias para verificar que dichos parámetros se están alcanzando en la obra, tal como se hace en una estructura de concreto o de acero.

El constructor, al no tener parámetros del material, y en aras de una economía mal entendida, opta por comprar el material que resulte más barato, con la complicidad de una supervisión deficiente, por decir lo menos.

Finalmente, las autoridades tienen parte de culpa por no dar el apoyo necesario para que las normas evolucionen de una manera más expedita y permitiendo que las normas de producto conduzcan a la fabricación de productos de menor calidad que los exigidos por las normas de diseño, como son el caso de las normas de bloques y la de tabiques extruidos de barro; además, con su política de limitar el costo de las viviendas de interés social a valores realmente poco realistas, contribuyen a un círculo vicioso de que, para alcanzar ese costo, se empleen materiales de menor calidad, por ser los más baratos.

1.1.1 Calidad de las piezas

En lo que corresponde a la calidad de las piezas, la Tabla 1 muestra un comparativo de resistencias promedio obtenidas de muestreo de los años 70 y 95 para las piezas de barro extruidas que se producen de manera industrializada y se consumen preponderantemente en el centro del país. Se observa que es significativa la baja en resistencia de las piezas, casi en un 50 por ciento; lo menos que se puede esperar de esta disminución tan fuerte en la resistencia de la pieza, es que también hayan disminuido considerablemente la resistencia de las mamposterías que se construyen con estas piezas, tanto en carga axial como en cortante.

Tabla 1. Resistencia a compresión de tabiques de barro extruido, kg/cm²

Tipo de Pieza	1970			1995		
	Valor Máximo	Valor Mínimo	Xp	Valor Máximo	Valor Mínimo	Xp
Tabique multiperforado	370	169	246	195	60	103

Para confirmar lo anterior, la Tabla 2 contiene los resultados finales de las investigaciones realizadas por alumnos de la Universidad Popular Autónoma de Puebla para determinar la calidad de las mamposterías construidas con productos de barro que se fabrican en el Estado de Puebla y en el de Tlaxcala; cabe mencionar que estos materiales se consumen casi en su totalidad en el área

metropolitana de la Ciudad de México. El objetivo de los estudios era proponer para la Ciudad de Puebla valores índice de resistencia a compresión axial y a cortante para las mamposterías, siendo estos resultados válidos para otros lugares donde se consuman los mismos materiales. Los procedimientos de ensaye y la metodología para determinar los valores índice fueron similares a como se hizo hace casi 30 años para el Distrito Federal, por lo que los resultados de la Tabla 2 se consideran que fueron obtenidos de manera confiable; al observar la tabla, se ve que los valores de resistencia están por muy por abajo de lo que establecen las normas actuales, achacándose esta baja de resistencia a la calidad de las piezas, ya que los morteros usados cumplían con los requisitos de resistencia.

Tabla 2. Resistencia nominal de diseño de mamposterías para la Ciudad de Puebla.

Tipo de pieza	f_p^* (kg/cm ²)	Mortero tipo	f_m^* (kg/cm ²)	v^* (kg/cm ²)
Tabique rojo recocido	54.0	I	25.0	1.89
		III	24.0	1.70
Tabique extruído hueco	28.0	I	15.0	0.65
		III	13.0	0.40
Tabique multiperforado	37.0	I	11.0	1.00
		III	13.0	0.95

Desde hace algunos años, el autor ha insistido en varios foros que se eliminen de las NTCM las tablas que contienen los valores índice de resistencia de las mamposterías, con la finalidad de que se obligue a realizar las pruebas de verificación de calidad, tal como se hace en una estructura de acero o concreto. Otra alternativa es realizar nuevamente los muestreos para determinar otros valores de resistencia porque los existentes ya no son representativos, los realizados en las referencias 1 y 2 pueden servir como antecedentes.

También es conveniente mencionar que es necesario estandarizar los ensayos para determinar la resistencia a carga axial y a cortante de las mamposterías; esto porque se ha observado gran variación en los resultados para una misma mampostería según el laboratorio de prueba donde se efectúe la misma, afortunadamente ya se están dando pasos en esta dirección.

1.1.2 Control en obra del mortero y de la mampostería

Además de la calidad y la forma de las piezas que forman la mampostería, el mortero que las une es determinante en la resistencia del conjunto. A su vez, la resistencia del mortero depende de la proporción de sus componentes en volumen. ¿Porqué se menciona algo tan obvio?, Por la sencilla razón de que en la mayoría de los casos se ha dejado la seguridad de las construcciones de mampostería a la comodidad de los albañiles, ya que, al no indicarse en los

planos estructurales el mortero a usar, y a que no hay una supervisión adecuada, los albañiles para tener una mayor productividad emplean en ocasiones morteros solo a base de cal o del llamado "mortero o cemento de albañilería" El usar solo estos tipos de cementantes está prohibido por las normas, ya que siempre debe haber cemento en el mortero. Esta práctica la permiten los constructores, consciente o inconscientemente, porque resulta más barato construir con un mortero con bajo o nulo contenido de cemento.

1.1.3 Desconocimiento de los diseñadores del comportamiento de las mamposterías

El desconocimiento parte desde usar formas de refuerzo que se han hecho tradicionales pero que no cumplen con lo que dicen las normas; por ejemplo, se ha hecho tradicional el refuerzo de las dadas y castillos empleando 4 varillas del número 3 y estribos de alambroón a cada 20 cm. En general este refuerzo longitudinal está en demasía, pero lo crítico es que no cumple con el refuerzo mínimo de estribos, que es el importante en el caso de que la mampostería llegara a agrietarse. Por ejemplo, en el caso de usar alambroón con $f_y = 2300 \text{ kg/cm}^2$, en una pieza de 12cm (tabique rojo, tabicón o tabique extruido), el alambroón de 1/4" debería tener una separación máxima de 16 cm, en lugar de 20; en el caso de usar electrosoldados que tienen estribos de calibre 8, $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ y separación a cada 15.8 cm, tampoco cumplen ya que deberían estar a cada 12.5 cm. La situación se vuelve mas crítica si el espesor de los muros es menor, en donde al aplicar las expresiones de las normas, es necesario colocar los estribos a menor separación.

Otra forma de refuerzo que es muy usual, pero muy poco eficiente, es utilizar "escalera" como refuerzo horizontal de las mamposterías, se han hecho ensayos al respecto y desde hace no menos de 10 años se ha insistido en distintos foros sobre la ineffectividad de la escalera; Sin embargo, lo siguen usando, ¿por qué?

Desgraciadamente lo comentado en párrafos anteriores es lo más común dentro de la práctica actual de diseño y construcción de las mamposterías, por lo que hay que comenzar a erradicar todos estos aspectos para que las estructuras de mampostería sigan siendo confiables, seguras y económicas. Todo lo que se comenta mas adelante está orientado a ese fin, pero solo se logrará si los diseñadores toman conciencia de que es necesario que sean ellos los responsables de establecer las características de la mampostería que requiere su proyecto, que los directores responsables de obra ejerzan su autoridad para asegurar, mediante los ensayos indicados por las NTCM, que el constructor esté cumpliendo con los materiales adecuados; y que las autoridades provean los mecanismos para una adecuación más ágil de la normatividad.

1.2 COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

Una estructura de mampostería estará sometida durante su vida útil principalmente a los siguientes efectos:

- 1) Carga vertical debida al peso de las losas, de las cargas vivas y a su peso propio.
- 2) Fuerzas cortantes y momentos de volteo (flexión) originados por las fuerzas de inercia durante un sismo.
- 3) Empujes normales al plano de los muros que pueden ser causados por empuje de viento, tierra o agua, así como por fuerzas de inercia cuando el sismo actúa normal al plano del muro.

Ante las acciones mencionadas en el párrafo anterior, puede ocurrir la falla de la mampostería, por lo que es conveniente conocer el comportamiento y los tipos de falla que se puede presentar en ellas independientemente de la existencia o no del refuerzo.

La falla por carga axial es muy poco probable que ocurra debido a que el área de los muros es grande; podría ocurrir si las piezas son de muy mala calidad, o porque han perdido capacidad de carga por efecto del intemperismo. Se identifica esta falla porque el material literalmente se aplasta cuando es de baja calidad, o si es de buena calidad, aparecen numerosas grietas verticales.

La falla por flexión se produce cuando se alcanza el esfuerzo resistente en tensión de la mampostería, el cual es muy bajo (del orden de 1 a 2 kg/cm^2) y puede ocurrir en el plano del muro o perpendicular a éste. La flexión en el plano del muro es grave cuando no hay acero de refuerzo; al haber refuerzo, éste toma los esfuerzos de tensión que la mampostería no es capaz de soportar. Cuando existen problemas de flexión en el plano del muro, estos se identifican mediante grietas horizontales que se forman en los extremos del muro, siendo mayores las grietas en la parte inferior y disminuyendo en longitud en la altura del muro, Figura 1. Es raro que en una estructura se tengan problemas por flexión porque la carga vertical sobre los muros contrarresta los efectos de los momentos (volteo), o porque lo evita el acero de refuerzo colocado en los extremos del muro.

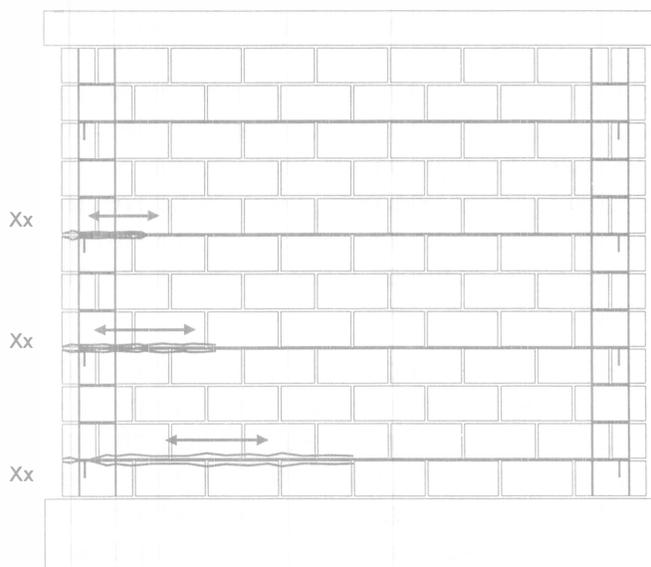
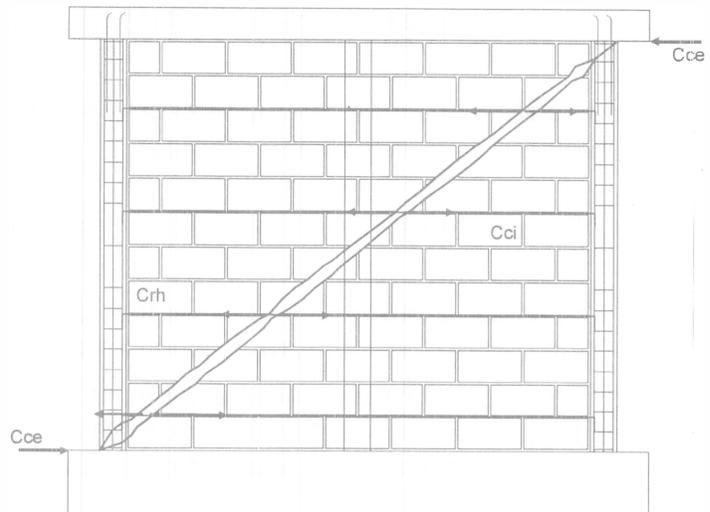


Figura 1. Flexión en muros.

Para alcanzar la falla debida a un esfuerzo cortante es necesario que no se alcance la de flexión en primera instancia; es decir, solo se obtiene aquella cuando existe carga vertical sobre el muro que contrarresta el efecto de la flexión, o en muros de gran longitud, o se tiene suficiente refuerzo vertical. Se identifican dos formas de falla en cortante: en una de ellas la grieta es diagonal que corre solamente a través de las juntas de mortero (escalerilla), a esta se le conoce como falla por cortante; mientras que si la grieta es casi recta rompiendo las piezas, se dice



Cce: cortante del castillo exterior
 Cci: cortante del castillo interior
 Crh: cortante del refuerzo horizontal

Figura 2. Cortante en muros.

que la falla es por tensión diagonal, Figura 2. En caso de falla, este último tipo implicaría la sustitución del material por uno más resistente; mientras que si la falla de la mampostería es por las juntas del mortero, es posible incrementar sustancialmente su resistencia con procedimientos muy simples, referencia 3.

Como gran parte de la República Mexicana está situada en una zona de alta sismicidad, ha sido preocupación de investigadores nacionales determinar el efecto de los sismos en estructuras de mampostería. Sabemos que los sismos inducen fuerzas laterales, pero es conveniente recalcar que para el diseño sísmico no sólo interesa la resistencia de la estructura ante carga lateral, sino que también es necesario conocer otras propiedades que solo se pueden determinar mediante ensayos de laboratorio.

El comportamiento de muros de mampostería ha sido estudiado en México desde los años 60; el compendio más completo de la investigación realizada, y que se tomó como base para la elaboración de las normas de mampostería, se puede ver en la referencia 4, de donde se puede resumir lo siguiente, Figura 3: antes de agrietarse el muro tiene un comportamiento elástico lineal aún para cargas alternadas; después que se agrieta, su comportamiento dependerá de la cantidad y disposición del acero de refuerzo. Si el refuerzo es poco, los ciclos histeréticos (representación gráfica del comportamiento de un elemento ante cargas alternadas) son delgados, haciendo ver la poca capacidad de disipar energía, por lo que comúnmente se pierde resistencia drásticamente. Pero si tiene refuerzo suficiente, los ciclos de histéresis son amplios y el muro es capaz de soportar altos niveles de carga con grandes deformaciones; incluso puede llegar a tener un comportamiento equivalente al elastoplástico, referencia 5.

Para cargas alternadas, el deterioro (pérdida de rigidez y resistencia) del muro

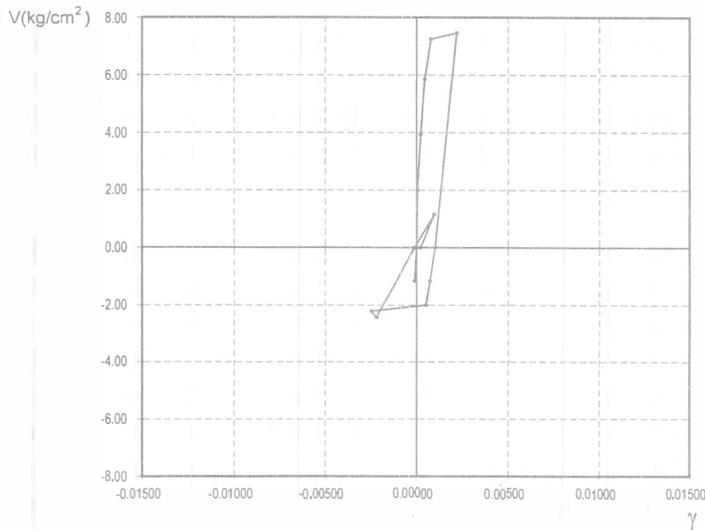


Figura 3. Muro MULTEX sin refuerzo.

es pequeño cuando se tienen distorsiones menores a la del agrietamiento; después de éste, el deterioro depende de la manera como se refuerce el muro. El material hueco es más sensible al deterioro que uno macizo, y es diferente la intensidad del deterioro si la falla es por flexión (dúctil) a que si es por cortante o por tensión diagonal (frágil), siendo mayor en los últimos casos; la carga vertical reduce apreciablemente el deterioro.

Una conclusión importante de lo anterior es que para evitar la falla frágil de la mampostería, es necesario que ésta se refuerce adecuadamente.

Una manera sencilla de describir el efecto del refuerzo en la mampostería sería mediante el ejemplo de tratar de construir un pequeño cobertizo con cinco cartas de naipes, cuatro de ellas como muros y otra como techo. Al colocarías, las cartas están aparentemente estables, hasta que con un ligero soplo o con un pequeñísimo movimiento de la superficie donde están asentadas, ocurre el colapso porque no hay ninguna liga entre ellas; este simil podría ocurrir si no se unen adecuadamente los muros entre sí y con la losa, donde movimientos sísmicos ligeros, o vientos fuertes o empujes de tierra o agua podrían hacer colapsar a la construcción. De aquí se ve la necesidad de dar continuidad a los distintos elementos, que para el caso del ejemplo, sería uniendo las cartas mediante una cinta adhesiva, de esta manera se tiene mucha mayor rigidez y resistencia del conjunto; en el caso de una construcción real, esa continuidad la dan las dalas y castillos, cuya principal función no va a ser el soportar cargas en condiciones normales de operación, sino el mantener unidos a los elementos; una vez que la mampostería, se agrieta, el refuerzo que tienen esas dalas y castillos, así como el que se coloque dentro del muro, contribuyen a evitar la falla frágil de la mampostería soportando básicamente los esfuerzos por flexión y por cortante.

Toda construcción de mampostería debe cumplir con los requisitos de refuerzo establecidos por los Reglamentos, por ejemplo el del Distrito Federal, referencia 6; pero más importante que eso es la manera de cómo se debe estructurar una construcción. En el caso de mamposterías, las formas principales para hacerlo son:

- 1) Muros de carga; para resistir la acción de cargas verticales y horizontales.

- 2) Muros diafragma; que solo ayudarán a resistir las fuerzas laterales ya que las cargas verticales son soportadas por marcos de acero o concreto.

El primer tipo es eficiente debido a la presencia de la carga vertical, que hace que el muro sea más resistente a las fuerzas cortantes y a los momentos de volteo producidos por el sismo. Cuando se estructura a base de muros de carga se pueden tener dos alternativas para reforzar a los muros: con dalas y castillos (mampostería confinada), o con refuerzo interior.

En las mamposterías confinadas los muros están rodeados en su perímetro por castillos y dalas que forman un marco que encierra tableros relativamente pequeños, proporcionando una capacidad de deformación mucho mayor que la del muro no reforzado y una liga muy efectiva con los elementos adyacentes; actualmente se cuenta con criterios para fijar la distribución de los elementos resistentes y de su refuerzo y con procedimientos para el diseño de estructuras de mampostería. Hay que hacer notar sin embargo, que si con éste sistema se reduce mucho la posibilidad de un colapso de la construcción y de daños mayores, no se evita la posibilidad de agrietamientos diagonales en los muros, ya que la resistencia en tensión diagonal de la mampostería no se incrementa apreciablemente por la presencia de dalas y castillos ni del refuerzo horizontal, ya que la función de estos elementos es precisamente evitar la falla frágil cuando se agrieta la mampostería.

En Estados Unidos y otros países, el sistema constructivo consiste en reforzar los muros de piezas huecas con barras verticales en los huecos de las piezas y horizontales en las juntas o piezas especiales. La experiencia sobre el comportamiento sísmico de éstas construcciones es más o menos amplia, hay evidencia de que con cantidades altas de refuerzo se obtiene un incremento en la resistencia con respecto a la mampostería no reforzada y un comportamiento bastante dúctil. Hay que recalcar que las cantidades de refuerzo necesarias para lograr un comportamiento adecuado son muy altas y que se requieren separaciones pequeñas tanto vertical como horizontalmente. El procedimiento tiene distintas modalidades que llegan en muros de edificios altos hasta el relleno total de los huecos de las piezas con concreto y el colado de muros delgados de concreto entre dos paños de muros de mampostería.

En México, el refuerzo interior no es muy popular debido a la dificultad de supervisión y, cuando se usa, se emplean cantidades de refuerzo mucho menores que las mínimas especificadas en Estados Unidos, con lo cual se ha demostrado, tanto en laboratorio como en estructuras reales, que se tiene un comportamiento sísmico no muy satisfactorio debido a que la resistencia se deteriora rápidamente por la repetición de cargas alternadas.

Este procedimiento de refuerzo tiene la ventaja, sobre el de confinar con dalas y castillos, a que el muro puede quedar aparente; tiene sin embargo la desventaja de que las piezas huecas tienden a tener fallas locales por desprendimiento de sus paredes, que la liga que se obtiene entre los distintos elementos es menos efectiva y que la cantidad de refuerzo necesaria para asegurar un buen

comportamiento es mayor. Estos aspectos negativos son más importantes si las piezas son de barro, ya que el concreto en los huecos no se adhiere a las piezas. Mucho de este problema se ha evitado en México usando varillas de diámetro pequeño y alta resistencia entre las juntas del mortero; en los múltiples ensayos que se han realizado, se ha observado que no ocurre una falla explosiva como es común que ocurra cuando no se tiene este refuerzo, ya que éste evita concentrar la zona de daño en los extremos superior e inferior de los muros, permitiendo, al actuar como "estribos", distribuir los esfuerzos cortantes en una zona más amplia.

1.2.1 Influencia cualitativa de otras variables

En un muro que soporta tanto cargas verticales y laterales, la falla se inicia por agrietamiento horizontal en la base (flexión), presentándose después una falla por agrietamiento diagonal al aumentar las cargas. El tener carga vertical aumenta apreciablemente la resistencia al primer agrietamiento y tiende a llevar a un tipo de falla por tensión diagonal, disminuyendo la capacidad de deformación del muro. El agrietamiento por flexión se reduce también al aumentar el acero de refuerzo en los extremos del muro y la carga vertical sobre el mismo.

Los aplanados de buena calidad (que contengan cemento) contribuyen en forma importante a la resistencia del muro, principalmente porque ayudan a redistribuir los esfuerzos. También se ha observado que el confinamiento exterior del muro (dadas y castillos) no influye apreciablemente en la resistencia al agrietamiento, pero sí a la resistencia y capacidad de deformación en la falla; tampoco el refuerzo colocado en el interior de las piezas aumenta la resistencia al agrietamiento, pero el refuerzo horizontal colocado entre las juntas del mortero, tanto en muros confinados como con refuerzo interior, ayuda a repartir mejor la fuerza cortante en toda la altura del muro, evitando que se concentre en sus extremos superior e inferior.

Ya sea por flexión o por cortante, se producen aplastamientos y desprendimientos locales en los extremos de los muros para etapas cercanas a la falla, dichos aplastamientos son debidos a la gran expansión lateral que tiene el mortero para altos niveles de esfuerzos, lo que produce tensiones en las piezas. En Estados Unidos y Nueva Zelanda se evita lo anterior colocando piezas de acero perforadas en los extremos de los muros en las dos o tres hiladas inferiores y superiores, esto resulta impráctico en nuestro medio; una solución eficiente que ha dado muy buenos resultados, aún en mampostería de piezas huecas, es colocar varilla corrugada de pequeño diámetro (5/32" a 5/16") y de muy alta resistencia (6000 kg/cm^2), en las juntas de mortero; éste refuerzo también ha probado ser efectivo, para resistir fuerza cortante una vez que el muro se agrieta.

Lo comentado en los párrafos anteriores es para hacer resaltar que todo tipo de refuerzo trabaja a su plena capacidad después que se daña la mampostería; y que la presencia de agrietamiento no implica necesariamente la falla del muro,

sino que ésta depende del confinamiento, refuerzo exterior e interior, que éste tenga y que pueda hacer que el muro resista cargas similares o mayores a la de agrietamiento.

1.2.2 El acero de refuerzo en las mamposterías

Se ha insistido que los muros de mampostería tienen un buen comportamiento sísmico cuando están confinados con pequeños elementos de concreto; en el caso de muros confinados, las NTCM del Reglamento del D.F. indican que el área de acero del refuerzo vertical del castillo debe ser igual o mayor (al revisar por flexión), a $0.2 f'c/fy$ por t^2 , siendo t el espesor del muro; también especifica que el concreto del castillo debe tener resistencia mínima de 150 kg/cm^2 . Con los datos anteriores y para un muro de 12 cm de espesor (tabique rojo, tabicón, tabique extruido), se calcula que el refuerzo vertical en los castillos debe ser de cuando menos igual a $0.2 \times 150 / 5000 \times 12 \times 12 = 0.864 \text{ cm}^2$, si se usa un castillo prefabricado electrosoldado con $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$, ó 1.03 cm^2 si se usa refuerzo convencional grado 42; los castillos electrosoldados usualmente tienen 4 varillas de 1/4", equivalente a 1.28 cm^2 , mientras que un castillo armado tradicional tiene 4 varillas de 3/8", con un área total de acero de 2.84 cm^2 , más del doble del mínimo que se requiere en la mayoría de los casos para construcciones de hasta dos o tres niveles.

Cabe mencionar que el porcentaje de refuerzo que se pide en castillos es mayor al mínimo que se les pide a las columnas (aprox. 0.0046); en el caso de un electrosoldado, la cuantía es $0.864 / 12 \times 12 = 0.006$, un 30% más; mientras que para un castillo armado es .0072, 57% mayor en el caso de emplear el valor calculado de 1.03 cm^2 , mientras que si se coloca el refuerzo de 4 varillas de 3/8", la cuantía es del 2%, casi 4 veces mayor. El refuerzo vertical que se pide para un castillo, por ejemplo de 12x12 cm, es generalmente útil para resistir el momento de volteo, por lo que si se tiene un castillo de mayor tamaño, 12x20 ó 12x30, no es necesario poner mayor área de acero, y ese aumento de sección, que usualmente se pone en el plano del muro, es benéfico para el comportamiento a cortante, porque se tiene mayor peralte en la dirección crítica.

Bajo condiciones normales de operación, el refuerzo de los muros no contribuye mucho a la resistencia, pero sí lo hace una vez que se agrieta la mampostería (sismo o viento máximo); en estos casos, la resistencia a cortante es el parámetro crítico en un muro de mampostería, ya que si se sobrepasa esa resistencia y el muro no está adecuadamente reforzado, puede sobrevenir el colapso de la estructura. Los refuerzos que ayudan a mejorar el comportamiento después que se agrietan las mamposterías es el que se coloca como estribos en los castillos (en caso de ser confinados), el que se pone horizontalmente entre las juntas del mortero, y las secciones de concreto de los castillos exteriores o colados en el interior.

La Figura 2 muestra esquemáticamente cómo se reparte entre los distintos refuerzos la fuerza sísmica que no puede resistir la mampostería una vez que se agrieta; a continuación se describe brevemente éste fenómeno. Al presentarse

las grietas en el muro, la fuerza cortante tiene que ser resistida por todo aquel material que la cruce; si hay refuerzo horizontal en las juntas, este evita que la grieta se abra, soportando parte de la fuerza cortante original, su efecto es mas o menos el de un estribo en un elemento de concreto. También los castillos, exteriores o los colados en el interior de piezas huecas, ayudan mediante su resistencia a cortante, a soportar parte de la carga; a mayor peralte del castillo en el plano del muro, mayor contribución a cortante. Si los castillos tienen estribos, este acero también ayuda a resistir el cortante, ya que a mayor peralte del castillo, mayor f_y del estribo y menor separación de éstos, mayor será la contribución del acero, ya que la resistencia es directamente proporcional al peralte y a la resistencia del acero, e inversamente proporcional a la separación de los estribos.

Es necesario recalcar que el refuerzo horizontal entre las juntas del mortero usando la denominada escalerilla no es conveniente, ya que se ha visto durante ensayos en laboratorio que ocurre una falla frágil al romperse la escalerilla para deformaciones relativamente bajas, cosa que no ocurre cuando se emplean varillas de diámetro pequeño que se anclan en los extremos del muro.

Otro tipo de refuerzo del cual también ya se tienen buenas experiencias es el consistente de mallas electrosoldadas, por una o por ambas caras del muro. El uso de estas mallas se ha dirigido preponderantemente como procedimiento para reparar mamposterías dañadas; experiencias con mallas del tipo gallinero o para cerca no han dado resultados satisfactorios, y en el caso de las mallas electrosoldadas es condición indispensable sujetarlas adecuadamente a la mampostería, digamos a cada 30 ó 45 cm en ambas direcciones mediante alambres que amarren ambos lechos de malla, además, debe emplearse un mortero de buena calidad para lograr una buena adherencia con la mampostería. No existe un criterio de diseño al respecto, pero los datos experimentales hacen ver que para una mampostería con v^* de 3 kg/cm^2 , es necesario aplicar una capa de malla 6x6-10/10 en cada cara del muro, para que la mampostería tenga capacidad de resistencia y adecuada deformabilidad.

1.3 EVOLUCIÓN DEL REFUERZO DE LAS MAMPOSTERÍAS

Si bien las modalidades de refuerzo propuestas en las NTCM hace cerca de 30 años resultaron convenientes para las características de las piezas que en esa época se fabricaban, actualmente es necesario dar cabida a alternativas cuya finalidad sea mejorar el comportamiento sísmico de mamposterías que tienen parámetros de resistencia mayor a las indicadas y que utilizan menores cantidades de refuerzo, pero detalladas adecuadamente.

Para poder comprender mejor en que dirección deben hacerse esas modificaciones es conveniente hacer un breve resumen histórico de cómo ha evolucionado el refuerzo en las mamposterías.

En los años 40 era común el acero con $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ y que se reforzaran las mamposterías con 4 varillas #3 y estribos de alambrón a cada 20 cm, armado

que sigue siendo tradicional aún en esta época, a pesar de que han aparecido aceros de mejor calidad; a finales de los años 50, ese refuerzo seguía vigente no obstante la reglamentación estricta del reglamento después de ocurrir el sismo del 28 de julio de 1957. En esa época, aparecen en el mercado de México las primeras armaduras electrosoldadas para reforzar muros (ARMEX), cuya finalidad era sustituir el armado tradicional con aceros de mejor calidad (4000 kg/cm^2 en esos años), y cumplir con la normatividad de ese tiempo. Los muros de piezas huecas debían de tener cuando menos 20 cm de ancho y tener una varilla de 13 mm a cada 60 cm anclada en las trabes si el área tributaria del muro era mayor a 15m^2 ; mientras que los muros divisorios se debían confinar con postes metálicos en su perímetro o mediante malla en sus caras. El objetivo del refuerzo era evitar la falla frágil de los muros después de agrietarse éstos.

En el reglamento de 1966 aparecen requisitos específicos de refuerzo de las dalas y castillos para estructuras de mampostería de mas de 5m de altura. Se pide que los castillos se coloquen en las intersecciones entre muros, en los extremos y a separaciones que no excedan las $\frac{3}{4}$ partes de la altura; la dala se debería poner en todo extremo horizontal de muro, salvo que existiera algún otro elemento de concreto. Para la resistencia del concreto se pedía un mínimo de 140 kg/cm^2 , y el acero de dalas y castillos debería tener al menos cuatro varillas, cuya área no fuera menor que $0.1f'c/fy$ por el área transversal del castillo, pero no menor que $0.1f'c/fy t^2$ (t es el espesor del muro). Decía también ese reglamento que el diámetro de los estribos no debería ser menor a 6mm con separación máxima de 20 cm, sin especificar el esfuerzo de fluencia. Si el refuerzo era interior, se pedía que se colocara refuerzo equivalente.

En noviembre de 1976 aparece un nuevo reglamento que se basa en criterio probabilista, se implementan las Normas Técnicas Complementarias para diseño de estructuras de distinto tipo, entre ellas las de mampostería; esto era con la finalidad de actualizar las normas de diseño de una manera menos complicada, eso se dijo. El cambio principal se refiere al criterio de diseño de las estructuras, el cual ahora se hacía para que los elementos fallaran, pero para cargas mayores a las de servicio, esto es, con un criterio de resistencia. Los cambios principales para el caso del refuerzo de las mamposterías se mencionan a continuación. Aparece el concepto de muro confinado y muro con refuerzo interior, estableciéndose las características para cada uno. Si el muro con refuerzo interior cumplía con los requisitos ahí establecidos, se permitía incrementar su resistencia a cortante en un 50%; también se permitía el mismo incremento en porcentaje para la compresión axial (pero no mayor a 15 kg/cm^2); en muros confinados se permitía incrementar en 4kg/cm^2 la resistencia a compresión de la mampostería. Para muros confinados, los castillos y dalas debieran tener un concreto con $f'c$ mayor a 150kg/cm^2 y se aumentó al doble la cantidad de refuerzo longitudinal respecto al valor que antes se pedía; ahora el área deberá ser mayor a $0.2f'c/fy$ por el área del castillo. Aparece una expresión para calcular el área de refuerzo en estribos, $1000S/(fydc)$, y se pide que la separación no sea mayor a 1.5 dc ó 20 cm, la menor de ellas; la distancia entre castillos se pide que no sea mayor a 1.5 veces la altura del muro o cada cuatro metros. Para los muros con refuerzo

interior se pide cantidades de refuerzo muy altas, cuando menos 0.0007 del área transversal del muro en una dirección (horizontal o vertical), pero su suma de ambas cuantías no debería ser menor a 0.002. Además, en todo extremo o intersección de muros, o cada 3 metros, debieran ir colados dos huecos consecutivos cada uno de ellos con una varilla de 3/8" (con fy 4200 o refuerzo equivalente); además, el refuerzo interior adicional se debía colocar a una separación no mayor a seis veces el espesor del muro, ó 90 cm.

Para esta NTCM de 1976 la finalidad de aumentar las cantidades de refuerzo era dar a los muros cierta capacidad de deformación para que pudiera aplicárseles factores de ductilidad mayores a la unidad: 1.5 para piezas huecas con refuerzo interior o confinadas, y 2 para piezas macizas confinadas.

En septiembre 19 y 20 de 1985 ocurren dos temblores de gran intensidad causando numerosos daños en estructuras, principalmente de concreto, haciendo necesaria la aparición de unas normas de emergencia y posteriormente, en 1987, un nuevo Reglamento de Construcciones. Los cambios principales para el refuerzo de estructuras de mampostería consistieron en incrementar el factor de resistencia de mamposterías confinadas y con refuerzo interior de 0.6 a 0.7, y se elimina el incremento en resistencia a cortante para mamposterías con refuerzo interior; permitiendo, solo en el caso de colocar acero de refuerzo en las juntas horizontales del mortero, incrementar 25% la resistencia a cortante, esto es aplicable tanto a muros confinados, como con refuerzo interior.

Se observa cómo se hizo menos estricto el reglamento con las mamposterías en comparación con las estructuras de acero y concreto, además se permite incrementar la resistencia a cortante de la mampostería cuando se utiliza refuerzo horizontal entre las juntas del mortero. Esto último fue debido al excelente comportamiento observado en mamposterías reforzadas de esa manera, las cuales tuvieron capacidad de soportar altos niveles de carga para deformaciones importantes.

La versión de las NTCM del año 1996 tiene modificaciones menores tendientes a aclarar la aplicación de las normas.

Estudios recientes en mamposterías que pueden alcanzar resistencias nominales de diseño a cortante de 5kg/cm^2 y mayores (referencias 7 a 9), han permitido determinar que es necesario modificar algunos de los criterios para mejorar el comportamiento sísmico de las mamposterías, aún para cantidades de refuerzo menores a las indicadas actualmente en las normas.

A continuación se dan algunas ideas sobre la dirección en que deben orientarse las modificaciones para reforzar los muros de mampostería y los estudios o razonamientos que lo apoyan.

1.3.1 Refuerzo longitudinal

Sabemos que el efecto principal del refuerzo en muros de mampostería es evitar la falla frágil de éstos una vez que se agrietan. El refuerzo vertical cumple con este cometido al tomar las tensiones que se tienen por efecto del momento de volteo en el muro, con lo que el muro puede soportar mayores fuerzas cortantes.

Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (**NTCM**) de 1996 indican tres aspectos relacionados con el refuerzo longitudinal en las mamposterías.

En el capítulo 3.3 referente a muros confinados, se dice que:

"El refuerzo longitudinal estará formado por lo menos de tres barras cuya área total **no será inferior a** $0.2f_c/f_y$ multiplicado por el cuadrado del espesor del muro, ..."

Por otro lado en la sección 3.4 de las NTCM, que corresponde a muros reforzados interiormente, se indica que:

"La suma de la cuantía de refuerzo horizontal p_h , y vertical p_v **no será menor** que 0.002 y ninguna de las cuantías será menor que 0.0007 ..." "...Cuando se emplee acero de refuerzo de fluencia mayor de 4200 kg/cm^2 , las cuantías mencionadas en este párrafo podrán reducirse multiplicándolas por $4200/f_y$ ".

En otro párrafo del mismo subcapítulo, dice que deberá colocarse por lo menos una barra No. 3 de grado 42, o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en dos huecos consecutivos en todo extremo de muros, en las intersecciones entre muros o a cada 3 metros. El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor de seis veces el espesor del mismo ni mayor de 80 cm.

Finalmente la última referencia importante del acero longitudinal, se tiene en 4.3, que es el capítulo referente al cálculo de la resistencia a flexión y flexocompresión en el plano del muro. Ahí dice que para muros reforzados con barras colocadas simétricamente en sus extremos, la resistencia a flexión (o el área de acero necesaria) se calcula con las fórmulas que ahí se presentan, tanto para cuando no hay carga axial en el muro, como para cuando la hay.

En términos generales se plantea que los muros, confinados o con refuerzo interior, deben tener una cuantía mínima de refuerzo en sus extremos, **pero que es necesario revisar su capacidad a flexión**, y donde se requiera, incrementar el área de acero.

En un muro confinado con castillos cuadrados es poco común agregar acero por flexión debido principalmente a la gran longitud que tienen, por lo que es importante cuidar que no se ponga menor refuerzo al mínimo correspondiente a la sección cuadrada. En este sentido, con la aparición de piezas de 20 cm de ancho, o al hacer un muro doble, si se quiere cumplir con las NTCM resulta una incongruencia cuando se confinan estos muros ya que su cuantía de refuerzo es

mayor de la que se requiere para una columna de concreto, siendo totalmente diferente la función de cada uno; la columna debe cumplir una función más importante que la de un castillo al confinar la mampostería, veamos esto:

Como castillo

$$A_s = 0.20 * f'_c / f_y * t^2$$

t = espesor de muro; para muro de 20 cm

$$A_s = 0.2 \times 150 / 4200 \times 20 \times 20 = 2.86 \text{ cm}^2; \text{ para 12 cm, } A_s = 1.03 \text{ cm}^2$$

Como columna

$$A_s = 20 / f_y * A_c$$

A_c = área de columna; para 20x20 cm

$$A_s = 20 / 4200 \times 20 \times 20 = 1.90 \text{ cm}^2; \text{ 33\% menos que como castillo}$$

Como se observa, hay inconsistencia en el hecho de que un elemento que cumple solo funciones de confinamiento, requiera mayor cantidad de refuerzo vertical que uno similar que cumple función estructural o que está cumpliendo una función totalmente diferente. Por lo anterior, se ve la necesidad de modificar las NTCM para lograr congruencia con la norma de concreto; para ello se propone lo siguiente:

- 1) Para castillos que confinan muros con espesor de 12 cm o menores, independientemente de la otra dimensión del castillo, el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor a lo indicado por la expresión que dan las NTCM:

$$A_s = 0.2 * f'_c / f_y * t^2$$

donde:

t espesor del muro, cm

f'_c resistencia del concreto, kg/cm²

f_y esfuerzo de fluencia del acero, kg/cm²

- 2) Para castillos que confinan muros de más de 12 cm de espesor, el refuerzo longitudinal mínimo sería:

$$A_s = (0.54 + 0.0034 A_c) * 4200 / f_y$$

donde:

A_c = área del castillo.

Esta expresión resulta de hacer un ajuste lineal teniendo como extremos el acero que requiere un castillo de 12x12 cm, y el de una columna de 20x20 cm.

- 3) Si el área del elemento de confinamiento es mayor a 400 cm^2 , deberá usarse la cuantía mínima que se especifica para el refuerzo longitudinal en columnas, que se calcula con la expresión:

$$A_s = 20 / f_y * A_c$$

La anterior propuesta tiene como fin hacer congruentes las normas de diseño con lo que se hace en la práctica constructiva y que se ha visto ha dado lugar a estructuras de mampostería seguras y con buen comportamiento.

1.3.2 Refuerzo transversal

Las Figuras 4 y 5 muestra el comportamiento de muros similares (referencias 7 y 8), uno de ellos sin refuerzo en el castillo y otro con estribos de alto grado de fluencia (5000 kg/cm^2), espaciados a cada 7.5 cm , es notoria la diferencia de comportamiento una vez que el muro se agrieta, dando a entender que es muy importante la contribución de los estribos, ya que al estar poco espaciados confinan adecuadamente al concreto permitiendo sostener una buena parte de resistencia al cortante para deformaciones importantes.

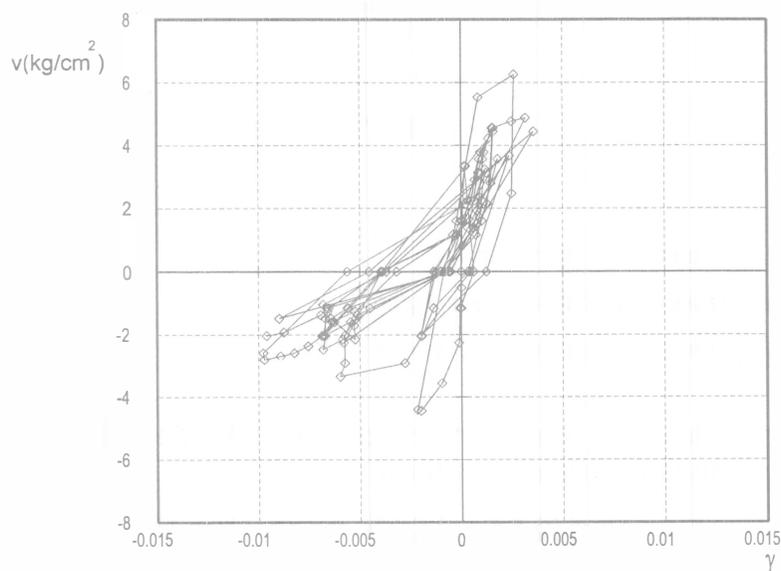


Figura 4. Muro MULTEX con refuerzo.

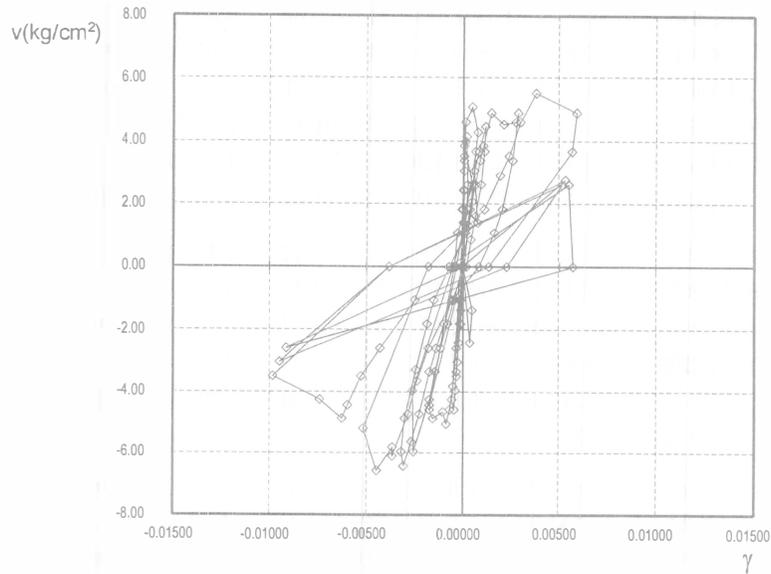


Figura 5. Muro 1 (TABIMAX).

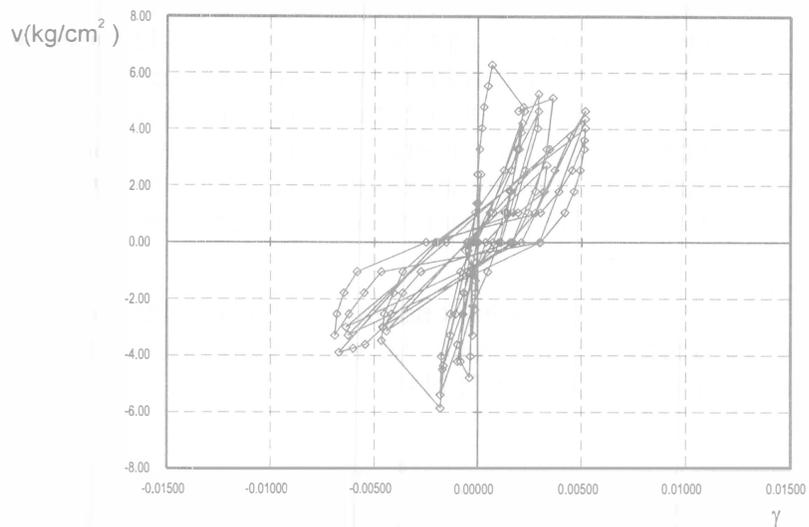


Figura 6. Muro 2 TABIMAX.

En otro estudio (referencia 10), se ensayaron muros de tabique rojo, la finalidad era determinar el efecto de la separación y de la resistencia a fluencia del acero; se observó que para el muro reforzado como lo dicen las NTCM, y donde se empleaba alambra para los estribos, al instante de agrietarse el muro también se dañaron los castillos extremos; se interpreta que la alta deformabilidad del acero y la gran separación entre los estribos, dio lugar a poco confinamiento del concreto, dañándose este y perdiendo el muro capacidad de carga y deformación. En otro de ellos, se puso acero de alta resistencia equivalente al del muro anterior; este muro al agrietarse, casi con el mismo nivel de carga, no se dañaron los castillos, por que fue capaz de soportar mayores deformaciones y carga que el anterior. Otros dos muros se ensayaron disminuyendo la separación entre los

estribos de alta resistencia a aproximadamente 7 cm, pero solo en los extremos de los castillos (aproximadamente 50 cm), encontrando que, si bien la carga de agrietamiento prácticamente era la misma, se obtuvo mucho mejor comportamiento, ya que permitieron gran capacidad de deformación; resultados similares se obtuvieron para tabiques huecos multiperforados, tal como se muestra en las Figuras 5 y 6 para los muros ensayados en la referencia 8.

Los estribos de alta resistencia permiten confinar mejor al concreto aún para altos niveles de fuerza cortante, de ahí la conveniencia de su uso en los castillos. Estudios hechos en otras partes del mundo han hecho ver que también este concepto es aplicable para el caso de columnas; tanto es así que el ACI permite el uso de mallas con esfuerzo de fluencia de hasta 5600 kg/cm^2 para su empleo como refuerzo para cortante.

Como resultado de estas experiencias se recomienda que no se utilice más el alambra para formar los estribos que refuerzan las dalas y castillos, sino que se utilicen varillas de diámetro pequeño y con alto grado de fluencia; además, como las partes críticas de los castillos son sus extremos, la separación de los estribos, en un tramo de 40 a 50 cm en la parte superior e inferior de los castillos, no debe ser mayor a 7 u 8 cm, mientras que en la parte central puede aumentarse al valor indicado actualmente por las normas, ya que tanto en laboratorio como cuando ocurre un sismo, se ha observado que esta zona central prácticamente no contribuye a la resistencia. Estas recomendaciones adicionales hacen que los muros puedan sostener una buena cantidad de fuerza cortante para deformaciones importantes; la conjunción de esta forma de refuerzo con el uso del refuerzo horizontal mejora increíblemente el comportamiento posagrietamiento de los muros.

Si se emplean castillos electrosoldados para reforzar las mamposterías, solamente deben ocuparse aquellos cuya separación de los estribos no sea mayor a 8cm, como los mostrados en la Tabla 3.

Tabla 3. Armadura electrosoldada ARMATEC 6000 (tramos de 6m), para castillos y dalas.

Tipo	Sección de Concreto cm x cm	Sección de Armadura cm x cm	Separación de estribos cm	Material del muro	Peso kg/tramo
10x10-3	10x10 11x11	7x7	7.9	tabique extruido, tabicón, bloque de concreto	4.41
12x12-4	12x12 13x13	9x9	7.9	tabique rojo, tabicón, tabique extruido	6.06
12x20-4	12x20 13x20	9x17	7.9	tabique rojo, tabicón, tabique extruido	6.88
12x30-4	12x30 13x30	9x27	7.9	tabique rojo, tabicón, tabique extruido	7.96
15x15-4	14x14 15x15	11x11	7.9	tabique extruido, bloque de concreto	8.04
15x20-4	14x20 15x20	11x17	7.9	tabique extruido, bloque de concreto	8.58
15x30-4	14x30 15x30	11x27	7.9	tabique extruido, bloque de concreto	9.67

En el caso de muros con refuerzo interior, es necesario que el refuerzo que se tiene en los extremos de los muros o en intersecciones entre ellos, se una mediante grapas de acero de alto grado de fluencia, lo cual se ha observado experimentalmente también contribuye a la resistencia a cortante; en este caso, se recomienda que las grapas sean de ¼". Un procedimiento que se ha visto que tiene muy buenos resultados es construir un castillo integral dentro del muro, esto se logra eliminando el material en el interior de las piezas, ver Figura 7, con lo cual se logra una mejor eficiencia del refuerzo al tener un elemento de concreto peraltado en la dirección crítica y estribos cerrados que son más eficientes. El estudio de la referencia 9 indica que si se hace este castillo integral con poca separación de los estribos y se coloca un porcentaje mínimo de 0.005 de refuerzo horizontal en las juntas, podría incrementarse para mamposterías de piezas huecas a 2.0 el valor del Factor de Comportamiento Sísmico (Q).

Es conveniente aclarar que este procedimiento de refuerzo cerrando estribos y usando aceros con alto grado de fluencia es suficiente para asegurar un buen comportamiento de mamposterías que tengan una resistencia nominal de diseño no mayor a 3 ó 4 kg/cm², para resistencias mayores, o para asegurar una gran capacidad de deformación de los muros, es necesario utilizar refuerzo horizontal entre las juntas del mortero.

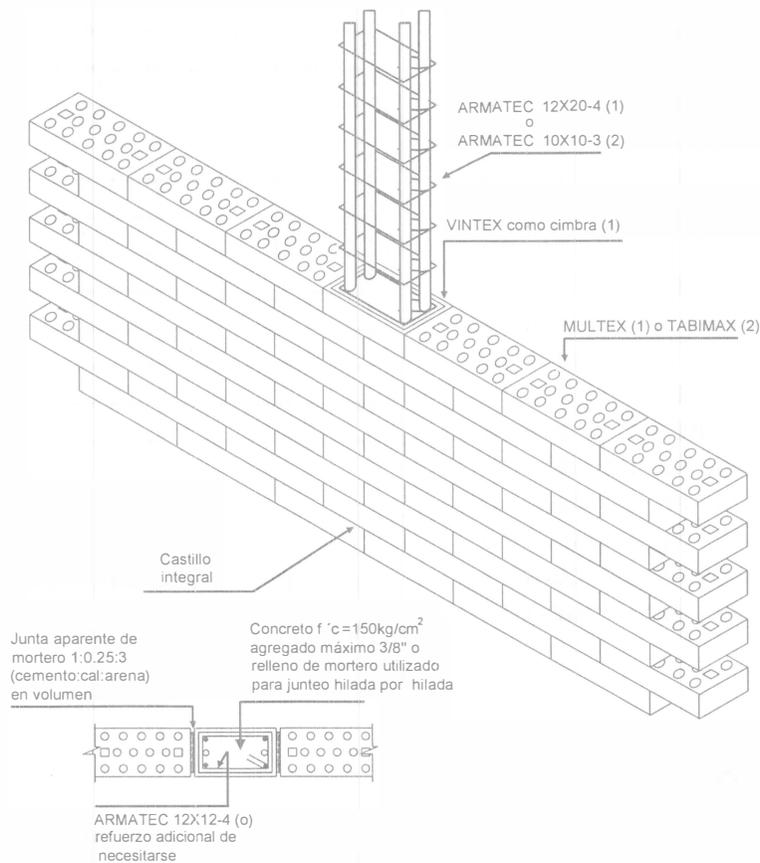


Figura 7. Castillo integral intermedio.

1.3.3 Refuerzo horizontal

Al través de este capítulo se ha insistido que no debe utilizarse la escalerilla como refuerzo horizontal de la mampostería, y en lugar de ello deben emplearse varillas con alto grado de fluencia y diámetro pequeño. La Tabla 4 muestra las características de este último tipo de refuerzo y que se recomienda ampliamente su utilización en vista del excelente comportamiento observado en los estudios hechos en las referencias 7 a 9.

Tabla 4. Varilla corrugada VARTEC 6000 para refuerzo de mampostería.

Diámetro nominal		Área (cm ²)	Peso (kg/m)	Rendimiento (m/t) aprox.
pulg	cm			
5/16	7.94	0.49	0.39	2,578
1/4	6.35	0.32	0.25	4,027
3/16	4.76	0.18	0.14	7,158
5/32	3.97	0.12	0.10	10,309

En el caso de usar varillas como refuerzo horizontal, es muy importante que se ancle la varilla perfectamente en los castillos mediante escuadras en sus extremos, con la finalidad de que el refuerzo pueda desarrollar su máxima capacidad por el anclaje mecánico que se logra, y no depender de la adherencia con el mortero; si se hace esto convenientemente, ver Figura 8, no es aplicable la recomendación de las NTCM referente a que la barra debe estar embebida en toda su longitud en mortero o concreto, aspecto que por otro lado es casi imposible de cumplir cuando se utilizan piezas huecas.

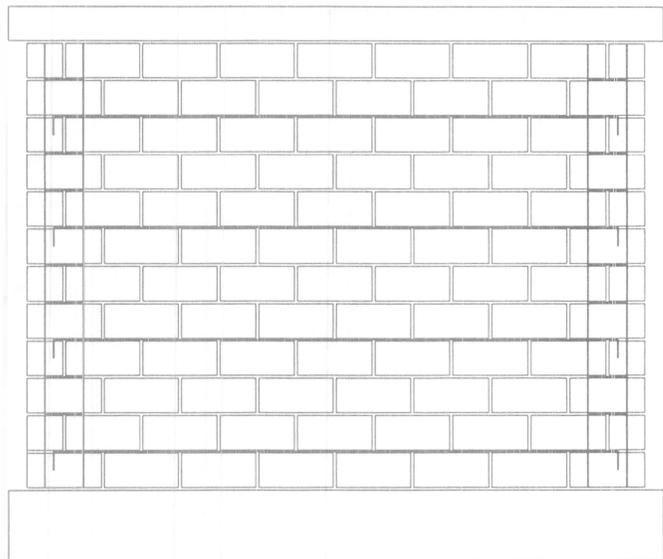


Figura 8. Anclaje del refuerzo horizontal.

REFERENCIAS

1. Meli R. y Hernández O.; "Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal"; Instituto de Ingeniería, UNAM; No. 297, 1971
- 2a. Castilleja F. L. et al. ; "Estudio Preliminar para la Determinación de Valores de Diseño de Muros de Mampostería a base de Tabique Rojo Recocido y Tabique Hueco para la Ciudad de Puebla", tesis profesional, Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla, marzo de 1995.
- 2b. Ruiz C. et al. ; "Obtención de Valores de Diseño para Muros de Mampostería a base de Tabique Rojo Común, Tabique Hueco Vertical y Tabique Multiperforado para la Ciudad de Puebla", tesis profesional, Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla, noviembre de 1995.
3. Hernández O., Montero M.; "Reparación de mamposterías dañadas por sismo"; informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM; 1981.
4. Meli R.; "Comportamiento sísmico de muros de mampostería"; Instituto de Ingeniería, UNAM; No. 403, 1977.
5. Hernández O. y Meli R.; "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería"; Instituto de Ingeniería UNAM; No. 382, 1976.
6. Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería; Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; 1996.
7. Hernández O., Guzmán H.; "Ensaye bajo Cargas Laterales Alternadas de Muros Construidos con el Tabique MULTEX", Laboratorio de Materiales, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1996
8. Hernández O.; "Comportamiento de Muros Confinados Construidos con Tabique TABIMAX ante Cargas Laterales Alternadas". Informe 01/98, Laboratorio de Materiales, Facultad de Ingeniería, UNAM, Mayo de 1998.
9. Alcocer S. et al ; "Estudio de Factibilidad Técnica del Uso de Tabique VINTEX y MULTEX para Vivienda Económica", Informe IEG/01/97 de la Coordinación de Investigación, Área de ingeniería Estructural y Geotécnica, CENAPRED, Julio 1997.
10. Hernández O. "Uso de Aceros de Alto Grado de Fluencia para Confinar Muros de Tabique Rojo", Laboratorio de Materiales, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1987.
11. Hernández O.; "Refuerzo de vivienda económica en zonas sísmicas"; Instituto de Ingeniería, UNAM; 1980.

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS Y REVISIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

R. JEAN,
J. A. PÉREZ

ANÁLISIS Y REVISIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Raúl Jean¹ y José A. Pérez²

INTRODUCCIÓN

En este capítulo se muestran los métodos más utilizados en la práctica profesional para la revisión de estructuras de mampostería, haciendo énfasis en los requisitos necesarios para aplicar los métodos simplificados de análisis y mostrando las técnicas para elaborar modelos más completos. Finalmente se hacen algunos comentarios de las virtudes y limitaciones de cada uno de ellos.

1. ANÁLISIS

El análisis de estructuras a base de mampostería sujetas a fuerzas verticales y horizontales es complejo por tratarse de materiales heterogéneos, frágiles y que no se comportan elásticamente desde niveles pequeños de carga.

Para el análisis por cargas verticales se ha supuesto que la junta entre la losa y el muro tienen suficiente capacidad de rotación de tal manera que la losa no transmite momento al muro por asimetría de la carga vertical y por lo tanto se supone que el muro está sujeto exclusivamente a carga vertical. Para muros extremos se debe considerar el momento que la carga le transmite al muro; en la referencia 2 se da un criterio.

1.1 CRITERIO GENERAL

La evaluación de las fuerzas internas se hace en general por medio de un análisis elástico. En la determinación de las propiedades elásticas de muros se debe considerar que la mampostería no resiste tensiones en la dirección normal a las juntas y emplear, por lo tanto, las propiedades de las secciones agrietadas y

¹ Director de Ingeniería de la empresa Investigación de Operaciones e Ingeniería de Sistemas y exprofesor de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Iberoamericana.

² Gerente de Ingeniería, Corporación GEO, S.A. de C.V.

transformadas cuando dichas tensiones aparezcan. En la práctica profesional es frecuente que se utilice la sección geométrica sin transformar.

1.2 ANÁLISIS POR CARGA VERTICAL

En la referencia 1 se establece que para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y en los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos debidos a los efectos siguientes:

- a) Los momentos que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los momentos debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro.
- b) Los momentos debidos a la excentricidad con la que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad se tomará igual a:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}$$

donde:

t es el espesor del muro

b el de la porción de éste en que se apoya la losa soportada por éste.

Será admisible determinar únicamente las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias y tomar en cuenta los efectos de excentricidades y esbeltez mediante los valores aproximados del factor de reducción F_E especificados en la referencia 1 cuando se cumplen las condiciones siguientes:

- a) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso o por otros elementos.
- b) No hay excentricidades importantes en la carga axial aplicada ni fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro.
- c) La relación altura a espesor del muro no excede de 20.

1.3 ANÁLISIS POR CARGAS LATERALES

En la referencia 1 se establece que el análisis por sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros, determinándolas tomando en cuenta las deformaciones por cortante y por flexión, debiéndose considerar la sección transversal agrietada del muro cuando la relación de carga vertical a momento flexionante produce tensiones verticales. Además se deberá tomar en cuenta la

restricción que impone a la rotación de los muros la rigidez de los sistemas de piso y techo.

Adicionalmente se menciona que será admisible considerar que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal, ignorar los efectos de torsión y de momento de volteo, y emplear el método simplificado de diseño sísmico cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- I. En todos los niveles, al menos el 75% de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales, o en su defecto, el edificio tendrá, en cada nivel, al menos dos muros perimetrales de carga, sensiblemente paralelos entre sí, ligados por los sistemas de piso antes citados en una longitud no menor que la mitad de la dimensión del edificio en la dirección de dichos muros.
- II. La relación entre la longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2.0 a menos que , para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud a ancho satisfaga esta restricción y cada tramo se revise en forma independiente es sus resistencia a efectos sísmicos.
- III. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura de edificio no es mayor de 13 m.

Cuando H/L del muro sea mayor de 1.33, la resistencia a fuerza cortante del muro se reducirá multiplicándola por el cociente $(1.33 L/H)^2$.

De esta manera se pueden definir tres métodos para el análisis por carga lateral de estructuras de mampostería:

- Método simplificado de análisis (método A)
- Método de análisis estático (método B).
- Método de análisis dinámico (método C).

1.3.1 Método simplificado de análisis (Método A)

El método simplificado de análisis es recomendado para construcciones que cumplan con lo definido anteriormente (sección 2.2 de la referencia 1 y sección 3.4.2 de la referencia 3), referentes a condiciones de simetría en la distribución de muros, a la existencia de diafragmas rígidos en cada entrepiso, a la relación entre ancho-largo menor a 2 de la planta, a la relación altura-dimensión mínima de la planta menor a 1,5 y la altura del inmueble menor de 13 m.

De acuerdo con este método se hace caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo, verificando únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros paralelos a la dirección de análisis sea por lo menos igual a la fuerza cortante total que actúa en dicho entrepiso.

El cortante actuante en cada entrepiso se obtiene por medio de un análisis estático, utilizando los coeficientes sísmicos reducidos de las especificaciones correspondientes (Tabla 7.a de la referencia 10 o Tabla 4.1 de la referencia 3). Bajo este método la resistencia a cortante de la estructura puede ser revisada por alguno de los dos conceptos siguientes:

- Asignándoles a cada muro una fracción de la carga lateral que es proporcional a su área transversal y compararla con la fuerza cortante resistente de diseño de cada muro:

$$V_R = F_R (0.5v^*A_T + 0.3P) < 1.5 F_R v^*A_T$$

donde: F_R = Factor de reducción de resistencia,
 v^* = Esfuerzo cortante medio de diseño,
 A_T = Área transversal del muro,
 P = Carga axial.

- Determinando la resistencia a cortante global de la estructura por medio de la ecuación:

$$V_R = F_R A_T (0.5v^* + 0.3f_a)$$

donde: A_T = Sumatoria de las áreas transversales de los muros,
 f_a = Esfuerzo ocasionado por la carga axial en el entrepiso en cuestión, igual a la carga total dividida entre las áreas de los muros.

Por medio de este método se ignoran los efectos de flexión en los muros lo que implica que los castillos pueden ser reforzados con el acero mínimo. Adicionalmente se admite ignorar los efectos de torsión.

2.3.2 Método de análisis estático (Método B)

Se obtiene una buena precisión si se modela un muro de mampostería por medio de la analogía de la columna ancha, que consiste en formar marcos esqueléticos asignándole a los muros su sección correspondiente y a las vigas se les proporciona una rigidez infinita dentro de la zona de los muros. En la Figura 1 se muestra el modelo correspondiente.

En este caso se deberá tomar en cuenta la rigidez a flexión y a cortante del elemento. Por otra parte, bajo este método es posible considerar a los muros como columnas en voladizos, despreciando el acoplamiento de las losas, antepechos o pretilas que existen entre los huecos de puertas y ventanas. Para muros con una relación altura/longitud pequeña (menor a 2) esta hipótesis es adecuada, sin embargo para muros con relaciones grandes (mayores a 2), por

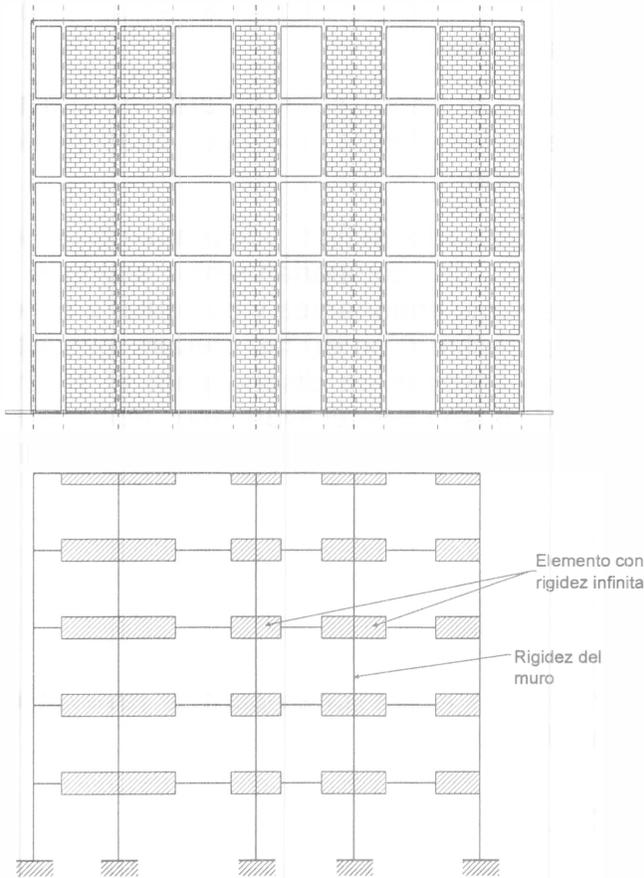


Figura 1. Modelo de marco para un muro de mampostería utilizando la analogía de la columna ancha.

ejemplo, donde se ubican pretilas y puertas, la hipótesis es conservadora ya que para este caso las losas logran acoplar su comportamiento.

Independientemente del método seleccionado para la modelación de los muros, y con el objeto de determinar los efectos por sismo se realiza un análisis estático obteniendo finalmente la distribución de fuerzas cortantes, que serán proporcionales a la rigidez a flexión y a cortante de cada muro, incluyendo los efectos de torsión, además de obtener los momentos flexionantes. Al emplear el análisis estático, en la referencia 10, se permite hacer una reducción de las fuerzas sísmicas calculando en forma aproximada el periodo fundamental. Cuando los espectros de diseño tienen rama ascendente esta reducción puede ser importante.

Una vez obtenidos los cortantes actuantes en cada muro, se comparan con el

cortante resistente de acuerdo con la siguiente expresión:

$$V_R = F_R (0.5v \cdot A_T + 0.3P) < 1.5 F_R v \cdot A_T$$

A partir del momento flexionante se determina la cantidad de acero necesaria en los castillos.

1.3.3 Método de análisis dinámico

Adoptando la analogía de la columna ancha se puede elaborar el modelo de la estructura, ya sea por medio de marcos planos o tridimensionalmente. Las dalas y losas que funcionan como elementos de acoplamiento se pueden modelar considerando una sección compuesta por un ancho de losa equivalente a 4 veces su espesor en cada lado (referencia 2). Para el caso de un modelo tridimensional

las losas también pueden ser modeladas por medio de diagonales equivalentes que simulen la rigidez horizontal del sistema de piso.

Para la determinación de las fuerzas por sismo se realizará un análisis dinámico modal espectral, tomando en cuenta los efectos de torsión ocasionados por la excentricidad en rigidez, masa y accidental.

Para hacer el análisis dinámico es necesario definir adecuadamente los espectros de diseño, así como el factor de comportamiento sísmico Q correspondiente. Estas variables son sumamente importantes y cualquier error en su determinación podría conducir en una subestimación de las fuerzas sísmicas. En las referencias 3 y 10 se definen los espectros de diseño para el Distrito Federal y para el resto de la República Mexicana respectivamente; además se definen los requisitos necesarios para la asignación del factor de comportamiento sísmico Q.

2. REVISIÓN

A continuación se describen las principales expresiones para la revisión de muros de mampostería contenidas en la referencia 1.

2.1 RESISTENCIA A CARGAS VERTICALES⁽¹⁾

$$P_r = F_R F_E f_m^* A_T$$

- donde: P_r = Carga vertical total resistente de diseño,
 F_R = Factor de reducción de resistencia,
 F_E = Factor de reducción por excentricidad y esbeltez (ver expresión 4.1 referencia 1),
 f_m^* = Resistencia de diseño en compresión de la mampostería,
 A_T = Área de la sección transversal del muro.

Para mampostería con refuerzo interior que cumpla con los requisitos especificados en 3.4, se tomará para f_m^* el valor que corresponde a mampostería sin refuerzo, incrementado en 25%, pero no en más de 7 kg/cm².

Valores definidos:

F_R	0.6 para muros confinados o reforzados interiormente de acuerdo con 3.3 o 3.4; 0.3 para muros no reforzados.
F_E	0.7 para muros interiores y 0.6 para muros extremos si cumple con los incisos a, b, y c de 4.1.2.

Expresión 4.1 si no cumple con los incisos anteriores.

2.2 RESISTENCIA A CARGAS LATERALES

$$V_r = F_R (0.5 v^* A_T + 0.3P) \text{ pero no mayor de } 1.5 F_r f_m^* v^* A_T$$

donde:

- V_r = Fuerza cortante de diseño.
- P = Carga vertical que actúa sobre el muro sin multiplicar por el factor de carga.
- v^* = Esfuerzo cortante medio de diseño.
- F_R = Factor de reducción de resistencia.
- f_m^* = Resistencia de diseño en compresión de la mampostería.
- A_T = Area de la sección transversal del muro.

Para muros con refuerzo interior, la fuerza cortante resistente puede incrementarse en 25%, siempre que la cuantía de refuerzo horizontal ρ_h no sea inferior a 0.0005 ni al valor de que resulte de la expresión indicada en 4.3.2.

Valores definidos:

F_r	0.7 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior.
	0.4 para muros no confinados ni reforzados.

2.3 RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO

Para flexión simple:

$$M_o = F_R A_s f_y d'$$

Cuando existe carga axial:

$$M_R = M_o + 0.3 P_u d; \text{ si } P_u < P_R / 3$$

$$M_R = (1.5M_o + 0.15P_R d) (1 - P_u / P_R) \text{ si } P_u < P_R / 3$$

donde:

- M_o = Momento resistente cuando no exista carga axial.
- M_R = Momento resistente cuando exista carga axial.
- F_R = Factor de reducción de resistencia
- P_u = Carga axial de diseño total sobre el muro
- P_R = Resistencia a compresión axial
- d = Peralte efectivo del refuerzo de tensión.
- d' = Distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos.

Valores definidos:

F_r	0.8 si $P_u < P_R / 3$
	0.6 si $P_u > P_R / 3$

3. EJEMPLOS COMPARATIVOS DE ANÁLISIS Y DE REVISIÓN DE MUROS

Se realizó la revisión de un edificio de apartamentos estructurado a base de muros de tabique multiperforado y losas macizas como sistema de piso. El inmueble corresponde al agrupamiento de dos prototipos en dirección longitudinal, denominado GK-20 cuya planta y corte arquitectónico se muestran a continuación:

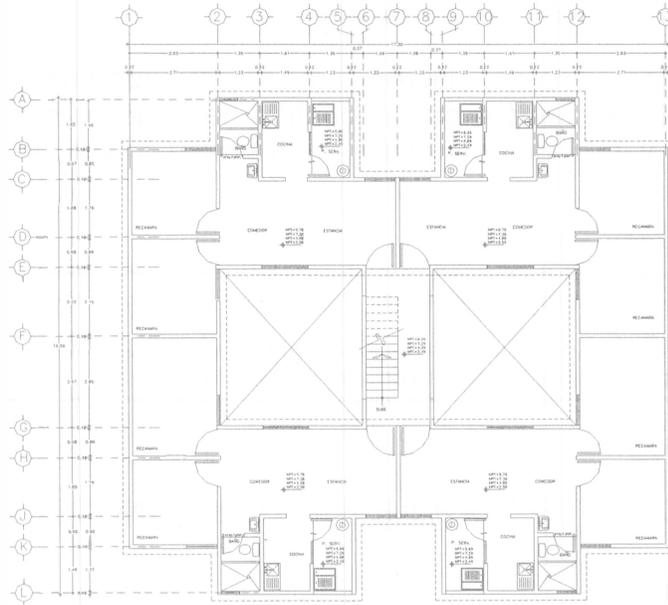
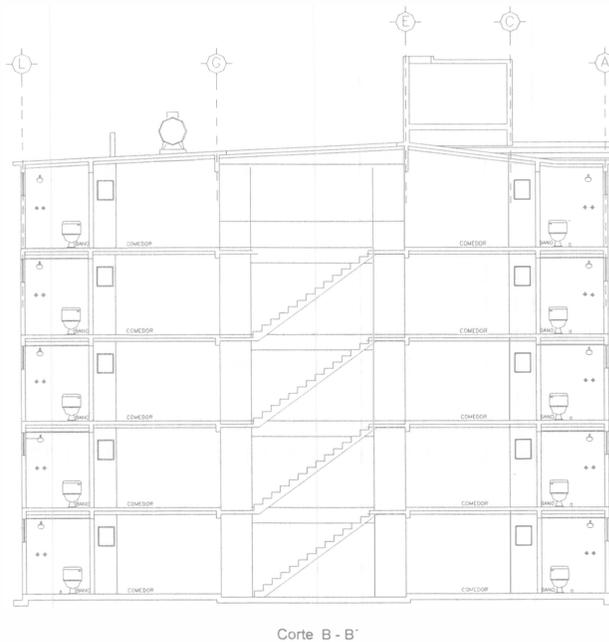


Figura 2. Planta tipo.



Corte B - B'

Figura 3. Corte transversal del edificio.

La revisión se realizó con los métodos definidos anteriormente que se describen a continuación:

Método A. Método simplificado de acuerdo con NTC-RDF93. Análisis estático considerando que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal, ignorando los efectos de torsión y momento de volteo.

Método B. Análisis estático considerando los muros como columnas en voladizo, despreciando el acoplamiento que proporcionan las losas y los cerramientos. La fuerza cortante se distribuye en función de la rigidez de los muros.

Método C. Análisis dinámico modal espectral tridimensional modelando los muros por medio de la analogía de la columna ancha.

3.1 DATOS PARA LA REVISIÓN ESTRUCTURAL

Espectros de diseño:

Para la revisión estructural se consideraron dos espectro de diseño, que se definen a continuación:

- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1993 (referencia 1):

Zona de ubicación	III (lago)
Coefficiente sísmico	$C_s = 0.4$

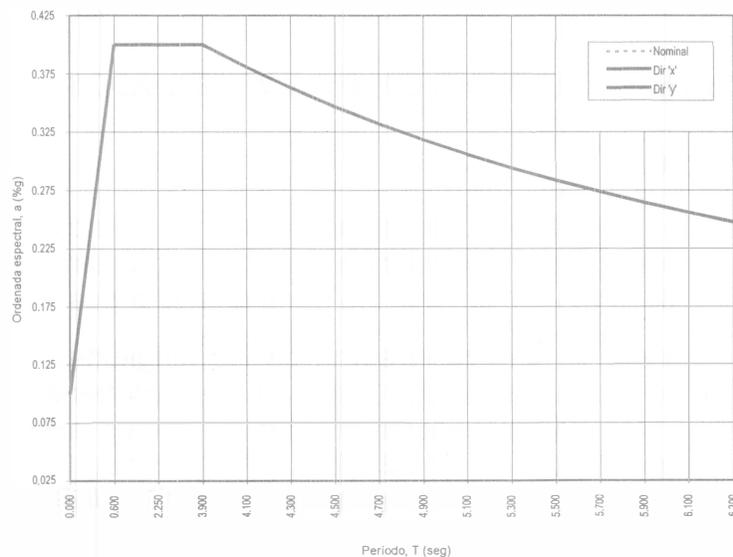


Figura 4. Espectro de diseño de acuerdo con el RCDF-93.

Se definió un coeficiente sísmico reducido de 0.23 para el método simplificado de análisis correspondiente a estructuras del Grupo B, para muros de piezas huecas con altura entre 7 y 13 m, y terreno III.

b) Manual de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

Zona de ubicación	C
Tipo de suelo	II
Coeficiente sísmico	Cs = 0.64

Se definió un coeficiente sísmico reducido de 0.43 para el método simplificado de análisis correspondiente a estructuras del Grupo B, para muros de piezas huecas con altura entre 7 y 13 m y terreno II.

• **Cargas**

Se aplicaron las cargas vivas definidas en el capítulo V del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. En cuanto a las cargas muertas se aplicó el peso en el elementos estructurales, distribuyendo las cargas en las losas con áreas tributarias a 45°.

• **Parámetros de diseño**

Resistencia de diseño a compresión de la mampostería	$f_m^* = 60 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo cortante de diseño de la mampostería kg/cm^2	$v^* = 5.5$

3.2 CONSIDERACIONES, PROCEDIMIENTO Y RESULTADOS

3.2.1 Método A

Para el método simplificado de análisis no se cumplen los requisitos, señalados anteriormente, que condicionan su utilización; sin embargo se está aplicando a medida de comparación con los otros dos métodos.

En primera instancia se obtuvo la suma de las longitudes de los muros en dirección "X" y "Y" de análisis, excluyendo los que contienen los huecos de ventanas y puertas. Cuando la relación H/L de los muros excedió de 1.33, se redujo su longitud por el factor $F_i = (1.33 L/H)^2$. Multiplicando las longitudes por el espesor del muro se obtuvieron las áreas transversales totales en dirección "X" y "Y".

Para obtener la resistencia a cortante se aplicó la ecuación:

$$V_R = F_R (0.5 v^* A_T + 0.3 P) < 1.5 F_R v^* A_T$$

Si se considera a P (carga axial en los muros) como el esfuerzo promedio a compresión de todos los muros. De esta forma:

$$V_R = F_R A_T (0.5 v^* + 0.3 fa) < 1.5 F_R v^* A_T$$

siendo: $fa = W/tL$, el peso total del inmueble dividido entre el área de los muros.

La nomenclatura y los principales resultados obtenidos se indican a continuación.

Nomenclatura

Muro: numeración del muro

Tipo: E exterior, I interior

H: Altura del muro

F_i : Factor de reducción de longitud $(1.33 L/H)^2$

Area: Área transversal del muro

A_{tx} : Área total de muros en dirección X

A_{ty} : Área total de muros en dirección Y

v^* : Esfuerzo cortante de diseño

W_t : peso total del inmueble

fa : esfuerzo a compresión promedio en los muros

v_r : esfuerzo cortante resistente

V_{rx} : cortante resistente en dirección X

V_{ry} : cortante resistente en dirección Y

c: coeficiente sísmico

a_o : ordenada espectral

V_u : cortante último actuante

Muros en dirección X					
Muro	Tipo	Long m	H/L	FI	Área cm ²
1	E	2.14	1.03	1.00	2568
2	E	2.14	1.03	1.00	2568
3	E	2.14	1.03	1.00	2568
4	E	2.14	1.03	1.00	2568
5	E	1.84	1.20	1.00	2208
6	E	3.68	0.60	1.00	4416
7	E	1.84	1.20	1.00	2208
8	I	0.48	4.60	0.08	48
9	I	0.48	4.60	0.08	48
10	I	0.48	4.60	0.08	48
11	I	0.48	4.60	0.08	48
12	I	0.87	2.54	0.27	286
13	I	1.84	1.20	1.00	2208
14	I	1.84	1.20	1.00	2208
15	I	0.87	2.54	0.27	286
16	I	0.87	2.54	0.27	286
17	I	1.84	1.20	1.00	2208
18	I	1.84	1.20	1.00	2208
19	I	0.87	2.54	0.27	286
20	I	2.83	0.78	1.00	3396
21	I	5.66	0.39	1.00	6792
22	I	2.83	0.78	1.00	3396
23	E	1.35	1.64	0.66	1069
24	E	1.72	1.28	1.00	2064
25	E	1.72	1.28	1.00	2064
26	E	1.35	1.64	0.66	1069
27	E	1.35	1.64	0.66	1069
28	E	1.72	1.28	1.00	2064
29	E	1.72	1.28	1.00	2064
30	E	1.72	1.28	1.00	2064
31	I	2.83	0.78	1.00	3396

Muros en dirección X					
Muro	Tipo	Long m	H/L	FI	Área cm ²
32	I	5.66	0.39	1.00	6792
33	I	2.83	0.78	1.00	3396
34	E	1.35	1.64	0.66	1069
35	E	1.72	1.28	1.00	2064
36	E	1.72	1.28	1.00	2064
37	E	1.35	1.64	0.66	1069
38	E	1.35	1.64	0.66	1069
39	E	1.72	1.28	1.00	2064
40	E	1.72	1.28	1.00	2064
41	E	1.72	1.28	1.00	2064
42	I	2.83	0.78	1.00	3396
43	I	5.66	0.39	1.00	6792
44	I	2.83	0.78	1.00	3396
45	I	0.87	2.54	0.27	286
46	I	1.84	1.20	1.00	2208
47	I	1.84	1.20	1.00	2208
48	I	0.87	2.54	0.27	286
49	I	0.87	2.54	0.27	286
50	I	1.84	1.20	1.00	2208
51	I	1.84	1.20	1.00	2208
52	I	0.87	2.54	0.27	286
53	I	0.48	4.60	0.08	48
54	I	0.48	4.60	0.08	48
55	I	0.48	4.60	0.08	48
56	I	0.48	4.60	0.08	48
57	E	1.84	1.20	1.00	2208
58	E	3.68	0.60	1.00	4416
59	E	1.84	1.20	1.00	2208
60	E	2.14	1.03	1.00	2568
Área total Atx=					93,700 cm²

Muros en dirección Y					
Muro	Tipo	Long m	H/L	FI	Área cm ²
64	E	12.86	0.17	1.00	15432
65	E	3.49	0.63	1.00	4188
66	E	3.21	0.69	1.00	3852
67	E	3.59	0.62	1.00	4308
68	I	2.47	0.89	1.00	2964
69	I	2.59	0.85	1.00	3108
70	I	0.84	2.63	0.26	258
71	I	0.84	2.63	0.26	258

Muros en dirección Y					
Muro	Tipo	Long m	H/L	FI	Área cm ²
72	E	2.47	0.89	1.00	2964
73	E	2.59	0.85	1.00	3108
74	I	2.64	0.84	1.00	3168
75	E	0.96	2.30	0.33	385
76	I	2.86	0.77	1.00	3432
77	I	2.64	0.84	1.00	3168
78	I	0.96	2.30	0.33	385
79	E	2.47	0.89	1.00	2964

Muros en dirección Y					
Muro	Tipo	Long m	H/L	Fi	Área cm ²
80	E	2.59	0.85	1.00	3108
81	I	0.84	2.63	0.26	258
82	I	0.84	2.63	0.26	258
83	I	2.47	0.89	1.00	2964
84	I	2.47	0.89	1.00	2964
85	E	3.49	0.63	1.00	4188
86	E	3.21	0.69	1.00	3852
87	E	3.59	0.62	1.00	4308
88	I	12.86	0.17	1.00	15432
89	E	3.49	0.63	1.00	4188
90	E	3.21	0.69	1.00	3852
91	E	3.59	0.62	1.00	4308
92	I	2.47	0.89	1.00	2964
93	I	2.47	0.89	1.00	2964
94	I	0.84	2.63	0.26	258
95	I	0.84	2.63	0.26	258
96	E	2.47	0.89	1.00	2964

Muros en dirección Y					
Muro	Tipo	Long m	H/L	Fi	Área cm ²
97	E	2.59	0.85	1.00	3108
98	I	2.64	0.84	1.00	3168
99	E	0.96	2.30	0.33	385
100	I	2.86	0.77	1.00	3432
101	I	2.64	0.84	1.00	3168
102	E	0.96	2.30	0.33	385
103	E	2.47	0.89	1.00	2964
104	E	2.59	0.85	1.00	3108
105	I	0.84	2.63	0.26	258
106	I	0.84	2.63	0.26	258
107	I	2.47	0.89	1.00	2964
108	I	2.59	0.85	1.00	3108
109	E	3.49	0.63	1.00	4188
110	E	3.21	0.69	1.00	3852
111	E	3.59	0.62	1.00	4308
112	E	12.86	0.17	1.00	15432
Área total A _{ty} =					139,331 cm ²

Revisión por cortante		
	RDF-93	CFE
	Zona de lago	Terreno II, zona C
A _{Tx} =	93,685 cm ²	93,685 cm ²
A _{Ty} =	139,331 cm ²	139,331 cm ²
A _{TT} =	233,016 cm ²	233,016 cm ²
1.25v* =	6.88 kg/cm ²	6.88 kg/cm ²
Wt =	1361.6 t	1361.6 t
f _a = P/A =	5.8 kg/cm ²	5.2 kg/cm ²
v _r = 0.5v* + 0.3 f _a =	5.2 kg/cm ²	5.0 kg/cm ²
V _{rx} = F _r A _{Tx} v _r =	340 t	328 t
V _{ry} = F _r A _{Ty} v _r =	506 t	585 t
C =	0.40	0.64
a _o /Q' =	0.23	0.43
V _u = a _o /Q' Wt =	313 t	585 t
V _u /V _{crx} =	0.92	1.72
V _u /V _{cry} =	0.62	1.15

Se observa que de acuerdo con el espectro para zona de lago del RDF-93 el inmueble esta sobrado, mientras que al aplicar el espectro para terreno II de la zona C de CFE el inmueble esta escaso en dirección X.

3.2.2 Método B

Se realizó un análisis estático con el objeto de obtener la fuerza cortante actuante en cada muro considerándolos como columnas en voladizo, despreciando el acoplamiento que proporcionan las losas y los cerramientos. Se tomaron en cuenta excentricidades, torsiones y la distribución de las fuerzas según la rigidez a flexión y cortante. Esto se realizó con el programa ANEMGC de la referencia 9.

De acuerdo con la expresión:

$$V_R = F_R (0.5 v^* A_T + 0.3 fa) < 1.5 F_R v^* A_T$$

se obtuvo las fuerza cortante resistente de cada muro.

La nomenclatura y los principales resultados obtenidos se indican a continuación:

Nomenclatura:

- Ent = entrepiso.
- Wt = peso de cada entrepiso.
- WT = peso total.
- H = altura de entrepiso.
- Kx,y = rigidez de entrepiso en dirección "x" o "y"
- X,Y = coordenadas del centro de gravedad.
- Vx,y= cortantes en dirección "x" ó "y".
- Vtorsión = cortante por torsión en la dirección de análisis.
- Vtorp = cortante por torsión en la dirección perpendicular a la de análisis.
- Tx,y = periodos.
- Q'x,y = factores de comportamiento sísmico reducidos.
- ax,y = ordenada espectral.
- Muro = numeración del muro correspondiente.
- Ent = entrepiso.
- Fr = factor de reducción de resistencia.
- P = carga axial.
- Vu = cortante último
- Vr = cortante resistente.
- Pu = carga axial última.
- Mu = momento último.
- Mr = momento resistente.
- As = área de acero requerido por flexión.

RDF-93, zona de lago, Cs=0.40

Ent.	Wt t	H m	Dirección X				Dirección Y			
			Kx t/m	Vx t	X	Vtorsión t	Ky t/m	Vy t	Y	Vtorsión t
5	217	12	366,180	62.7	17.2	17.2	656,413	56.9	8.4	8.0
4	281	9.6	366,180	127.6	17.2	17.2	656,413	115.9	8.2	8.0
3	281	7.2	366,180	176.2	17.2	17.2	656,413	160.1	8.1	8.0
2	281	4.8	366,180	208.7	17.2	17.2	656,413	189.6	8.1	8.0
1	281	2.4	366,180	224.9	17.2	17.2	656,413	204.3	8.1	8.0

W _T = 1341 t	T _x = 0.19 seg	Q' _x = 1.2	a _x = 0.19
	T _y = 0.14 seg	Q' _y = 1.1	a _y = 0.17

CFE, zona C, tipo de terreno II, $C_s=0.64$

Ent.	Wt t	H m	Dirección X				Dirección Y			
			K_x t/m	V_x t	X	$V_{torsión}$ t	K_y t/m	V_y t	Y	$V_{torsión}$ t
5	217	12	366,180	159.5	17.2	17.2	656,413	159.5	8.4	8.0
4	281	9.6	366,180	324.7	17.2	17.2	656,413	324.7	8.2	8.0
3	281	7.2	366,180	448.5	17.2	17.2	656,413	448.5	8.1	8.0
2	281	4.8	366,180	531.1	17.2	17.2	656,413	531.1	8.1	8.0
1	281	2.4	366,180	572.4	17.2	17.2	656,413	572.4	8.1	8.0

$W_T = 1341$ t	$T_x = 0.19$ seg	$Q'_x = 1.5$	$a_x = 0.64$
	$T_y = 0.14$ seg	$Q'_y = 1.5$	$a_y = 0.64$

En la siguiente Figura se muestra la numeración de muros para la aplicación de este método:

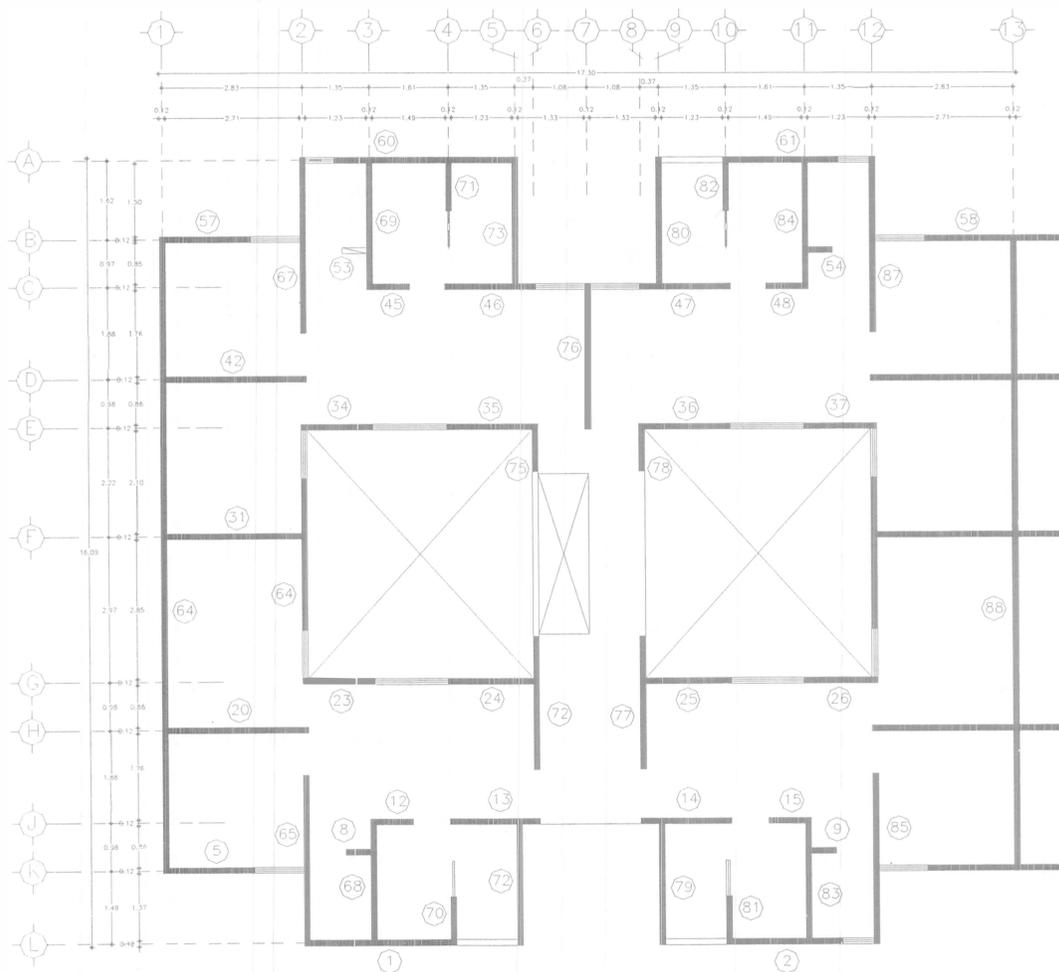


Figura 5. Numeración de muros en planta baja.

RDF-93, zona de lago, Cs=0.40

Revisión por carga lateral.

Muro	Ent	F _r	P t	K t/m	V _d t	V _{torsión} t	V _{torp} t	V _u t	V _r t	V _u /V _r
5	1	0.7	8.86	4,609	2.83	0.10	0.22	3.30	8.53	0.39
6	1	0.7	17.73	17,572	10.79	0.40	0.84	12.59	17.05	0.74
13	1	0.7	10.51	4,609	2.83	0.09	0.19	3.27	8.96	0.36
20	1	0.7	17.27	11,180	6.87	0.14	0.30	7.81	14.07	0.56
21	1	0.7	34.54	32,735	20.10	0.42	0.88	22.86	28.13	0.81
23	1	0.7	8.12	2,191	1.35	0.02	0.04	1.52	6.68	0.23
24	1	0.7	9.15	3,947	2.42	0.04	0.08	2.73	8.20	0.33
31	1	0.7	15.36	11,180	6.87	0.01	0.03	7.58	13.57	0.56
32	1	0.7	30.72	32,735	20.10	0.04	0.07	22.18	27.13	0.82
34	1	0.7	7.80	2,191	1.35	0.02	0.04	1.52	6.59	0.23
35	1	0.7	12.34	3,947	2.42	0.04	0.07	2.74	9.03	0.30
42	1	0.7	17.27	11,180	6.87	0.16	0.29	7.83	14.07	0.56
43	1	0.7	34.54	32,735	20.10	0.47	0.85	22.91	28.13	0.81
45	1	0.7	8.59	681	0.42	0.02	0.03	0.49	5.19	0.09
46	1	0.7	13.35	4,609	2.83	0.10	0.18	3.29	9.70	0.34
57	1	0.7	8.86	4,609	2.83	0.12	0.22	3.32	8.53	0.39
58	1	0.7	17.73	17,572	10.79	0.46	0.82	12.65	17.05	0.74
61	1	0.7	8.45	6,422	3.94	0.21	0.38	4.69	9.43	0.50
64	1	0.7	54.04	84,972	26.45	10.60	5.99	42.73	57.51	0.74
65	1	0.7	17.72	16,120	5.02	1.68	0.95	7.68	16.41	0.47
66	1	0.7	17.54	13,999	4.36	1.46	0.82	6.67	15.42	0.43
67	1	0.7	18.08	16,884	5.26	1.76	0.99	8.04	16.84	0.48
68	1	0.7	11.65	8,619	2.68	0.81	0.46	4.00	11.38	0.35
69	1	0.7	12.34	9,457	2.94	0.89	0.50	4.39	11.96	0.37
72	1	0.7	9.14	8,619	2.68	0.63	0.35	3.76	10.72	0.35
73	1	0.7	9.64	9,457	2.94	0.69	0.39	4.12	11.26	0.37
74	1	0.7	15.22	9,811	3.05	0.69	0.39	4.25	12.89	0.33
75	1	0.7	3.61	892	0.28	0.06	0.04	0.39	4.18	0.09
76	1	0.7	25.59	11,399	3.55	0.71	0.40	4.82	16.35	0.29
77	1	0.7	17.37	9,811	3.05	0.53	0.30	4.05	13.45	0.30
78	1	0.7	5.29	892	0.28	0.05	0.03	0.37	4.62	0.08
79	1	0.7	9.14	8,619	2.68	0.45	0.25	3.53	10.72	0.33
80	1	0.7	9.64	9,457	2.94	0.49	0.28	3.87	11.26	0.34
81	1	0.7	7.11	618	0.19	0.03	0.01	0.24	4.70	0.05
82	1	0.7	7.11	618	0.19	0.03	0.01	0.24	4.70	0.05
83	1	0.7	11.65	8,619	2.68	0.26	0.15	3.29	11.38	0.29
84	1	0.7	12.00	8,619	2.68	0.26	0.15	3.29	11.47	0.29
85	1	0.7	17.72	16,120	5.02	0.33	0.19	5.95	16.41	0.36
86	1	0.7	17.54	13,999	4.36	0.29	0.16	5.16	15.42	0.33
87	1	0.7	18.08	16,884	5.26	0.35	0.20	6.23	16.84	0.37
88	1	0.7	72.27	84,972	26.45	0.00	0.00	29.09	62.29	0.47

Revisión por flexión

Muro	Ent	Fr	Pu t	Mu t-m	Mr t-m	As cm ²
1	1	0.8	8.84	26.95	29.68	3.8
5	1	0.8	9.75	19.09	20.30	2.8
6	1	0.8	19.50	72.79	79.54	5.1
13	1	0.8	11.56	18.93	19.62	2.5
20	1	0.8	18.99	45.15	48.60	3.8
21	1	0.8	37.99	132.20	132.52	3.8
64	1	0.8	59.45	247.08	281.06	1.3
65	1	0.8	19.49	44.41	47.45	2.5
66	1	0.8	19.29	38.57	43.23	2.5
88	1	0.8	79.50	168.25	357.71	

CFE, zona C, Cs=0.64

Muro	Ent	FR	P t	K t/m	Vd t	Vt t	Vt' t	Vu t	Vr t	V _u /V _r
1	1	0.7	8.03	6,422	10.04	0.46	1.06	11.89	9.32	1.28
5	1	0.7	8.86	4,609	7.21	0.27	0.62	8.42	8.53	0.99
6	1	0.7	17.73	17,572	27.47	1.01	2.35	32.11	17.05	1.88
13	1	0.7	10.51	4,609	7.21	0.23	0.52	8.35	8.96	0.93
20	1	0.7	17.27	11,180	17.48	0.36	0.84	19.90	14.07	1.41
21	1	0.7	34.54	32,735	51.17	1.06	2.45	58.26	28.13	2.07
23	1	0.7	8.12	2,191	3.42	0.05	0.12	3.86	6.68	0.58
24	1	0.7	9.15	3,947	6.17	0.09	0.22	6.96	8.20	0.85
31	1	0.7	15.36	11,180	17.48	0.04	0.07	19.29	13.57	1.42
32	1	0.7	30.72	32,735	51.17	0.11	0.21	56.47	27.13	2.08
34	1	0.7	7.80	2,191	3.42	0.06	0.11	3.87	6.59	0.59
35	1	0.7	12.34	3,947	6.17	0.10	0.21	6.97	9.03	0.77
42	1	0.7	17.27	11,180	17.48	0.41	0.81	19.94	14.07	1.42
43	1	0.7	34.54	32,735	51.17	1.20	2.37	58.39	28.13	2.08
45	1	0.7	8.59	681	1.06	0.04	0.08	1.24	5.19	0.24
46	1	0.7	13.35	4,609	7.21	0.26	0.51	8.38	9.70	0.86
57	1	0.7	8.86	4,609	7.21	0.31	0.60	8.46	8.53	0.99
58	1	0.7	17.73	17,572	27.47	1.17	2.30	32.26	17.05	1.89
60	1	0.7	8.45	6,422	10.04	0.54	1.06	11.98	9.43	1.27
64	1	0.7	54.04	84,972	74.10	29.69	15.24	119.19	57.51	2.07
65	1	0.7	17.72	16,120	14.06	4.70	2.42	21.43	16.41	1.31
66	1	0.7	17.54	13,999	12.21	4.09	2.10	18.61	15.42	1.21
67	1	0.7	18.08	16,884	14.72	4.93	2.53	22.45	16.84	1.33
68	1	0.7	11.65	8,619	7.52	2.28	1.17	11.16	11.38	0.98
69	1	0.7	12.34	9,457	8.25	2.50	1.28	12.25	11.96	1.02
72	1	0.7	9.14	8,619	7.52	1.76	0.90	10.50	10.72	0.98
73	1	0.7	9.64	9,457	8.25	1.93	0.99	11.52	11.26	1.02
74	1	0.7	15.22	9,811	8.56	1.93	0.99	11.86	12.89	0.92
75	1	0.7	3.61	892	0.78	0.18	0.09	1.08	4.18	0.26
76	1	0.7	25.59	11,399	9.94	1.99	1.02	13.46	16.35	0.82
77	1	0.7	17.37	9,811	8.56	1.50	0.77	11.31	13.45	0.84
78	1	0.7	5.29	892	0.78	0.14	0.07	1.03	4.62	0.22

Muro	Ent	F_R	P_t	K t/m	Vd t	Vt t	Vt' t	Vu t	Vr t	V_u/V_r
79	1	0.7	9.14	8,619	7.52	1.25	0.64	9.86	10.72	0.92
80	1	0.7	9.64	9,457	8.25	1.37	0.70	10.81	11.26	0.96
81	1	0.7	7.11	618	0.54	0.07	0.04	0.68	4.70	0.14
82	1	0.7	7.11	618	0.54	0.07	0.04	0.68	4.70	0.14
83	1	0.7	11.65	8,619	7.52	0.73	0.38	9.20	11.38	0.81
84	1	0.7	12.00	8,619	7.52	0.73	0.38	9.20	11.47	0.80
85	1	0.7	17.72	16,120	14.06	0.93	0.48	16.64	16.41	1.01
86	1	0.7	17.54	13,999	12.21	0.81	0.41	14.45	15.42	0.94
87	1	0.7	18.08	16,884	14.72	0.97	0.50	17.43	16.84	1.04
88	1	0.7	72.27	84,972	74.10	0.00	0.00	81.51	62.29	1.31

Revisión por flexión

Muro	Ent	F_R	P_u t	M_u t-m	M_r t-m	A_s cm ²
1	1	0.8	8.84	68.78	69.20	10
5	1	0.8	9.75	48.71	53.42	9
6	1	0.8	19.50	185.68	194.2	15
13	1	0.8	11.56	48.27	48.97	8
20	1	0.8	18.99	115.07	119.87	12
21	1	0.8	37.99	336.93	354.521	16
64	1	0.8	59.45	689.27	736.04	12
65	1	0.8	19.49	123.95	128.91	10
66	1	0.8	19.29	107.64	117.68	10
88	1	0.8	79.50	471.35	473.47	4

3.2.3 Método C

Con el objeto de formar una estructura esquelética tridimensional, los muros fueron modelados por medio de la analogía de la columna ancha y las losas por medio de diagonales equivalentes. Para determinar las acciones por sismo se realizó un análisis modal espectral tridimensional superponiendo la respuesta por medio de la suma cuadrática completa (CQC) sin incorporar la excentricidad accidental definida en la referencia 1.

Para la revisión de los muros se definieron los siguientes parámetros:

Concepto	Expresión	Consideraciones
Resistencia a carga vertical	$P_R = F_R F_E f' m A_T$	$F_R = 0.6$ $F_E = 0.6$
Resistencia a cargas laterales	$V_R = F_R (0.5 v^* A_T + 0.3 P) < 1.5 F_R v^* A_T$	$F_R = 0.7$
Resistencia a flexocompresión en el plano del muro	$M_o = F_R A_s f_y d'$ $M_R = M_o + 0.30 P_u d$; si $P_u < P_R / 3$ $M_R = (1.5M_o + 0.15P_R d) (1 - P_u / P_R)$ si $P_u < P_R / 3$	$d' = 0.8 L$ $d = 0.8 L$ (L= longitud del muro) $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

En las siguientes Figuras se muestra el modelo estructural, así como los periodos fundamentales obtenidos del análisis dinámico.

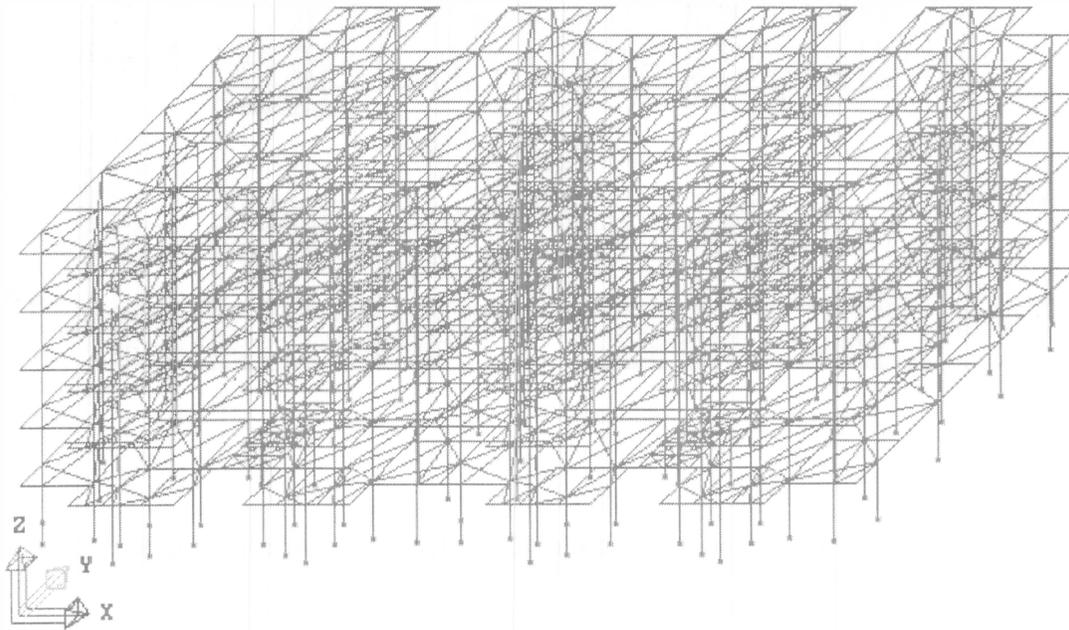


Figura 6. Modelo estructural tridimensional.

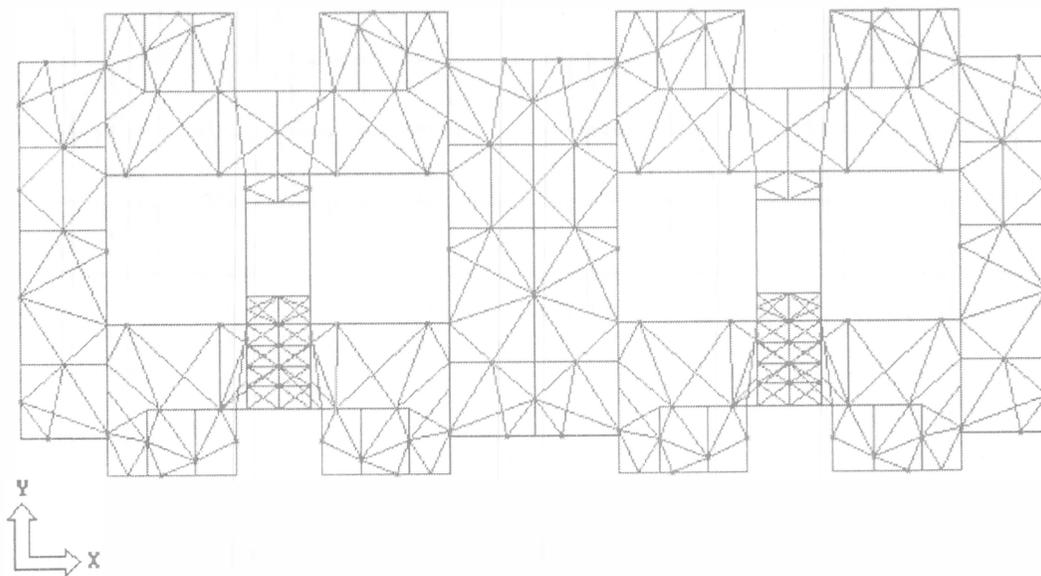


Figura 7. Vista en planta del modelo estructural

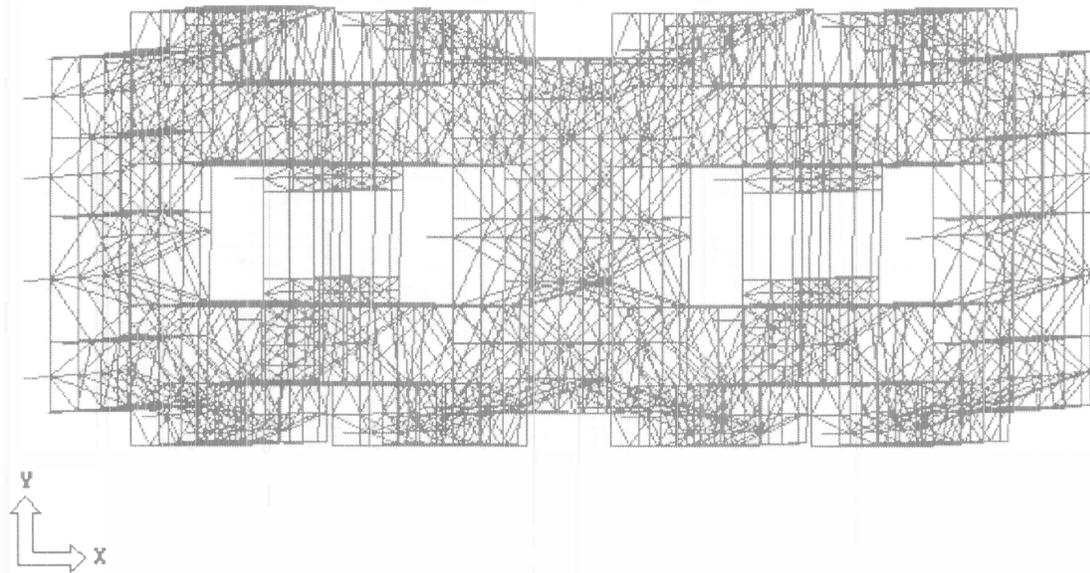


Figura 8. Forma modal en dirección X, $T_x=0.32$ s. Vista en planta.

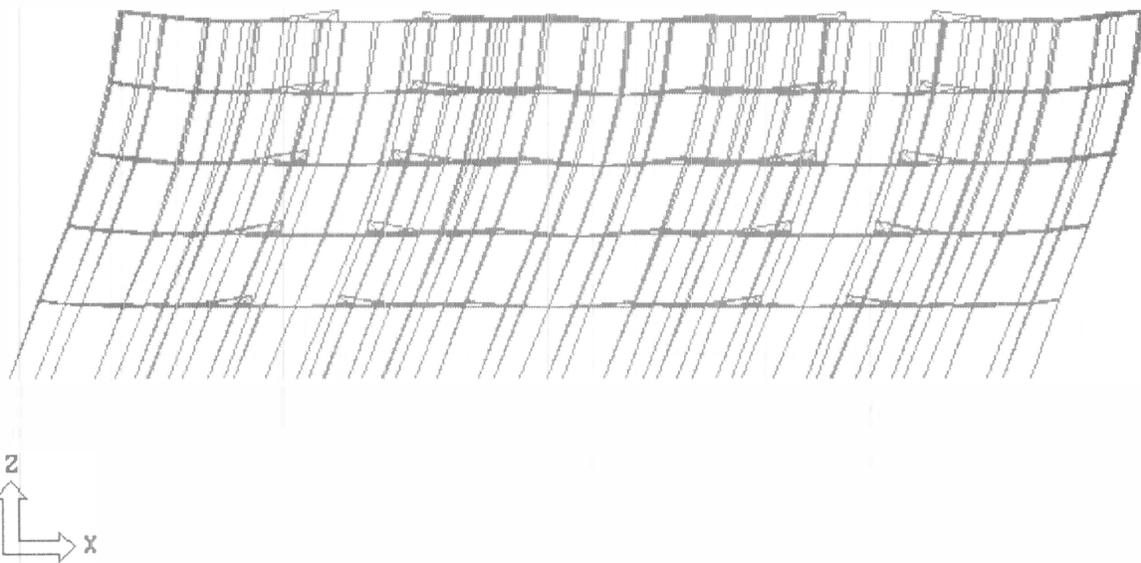


Figura 9. Forma modal en dirección X, $T_x=0.32$ s. Vista en elevación.

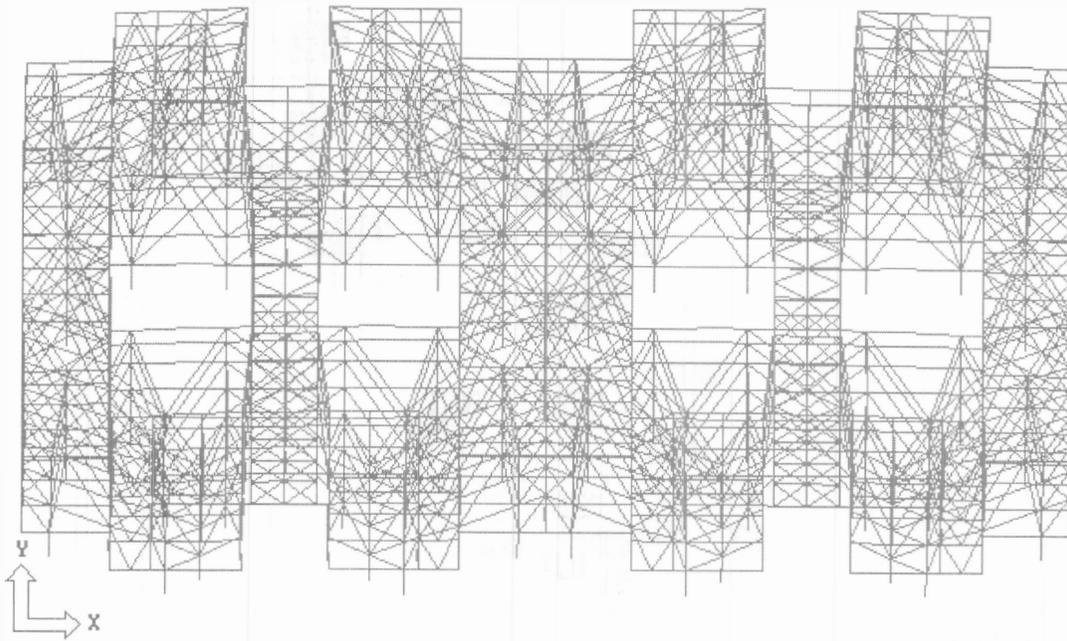


Figura 10. Forma modal en dirección Y, $T_Y=0.30$ s. Vista en planta.

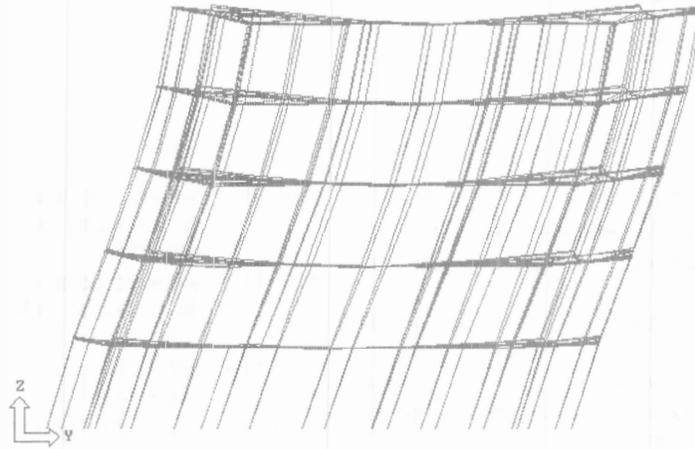


Figura 11. Forma modal en dirección Y, $T_Y=0.30$ s. Vista en elevación.

A manera de ejemplo se muestran los resultados de la revisión de algunos muros del nivel 1.

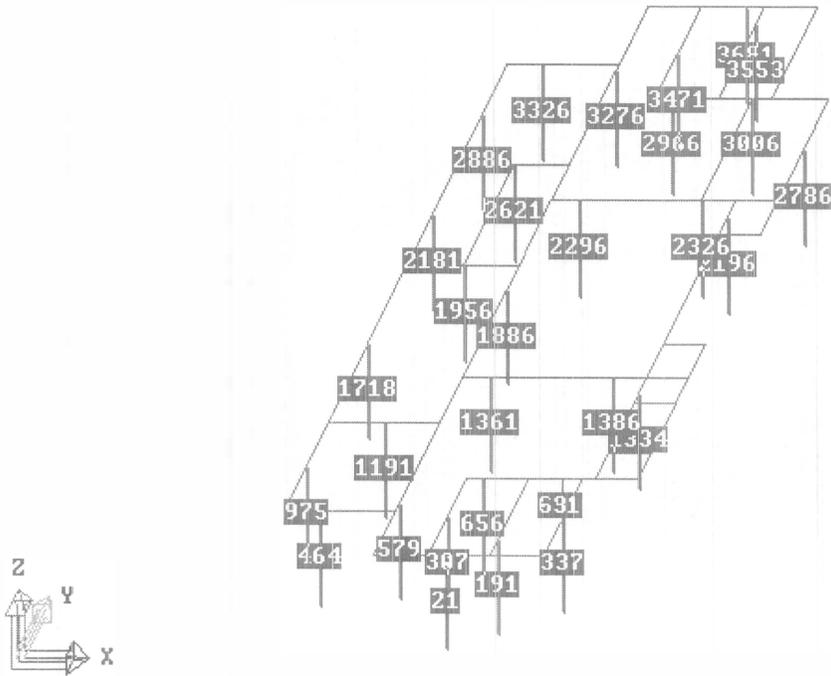


Figura 12. Muros del primer entrepiso. Numeración de elementos.

Revisión de muros Nivel N-1

Numeración de elementos

Nomenclatura:

Cs: coeficiente sísmico.
 Qx,y: factor de comportamiento sísmico.
 v*: esfuerzo cortante de diseño de la mampostería.
 f*m: resistencia de diseño a compresión de la mampostería.
 Elem: numeración de elementos.
 Sec: número de la sección asignada en el análisis al elemento.
 bx: dimensión del muro paralela a la dirección X de análisis.
 by: dimensión del muro paralela a la dirección Y de análisis.
 LONG: dimensión longitudinal del muro.
 Area: área de la sección transversal del muro.
 DIR: dirección de ubicación del muro respecto a las direcciones de análisis.
 Cc: condición de carga. 1. carga gravitacional, 2. sismo en dirección X, 3 sismo en dirección Y

Fax, Fbx: esfuerzo cortante en dirección X global de análisis (a,b: extremo inferior y superior).
 Fay, Fby: esfuerzo cortante en dirección Y global de análisis (a,b: extremo inferior y superior).
 Faz, Fbz: esfuerzo axial (a,b: extremo inferior y superior).
 Max, Mbx: momento flexionante alrededor del eje X.
 May, Mby: momento flexionante alrededor del eje Y.
 vx,vy: cortante en dirección x,y (Fx,Fy).
 Estado: "ok, no pasa", el muro resiste o no los esfuerzos cortantes.
 Pr: resistencia de diseño del muro a carga vertical.
 Pu: Carga última.
 As: área de acero requerida por flexión.

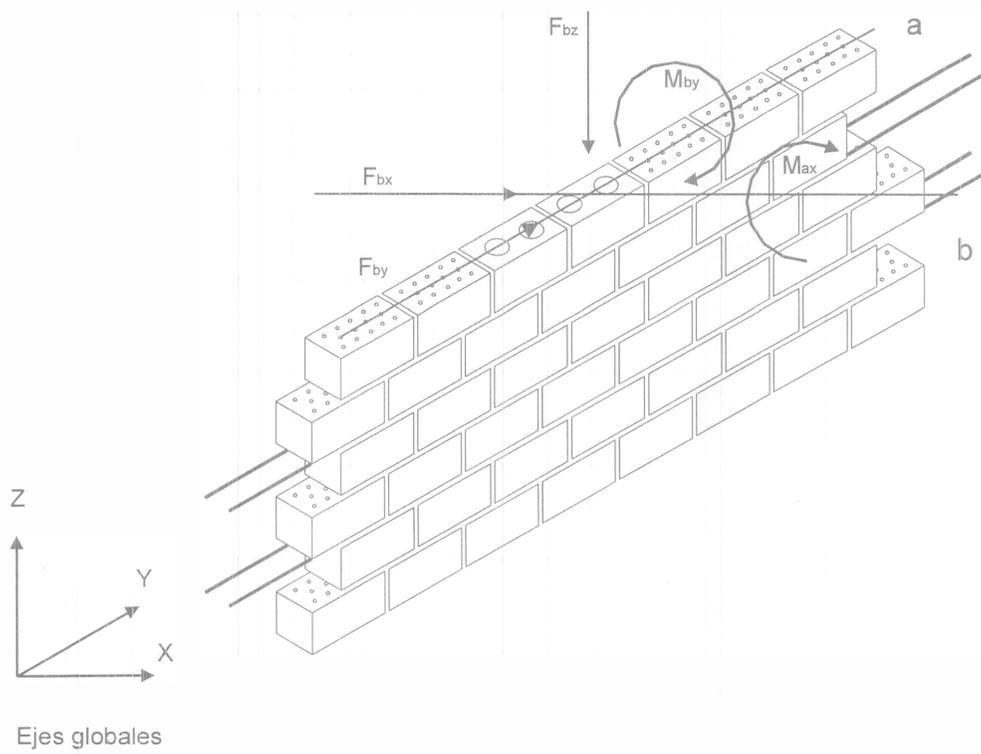


Figura 13. Revisión de muros nivel 1.

RESULTADO DEL ANÁLISIS PARA ALGUNOS MUROS DEL NIVEL 1, PROTOTIPO GK-20

Configuración : 2 módulos horizontales

Cs=0.640 (zona C)

Qx=Qy=1.5

Reglamento de CFE-93

Zona sísmica C

Tipo de terreno II

Definición de los valores

Esfuerzo cortante de diseño de la mampostería

$V^*=5.5 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia de diseño a la compresión de la mampostería

$f^*m=60\text{kg/cm}^2$

Incremento de la fuerza cortante (inciso 4.3.2)

1.25

Elem.	Sec	bx	by	Long. Muro m	Area m ²	DIR	Cc	Fax Fbx t	Fay Fby t	Faz Fbz t	Max Mbx t·m	May Mby t·m	Carga axial		v ^r kg/cm ²	v ^r -vx kg/cm ²	v ^r -vy kg/cm ²	Estado	Pr t	Pr-Pu t	As cm ²
													min t	max t							
21	24	2.35	0.12	2.35	0.3	X	1	0.02 -0.02	0.00 0.00	9.97 -9.97	0.00 0.00	0.07 -0.01	7.79	9.97	3.57	3.56	3.57	OK	60.91	46.96	
21		2.35	0.12	2.35	0.3	X	2	9.90 9.90	0.01 0.01	0.87 0.87	0.01 0.01	14.01 9.81	7.79	9.97	3.49	-0.38	3.48	NO PASA	60.91	48.99	1.55
21		2.35	0.12	2.35	0.3	x	3	0.20 0.20	0.06 0.06	14.67 14.67	0.09 0.06	0.19 0.43	7.79	9.97	2.20	2.12	2.18	OK	60.91	33.81	0.63
191	14	0.12	0.93	0.93	0.1	Y	1	0.00 0.00	0.02 -0.02	4.15 -4.15	-0.01 -0.05	0.00 0.00	3.23	4.15	3.60	3.60	3.57	OK	24.11	18.29	
191		0.12	0.93	0.93	0.1	Y	2	0.05 0.05	0.18 0.18	1.03 1.03	0.15 0.28	0.06 0.05	3.23	4.15	3.36	3.32	3.16	OK	24.11	18.41	0.00
191		0.12	0.93	0.93	0.1	Y	3	0.00 0.00	1.06 1.06	4.57 4.57	1.55 1.00	0.00 0.00	3.23	4.15	2.53	2.53	1.46	OK	24.11	14.52	0.73
307	13	0.12	2.59	2.59	0.3	Y	1	0.00 0.00	0.09 -0.09	11.84 -11.84	0.23 -0.43	0.00 0.00	9.19	11.84	3.62	3.62	3.58	OK	67.13	50.56	
307		0.12	2.59	2.59	0.3	Y	2	0.13 0.13	0.97 0.97	4.57 4.57	0.74 2.10	0.16 0.15	9.19	11.84	3.23	3.19	2.86	OK	67.13	49.08	0.00
307		0.12	2.59	2.59	0.3	Y	3	0.00 0.00	6.46 6.46	3.87 3.87	14.48 1.63	0.00 0.00	9.19	11.84	3.29	3.29	0.98	OK	67.13	49.85	1.56
337	15	0.12	2.59	2.59	0.3	Y	1	0.00 0.00	0.18 -0.18	11.98 -11.98	0.27 -0.69	0.00 0.00	9.30	11.98	3.63	3.63	3.55	OK	67.13	50.35	
337		0.12	2.59	2.59	0.3	Y	2	0.12 0.12	0.85 0.85	5.74 5.74	0.56 1.95	0.16 0.14	9.30	11.98	3.14	3.10	2.78	OK	67.13	47.63	0.00
337		0.12	2.59	2.59	0.3	Y	3	0.01 0.01	6.87 6.87	8.84 8.84	14.06 2.72	0.01 0.01	9.30	11.98	2.88	2.88	0.39	OK	67.13	44.23	1.93
464	1	1.68	0.12	1.68	0.2	X	1	0.09 -0.09	0.00 0.00	7.37 -7.37	0.00 0.00	0.04 0.18	5.78	7.37	3.60	3.53	3.60	OK	43.55	33.22	
464		1.68	0.12	1.68	0.2	X	2	5.68 5.68	0.00 0.00	6.22 6.22	0.01 0.00	7.97 5.71	5.78	7.37	2.79	-0.36	2.78	NO PASA	43.55	28.60	1.76
464		1.68	0.12	1.68	0.2	X	3	0.43 0.43	0.06 0.06	9.75 9.75	0.07 0.07	0.11 0.95	5.78	7.37	2.33	2.04	2.29	OK	43.55	24.71	0.37

Elem.	Sec	bx	by	Long. Muro m	Area m ²	DIR	Cc	Fax Fbx t	Fay Fby t	Faz Fbz t	Max Mbx t-m	May Mby t-m	Carga axial		v ^x kg/cm ²	v ^x -v _x kg/cm ²	v ^y -v _y kg/cm ²	Estado	Pr t	Pr-Pu t	As cm ²
													min t	max t							
579	12	0.12	3.18	3.18	0.4	Y	1	0.00 0.00	0.12 -0.12	15.17 -15.17	0.51 -0.81	0.00 0.00	11.78	15.17	3.65	3.65	3.61	Ok	82.43	61.19	
579		0.12	3.18	3.18	0.4	Y	2	0.17 0.17	0.69 0.69	1.88 1.88	2.45 2.95	0.21 0.20	11.78	15.17	3.52	3.48	3.29	Ok	82.43	63.67	0.00
579		0.12	3.18	3.18	0.4	Y	3	0.01 0.01	10.78 10.78	11.12 11.12	18.82 7.18	0.01 0.02	11.78	15.17	2.89	2.88	-0.25	No pasa	82.43	53.51	2.09
656	4	0.87	0.12	0.87	0.1	X	1	0.01 -0.01	0.00 0.00	4.28 -4.28	0.00 0.00	0.01 0.02	3.30	4.28	3.67	3.66	3.67	Ok	22.55	16.56	
656		0.87	0.12	0.87	0.1	X	2	1.61 1.61	0.00 0.00	1.95 1.95	0.00 0.00	2.02 1.84	3.30	4.28	3.18	1.48	3.18	Ok	22.55	15.70	0.72
656		0.87	0.12	0.87	0.1	X	3	0.09 0.09	0.03 0.03	2.69 2.69	0.04 0.03	0.06 0.16	3.30	4.28	3.00	2.89	2.97	Ok	22.55	14.88	0.00
691	6	1.89	0.12	1.89	0.2	X	1	0.07 -0.07	0.00 0.00	9.50 -9.50	0.00 0.00	0.03 0.13	7.34	9.50	3.69	3.65	3.69	Ok	48.99	35.69	
691		1.89	0.12	1.89	0.2	X	2	7.32 7.32	0.01 0.01	1.28 1.28	0.01 0.01	9.96 7.65	7.34	9.50	3.54	-0.04	3.54	No pasa	48.99	37.13	1.38
691		1.89	0.12	1.89	0.2	X	3	0.44 0.44	0.06 0.06	1.99 1.99	0.08 0.07	1.09	7.34	9.50	3.46	3.22	3.43	Ok	48.99	36.36	0.00
975	8	0.12	2.85	2.85	0.3	Y	1	0.00 0.00	-0.05 0.05	12.19 -12.19	0.19 -0.06	0.00 0.00	9.56	12.19	3.58	3.58	3.56	Ok	73.87	56.80	
975		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	2	0.13 0.13	0.74 0.74	15.72 15.72	1.43 0.62	0.17 0.14	9.56	12.19	2.37	2.33	2.11	Ok	73.87	43.16	0.57
975		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	3	0.01 0.01	9.58 9.58	13.50 13.50	15.34 7.73	0.01 0.01	9.56	12.19	2.54	2.54	-0.56	No pasa	73.87	45.61	2.31
1191	2	2.85	0.12	2.85	0.3	X	1	0.32 -0.32	0.00 0.00	13.85 -13.85	0.00 0.00	-0.25 1.03	10.73	13.85	3.67	3.54	3.67	Ok	73.87	54.48	
1191		2.85	0.12	2.85	0.3	X	2	12.57 12.57	0.01 0.01	5.52 5.52	0.01 0.01	20.97 9.32	10.73	13.85	3.24	-0.90	3.24	No pasa	73.87	52.56	2.21
1191		2.85	0.12	2.85	0.3	X	3	0.58 0.58	0.10 0.10	5.73 5.73	0.13 0.12	0.66 2.05	10.73	13.85	3.23	2.94	3.19	Ok	73.87	52.33	0.00
1334	18	0.12	2.90	2.90	0.3	Y	1	0.01 -0.01	0.12 -0.12	14.72 -14.72	0.33 -0.63	0.01 0.02	11.23	14.72	3.69	3.69	3.64	Ok	75.17	54.56	
1334		0.12	2.90	2.90	0.3	Y	2	0.16 0.16	0.66 0.66	3.72 3.72	0.55 1.21	0.20 0.20	11.23	14.72	3.41	3.36	3.16	Ok	75.17	54.89	0.00
1334		0.12	2.90	2.90	0.3	Y	3	0.01 0.01	10.74 10.74	2.48 2.48	14.20 11.63	0.00 0.01	11.23	14.72	3.50	3.50	0.07	Ok	75.17	56.25	1.00
1361	5	1.41	0.12	1.41	0.2	X	1	0.00 0.00	0.00 0.00	7.97 -7.97	0.00 0.00	0.01 -0.01	6.11	7.97	3.79	3.79	3.79	Ok	36.55	25.38	
1361		1.41	0.12	1.41	0.2	X	2	4.86 4.86	0.00 0.00	1.48 1.48	0.00 0.00	5.92 5.78	6.11	7.97	3.56	0.40	3.56	Ok	36.55	26.15	1.11
1361		1.41	0.12	1.41	0.2	X	3	0.12 0.12	0.06 0.06	0.84 0.84	0.07 0.07	0.04 0.24	6.11	7.97	3.66	3.58	3.62	Ok	36.55	26.85	0.00

Elem.	Sec	bx	by	Long. Muro m	Area m ²	DIR	Cc	Fax Fbx t	Fay Fby t	Faz Fbz t	M _{ax} Mb _x t-m	M _{ay} Mb _y t-m	Carga axial		v [*] kg/cm ²	v [*] -vx kg/cm ²	v [*] -vy kg/cm ²	Estado	Pr t	Pr-Pu t	As cm ²
													min t	max t							
1386	7	1.77	0.12	1.77	0.2	X	1	0.00 0.00	0.00 0.00	9.67 -9.67	0.00 0.00	0.02 -0.02	7.37	9.67	3.75	3.75	3.75	Ok	45.88	32.34	
1386		1.77	0.12	1.77	0.2	X	2	7.16 7.16	0.00 0.00	1.51 1.51	0.00 0.00	8.95 8.28	7.37	9.67	3.57	-0.14	3.57	No pasa	45.88	33.58	1.32
1386		1.77	0.12	1.77	0.2	X	3	0.19 0.19	0.07 0.07	1.26 1.26	0.08 0.08	0.04 0.43	7.37	9.67	3.60	3.50	3.56	Ok	45.88	33.85	0.00
1718	9	0.12	4.62	4.62	0.6	Y	1	0.01 -0.01	-0.09 0.09	20.33 -20.33	0.64 -0.42	0.00 0.01	15.87	20.33	3.60	3.59	3.57	Ok	119.75	91.28	
1718		0.12	4.62	4.62	0.6	Y	2	0.20 0.20	1.52 1.52	21.11 21.11	2.94 0.77	0.26 0.21	15.87	20.33	2.60	2.56	2.27	Ok	119.75	74.16	0.49
1718		0.12	4.62	4.62	0.6	Y	3	0.00 0.00	17.70 17.70	4.36 4.36	35.38 7.56	0.00 0.00	15.87	20.33	3.39	3.39	-0.14	No pasa	119.75	92.59	1.76
1886	11	0.12	3.09	3.09	0.4	Y	1	0.00 0.00	-0.10 0.10	17.17 -17.17	0.18 0.05	0.00 0.00	13.18	17.17	3.78	3.78	3.74	Ok	80.09	56.06	
1886		0.12	3.09	3.09	0.4	Y	2	0.14 0.14	0.63 0.63	7.25 7.25	1.64 1.05	0.18 0.15	13.18	17.17	3.26	3.22	3.05	Ok	80.09	53.24	0.00
1886		0.12	3.09	3.09	0.4	Y	3	0.00 0.00	11.06 11.06	0.17 0.17	17.03 9.61	0.00 0.00	13.18	17.17	3.76	3.76	0.45	Ok	80.09	61.02	0.84
1956	2	2.85	0.12	2.85	0.3	X	1	0.32 -0.32	0.00 0.00	14.49 -14.49	0.00 0.00	-0.20 0.96	11.21	14.49	3.70	3.57	3.70	Ok	73.87	53.58	
1956		2.85	0.12	2.85	0.3	X	2	12.28 12.28	0.01 0.01	3.45 3.45	0.01 0.01	21.40 8.24	11.21	14.49	3.44	-0.61	3.44	No pasa	73.87	54.14	2.04
1956		2.85	0.12	2.85	0.3	X	3	0.03 0.03	0.11 0.11	1.77 1.77	0.13 0.12	0.07 0.04	11.21	14.49	3.57	3.46	3.53	Ok	73.87	55.99	0.00
2181	8	0.12	2.85	2.85	0.3	Y	1	0.00 0.00	-0.07 0.07	13.32 -13.32	0.17 0.00	0.00 0.00	10.40	13.32	3.64	3.64	3.61	Ok	73.87	55.22	
2181		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	2	0.13 0.13	0.94 0.94	14.65 14.65	1.20 1.08	0.16 0.14	10.40	13.32	2.52	2.48	2.19	Ok	73.87	43.09	0.40
2181		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	3	0.00 0.00	10.03 10.03	4.45 4.45	14.83 9.32	0.00 0.00	10.40	13.32	3.30	3.30	0.05	Ok	73.87	54.32	1.36
2196	17	0.12	0.96	0.96	0.1	Y	1	0.00 0.00	0.00 0.00	6.38 -6.38	0.00 -0.02	0.00 0.00	4.81	6.38	3.94	3.94	3.93	Ok	24.88	15.95	
2196		0.12	0.96	0.96	0.1	Y	2	0.05 0.05	0.09 0.09	0.33 0.33	0.10 0.11	0.07 0.07	4.81	6.38	3.86	3.81	3.18	Ok	24.88	17.51	0.00
2196		0.12	0.96	0.96	0.1	Y	3	0.00 0.00	1.64 1.64	0.52 0.52	1.97 1.98	0.00 0.00	4.81	6.38	3.82	3.82	2.25	Ok	24.88	17.30	0.36
2296	5	1.41	0.12	1.41	0.2	X		0.07 -0.07	0.00 0.00	8.47 -8.47	0.00 0.00	0.04 0.13	6.47	8.47	3.85	3.79	3.85	Ok	36.55	24.69	
2296		1.41	0.12	1.41	0.2	X		4.99 4.99	0.01 0.01	2.97 2.97	0.01 0.01	5.98 6.02	6.47	8.47	3.39	0.10	3.38	Ok	36.55	23.97	1.23
2296		1.41	0.12	1.41	0.2	X		0.05 0.05	0.06 0.06	1.11 1.11	0.07 0.07	0.04 0.09	6.47	8.47	3.68	3.60	3.64	Ok	36.55	26.01	0.00

Elem.	Sec	bx	by	Long. Muro m	Area m ²	DIR	Cc	Fax Fbx t	Fay Fby t	Faz Fbz t	Max Mbx t-m	May Mby t-m	Carga axial		v* kg/cm ²	v*-vx kg/cm ²	v*-vy kg/cm ²	Estado	Pr t	Pr-Pu t	As cm ²
													min t	max t							
2326	7	1.77	0.12	1.77	0.2	X		0.08 -0.08	0.00	11.59 -11.59	0.00	0.03 0.16	8.75	11.59	3.93	3.87	3.93	Ok	45.88	29.65	
2326		1.77	0.12	1.77	0.2	X		7.45	0.01	0.94	0.01	8.99	8.75	11.59	3.81	-0.09	3.81	No pasa	45.88	32.09	1.15
2326		1.77	0.12	1.77	0.2	X		7.45 0.07 0.07	0.01 0.07 0.07	0.94 0.88 0.88	0.01 0.09 0.08	8.93 0.05 0.11	8.75	11.59	3.82	3.74	3.78	Ok	45.88	32.16	0.00
2621	2	2.85	0.12	2.85	0.3	X	1	0.36 -0.36	0.00	14.99 -14.99	0.00	-0.25 1.13	11.60	14.99	3.73	3.59	3.73	Ok	73.87	52.89	
2621		2.85	0.12	2.85	0.3	X	2	12.44	0.01	4.37	0.01	21.45	11.60	14.99	3.40	-0.72	3.40	Ok	73.87	52.58	2.09
2621		2.85	0.12	2.85	0.3	X	3	12.44 0.56 0.56	0.01 0.11 0.11	4.37 5.35 5.35	0.01 0.13 0.12	8.55 0.54 1.89	11.60	14.99	3.32	3.02	3.29	Ok	73.87	51.50	0.00
2786	16	0.12	2.86	2.86	0.3	Y		0.00 0.00	-0.02 0.02	17.07 -17.07	0.21 -0.16	0.00 0.00	12.79	17.07	3.82	3.82	3.81	Ok	74.13	50.23	
2786		0.12	2.86	2.86	0.3	Y		0.14	0.31	0.61	0.74	0.18	12.79	17.07	3.78	3.73	3.67	Ok	74.13	54.68	0.00
2786		0.12	2.86	2.86	0.3	Y		0.14 0.00 0.00	0.31 8.04 8.04	0.61 2.11 2.11	0.11 17.64 2.07	0.16 0.00 0.00	12.79	17.07	3.66	3.66	1.08	Ok	74.13	53.02	1.29
2886	8	0.12	2.85	2.85	0.3	Y	1	0.00 0.00	-0.07 0.07	13.57 -13.57	0.18 -0.01	0.00 0.00	10.62	13.57	3.66	3.66	3.63	Ok	73.87	54.88	
2886		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	2	0.13	0.92	15.04	1.23	0.17	10.62	13.57	2.50	2.46	2.18	Ok	73.87	42.73	0.42
2886		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	3	0.13 0.01 0.01	0.92 9.59 9.59	15.04 13.26 13.26	1.03 15.35 7.75	0.14 0.01 0.01	10.62	13.57	2.64	2.64	-0.47	No pasa	73.87	44.36	2.20
2966	4	0.87	0.12	0.87	0.1	X	1	0.03 -0.03	0.00	5.53 -5.53	0.00	0.02 0.05	4.22	5.53	3.90	3.86	3.90	Ok	22.55	14.81	
2966		0.87	0.12	0.87	0.1	X	2	1.67	0.00	2.03	0.00	2.07	4.22	5.53	3.39	1.61	3.39	Ok	22.55	14.23	0.67
2966		0.87	0.12	0.87	0.1	X	3	1.67 0.12 0.12	0.00 0.03 0.03	2.03 2.24 2.24	0.00 0.04 0.03	1.93 0.07 0.21	4.22	5.53	3.34	3.18	3.31	Ok	22.55	14.00	0.00
3006	6	1.89	0.12	1.89	0.2	X	1	0.12 -0.12	0.00	12.87 -12.87	0.00	0.03 0.25	9.74	12.87	3.97	3.90	3.97	Ok	48.99	30.97	
3006		1.89	0.12	1.89	0.2	X	2	7.69	0.01	0.29	0.01	10.12	9.74	12.87	3.94	0.15	3.93	Ok	48.99	34.52	1.10
3006		1.89	0.12	1.89	0.2	X	3	7.69 0.54 0.54	0.01 0.07 0.07	0.29 0.65 0.65	0.02 0.09 0.08	8.38 0.08 1.34	9.74	12.87	3.90	3.58	3.86	Ok	48.99	34.12	0.00
3276	10	0.12	3.56	3.56	0.4	Y	1	0.00 0.00	-0.11 0.11	20.48 -20.48	0.24 0.04	0.00 0.01	15.88	20.48	3.82	3.82	3.78	Ok	92.28	63.61	
3276		0.12	3.56	3.56	0.4	Y	2	0.19	1.86	1.51	2.16	0.24	15.88	20.48	3.73	3.68	3.22	Ok	92.28	69.08	0.00
3276		0.12	3.56	3.56	0.4	Y	3	0.19 0.02 0.02	1.86 12.26 12.26	1.51 14.10 14.10	5.90 23.84 5.82	0.23 0.01 0.02	15.88	20.48	2.95	2.95	-0.23	No pasa	92.28	54.24	2.28

Elem.	Sec	bx	by	Long. Muro m	Area m ²	DIR	Cc	Fbx t	Fay t	Faz Fbz t	Max Mbx t-m	May Mby t-m	Carga axial		v ^x kg/cm ²	v ^x -v ^x kg/cm ²	v ^x -v ^y kg/cm ²	Estado	Pr t	Pr-Pu t	As cm ²
													min t	max t							
3326	1	1.68	0.12	1.68	0.2	X	1	0.14 -0.14	0.00 0.00	8.62 -8.62	0.00 0.00	0.05 0.28	6.73	8.62	3.72	3.63	3.72	Ok	43.55	31.48	
3326		1.68	0.12	1.68	0.2	X	2	5.85 5.85	0.01 0.01	5.55 5.55	0.01 0.01	8.14 5.94	6.73	8.62	3.00	-0.27	2.99	No pasa	43.55	27.96	1.66
3326		1.68	0.12	1.68	0.2	X	3	0.40 0.40	0.06 0.06	10.14 10.14	0.07 0.07	0.11 0.88	6.73	8.62	2.40	2.11	2.37	Ok	43.55	22.91	0.32
3471	13	0.12	2.59	2.59	0.3	Y	1	0.00 0.00	-0.13 0.13	15.78 -15.78	0.08 0.22	0.00 0.00	12.16	15.78	3.87	3.87	3.81	Ok	67.13	45.05	
3471		0.12	2.59	2.59	0.3	Y	2	0.13 0.13	0.48 0.48	3.42 3.42	1.25 1.82	0.16 0.15	12.16	15.78	3.58	3.53	3.37	Ok	67.13	46.01	0.00
3471		0.12	2.59	2.59	0.3	Y	3	0.01 0.01	6.93 6.93	4.51 4.51	14.27 2.63	0.00 0.01	12.16	15.78	3.49	3.49	0.99	Ok	67.13	44.82	1.32
3553	14	0.12	0.93	0.93	0.1	Y	1	0.00 0.00	-0.03 0.03	5.90 -5.90	0.03 0.05	0.00 0.00	4.55	5.90	3.91	3.91	3.88	Ok	24.11	15.84	
3553		0.12	0.93	0.93	0.1	Y	2	0.04 0.04	0.21 0.21	3.51 3.51	0.12 0.40	0.06 0.05	4.55	5.90	3.09	3.04	2.85	Ok	24.11	13.75	0.00
3553		0.12	0.93	0.93	0.1	Y	3	0.00 0.00	1.29 1.29	3.17 3.17	1.70 1.40	0.00 0.00	4.55	5.90	3.17	3.17	1.87	Ok	24.11	14.13	0.54
3681	3	2.31	0.12	2.31	0.3	X	1	0.13 -0.13	0.00 0.00	14.28 -14.28	0.00 0.00	0.01 0.29	11.07	14.28	3.89	3.83	3.89	Ok	59.88	39.89	
3681		2.31	0.12	2.31	0.3	X	2	9.28 9.28	0.01 0.01	7.42 7.42	0.01 0.02	14.85 7.50	11.07	14.28	3.19	-0.54	3.18	No pasa	59.88	36.01	2.01
3681		2.31	0.12	2.31	0.3	X	3	0.74 0.74	0.08 0.08	11.44 11.44	0.10 0.08	0.41 2.08	11.07	14.28	2.81	2.46	2.78	Ok	59.88	31.59	0.05

RESULTADO DEL ANÁLISIS PARA ALGUNOS MUROS DEL NIVEL 1, PROTOTIPO GK-20

Configuración : 2 módulos horizontales

Cs=0.40 (zona de lago)

Qx=Qy=1.5

Reglamento del DDF

Tipo de terreno II

Definición de los valores

Esfuerzo cortante de diseño de la mampostería

V*=5.5 kg/cm²

Resistencia de diseño a la compresión de la mampostería

f*m=60kg/cm²

Incremento de la fuerza cortante (inciso 4.3.2)

1.25

Elem.	Sec	bx	by	Long. Muro m	Area m ²	DIR	Cc	Fax Fbx t	Fay Fby t	Faz Fbz t	Max Mbx t-m	May Mby t-m	Carga axial		v* kg/cm ²	v*-vX kg/cm ²	v*-vy kg/cm ²	Estado	Pr	Pr-Pu
													min. t	max. t						
21	24	2.35	0.12	2.35	0.3	X	1	0.02 -0.02	0.00 0.00	9.97 -9.97	0.00 0.00	0.07 -0.01	7.79	9.97	3.57	3.56	3.57	Ok	60.91	46.96
21		2.35	0.12	2.35	0.3	X	2	4.30 4.30	0.00 0.00	0.36 0.36	0.00 0.01	6.09 4.25	7.79	9.97	3.54	1.85	3.53	Ok	60.91	49.55
21		2.35	0.12	2.35	0.3	X	3	0.13 0.13	0.04 0.04	9.09 9.09	0.06 0.04	0.11 0.28	7.79	9.97	2.72	2.66	2.71	Ok	60.91	39.95
191	14	0.12	0.93	0.93	0.1	Y	1	0.00 0.00	0.02 -0.02	4.15 -4.15	-0.01 -0.05	0.00 0.00	3.23	4.15	3.60	3.60	3.57	Ok	24.11	18.29
191		0.12	0.93	0.93	0.1	Y	2	0.02 0.02	0.08 0.08	0.44 0.44	0.07 0.12	0.03 0.02	3.23	4.15	3.50	3.48	3.40	Ok	24.11	19.05
191		0.12	0.93	0.93	0.1	Y	3	0.00 0.00	0.66 0.66	2.83 2.83	0.96 0.62	0.00 0.00	3.23	4.15	2.94	2.94	2.27	Ok	24.11	16.43
307	13	0.12	2.59	2.59	0.3	Y	1	0.00 0.00	0.09 -0.09	11.84 -11.84	0.23 -0.43	0.00 0.00	9.19	11.84	3.62	3.62	3.58	Ok	67.13	50.56
307		0.12	2.59	2.59	0.3	Y	2	0.06 0.06	0.42 0.42	2.00 2.00	0.30 0.92	0.07 0.07	9.19	11.84	3.45	3.43	3.27	Ok	67.13	51.91
307		0.12	2.59	2.59	0.3	Y	3	0.00 0.00	4.00 4.00	2.40 2.40	8.97 1.01	0.00 0.00	9.19	11.84	3.42	3.42	1.97	Ok	67.13	51.47
337	15	0.12	2.59	2.59	0.3	Y	1	0.00 0.00	0.18 -0.18	11.98 -11.98	0.27 -0.69	0.00 0.00	9.30	11.98	3.63	3.63	3.55	Ok	67.13	50.35
337		0.12	2.59	2.59	0.3	Y	2	0.05 0.05	0.37 0.37	2.50 2.50	0.22 0.85	0.07 0.06	9.30	11.98	3.42	3.40	3.22	Ok	67.13	51.20
337		0.12	2.59	2.59	0.3	Y	3	0.00 0.00	4.26 4.26	5.47 5.47	8.71 1.69	0.00 0.01	9.30	11.98	3.17	3.17	1.60	Ok	67.13	51.20
464	1	1.68	0.12	1.68	0.2	X	1	0.09 -0.09	0.00 0.00	7.37 -7.37	0.00 0.00	0.04 0.18	5.78	7.37	3.60	3.53	3.60	Ok	43.55	47.93
464		1.68	0.12	1.68	0.2	X	2	2.46 2.46	0.00 0.00	2.71 2.71	0.00 0.00	3.46 2.47	5.78	7.37	3.24	1.85	3.24	Ok	43.55	32.45
464		1.68	0.12	1.68	0.2	X	3	0.26 0.26	0.04 0.04	6.04 6.04	0.05 0.04	0.06 0.58	5.78	7.37	2.81	2.62	2.79	Ok	43.55	28.79

Elem.	Sec	bx	by	Long. Muro m	Area m ²	DIR	Cc	Fax Fbx t	Fay Fby t	Faz Fbz t	Max Mbx t-m	May Mby t-m	Carga axial		v* kg/cm ²	v*-vX kg/cm ²	v*-vy kg/cm ²	Estado	Pr	Pr-Pu
579	12	0.12	3.18	3.18	0.4	Y	1	0.00 0.00	0.12 -0.12	15.17 -15.17	0.51 -0.81	0.00 0.00	11.78	15.17	3.65	3.65	3.61	Ok	82.43	61.19
579		0.12	3.18	3.18	0.4	Y	2	0.07 0.07	0.28 0.28	0.80 0.80	1.06 1.28	0.09 0.09	11.78	15.17	3.60	3.58	3.48	Ok	82.43	64.86
579		0.12	3.18	3.18	0.4	Y	3	0.01 0.01	6.68 6.68	6.89 6.89	11.66 4.44	0.01 0.01	11.78	15.17	3.18	3.18	1.22	Ok	82.43	58.16
656	4	0.87	0.12	0.87	0.1	X	1	0.01 -0.01	0.00 0.00	4.28 -4.28	0.00 0.00	0.01 0.02	3.30	4.28	3.67	3.66	3.67	Ok	22.55	16.56
656		0.87	0.12	0.87	0.1	X	2	0.70 0.70	0.00 0.00	0.85 0.85	0.00 0.00	0.88 0.80	3.30	4.28	3.46	2.71	3.46	Ok	22.55	16.91
656		0.87	0.12	0.87	0.1	X	3	0.06 0.06	0.02 0.02	1.67 1.67	0.02 0.02	0.04 0.10	3.30	4.28	3.25	3.18	3.24	Ok	22.55	16.01
691	6	1.89	0.12	1.89	0.2	X	1	0.07 -0.07	0.00 0.00	9.50 -9.50	0.00 0.00	0.03 0.13	7.34	9.50	3.69	3.65	3.69	Ok	48.99	35.69
691		1.89	0.12	1.89	0.2	X	2	3.18 3.18	0.00 0.00	0.56 0.56	0.00 0.00	4.33 3.32	7.34	9.50	3.63	2.05	3.63	Ok	48.99	37.93
691		1.89	0.12	1.89	0.2	X	3	0.28 0.28	0.04 0.04	1.23 1.23	0.05 0.04	0.04 0.68	7.34	9.50	3.55	3.38	3.53	Ok	48.99	37.19
975	8	0.12	2.85	2.85	0.3	Y	1	0.00 0.00	-0.05 0.05	12.19 -12.19	0.19 -0.06	0.00 0.00	9.56	12.19	3.58	3.58	3.56	Ok	73.87	56.80
975		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	2	0.06 0.06	0.30 0.30	6.87 6.87	0.06 0.25	0.07 0.06	9.56	12.19	3.05	3.03	2.94	Ok	73.87	52.61
975		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	3	0.00 0.00	5.93 5.93	8.37 8.37	9.49 4.78	0.00 0.01	9.56	12.19	2.93	2.93	1.01	Ok	73.87	51.26
1191	2	2.85	0.12	2.85	0.3	X	1	0.32 -0.32	0.00 0.00	13.85 -13.85	0.00 0.00	-0.25 1.03	10.73	13.85	3.67	3.54	3.67	Ok	73.87	54.48
1191		2.85	0.12	2.85	0.3	X	2	5.45 5.45	0.00 0.00	2.41 2.41	0.00 0.00	9.12 4.00	10.73	13.85	3.48	1.63	3.48	Ok	73.87	55.99
1191		2.85	0.12	2.85	0.3	X	3	0.35 0.35	0.06 0.06	3.55 3.55	0.08 0.07	0.42 1.26	10.73	13.85	3.39	3.18	3.37	Ok	73.87	54.73
1334	18	0.12	2.90	2.90	0.3	Y	1	0.01 -0.01	0.12 -0.12	14.72 -14.72	0.33 -0.63	0.01 0.02	11.23	14.72	3.69	3.69	3.64	Ok	75.17	54.56
1334		0.12	2.90	2.90	0.3	Y	2	0.07 0.07	0.28 0.28	1.62 1.62	0.22 0.53	0.09 0.09	11.23	14.72	3.57	3.54	3.44	Ok	75.17	57.20
1334		0.12	2.90	2.90	0.3	Y	3	0.00 0.00	6.65 6.65	1.54 1.54	8.80 7.21	0.00 0.01	11.23	14.72	3.57	3.57	1.43	Ok	75.17	57.28
1361	5	1.41	0.12	1.41	0.2	X	1	0.00 0.00	0.00 0.00	7.97 -7.97	0.00 0.00	0.01 -0.01	6.11	7.97	3.79	3.79	3.79	Ok	36.55	25.38
1361		1.41	0.12	1.41	0.2	X	2	2.11 2.11	0.00 0.00	0.64 0.64	0.00 0.00	2.57 2.51	6.11	7.97	3.69	2.32	3.69	Ok	36.55	27.07
1361		1.41	0.12	1.41	0.2	X	3	0.07 0.07	0.04 0.04	0.52 0.52	0.04 0.04	0.02 0.15	6.11	7.97	3.71	3.66B	3.69	Ok	36.55	27.21

Elem.	Sec	bx	by	Long. Muro m	Area m ²	DIR	Cc	Fax		Fay		Faz		Max		May		Carga axial		v ^x kg/cm2	v ^x -v ^y kg/cm2	v ^x -v ^y kg/cm2	Estado	Pr	Pr-Pu
								t	t	t	t	t-m	t-m	min. t	max. t										
1386	7	1.77	0.12	1.77	0.2	X	1	0.00 0.00	0.00 0.00	9.67 -9.67	0.00 0.00	0.02 -0.02	7.37	9.67	3.75	3.75	3.75	Ok	45.88	32.34					
1386		1.77	0.12	1.77	0.2	X	2	3.11 3.11	0.00 0.00	0.66 0.66	0.00 0.00	3.89 3.60	7.37	9.67	3.67	2.06	3.67	Ok	45.88	34.52					
1386		1.77	0.12	1.77	0.2	X	3	0.12 0.12	0.04 0.04	0.78 0.78	0.05 0.05	0.02 0.26	7.37	9.67	3.66	3.60	3.64	Ok	45.88	34.38					
1718	9	0.12	4.62	4.62	0.6	Y	1	0.01 -0.01	-0.09 0.09	20.33 -20.33	0.64 -0.42	0.00 0.01	15.87	20.33	3.60	3.59	3.57	Ok	119.75	91.28					
1718		0.12	4.62	4.62	0.6	Y	2	0.08 0.08	0.63 0.63	9.21 9.21	1.23 0.31	0.11 0.09	15.87	20.33	3.16	3.14	3.01	Ok	119.75	87.25					
1718		0.12	4.62	4.62	0.6	Y	3	0.00 0.00	10.95 10.95	2.70 2.70	21.89 4.68	0.00 0.00	15.87	20.33	3.47	3.47	1.28	Ok	119.75	94.41					
1886	11	0.12	3.09	3.09	0.4	Y	1	0.00 0.00	-0.10 0.10	17.17 -17.17	0.18 0.05	0.00 0.00	13.18	17.17	3.78	3.78	3.74	Ok	80.09	56.06					
1886		0.12	3.09	3.09	0.4	Y	2	0.06 0.06	0.26 0.26	3.16 3.16	0.70 0.45	0.08 0.07	13.18	17.17	3.55	3.53	3.45	Ok	80.09	57.73					
1886		0.12	3.09	3.09	0.4	Y	3	0.00 0.00	6.85 6.85	0.11 0.11	10.54 5.95	0.00 0.00	13.18	17.17	3.77	3.77	1.71	Ok	80.09	61.09					
1956	2	2.85	0.12	2.85	0.3	X	1	0.32 -0.32	0.00 0.00	14.49 -14.49	0.00 0.00	-0.20 0.96	11.21	14.49	3.70	3.57	3.70	Ok	73.87	53.58					
1956		2.85	0.12	2.85	0.3	X	2	5.32 5.32	0.00 0.00	1.49 1.49	0.00 0.00	9.31 3.52	11.21	14.49	3.59	1.78	3.59	Ok	73.87	56.29					
1956		2.85	0.12	2.85	0.3	X	3	0.02 0.02	0.07 0.07	1.09 1.09	0.08 0.08	0.05 0.03	11.21	14.49	3.62	3.51	3.60	Ok	73.87	56.73					
2181	8	0.12	2.85	2.85	0.3	Y	1	0.00 0.00	-0.07 0.07	13.32 -13.32	0.17 0.00	0.00 0.00	10.40	13.32	3.64	3.64	3.61	Ok	73.87	55.22					
2181		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	2	0.05 0.05	0.39 0.39	6.40 6.40	0.50 0.46	0.07 0.06	10.40	13.32	3.15	3.13	3.00	Ok	73.87	52.18					
2181		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	3	0.00 0.00	6.21 6.21	2.75 2.75	9.18 5.76	0.00 0.00	10.40	13.32	3.43	3.43	1.41	Ok	73.87	56.19					
2196	17	0.12	0.96	0.96	0.1	Y	1	0.00 0.00	0.00 0.00	6.38 -6.38	0.00 -0.02	0.00 0.00	4.81	6.38	3.94	3.94	3.93	Ok	24.88	15.95					
2196		0.12	0.96	0.96	0.1	Y	2	0.02 0.02	0.04 0.04	0.14 0.14	0.04 0.05	0.03 0.03	4.81	6.38	3.91	3.88	3.87	Ok	24.88	17.71					
2196		0.12	0.96	0.96	0.1	Y	3	0.00 0.00	1.02 1.02	0.32 0.32	1.22 1.23	0.00 0.00	4.81	6.38	3.87	3.86	2.89	Ok	24.88	17.51					
2296		1.41	0.12	1.41	0.2	X		0.07 -0.07	0.00 0.00	8.47 -8.47	0.00 0.00	0.04 0.13	6.47	8.47	3.85	3.79	3.85	Ok	36.55	24.69					
2296		1.41	0.12	1.41	0.2	X		2.17 2.17	0.00 0.00	1.29 1.29	0.00 0.00	2.60 2.62	6.47	8.47	3.65	2.19	3.65	Ok	36.55	25.81					
2296		1.41	0.12	1.41	0.2	X		0.03 0.03	0.04 0.04	0.69 0.69	0.04 0.04	0.02 0.05	6.47	8.47	3.74	3.68	3.72	Ok	36.55	26.47					

Elem.	Sec	bx	by	Long. Muro m	Area m ²	DIR	Cc	Fax	Fay	Faz	Max	May	Carga axial		V*	V*-vX	V*-vy	Estado	Pr	Pr-Pu
								Fbx T	Fby t	Fbz t	Mbx t-m	Mby t-m	min. t	max. t	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2			
2326	7	1.77	0.12	1.77	0.2	X		0.08	0.00	11.59	0.00	0.03	8.75	11.59	3.93	3.87	3.93	Ok	45.88	29.65
								-0.08	0.00	-11.59	0.00	0.16								
2326		1.77	0.12	1.77	0.2	X		3.24	0.00	0.41	0.00	3.91	8.75	11.59	3.87	2.16	3.87	Ok	45.88	32.68
								3.24	0.00	0.41	0.00	3.88								
2326		1.77	0.12	1.77	0.2	X		0.04	0.04	0.55	0.05	0.03	8.75	11.59	3.86	3.80	3.83	Ok	45.88	32.53
								0.04	0.04	0.55	0.05	0.07								
2621	2	2.85	0.12	2.85	0.3	X	1	0.36	0.00	14.99	0.00	-0.25	11.60	14.99	3.73	3.59	3.73	Ok	73.87	52.89
								-0.36	0.00	-14.99	0.00	1.13								
2621		2.85	0.12	2.85	0.3	X	2	5.40	0.00	1.89	0.01	9.34	11.60	14.99	3.59	1.74	3.59	Ok	73.87	55.30
								5.40	0.00	1.89	0.01	3.66								
2621		2.85	0.12	2.85	0.3	X	3	0.35	0.07	3.32	0.08	0.34	11.60	14.99	3.48	3.25	3.46	Ok	73.87	53.74
								0.35	0.07	3.32	0.08	1.17								
2786	16	0.12	2.86	2.86	0.3	Y		0.00	-0.02	17.07	0.21	0.00	12.79	17.07	3.82	3.82	3.81	Ok	74.13	50.23
								0.00	0.02	-17.07	-0.16	0.00								
2786		0.12	2.86	2.86	0.3	Y		0.06	0.13	0.25	0.31	0.08	12.79	17.07	3.80	3.78	3.75	Ok	74.13	55.07
								0.06	0.13	0.25	0.04	0.07								
2786		0.12	2.86	2.86	0.3	Y		0.00	4.98	1.31	10.93	0.00	12.79	17.07	3.72	3.72	2.12	Ok	74.13	53.91
								0.00	4.98	1.31	1.28	0.00								
2886	8	0.12	2.85	2.85	0.3	Y	1	0.00	-0.07	13.57	0.18	0.00	10.62	13.57	3.66	3.66	3.63	Ok	73.87	54.88
								0.00	0.07	-13.57	-0.01	0.00								
2886		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	2	0.06	0.39	6.56	0.51	0.07	10.62	13.57	3.16	3.14	3.01	Ok	73.87	51.73
								0.06	0.39	6.56	0.44	0.06								
2886		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	3	0.00	5.93	8.21	9.50	0.00	10.62	13.57	3.03	3.03	1.10	Ok	73.87	49.91
								0.00	5.93	8.21	4.80	0.01								
2966	4	0.87	0.12	0.87	0.1	X	1	0.03	0.00	5.53	0.00	0.02	4.22	5.53	3.90	3.86	3.90	Ok	22.55	14.81
								-0.03	0.00	-5.53	0.00	0.05								
2966		0.87	0.12	0.87	0.1	X	2	0.72	0.00	0.89	0.00	0.90	4.22	5.53	3.68	2.89	3.68	Ok	22.55	15.49
								0.72	0.00	0.89	0.00	0.84								
2966		0.87	0.12	0.87	0.1	X	3	0.07	0.02	1.39	0.02	0.05	4.22	5.53	3.55	3.45	3.54	Ok	22.55	14.94
								0.07	0.02	1.39	0.02	0.13								
3006	6	1.89	0.12	1.89	0.2	X	1	0.12	0.00	12.87	0.00	0.03	9.74	12.87	3.97	3.90	3.97	Ok	48.99	30.97
								-0.12	0.00	-12.87	0.00	0.25								
3006		1.89	0.12	1.89	0.2	X	2	3.34	0.01	0.12	0.00	4.40	9.74	12.87	3.96	2.28	3.95	Ok	48.99	34.70
								3.34	0.01	0.12	0.01	3.64								
3006		1.89	0.12	1.89	0.2	X	3	0.34	0.04	0.40	0.05	0.05	9.74	12.87	3.93	3.71	3.90	Ok	48.99	34.39
								0.34	0.04	0.40	0.05	0.83								
3276	10	0.12	3.56	3.56	0.4	Y	1	0.00	-0.11	20.48	0.24	0.00	15.88	20.48	3.82	3.82	3.78	Ok	92.28	63.61
								0.00	0.11	-20.48	0.04	0.01								
3276		0.12	3.56	3.56	0.4	Y	2	0.08	0.81	0.63	0.91	0.10	15.88	20.48	3.78	3.76	3.54	Ok	92.28	69.06
								0.08	0.81	0.63	2.58	0.10								
3276		0.12	3.56	3.56	0.4	Y	3	0.01	7.59	8.73	14.76	0.01	15.88	20.48	3.28	3.28	1.30	Ok	92.28	60.15
								0.01	7.59	8.73	3.60	0.01								

Elem.	Sec	bx	by	Long. Muro m	Area m ²	DIR	Cc	Fax Fbx T	Fay Fby t	Faz Fbz t	Max Mbx t·m	May Mby t·m	Carga axial min. t	max. t	v* kg/cm ²	v*-vx kg/cm ²	v*-vy kg/cm ²	Estado	Pr	Pr-Pu
3326	1	1.68	0.12	1.68	0.2	X	1	0.14 -0.14	0.00 0.00	8.62 -8.62	0.00 0.00	0.05 0.28	6.73	8.62	3.72	3.63	3.72	Ok	43.55	31.48
3326		1.68	0.12	1.68	0.2	X	2	2.54 2.54	0.00 0.00	2.42 2.42	0.00 0.00	3.54 2.57	6.73	8.62	3.41	1.95	3.40	Ok	43.55	31.41
3326		1.68	0.12	1.68	0.2	X	3	0.24 0.24	0.04 0.04	6.28 6.28	0.05 0.04	0.07 0.54	6.73	8.62	2.90	2.70	2.88	Ok	43.55	27.16
3471	13	0.12	2.59	2.59	0.3	Y	1	0.00 0.00	-0.13 0.13	15.78 -15.78	0.08 0.22	0.00 0.00	12.16	15.78	3.87	3.87	3.81	Ok	67.13	45.05
3471		0.12	2.59	2.59	0.3	Y	2	0.06 0.06	0.20 0.20	1.49 1.49	0.53 0.79	0.07 0.06	12.16	15.78	3.74	3.72	3.63	Ok	67.13	48.14
3471		0.12	2.59	2.59	0.3	Y	3	0.00 0.00	4.29 4.29	2.79 2.79	8.84 1.63	0.00 0.01	12.16	15.78	3.64	3.63	2.07	Ok	67.13	46.71
3553	14	0.12	0.93	0.93	0.1	Y	1	0.00 0.00	-0.03 0.03	5.90 -5.90	0.03 0.05	0.00 0.00	4.55	5.90	3.91	3.91	3.88	Ok	24.11	15.84
3553		0.12	0.93	0.93	0.1	Y	2	0.02 0.02	0.09 0.09	1.53 1.53	0.05 0.18	0.02 0.02	4.55	5.90	3.55	3.53	3.43	Ok	24.11	15.93
3553		0.12	0.93	0.93	0.1	Y	3	0.00 0.00	0.80 0.80	1.96 1.96	1.05 0.87	0.00 0.00	4.55	5.90	3.45	3.45	2.64	Ok	24.11	15.46
3681	3	2.31	0.12	2.31	0.3	X	1	0.13 -0.13	0.00 0.00	14.28 -14.28	14.28 0.00	0.01 0.29	11.07	14.28	3.89	3.83	3.89	Ok	59.88	39.49
3681		2.31	0.12	2.31	0.3	X	2	4.03 4.03	0.00 0.00	3.24 3.24	0.00 0.01	6.46 3.23	11.07	14.28	3.58	1.94	3.58	Ok	59.88	40.60
3681		2.31	0.12	2.31	0.3	X	3	0.45 0.45	0.05 0.05	7.08 7.08	0.06 0.05	0.26 1.28	11.07	14.28	3.22	2.99	3.20	Ok	59.88	39.69

3.2.4 Comentarios de los métodos y de resultados

A continuación se hacen algunos comentarios de los tres métodos utilizados:

Método A

- Se supone como hipótesis de partida que la distribución de la fuerza cortante es proporcional al área de los muros, o a la longitud cuando los muros tienen el mismo espesor. Esta hipótesis es adecuada cuando el comportamiento del muro es predominantemente a cortante, de otra forma es debatible.
- No se pueden incorporar la influencia de dinteles, pretilas, vacíos, rampas de escalera, etc.
- Se desprecian los momentos flexionantes en los muros.
- No se puede determinar cuáles muros están escasos.
- No es posible revisar sistemas híbridos constituidos por muros de mampostería y de concreto.
- No se pueden determinar los desplazamientos laterales.
- No se pueden evaluar los elementos mecánicos en la cimentación.
- No es posible determinar las propiedades dinámicas de la estructura.
- Los coeficientes sísmicos reducidos se definen únicamente en función del número de pisos y del tipo de mampostería sin tomar en cuenta las propiedades dinámicas.
- Se desprecia, en la respuesta del inmueble, la influencia de masas concentradas, como tanques de agua ubicados en azoteas.

Método B

- No se pueden incorporar el acoplamiento que proporciona el sistema de piso a los muros, ni tampoco se puede incorporar, por la misma razón, la influencia de vacíos y escaleras.
- Se desprecia la presencia de pretilas.
- Se observa que los resultados obtenidos por este método y el método C son similares en cuanto a la resistencia a esfuerzos cortantes, no siendo así la determinación de las áreas de acero por flexión.
- Al analizar los marcos, modelados por medio de la analogía de la columna ancha, es necesario tomar en cuenta las deformaciones por cortante.
- No es posible evaluar las tensiones por sismo en los muros de mampostería.

Método C

- Es difícil y laborioso incorporar en un análisis tridimensional la excentricidad accidental reglamentaria.
- Para el caso en el cual el espectro de diseño cuente con una rama ascendente, es necesario modelar todos los elementos que constituyen el muro, tales como castillos, dadas, pretilas, dintel, etc., con el objeto de determinar adecuadamente la rigidez de la estructura. Para los espectros sin rama ascendente será necesario definir, con la mayor exactitud posible, la rigidez relativa entre muros.
- Se recomienda que los muros largos, como los ubicados en los ejes "1" Y "2", se dividan de tal manera que la relación largo-altura no sea mayor a 2.
- Al utilizar la analogía de la columna ancha es indispensable utilizar un sistema que tome en cuenta las deformaciones por cortante.
- Con este método es factible determinar las distorsiones, angulares y lineales, que pueden compararse con las recomendaciones que provienen de los ensayos experimentales de muros de mampostería (referencia 4).
- Es necesario modelar adecuadamente las losas y esto se puede lograr satisfactoriamente por medio de diagonales equivalentes con la calibración correspondiente.
- Dado que se trata de un modelo elástico no se puede predecir el comportamiento cuando se presente agrietamiento en alguno de los muros. Esto deberá contemplarse en los procesos de diseño.
- No se ha tomado en cuenta la interacción suelo-estructura, lo que puede inducir errores en la respuesta dinámica del inmueble. Sin embargo, a través de este método puede ser factible, de manera sencilla, la modelación de la cimentación por medio de resortes equivalentes.
- Dadas las herramientas de análisis con las que se cuenta, comunicadas como programas de dibujo como Auto-Cad, este método puede ser de fácil implementación.

4. COMENTARIOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y LA REVISIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

4.1 ESPECTROS DE DISEÑO

La elección del espectro de diseño forma parte de una especificación. Sin embargo hay que tener en cuenta que si los periodos dominantes de la estructura se encuentran en la parte ascendente del espectro, al degradarse la estructura su respuesta irá

incrementándose a los largo del tiempo. Este aspecto tendrá que tomarse en cuenta en la etapa de diseño y en el detallado de los muros.

4.2 FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Q

Es muy importante seleccionar adecuadamente el factor de comportamiento sísmico en función del tipo de mampostería. Para ello es necesario estar sensibilizado al comportamiento de los diferentes sistemas. La mayor parte de la experiencia lo muestran los ensayos probados en el laboratorio. Para ello se describen a continuación algunos aspectos relevantes para distintos sistemas de mampostería:

Muros confinados. Este sistema ha demostrado, a través de los ensayos de laboratorio, tener respuestas histeréticas estables. En la referencia 2 se menciona que las dalas y castillos que se colocan para confinar tienen como objetivo proporcionar ductilidad pero no modifican significativamente la carga que produce el agrietamiento diagonal del muro. Por esta razón, en la referencia 1, se admite un incremento del 25% en la capacidad a cortante cuando la cuantía del refuerzo horizontal p_h es mayor a 0.0005 y a la que resulte de la expresión indicada en 4.3.2 de la misma referencia.

Muros reforzados interiormente. De acuerdo con las referencias 5 y 7 los muros reforzados interiormente han demostrado un excelente desempeño estructural, teniendo una buena capacidad de deformación. Adicionalmente se manifiesta que el refuerzo horizontal es la variable que más influye para el buen comportamiento, que además de dar capacidad de deformación hace que se incremente la carga correspondiente a la del agrietamiento diagonal. De la misma forma que para los muros confinados se permite un 25% en la capacidad a cortante cumpliendo con las cuantías requeridas del refuerzo horizontal.

Muros no reforzados. Los muros no reforzados han demostrado no tener capacidad de deformación, teniendo un comportamiento del tipo frágil.

En la referencia 1 se definen los factores de comportamiento Q que deberán adoptarse para estructuras de mampostería

Q=2 Para estructuras a base de muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos y dalas de concreto reforzado que satisfagan los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería.

Q=1.5 Para estructuras a base de muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior que satisfagan los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería.

Q=1 Para estructuras no confinadas ni reforzadas interiormente.

4.3 MODELACIÓN DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

De acuerdo con las referencias 4 y 11 la analogía de la columna ancha ha demostrado ser un método adecuado para modelar muros de mampostería. A continuación se dan algunas recomendaciones:

- Se deberá evaluar la rigidez de los muros con la mayor precisión posible, tomando en cuenta la presencia de castillos.
- Para las zonas de rigidez infinita bastará con asignarle una sección del mismo ancho del muro y una altura equivalente a la del entrepiso.
- Los sistemas de piso pueden ser representados con buena precisión por medio de diagonales equivalentes. Se ha observado que el modelo es poco sensible a la rigidez que se le asigne a las diagonales.
- Si se requiere definir con exactitud los periodos de vibración del inmueble es importante establecer con la mayor exactitud posible el módulo de elasticidad. Esto es crítico cuando la respuesta de la estructura se encuentra en la parte ascendente del espectro de diseño.

4.4 CONDICIONES DE REGULARIDAD

El tipo de análisis que se seleccione tendrá que ser función de la regularidad de la estructura. Algunas estructuras del tipo de interés social no cumplen con las condiciones de regularidad, lo que obliga necesariamente a realizar análisis más detallados. En la referencia 1 se describen las condiciones de regularidad.

4.5 RESISTENCIA AL CORTANTE

En la expresión para evaluar la resistencia a cortante, $V_R = F_R (0.5v \cdot A_T + 0.3P)$, que proporcionan las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del RDF-93, se define a P como la carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga. Para el caso del método 3 se consideró una carga mínima obtenida de considerar exclusivamente la carga permanente afectada por un factor de 0.9. Adicionalmente las cargas axiales por sismo se consideraron como tensiones, restándoselas a la carga permanente. En este aspecto es necesario que se defina claramente cómo debe de considerarse el valor de P , y queda la interrogante de la interacción del refuerzo vertical con cargas de tensión.

Por otra parte se comenta en la referencia 1 que la resistencia al esfuerzo cortante puede incrementarse en 25% para muros con refuerzo interior siempre y cuando la cuantía del refuerzo horizontal no sea inferior a 0.0005, independientemente de la cuantía del refuerzo horizontal. En la referencia 12 se hace la propuesta de evaluar la resistencia al cortante agregando a la ecuación anterior un factor que trata de evaluar la eficiencia del refuerzo horizontal, lo que parece ser más adecuado.

5. CONCLUSIONES

Para la revisión de estructuras de mampostería es muy importante que se seleccione adecuadamente el método de análisis cumpliendo con las hipótesis de cada uno y teniendo en cuenta sus limitaciones.

Por otra parte hay variables que influyen significativamente en los resultados obtenidos; el factor de comportamiento sísmico Q , así como el esfuerzo cortante de diseño v^* son dos de las variables más importantes. Para su determinación, además de considerar los valores reglamentarios, es necesario tener presente los resultados de las pruebas experimentales que recientemente se han elaborado.

Los nuevos sistemas de análisis ligados a programas de dibujo dan la oportunidad de hacer modelos más refinados, los cuales tendrán que ir acompañados de procesos de revisiones globales, tales como los que proporciona el método simplificado de diseño.

REFERENCIAS

1. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1993 y Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", México, D.F. (1993).
2. "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Series del Instituto de Ingeniería UNAM, N° ES -4, México D.F. enero de 1993.
3. "Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo", Comisión Federal de Electricidad, México, D.F. (1993).
4. Sánchez T., Alcocer S. y Flores L (1996), "Estudio experimental sobre una estructura de mampostería confinada tridimensional, construida a escala natural y sujeta a cargas laterales", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, pp. 909-918.
5. Hernández Basilio O. (1996), "Informe final, Comportamiento de muros construidos con tabique extruido sometidos a cargas laterales alternadas".
6. Olvera A., Espino L., Gallo G. (1995), "Informe de ensayos de compresión diagonal en muretes con tabique multiperforado".
7. CENAPRED (1996), "Informe general sobre ladrillos vintex y multex así como del procedimiento y detalles constructivos del Novamuro.
8. American Concrete Institute (1995), "Building Code Requirements for Masonry Structures",
9. Gerardo Corona, "ANEMGC", programa para la revisión de muros de mampostería.
10. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", México, D.F. (1993).
11. Bazán E., Meli R., "Manual de Diseño Sísmico de Edificios", Editorial Limusa, México 1985.
12. Alcocer S., Zepeda J.A., Ojeda M. (1997), "Estudio de la Factibilidad Técnica de Tabique Vintex y Multex para Vivienda Económica", CENAPRED.

CAPÍTULO 7

OBSERVACIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA EN ZONAS SÍSMICAS

J. RUIZ, T. SÁNCHEZ,
E. MIRANDA

OBSERVACIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA EN ZONAS SÍSMICAS

Jorge Ruiz¹, Tomás Sánchez² y Eduardo Miranda^{1 y 2}

INTRODUCCIÓN

Las características excepcionales de los sismos de 1985 en la ciudad de México, resentidos por gran parte de la población y en un número elevado de estructuras, motivó la revisión y adecuación de la normatividad vigente en materia de seguridad estructural. Las elevadas aceleraciones registradas en suelo blando condujeron a incrementar los coeficientes sísmicos de diseño para las zonas del lago y transición. La vulnerabilidad de las edificaciones, para distintos materiales y sistemas constructivos, se reflejó en nuevos factores de comportamiento sísmico. Asimismo, se modificaron y adecuaron algunos factores que influyeron en el nivel de resistencia observado, tales como los factores de reducción de resistencia, las propiedades mecánicas de los materiales y el control calidad durante el proceso constructivo.

No obstante, el comportamiento observado y posteriores evaluaciones indicaron que las construcciones de mampostería confinada, principalmente, tuvieron una respuesta satisfactoria cuando en su concepción se adoptaron los requisitos normativos vigentes desde 1976. Este reglamento fue producto de los resultados obtenidos de un amplio programa experimental y analítico conducido por Meli (1975), donde se recomendaron las resistencias y ecuaciones de diseño vigentes hasta 1985. En términos generales, los daños observados en muros de mampostería se debieron al deterioro de los materiales débiles (adobe y mampostería sin refuerzo), al intemperismo y filtraciones, y a hundimientos diferenciales. Los efectos sísmicos dañaron estructuras con muros de relleno, por la incompatibilidad de deformaciones con el marco confinante, y con baja densidad de muros en la dirección resistente. Fue por esto que no se realizaron cambios radicales en las especificaciones para estructuras de mampostería. Sólo se reorganizó su formato, se simplificaron los métodos y se ajustaron los valores de diseño en los materiales.

¹ Sección de Estructuras, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

² Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Sin embargo, la vulnerabilidad de las construcciones para vivienda ha sido mayor en las regiones cercanas a la fuente sísmica. Esto se atribuye a las características de las ondas sísmicas (mayor intensidad y de alta frecuencia), del tipo de terreno (usualmente duro y con periodo predominante bajo del movimiento del terreno, de las propiedades dinámicas de la construcción (elevada rigidez inicial acompañada de un periodo fundamental bajo), la inadecuada configuración estructural de la construcción (distribución irregular y baja densidad de muros en una o ambas direcciones), entre otros factores.

El objetivo de este artículo consiste en presentar una breve revisión del desempeño observado en las edificaciones de mampostería a raíz de los eventos sísmicos más intensos desde 1985 en México y realizar algunas observaciones tendientes a mejorar el comportamiento de estas edificaciones en zonas sísmicas.

1. DESEMPEÑO SÍSMICO OBSERVADO DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA

Para dar claridad a la descripción, se distinguen los siguientes tipos de edificaciones de mampostería: de adobe, sin refuerzo, confinada, con refuerzo interior y empleada para relleno. A continuación se presenta un panorama del comportamiento observado después de los eventos sísmicos más importantes ocurridos en México desde 1985 hasta la fecha, resaltando los modos de falla más comunes y las causas posibles que los originaron.

1.1 EDIFICACIONES DE ADOBE

El desempeño de las edificaciones construidas con piezas de adobe sin ningún tipo de refuerzo ha sido, en términos generales, malo ante eventos sísmicos moderados o intensos. No obstante esta observación, este tipo de sistema constructivo, para vivienda unifamiliar de uno o hasta dos niveles principalmente, se realiza por *autoconstrucción*, y se sigue utilizando ampliamente en las áreas rurales localizadas en zonas de alta sismicidad del país.

Los eventos sísmicos intensos han permitido llevar a cabo inspecciones de campo para estudiar el comportamiento estructural de las construcciones de mampostería y adobe. Por ejemplo, después del sismo originado frente a las costas de Guerrero, el día 14 de septiembre de 1995 ($M_s = 7.3$), el cual afectó principalmente a la ciudad de Ometepec y algunas poblaciones aledañas ubicadas cerca de la región epicentral confirmo que numerosas edificaciones construidas con muros de adobe y que no contaban con ningún tipo de refuerzo adicional fueron las más afectadas (Sordo *et al.*, 1996). En la mayoría de los casos se pudo

observar agrietamiento vertical debido a la falta de liga en la unión de las esquinas de los muros (ver Fig. 1), provocado por la flexión fuera del plano de los mismos, así como la concentración de grietas en las aberturas por falta de elementos de cierre en las puertas y ventanas (ver Fig. 2).

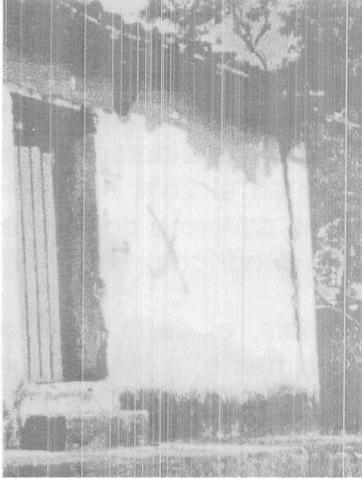


Figura 1. Inadecuada unión entre las esquinas de muros de adobe (Sordo et al., 1996).



Figura 2. Daño en aberturas por falta de confinamiento (López y Teshigawara, 1997).

Durante este recorrido se pudo observar que la mayoría de las construcciones tenían un sistema de techo apoyado en una viga cumbreira de madera, en la dirección longitudinal, que ocasionó agrietamiento vertical en los muros transversales (ver Fig. 3), al generarse fuerzas inerciales que actuaron fuera del plano de los mismos.

No obstante el daño generalizado en la zona afectada, en las viviendas construidas con piezas de adobe que contaban con algún tipo de refuerzo vertical, principalmente polines de madera, y las construidas con mampostería confinada exhibieron un mejor comportamiento (Fig. 4). Cabe aclarar que la mayoría de las edificaciones no fueron construidas con criterios ingenieriles o guías normativas para su construcción, siendo en su mayoría viviendas de *autoconstrucción*.

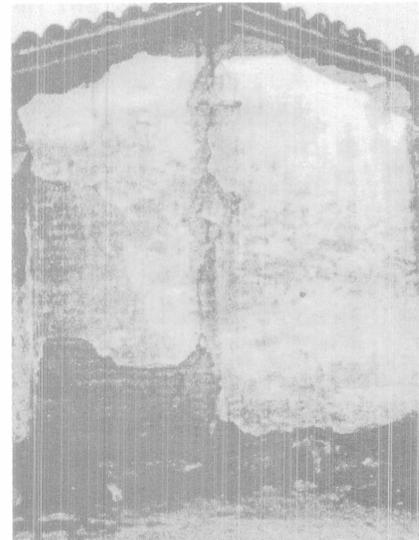


Figura 3. Falla por flexión fuera del plano (Sordo et al., 1996).

El estado de daño observado en las viviendas de adobe después de los sismos del 9 y 21 de octubre de 1995 frente a las costas del puerto y ciudad de Manzanillo, Colima ($M_s = 7.3$) y de la comunidad de Villa Flores, Chiapas ($M_s = 6.5$) fue muy similar al descrito anteriormente. Una estadística de los daños registrados

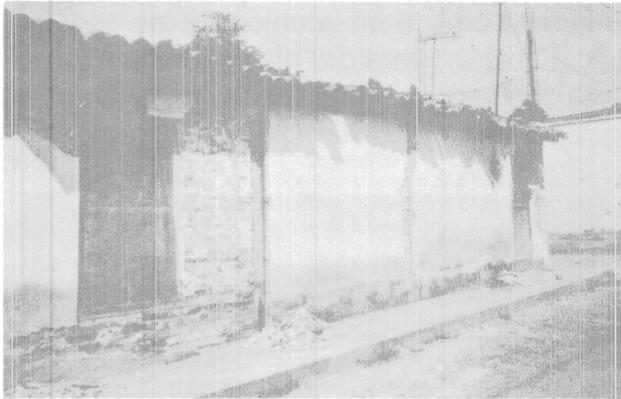


Figura 4. Construcción de adobe confinada con polines de madera (López y Teshigawara, 1997).

en estas edificaciones a raíz del sismo del 11 de enero de 1997 ($M_s = 7.2$) que afectó a varias comunidades en el Estado Michoacán, evidenció la alta vulnerabilidad de las construcciones de adobe, ya que sólo el 1% de una muestra de 1770 edificaciones no presentó daño, mientras que el 74% exhibió daños considerados como reparables y en el 25% restante se observó daño severo o derrumbe de la estructura (Rodríguez *et al.*, 1997).

En síntesis, el daño observado en las viviendas de adobe se sigue atribuyendo, principalmente, a las siguientes causas:

- Baja capacidad a tensión de las piezas de adobe debido a la pobre calidad de los materiales (sin paja, o sin algún otro material que tome los esfuerzos de tensión, y mezcla pobre de barro).
- Falta de adherencia entre las piezas, ya que normalmente se colocan superpuestas sin ningún tipo de aglomerado para mejorar la adherencia entre las mismas.
- Ausencia de confinamiento perimetral en los muros, así como en las aberturas (puertas y ventanas) de los mismos (ver Fig. 5).
- Inadecuada liga entre las esquinas de los muros transversales, aún con el traslape de piezas.
- Peso excesivo en la techumbre, debido al uso de tejas o rellenos de tierra.
- Falta de mantenimiento adecuado, con vigas del sistema de techo en las estado o muros deteriorados por efectos de la intemperie.

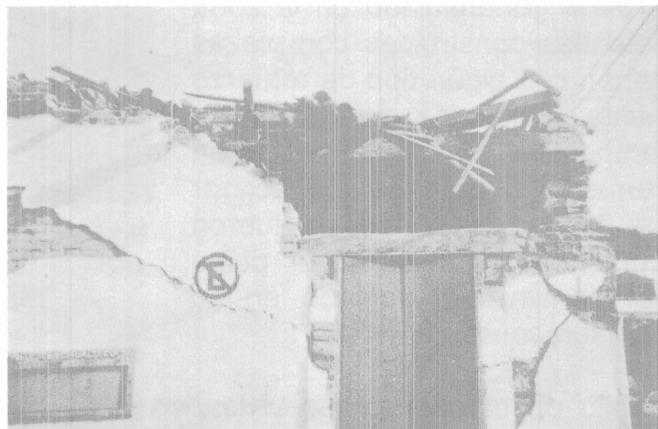


Figura 5. Daño total en la vecindad de esquina y huecos por falta de elementos de confinamiento (López y Teshigawara, 1997).

Apoyadas en la evidencia experimental, en la literatura se han sugerido diversas recomendaciones para mejorar el comportamiento sísmico de las viviendas de adobe. Sin embargo, ya que esta práctica constructiva se realiza por *autoconstrucción*, es necesaria la difusión masiva, con un lenguaje práctico, de los resultados anteriores a través de guías sencillas y de fácil aplicación, evitando que este esfuerzo se pierda en el ámbito académico.

1.2 EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA SIN REFUERZO

Como lo han documentado las inspecciones de campo en las zonas dañadas, el patrón de daño observado en las construcciones de mampostería, construidas básicamente con piezas macizas de tipo artesanal, que no contaban con algún tipo de refuerzo, ya sea interior o perimetral, ha sido muy similar al descrito para las viviendas de adobe. Sin embargo, su uso todavía es muy popular, tanto en zonas rurales como urbanas, principalmente en construcciones antiguas para uso habitacional. Una de las principales causas de su mal comportamiento se debe a deficiencias en la configuración estructural. Por ejemplo, después del sismo del 9 de octubre de 1995, en la ciudad de Manzanillo se pudo observar que a las construcciones originales a base de muros de carga de mampostería sin refuerzo se les fue añadiendo pisos superiores, algunos de mampostería confinada con



Figura 6. Inadecuada conexión de muros de mampostería con elementos confinantes (López y Teshigawara, 1997).

dalas y castillos de concreto reforzado, con una inadecuada conexión entre los elementos existentes y los nuevos elementos, con las consecuentes fallas por un anclaje o traslape inadecuado del refuerzo longitudinal de los castillos. Otra causa de daño se debió al uso indebido de polines de madera a manera de elementos de confinamiento, o bien el uso de castillos de concreto sin ligarlos al muro de mampostería, con la consecuente falla por flexión fuera del plano del muro (ver Fig. 6).

En términos generales, cuando los muros de mampostería no cuentan con un adecuado confinamiento mediante dalas y castillos de concreto reforzado, o bien una cantidad insuficiente o detallado inadecuado del refuerzo en los elementos confinantes, se han detectado cuatro tipos de patrones de agrietamiento y causas de daño en los muros de mampostería confinada:

- Agrietamiento inclinado, ocasionado por esfuerzos de tensión diagonal en las piezas.
- Agrietamiento en forma de escalera siguiendo la junta de mortero, originado por esfuerzo de corte.
- Agrietamiento vertical en las esquinas y el centro; originado por la flexión fuera del plano del muro y volteo de la estructura.
- Agrietamiento en forma de placa perimetralmente apoyada, ocasionado por los esfuerzos de corte y volteo de la estructura.

1.3 EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

Tradicionalmente, el tipo de sistema constructivo más empleado en México, tanto para vivienda unifamiliar como multifamiliar sigue siendo a base de muros de carga hechos de piezas macizas o huecas, de barro recocido o concreto, confinados por elementos livianos de concreto reforzado (daldas y castillos), denominándose a esta modalidad como *mampostería confinada*. En general, el desempeño de las edificaciones de mampostería confinada construidas con base en los requisitos normativos vigentes en la ciudad de México durante los sismos recientes ha sido satisfactorio (Meli, 1990). No obstante esta afirmación, la vulnerabilidad de las construcciones para vivienda ha sido mayor en las regiones cercanas a la fuente sísmica.

Con el fin de evaluar el desempeño de las edificaciones de mampostería confinada a raíz del sismo de 1985, se realizaron diversas inspecciones de campo y un estudio detallado del comportamiento de 23 edificaciones de mampostería de hasta cuatro niveles localizadas en la zona de mayor densidad de daño en la ciudad de México (Berrón, 1987). El estudio evidenció que en el 56% de la muestra, el agrietamiento se originó por la presencia de hundimientos diferenciales, el empleo de materiales pobres o deteriorados por la humedad y el intemperismo, así como la ausencia de elementos de confinamiento (daldas y castillos) suficientes. En el 44% restante el daño se atribuyó a una reducida cantidad de muros, en una o en ambas direcciones, aunada a una distribución asimétrica de los mismos que originó torsiones importantes en planta. La influencia de la densidad de muros con el nivel de daño (por ejemplo, una calificación de 5 corresponde al daño irreparable o severo) exhibido en la muestra de edificaciones de mampostería confinada se muestra en la Fig. 7.

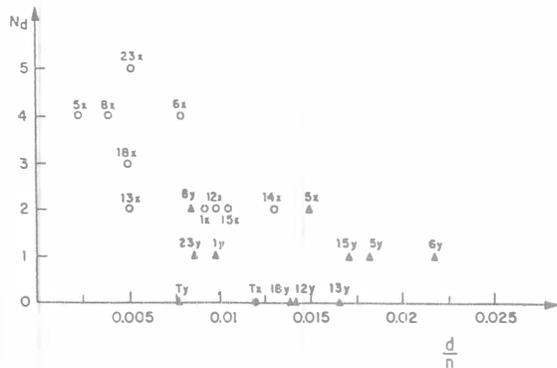


Figura 7. Relación entre densidad de muros y nivel de daño observado en edificios de mampostería después del sismo de 1985 (Meli, 1990).

Como puede observarse en esta figura, el daño más severo está asociado a una baja densidad de muros y tiende a disminuir conforme aumenta la cantidad de muros. El nivel de daño intermedio asociado a edificaciones con altas densidades de muros, inclusive superiores a los requerimientos normativos en vigencia, se asoció a la presencia de hundimientos diferenciales en combinación con las acciones sísmicas.

Durante un recorrido por la ciudad de Manzanillo después del sismo de 1995, se pudo apreciar una gran diferencia en el desempeño de este tipo de edificaciones. En varias colonias populares las edificaciones para vivienda unifamiliar fueron concebidas por *autoconstrucción*, lo que originó configuraciones estructurales ineficientes para resistir la acción sísmica, con grandes aberturas en los muros, o bien ausencia de elementos resistentes en la planta baja, distribución irregular de muros tanto en planta como en elevación y separación inadecuada entre construcciones colindantes (Juárez *et al*, 1996). Asimismo, la ausencia de una cantidad suficiente de muros en la planta baja, la cual se empleaba para fines comerciales, condujo a la formación de un mecanismo de *piso suave* en algunas viviendas de dos o más niveles (Fig. 8).



Figura 8. Colapso debido a la escasez de muros en planta baja (López y Teshigawara, 1997).

Una causa adicional del daño en las colonias populares (La Libertad y Burócratas) localizadas frente a la costa se debió al fenómeno de licuación, es decir deformación excesiva, de los rellenos arenosos sobre los que se cimentaban numerosas viviendas de mampostería (López y Teshigawara, 1997; Alcocer y Tena-Colunga, 1997). Este fenómeno ocasionó el asentamiento de las construcciones y el levantamiento del piso, de concreto sin ningún tipo de refuerzo, así como daño en los muros de mampostería (Fig. 9).

Sin embargo, en las edificaciones para vivienda, unifamiliar o multifamiliar, o para uso comercial en que observaron criterios ingenieriles en su construcción,



Figura 9. Asentamiento debido al fenómeno de licuación de arenas (López y Teshigawara, 1997).

como los descritos en la normatividad vigente del Estado de Colima la cual se fundamenta en la del Distrito Federal, exhibieron un buen comportamiento (Tena-Colunga y Del Valle, 1996).

Un estudio más reciente acerca del desempeño estructural en las edificaciones de mampostería de ladrillo de barro rojo recocido se llevó a cabo en el estado de Michoacán a raíz de la ocurrencia del sismo de Caleta de Campos, del 11 de enero de 1997

($M_s = 7.3$) con una muestra de 1,170 construcciones localizadas en poblaciones cercanas a la región epicentral (Rodríguez *et al.*, 1997). Las estadísticas de los daños observados en esta región muestran que el 78% no sufrió daño, mientras que en el 20% se observó daño considerado como reparable y solo el 2% de la muestra exhibió daño severo. Sin embargo, en la ciudad de Arteaga, localizada a 55 km de la estación Caleta de Campos, el porcentaje de edificaciones con daño severo o derrumbe fue del 30% con respecto a la población global de este tipo de construcciones. En la inspección realizada por los autores, se observó mala calidad de los materiales en la mayoría de las construcciones revisadas lo cual influyó en su desempeño ante cargas laterales.

Como el lector pudo apreciar, la ausencia de una adecuada configuración estructural, cantidad insuficiente de muros en ambas direcciones, mala calidad de los materiales empleados durante la construcción y poca atención en la conexión y detallado de los elementos de confinamiento pueden conducir a un mal comportamiento de las edificaciones de mampostería confinada.

1.4 EDIFICACIONES DE MAMPOSTERIA CON REFUERZO INTERIOR

En mucho menor medida se han empleado muros contruidos con piezas huecas reforzados interiormente mediante varillas de diámetro pequeño, verticales y horizontales, o bien, barras de acero de alta resistencia o *escalerillas* colocadas en la junta horizontal del mortero cuando se emplean piezas macizas. A esta modalidad se le conoce como *mampostería con refuerzo interior*. Las dificultades constructivas, la falta de un control de calidad adecuado y el arraigo de la mampostería confinada han limitado el uso de la mampostería con refuerzo interior en edificaciones para uso habitacional. Para la práctica constructiva mexicana resulta difícil la supervisión de su construcción, siendo mucho más elaborada y detallada para obtener un correcto llenado o colado de los huecos,

así como una correcta colocación del refuerzo interior (Fig. 10), lo que ha contribuido a una mala reputación del sistema.

En México, puede decirse que su desempeño sísmico no ha sido adecuado, principalmente por la falta de supervisión durante el proceso constructivo, dado que el refuerzo no se colocó en la cantidad y posición adecuados, aunado a un colado defectuoso de los huecos interiores (Meli, 1990). Otra de las desventajas observadas en la mampostería con refuerzo interior son las siguientes:

- Fallas locales de las piezas huecas por el desprendimiento de sus paredes
- Inadecuado anclaje del refuerzo interior en los elementos exteriores (Fig. 11)
- Necesidad de altas cantidades de refuerzo interior para asegurar un buen comportamiento.

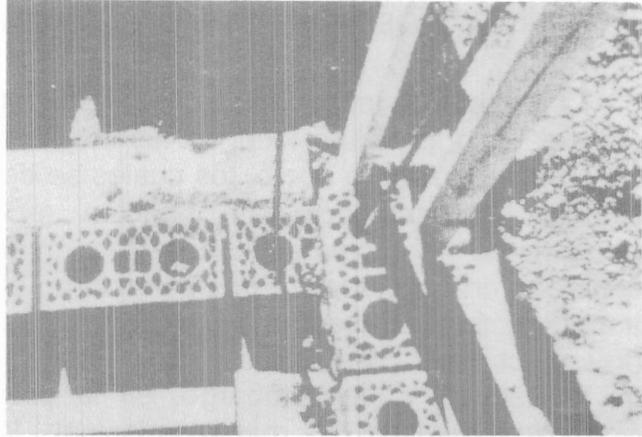


Figura 10. Detalle de piezas huecas con refuerzo interior (Shultz, 1994)

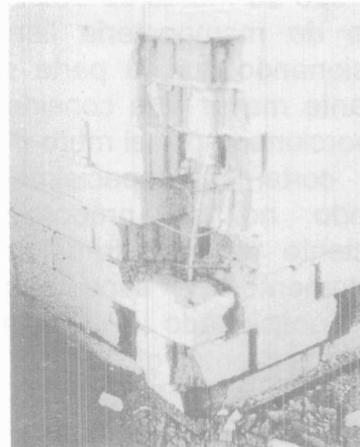
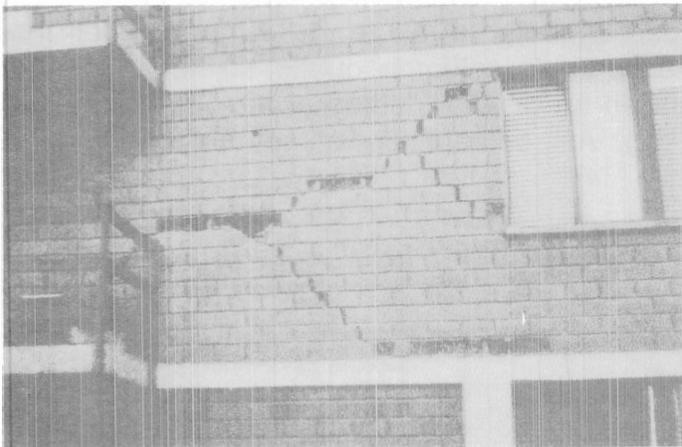


Figura 11. Daño en muros de mampostería con refuerzo interior (Shultz, 1994).

Sin embargo, en otros países se ha difundido su uso en edificaciones de vivienda multifamiliar, principalmente. Es interesante mencionar que en Japón y Estados Unidos el sistema constructivo consiste en llenar completamente los huecos de todas las piezas. Se utiliza un mortero con elevada fluidez y se refuerza con elevadas cuantías de acero horizontal y vertical creando prácticamente un muro monolítico con lo cual se obtiene un incremento en la resistencia ante cargas laterales y en la capacidad de desplazamiento lateral con respecto a la mampostería sin refuerzo interior o confinada.

1.5 MAMPOSTERÍA EMPLEADA COMO RELLENO

Una mención especial merecen los muros de mampostería que se utilizan como relleno, parcial o total, en las crujías de marcos resistentes a momento de concreto reforzado o acero, los cuales se denominan como *muros diafragma*. En algunas regiones del país también reciben el nombre de *muros tapón*. Usualmente se emplea en su construcción ladrillos del tipo artesanal o bloques de concreto, en ocasiones reforzados con un elemento liviano de concreto reforzado a manera de contraventeo. Este tipo de muros son considerados como elementos no estructurales y ha sido común ignorar su participación en el modelo numérico de la estructura. Sin embargo, en la práctica constructiva mexicana ha sido costumbre ligarlos al marco principal, lo cual, evidentemente, conduce a incrementar la rigidez lateral de los marcos y, por consiguiente, modifican la distribución de fuerzas entre los elementos resistentes y las propiedades dinámicas de la estructura completa.

Durante los recorridos de evaluación después de los sismos de 1985 se pudo observar agrietamiento inclinado, por tensión diagonal o cortante, en los muros, o bien concentración de daño en las esquinas producto de la incompatibilidad en la capacidad de deformación del marco principal, y del muro de relleno de mampostería (Terán-Gilmore y Bertero, 1992; Fundación, 1988).

Otra de las causas que frecuentemente ha causado daños cuando se emplea este tipo de muros se atribuye al fenómeno de *columna corta*, es decir, a que el muro de mampostería llena parcialmente la altura de la crujía del marco, ocasionando que la parte superior de la columna quede sujeta a una fuerza cortante mayor a la considerada en su diseño, debido al incremento de rigidez proporcionado por el muro (Fig. 12). Así, en esta sección se han observado fallas por cortante, especialmente cuando no se proporciona suficiente refuerzo transversal al elemento. Un aspecto que ha ocasionado un mal comportamiento global de la estructura ha sido su distribución asimétrica en planta, cuando se emplean muros de relleno en los marcos de colindancia y son considerados como no estructurales, lo cual provoca excentricidades excesivas en planta y, por consiguiente, importantes efectos de torsión. Este fenómeno puede explicar el número elevado (42%) de

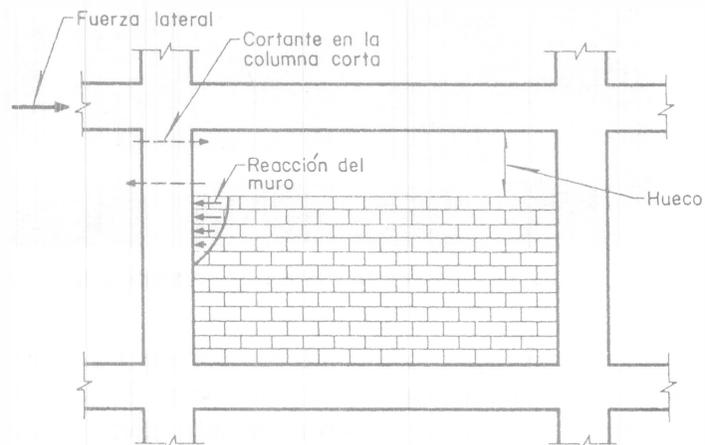


Figura 12. Efecto de columna corta en muro diafragma de altura incompleta (Meli, 1992).

edificios en esquina que resultaron afectados durante los sismos de 1985 en la ciudad de México (Fundación, 1988). En otros casos ha sido frecuente su uso como pretilas en marcos de fachada, ocasionando una discontinuidad de rigideces en elevación, o bien la ausencia de los mismos en la planta baja con la eventual formación de un mecanismo de *piso suave*.

Para evitar este tipo de fallas, los diseñadores han sugerido el empleo de ángulos metálicos para permitir el desplazamiento lateral de los muros de relleno y desligarlos del marco principal, o bien el uso de materiales flexibles, entre el marco y el muro, para evitar la concentración de esfuerzos en las esquinas. Sin embargo, estas soluciones no proporcionan restricción fuera del plano del muro y, por consiguiente, puede producirse una posible falla por flexión. Para evitar esta posibilidad, en muros de fachada se han ligado ambos elementos mediante conexiones metálicas, que impiden el movimiento fuera del plano del muros, con agujeros oblongos, para permitir el desplazamiento en la dirección paralela al movimiento. Cabe reconocer que el proceso de desligar muros siempre será complicado y requiere de una buena supervisión constructiva. Finalmente, es indispensable que *el diseñador determine su participación: estructural o no estructural*, disponga el detallado adecuado y revise su ejecución durante el proceso constructivo para evitar un mal comportamiento de la estructura en general.

1.6 ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA EXISTENTES

Como puede apreciarse, el desempeño observado de las edificaciones de mampostería durante los eventos sísmicos pasados puede considerarse como satisfactorio cuando en su construcción se han adoptado criterios ingenieriles, tales como una adecuada cantidad y disposición de muros, confinamiento en muros, puertas y ventanas mediante dadas y castillos, así como una eficiente configuración estructural. Sin embargo, ha sido notorio el daño en las edificaciones de mampostería sin refuerzo o las construidas con piezas de adobe que representan, desafortunadamente, los procedimientos constructivos más empleados en numerosas comunidades rurales cercanas a posibles fuentes sísmicas.

Recientemente se han desarrollado estudios para estimar la capacidad ante cargas laterales, del tipo sísmico, de algunos conjuntos habitacionales de la ciudad de México y otras ciudades del país como Chilpancingo, Guadalajara y Toluca con la intención evaluar su vulnerabilidad sísmica. Por ejemplo, en la Unidad Habitacional El Rosario-Tlalnepantla, localizada en la zona II o terreno de transición de acuerdo a la normatividad actual, se evaluó la vulnerabilidad sísmica de una muestra de 229 edificaciones de hasta cinco niveles, principalmente de mampostería confinada (Guerrero *et al.*, 1996). Cabe aclarar que las edificaciones fueron construidas con el reglamento de 1976. En este estudio se determinó el

coeficiente de resistencia (i.e. cociente del coeficiente sísmico y el factor de comportamiento sísmico, c/Q) asociado a la falla para cada una de las construcciones, suponiendo que esta ocurre cuando la fuerza cortante actuante y la resistente se igualan. De esta manera, la fuerza cortante resistente se calculó como la suma de las resistencias a cortante de cada muro en la misma dirección, de acuerdo a su rigidez. La fuerza cortante actuante se determinó mediante un análisis estático, empleando un coeficiente sísmico de 0.32. El estudio concluyó que todas las edificaciones de la muestra tienen un *coeficiente de resistencia* inferior al estipulado en la normatividad vigente ($c/Q = 0.16$) y de 1976 ($c/Q = 0.11$), correspondiente al año de construcción de las edificaciones. Inclusive, cerca del 25% de la muestra solo alcanzan el 50% (0.08) del *coeficiente de resistencia* estipulado en el reglamento actual. A raíz de esta investigación se iniciaron trabajos de refuerzo para aumentar el nivel de seguridad estructural en las edificaciones de mampostería, consistentes en la adición de malla de alambre electrosoldado recubierta con mortero de cemento en las paredes exteriores de los muros perimetrales, en todos los niveles.

Este estudio resulta un buen ejemplo para continuar evaluando la capacidad sismorresistente de las edificaciones de mampostería existentes y, en caso de ser necesario, proceder a elevar su nivel de seguridad estructural. Cabe notar que no obstante la evidencia experimental (Ruiz García, 1995; Alcocer *et al*, 1996) y el amplio uso que ha tenido en la práctica profesional la adición de malla electrosoldada, en la normatividad vigente aún no se cuenta con recomendaciones para el análisis y diseño de este esquema de reparación y/o refuerzo de estructuras de mampostería, lo que implica que los diseñadores no cuentan con criterios uniformes para cuantificar la resistencia adicional ante cargas laterales que proporciona su uso.

2. ASPECTOS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA EN ZONAS SÍSMICAS

2.1 NORMATIVIDAD

En una revisión de la normatividad en materia de seguridad estructural reveló que en el 50% de los estados del país no existen normas técnicas propias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería, empleándose con frecuencia las vigentes en el Distrito Federal. Entre los principales inconvenientes que conlleva esta costumbre se encuentra el desconocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales empleados en cada región, en particular de los morteros y piezas, macizas o huecas, empleadas en la construcción, así como el hecho de que el peligro sísmico en el sitio puede ser significativamente diferente al del Distrito Federal. Por otra parte, debe reconocerse que la mayor parte de la práctica constructiva en las zonas rurales todavía se realiza por *autoconstrucción*,

empleándose el adobe y la mampostería sin refuerzo como materiales básicos. En este caso, es necesaria la elaboración de guías sencillas, de fácil distribución, encaminadas a orientar a la población sobre los métodos tanto de construcción como de reforzamiento de este tipo de viviendas.

2.2 CALIDAD DE LOS MATERIALES

Dada la gran dispersión de las propiedades mecánicas de las piezas de mampostería y la calidad del mortero provenientes de diferentes regiones del país, es conveniente realizar ensayos para determinar los valores de diseño en vez de emplear las resistencias de diseño recomendadas por las normas vigentes en el Distrito Federal. Por ejemplo, en el estado de Michoacán se ha recomendado un esfuerzo cortante promedio de diseño de 3.0 kg/cm^2 , el cual representa un límite inferior de los resultados obtenidos experimentalmente en muretes construidos con piezas macizas del tipo artesanal producidas en la región (Alarcón y Alcocer, 1997). Por otra parte, en un estudio para obtener las propiedades mecánicas de piezas producidas en el estado de Puebla se observó que las resistencias a cortante de diseño para diferentes tipo de piezas (tabique rojo común, tabique extruído hueco y tabique multiperforado) son significativamente menores (50% en el caso de piezas de tabique rojo, en promedio) que los valores recomendados por la normatividad vigente en el Distrito Federal (Hernández *et al.*, 1996). Dada la diversidad y creciente oferta en el mercado de piezas huecas extruídas del tipo industrializado, una atención especial debe ponerse en la determinación de las propiedades índice de este tipo de piezas.

2.3 INFLUENCIA DE LAS ABERTURAS EN MUROS DE MAMPOSTERÍA

2.3.1 *Influencia de las aberturas en la rigidez lateral de la estructura*

Por requerimientos de tipo arquitectónico (i.e., para su adecuado funcionamiento) las viviendas hechas a base mampostería tienen aberturas en los muros. Las aberturas más comunes se deben a la presencia de puertas y ventanas. Obviamente, el comportamiento de una vivienda de mampostería en que sus muros tienen aberturas es diferente al de una vivienda en que sus muros no tienen aberturas, por lo que es importante que el ingeniero responsable del diseño y construcción de este tipo de viviendas sepa cuantificar el efecto de las aberturas en el comportamiento de los muros y de la vivienda. Ejemplos de la influencia de las aberturas en el modo de falla global de una construcción de mampostería se muestran en la Fig. 13.

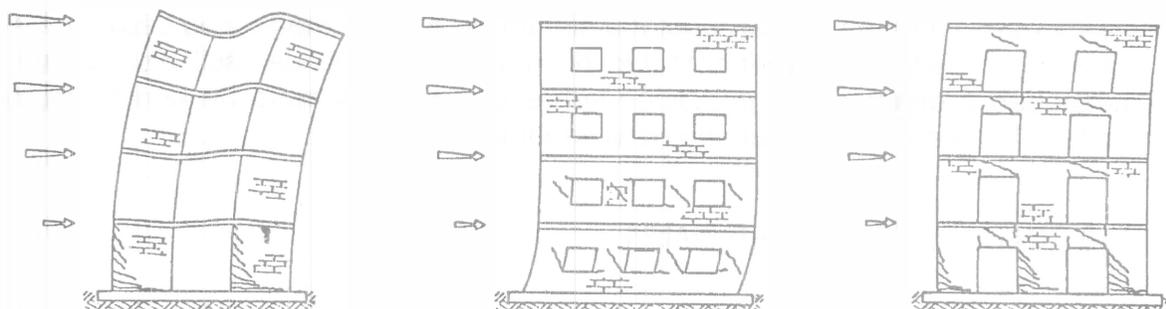


Figura 13. Influencia de las aberturas en el modo de falla de la mampostería (Tomazevic 1977).

Un primer efecto de la presencia de aberturas en los muros es la de disminuir su rigidez lateral. Esto quiere decir que para la misma carga lateral, una vivienda con aberturas en sus muros tendrá mayores desplazamientos laterales que una vivienda en que sus muros no tienen aberturas. En la Figura 14 se muestra una vivienda de mampostería de dos niveles con aberturas sujeta aun cortante V aplicado en la parte superior de la estructura. El desplazamiento lateral de esta estructura se muestra en forma esquemática en la parte derecha de la figura, en que en la línea sólida se muestra el desplazamiento total. El desplazamiento total puede aproximarse como formado por un desplazamiento Δ_c del muro sin aberturas más las deflexiones adicionales producidas en los muretes (mampostería entre aberturas), Δ_{p1} y Δ_{p2} de los niveles 1 y 2, respectivamente. El desplazamiento en la azotea de la estructura sin aberturas puede calcularse en forma aproximada con la siguiente expresión:

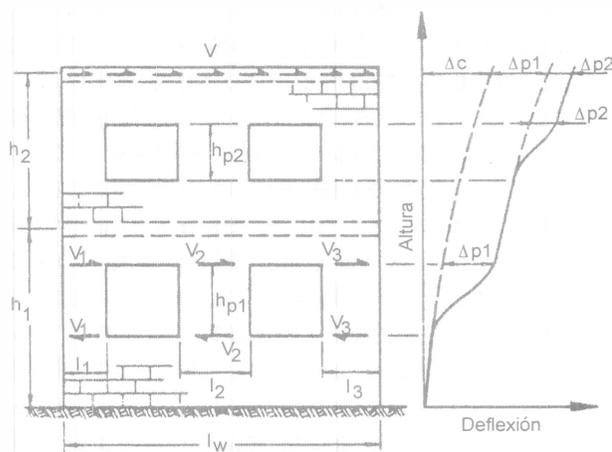


Figura 14. Deformaciones debidas a fuerzas laterales en una estructura de mampostería con aberturas (Paulay and Priestley, 1992).

$$\Delta_c = \frac{V(h_1 + h_2)^3}{3 E_m I_e} + \frac{1.2 V (h_1 + h_2 - h_{p1} - h_{p2})}{G_m A_e}$$

donde:

- E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería (se recomienda usar los resultados de muretes probados experimentalmente).
- I_e es el momento de inercia de todo el muro (considerando la sección agrietada).
- A_e es el área efectiva del muros (considerando la sección agrietada).

Las demás variables se definen en la Figura 14. El primer término de esta ecuación representa la contribución de las deformaciones a flexión, mientras que el segundo término representa la contribución de las deformaciones por corte del muro. En esta ecuación, el módulo de rigidez a cortante G_m puede aproximarse como $0.4 E_m$. En esta ecuación únicamente se consideran las deformaciones por corte producidas en la mampostería que está por arriba y por debajo de las aberturas, ya que las deformaciones de los muretes se suman a esta deformación. Sin embargo, en el primer término debe considerarse la altura total del muro ($h_1 + h_2$) para obtener una mejor estimación de las deformaciones por flexión.

Como el agrietamiento por tensión diagonal prácticamente se concentra en los muretes (o sea las zonas adyacentes a las aberturas, la reducción de rigidez al corte en zonas donde no hay abertura no será muy grande y puede recomendarse se use $A_e = 0.5A$ donde A es el área total transversal del muro (Paulay y Priestley 1992).

El cortante total debe distribuirse en los diferentes muretes dependiendo de su rigidez lateral por lo que para la planta baja se tiene:

$$\Delta_{p1} = V_1 \left[\frac{h_{p1}^3}{12E_m I_{e1}} + \frac{1.2Vh_{p1}}{G_m A_{e1}} \right] = V_2 \left[\frac{h_{p1}^3}{12E_m I_{e2}} + \frac{1.2Vh_{p1}}{G_m A_{e2}} \right] = V_3 \left[\frac{h_{p1}^3}{12E_m I_{e3}} + \frac{1.2Vh_{p1}}{G_m A_{e3}} \right]$$

donde:

I_{e1} y A_{e1} son el momento de inercia efectivo y el área efectiva (ambos considerado el agrietamiento) en el primer murete.

I_{e2} y A_{e2} son el momento de inercia efectivo y el área efectiva (ambos considerado el agrietamiento) en el segundo murete.

I_{e3} y A_{e3} son el momento de inercia efectivo y el área efectiva (ambos considerado el agrietamiento) en el tercer murete.

Si se $G_m = 0.4E$, entonces la rigidez lateral del murete i , está dada por:

$$k_i = \frac{V_i}{\Delta_{pi}} = \frac{12 E_m I_{ei}}{h_{pi}^3 (1 + \beta)}$$

donde:

$$\beta = \frac{36 I_{ei}}{h_{p1}^3 A_{ei}}$$

El desplazamiento lateral de los muretes en la planta baja es:

$$\Delta_{p1} = \frac{V_i}{k_i} = \frac{V}{\sum_1^3 k_i}$$

la rigidez lateral del muro es pues el cociente entre el cortante y el desplazamiento total.

$$K = \frac{V}{\Delta_c + \Delta_{p1} + \Delta_{p2}}$$

Esta rigidez lateral puede utilizarse tanto para estimar el periodo de la estructura como para distribuir fuerzas laterales entre diferentes muros.

2.3.2 Influencia de las aberturas en la distribución de fuerzas cortantes

Dado que la presencia de aberturas en los muros de mampostería implican una reducción del área transversal disponible para resistir fuerzas horizontales, se produce entonces un incremento de esfuerzos cortantes en los muretes, por lo que es importante determinar la fuerza actuante en cada murete, para determinar si tienen o no resistencia suficiente con la sección propuesta.

Es práctica es común suponer que el cortante que debe resistir cada murete es proporcional a su área transversal, sin embargo es importante hacer notar que dicha distribución de fuerzas desprecia las deformaciones por flexión. Dado que en muchas edificaciones el ancho de estos muretes es igual o inclusive menor a su altura, las deformaciones por flexión en los muretes no es despreciable y esto hace que la contribución de las deformaciones de flexión pueda provocar variaciones en la rigidez lateral de los muretes y por lo tanto en la distribución de fuerzas laterales que debe resistir cada murete.

Se obtiene una mucho mejor aproximación de las fuerzas cortantes en cada murete con la siguiente expresión:

$$V_i = \frac{k_i}{\sum_1^3 k_i} V$$

donde:

k_i es la rigidez lateral de cada murete considerando tanto deformaciones de corte como deformaciones de flexión.

Las aberturas no solo provocan un incremento en el esfuerzo cortante actuante en las zonas adyacentes a las aberturas, sino que este esfuerzo no es uniforme. La presencia de aberturas cuadradas o rectangulares provocan importantes concentraciones de esfuerzos de tensión en las esquinas de las aberturas, de ahí la enorme importancia de proveer de dadas y castillos en la

periferia de puertas y ventanas. En el caso de las ventanas, desafortunadamente es una práctica poco utilizada en nuestro país, y de ahí que se observen con frecuencia agrietamientos por tensión diagonal que se inician en las esquinas de las aberturas. Esta deficiencia se observa con frecuencia aun en grandes proyectos habitacionales de interés social.

2.4 IMPORTANCIA DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

A la luz de las lecciones obtenidas de los sismos recientes, tanto en México como en otros países, es la singular importancia el papel de la configuración estructural en el desempeño de las edificaciones de mampostería. Por ello, a continuación se resaltan los aspectos más importantes que contribuyen a mejorar el desempeño sísmico de este tipo de edificaciones desde su concepción inicial:

✓ *Densidad de muros.* El desempeño satisfactorio en las edificaciones de mampostería de la ciudad de México puede atribuirse en gran medida a la aplicación del método simplificado de análisis, el cual propicia una adecuada distribución y densidad de muros (Meli, 1990). Para la aplicación de este método es necesario cumplir con una altura límite, plantas simétricas y de buena rigidez torsional, con regularidad en elevación, así como garantizar la acción de diafragma rígido del sistema de piso. El seguimiento de este procedimiento conduce a configuraciones sísmicamente aptas y con adecuada resistencia para evitar el colapso de la estructura. Por ello, debe existir una densidad de muros adecuada en la edificación, misma que debe ser mayor en la medida en que la zona tenga un mayor peligro sísmico, como es el caso del Estado de Guerrero (ver Fig. 15).

El uso del método simplificado, para muchos tipos de estructuras, conduce a densidades de muros adecuadas. Esto asegurará que la construcción tenga una resistencia lateral suficiente para tener un buen comportamiento en sismos intensos. Es importante verificar que la densidad de muros sea suficiente en ambas direcciones, ya que con mucha frecuencia, por razones arquitectónicas se descuida este aspecto en una dirección, típicamente en la dirección paralela a la fachada en la edificación.

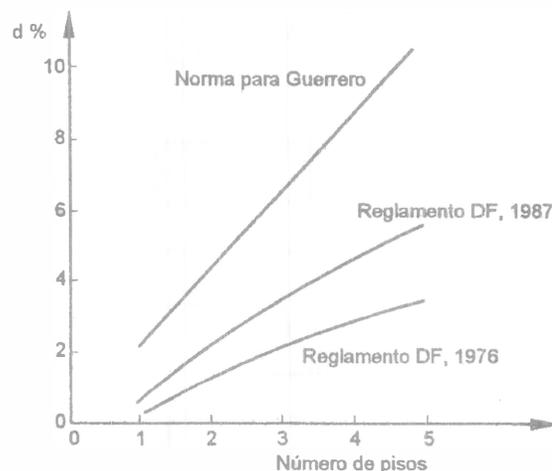


Figura 15. Densidad de muros requerida por las normas de Guerrero y el Distrito Federal para edificios típicos (Meli, 1990).

✓ *Configuración en planta.*

Se sugiere el uso de plantas sencillas, sin una relación largo/ancho excesiva (plantas alargadas), para disminuir la posibilidad de que el movimiento de un extremo sea sensiblemente diferente al del otro extremo. Debe buscarse simetría en planta, evitando una configuración en forma de L, T, C, o triangulares, a fin de reducir los efectos de torsión (Fig. 16). Algunas configuraciones simétricas, como en cruz o en H, producto de apéndices o entradas también pueden conducir a problemas de torsión si no se limita su extensión.

✓ *Distribución asimétrica de muros en planta.*

Por requisitos arquitectónicos, la distribución de muros en planta puede no guardar simetría en una o ambas direcciones, aún cumpliendo con una relación largo/ancho en planta adecuada. Una distribución asimétrica de muros conduce a problemas de torsión, que incrementan las fuerzas cortantes y las deformaciones que actúan sobre cada muro durante un evento sísmico (Fig. 17).

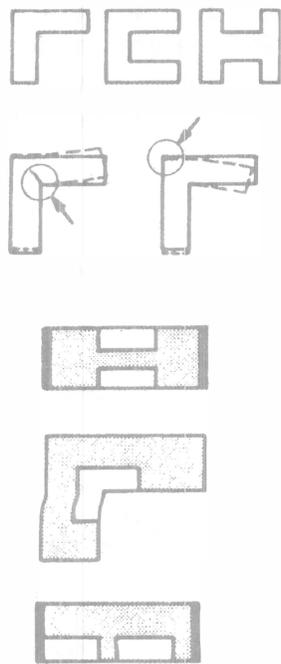


Figura 16. Plantas irregulares en edificios de mampostería (Paulay y Priestley, 1992)

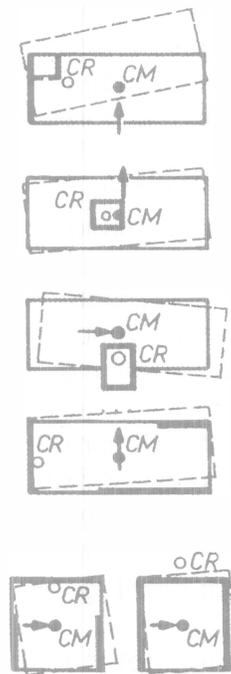


Figura 17. Distribución asimétrica de muros en planta (Paulay y Priestley, 1992)

✓ *Continuidad de todos los muros en elevación.*

Deben evitarse cambios bruscos de rigidez y resistencia en elevación, es decir, evitar la concentración o ausencia de muros en un solo nivel. Como se

mencionó anteriormente, las discontinuidades conducen a la formación de mecanismos de *piso suave*. (Fig. 18).

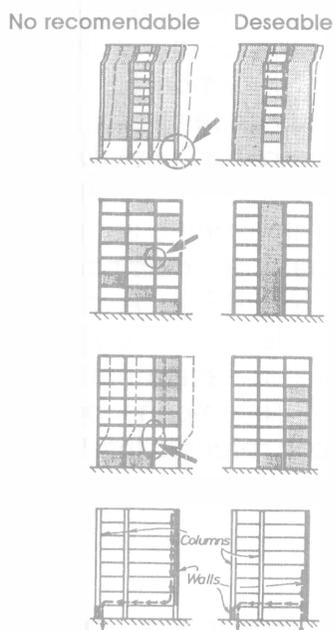


Figura 18. Continuidad de muros en elevación (Paulay y Priestley, 1992).

✓ *Con relación a aberturas necesarias para puertas y ventanas.*

- Debe evitarse la concentración de aberturas en una dirección ya que se reduce el área efectiva de la sección transversal total de muros que resisten las fuerzas laterales en esta dirección.
- Evitar aberturas muy próximas entre sí ya que se definen entre ellas porciones de muros esbeltos, esto es, muros con relaciones de aspecto H/L elevadas (>1.33). Este hecho propiciará una disminución de sus resistencias a la flexión y al cortante, siendo característico el que la flexión controle sus deflexiones y resistencias, por lo que se hace indispensable en estos casos contar con el acero de refuerzo interior adecuado, o bien contar con elementos de confinamiento.
- Evitar columnas cortas, o bien, castillos cortos
- Colocar dadas y castillos en la periferia de todas las aberturas, ya que proporcionarán cierta ductilidad a los muros y aunque no modifican significativamente la carga de agrietamiento diagonal, también participan en la resistencia a flexocompresión en el plano del muro.

✓ *Concentración de peso.*

Debe evitarse que la concentración de peso en el sistema de techo, principalmente en las edificaciones de adobe o mampostería sin refuerzo, dado que inducen fuerzas inerciales que ocasionan la flexión fuera del plano de los muros ortogonales, o bien, el derrumbe de los muros por volteo.

3. DETALLADO DEL REFUERZO EN ZONAS SÍSMICAS

Diversas recomendaciones para un adecuado procedimiento constructivo y el detallado del refuerzo en los muros de mampostería pueden encontrarse en las normas técnicas específicas (DDF, 1993). Sin embargo, con la intención de comprobar el nivel de seguridad sísmica de viviendas de bajo costo diseñadas y construidas de acuerdo a los criterios y prácticas actuales y sugerir, de ser necesario, recomendaciones a las normas de diseño y construcción consistentes con el peligro sísmico existente en el país, actualmente se desarrolla un extenso programa de investigación sobre estructuras de mampostería en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). A partir del desempeño sísmico observado y de los resultados más recientes del ensaye de especímenes de muros aislados y sistemas tridimensionales a escala natural, se han derivado las siguientes aportaciones para mejorar el desempeño de las estructuras de mampostería reforzada, ya sea confinada o con refuerzo interior:

✓ *Importancia de los castillos.*

Las edificaciones a base de muros de mampostería confinada, sometidas a sismos moderados, han exhibido grietas inclinadas en los muros de mampostería. Ante sismos severos, las grietas inclinadas han penetrado en las zonas extremas de los castillos, ocasionando el pandeo de las varillas longitudinales. A partir de la evidencia experimental, se ha observado que el deterioro de la capacidad ante cargas laterales dependió de la evolución en el daño de los castillos y la falla de los muros coincidió con el *cizallamiento* de los castillos (Sánchez, 1998). La importancia de los castillos radica en el confinamiento que proporcionan a los muros de mampostería ya que funcionan como un zuncho, evitando que los muros, al agrietarse, queden totalmente sueltos. Adicionalmente, los castillos contribuyen a mantener la capacidad ante cargas laterales y más aún, a incrementarla después del agrietamiento inicial. Asimismo, con una adecuada cantidad y distribución del refuerzo permiten un aumento en la capacidad de deformación lateral de los muros y la disminución del deterioro de rigidez y de resistencia.

✓ *Refuerzo transversal en castillos.*

Dada la importancia de los castillos, se ha propuesto reforzar los extremos de los mismos con estribos cerrados a cada hilada o a 0.5 veces d_c (la que resulte en una menor separación) en una longitud no menor que un sexto de su altura libre, 4 veces d_c , ni que 40 cm, donde d_c es el peralte del castillo (Alcocer, 1997). En la Figura 19 se ilustran estas recomendaciones.

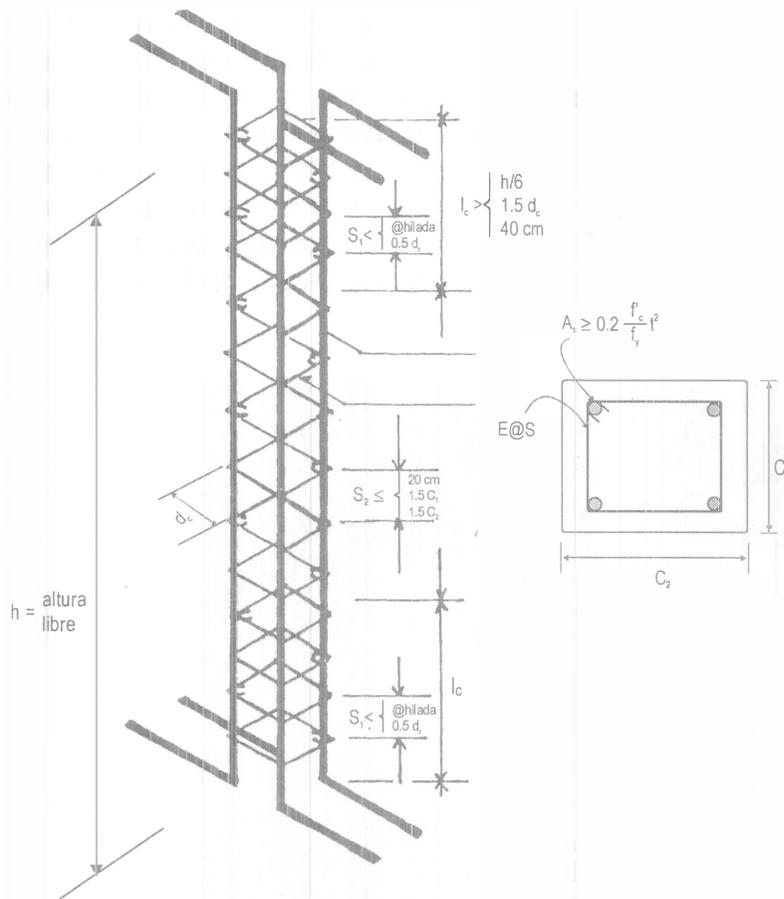


Figura 19. Recomendaciones para el refuerzo transversal en castillos.

✓ Refuerzo horizontal mediante alambres corrugados.

Entre las opciones más atractivas para mejorar el comportamiento ante cargas laterales de los muros de mampostería confinada, construidos con piezas macizas del tipo artesanal o multiperforadas del tipo prefabricado, se encuentra la adición de alambres corrugados laminados en frío grado 60 ($f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$) a lo largo de las juntas horizontales de mortero. De acuerdo a la evidencia experimental, es posible esperar un incremento en la resistencia a cortante y en la capacidad de deformación cuando se emplea esta modalidad

de refuerzo en los muros de mampostería (Alcocer, 1997). Una buena aproximación a la resistencia estaría dada por la siguiente expresión:

$$V_u = F_R \left[(0.5v^* A_T + 0.3P) + \eta p_h f_y A_T \right]$$

donde:

- V_u es la fuerza cortante resistente de diseño del muro de mampostería;
- F_R es el factor de reducción de resistencia para muros confinados;
- v^* es el esfuerzo cortante de diseño;
- A_T es el área de la sección transversal que actúa sobre el muro;
- P es la carga vertical que actúa sobre el muro;
- η es la eficiencia del refuerzo horizontal;
- p_h es la cuantía de refuerzo horizontal; y
- f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo horizontal.

Se recomienda tener especial cuidado en el anclaje de las barras con el castillo (ver Fig. 20), ya que de su eficiencia depende el buen desempeño del muro. Para fines de diseño, se ha recomendado una cuantía mínima del refuerzo horizontal del orden de 0.05%, mientras que el factor de eficiencia depende de la cuantía del refuerzo horizontal (Alcocer, 1997). No se sugiere el uso de escalerillas de alambres lisos electrosoldados a manera de refuerzo horizontal. Su comportamiento experimental ha comprobado que no existe una mejora significativa, principalmente por la falla prematura de los alambres o el desprendimiento en los puntos de soldadura.

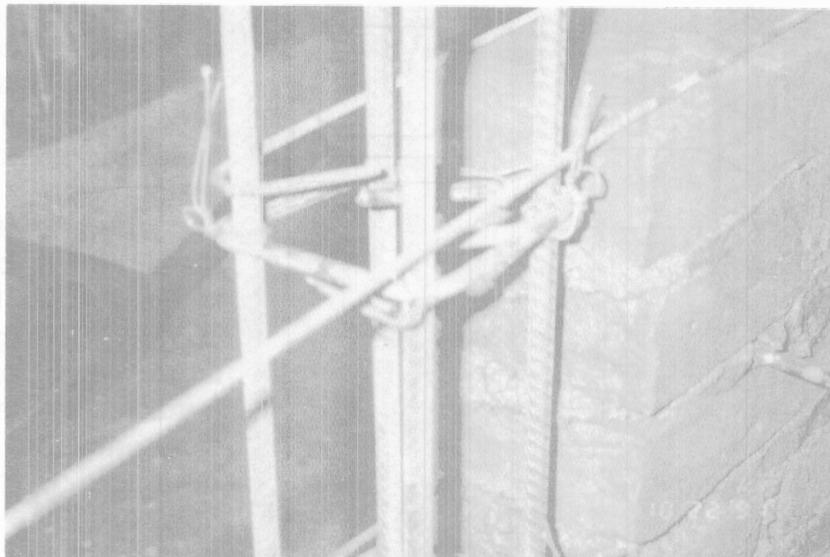


Figura 20. Anclaje de un alambre corrugado de 5/32" en el acero longitudinal de un castillo (CENAPRED, 1993).

✓ *Refuerzo adicional mediante malla de alambre.*

Otra alternativa para aumentar la resistencia y la capacidad de deformación ante cargas laterales consiste en colocar malla de alambre electrosoldado recubierta con mortero de cemento en la superficie de los muros de mampostería. Su eficiencia ha sido evaluada experimentalmente, tanto para fines de reparación como refuerzo, con resultados alentadores (Ruiz García, 1995; Alcocer *et al*, 1996). En términos generales, la resistencia ante cargas laterales que aporta la malla de alambre electrosoldada depende de la cuantía y la eficiencia de los alambres horizontales, la calidad y densidad de los anclajes para ligar la malla al muro, la relación de aspecto H/L (donde H es la altura y L la longitud) de los muros, así como la calidad del recubrimiento. Así, se sugiere dar preferencia a los muros cuadrados (relación H/L menor o igual a 1) respecto a los rectangulares durante un proceso de rehabilitación.

Una revisión detallada de los avances más recientes sobre el desempeño experimental de muros de mampostería ante cargas laterales del tipo sísmico puede consultarse en (Alcocer, 1997).

4. CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES PARA LIMITAR EL DAÑO ESTRUCTURAL

Actualmente y dado el desempeño aceptable observado después de eventos sísmicos intensos, en el diseño sísmico de estructuras de menos de 13 m, como es el caso de las viviendas unifamiliares de mampostería confinada, sólo se requiere cumplir con un criterio de resistencia. En este caso, si se cumplen los requisitos de regularidad en planta y elevación, es posible aplicar el método simplificado descrito en la normatividad vigente para el diseño y construcción de estructuras de mampostería (DDF, 1993). Sin embargo, algunas viviendas multifamiliares de mampostería confinada o con refuerzo interior se encuentran en el límite de aplicabilidad del método simplificado y requieren de un análisis más refinado en el cual se requiera revisar los desplazamientos de entrepiso de la estructura. No obstante, la normatividad vigente no proporciona límites de desplazamiento lateral consistentes con el nivel de daño observado en los sismos recientes y durante el ensaye de especímenes de mampostería confinada.

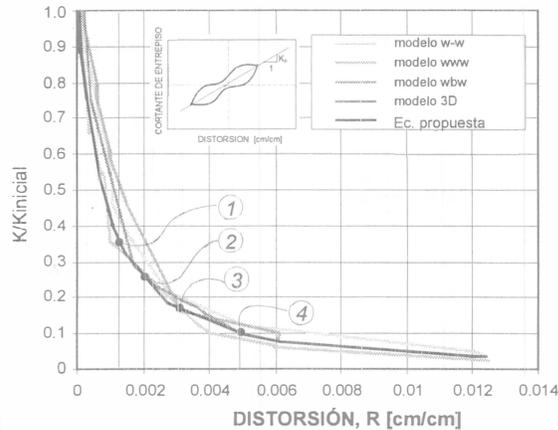
De acuerdo al código actual, la distorsión permisible (i.e., cociente del desplazamiento lateral y la altura del entrepiso) para marcos cuando no se desligan los elementos no estructurales, como son considerados los muros de relleno por ejemplo, es de 0.60%. En la Tabla 1 se relaciona el desempeño observado (estado de daño) en especímenes de mampostería confinada sometidos a cargas cíclicas reversibles del tipo sísmico (i.e., las que ocurren durante un evento sísmico) con el nivel de deterioro de sus propiedades estructurales (resistencia y rigidez) y su clasificación aproximada de acuerdo a una tabla de evaluación propuesta en la literatura (Rodríguez y Castrillón, 1995). De acuerdo a la Tabla 1 (Ruiz García, 1995), para una distorsión de 0.60%, es de esperarse que las estructuras de mampostería exhiban un grado de daño severo, o hasta el colapso, ante sismos intensos. Es importante que los ingenieros que utilizan estas normas de diseño estén conscientes de que si se presentan estos niveles de distorsión ocurrirán daños severos en la mampostería. Sin embargo, es común entre algunos ingenieros el pensar que al limitar la distorsión máxima a 0.6% con ello se evita el daño a elementos no estructurales ligados a la estructura. Por ejemplo, la evaluación analítica del comportamiento de edificaciones de mampostería confinada en el Estado de Michoacán durante el sismo del 11 de enero de 1997 ($M_s = 7.3$), evidenció que el estado de daño exhibido pudo estar asociado a demandas de distorsión lateral, o demandas de deformación lateral del orden de 0.15% (Rodríguez *et al.*, 1997).

TABLA 1. Grado de daño y deterioro de la propiedades estructurales en muros de mampostería confinada (Ruiz García, 1995).

Estado de Daño Observado	Distorsión (%)	$R / R_{inicial}$	V / V_{max}	Grado de Daño
Fisuras horizontales, por flexión. Fisuras verticales, por flexión, cercanas al paño de los castillos.	0.04	0.80	0.50	Ligero (I)
Primer agrietamiento de la mampostería, por tensión diagonal o cortante.	0.13	0.35	0.85	Moderado (II y III)
Inicio de la penetración del fisuramiento inclinado en los extremos de los castillos.	0.20	0.27	0.90	Fuerte (IV)
Agrietamiento en forma de "X" en todos los paneles de mampostería.	0.23	0.24	0.98	Fuerte (IV)
Aplastamiento del concreto, agrietamiento horizontal distribuido en la altura de los castillos.	0.32	0.18	1.0	Fuerte (V)
Concentración de grietas diagonales en los extremos de los castillos. Desconchamiento del recubrimiento de concreto.	0.42	0.13	0.99	Grave (V)
Concentración de daño en los extremos inferiores de los castillos. Plegamiento del refuerzo longitudinal (deformación en "S").	0.50	0.10	0.80	Grave (no se clasifica)

() Clasificación de acuerdo a la Tabla 6.5 de la referencia. (Rodríguez y Castrillón, 1995)

Puede apreciarse que el daño se encuentra asociado al deterioro de su capacidad ante cargas laterales y a una rápida degradación de su rigidez inicial, con una tasa de deterioro de forma exponencial, conforme aumenta el nivel de desplazamiento lateral. En particular, la degradación de rigidez es un parámetro muy importante que debe tenerse en cuenta, tanto en la evaluación de estructuras existentes como en el diseño de nuevas estructuras de mampostería. Para ilustrar este fenómeno, en la Figura 21 se muestra la degradación de rigidez, en función del nivel de distorsión obtenida para diversos especímenes de mampostería confinada a escala natural sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles (Sánchez, 1998).



ESTADO DE DAÑO

- ① Inicio del agrietamiento en mampostería
- ② Inicio de penetración de grietas en castillos
- ③ Inicio del aplastamiento del concreto en castillos
- ④ Plegamiento del refuerzo en castillos

Figura 21. Índice de degradación de rigidez y estados de daño en muros de mampostería confinada (Ruiz García y Alcocer, 1999).

Como puede observarse, el valor inicial de la rigidez se ha deteriorado aproximadamente en 65% para un nivel de distorsión correspondiente al inicio del fisuramiento inclinado en la superficie de los paneles de mampostería ($R = 0.13\%$ en promedio). Con base en los resultados experimentales, una buena aproximación del *índice de degradación de rigidez lateral* (i.e., el cociente de la rigidez lateral y la rigidez lateral elástica) para muros de mampostería confinada en función del nivel de distorsión estaría dada por la siguiente relación

$$\frac{K}{K_e} = \frac{1}{(1 + \alpha R^\beta)}$$

donde α y β son parámetros que definen la degradación de rigidez y R es la distorsión lateral definida como el desplazamiento relativo entre la altura de entrepiso. A partir de un análisis de regresión, los valores de $\alpha = 5300$ y $\beta = 1.2$ proporcionan una buena estimación de la degradación de rigidez (ver Fig. 21). Diversas recomendaciones para la estimación de K_e en estructuras a base de muros de mampostería confinada pueden encontrarse en la literatura.

A partir del comportamiento observado en sismos recientes y verificado en estudios experimentales se ha observado la formación de un mecanismo de *piso suave* en la planta baja de las edificaciones de mampostería. Es decir, ante cargas laterales del tipo sísmico ocurre una concentración de deformaciones inelásticas en la planta baja, mientras el segundo nivel permanece casi elástico. A consecuencia del rápido deterioro de la rigidez lateral en el primer nivel, conforme aumentan los desplazamientos laterales, el daño se concentra en la superficie de los muros. Para explicar este fenómeno, en la Fig. 22 se muestra el perfil de desplazamiento en la etapa de comportamiento inelástico, para una estructura de mampostería.

A fin de evitar un rápido deterioro de la rigidez lateral asociado a un grado de daño grave en los muros de mampostería y la posibilidad de formar un *piso suave* en la estructura se sugiere limitar la distorsión de entrepiso (i.e., cociente del desplazamiento lateral y la altura del entrepiso) a una valor máximo de 0.30% (ver Ruiz *et al*, 1998).

Adicionalmente a la anchura de las grietas en la superficie de los paneles de mampostería, y dada la importancia de los castillos, se sugiere incluir en el grado y estado de daño de las tablas de evaluación postsísmica para muros de mampostería confinada la siguiente descripción referente a la condición de los castillos:

- *Ligero*. Sin daño aparente, ligeras fisuras horizontales en los extremos de los castillos
- *Fuerte*. Con daño incipiente, indicios de la incursión de las grietas inclinadas en los extremos de los castillos
- *Grave*. Con daño severo, grietas inclinadas que incursionan en los extremos de los castillos.

Para fines de implementar una filosofía de diseño basada en el control de los desplazamientos para limitar los estados de daño se requiere una adecuada estimación de las demandas inelásticas de desplazamiento lateral. A la fecha, todavía es necesario continuar realizando estudios analíticos a fin de proporcionar métodos simplificados que permitan tal estimación con un grado de razonable de certidumbre.

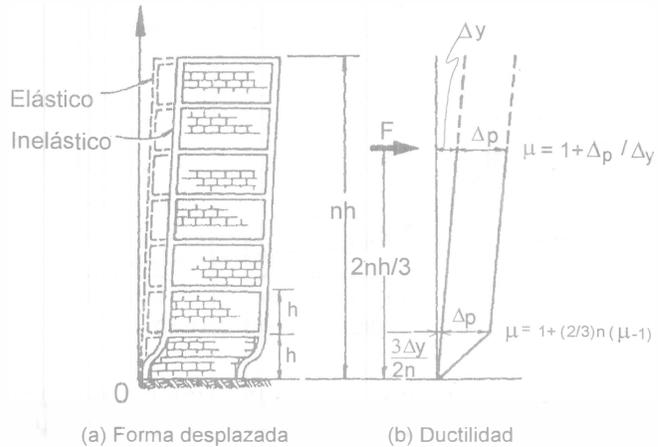


Figura 22. Fenómeno de piso suave producido por desplazamiento inelásticos en planta baja (Paulay y Priestley, 1992).

REFERENCIAS

AIIS (1986). "Guía para la construcción sismo resistente no ingenieril", Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Prevención de Desastres, Lima, Perú, 1986, 171 pp.

Alarcón, P. y Alcocer, S.M. (1997). "Repercusión de las características mecánicas de la mampostería en el diseño sísmico", *Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, México, noviembre, Vol. I, pp. 625-634.

Alcocer, S.M., Ruiz, J., Pineda, J., Zepeda, J. A. (1996). "Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh", *Proceedings Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, No. 1471, Acapulco, México, June.

Alcocer, S.M. (1997). "Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión", *Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, México, noviembre, Vol. I, pp. 164-191.

Alcocer, S.M. y Tena-Colunga, A. (1997). "Estructuras de mampostería y adobe", en: El Macrosismo de Manzanillo del 9 de Octubre de 1995, Tena-Colunga, A. (Compilador), *Universidad Autónoma de Colima y Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, Colima, México, septiembre, pp. 233-267.

Berrón, R. (1987). "Evaluación del comportamiento de edificios de muros de mampostería en los sismos de septiembre de 1985", *Tesis de licenciatura*, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 104 pp.

Departamento del Distrito Federal (1993). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, noviembre, pp. 21.

Fundación ICA (1988). "Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985", *Fundación ICA y Editorial Limusa*, México, 133 pp.

Hernández, O. y Meli, R. (1975). "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería", *Serie Azul No. 382*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 35 pp.

Hernández, O., Camargo, I., Leal, E., Ruiz, L. (1996). "Resistencia nominal de diseño de mamposterías de barro en la zona metropolitana de la ciudad de Puebla. Propuesta de estandarización de ensayos", *Memorias X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, México, noviembre, Vol. II, pp. 979-987.

Juárez, H., Guerrero, J.J., Gama, A., Whitney, R. Vera, R., Hurtado, F. (1996). "El sismo del 9 de octubre de 1995 en Manzanillo, Colima", *Memorias X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, México, noviembre, Vol. I, pp. 316-327.

López, O. y Teshigawara, M. (1997). "Informe de daños en edificaciones durante el sismo de colima del 9 de octubre de 1995 en la zona epicentral", *Cuadernos de Investigación No. 40*, CENAPRED, México, pp. 3-23.

Meli, R. (1975). "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", *Serie Azul No. 352*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 114 pp.

Meli, R. (1990). "Diseño sísmico de edificios de muros de mampostería. La práctica actual y el comportamiento observado", *Ingeniería Sísmica No. 40*, SMIS, septiembre-diciembre, México, pp. 7-28.

Meli, R. (1992). "Comentarios de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería, D.D.F.", *Serie No. ES-4, del Instituto de Ingeniería*, UNAM, México, 119 pp.

Paulay, T. y Priestley, M.J.N. (1992). "Seismic design of reinforced concrete and masonry structures", *John Wiley and Sons*, New York, 744 pp.

Rodríguez, M. y Castrillón, E. (1995). "Manual de evaluación postsísmica de la seguridad estructural de edificaciones", *Serie Azul No. 569*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 84 pp.

Rodríguez, M., Alarcón, P. y Machicao, R. (1997). "Evaluación del comportamiento sísmico de estructuras a base de muros de mampostería durante el sismo de Caleta de Campos, del 11 de enero de 1997", *Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, México, Vol. II, pp. 1361-1370.

Ruiz García, J. (1995). "Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural", *Tesis de maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 251 pp.

Ruiz García, J., Sánchez, T., Alcocer, S.M. (1998). "Rehabilitación de muros de mampostería confinada mediante malla de alambre y recubrimiento de mortero", *Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Monterrey, México, noviembre, Vol. II, pp. 164-191.

Ruiz García, y Alcocer, S.M. (1999). "Desempeño experimental de estructuras de mampostería confinada rehabilitadas mediante el uso de malla de alambre", *Revista de Ingeniería Sísmica*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C., pp. 59-79.

Sánchez, T. (1998). "Comportamiento de estructuras de mampostería confinada sujetas a cargas laterales", *Tesis de maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, . 222 pp.

Schultz, A.E. (1994). "Performance of masonry structures during extreme lateral loading events", en: *Masonry in the Americas*, Daniel P. Abrams (Ed.), ACI SP-147, pp. 85-125.

Sordo, E., Gómez, A., Juárez, H., Gama, A., Guinto, E., Whitney, R., Vera, R., Mendoza, E., y Alonso, G. (1996). "El sismo de Ometepepec del 14 de septiembre de 1995", *Memorias X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, México, noviembre, Vol. I, pp. 424-432.

Tena-Colunga, A. y Del Valle , E. (1996). "Impresiones sobre el comportamiento de las estructuras de la ciudad de Manzanillo ante el sismo del 9 de octubre de 1995", *Memorias X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, México, noviembre, Vol. I, pp. 425-433.

Terán-Gilmore, A. y Bertero, V. (1992). "Performance of tall buildings during the 1985 Mexico earthquakes", *Report No, UCB/EERC-92/17*, University of California at Berkeley, 209 pp.

Tomazevic, M. (1997). "Seismic resistance verification of masonry buildings: Following the new trends", *Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, P. Fajfar and H. Krawinkler (Eds.), Bled, Slovenia, June, pp. 323-334.

CAPÍTULO 8

ASPECTOS CONSTRUCTIVOS EN LA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA

D. VASCONCELOS,
T. SÁNCHEZ

ASPECTOS CONSTRUCTIVOS EN LA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA

Darío Vasconcelos¹ y Tomás Sánchez²

INTRODUCCIÓN

La mampostería es más dependiente que otros materiales estructurales de la calidad de la construcción; es común, en la construcción de vivienda descuidar el control de componentes, de las técnicas constructivas o de la calidad de la mano de obra. Además, la tendencia a acelerar y simplificar las construcciones, y la frecuente subestimación de la importancia que asigna el constructor a la vivienda de interés social, ha conducido a degradar la artesanía tradicional. La escasez de cursos universitarios de mampostería, y la falta de preparación de operarios cuya única preocupación es la de “avanzar”, ha impedido crear una adecuada escuela de construcción, por lo que es indispensable una buena supervisión.

En términos generales, la construcción deberá cumplir con las especificaciones del proyecto estructural, arquitectónico y de instalaciones. Es muy importante que el constructor (y su residente) conozcan los aspectos neurálgicos del proyecto estructural, para como mínimo centralizar su atención en ellos. En adición al control detallado de la calidad de los insumos, y a las obvias disposiciones relativas a la correcta geometría de la construcción, en cuanto al aplomo y alineamiento de los muros, se presenta a continuación una breve descripción de algunos aspectos que requieren ser considerados en forma detallada.

1. CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN

1.1 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Antes de pensar en la construcción, debemos pensar en la necesidad de contar con un estudio de mecánica de suelos que proporcione la información

¹ Consultor en Estructuras de Mampostería para Vivienda de Interés Social en varios Organismos y Dependencias Oficiales.

² Subdirector de Capacitación Técnica, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

necesaria y suficiente para llevar a cabo un buen proyecto estructural. Este aspecto es también crítico en el ambiente constructivo, puesto que el constructor ve este estudio como un gasto y no como una inversión que va a garantizar su seguridad y economía.

Las características deseables de un estudio de mecánica de suelos se relacionan a continuación.

- Exploración del suelo suficiente (en número y profundidad), de acuerdo con el RCDF93. Instalación piezométrica.
- Ensayes de laboratorio suficientes para determinar los parámetros de resistencia y compresibilidad del suelo.
- Análisis de capacidad de carga del suelo de cimentación y cálculo de hundimientos (elásticos y a largo plazo).
- Recomendaciones del tipo de cimentación, capacidad de carga y profundidad de desplante; procedimiento constructivo, protección a colindancias, detección de cavernas en zonas minadas, empujes en muros de contención o en contratraveses exteriores de un cajón de cimentación, etc.

1.2 PLANTILLAS

Son necesarias para proporcionar una superficie limpia y más o menos lisa, y evitar la contaminación del concreto; Es usual construirlas de 5 cm de espesor con concreto de $f'c=100\text{kg/cm}^2$; actualmente se utilizan substitutos como las geomembranas, que tiene ventajas económicas.

1.3 NÚMERO Y POSICIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA CIMENTACIÓN. DIMENSIONES DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Es usual la utilización de elementos prefabricados de acero (para secciones transversales de contratraveses relativamente pequeñas), malla electrosoldada en el lecho superior de losa de cimentación (muy flexible), bastones en el lecho inferior sobre los apoyos. Deberán cuidarse anclajes y traslapes, recubrimientos, etc.

1.4 ANCLAJE DE CASTILLOS EN LA CIMENTACIÓN

Es muy importante que el anclaje de los castillos sea adecuado, ya que usualmente se corrigen las deficiencias de posición con dobleces del acero que no cumplen con la relación 1 a 6.

2. CONSTRUCCIÓN DE FIRMES

Es conveniente que los firmes se cuelen en áreas no mayores de 15 m², y que tengan el acero mínimo necesario para cambios de temperatura. Es común armarlos con malla en el lecho superior y concreto de $f'c=150 \text{ kg/cm}^2$. En el caso de cimentación de losa corrida; ésta funge como firme, lo cual presenta una ventaja económica.

3. TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO DE LOS MATERIALES

Es necesario que las piezas para muros se transporten cuidadosamente para evitar rajaduras y despostilladuras; algunas empresas transportan su material en "pallets" protegidos con plástico y lo colocan hasta en un segundo nivel por medio de grúas, lo cual representa una buena opción de almacenamiento temporal. Las piezas de bloque hueco de concreto deben protegerse con plástico y almacenarse sobre madera, para evitar el contacto con la humedad. Los cementos y las cales deben estar protegidos del agua y la intemperie durante su transporte y almacenamiento.

Si el cemento ha sido almacenado durante más de 30 días, deberán hacerse ensayos de fraguado y de resistencia para aprobar su utilización.

4. TRATAMIENTO DE LA SUCCIÓN DE LAS PIEZAS

La succión es necesaria para lograr el íntimo contacto del mortero con la unidad de mampostería. Sin embargo, cuando es excesiva debe ser controlada mediante el humedecimiento previo al asentado de la unidad o pieza, ya que de lo contrario, causará efectos negativos. En casos extremos endurecerá y deformará la superficie plana del mortero sobre la que asienta la siguiente hilada, impidiendo todo contacto; y en casos menos severos, reducirá la cantidad de agua disponible para la unidad de arriba, impidiendo lograr una buena adherencia en la interface mortero-unidad.

Muchas piezas de arcilla tienen una succión natural excesiva, que debe ser modificada mediante un humedecimiento previo para lograr una succión óptima en el momento del asentado. En consecuencia, es importante determinar la succión de las unidades, y precisar si será necesario un tratamiento con el propósito de reducir la succión al momento del asentado. Las unidades que tienen succiones de 20 gramos o menos no deben ser humedecidas.

Las unidades de concreto y sílice-cal nunca deben de asentarse húmedas, debido a que tienen succiones en un rango adecuado, y una vez instaladas en el muro, sufrirán las consecuentes contracciones de secado que tenderán a agrietar el muro. Sin embargo, la limpieza del polvo superficial es indispensable en todas las unidades.

5. ESPESOR DE LAS HILADAS Y ACABADO DE LAS JUNTAS

Debe determinarse en función de la variabilidad dimensional de la altura de la pieza de mampostería y del espesor mínimo recomendable del mortero para lograr una correcta adherencia. Para condiciones normales de asentado, el espesor de la junta está entre 1 y 1.5 cm. No son aceptables, juntas de mortero excesivas, porque reducen la resistencia a la compresión de la mampostería; tampoco lo son aquellas que sean muy delgadas porque reducen su resistencia a la tensión. A este respecto, véase la Figura siguiente

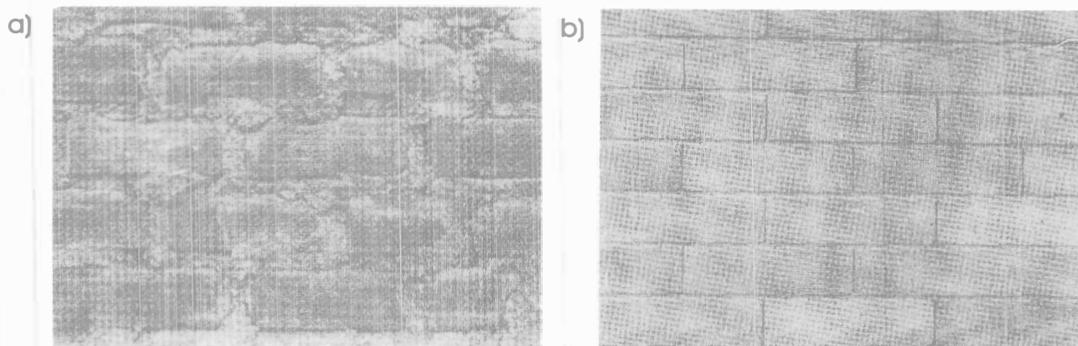
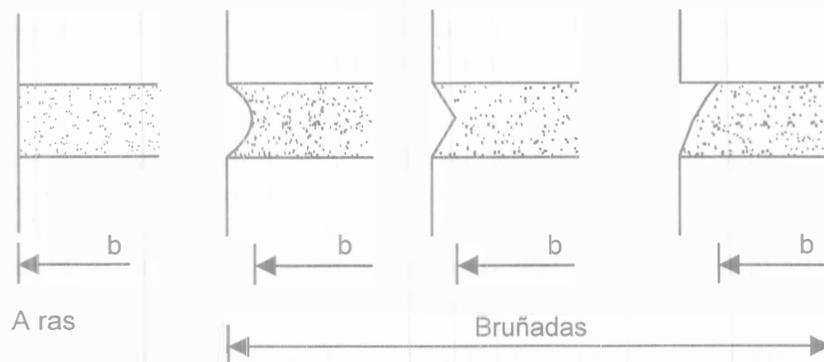


Figura 1. Muros de mampostería deficientes. a) juntas de mortero de espesor excesivo, b) juntas de mortero de muy pequeño espesor.

Las juntas de mortero horizontales y verticales deben ser tratadas una vez terminada una parte del asentado del muro y mientras el mortero está aún plástico. Las formas comunes de acabado de las juntas se muestran en la Figura 2. Las juntas señaladas como "no recomendables" en esta figura tienden a retener agua e intemperizar al muro.

Recomendables



Nota: El ancho útil del muro "b", se mide desde el interior de la junta tratada.

Figura 2. Acabado de las juntas de mortero.

No recomendables

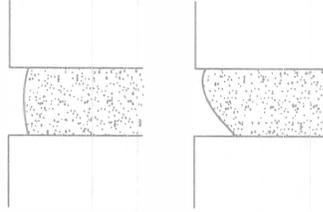


Figura 2 (continuación). Acabado de las juntas de mortero.

6. FABRICACIÓN DEL MORTERO EN OBRAS PEQUEÑAS Y EN OBRAS GRANDES

Siempre será deseable la fabricación controlada de los morteros por medios mecánicos, y en el caso de obras grandes fabricado de manera centralizada, con total control del proporcionamiento especificado, para distribuir hacia los diversos frentes. Tradicionalmente la consistencia del mortero la define el operario, y se adecúa para mantener la adherencia y cohesión necesarias que permitan esparcirlo en las caras de la unidad.

La consistencia del mortero debe mantenerse durante el proceso de construcción, remezclándolo y añadiéndole agua si es necesario. Los morteros a base de cemento portland deberán usarse dentro de un límite que no exceda el tiempo de fraguado inicial del cemento. En las NTCM se indica usar el mortero dentro de un lapso de 2.5 horas. En la referencia 1 se sugiere un lapso máximo de 2 horas desde la primera adición de agua en climas fríos, y de una hora en climas cálidos. Con el uso de la cal se obtiene mayor trabajabilidad del mortero. Es usual utilizar aditivos retardantes que permitan usar el mortero a lo largo de más tiempo.

El asentado de las piezas o unidades debe garantizar la máxima adherencia y el llenado completo de las juntas horizontales y verticales. El asentado, como se ha dicho, implica presión, debiendo evitarse el bamboleo de la unidad o retirarla y volverla a poner, para ajustarla al nivel requerido (Figura 3). Esto se debe, como se explicó en el Capítulo 2, a que la adherencia se logra en el primer contacto, por lo que cualquier despegue parcial o total la destruye irremediablemente.

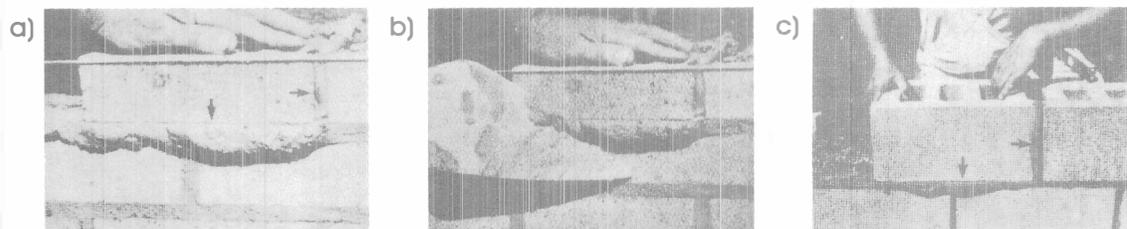


Figura 3. Proceso de asentado de tabiques y bloques: a) presión vertical, b) presión horizontal y retiro del mortero excedente, y c) presión vertical y horizontal.

7. CONSTRUCCIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

Además del cuidado que se debe tener en el espesor de las juntas de mortero, éste debe colocarse en todas las caras; en el caso del ladrillo multiperforado debe ser suficientemente denso para que penetre en los alvéolos no más de la cuarta parte de la altura de la pieza (llaves de cortante). Las primeras hiladas son las más importantes (plomos, hilos, cuatrapeos). En los muros de tabique rojo recocido deberá practicarse el dentado en la zona de castillos exteriores, (Figura 4) para garantizar la trabazón del tabique y el concreto.

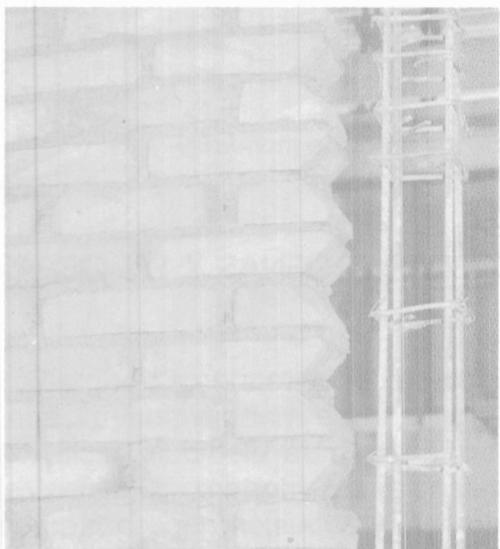


Figura 4. Dentado de un muro de tabique recocido par garantizar el "amarre" con lo castillos de confinamiento.

Durante la construcción de muros con refuerzo interior, deben tomarse precauciones para que la colocación del concreto líquido o mortero garantice un llenado total. Estas precauciones consisten, además de cuidar la fluidez del mortero o concreto líquido, en mantener los alvéolos verticales de las piezas limpios, sin mortero u otras sustancias.

Las pequeñas dimensiones de los castillos en muros confinados, y la presencia de los ganchos de los estribos, requieren que el concreto tenga un revenimiento recomendado de 12 cm, y que se utilicen agregados con tamaño máximo de $\frac{1}{2}$ ", además de colocar el concreto con una buena técnica de vibración. Con lo anterior se garantiza que el concreto llene todos los huecos, para evitar la formación de oquedades que pueden disminuir la resistencia al corte.

Es necesario que durante el proceso de obra se lleven a cabo los ensayos de laboratorio para garantizar los valores de resistencia de los materiales (f^*_p , f^*_m , v^* , f^*_c).

En las ventanas es necesario confinar el hueco, o bien poner refuerzo horizontal en los antepechos.

8. RITMO DE LA CONSTRUCCIÓN

Cuando se construye a ritmo exagerado es posible que se coloque un número excesivo de hiladas sobre un mortero que aún no ha adquirido una rigidez adecuada, ocasionando su deformación. Como ésta no ocurre

necesariamente de modo uniforme, el muro tiende a perder su verticalidad. Las referencias 1 y 2 recomiendan que, para evitar excentricidades accidentales y fallas prematuras por aplastamiento del mortero, el ritmo de construcción en piezas junteadas con mortero de cemento portland no exceda de 1.30 m de altura por jornada de trabajo.

9. CUIDADO DE LOS MUROS DURANTE SU CONSTRUCCIÓN

Con el fin de evitar fallas por cizallamiento en las juntas de construcción debe evitarse en lo posible, juntas frías en los muros. Para lograr una mayor adherencia entre el muro existente y el muro por construir, se recomienda limpiar las superficies de asiento de las unidades del muro existente con aire comprimido, y humedecerse en el caso de que las unidades requieran dicho tratamiento. Para piezas macizas, la referencia 1 recomienda que al término de la primera jornada de trabajo se llenen parcialmente las juntas verticales correspondientes a la hilada superior, para llenarlas completamente al inicio de la segunda jornada (véase Figura 5). Asimismo, es deseable en general, que

todas las juntas de construcción sean rugosas y que estén libres de polvo y gránulos sueltos.

Durante el proceso constructivo, los muros tienen poca estabilidad fuera de plano y en general, una resistencia a la tensión muy reducida. En consecuencia, no deben ser sometidos a golpes o vibraciones, ni tampoco servir de apoyo a otros procesos constructivos, ya que es

muy fácil romper accidentalmente las interfaces mortero-unidad (generalmente en la parte baja del muro). En muchos casos es conveniente, para muros altos o muros construidos en áreas de gran exposición al viento, proveerlos de algún tipo de arriostamiento o apuntalamiento con tabloncillos de madera, para evitar daños (véase Figura 6).

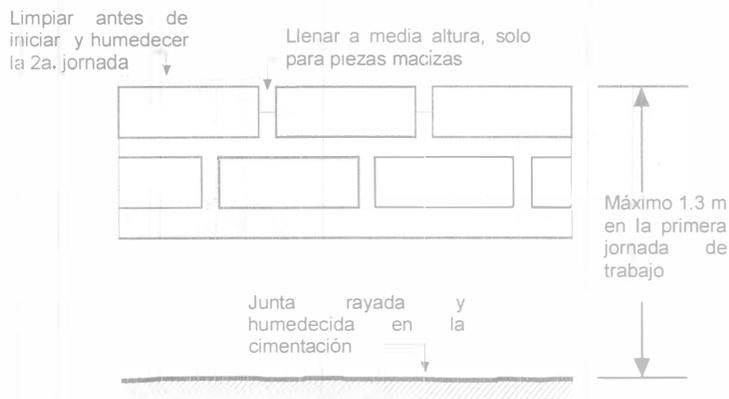


Figura 5. Juntas de construcción (referencia 2).

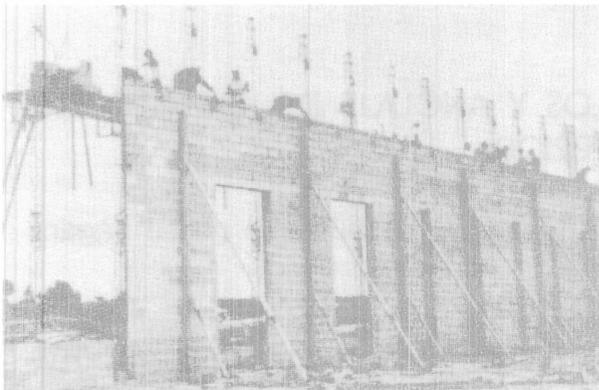


Figura 6. Protección de un muro mediante arriostamiento provisional.

10. COLOCACIÓN DE INSTALACIONES (HIDROSANITARAS, GAS, ELÉCTRICAS, TELEFÓNICAS, ETC.)

Es muy importante la coordinación en la ejecución, para evitar romper o ranurar los muros. No es permisible romper o picar los muros, salvo que exista indicación expresa autorizando esta operación en el proyecto, ya que evidentemente se generan zonas de debilidad al romper, por ejemplo, un elemento con el propósito de alojar tubos para instalaciones eléctricas o sanitarias (Figura 7). La planificación de la ubicación de tubos, cajas e insertos de los diferentes subsistemas debe ser efectuada en la etapa del proyecto, debe indicarse claramente en los planos de construcción y debe ejecutarse en los momentos más adecuados. Se recomienda además que los tubos para instalaciones tengan un recorrido vertical, y que se alojen en los muros, sólo cuando tengan un diámetro menor a $1/5$ del espesor del muro. De preferencia, los conductos deben ir alojados en ductos especiales y falsas columnas.

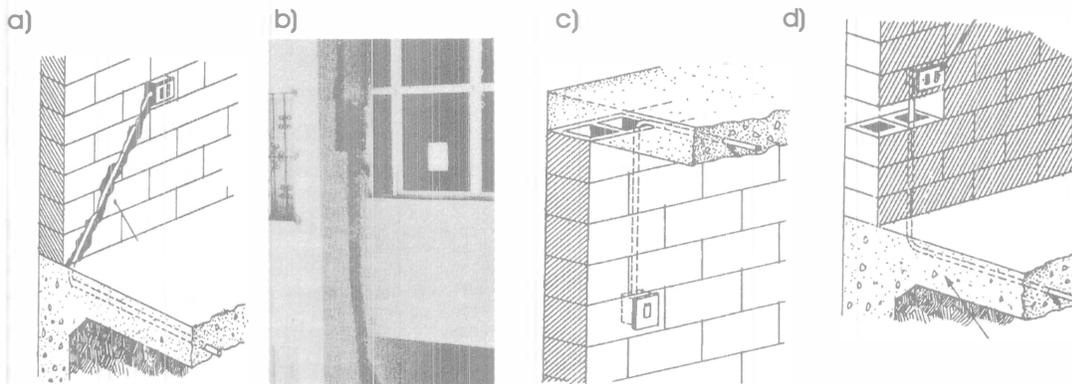


Figura 7. a) Colocación incorrecta de ranura que aloja un ducto de instalación eléctrica.
b) Daño severo en muro por una ranura de espesor excesivo
c) y d) colocación correcta de instalaciones, siguiendo recorridos verticales.

11. ARMADO DE DALAS Y CASTILLOS Y ANCLAJE DE ARMADO EN MUROS REFORZADOS EN SU INTERIOR

Los anclajes extremos son muy importantes (es común que no se hagan adecuadamente).

Cuando se usen armaduras prefabricadas es necesario revisar sus intersecciones. Conviene aclarar que se fabrican en dos calidades (5000 y 6000 kg/cm^2).

No deberá traslaparse más del 50% en una misma sección. En caso de hacerlo, deberá duplicarse la longitud de traslape.

Deberán suministrarse grapas en los castillos ahogados, y el remate de las grapas se harán con gancho a 180 grados.

El refuerzo horizontal debe ser continuo (no debe traslaparse) y sí anclarse con ganchos a 180 grados en castillos intermedios. El refuerzo vertical deberá estar eficientemente anclado en la cimentación, y en su remate en la azotea.

12. IMPERMEABILIZACIÓN DE MUROS Y MANTENIMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA

Para evitar la aparición del salitre, que es muy perjudicial para el muro, es necesario impermeabilizar. El procedimiento usual se describe a continuación:

1. Aplicar una capa gruesa de chapopote derretido o asfalto.
2. Aplicar una capa de cartón asfáltico o polietileno.
3. Aplicar otra capa de chapopote o asfalto. Sobre esta capa fresca se espolvorea una capa de arena fina.

Con respecto al mantenimiento de la mampostería es necesario, para evitar la degradación de las piezas, es necesario dar mantenimiento al muro cuando éste lo requiera (pintura, yeso, aplanados, etc.). El ladrillo aparente extruído de barro no requiere mantenimiento (Villa Olímpica, Villa Coapa, Unidad Independencia, Cuautitlán Izalli), más que una sola vez un hidrofugante (que no deje película, que evite la entrada del agua pero permita la transpiración por medio de salida de vapor).

13. ERRORES COMUNES QUE PUEDEN EVITARSE

- a) Posición del acero de refuerzo en castillos y refuerzo vertical de muros reforzados interiormente (doble 1 a 6).
- b) Traslape del acero en más del 50% en una sola sección. Traslape del refuerzo horizontal en muros.
- c) Remates a 90 grados en los estribos (deben ser a 135 grados).
- d) Mal colado de los huecos (en tramos de gran altura, que propician oquedades en el colado).
- e) Fabricación del mortero sin control (proporcionamiento, en el suelo)
- f) Aplicación deficiente del mortero
- g) Falta de previsión en las instalaciones que obligan a romper los muros.
- h) Falta de saturación en las piezas de barro. Saturación de las piezas de bloques de concreto.

- i) Mala posición del acero de refuerzo (malla sobre todo). Bastones en el lecho superior de losas macizas de entrepiso.
- j) Mal proporcionamiento y remezclado inadecuado de morteros
- k) Espesor de juntas de mortero en los muros de menos de 1cm o de más de 1.5 cm.
- l) Falta de confinamiento de huecos de ventanas, o refuerzo horizontal en los antepechos.

14. ASPECTOS IMPORTANTES DEL SUPERVISOR DE VIVIENDA

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones (y sus correspondientes en otras poblaciones), el Director Responsable de Obra (DRO) y el Corresponsable en Seguridad Estructural (CSE) son responsables de que la obra se ejecute de acuerdo con el proyecto estructural, para lo cual resulta indispensable que como mínimo (dependiendo de la magnitud de la obra) cada uno de ellos tenga un Residente que vigile la construcción, cuyo costo normalmente no es aceptado por el constructor (inmerso en aspectos financieros), por lo que la participación de ambos se limita a visitas esporádicas, que desde luego no garantizan un seguimiento adecuado del proceso constructivo.

A continuación se presenta un resumen sobre los artículos del RCDF93 que definen las obligaciones y derechos del DRO y del CSE, con la idea de mostrar la importancia de su actuación para el aseguramiento de la calidad de las construcciones de vivienda.

En su título tercero, el RCDF define a la figura del DRO como aquella persona física que se hace responsable de la observancia del Reglamento de Construcciones para las obras en las que otorgue su responsiva, nombramiento que obtienen profesionistas de carreras específicas (Ingenieros Civiles y Arquitectos, principalmente) que Acreditan ante una Comisión de Admisión que cuentan con la experiencia necesaria y conocimientos sobre el Reglamento de Construcciones, Normas Técnicas Complementarias y otros documentos legales relacionados.

Las obligaciones del DRO se refieren principalmente a la dirección y vigilancia de las obras asegurándose que el proyecto y la ejecución de los trabajos de construcción cumplan con los ordenamientos correspondientes, contando para ello con la participación de uno o varios Corresponsables, en especialidades tales como Seguridad Estructural, Diseño Urbano y Arquitectónico e Instalaciones.

El DRO llevará un libro de bitácora en el que deberá anotar entre otros aspectos, los procedimientos de construcción y de control de calidad, incidentes y accidentes así como observaciones e instrucciones del DRO,

Corresponsables y de inspectores del Departamento, El libro de bitácora se debe entregar al propietario junto con toda la documentación actualizada al término de la construcción.

Por su parte, el Corresponsables es aquella persona física que responde en forma solidaria con el DRO por todas las obras en las que otorgue su responsiva de acuerdo con la especialidad que se trate.

Análogamente a lo descrito para el DRO existen requisitos que deben cubrir aquellos profesionistas que deseen obtener su registro de Corresponsable. Los casos en los que se requiera que otorguen su responsiva están claramente definidos en el Reglamento de Construcciones.

Entre otras, son obligaciones de los Corresponsables verificar en los aspectos que competen a su especialidad, que el proyecto y la construcción tengan concordancia, y que se apeguen a la normatividad vigente, con la idea de llevar un control más estricto en la calidad del diseño y construcción de edificaciones. Además los corresponsables deberán responder conjuntamente y con el DRO de cualquier violación al Reglamento de Construcciones.

15. ESTÁNDARES DE ORGANISMOS GUBERNAMENTALES (INFONAVIT, FOVISSSTE, FIVIDESU, FONHAPO, FICAPRO, ETC) EN EL CONTROL DE CALIDAD

Los organismos gubernamentales se remiten a los reglamentos locales en lo relativo a proyecto estructural. Prácticamente reglamentan solo el proyecto arquitectónico y el diseño urbano, dejando al promotor de vivienda (a su DRO y su CSE) la responsabilidad del proyecto estructural.

16. ALGUNAS EXPERIENCIAS PERSONALES EN ORGANISMOS GUBERNAMENTALES

- Se reforzó Santa Fe Infonavit, bloque de concreto tipo pesado con muchas deficiencias constructivas.
- Se reforzó Fividesu, 4000 viviendas bloque de concreto tipo intermedio Fividesu Col. Guerrero ladrillo doble hueco vertical extruido de barro.
- Lomas de Becerra Fovissste sobre cavernas.
- Tijuana sistema Mecano grietas en muros.
- Refuerzo de 120 casas en Atizapán de Zaragoza.
- Refuerzo de 400 casa en Atlacomulco.
- Infonavit Cuautitlán Izacalli, laboratorio 1 a 1.

REFERENCIAS

1. Héctor Gallegos. Albañilería Estructural; Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú, Agosto de 1991.
2. Ángel San Bartolomé. Construcciones de Albañilería (Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural); Pontificia Universidad Católica de Perú, Lima Perú, Octubre de 1994.

CAPÍTULO 9

ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DE MATERIALES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES

M. J. FARADJI

ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DE MATERIALES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES

NORMATIVIDAD Y PRÁCTICA PROFESIONAL

Marco J. Faradji¹

En los materiales constituyentes de la mampostería no se acostumbra hacer pruebas para verificar la calidad, pues muchos piensan que las casas y edificios hechos con ladrillo rojo son resistentes de por sí, probablemente porque en el cuento del Lobo y los Tres Cochinitos, la casa de ladrillo, con los soplidos no la podía tirar el lobo, sin embargo a medida que la mampostería se popularizó y luego se empezó a hacer con tabicón ó block de concreto y por fábricas no ordenadas ni serias, se empezaron a tener problemas de fisuras, grietas, rompimiento de algunos bloques y fallas estructurales que hicieron necesario revisar las causas de las mismas y se empezó a fijar especificaciones y normas para la gran variedad de productos que existían en el mercado.

Los ladrillos de barro recocido que originalmente tenían como medidas nominales el 7-14-28, con la inflación se fueron haciendo más chicos y ahora las medidas usuales son 6-12-24 y el 6 se va bajando hasta 5 ó 4 cm y para ciertos trabajos de recubrimiento o enladrillados su espesor es de 2 a 2.5 cm.

En el caso del block las medidas son más uniformes pero por la variación de los moldes y el encogimiento por secado la altura nominal de 20 cm, se convierte de 19.5 cm hasta 18 cm creando dificultades en la colocación y en el nivel de las hiladas.

En los proyectos generalmente no se especifica el espesor de la junta, el acomodo de las piezas, si cuatrapeadas ó al hilo, la calidad de las piezas y la del mortero, si llevará refuerzo de alambón ó escalerilla, si requiere castillos ahogados y con qué refuerzo, y si requiere castillos armados y de qué tamaño y con qué refuerzo.

A veces los muros se usan exclusivamente como divisorios, otros para soportar cargas verticales, otros para soportar cargas verticales y laterales en su plano, y a veces también perpendiculares a su plano como son los muros de contención. Los muros pueden ser largos ó cortos pero también bajos ó esbeltos

¹ Director del Laboratorio de Alto Nivel en Calidad

y necesariamente su capacidad para resistir es muy variada y no se pueden usar todos para el mismo fin.

Es conveniente por tanto, exigir que todos los proyectistas especifiquen claramente las características que deben tener los muros y sus limitaciones, y luego el constructor observar esas exigencias y no apartarse de las mismas, aprovechando los servicios de verificación de un laboratorio de pruebas confiable.

Como ejemplo de lo anterior tenemos la siguiente especificación:

Muro de block hueco ligero de 15-20-40 cm para interiores, (RBH 40) juntado aparente de 0.5 a 0.8 cm con mortero de resistencia en cubos de 40 kg/cm² a la compresión a 28 días, curado al aire.

El block se colocará al hilo y se revisará el nivel de las hiladas y el plomeo cada 4 hiladas con una tolerancia de 0.3 cm cada 3 m. Cada tres hiladas se le pondrá una escalerilla de dos varillas lisas del número 10, y se colará con concreto fabricado con gravilla de 12 mm, y de resistencia 150 kg/cm² a los 28 días de edad, castillos ahogados con una varilla # 2.5 grado 42 a cada 120 cm, y la altura máxima será de 2.40 m. (para mayores alturas consultar con el proyectista).

La intensidad del muestreo del block será de 10 piezas al azar por cada 10000 piezas, y se ensayarán 5 a compresión y 5 a absorción, y para el mortero, se tomará una muestra de 6 cubos de 5 cm cada tercer día de junteo para ensayar a la compresión, por lo menos dos a los 28 días.

La especificación podrá parecer larga, pero aún así, es muy probable que falten detalles que permitan no cumplir lo que el diseñador tiene en mente y que necesariamente tiene que transmitirle al constructor, y éste al maestro de obras para que, a su vez, pueda pedírselo al oficial albañil y éste a su ayudante, al que corresponde preparar la mezcla con determinado proporcionamiento, el que va a ser el determinante para que pueda trabajar adecuadamente el muro.

Los proyectistas requieren una mano de obra uniforme, un mortero resistente y uniforme, que las piezas para la mampostería sean resistentes, poco absorbentes y uniformes para asegurar un comportamiento adecuado y uniforme.

Las investigaciones sobre muros de mampostería tienen pocos años en México, menos de 40, y poco se ha realizado en estructuras reales donde se tenga información suficiente, y donde se tenga monitoreo del comportamiento ante los agentes climáticos, viento, sismo, etc., por lo que deberán planearse investigaciones y estudios que permitan fijar la correlación entre lo teórico y lo práctico con más realismo.

La norma NMX C-6 clasifica a los ladrillos ó tabiques de arcilla en fabricados con máquina y los fabricados a mano. En los de máquina Mq, los divide en macizo, MqM, perforados MqP, huecos verticales MqHv, y huecos horizontales MqHh. En cada uno de estos distingue varios grados de calidad dependiendo principalmente de la resistencia a la compresión desde 250 a 30 kg/cm² y también de su adherencia, de 6 a 2 kg/cm²; y absorción de agua, de 10 a 22% en peso. Así

tenemos 12 entre tipos, subtipos y grados de calidad. Las condiciones recomendables para ladrillos y bloques cerámicos se indican en la tabla 2.

En el caso de las piezas de concreto, la norma C-10 las divide por sus dimensiones en los bloques B, y los ladrillos, tabiques y tabicones (L). Los tipos son huecos (H), y sólidos (S), y los subtipos son principalmente por su resistencia a la compresión desde 175 a 40 kg/cm² y su absorción de 220 a 290 litros por m³. Los más resistentes pueden usarse para soportar cargas y pueden colocarse al exterior sin requerir repellados ó protección. Los ligeros y poco resistentes sólo deberán usarse en interiores ó con protección, y normalmente como muros divisorios que no reciben carga. Por último los intermedios que si reciben carga y que al estar en exteriores podrán tener protección ó no.

Tabla 1. Especificaciones generales para Ladrillos, bloques, cerámicos de barro, arcilla y/o similares según NMX C-6

TIPOS		Mq										Mn	
SUBTIPOS		Macizo MqM				Perforado MqP			Hueco vert MqHv		Hueco Horz MqHv		
Grados de calidad		A	B	C	D	B	C	D	C	D	D	E	E
Resistencia a la compresión mínima (kg/cm ²)	Promedio de 5 individual	250	150	100	50	100	75	50	75	50	50	30	30
		200	120	80	40	80	60	40	60	40	40	20	20
Adherencia (kg/cm ²) mínima	Promedio de 5 individual	6	4	4	2.5	4	4	2.5	3	2.5	3	2.5	2
		4	3	2	1.7	3	2	1.7	2	1.7	2	1.7	1.5
Absorción de agua (% en peso) máxima	Promedio de 5 individual	10	14	13	18	14	16	18	14	16	18	22	22
		12	16	18	20	16	18	20	16	18	18	20	24
Tolerancias Dimensionales* (%)													
Largo		± 2	± 3	± 4	± 4	± 3	± 3	± 4	± 3	± 4	± 4	± 5	± 5
Ancho		± 2	± 3	± 4	± 4	± 3	± 3	± 4	± 3	± 4	± 4	± 5	± 5
Altura o Peralte		± 2	± 3	± 4	± 4	± 3	± 3	± 4	± 3	± 4	± 4	± 5	± 5
Desviación máxima de la línea recta sobre la dimensión nominal (en %)		1	1.5	2	2	1.5	2	2	1.5	2	2	2	3
Acabados Cuarteaduras Ladrillo o bloque permisible en mm	En esquinas	6	7	8	9	7	8	9	8	9	9	9	12
	En aristas	3	4	5	6	4	5	6	5	6	6	6	8

* Las tolerancias en largo, ancho y altura o peralte, rigen para todas las medidas

Tabla 2. Condiciones de servicio recomendables para ladrillos y bloques cerámicos según la NMX C-6

	Subtipo	Grado	Requerimientos estructurales	Requerimientos climatológicos	Requerimientos funcionales
Mq	MqM	A	Aptos para albañilería soportante bajo tensiones elevadas (con o sin armar)	Aptos para climas severos con heladas y alta precipitación pluvial	Aptos para uso al exterior o interior en muros aparentes de 1 o 2 caras
	MqM MqP	B	Aptos para albañilería soportante bajo tensiones moderadas (con o sin armar)	Aptos para climas con probabilidades de heladas y moderada precipitación pluvial	Aptos para uso al exterior o interior en muros aparentes de 1 o 2 caras
	MqM	C	Aptos para albañilería bajo cargas moderadas de compresión axial (semi armada y/o reforzada)	Aptos para condiciones climatológicas medias del país con poca probabilidad de heladas y moderada precipitación pluvial	Aptos para uso al exterior o interior en muros aparentes de 1 o 2 caras. para los ladrillos huecos se aconseja el huso de un sellador en muros exteriores
	MqM MqP MqHv MqHh	D D D D	Aptos para albañilería simple o reforzada bajo cargas moderadas de compresión axial	Aptos para climas benignos y de moderada precipitación pluvial con sellador o revestidor igual al grado C	Aptos para uso exterior o interior en muros aparentes de 1 cara. Para los ladrillos huecos se requiere un impermeabilizador en muros al exterior
	MqHh	E	Aptos para albañilería simple o reforzada bajo cargas limitadas de compresión axial	Aptos para climas benignos y de baja precipitación pluvial	Aptos para uso en muros exteriores con revestimiento o sellador y en muros interiores
Mn		E	Aptos para albañilería simple o reforzada NO SOPORTANTE y/o con cargas bajas de compresión axial	Aptos solamente para climas benignos y de escasa precipitación pluvial	No se aceptan para muros aparentes al exterior sin revestimiento

Tabla 3. Usos recomendables por la NMX C-10, para bloques, ladrillos, tabiques y tabicones de concreto.

Subtipos	Usos
RBH-70 RBH-60 RBH-100 RLH-100 RLH-175	Se usan en muros interiores y exteriores, de carga o de relleno. Su baja absorción permite el uso de éstos sin recubrimiento.
RBH-40 RBS-70 RLH-70 RLS-100	Se usan en muros interiores y exteriores, de carga o de relleno. En muros exteriores deben protegerse de la intemperie mediante recubrimientos o sellador impermeable.
RBS-40 RLS-50	Se usan exclusivamente en muros interiores de relleno. Por su alto porcentaje de absorción no es recomendable su uso en exteriores y en caso de hacerlo deben protegerse perfectamente por medio de un recubrimiento o sellador impermeable.

Tabla 4. Especificaciones de la NMX C-10 para bloques de concreto (Tipo I).

Subtipo	Resistencia mínima de ruptura a la compresión sobre el área total Mpa (kg/cm ²)		Absorción máxima de agua fría en 24 horas dm ³ /m ³ (litros por m ³)	Variación máxima de la masa seca con relación a la masa de catálogo (nota 1)
	Promedio de 5 piezas	Pieza individual	Promedio de 5 piezas	Tolerancia
Huecos				
RBH 70	6.9 (70)	5.5 (56)	220	± 8 %
RBH 60	5.9 (60)	7.7 (48)	240	± 8%
RBH 40	3.9 (40)	3.1 (32)	290	± 8%
Sólidos				
RBS 100	9.8 (100)	7.8 (80)	240	± 8%
RBS 70	6.9 (70)	5.5 (56)	290	± 8%
RBS 40	3.9 (40)	3.1 (32)		± 12%

RBS Resistencia mínima a la compresión de bloques sólido.

RBH Resistencia mínima a la compresión del bloque hueco.

Nota. Variación máxima permisible de la masa seca a peso constante determinada en la prueba de absorción según la norma NMX-C37

Tabla 5. Especificaciones de la NMX C-10 para ladrillos, tabiques y tabicones de concreto (Tipo II).

Subtipo	Resistencia mínima de ruptura a la compresión sobre el área total Mpa(kg/cm ²)		Absorción máxima de agua fría en 24 horas dm ³ /m ³ (litros por m ³)	Variación máxima de la masa seca con relación a la masa especificada (nota 1)
	Promedio de 5 piezas	Pieza individual	Promedio de 5 piezas	Tolerancia
Huecos				
RLH 100	9.8 (100)	7.9 (80)	240	± 8%
RLH 70	6.9 (70)	5.5 (56)	290	± 8%
Sólidos				
RLS 175	17.2 (175)	13.7 (140)	240	± 8%
RLS 100	9.8 (100)	7.8 (80)	290	± 8%
RLS 50	4.9 (50)	4.9 (40)		± 12%

RLH Resistencia mínima a la compresión de ladrillo o tabicón hueco.

RLS Resistencia mínima a la compresión de ladrillo o tabicón sólido.

Tabla 6. Especificaciones dimensionales que deben cumplir las unidades de concreto (NMX C-10).

TIPO		Ancho (cm)	Alto (cm)	Largo (cm)
I	Bloques de concreto	10 a 30	10 a 30	Más de 30
II	Ladrillos, tabiques y tabicones de concreto	10 a 30	Hasta 15	Hasta 30

La resistencia a la compresión se usa para el diseño estructural, y la absorción para limitar el efecto de los agentes externos sobre la durabilidad de los muros. La tolerancia en dimensiones sirve para asegurar un buen acomodo y economía en el junteo. La tolerancia en peso es muy importante para asegurar que las cargas consideradas no se alejen demasiado de lo previsto en el cálculo estructural.

Existen pruebas para pilas fabricadas con los elementos junteados, que recomiendan las normas actualmente en encuesta: Determinación de la Resistencia a Compresión y del Módulo de Elasticidad de Pilas de Mampostería de barro y de Concreto y también la de Determinación de la Resistencia a Compresión Diagonal y de la Rigidez al Cortante de Muretes de Mampostería de Barro y de Concreto, para obtener parámetros de diseño que toman en cuenta la combinación de las piezas de mampostería y el mortero de junteo y además la forma de acomodo de las piezas. Estas pruebas se realizan en modelos de dos a tres piezas de ancho por tres a diez piezas de altura por el espesor normal del muro y se determina la capacidad de carga vertical, y también se hacen para carga vertical y lateral cargando los modelos en sus esquinas para dar una carga diagonal similar a la prueba de compresión diametral que se usa en el concreto.

Con esta información el proyectista tendrá más conocimiento del comportamiento de los muros y podrá fijar los factores de seguridad convenientes.

En las obras el constructor deberá encargar a un laboratorio confiable, que pertenezca a ANALISEC, Asociación Nacional de Laboratorios Independientes al servicio de la Construcción y acreditado por el SINALP (Sistema Nacional de Acreditamiento de Laboratorios de Prueba), la vigilancia de los materiales constituyentes del muro: tabiques ó bloques, arena, mortero y agua, y también la verificación de la calidad de los mismos y de las mezclas, tanto en sus dimensiones como en resistencia, absorción, adherencia. Que cuente con personal calificado y certificado en la obra para la obtención de las muestras y el ensaye de las mismas.

Para las piezas de mampostería se acostumbra en nuestro medio tomar una muestra por cada 10 millares y que la muestra esté compuesta por 10 piezas, 5 para ensayar a compresión y 5 para absorción. Desde un punto de vista práctico y económico las muestras podrían ser de 5 especímenes para ensayar 3 a compresión y 2 a absorción: sin embargo, si no cumplen la especificación no se

puede usar esa muestra incompleta para reclamar con todo el fundamento. Además, para ahorrar energéticos deberán ensayarse sin secar al horno (la norma no lo permite) y para la absorción deberán usarse fragmentos de las piezas y no la pieza completa.

Para el mortero es conveniente obtener una muestra de 3 cubos por cada 100 m² de muro, pero con un mínimo de una cada tercer día, para ensayar un cubo a los 7 días y 2 a los 28 días.

Cuando los muros sirvan para soportar estructuras de vivienda de más de 4 niveles las exigencias pueden y deben incrementarse.

En todo este aspecto deberá considerarse la relación costo-beneficio obteniendo muestras más frecuentemente a las cuales se le hagan menos pruebas, y que éstas sean rápidas, prácticas, económicas y confiables.

Es conveniente que las normas de calidad y las de métodos de prueba se revisen más frecuentemente, y por personas que representen a los productores, consumidores, laboratorios de prueba, diseñadores y constructores para que las opiniones se conjunten adecuadamente y se obtengan exigencias cumplibles y convenientes.

En el comité de Construcción del SINALP, Sistema Nacional de Acreditamiento de Laboratorios de Prueba, ya se está empezando a acreditar laboratorios en 4 pruebas relacionadas con la mampostería, en una Sección denominada Prefabricados. Estas pruebas son las siguientes:

- | | |
|----------|---|
| NMX C36 | Ladrillos, bloques y adoquines de concreto. Resistencia a la compresión. Método de prueba. |
| NMX C37 | Bloques, ladrillos ó tabiques y tabicones de concreto. Determinación de la absorción de agua. |
| NMX C38 | Determinación de las dimensiones de ladrillos y bloques para la construcción. |
| NMX C314 | Adoquines para uso en pavimentos. |

Las cuales sirven para determinar la calidad de acuerdo a las normas de producto:

- | | |
|----------|---|
| NMX C-6 | Ladrillos y bloques cerámicos de barro, arcilla y/o similares |
| NMX C-10 | Concreto. Bloques, ladrillos o tabiques y tabicones. |

Referente al mortero para juntar las piezas la norma nacional existente es la C 61, Determinación de la Resistencia a la Compresión de Cementantes Hidráulicos, que originalmente se hizo para las pruebas del cemento y que en los laboratorios sirve para preparar cubos de 5 cm para su ensaye a compresión; sin embargo no es útil para verificación de la calidad de los morteros que se fabrican en las obras, ya que, ni el mezclado (con una batidora de tres velocidades

exageradamente cara) ni la forma de determinar la trabajabilidad (con la mesa de fluidez) son prácticas. Deben de elaborarse normas adecuadas pensando en simplificar estos métodos y pruebas. Se propone mezclado normal en revolvedora o en artesa y medir la fluidez al levantar un cono similar al del revenimiento y medir horizontalmente el diámetro que se genera.

En los morteros es útil conocer los tiempos de fraguado y los efectos de los aditivos en ese comportamiento. Normalmente se requiere que se tarde mucho en iniciar el fraguado inicial y luego que se tarde muy poco en alcanzar el fraguado final y la adquisición de la resistencia.

En lo que se refiere a la resistencia, ésta debe ser compatible con la resistencia del ladrillo ó block, ya que si es poco resistente el mortero, y por tanto deformable, al tratar de salir provocará esfuerzos de tensión en las piezas que hará que el muro se fisure en su plano aumentando la relación de esbeltez y con ello bajando radicalmente su resistencia a las cargas.

El mortero para el junteado puede hacerse con cal hidráulica, cemento ó con cemento ó mortero de albañilería. Las proporciones pueden ser muy variadas y dependen de la resistencia que se quiera obtener y de la plasticidad y correa a la que esté acostumbrado el albañil. Con cemento y arena en proporción volumétrica de 1:3 se logran resistencias de hasta 250 kg/cm² dependiendo del tipo y marca de cemento; y por otro lado, al combinar cemento, cal ó cemento de albañilería y arena en proporción de 1: 1.5 :5 la resistencia es tan baja como 20 kg/cm² a los 28 días.

En la Gaceta Oficial del Distrito Federal, del 27 de febrero de 1995 se publicaron las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, en donde se proponen tres tipos de mortero cuyas resistencias nominales típicas son de 125, 75 y 40 kg/cm² y dan la proporción volumétrica con arena en estado suelto lo cual es muy irregular y más bien debiera decir en estado seco y suelto.

Durante algún tiempo la costumbre en los laboratorios fue dejar los especímenes durante 7 días sumergidos en agua y luego hasta los 28 días expuestos al aire considerando que esa era la forma representativa del curado en obra, y también para asegurar que la cal tuviera la carbonatación con el bióxido de carbono de la atmósfera. Esta recomendación podrá parecer absurda pero si no hay otra, los laboratoristas la seguirán usando.

Debemos conjuntar esfuerzos para que los constructores reciban planos claros, y con especificaciones precisas que puedan cumplirse y con supervisión continua en las obras para que estemos seguros de que se cumplen las indicaciones del proyecto, y que quede constancia de la calidad de los materiales y de la mano de obra.

CAPÍTULO 10

REHABILITACIÓN
DE ESTRUCTURAS
DE MAMPOSTERÍA

S. M. ALCO CER

REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Sergio M. Alcocer¹

INTRODUCCIÓN

La rehabilitación² de la estructura de un edificio se puede describir como el conjunto de modificaciones e intervenciones necesario para mejorar su comportamiento ante acciones futuras. En particular, la rehabilitación sísmica comprende todas aquellas medidas tendientes a promover un comportamiento adecuado de la estructura, de modo de satisfacer los niveles de desempeño sísmico establecidos.

Desde un punto de vista técnico, el inicio de la rehabilitación es marcado por la evaluación de la estructura, que persigue identificar las debilidades potenciales de la estructura. Los esquemas de rehabilitación que se estudien y desarrollen deben corregir de manera global estas debilidades, cuidando de no producir nuevas. Desde un punto de vista económico, el o los esquemas de rehabilitación deben ser rentables. Si así se requiere, la rehabilitación no debe modificar la función y uso de la estructura; además, debe ser consistente con la estética y apariencia de la estructura. Puesto que el tema de este libro está enfocado a la vivienda, el esquema de rehabilitación debe proporcionar, adicionalmente, un sentimiento de confianza y seguridad a los habitantes.

En general, se han sugerido tres filosofías para mejorar el comportamiento de una estructura ante acciones sísmicas: a. incrementar la resistencia, b. aumentar la capacidad de deformación inelástica, o c. aumentar ambas. Sin embargo, existen otras posibilidades, como son, debilitamiento local para cambiar el modo de falla, control pasivo o activo, mejorar la configuración estructural, reducir la masa reactiva, y otras.

¹ Investigador Titular, Instituto de Ingeniería, UNAM; Jefe del Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia, Coordinación de Investigación, Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED.

² En este capítulo se empleará el vocablo rehabilitación para hacer referencia a las actividades y procesos comprendidos para restituir las condiciones iniciales de un elemento/estructura dañado (reparar); para incrementar la resistencia (reforzar), rigidez (rigidizar), y capacidad de deformación; así como para modificar el sistema resistente a cargas (reestructurar) de un edificio. Usualmente las modificaciones se asocian a un incremento de una o varias propiedades estructurales.

En términos amplios, el ingeniero estructural tiene a su disposición varias técnicas para establecer el esquema adecuado para un edificio en particular. En muchos casos, la solución se obtiene combinando una o más de las técnicas básicas que serán descritas.

En este capítulo, primeramente, se presentarán de forma breve los principios básicos que deben seguirse para lograr un comportamiento sísmico, para después describir los principales tipos de daño observado en estructuras de mampostería. Enseguida, se esbozará el contenido y el proceso de una evaluación estructural, y se describirán las diferentes técnicas de evaluación no destructiva y tipos de ensayos en obra. Se discutirán las técnicas de rehabilitación de estructuras de mampostería, haciendo énfasis en presentar las ventajas y desventajas de cada una de ellas, así como recomendaciones para su análisis, diseño y construcción. Se tratará el tema de corrosión del acero de refuerzo como uno de los problemas más serios de durabilidad de las construcciones. Se esbozarán los criterios para recimentar y renivelar estructuras de mampostería. Finalmente, se discutirá el comportamiento y daños observados en estructuras de adobe, y se presentarán diferentes técnicas para su rehabilitación.

1. PRINCIPIOS BÁSICOS PARA UN COMPORTAMIENTO SÍSMICO ADECUADO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Si se conocen los principios básicos que una estructura de mampostería debe seguir para exhibir un desempeño adecuado ante acciones sísmicas, será más fácil evaluar la condición de la estructura, así como seleccionar y diseñar el esquema de rehabilitación idóneo. En lo que sigue se discuten de modo escueto estos principios.

- Forma robusta de la edificación. La planta debe ser simétrica, regular y compacta. Los muros deben estar arriostrados entre sí. Se debe usar un mismo arreglo de muros en pisos subsecuentes (regularidad en elevación). Los cuerpos deben separarse entre sí cuando menos 50 mm. Se debe mantener el área de las aberturas lo más baja posible.
- Cimentaciones sólidas. Conviene usar cimentaciones continuas y que estén reforzadas de acuerdo con el tipo de terreno. Así, si el material es blando, es recomendable que las zapatas corridas sean de concreto reforzado. Para proteger a los muros, se debe evitar que la cimentación y el suelo adyacente a ella se puedan saturar, ya que de otro modo la estructura sería debilitada.
- Materiales de buena calidad. Ya sea que se usen piezas sólidas o huecas, deben satisfacer la Norma Mexicana aplicable. Los morteros deben poseer una resistencia adecuada con la resistencia de las piezas por unir. Se recomienda que la dosificación (cemento:cal:arena, por volumen) del mortero sea 1:2:9 ó 1:0:6 en el peor de los casos. Para la elaboración de los

morteros se deben usar arenas limpias, libres de arcilla y materia orgánica. Análogamente, se debe usar agua limpia, libre de cloruros, materia orgánica y de cualquier otra sustancia que altere la resistencia mecánica y durabilidad del mortero.

- Muros resistentes. Las estructuras deben poseer una adecuada densidad de muros. Se debe tener en mente que la resistencia de un muro depende de varios factores, como son: tipo de pieza, mortero, aparejo, refuerzo, carga axial, tamaño y ubicación de aberturas, relación de esbeltez (altura/espesor).
- Aberturas bien distribuidas. El tamaño de las aberturas debe ser el más pequeño posible; éstas deben estar alejadas de las esquinas de los muros, por lo menos a una distancia de $\frac{1}{4}$ de la altura de la abertura, pero no menos de 60 cm. Las aberturas deben estar espaciadas de modo que entre ellas quede una porción de anchura igual a la mitad de la altura de la abertura, pero no menor que 60 cm. Se recomienda que la suma de las anchuras de las aberturas sea menor que la mitad de la longitud del muro. Se ha observado un mejor desempeño ante sismos en muros cuyas aberturas están confinadas en los lados y en la parte superior con castillos y dalas.
- Elementos horizontales de confinamiento: dalas. Del mismo modo que lo señalado anteriormente, los muros reforzados con dalas en su extremo superior tienen un mejor comportamiento sísmico que aquéllos que no las tienen; más aún, si las dalas son continuas en la estructura, consiguiendo la continuidad mediante conexiones adecuadas entre ellas. Las dalas incrementan la rigidez de la parte superior del muro, evitan su agrietamiento prematuro y facilitan la transmisión de fuerzas inducidas por sismo. Con objeto de promover un trabajo como unidad de la estructura, así como de diafragma por parte del sistema de piso/techo, es conveniente que la dala esté conectada con éste. Las dalas deben tener una anchura mínima de sección transversal igual al espesor del muro, y un peralte de 15 cm. Deben estar reforzadas de modo de resistir el puntal de compresión que se desarrolla en el muro ante cargas laterales. Finalmente, el refuerzo longitudinal debe anclarse en las esquinas de modo de desarrollar su esfuerzo nominal de fluencia en el costado del muro. Las dalas pueden ser de madera o concreto reforzado.
- Elementos verticales de confinamiento: castillos. La ubicación y diseño adecuado de estos elementos permiten confinar la mampostería, reduciendo en una mejor capacidad de deformación horizontal, mayor resistencia y una menor tasa del deterioro de la resistencia y rigidez. Promueven que el comportamiento del muro sea estable. Para su ubicación, diseño y construcción existen requisitos establecidos (DDF, 1987; Alcocer, 1997).
- Mantenimiento periódico. Sin temor a equivocación, se puede afirmar que a falta mantenimiento, el daño será mayor. Así, el daño se puede deber a:

debilitamiento de la mampostería (ya sea por humedad, ciclos de deshielo/congelamiento, vegetación); corrosión de barras de refuerzo (iniciado por agrietamiento de gran anchura, por escaso recubrimiento, o bien por pérdida de éste); agrietamiento de muros, en particular por asentamientos diferenciales; o bien, por daño en sismos previos. Es conveniente establecer y emprender inspecciones regulares de la estructura, dirigidas a identificar deterioros en morteros y piezas, agrietamiento y corrosión. Un aspecto fundamental es la inspección de las instalaciones eléctrica e hidrosanitaria; una fuga de agua puede reblandecer a la mampostería, de modo de reducir su resistencia y rigidez.

En Alcocer (1997) se presentan recomendaciones generales de diseño y construcción de estructuras de mampostería. Aunque la lista de recomendaciones no es exhaustiva, se considera conveniente que el lector se refiera a ella para mayor información. En Tena (1997) se pueden encontrar ejemplos de daños ocasionados por el macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995, debidos, en buena medida, a la falta de observancia de uno o varios de los principios enunciados arriba.

2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO OBSERVADO EN EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA

Con objeto de identificar la vulnerabilidad sísmica de los edificios de mampostería, se enuncian los tipos de daño y modos de falla más comunes. Se incluye la mampostería simple, la confinada y la reforzada. En el acápite 8 se trata lo relacionado con la mampostería de adobe. Los daños en estructuras de mampostería y adobe a raíz de los sismos recientes son consistentes con los tipos señalados a continuación.

2.1 MAMPOSTERÍA SIMPLE

Enseguida se enuncian los tipos de daño más comunes en estructuras de mampostería simple. Se señalan los modos de falla y sus causas.

- Deslizamiento del sistema de piso/techo sobre los muros
- Volteo de muros perimetrales
- Agrietamiento diagonal
- Aberturas de gran tamaño, que disminuyen la capacidad sísmica³, y que se traducen en daños locales severos

³ En este texto, la capacidad sísmica de una estructura se refiere a las características mecánicas que definen de modo sustancial su respuesta a sismo, como son la resistencia, la rigidez, la habilidad para disipar energía, así como para deformarse en el intervalo no lineal de los materiales constitutivos.

- Caídas de parapetos
- Daños por empujes de escaleras o rampas
- Golpeteo con construcciones vecinas debido a una insuficiente separación
- Falla de muros por excesiva esbeltez
- Falta de continuidad en la altura, lo que provoca concentraciones de esfuerzos y deformaciones en ciertos elementos
- Dinteles discontinuos que se traducen en un confinamiento inadecuado para mantener la capacidad sísmica a deformaciones laterales crecientes
- Distribución inadecuada de muros en planta que origina oscilaciones de torsión importantes, así como demandas de deformación que se traducen en daño
- Asentamientos diferenciales.

2.2 MAMPOSTERÍA CONFINADA

A continuación se enuncian los tipos de daño más comunes en estructuras de mampostería confinada. Se señalan los modos de falla y sus causas:

- Confinamiento insuficiente, ya sea porque la cantidad de elementos confinantes (castillos y dalas) es baja, porque su separación es excesiva, o porque su detallado es inadecuado
- Deficiente colocación y compactación del concreto
- Agrietamiento inclinado del muro. Si éste penetra en los castillos, la estabilidad ante cargas verticales del muro está en peligro
- Anclaje insuficiente del refuerzo longitudinal de castillos y dalas; en particular, en la unión del castillo con la dala
- Traslapes de longitud escasa o con ubicación inadecuada (como aquéllos ubicados en la base de muros, por ejemplo)
- Deslizamiento del sistema de piso/techo sobre los muros debido a una inadecuada conexión
- Falla del muro por flexocompresión debido a cargas verticales excesivas
- Excesivas demandas de desplazamiento ya sea por oscilaciones de torsión, baja densidad de muros, o bien por falta de continuidad en la altura de los muros.

2.3 MAMPOSTERÍA REFORZADA

A continuación se enuncian los tipos de daño más comunes en estructuras de mampostería reforzada. Se señalan los modos de falla y sus causas.

- Falta de supervisión durante la construcción, lo que da lugar a vicios y defectos constructivos, así como a diferencias respecto al proyecto de diseño
- Traslapes del refuerzo interior del muro, ya sea insuficientes o mal ubicados
- Uso de piezas con alvéolos pequeños que dificultan la colocación y compactación adecuada del mortero fluido de relleno
- Deficiente colocación y compactación del mortero de relleno
- Uso del mortero de pega como mortero de relleno. Por una parte, el mortero de pega, generalmente, tiene una menor resistencia que el mortero fluido; por otro lado, la colocación del mortero de pega en los alvéolos deja cavidades no compactadas, lo que se traduce en una reducción de la capacidad del muro.

3. EVALUACIÓN Y ANÁLISIS DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA EXISTENTES

La rehabilitación de un edificio existente generalmente requiere una serie de evaluaciones y análisis ejecutados por un profesional del diseño. Dependiendo de la importancia del edificio, así como del tiempo y recursos, se pueden practicar diferentes niveles de evaluación.

A diferencia de un edificio nuevo, el diseñador se enfrenta a un sistema que ha sido diseñado atendiendo a reglamentos anteriores a los actuales. Antes de iniciar cualquier actividad relacionada con la evaluación y el análisis, se requiere una planeación cuidadosa de modo de asegurar que se logrará comprender cabalmente el comportamiento estructural. La evaluación y análisis deben tender a la obtención de la curva carga - desplazamiento global de la estructura.

Antes de iniciar las actividades de evaluación y análisis es conveniente que el diseñador y el cliente establezcan y documenten las directivas del proyecto de rehabilitación. En particular, es conveniente:

- Definir los requisitos del reglamento en vigor que es necesario que la estructura existente y la rehabilitada satisfagan
- Determinar los objetivos y metas a alcanzar con la rehabilitación
- Identificar los recursos financieros y el presupuesto destinados por el cliente con el fin de detectar limitaciones a los objetivos y metas.

Es sumamente importante que el cliente tenga claro que los objetivos de desempeño son metas y no garantías de comportamiento.

3.1 EVALUACIÓN DE EDIFICIOS EXISTENTES

El término evaluación se define como la revisión e investigación técnica de la configuración de la estructura existente, tipos de elementos y de materiales de construcción, condición y deficiencias, así como cualquier característica relevante al análisis estructural. En la evaluación se deberán incluir elementos fabricados con otros materiales además de la mampostería.

Sin duda, una de las dificultades más importantes en la evaluación es alcanzar un nivel de confianza adecuado sobre las condiciones "reales" del edificio y su comportamiento. Es claro que de inicio se desconocen las propiedades de materiales, el estado de esfuerzos en los elementos, y el flujo de fuerzas, entre otras. La meta de la evaluación es identificar las variables y características más relevantes de una estructura para desarrollar un análisis estructural lo suficientemente completo. Los análisis se harán ante las acciones esperadas que ocurran durante la vida útil remanente de la estructura. Las actividades de una evaluación son las descritas brevemente en las secciones 3.2 a 3.7.

3.2 REGISTRO DOCUMENTAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Es crucial recuperar todo el material disponible sobre el diseño, construcción, características del suelo, así como sobre modificaciones posteriores. En este se incluyen cálculos, especificaciones, normas, planos de diseño y de taller, modificaciones al proyecto, dictámenes, inspecciones, determinaciones de propiedades de los materiales, y cualquier otra evidencia que ayude a caracterizar el diseño original y la configuración actual. El nivel de detalle de la información recabada determinará el esfuerzo necesario para entender el edificio existente.

3.3 INSPECCIONES

La inspección del edificio es necesaria para confirmar que el registro documental recuperado refleja cercanamente las condiciones existentes, así como para identificar la presencia de daño ocasionado por acciones anteriores. En una inspección se deben revisar: 1) configuración; 2) condición; y 3) deficiencias de la estructura.

En la inspección de la configuración de la estructura se incluye la verificación de las dimensiones del edificio, el arreglo de los elementos y las propiedades mecánicas de los materiales. Las dimensiones de los elementos son generalmente

fáciles de obtener; sin embargo, el armado de un castillo u otro elemento de concreto es esencialmente imposible de obtener sin retirar el recubrimiento. Para esta fase es suficiente con emplear cintas métricas y equipos topográficos. Como se dijo anteriormente, la calidad de los registros obtenidos determinará la profundidad de la inspección de la configuración estructural.

En la inspección de la condición estructural se incluyen la evaluación de puntos de aplicación de carga, signos de deterioro e influencia del ambiente. Si no hay señales claras de daño, es útil recurrir a técnicas de ensaye destructivo y no destructivo (ver sección 4).

Se debe prestar suficiente atención a la condición actual de las conexiones entre muros de mampostería, y entre muros de mampostería y sistemas de piso. Las conexiones tienen funciones importantes en la transmisión de carga y en la disipación de energía; influyen de modo determinante en el comportamiento sísmico, y son comúnmente modificadas durante la construcción. En estos lugares es prudente recurrir a una combinación de inspecciones visuales, retiro de recubrimiento y evaluación no destructiva para localizar el refuerzo e identificar su diámetro.

Análogamente, es necesario cuantificar las propiedades mecánicas de los materiales a través de inspecciones visuales y ensayos. En particular, es necesario en aquellos muros que resisten las mayores acciones, así como los que estén expuestos a ambientes locales agresivos, o cerca de las cimentaciones.

Una etapa necesaria en el proceso de evaluación es la revisión de las deficiencias de la estructura. Estas pueden ser el resultado de irregularidades (en planta o en elevación), elementos o regiones de la estructura más débiles que otras, presencia de edificios vecinos, materiales de construcción inapropiados, un sistema estructural mal concebido, detalles inadecuados, amenazas por condiciones del suelo, entre otras.

3.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Uno de los problemas más difíciles de resolver en un proyecto de rehabilitación es tener acceso físico a los elementos de carga de modo de poder cuantificar las propiedades de los materiales.

En caso de elementos de concreto, es recomendable obtener probetas (corazones) con taladros para ser ensayadas en el laboratorio. El nivel de muestreo y número mínimo de pruebas depende de la información disponible y de la condición del edificio. Se debe tener cuidado con la selección de los métodos de muestreo para evitar demoliciones o daños a recubrimientos valiosos.

3.5 EVALUACIÓN DE GRIETAS

La causa más frecuente de falla en la mampostería (entendiendo como falla a la alteración del nivel de desempeño o a dejar de cumplir una función) son las grietas en los muros, y no el colapso. En este capítulo se usa indistintamente el vocablo fisura como sinónimo de grieta, sin denotar diferencias en sus anchuras.

Así, en general, la filosofía de diseño se basa en eliminar las grietas o bien, en limitar su anchura a valores tolerables. Sin embargo, las grietas pueden indicar un posible colapso, alterar la apariencia arquitectónica, o servir de entrada para lluvia y demás agentes agresivos. Una grieta aparece cuando las deformaciones del muro exceden la deformación de agrietamiento de la mampostería.

No existe una clasificación universal y absoluta de la anchura de grietas que pueda considerarse peligrosa, ya que depende de la función de la estructura, tipo de acción, forma de grieta, entre otras.

Según datos recabados en estructuras de mampostería de Noruega, las grietas con anchuras menores que 0,15 mm no permiten el paso de agua de lluvia arrojada por el viento contra el muro. Sin embargo, esto no significa que todas las grietas con anchura mayores permitirán el paso de agua. Una clasificación de anchura de grietas según el nivel de exposición de la estructura se presenta en la Tabla 1 (Grimm, 1988).

Tabla 1. Clasificación de grietas según el nivel de exposición de la estructura.

Categoría		Anchura de grieta AG, mm
Muy finas	Impermeable	$AG < 0,15$
Finas	Exposición exterior	$0,15 < AG < 0,30$
Mediano	Exposición interior-húmeda	$0,30 < AG < 0,50$
Extenso	Exposición interior-seca	$0,50 < AG < 0,60$
Severo		$AG > 0,60$

Rodríguez y Castrillón (1995) han propuesto criterios para determinar el grado de daño de muros de mampostería por sismo (Tabla 2). Se recomienda consultar esta referencia para clasificar el estado de la edificación dañada.

Es importante tener en mente que el coeficiente de variación de la anchura de las grietas en estructuras de mampostería es del orden del 40%; esto significa que la anchura máxima puede ser hasta del doble de la anchura media en un solo elemento.

Tabla 2. Criterios para determinar el grado de daño de muros de mampostería después de un sismo.

Grado	Estado de daño
I	Grietas pequeñas, difícilmente visibles sobre la superficie del muro. Grietas mínimas en castillos y dalas de confinamiento. Grietas con anchuras menores que 0,2 mm.
II	Grietas claramente visibles sobre la superficie del muro, con anchuras entre 0,2 y 1 mm.
III	Inicio de la formación de agrietamiento diagonal en muros confinados con castillos y dalas. Grietas grandes en la superficie del muro, con anchuras entre 1 y 3 mm.
IV	Agrietamiento diagonal en muros confinados con castillos y dalas, o en muros de relleno ligados a marcos; grietas con anchuras mayores que 3 mm. Inicio de la formación de agrietamiento diagonal en muros sin castillos y dalas.
V	Desprendimiento de partes de piezas. Aplastamiento local de la mampostería. Prolongación del agrietamiento diagonal en castillos o en dalas (anchuras de grietas superiores a 1 mm). Agrietamiento diagonal en muros sin castillos y dalas. Deformación, inclinación horizontal o vertical apreciable del muro.

Con objeto de entender el comportamiento de la estructura, el diseñador debe registrar:

- patrón de grietas (horizontal, vertical, inclinado, ...)
- longitud
- anchura (uniforme o variable uniformemente)
- profundidad (indicar si pasa a través de recubrimiento)
- edad.

La manera más sencilla para medir la anchura es mediante la comparación de la grieta con marcas de diferentes anchuras pintadas en láminas plásticas (llamado comparador de grietas o *grietómetro*). Las mediciones se mejoran en precisión si se usan lentes de aumento. Para mediciones más precisas aún, o bien de largo plazo, es conveniente recurrir a transductores de desplazamientos (de corriente directa o alterna) conectados a equipos electrónicos de captura de información.



Figura 1. Comparador plástico de grietas o grietómetro.

Un aspecto crucial en la evaluación de una estructura de mampostería es determinar si la grieta está activa o es pasiva. Las activas manifiestan deslizamientos y anchuras mayores; mientras que las pasivas no cambian ni en anchura ni longitud. Existen tres métodos para detectar movimientos de las grietas:

- a. Mediciones periódicas con ayuda de las láminas plásticas señaladas (Figura 1). Las mediciones se hacen sobre una misma grieta y en lugares seleccionados con anterioridad del orden de tres o cuatro).

- b. Testigos de yeso. Conviene usar agua caliente para acelerar el fraguado del yeso y registrar la fecha de colocación. Es importante tener cuidado que el testigo no se agriete por contracción del yeso.
- c. Monitores plásticos de grietas. Se trata de dos piezas plásticas que se adhieren una en cada lado de la grieta de interés (Figura 2). La pieza de

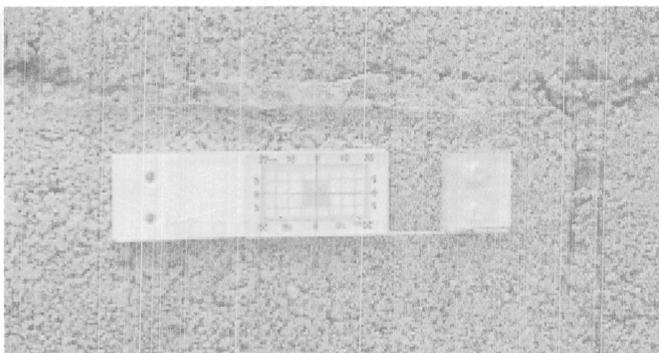


Figura 2. Monitor plástico de abertura de grietas.

plástico translúcido tiene marcado un par de ejes ortogonales; la de plástico opaco, que se coloca por debajo de la anterior, tiene marcada una cuadrícula graduada. El monitor se instala tal que los ejes ortogonales coincidan con el cero de la cuadrícula graduada. Las piezas se pueden desplazar relativamente sin restricción. Conforme la

grieta se mueve, los ejes ortogonales marcan la magnitud de desplazamiento en sentido vertical y horizontal.

A continuación se presentan algunas causas de agrietamiento de mampostería (Figuras 3 y 4) (Suprenant y Schuller, 1994).

Lugar: muros diafragma en marcos estructurales

Tipo de grieta: verticales en el centro del muro, siendo de mayor anchura en la parte media (Figura 3)

Causa: restricción al movimiento vertical de la parte superior e inferior de los muros.

Tipo de grieta: en escalera partiendo de las esquinas inferiores y con anchura constante (Figura 4)

Causa: el muro de mampostería es obligado a bajar debido a la flexión de vigas superior e inferior.

Tipo de grieta: verticales e inclinadas en la parte inferior del muro, siendo de mayor anchura en la parte más baja

Causa: la viga superior se ha flechado más que la inferior, aplicando al muro esfuerzos de compresión.

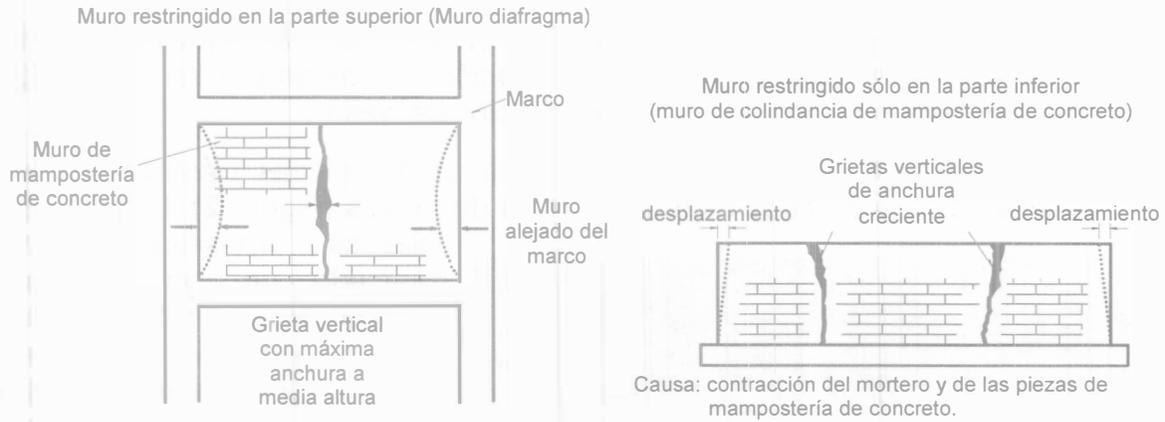


Figura 3. Consecuencias de un asentamiento de la cimentación o del levantamiento del suelo.

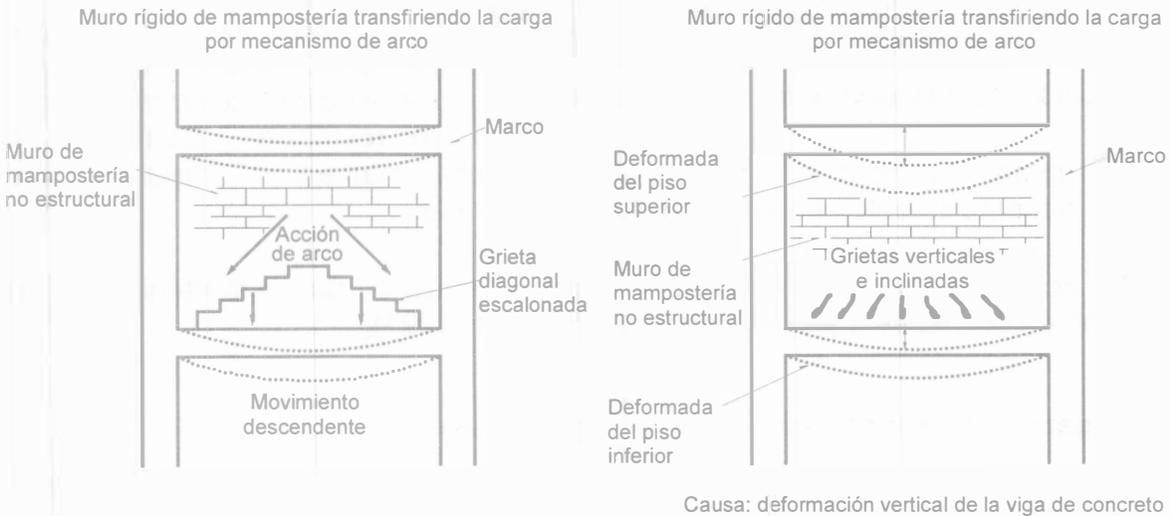


Figura 4. Consecuencias de deformación vertical excesiva de vigas.

Lugar: juntas de mortero

Tipo de grieta: verticales y horizontales, con anchura constante en juntas de mortero de gran espesor

Causa: contracción por secado del alto contenido de cemento que tiene el mortero empleado en juntas anchas con menos agua y cal que las normales.

Tipo de grieta: verticales y horizontales de anchura constante

Causa: movimiento relativo entre piezas y mortero; generalmente, asociado a cambios térmicos.

Tipo de grieta: horizontales y verticales
Causa: pandeo de la escalerilla (o acero de refuerzo en la junta) debido a movimientos de muros adyacentes, lo que provoca agrietamientos y desconchamientos del mortero.

Tipo de grietas: varios
Causa: deterioro de la adherencia debido a agentes químicos o a limpieza de mampostería con ácidos.

Lugar: pieza desconchada

Tipo de grieta: horizontales y verticales de anchura constante en lugares con ciclos de congelación y deshielo

Causas: la expansión volumétrica del agua (9%) cuando se congela produce tensiones que se traducen en grietas y desconchamiento de las piezas.

Tipo de grietas: de anchura constante y desconchamiento de piezas en zonas húmedas de edificios

Causas: cristalización de sales solubles en la mampostería que producen expansiones internas. Este fenómeno ocurre cuando se han aplicado selladores a los muros que, aunque permiten el paso de vapor de agua, impiden la salida de las sales.

Lugar: bloques de concreto

Tipo de grieta: anchura constante en bloques y juntas de mortero

Causa: contracción por secado de bloques de concreto, o bien por secado de los bloques que fueron colocados mojados.

Lugar: varios

Tipo de grieta: de varias anchuras en piezas y juntas

Causa: el agua que permea por los muros puede causar asentamientos diferenciales y deterioro en los materiales adyacentes.

Lugar: juntas de expansión

Tipo de grieta: verticales con anchura constante entre juntas de expansión o cerca de ellas

Causa: pocas juntas de expansión que obligan al sellador a salir y a agrietar la mampostería.

Lugar: muros sobre cimentaciones o losas

Tipo de grieta: horizontales con anchura constante cerca de la parte inferior de los muros

Causa: los muros sobre cimentaciones de concreto se expanden mientras que la cimentación (losa) se contrae.

Tipo de grieta: verticales con anchura variable, mayor en la parte superior y partiendo del fondo del muro

Causa: asentamiento de las esquinas de la cimentación (losa) o levantamiento del suelo cerca del centro del muro.

Tipo de grieta: diagonales escalonadas a partir de la esquina de aberturas de puertas o ventanas, con anchura mayor cerca de la abertura

Causa: asentamiento del centro de la cimentación (losa) o levantamiento del suelo en los extremos del muro.

Tipo de grieta: diagonales escalonadas en ambas esquinas de aberturas, siendo menor cerca de la abertura

Causa: asentamiento de un extremo del muro.

Lugar: cerca de combinaciones de piezas claras y oscuras o de diferentes materiales en el mismo muro

Tipo de grieta: horizontales y verticales de anchura constante

Causa: diferentes coeficientes de expansión térmica entre piezas claras y oscuras, o entre piezas de diferente material, lo que produce deformaciones relativas y agrietamiento.

Lugar: cerca de árboles

Tipo de grieta: anchura y tipos variables cerca de cimentaciones

Causa: movimiento de la cimentación debido a las raíces de los árboles. En suelos arcillosos, los árboles pueden secar el suelo, provocando asentamiento de la cimentación.

Lugar: edificios cercanos a obras

Tipo de grieta: anchura y tipos variables cerca de cimentaciones

Causa: aumento en la profundidad del nivel freático debido a la construcción, lo que se traduce en consolidación del suelo y, consecuentemente, en asentamiento de los edificios vecinos.

Tipo de grieta: varios tipos, tamaños y localización

Causa: hincado de pilotes, explosiones o impactos similares.

Lugar: parapetos

Tipo de grieta: verticales y horizontales con anchura constante

Causa: a) Diferentes niveles de absorción y expansión térmica al estar expuestos a mayores cambios climáticos que los muros inferiores. b) Reducida o nula restricción fuera del plano.

3.6 CRITERIO DE SEGURIDAD DE LA REHABILITACIÓN

En términos generales, existen dos tipos de intervenciones o rehabilitaciones, dirigidas a: 1) mejorar el comportamiento de la estructura; 2) reparar la estructura dañada y, si es necesario, reforzarla con objeto de mejorar las características de su desempeño. En cualquiera de estos casos, es necesario que el dueño/usuario del edificio definan, conjuntamente con el diseñador, el nivel de desempeño que esperan de su estructura ante las acciones de diseño. De acuerdo con esto, corresponderá al diseñador seleccionar los criterios, sistemas estructurales y métodos de rehabilitación apropiados, dimensionar y detallar la estructura, así como el de los elementos no estructurales y su contenido; al constructor, asegurar y controlar la calidad durante la construcción; y al dueño, mantener la estructura a largo plazo. Todo esto buscando que, a niveles especificados de acciones, la

estructura no se dañará más allá de ciertos estados límite u otros estados de funcionamiento.

La rehabilitación es obligatoria en aquellos casos en que se añaden nuevas áreas útiles a la estructura, cuando las cargas gravitacionales se incrementan en más de un 20%, cuando se altera el sistema estructural, o cuando hay daños de consideración. Toda rehabilitación mayor requiere evaluar la seguridad estructural.

Si la rehabilitación se hace fundamentalmente por la alta vulnerabilidad ante sismos, en teoría, para un período de retorno dado, y si la vida útil remanente de una estructura es menor que la de una nueva (generalmente de 50 años), se puede usar un valor de aceleración esperada del terreno más bajo para una misma probabilidad de falla. Normalmente, los valores de diseño para las acciones no sísmicas no se reducen, aun para los casos de vida útil remanente corta.

El enfoque adoptado por los reglamentos de construcción del país no permite escoger libremente los niveles de desempeño aludidos arriba, ni reducir los valores de diseño sísmico en función de la vida útil remanente; por el contrario, establece estados límite y prescribe requisitos que deben ser satisfechos. En lo que sigue en esta sección se hará referencia al uso de los reglamentos vigentes para verificar la seguridad estructural.

Para determinar la seguridad estructural del edificio existente y, poder así determinar la conveniencia de rehabilitar una estructura, se sugiere seguir los métodos de análisis simplificado y el estático equivalente, ya que la mayoría de las estructuras de mampostería son de baja altura y de relativa simple estructuración. Estos métodos pueden ser consultados con detalle en Bazán y Meli (1998).

Para el análisis estructural, se pueden usar modelos de paneles o de columna ancha. Los muros perforados se pueden modelar suponiendo que las porciones horizontales, arriba y debajo de las aberturas, son infinitamente rígidas y resistentes, de modo que los desplazamientos se concentren en los pilares intermedios. Otra opción es emplear modelos de puntales y tensores. En estos modelos, los tensores resisten tensiones a través de barras de acero, y los puntales, compresiones en el plano del muro de mampostería. La inclinación y magnitud de los puntales en la mampostería dependerán de la magnitud relativa de las cargas verticales y laterales.

En todos los casos, se debe prestar atención a los cambios de rigidez que pueda sufrir la estructura, ya que de ellos dependerá la distribución de elementos mecánicos obtenidos de análisis elásticos. De especial importancia se tiene el cálculo del período fundamental de vibración para diseño sísmico. Dada la incertidumbre asociada al cálculo de este parámetro, es frecuente que se deba obtener el intervalo de períodos más probable y se analice la estructura para los extremos. Asimismo, en el análisis se debe considerar cualquier modificación en las capacidades de deformación y disipación de energía que haya sufrido la estructura por daño, o que pueda experimentar por la rehabilitación, para seleccionar el factor de comportamiento sísmico con base en la reglamentación local.

Recientemente se ha puesto en boga el uso de análisis estáticos no lineales, en los cuales se mantienen constantes las cargas verticales y se incrementan gradualmente las cargas horizontales. La distribución de éstas en la altura del edificio puede seguir la sugerida en los reglamentos de construcción (generalmente lineal) o bien la correspondiente al modo fundamental de vibración. En este último caso, es obvio que se necesita obtenerla con un análisis dinámico. Conforme se incrementan las cargas, se debe corregir la rigidez de la estructura según una ley de deterioro supuesta. Con esta técnica, se pueden identificar los modos de falla más probables que puede exhibir la estructura; es usual suponer que el comportamiento de la mampostería dominado por tensión diagonal sea elasto-frágil, mientras que si la flexión controla, el modelo sea elasto-plástico perfecto. Comparando la resistencia de entrepiso con el cortante actuante se obtiene una idea de la calidad del desempeño de la estructura.

Otro método para identificar la necesidad de rehabilitar, e incluso, para especificar niveles de diseño, se apoya en la densidad de muros, definida como la suma de áreas transversales de muros en la dirección en estudio dividida por el área de la planta del edificio. Este valor se puede relacionar con las demandas de resistencia y rigidez que establecen los reglamentos locales. Su mayor uso está cuando se necesita una evaluación global rápida. En el cálculo se debe tomar en consideración la edad del edificio, distribución de la rigidez y masa, interrupciones en las líneas de resistencia, sobrerresistencias y su distribución, daños previos, entre otros.

En raras ocasiones, sobretodo cuando la estructura sea de un valor histórico o estético sobresaliente, se justifican análisis no lineales de tipo dinámico.

Aunque puede resultar obvio, los coeficientes de diseño sísmico empleados deben ser consistentes con el peligro sísmico de la zona. Resultaría erróneo, incluso del lado de la inseguridad, considerar valores como los de la ciudad de México, en zonas de la costa del Pacífico mexicano. Por tanto, se deben adoptar los señalados en los reglamentos locales, cuando estén actualizados, o bien los señalados en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1994). Siguiendo un razonamiento similar, se puede llegar a recomendar el uso de valores de diseño de las propiedades mecánicas de los materiales que estén basados en pruebas y estadísticas de los materiales locales, y no de los materiales de otros lugares.

Por lo general, en las revisiones de la estructura existente, y en el diseño de las opciones de rehabilitación, se emplean los mismos factores de seguridad parcial (de carga y de reducción de resistencia) que para edificios nuevos. En particular, es justificable usar valores de los factores de reducción de resistencia iguales si los planos ejecutivos y las memorias de la estructura existente son confiables, si no hay evidencia de propiedades inadecuadas o alteradas de los materiales, o si, mediante ensayos no destructivos, se verifican las hipótesis anteriores. En caso de estructuras dañadas, los valores de los factores de reducción de resistencia pueden ser menores, de manera de considerar los efectos que el daño tiene en la resistencia remanente del elemento.

3.7 TOMA DE DECISIONES SOBRE UNA REHABILITACIÓN

3.7.1 *Medidas a tomar después de un sismo*

Inmediatamente después de un sismo, se deben tomar ciertas medidas rápidamente; en particular, se debe considerar la ocurrencia de réplicas que puedan dañar más la estructura, o incluso precipitar su colapso parcial o total. El tipo de medidas depende, obviamente, del nivel de daño observado.

Si la estructura no presenta daño o sólo exhibe daños ligeros, no es necesario hacer nada. El paso y uso de la estructura está permitido. Si el daño es tal que afecta la resistencia del edificio a cargas laterales, se debe restringir el acceso mientras se realiza una evaluación más detallada; sin embargo, es recomendable considerar un apuntalamiento de emergencia. Por último, si el nivel de daño es alto u ocurrieron colapsos parciales, se debe prohibir el acceso al edificio y restringirlo a zonas adyacentes. Las zonas en pie del edificio se deben apuntalar.

Entre las medidas que se puede adoptar para apuntalamiento de emergencia están los apoyos verticales, horizontales, arriostramiento diagonal, tensores, colocación rápida de concreto en columnas muy dañadas empleando cimbras hechizas, retirar el material desprendido, reducir cargas en la estructura, entre otras.

3.7.2 *Criterios para rehabilitar una estructura*

Una vez que, de la evaluación, se ha concluido que es necesario rehabilitar, la decisión se debe centrar en minimizar la intervención y optimar los costos globales. La intervención debe considerar, entre otros:

- costos, tanto iniciales como de largo plazo
- durabilidad de los elementos originales, de los nuevos y de las juntas entre ellos
- mano de obra y equipos disponibles
- necesidad de mantener ocupado el edificio
- estética
- conservación del carácter histórico
- duración de la construcción

La selección del tipo, la técnica, la extensión y urgencia de la rehabilitación dependen de la información de la estructura conseguida durante la evaluación. En términos generales:

- los edificios con irregularidades importantes, tanto en rigidez como en sobrerresistencias, deben rehabilitarse buscando disminuirlas o eliminarlas

- si el edificio posee elementos no estructurales vulnerables a los desplazamientos esperados de la estructura, se recomienda incrementar la rigidez de manera apreciable
- se deben satisfacer todos los requisitos que sobre la resistencia marcan los reglamentos locales; se debe buscar el mínimo de modificaciones de las rigideces locales y el máximo incremento posible de la ductilidad local disponible en la estructura
- conviene calcular los cocientes de resistencia remanentes (como la razón entre la resistencia remanente y la resistencia original de un elemento o región crítica); estos cocientes pueden servir de guías para priorizar los trabajos de rehabilitación.

3.7.3 Tipos de intervención en un edificio

Siguiendo las recomendaciones señaladas antes, la intervención puede ser uno o la combinación de los siguientes tipos:

- no intervenir, a menos que se tengan que corregir algunos problemas de durabilidad
- reducir la masa o restringir el uso del edificio
- modificar el sistema estructural, mejorando la configuración y los elementos
- adicionar nuevos elementos estructurales (por ejemplo, nuevas dadas de cerramiento sobre los muros)
- modificar local o globalmente los elementos con y sin daño
- reemplazar los elementos inadecuados o severamente dañados
- redistribuir los efectos de las acciones (por ejemplo, renivelando una estructura)
- colocar elementos de control
- demoler total o parcialmente la estructura

3.7.4 Algoritmo del diseño de una rehabilitación

Se recomienda seguir los siguientes pasos:

1. Diseño conceptual, que involucra:

- seleccionar, justificadamente, las técnicas, materiales y morfología de la rehabilitación
- estimar las dimensiones de los elementos estructurales adicionales
- estimar la rigidez modificada de los elementos rehabilitados
- estimar un factor de comportamiento sísmico

2. Análisis, que incluye:

- calcular las acciones verticales y sísmicas
- seleccionar modificaciones a los factores parciales de seguridad
- determinar los cambios en los efectos de las acciones, debido a las rigideces modificadas

3. Verificar:

- la selección del modelo de comportamiento de los elementos rehabilitados
- el cálculo de las resistencias
- la selección de factores de reducción de resistencia
- que las desigualdades de seguridad se satisfagan ante acciones normales y sísmicas, tanto en los estados límite (o niveles de desempeño) de interés
- que el factor de comportamiento sísmico sea adecuado

4. TÉCNICAS DE EVALUACIÓN Y ENSAYES EN EL SITIO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

A continuación, se describirán algunos de los principales métodos para evaluar la mampostería (Suprenant y Schuller, 1994). No todos los métodos son no destructivos; algunos requieren la extracción o remoción de probetas. Otros dejan manchas de grasa, agujeros u otras marcas que pueden ser no aceptables desde un punto de vista estético/arquitectónico.

La extracción de algunas probetas, como corazones, usualmente requieren de agua para enfriar la broca durante el barrenado. Esta agua puede dañar los acabados interiores y exteriores. Por otro lado, algunas pruebas pueden producir polvo, ruido, radiación y cascajo. Para algunos métodos de prueba es indispensable contar con energía eléctrica, gas, aire comprimido, accesos especiales, andamios, equipos de izaje, y otros.

Con algunos métodos se mide directamente la resistencia; algunos otros requieren de correlaciones con pilas o corazones para estimar la resistencia. Algunos más, como el martillo de rebote (o de Schmidt) y pruebas de penetración, son útiles para indicar la uniformidad de la mampostería. En la Tabla 3 se presenta la aplicabilidad de algunos de los métodos que serán discutidos.

4.1 INSPECCIÓN VISUAL

Consiste en la inspección de grietas, efectos de intemperismo, deterioro del mortero, corrosión, eflorescencia y otros defectos que pueden ser detectados mediante la ayuda de lupas de baja potencia. En este método se incluyen mediciones de asentamientos diferenciales, así como el uso de equipos de fibra óptica para detectar grietas internas y vacíos.

4.2 MARTILLO DE REBOTE

Se emplea un martillo de acero accionado por un resorte o bien un martillo colocado en un péndulo para determinar la uniformidad en la mampostería y para delimitar zonas de mampostería débil o de baja calidad. Consiste en un pistón de acero endurecido que es accionado por un resorte conectado a una masa (Figura 5). La herramienta se coloca contra la superficie de mampostería y se descarga el resorte, empujando la masa contra la mampostería. La masa rebota de la superficie; la distancia de rebote es medida en una escala arbitraria. Existen varios tipos de martillo: el N, que es recomendable para piezas de arcilla, sin embargo, puede dañar las de concreto o las piezas de arcilla antiguas; el L, que es para piezas suaves; y el P (tipo pendular), que se emplea para juntas de mortero o materiales de baja resistencia. Los modelos más actualizados constan de registradores automáticos de las lecturas, sea mediante impresoras en papel o de memoria digital.

Tabla 3. Aplicabilidad de los métodos de evaluación y ensayos en sitio.

Condición	Método de prueba																
	Inspección visual	Martillo de rebote	Extracción	Barrenado	Penetración	Push	Corazones	Bond wrench	Gatos planos	Velocidad de pulso	Impacto eco	Magnético	Radiografías	Termografía infrarroja	Potencial de corrosión	Petrografía	Pruebas de carga
Resistencia en el plano		X	X		X	X	X	X	X	X	X						X
Uniformidad en el plano	X	X	X	X	X				X	X							
Deformabilidad en el plano									X								X
Nivel de esfuerzos en el plano									X								
Localización de grietas	X									X	X		X				
Movimiento de grietas	X																
Desempeño ante carga																	X
Tamaño de barra, localización y recubrimiento												X	X	X			
Localización de anclas												X	X	X			
Vacios en mortero fluido	X									X	X		X	X			
Vacios en la mampostería	X									X	X		X	X			
Corrosión del acero de refuerzo	X														X		
Problemas de durabilidad	X									X	X					X	

En general, la determinación de la dureza de la superficie se debe hacer lejos de orillas, aberturas, piezas desconchadas o agrietadas; en ocasiones, es necesario desbastar la superficie para obtener un plano liso. Es conveniente revisar la calibración del martillo regularmente, en particular si el uso del equipo es intensivo. Los fabricantes cuentan con dispositivos de calibración.

Las pruebas se deben realizar de modo que el martillo sea ortogonal a la superficie de la mampostería. Existen expresiones correctivas en caso de inclinaciones diferentes. Se recomienda practicar la prueba tres o cuatro veces en cada uno de los puntos de interés hasta que el valor medido se estabilice; entonces, se aplican 10 pruebas más sin retirar la punta del pistón de la mampostería.

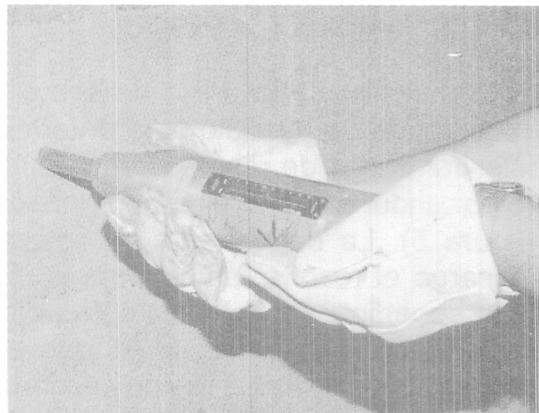


Figura 5. Martillo de rebote o esclerómetro.

Se recomienda descartar las cinco mediciones con valores menores, buscando no considerar aquéllos afectados por inclinaciones del martillo u otras causas. El número de rebote se calcula como la media de las cinco lecturas mayores.

Las lecturas se pueden presentar en gráficas con líneas de igual valor. Este tipo de gráficas es útil para identificar tendencias generales en la dureza superficial. La correlación entre el número de rebote y la resistencia de la mampostería a compresión es baja. Si se desea obtener este valor, es recomendable ejecutar ensayos destructivos para poder correlacionarla con el número de rebote.

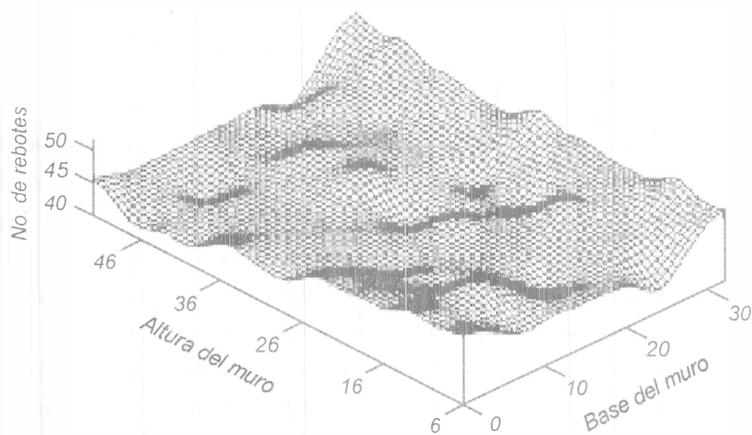


Figura 6. Ejemplo de aplicación del martillo de rebote para determinar la uniformidad de la superficie de un muro de mampostería.

El martillo de rebote permite conocer la condición general del material (Figura 6), así como sirve de base para evaluaciones más detalladas.

4.3 PRUEBAS DE EXTRACCIÓN

En ellas, se determina la resistencia a tensión o cortante de anclas o fijadores instalados en mampostería. El ancla se instala mediante resinas epóxicas en la pieza o en la junta. La fuerza medida se puede relacionar con otras pruebas que estiman la resistencia a tensión, pero también se pueden emplear para evaluar la uniformidad del material. Las pruebas de extracción se pueden usar para evaluar la adecuada instalación de fijadores.

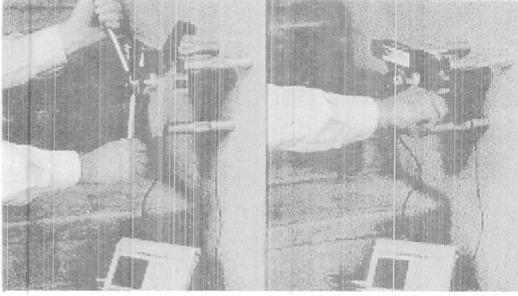


Figura 7. Equipo para la prueba de extracción de fijadores.

La resistencia a la extracción del fijador se mide de la fuerza aplicada en el extremo libre del fijador, ya sea de tensión directa (Figura 7), de corte (perpendicular al eje del fijador) o combinada tensión-cortante, según la función del fijador. Esta prueba se puede usar para validar un criterio de comportamiento basado en niveles de desplazamiento del fijador. Así, la fuerza necesaria para que el fijador alcance el desplazamiento señalado se considera como la resistencia última. Este

enfoque ofrece la ventaja de que el daño en la mampostería es nulo o muy reducido, pero de fácil reparación.

La prueba de extracción se puede usar como índice de las variaciones de las propiedades de los materiales. El uso de este método para medir directamente las resistencias a compresión, tensión o cortante ha sido poco promisorio; las correlaciones han sido muy variables (Suprenant y Schuller, 1994).

Las pruebas de extracción son ligeramente destructivas y dejan marcas de forma de cono y grietas que deben ser reparadas si la apariencia es importante (Figura 8). Además, dan información sobre las propiedades locales exteriores de las piezas y mortero, pero no da datos sobre la condición del interior de la mampostería.

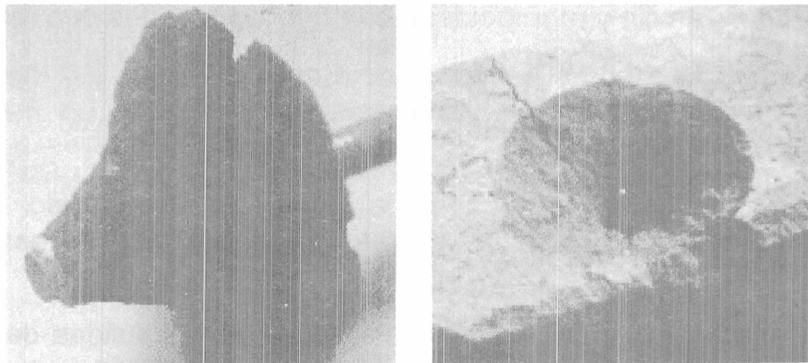


Figura 8. Falla típica de extracción de un fijador embebido en mampostería. La fuerza de extracción y el cono de mampostería formado son indicadores de la resistencia de la misma.

La mayor ventaja del método es para ejecutar pruebas de carga de fijadores existentes o instalados en la mampostería. Los detalles sobre el método de prueba se pueden consultar en la norma ASTM E 488-90 "Métodos de prueba para determinar la resistencia de anclas en elementos de concreto y mampostería".

4.4 BARRENADO

En este método se mide la energía consumida para perforar una junta de mortero con una broca. Se usa para determinar la uniformidad de las juntas, así como para identificar áreas de mortero deteriorado.

4.5 PRUEBA DE PENETRACIÓN

Se determina la resistencia de fijadores o probetas de acero a penetrar en la mampostería. Sirve para conocer la uniformidad de las piezas y las juntas.

La profundidad de penetración es afectada por la resistencia, rigidez y densidad del material que rodea la zona, así como por la deformación elástica de la masa contra la que las probetas son disparadas. Estas pruebas parecen ser más útiles para determinar la resistencia del mortero que la resistencia a compresión de la mampostería.

El equipo, comercialmente disponible, es compacto y portátil; consiste en un aparato con forma de pistola que dirige una carga (empuje neumático producido con un cartucho de pólvora o bien resultado de un resorte comprimido) contra el espécimen en estudio. El equipo usado para concreto reforzado se puede usar para mampostería; solamente se han modificado las probetas de acero. El equipo consta de un dispositivo de seguridad para evitar que se dispare si no se presiona firmemente contra la superficie de mampostería.

El equipo consta de dos niveles de potencia: el bajo, para mortero y piezas suaves con resistencias a la compresión esperadas de 140 kg/cm^2 (14 MPa), y el alto, para piezas de arcilla y mampostería con huecos rellenos con mortero.

La probeta consta de un cilindro de acero endurecido de 6,4 mm de diámetro dentro de una funda plástica. La penetración se mide con un micrómetro con precisión de 0,02 mm.

Es necesario usar protección en la cara y ojos cuando se opere la herramienta, ya que es frecuente que la superficie de la mampostería se desconche.

Es importante que la prueba se ejecute sobre partes sólidas de piezas, y no sobre las paredes de alvéolos. La superficie debe ser relativamente lisa, de modo que pueda asentar la pistola adecuadamente. El número de ensayos depende del tamaño de la zona bajo evaluación. Para concreto se considera que una prueba está compuesta de la media de la penetración de tres sondas o de seis fijadores. Las sondas se deben separar al menos 180 mm, mientras que los fijadores entre 50 y 150 mm.

Una vez que ha penetrado la sonda, se debe revisar, con un martillo, que no haya quedado suelta. Se deben descartar las sueltas o las que no fueron instaladas perpendicularmente a la superficie. Para medir la profundidad de penetración, se deben retirar las sondas o fijadores.

Evidentemente, las sondas de acero endurecido penetran más en materiales débiles, suaves o porosos que en aquéllos más duros y densos. Similarmente, penetran más en mampostería deteriorada que en sana. La interpretación de los resultados arroja áreas de materiales deteriorados o de baja calidad.

Ensayes de laboratorio muestran correlaciones con la resistencia a la compresión que varían entre 0,6 a 0,95 (Suprenant y Schuller, 1994)

4.6 ENSAYES A CORTE EN EL PLANO DE PIEZAS Y ELEMENTOS

Es uno de los métodos más aceptados para determinar la resistencia a cortante de la mampostería. En él, se mide la resistencia a la fuerza cortante rasante de una junta de mortero, desplazando horizontalmente una pieza de mampostería con un gato hidráulico (o bien con un gato plano), Figura 9.

Este método se ha hecho obligatorio en varias municipalidades del estado de California, EUA, para determinar la resistencia sísmica de edificios de mampostería simple. No obstante, los resultados de la prueba no deben interpretarse como valores absolutos de la resistencia al corte de la mampostería.

La resistencia al corte obtenida se puede extrapolar a la de todo el elemento de mampostería, debido a que el modo de falla es similar: agrietamiento siguiendo las juntas de mortero ya que la resistencia a la adherencia del mortero es menor que la de tensión de las piezas. La resistencia obtenida de esta prueba no debe emplearse para predecir la capacidad de resistir cargas laterales de muros esbeltos, cuya falla es gobernada por flexión, ni en muros cuya falla por tensión diagonal esté caracterizada por grietas inclinadas a través de piezas y juntas, indistintamente.

El equipo requerido para esta prueba es simple: un taladro y brocas para retirar el mortero, cinceles y martillos, un gato hidráulico calibrado, bomba hidráulica manual con manómetro de carátula, placas de acero de 12 mm de espesor, rótula para aplicar la carga, lanas y equipo de protección. En lugar de un manómetro de carátula, se puede usar una celda de carga o un manómetro electrónico. En ocasiones, es conveniente medir el desplazamiento de la pieza cargada mediante un transductor de desplazamiento.

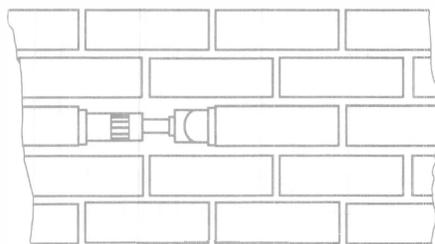


Figura 9. Ensaye de corte en el sitio.

La mayor parte de las normas establecen que se practique una prueba por cada 150 m² de superficie de muro y al menos una por muro o eje de muros resistiendo la carga lateral. El número mínimo de pruebas en una estructura es de ocho.

La prueba se debe hacer en lugares representativos de las características de los materiales, calidad de la mano de obra, intemperismo y deterioro. Se deben

evitar las piezas rotas, o lugares donde las juntas no sean paralelas, ya que los resultados no serían representativos.

Se debe retirar una pieza, en donde se alojará el gato hidráulico, teniendo cuidado en remover el mortero superior e inferior que queda adherido en ese hueco, así como el mortero de la junta vertical en el extremo hacia donde se moverá la pieza cargada. Una vez colocado el gato en el hueco creado, se alinea y se instala una placa de 12 mm entre éste y la pieza por cargar; se recomienda instalar adicionalmente una rótula de acero para evitar cargas concentradas por imprecisión en la alineación del gato hidráulico.

Como alternativa al gato hidráulico de tipo cilíndrico, se puede usar un gato plano instalado en la junta vertical. Ofrece la ventaja de que se requiere menos trabajo de preparación del ensaye y de restitución del muro, ya que no se retira ninguna pieza completa. Sin embargo, tiene el inconveniente de que es difícil y costoso construir gatos planos de distintos tamaños para aplicaciones varias, así como de que la deformabilidad del gato es limitada.

En las pruebas de corte, la resistencia se define como la carga asociada al primer deslizamiento de la pieza respecto al mortero. Para poderla determinar de manera confiable, es conveniente colocar transductores de desplazamiento (mecánicos o electrónicos). En ocasiones, el mortero se dilata (aumento de volumen), promoviendo un trabajo de cuña sobre la pieza y, por tanto, aumentando la resistencia de la pieza. Este incremento es ficticio, de ahí que convenga obtener la curva carga-desplazamiento de todo el ensaye. El cambio de pendiente de la curva estará asociada al primer deslizamiento de la pieza.

Una variable que afecta de modo definitivo la resistencia es la magnitud del esfuerzo normal que obra sobre la junta. Es conveniente registrar la magnitud de este esfuerzo, ya sea estimado mediante bajada de cargas convencional, o medido con técnica de gatos planos (ver 4.9).

La resistencia de la junta de mortero se calcula como el cociente de la carga aplicada al primer deslizamiento y el área total de las juntas superior e inferior ensayadas. De los resultados de esta prueba, se debe calcular, a su vez, el valor asociado al percentil indicado en las normas de diseño de la localidad. Es usual obtener resultados con coeficientes de variación de entre 20 y 30%.

En ocasiones, se hace uso de la técnica de gatos planos para controlar la magnitud del esfuerzo normal que obra sobre la pieza. Este método elimina las incertidumbres sobre el esfuerzo normal existente y ofrece la oportunidad de determinar la relación entre el desempeño a cortante y el esfuerzo normal. En este método, los gatos planos para esfuerzo normal se colocan horizontalmente y separados entre sí por cinco hiladas, de modo que la pieza por cargar horizontalmente quede a la mitad. Se obtienen mejores resultados si se usa un gato plano para desplazar la pieza horizontalmente, ya que el retiro de la pieza en la otra modalidad produce concentraciones de esfuerzos normales en las esquinas del hueco. Para un esfuerzo normal dado, se aplica presión al gato plano vertical

hasta que se desplace la pieza; en ese momento, se incrementa el esfuerzo vertical y se repite la prueba.

El análisis de la información se hace suponiendo un modelo de comportamiento de tipo Mohr-Coulomb. Así, en el plano esfuerzo cortante - esfuerzo normal se ajusta una línea recta que representa la superficie de falla. La pendiente de esta línea recta es el coeficiente de fricción, μ .

En ocasiones, las pruebas de corte en el sitio de piezas y de corazones no dan la suficiente información acerca del comportamiento a cortante de la mampostería; en particular, la razón obedece a la dificultad de extrapolar las características de comportamiento de especímenes pequeños a una estructura a escala real. En estos casos resulta indispensable el ensayo, en el sitio, de elementos de mampostería que forman parte de una estructura. De este modo, se pretende reproducir el complejo estado de esfuerzos que obran sobre un material no homogéneo y anisótropo, como es la mampostería.

Los ensayos en el sitio se practican sobre elementos que han sido aislados, de modo de simular las acciones sísmicas y de viento, aplicando las cargas laterales mediante gatos hidráulicos (Figura 10).

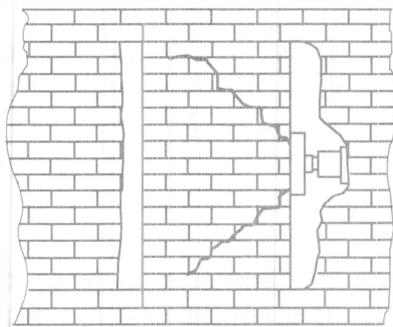


Figura 10. Prueba de corte en el sitio sobre una porción de un muro de mampostería.

Este tipo de ensayos requiere retirar la mampostería alrededor de la probeta, así como contar con gatos y bombas hidráulicas de tamaño y capacidad adecuados, y con transductores de carga y desplazamiento. En particular interesa medir la carga lateral aplicada, las deformaciones horizontales y las deformaciones diagonales. Por su complejidad y tamaño, las pruebas deben efectuarse bajo una estricta planeación y alto nivel de seguridad. Una regla que debe seguirse es ensayar el espécimen más pequeño posible, pero que sea lo suficientemente grande para ser representativo. Se deben evitar las pruebas en

elementos críticos para la estabilidad a cargas verticales de la estructura.

Un aspecto relevante de los especímenes por ensayar es la relación de aspecto (altura entre longitud): para altas relaciones de aspecto, es decir muros esbeltos, el comportamiento está controlado por deformaciones de flexión o por cabeceo, mientras que en muros robustos es más probable la falla por tensión diagonal o cortante. Para muros que serán ensayados en voladizo se recomienda relaciones de aspecto de 1 a 1,5, mientras que para doblemente empotrados, se recomiendan valores de 2 a 3.

4.7 ENSAYE DE PROBETAS EXTRAÍDAS O CORAZONES

Se mide la resistencia a cortante-adherencia de las piezas y el mortero mediante el ensayo a compresión de corazones con diámetros cercanos a la longitud de una pieza (comúnmente se usan corazones de 200 mm de diámetro).

Este método es útil cuando la prueba de empuje en el plano (ver 4.6) no es aplicable ya que el modo de falla esperado o registrado es por tensión diagonal de la mampostería. Los corazones se cargan diametralmente de modo que la línea de acción de la carga forme 15° con respecto a la junta diametral del corazón. Este método ha caído en un mayor desuso por la dificultad de obtener corazones inalterados en mamposterías con morteros débiles (comúnmente de cal); en estos casos, es recomendable seguir el método descrito en la sección anterior. La resistencia media a cortante se determina como el cociente de $P \cos \alpha$ y el área de la junta, donde P es la carga aplicada y α es el ángulo entre la junta diametral y la línea de acción de P .

Se recomienda que el número de corazones por extraer sea igual al número de pruebas de corte en el plano del muro. El método de ensaye de corazones se ha aplicado en muros de mampostería de barro; no existe información suficiente de muros de bloques de concreto.

Las limitaciones más serias de la prueba son la afectación estética del edificio, la dificultad de obtener corazones en mamposterías débiles, así como elevados coeficientes de variación, incluso muy superiores al 30%.

En ocasiones, resulta conveniente extraer especímenes en forma de muretes para ser ensayados en compresión diagonal (Hasuda y otros, 1993). Los muretes se pueden ensayar siguiendo el método de pruebas de Centro (1997b).

4.8 MEDICIÓN DE LA ADHERENCIA MORTERO-PIEZA

Mediante un sencillo aparato se aplican esfuerzos de flexión a la junta de mortero de modo de medir la adherencia mortero-pieza. Consta de una mordaza que se coloca sobre una pieza, y de una llave para aplicar el momento (Figura 11). Debido a irregularidades en las caras de las piezas, se colocan láminas de neopreno entre la mordaza y la pieza. La carga se aplica hacia abajo con la llave (torquímetro): en realidad se aplica una carga axial y un momento flexionante con respecto al eje longitudinal de la pieza (y de la mordaza). El cálculo del esfuerzo máximo de tensión se hace aplicando la fórmula de la escuadría.

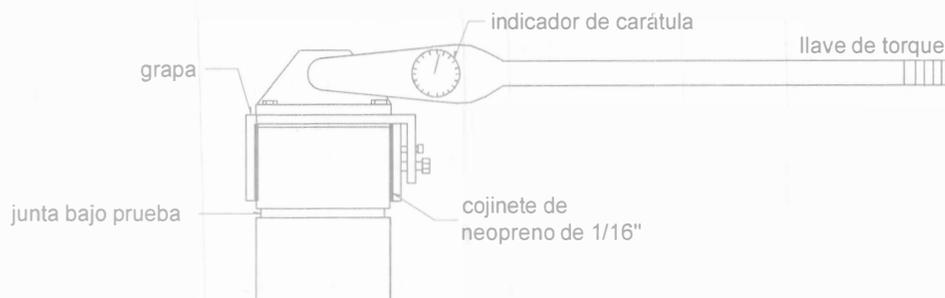


Figura 11. Aparato para la prueba de adherencia en el sitio.

El ensaye requiere retirar las piezas arriba de la pieza por cargar, así como las juntas verticales en los costados de dicha pieza. Antes de retirar las juntas verticales, se recomienda precomprimir la pieza de modo de evitar dañar la adherencia con la vibración. La mordaza se fija a la pieza mediante tornillos con punta que se insertan en la pieza mediante alguna llave o pinza. Se recomienda que el torque de fijación de los tornillos a la pieza sea el mismo en todos los ensayos. Es indispensable que la carga vertical se aplique en el mismo lugar del torquímetro durante el ensaye, así como que se registre su ubicación ya que es indispensable para el cálculo de la adherencia. El plano de falla puede pasar por la interfaz pieza-mortero, a través de la pieza, o del mortero.

Puesto que la adherencia es afectada por varios factores, entre ellos la mano de obra y de tipo ambiental, es necesario un amplio muestreo para obtener un nivel de confianza razonable de los resultados. Como mínimo, se deben ejecutar entre cinco y 10 pruebas por cada área por ser investigada.

4.9 GATOS PLANOS

La técnica de gatos planos permite medir el estado de esfuerzos a compresión en la mampostería mediante la colocación de un gato plano en una inserción practicada en la junta de mortero. Se aplica presión en el fluido hidráulico del gato hasta que se restituya la distancia original entre dos puntos, uno arriba y otro abajo de la inserción. Si se colocan dos gatos planos en inserciones paralelas, y se aplica presión en ellos, es posible obtener la curva esfuerzo-deformación de la mampostería. Se ha demostrado, experimental y analíticamente, que el efecto de redistribución de carga y las deformaciones no lineales están dentro de la precisión del método. Se ha estimado que el error en la determinación del estado de esfuerzos es de hasta 20% (Suprenant y Schuller, 1994).

Para la evaluación de la mampostería usando gatos planos se pueden usar las normas ASTM C 1196-91 y C 1197-91, en las cuales se dan los métodos de prueba para determinar, en sitio, el estado de esfuerzos y las propiedades de deformabilidad de la mampostería, respectivamente.

El estado de esfuerzos a compresión en la mampostería, inducido por cargas gravitacionales, cambio térmicos o por contracción de los materiales, se puede medir usando un gato plano. Ofrece la ventaja de que en el ensaye no existen hipótesis sobre los flujos de fuerzas u otros. Una limitación es que el estado de esfuerzos medido corresponde exclusivamente al de la hilada ensayada.

Para determinar la deformabilidad de la mampostería se usan dos gatos planos paralelos. Las deformaciones a compresión de la mampostería se miden mediante transductores de desplazamiento montados sobre la superficie del muro. No siempre es conveniente llevar a la resistencia a la mampostería, en particular cuando la importancia estructural o estética del elemento no lo justifica. Cuando así sea, se puede estimar la resistencia extrapolando la curva esfuerzo-deformación medida. Se ha demostrado que este método sobrestima el módulo de

rigidez a compresión entre 15 y 20%, aunque proporciona una medida razonable del comportamiento a compresión de la mampostería.

Para la ejecución de los ensayos se requiere un taladro o disco para retirar el mortero, dos o más gatos planos, lanas, bomba hidráulica con manómetro y mangueras, transductores de desplazamiento y equipo de seguridad industrial.

Para colocar los gatos planos, se requiere practicar una ranura en el mortero (Figura 12). Para mampostería densa y de alta resistencia, se recomienda usar discos de diamante enfriados con agua; para mamposterías antiguas, es preferible barrenar el mortero en serie de modo de ir formando una ranura. Se deben evitar los rotomartillos, ya que la vibración puede debilitar la adherencia de las juntas de mortero adyacentes. La ranura se debe limpiar de partículas antes de colocar el gato.

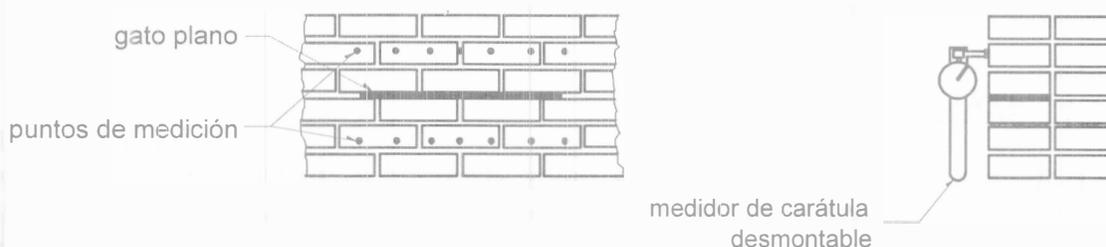


Figura 12. Dispositivo de prueba para la determinación in situ del estado de esfuerzos de compresión existente dentro de la mampostería.

Los gatos planos pueden ser fabricados con cualquier forma y tamaño. Para determinar la deformabilidad de la mampostería, así como el estado de esfuerzos, se recomiendan gatos rectangulares, con longitud igual o superior a dos veces la longitud de la pieza. Se pueden usar gatos más pequeños, de forma semicircular, para ser insertados en cortes practicados con disco. Estos se deben usar solamente para medir el estado interno de esfuerzos. Los gatos planos se fabrican tal que su deformación sea proporcional con la presión. Antes de su aplicación, se requiere calibrar el gato plano para obtener la relación entre la presión aplicada y el esfuerzo en la mampostería. Será necesario calibrar de nuevo el gato plano cuando se someta a deformaciones considerables.

Con objeto de facilitar la instalación y remoción del gato plano, se recomienda usar lanas metálicas de tamaño y forma similares a las del gato. Las lanas son necesarias porque si se cerrara la ranura sobre el gato y lo aplastara, cambiaría la constante de calibración y podría dañar al gato. Si se desea una transferencia de esfuerzos uniforme, es recomendable usar gatos adicionales que funcionen como lanas.

Para medir la deformación axial de la mampostería se deben usar transductores con una precisión de 0,005 mm. Esta precisión se puede mejorar si se usan instrumentos electrónicos.

En cuanto al lugar de aplicación de la prueba, se recomienda que sea en zonas alejadas de las aberturas, cambios de sección transversal u otras concentraciones de esfuerzos. Para obtener resultados consistentes y válidos, se deben evitar juntas irregulares, huecos de gran tamaño o número, o piezas rotas o agrietadas. Cuando interese evaluar la mampostería de muros de gran espesor conviene tener presente que las propiedades pueden variar en el espesor debido a que los materiales pueden ser distintos. Así, se deberá decidir sobre realizar la prueba, ya sea empleando gatos que cubran todo el espesor, o bien con gatos que abarquen las piezas que componen el exterior del muro.

Dada la variabilidad de los resultados, se recomienda que se practiquen entre tres y cinco pruebas en la zona de interés.

Para medir las deformaciones axiales de la mampostería en la modalidad de determinación del estado de esfuerzos a compresión, se recomienda no colocar los puntos fijos de medición en la hilada inmediatamente arriba de la ranura, ya que se pueden dañar las piezas. Asimismo, es conveniente tener, cuando menos, tres líneas de medición y promediar los datos.

Para medir la deformabilidad axial de la mampostería, se ha verificado que una separación entre gatos planos de tres a cinco hiladas es adecuada. Además, se ha demostrado analíticamente que el estado de esfuerzos es más consistente en el tercio medio de la longitud del gato. Atendiendo a esto, se recomienda instrumentar esta zona con tres líneas verticales de medición. El módulo de rigidez axial de la mampostería se puede calcular siguiendo lo establecido en Centro (1997a).

4.10 TÉCNICAS DE TRANSMISIÓN DE PULSO

Estas son las más frecuentes dentro de los métodos de evaluación no destructiva. El principio de las pruebas es simple: se mide el tiempo que tarda una onda (pulso o tren de ondas) en atravesar la mampostería. La onda es generada por un transductor electro-acústico o por golpe de un martillo. La técnica facilita la determinación de la uniformidad o cambios en propiedades de la mampostería, así como el nivel y extensión del deterioro, agrietamiento o huecos en la estructura. Las bajas velocidades están asociadas a materiales de baja calidad, agrietados o deteriorados.

La velocidad de pulso es una característica de cada material, atendiendo a su densidad, ρ , y a su módulo de rigidez dinámica, E_d . Un material denso y rígido tiene mayores velocidades que uno suave y poroso. Así, la velocidad de transmisión de pulso v se relaciona con estos parámetros como:

$$v^2 = K \frac{E_d}{\rho}$$

donde

$$K = \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Esta relación es válida para materiales homogéneos e isótropos, de modo que estrictamente no se puede aplicar a mampostería. Por tanto, los resultados no son un reflejo absoluto del módulo de rigidez dinámica.

Si simultáneamente a las pruebas de velocidad de pulso, se ejecutan ensayos destructivos o no destructivos para determinar la resistencia de la mampostería, es posible correlacionar los valores de ambos tipos de pruebas. La calidad de las correlaciones ha sido objeto de controversia. Mientras que algunos investigadores han encontrado correlaciones aceptables con la resistencia a compresión y pobres con las resistencias a tensión y corte, otros han concluido que es necesaria una gran cantidad de datos para establecer predicciones confiables mediante velocidad de pulso (Suprenant y Schuller, 1994).

La transmisión del pulso es afectada por huecos, grietas, agua, tipo de pieza, y otros. La energía de transmisión se ve atenuada por las superficies que reflejan el pulso, como son las superficies de grietas o huecos. A este respecto, un punto fundamental para determinar grietas o huecos es la frecuencia dominante del transductor y el contenido de energía del pulso transmitido. Así, para pulsos ultrasónicos se usan frecuencias del orden de 55 kHz, de modo que su aplicación está en localizar huecos y grietas relativamente pequeñas, a pesar de que son susceptibles de una rápida atenuación de la energía. Para grandes espesores de mampostería, como la de los monumentos históricos, se ha comprobado que pulsos con frecuencias de 1 a 10 kHz (pulsos sónicos), con mayor contenido de energía y producidos por equipos mecánicos de impacto, son un método más robusto para identificar fallas. En general, las grietas o huecos menores que la longitud de onda no modifican la transmisión del pulso, de modo que no son identificables.

Frecuentemente se pone en duda la validez de las técnicas de transmisión de pulso cuando existe acero de refuerzo en el elemento por evaluar. La inquietud radica en que la velocidad de transmisión de pulsos del acero es considerablemente superior a la de la mampostería, y que puede afectar las mediciones. Se ha encontrado que si el acero es perpendicular a la dirección de transmisión, su efecto es despreciable; no así cuando existen barras de acero en la dirección de transmisión. En este último caso, se debe desechar la medición.

4.10.1 Velocidad de pulso ultrasónico

Los equipos son portátiles y se pueden operar por una o dos personas. Por lo general, el equipo (Figura 13) consiste de dos transductores (un transmisor y un receptor), unidad de proceso, cables, probeta de calibración y medio de acoplamiento (grasa, por lo general).

Los transductores son de tipo piezoeléctrico⁴. Los normales son de 50 mm de diámetro y transmiten a una frecuencia entre 50 y 100 kHz. La onda viaja a través de la grasa y la mampostería, hasta llegar al receptor, cuyo cristal transforma la energía mecánica en eléctrica y envía la señal a la unidad de procesamiento.

La unidad de procesamiento controla el envío de 10 pulsos por segundo. Un reloj interno mide el tiempo que tarda en salir la señal por el transmisor y en que sea recibida la primera onda.

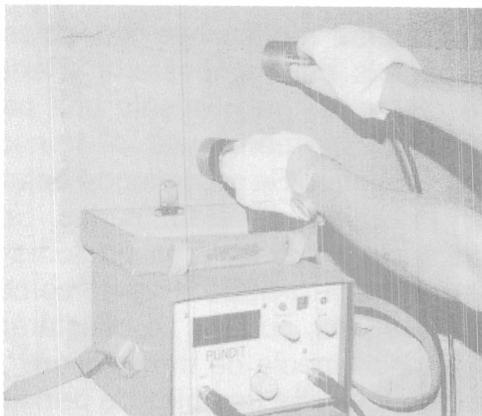


Figura 13. Equipo de transmisión de pulsos ultrasónicos.

La probeta de calibración trae marcada la velocidad de transmisión que debe ser ajustada en la unidad de procesamiento. Este ajuste se debe realizar al inicio de cualquier serie de lecturas, o de cambio de condiciones ambientales.

Con objeto de facilitar la transmisión de la energía acústica es necesario usar un medio de acoplamiento. Se recomienda usar grasa o cera en espesores menores que 1,5 mm; las lecturas son afectadas si se usan grandes espesores. Se considera que una lectura es aceptable si la variación es de unas cuantas unidades porcentuales. Es frecuente que, en mampostería severamente agrietada o con gran cantidad de huecos, las lecturas no se estabilicen, en cuyo caso se deberá registrar en la bitácora la inestabilidad del experimento.

Para la ejecución de la prueba se puede seguir lo indicado en el método de prueba ASTM C 597 "Método de prueba estándar para velocidad de pulso a través de concreto".

De acuerdo con la posición relativa de los transductores, las lecturas pueden ser directas, indirectas o de medición de eco (Figura 14). En las primeras, los transductores se colocan uno frente al otro, separados por el elemento a evaluar. Es frecuente que los resultados se presenten gráficamente, de modo de facilitar su interpretación.

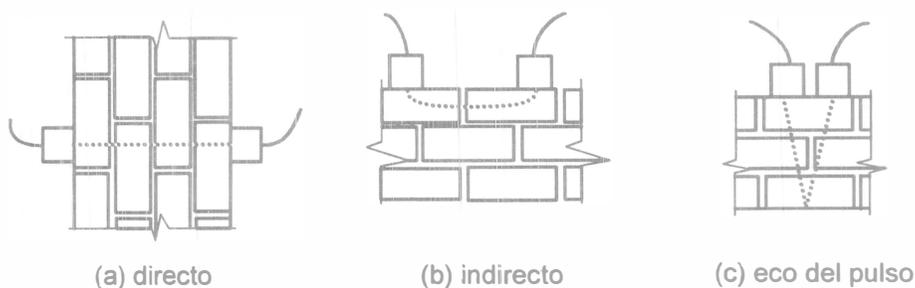


Figura 14. Orientación de los transductores en ensayos de transmisión de pulsos.

⁴ En un cristal piezoeléctrico, cuando se pasa un potencial eléctrico, la energía eléctrica se transforma en energía mecánica y el cristal resuena en una frecuencia particular.

En las mediciones indirectas, los transductores se apoyan en una misma superficie de mampostería. Tiene la desventaja de que las ondas se atenúan rápidamente, ya que sólo una parte viaja paralela a ese plano, y la mayoría se transmite perpendicular al transductor. Es útil para identificar fallas o huecos superficiales. Se recomienda dejar un transductor fijo y mover el otro a distancias y en dirección predeterminadas. En las gráficas de resultados, se sugiere usar la distancia entre los transductores como variable independiente y las lecturas de transmisión (tiempo en ms) como dependiente. Si el material no tiene grietas o huecos, los puntos se ajustarán a una línea recta, cuya pendiente será la velocidad media de transmisión. Las grietas se identificarán si la tendencia de las lecturas exhibe cambios de pendiente; mientras mayor sea este cambio, el defecto será de mayor anchura o tamaño.

En la Figura 15 se muestran los resultados de la transmisión de pulsos sónicos, producidos por medios mecánicos, para determinar la condición interna de la mampostería de un muro construido en el siglo XIX (Suprenant y Schuller, 1994). Los valores indicados con 1 corresponden a ondas con alto contenido energético y de alta frecuencia, que indican una mampostería densa y de calidad, mientras que los valores 5 están asociados a ondas con baja energía, y cuyas altas frecuencias se han atenuado por la presencia de grietas y huecos, signo de una pobre calidad de la mampostería.

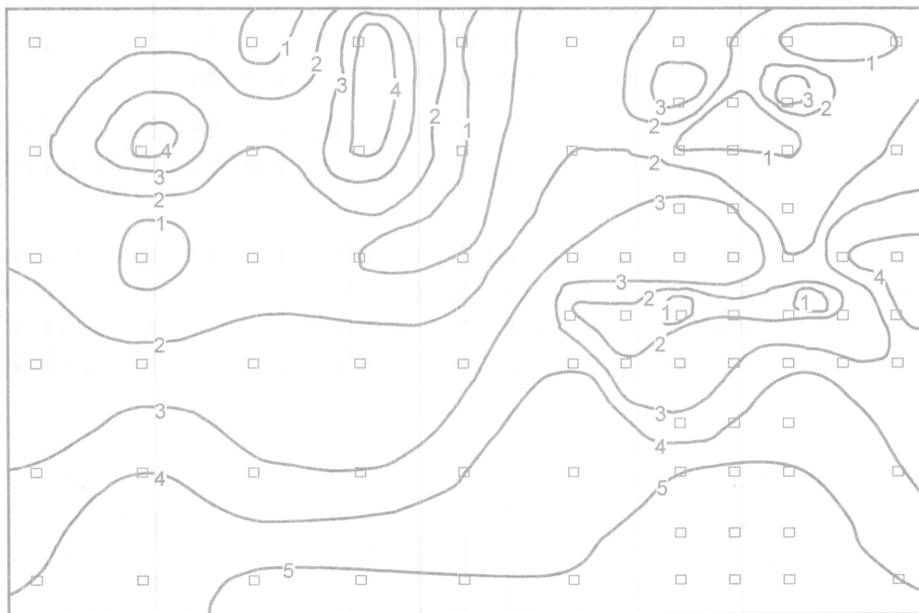
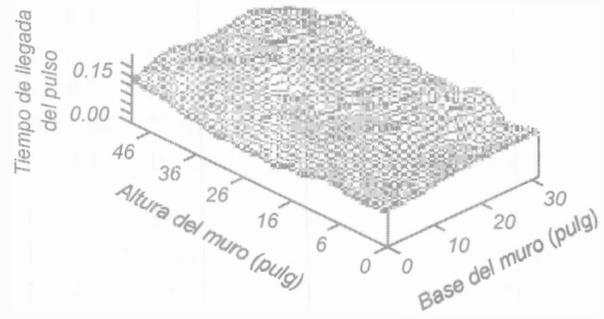


Figura 15. Calidad de la mampostería empleando ensayos de transmisión de pulsos a través de un muro.

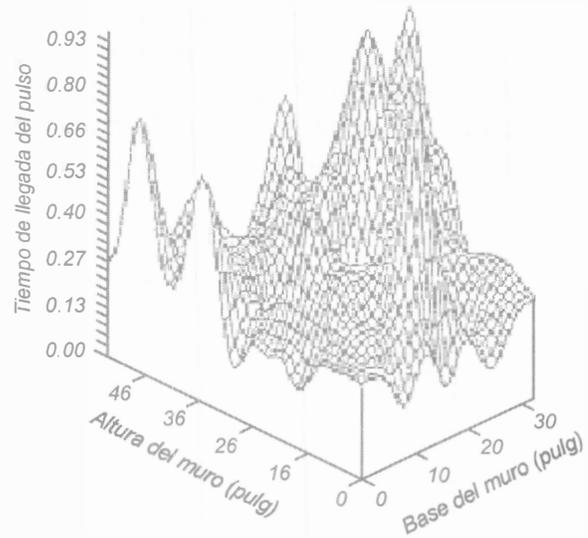
Una de las aplicaciones más interesantes de la transmisión de pulso ultrasónico en la rehabilitación de estructuras de mampostería, es para revisar la calidad de la inyección de grietas en muros dañados. En la Figura 16 se presentan los resultados de mediciones sobre el muro original (sin daño), el muro dañado por

cargas verticales y laterales, y sobre el muro reparado mediante inyección de grietas con lechada. Es claro como las lecturas (eje Z) aumentan dramáticamente en el muro dañado, y recuperan las magnitudes del muro original una vez que ha sido reparado. Las gráficas indican que el daño en el interior del muro se pudo localizar con el ultrasonido, y que se puede evaluar la calidad de la inyección con esta técnica.

a) Condición original después de construido.



b) Condición de daño.



c) Reparación mediante la inyección de lechada de cementantes en fracturas y huecos internos.

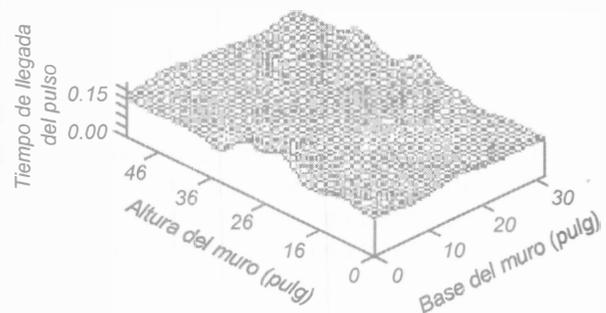


Figura 16. Superficie tridimensional de los tiempos de llegada del pulso a través de un muro de mampostería.

4.11 MEDICIÓN DEL ECO PRODUCIDO POR IMPACTOS

Este método, de tipo no destructivo, usa la reflexión de ondas de esfuerzo transitorias a través del material para detectar o delimitar discontinuidades internas de la mampostería, e inclusive, la naturaleza y orientación de ellas (Sansalone y Carino, 1988). Debido al estado de múltiple reflexión de ondas, se crea una condición de resonancia transitoria entre la superficie y los defectos internos. En este método interesan las ondas primarias P, puesto que son las que producen mayores desplazamientos cercanos al impacto aplicado. Una ventaja es que sólo se requiere tener acceso a una de las superficies de la sección por ser investigada. Aunque el método se ha aplicado con mayor intensidad en estructuras de concreto, su uso en estructuras de mampostería es prometedor.

La onda de esfuerzo se produce en el material por medio de un impacto mecánico (Figura 17); una modificación es el uso de un generador de impactos, cuyo contenido de frecuencia se puede optimar para la condición en estudio. La onda medida se analiza en el dominio de la frecuencia, de modo de obtener el tiempo entre reflexiones sucesivas de la onda. Si se conoce la velocidad de transmisión de pulso del material, se podrá determinar la profundidad de la discontinuidad a partir de los tiempos de reflexión. Mientras menor sea el tiempo de impacto, mayores serán las frecuencias (y más cortos las longitudes de onda), de modo que el método será más sensible a defectos pequeños.

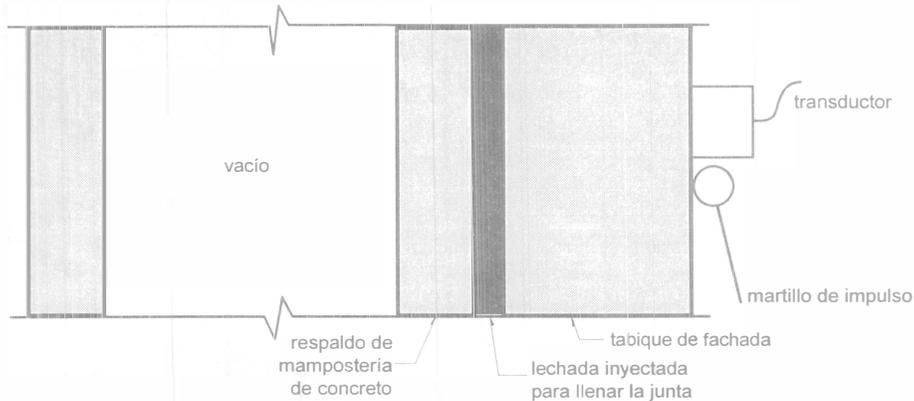


Figura 17. Sección transversal de un muro de mampostería de bloque de concreto estudiado mediante la técnica de medición del eco producido por un impacto. En este ejemplo, las pruebas pretenden determinar si la junta entre el bloque de concreto y la fachada fue efectivamente rellenada durante la inyección de lechada.

Los equipos comerciales constan de un transductor manual con preamplificador, un grupo de esferas de varios diámetros para aplicar los impactos, una computadora portátil, un sistema de captura de datos con tarjetas de conversión A/D y un programa para facilitar la interpretación.

Esta técnica ha sido empleada para localizar fallas o grietas internas, acero de refuerzo, así como para verificar el llenado de grietas inyectadas con lechada (Sansalone y Carino, 1988; Suprenant y Schuller, 1994).

4.12 TOMOGRAFÍA

Se usa el principio de combinación matemática de grandes cantidades de proyecciones para reconstruir una imagen de la sección transversal del objeto en estudio. Se pueden usar técnicas de rayos X, resonancia magnética o de tipo acústico, entre otras. De este último, se cuenta con equipos sencillos para uso en el campo que usa ondas de alta frecuencia para identificar discontinuidades o huecos. La técnica parte del principio de que el pulso no pasa a través de grietas o huecos, sino que busca caminos alternos, lo que se traduce en una aparente reducción en la velocidad. El análisis de la información se hace mediante sistema de cómputo que producen gráficas de isovelocidad (Figura 18). La interpretación de resultados de este método se dificulta cuando la mampostería está dañada, lo que produce reflexiones, refracciones y atenuación de ondas de alta frecuencia.

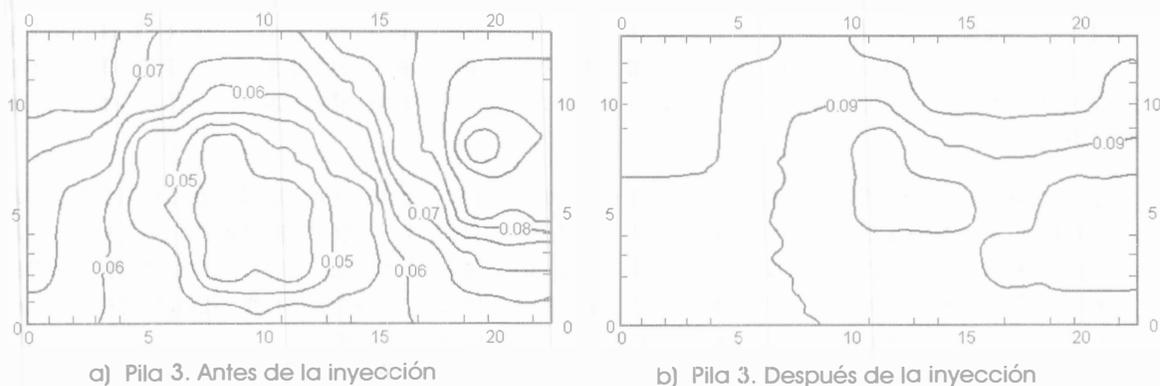


Figura 18. Reconstrucción tomográfica de la distribución de velocidades internas en una pila de mampostería. (a) Condición original de construcción con huecos interiores; (b) Reparada mediante inyección de lechada. Las velocidades se muestran en $\mu\text{g}/\mu\text{s}$.

4.13 MÉTODOS MAGNÉTICOS

Permiten localizar barras y otros elementos de acero mediante aparatos portátiles de tipo magnético. Los modernos permiten determinar la distancia de la barra de la superficie, así como el tamaño de la barra de refuerzo (Figura 19). Se miden las variaciones en el campo magnético inducido, las cuales son proporcionales a la profundidad y/o cuantía de acero.

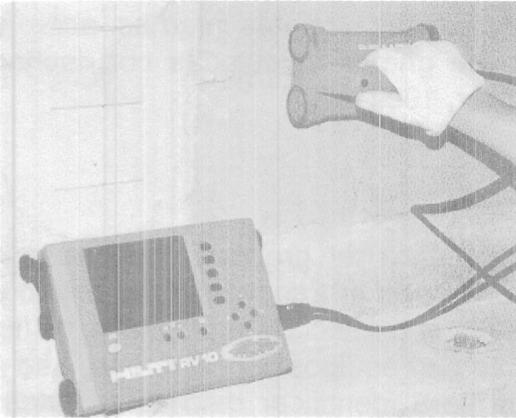


Figura 19. Moderno equipo para localizar barras de acero, y para determinar su diámetro y profundidad.

4.14 RADIOGRAFÍA

Se emplea radiación X o gamma para determinar la localización del refuerzo, así como para detectar huecos y defectos. Se usa una fuente de energía de rayos que ilumina una cara del elemento y una película sensible para registrar la imagen en la cara opuesta. Los rayos son alterados por la presencia de mortero, piezas, acero, huecos, que contribuyen a atenuar la energía. Actualmente, su uso es limitado dado el gran tamaño y peso de los equipos, así como por el alto voltaje y radiación que obligan a ser operados por personal entrenado. Se requiere una interpretación cuidadosa, ya que la imagen es representativa de una zona en particular.

La radiación gamma se usa, además, para determinar los perfiles de humedad y sales en la superficie de un material. En el espectro de intensidades de rayos gamma se observan picos asociados a los elementos químicos presentes. Actualmente, los equipos son sumamente costosos y requieren operadores con mayor nivel de entrenamiento y certificación que para rayos X.

4.15 TERMOGRAFÍA DE RAYOS INFRARROJOS

Se obtiene una representación de alta resolución del calor emitido por el elemento; se usan frecuencias infrarrojas para identificar patrones de calor característicos de ciertos defectos. Ofrece la ventaja de que la evaluación se puede hacer a distancia, es decir, no se requiere acceso al elemento, y que se puede estudiar la estructura completa. La temperatura de la superficie del elemento se mide mediante un rastreador portátil conectado a una unidad de procesamiento de información. La fuente de calor puede ser el sol o la temperatura interna del edificio. La técnica se ha empleado con éxito para localizar grietas en concreto reforzado, desprendimientos de hasta 10 cm de diámetro, así como para identificar huecos en muros de piezas macizas en mampostería, acero de refuerzo, y áreas en donde el mortero fluido no penetró en muros de bloques de concreto rellenos. El método no proporciona información cuantitativa sobre las propiedades de la mampostería, pero permite evaluar grandes zonas y localizar áreas en las cuales se requiere más estudio. En la Figura 20 se presenta la

termografía de rayos infrarrojos de una barra de refuerzo ensayada a tensión simple en una máquina universal. Se aprecia con un tono gris oscuro la zona más caliente (ver parte inferior de la foto), que indica la sección más esforzada y, eventualmente de falla.



Figura 20. Termografía de rayos infrarrojos de una barra de refuerzo a tensión.

4.16 EMISIÓN ACÚSTICA

Esta es una de las técnicas de evaluación no destructiva de aplicación más reciente en la industria de la construcción. Mediante la medición de emisiones acústicas en materiales esforzados, se localizan las grietas y se detecta su desarrollo, se localizan y miden las imperfecciones, y se evalúa la integridad de la mampostería.

El método se basa en la disipación de energía de deformación de un material esforzado cuando se agrieta; esta energía se refleja en ondas de esfuerzo transitorias. Para registrar dicha energía se usan acelerómetros muy sensibles. Es una técnica muy poderosa para determinar los niveles de esfuerzo en el umbral de daño, la severidad del daño, agrietamiento por fatiga de bajo ciclaje y para identificar efectos de flujo plástico debidos a cargas sostenidas.

4.17 PULSOS ELECTROMAGNÉTICOS

Se emplea energía electromagnética en forma de pulsos con frecuencias de 100 MHz a 1 GHz para identificar defectos en la mampostería. Un experimento requiere acceso de dos superficies opuestas del elemento, lo que puede limitar su aplicabilidad. Suprenant y Schuller (1994) indican que los primeros resultados de la evaluación de mampostería con este método son sumamente alentadores.

4.18 INTERFEROMETRÍA LÁSER

Se han usado la interferometría holográfica y la de bandas para monitorear la fractura y desconchamiento de especímenes en laboratorio; se desconocen aplicaciones en campo. El método se basa en proyectar patrones de rayos láser sobre un objeto e identificar las grietas y las deformaciones por las desviaciones y cambios en los patrones de bandas. Ofrece la ventaja de evaluar las deformaciones de toda una estructura, y no solamente las de una pequeña zona.

4.19 PETROGRAFÍA

A través de observaciones microscópicas, en ocasiones en combinación con otras técnicas, permite evaluar muestras de mortero y piezas de mampostería. Se detectan contenido de aire, carbonatación, adherencia, ingredientes y dosificación del mortero, protecciones, contaminantes, entre otros.

4.20 ENDOSCOPIA

Se emplea en los casos en que es necesario observar la condición del interior de la mampostería. A través de un orificio de 10 a 15 mm de diámetro, se introduce una sonda de fibra óptica y con iluminación en la punta. Los movimientos de la sonda son controlados desde un equipo portátil de control. En ocasiones, los extremos de las sondas cuentan con escalas graduadas para facilitar la identificación y medición de objetos. Sus aplicaciones incluyen la determinación de material y calidad de construcción de muros de gran espesor, la inspección de corrosión en barras o accesorios metálicos, así como la inspección de grietas y vacíos internos que han sido localizados con alguna otra técnica. Los equipos usualmente cuentan con cámaras fotográficas o de video que facilitan el registro de las imágenes.

4.21 PRUEBAS DE CARGA

Se aplica carga a una estructura o elemento estructural de modo de simular estados límite de diseño. Se revisan y miden características de comportamiento estructural. Se sugiere seguir lo señalado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Departamento, 1993) o el reglamento vigente en la localidad.

4.22 POTENCIAL DE CORROSIÓN

Se determina mediante mediciones en los cambios de potencial eléctrico entre el acero de refuerzo de interés y una celda hecha con una esponja porosa saturada de solución de cobre y sulfato de cobre colocada sobre la superficie del elemento (Figura 21). Las mediciones se presentan en forma gráfica como curvas de isopotencial. Por lo general, se puede suponer que voltajes mayores que



Figura 21. Equipo portátil para medir el potencial de corrosión.

−0,20 V (menos negativos) están asociados a un 90% de probabilidad de ausencia de corrosión; entre −0,20 y −0,35 V, la corrosión es incierta; y valores menores (más negativos) que −0,35 V, indican un 90% de probabilidad de corrosión. Si se obtienen valores positivos, significa que la humedad en el concreto es baja y los resultados son inválidos.

4.23 TAMAÑO DE LA MUESTRA

Frecuentemente, la decisión sobre el número de muestras para ensayar se deja al ingeniero encargado del proyecto de rehabilitación. Se puede aplicar la norma ASTM E 122 “Práctica recomendada para la selección del tamaño de muestra para estimar la calidad media de un lote o proceso” para determinar el tamaño de la muestra.

En ocasiones, los reglamentos de construcción indican la frecuencia de muestreo para edificios existentes de mampostería. Así, por ejemplo, el Reglamento de Construcciones de Los Ángeles (California, EUA) especifica la ejecución de ensayos de corte en el sitio (mediante gatos que empujan o prueba de corazones de 200 mm de diámetro) con la siguiente frecuencia: para el primer y último piso, no menos de dos por eje de muros; para los otros pisos, no menos de uno por muro alojado en un mismo eje resistente; en ningún caso será menor de uno por cada 150 m² de área de muros y de un total de ocho (Suprenant y Schuller, 1994).

5. TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN

En esta sección se presentan las diferentes técnicas de rehabilitación aplicables a muros de mampostería. Se discuten las distintas modalidades de conexión entre la mampostería existente y los nuevos elementos de concreto, acero o mampostería; el reemplazo de piezas y de concreto dañados; la reparación de grietas; la inserción de barras de refuerzo; el encamisado de muros; y la adición de elementos de concreto reforzado. Algunas de las recomendaciones aquí presentadas se basan en estudios experimentales que pueden ser consultados en Alcocer y Klingner (1994). Para mayores detalles sobre la rehabilitación de elementos de concreto se puede consultar a Helene (1997).

En la Figura 22 se muestra, de manera cualitativa, la relación entre el desempeño que ha exhibido la estructura por rehabilitar, el nivel de daño esperado

y los esquemas de rehabilitación que pueden ser aplicados. La gráfica es aplicable a muros de mampostería confinada.

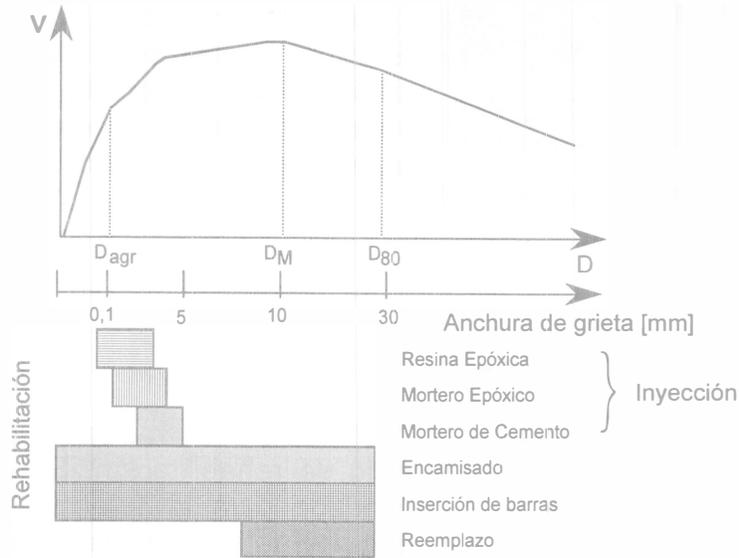


Figura 22. Desempeño de un muro de mampostería existente, nivel de daño esperado y posibles esquemas de rehabilitación.

5.1 MODALIDADES DE CONEXIÓN A LA MAMPOSTERÍA EXISTENTE

Uno de los objetivos usuales de una rehabilitación es promover o asegurar un comportamiento monolítico entre los muros existentes y los materiales/elementos nuevos. Para lograr lo anterior es esencial que se preste atención a las conexiones locales.

5.1.1 Anclas

Es frecuente que se usen anclas o fijadores para facilitar la conexión entre elementos de acero o de concreto a la mampostería existente. Las dos técnicas más comunes usan fijadores adhesivos o anclas mecánicas. Para ambos tipos, la conexión resultante dependerá de los procedimientos de instalación y de la selección de los materiales.

Para instalar los fijadores adhesivos, o de tipo químico, se barrena el muro y se limpia el agujero, se rellena éste con resina (epóxica, viniléster o poliéster) y se introduce el fijador. Luke y otros (1985) examinaron el efecto de los procedimientos de limpieza, del tipo y viscosidad de la resina y de la posición durante la colocación de la resina, en la resistencia y comportamiento de anclas instaladas en concreto. Aquí se presentan las que son consideradas aplicables a

muros de mampostería. Los agujeros se practicaron con un rotomartillo con brocas con 3 a 6 mm de diámetro mayores que el del fijador. Esta holgura permitió una distribución adecuada de la resina y minimizó la posibilidad de flujo plástico de ésta. Los ensayos demostraron que el desempeño del anclaje es fuertemente afectado por el procedimiento de limpieza. Así, es esencial que antes de la inyección de la resina, el barreno esté libre de aceite, polvo o partículas finas de las piezas de mampostería. Se ha recomendado que se limpie alternadamente el barreno mediante un cepillo rígido para biberones y aspirando el fondo del agujero. No se recomienda retirar el polvo del barreno con aire comprimido, ya que el aceite que quede atrapado en la línea puede contaminar el agujero. Existen en el mercado taladros con bombas de vacío o succión que usan brocas huecas, a través de las cuales se aspira el polvo mientras se perfora. Las brocas convencionales tienden a forzar el polvo y pedazos dentro de la grieta que se pretende inyectar, de modo que bloquean el paso de la resina.

Un aspecto importante para el comportamiento del ancla es el mezclado de los componentes adhesivos. Aunque algunos fabricantes ofrecen herramientas o dispositivos para facilitar el mezclado, se debe prestar atención a que el color de la resina sea uniforme, sin restos de los componentes que hayan quedado adheridos a las paredes del recipiente. Se ha visto que es útil usar cartuchos con los componentes adhesivos ya pesados y preparados, ya que evitan las básculas de alta precisión en la obra. Las resinas se deben instalar desde el fondo del barreno hacia la superficie; y el fijador se debe girar ligeramente conforme se inserta en el barreno para promover una distribución uniforme de la resina en la periferia del ancla. En general, Luke y colaboradores obtuvieron buenos resultados con resinas preparadas según las indicaciones del fabricante. Un punto a considerar es la compatibilidad del adhesivo con la mampostería existente y con las condiciones ambientales esperadas (instalaciones en climas fríos o calientes, presencia de humedad, entre otras).

Se ha sugerido la ejecución de ensayos a tensión en el sitio llevando a las anclas a cargas cercanas al 40 ó 50% de la carga de diseño para obtener un índice de la calidad de la limpieza del barreno.

Los fijadores mecánicos suelen ser de tres tipos: de expansión, de campana y de percusión. Los fijadores de expansión transmiten la carga mediante fricción contra la pared lateral del agujero; los de campana transmiten la carga mediante trabazón mecánica del fijador y la mampostería justo en la base del fijador. Los de percusión trabajan a fricción y son instalados con herramientas especiales accionadas con cargas explosivas controladas.

Existen ciertas reservas sobre el uso de fijadores mecánicos de expansión y campana en aplicaciones sísmicas, en particular porque las recomendaciones de los fabricantes se basan, generalmente, en resultados de pruebas monótonas. Collins (1989) encontró que ante cargas impulsivas de tensión, los fijadores mecánicos exhiben una degradación de rigidez debido a un mayor deslizamiento. Así, cuando se prevea el desarrollo de deslizamientos, es preferible el uso de fijadores adhesivos sobre los mecánicos.

5.1.2 Conexiones mampostería-acero

El método más popular para conectar elementos de acero a la mampostería es mediante fijadores roscados instalados en barrenos con algún tipo de resina. La conexión puede postensarse, de modo que la carga se transmita por fricción en la interfaz mampostería-acero.

Los fijadores roscados se instalan siguiendo las mismas recomendaciones que las anclas de la sección anterior. Para mejorar la resistencia y rigidez de la conexión, se recomienda aplicar resina en la cara del elemento de acero en contacto con la mampostería, así como en el espacio anular que queda entre el perno y el agujero en el acero (Weiner, 1985). La resina colocada en el elemento de acero promueve una distribución más uniforme de carga entre los pernos, y la que queda en el espacio anular, reduce o elimina los problemas de esfuerzos excesivos en el contacto entre el perno y el elemento de acero. Si para garantizar un comportamiento adecuado se necesita una conexión rígida, se recomienda usar roldanas de presión para mantener la fuerza de sujeción del perno que, de lo contrario, se perdería por relajación del fijador (Jiménez, 1992). Si, por otro lado, se requiere que la conexión posea una elevada capacidad de deformación, se deben usar mayores espacios anulares (mayores que 1,5 mm) y una capa de mortero entre el elemento de acero y la mampostería. Sin embargo, se debe considerar las posibles reducciones en resistencia e incrementos en la degradación de rigidez en este tipo de conexiones.

Los elementos de acero se pueden fijar a la mampostería mediante conexiones de fricción, en las cuales es usual practicar llaves de corte para mejorar la transferencia de carga. La otra modalidad mencionada, que puede usarse en combinación con la anterior, es postensar el elemento de acero a la estructura existente.

5.2 REEMPLAZO DE PIEZAS Y DE CONCRETO DAÑADOS

Esta técnica generalmente se aplica en muros con zonas muy dañadas; su eficiencia depende de la calidad de su ejecución. A menudo se aplica en combinación con alguna de las técnicas señaladas en esta sección. Para el correcto reemplazo, es frecuente la necesidad de apuntalar y renivelar la estructura, así como usar morteros o concreto con aditivos estabilizadores de volumen. Con lo último se pretende disminuir la contracción por fraguado y las fisuras que ocurren por las restricciones a la contracción.

Una regla básica del reemplazo de piezas y de concreto dañados es el uso de materiales del mismo tipo y con una resistencia cuando menos igual a la resistencia del material original. Es frecuente que se aproveche la reparación para mejorar la estructura mediante materiales de reemplazo con características mecánicas superiores a las de los originales. En todo caso, se debe tener presente que la inserción de piezas o concreto con propiedades muy diferentes puede desencadenar concentraciones de esfuerzos que pueden dañar la

estructura; en estos casos, la rehabilitación resulta peor que el daño existente en el edificio. Ejemplo de esto es usar morteros que exhiben cambios volumétricos diferentes de la mampostería original. Las expansiones diferentes generan deformaciones y esfuerzos locales que promueven el agrietamiento y daño ulterior de la estructura.

Una aplicación obvia de esta técnica es el daño severo en muros ante acciones sísmicas, el cual se caracteriza por aplastamiento de piezas a lo largo de las grietas inclinadas, así como por aplastamiento y desconchamiento del concreto de los elementos confinantes (Ruiz, 1995). En particular, si los castillos están dañados, y se ha decidido rehabilitar la estructura, será necesario apuntalar el edificio, ya que como se discute en Alcocer (1997), los castillos no sólo contribuyen a incrementar notablemente la capacidad de desplazamiento lateral de la estructura y a dar estabilidad a su comportamiento, sino que participan en la capacidad de carga vertical de modo determinante.

5.3 REPARACIÓN DE GRIETAS

La manifestación obvia de daño en un muro de mampostería es su agrietamiento. La reparación de las grietas consiste, en lenguaje sencillo, en cerrarlas o rellenarlas con materiales similares o diferentes de la mampostería original. Se pueden distinguir dos tipos de reparación: a. inyección y b. *rajuelo*. En todos los casos, se debe retirar el aplanado de la zona de la grieta, cuando menos en los 30 cm adyacentes.

En el primer caso, las grietas se rellenan mediante la inyección de resinas epóxicas, morteros epóxicos o morteros fluidos de cemento (con consistencia de lechada). Esta técnica es aplicable en muros con bajo número de grietas que, además, estén bien definidas. Este es el caso de muros sin refuerzo horizontal (o sin mallas) o con baja cuantía de refuerzo horizontal y vertical. En efecto, el patrón de agrietamiento de muros con cuantías de refuerzo iguales o superiores a las mínimas reglamentarias exhiben una distribución uniforme en el tablero, caracterizado por un alto número de fisuras de anchura pequeña; para este caso la inyección de grietas sería difícil y costosa.

La inyección de grietas representa una manera viable de mantener la funcionalidad del edificio, incrementar su seguridad y durabilidad, pero sin alterar su estética.

5.3.1 *Inyección de resinas y morteros epóxicos*

Un aspecto esencial para lograr la penetración completa de la resina en la grieta es la viscosidad de aquélla. La viscosidad por usar es función de la anchura de las grietas; evidentemente, mientras mayor sea la anchura de la grieta, mayor será la viscosidad. Las resinas poseen altas resistencias a la tensión (30 a 50 MPa) y a la adherencia con las piezas, lo que obliga a que las nuevas grietas que se formen sean paralelas a las existentes; es decir, no se abren las

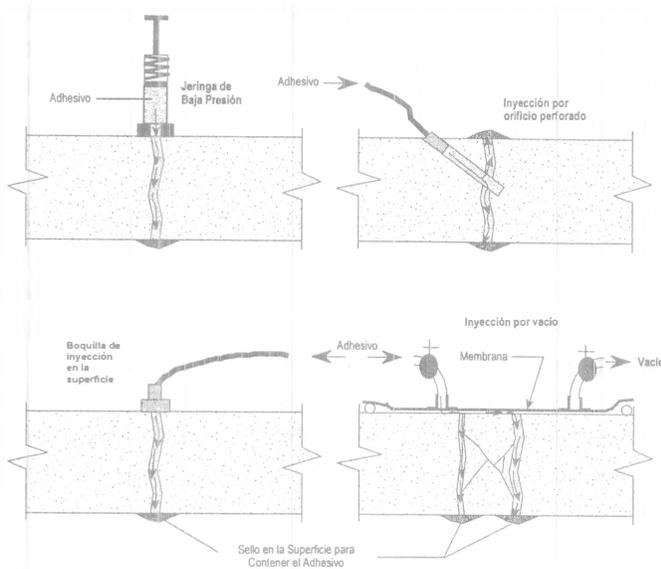


Figura 23. Técnicas para inyección de resinas en concreto agrietado.

grietas, retirando todo residuo de polvo y de material flojo o suelto. Se recomienda no usar agua para la limpieza, a menos que se asegure que se evapore en su totalidad antes de inyectar el material epóxico. Lo anterior obedece a que los materiales epóxicos no se adhieren a superficies húmedas. Es conveniente limpiar la grieta con aspiradora industrial. Posteriormente, se sellan las grietas (generalmente con una pasta de viniléster o poliéster) y se colocan las boquillas de inyección (Figura 24). Se recomienda que la separación de ellas a lo largo de la grieta sea de una vez el espesor del muro. La inyección a presión se practica mediante bombas diseñadas para este efecto, inyectando la resina de abajo hacia arriba a lo largo de la grieta.

Se considera que el proceso es satisfactorio cuando la resina sale por la boquilla inmediata superior. Una vez que esto sucede, se cierra la boquilla y se procede con la siguiente superior de modo consecutivo.

Una vez terminada la inyección de las grietas del muro, se puede retirar las boquillas y el sellador con calor.

Con esta técnica, si se ejecuta adecuadamente, se restituye entre el 70 y 90% de la resistencia, 30 a 80% de la rigidez y del 75 al 90% de la capacidad de deformación del muro original (Hidalgo y otros, 1991).

existentes. La anchura mínima para rellenar grietas a presión es de 0,05 mm, y por gravedad 0,30 mm. En caso de que las piezas tengan una alta absorción, conviene recurrir a resinas espumantes con aditivos estabilizadores de volumen.

El proceso de inyección en estructuras de mampostería es similar al que se sigue en estructuras de concreto reforzado (Figura 23). No se recomienda inyectar por vacío dada la variabilidad que se obtiene en la penetración y rellenado de grieta. El proceso se inicia con la limpieza de las

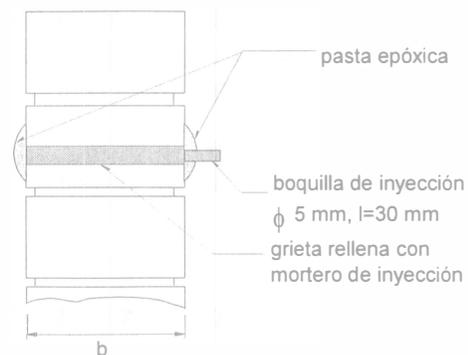


Figura 24. Reparación de grietas en estructuras de mampostería mediante inyección.

5.3.2 Inyección de morteros de cemento

Las lechadas o morteros fluidos de cemento deben ser inyectables, estables, resistentes y deben tener partículas pequeñas (Atkinson y Schuller, 1993). La primera característica se refiere a la facilidad para fluir a través de grietas y vacíos, mientras que la segunda se refiere a que tenga baja segregación, sangrado controlado y una reducida contracción plástica. La capacidad resistente se refiere a sus resistencias a compresión, tensión y adherencia con las piezas de mampostería. Si las lechadas se diseñan adecuadamente, se pueden inyectar grietas con anchuras de 0.08 mm hasta 12 mm o más.

Para su colocación, se debe barrenar el muro a lo largo de la grieta para colocar ahí las boquillas de inyección. Las boquillas deben estar separadas entre 70 y 300 mm; su separación dependerá de la anchura y rugosidad de la grieta. Si la anchura de las grietas es menor que 1 mm, se recomienda colocar las boquillas dentro de los barrenos y separarlas entre sí 70 mm. Los barrenos deben tener diámetros entre 6 y 12 mm, y una profundidad de 50 mm. Se recomienda usar sellador de silicón para fijar y sellar las boquillas al muro. Si las grietas son de mayor anchura, se pueden usar boquillas de superficie, que constan de una base metálica, que se adhiere al muro, y un tubo perpendicular (boquilla) que se conecta a la manguera.

Si el agrietamiento es por corte, es decir, sigue las juntas de mortero, se recomienda colocar boquillas a la mitad de la altura de las juntas verticales, ya que es menos probable ahí la presencia de finos o partículas que bloqueen el flujo de la lechada.

Posteriormente, se limpia la grieta y los barrenos, retirando el polvo y material flojo o suelto con aspiradora. Existen en el mercado taladros con bombas de vacío o succión que usan brocas huecas, a través de las cuales se aspira el polvo mientras se perfora. Las brocas convencionales tienden a forzar el polvo y pedazos dentro de la grieta que se pretende inyectar, de modo que bloquean el paso de la lechada.

Después, se sellan las grietas con algún material de fraguado rápido y capaz de resistir la presión de inyección. Generalmente, se usa pasta de viniléster o poliéster. Las pastas a base de vinil poseen la desventaja de ser ligeramente solubles al agua, de modo que pueden fugar durante la inyección.

Posteriormente, se retiran las partículas de la grieta con agua a presión ($0,10 \text{ MPa} = 1 \text{ kg/cm}^2$), empezando desde la parte más alta. Se debe dejar que el agua fluya hasta que el agua que sale de las boquillas esté libre de partículas. Con este procedimiento se logra saturar el muro, de modo de retrasar o evitar el fraguado prematuro de la lechada. Conviene practicar esta limpieza 24 h antes de la inyección; 30 minutos antes se debe aplicar un ligero flujo de agua. Con objeto de evitar que la lechada se adhiera a las superficies del muro, también es recomendable humedecerlas.

La lechada se mezcla de modo de lograr su homogeneización; se recomienda aplicar 3 500 rpm para deshacer los componentes en partículas individuales más pequeñas. El tiempo de mezclado depende del equipo empleado; generalmente, es del orden de 3 min con intervalos para remezclado de 5 min. Para verificar la fluidez de la mezcla, y de ahí su idoneidad para la inyección, se puede usar el viscosímetro de Marsh para lechadas muy fluidas, o bien el vaciado desde 30 cm en un material impermeable, de lechada contenida en un cilindro de 5 por 10 cm, para lechadas con arena. En este último caso, el diámetro de la lechada es un índice de su fluidez.

La inyección se hace a presiones de 0,5 a 1 kg/cm² (0,05 a 0,1 MPa) aunque la presión dependerá del nivel de daño en el muro y de la calidad de la mampostería (Schuller y otros, 1994). Si se emplean altas presiones, es probable que burbujas de aire dentro de la lechada queden atrapadas de modo que puedan provocar una rápida separación o filtrado de los sólidos al penetrar en la grieta. Esto se resuelve usando la presión más baja posible. La inyección debe hacerse de abajo hacia arriba como se describió en 5.3.1. Una vez que sale la lechada por la boquilla inmediata superior, conviene mantener la inyección por 30 s adicionales, para asegurar la compactación de la lechada. Adicionalmente, para evitar problemas de estabilidad estructural, se debe revisar que la presión hidrostática producto de la lechada inyectada no sea excesiva. Se recomienda iniciar con la inyección de las grietas de mayor anchura.

Para inyectar, se usa un recipiente a presión que posea un regulador y un manómetro para verificar y mantener la presión de inyección señalada. La bomba de pistón debe contar con accesorios adecuados para conectar las mangueras a las boquillas de inyección.

Para lograr un curado adecuado, es recomendable retirar el sellador de grietas cuando menos 24 h después de la inyección. Como se dijo, los selladores de vinilo son semisolubles al agua, lo cual facilita su retiro con agua y un cepillo de cerdas rígidas. Las pastas de resina epóxica se retiran con soplete y una cuña metálica.

Se ha encontrado que si la relación agua/sólidos aumenta, mejora la penetración de la lechada en las grietas, pero se incrementa la segregación y el sangrado. La estabilidad de la lechada se puede mejorar si se usan aditivos superfluidizante o humo de sílice.

Atkinson y Schuller recomiendan mantener la relación agua/cementantes⁵ entre 0,75 y 1,0 para cemento portland tipo I, usar aditivos superfluidizantes y estabilizadores de volumen, así como humo de sílice para mejorar la estabilidad e incrementar las resistencias (tensión y adherencia). Aun más, los aditivos estabilizadores de volumen disminuyen la contracción plástica y mejoran la adherencia. Sugieren dosificar el superfluidizante en 2% del peso de materiales cementantes. Si se usa cemento portland tipo III y humo de sílice se obtienen resistencias superiores a tensión y adherencia, así como lechadas más estables.

⁵ El término cementante se refiere al material que posee propiedades cementantes cuando se usa en concreto o mortero, ya sea por sí solo, como el cemento portland, cementos hidráulicos o cementos expansivos, o a aquellos materiales en combinación con ceniza volante, puzolanas naturales (calcinadas o no), ceniza de sílice y/o escoria de alto horno.

El humo de sílice tiene la ventaja adicional de retener agua y de reducir la tendencia de la lechada de endurecerse prematuramente mientras fluye por aberturas pequeñas. Se ha observado que la cal, la ceniza volante y el mortero para albañilería no mejoran las características de la lechada de modo importante; su uso no es recomendable.

Muros que han sido reparados mediante inyección de morteros de cemento han recuperado, e incluso mejorado, su resistencia (80 a 120% de recuperación), rigidez (50 a 100%) y capacidad de deformación (80 a 90%) con respecto a las propiedades originales. La inyección de grietas y huecos con lechadas de cemento, en combinación con la colocación de tensores, han demostrado un excelente desempeño para reforzar parapetos de azotea y evitar su falla fuera de plano (Klingner y otros, 1997).

5.3.3 Reparación de grietas con rajuelas

Cuando la grieta tiene una anchura superior 5 mm, resulta conveniente repararla con rajuelas, que son pedazos de piezas que se insertan en cajas abiertas en la grieta para el propósito. Las rajuelas deben acuñarse debidamente y deben pegarse con mortero tipo I (DDF, 1987). Antes de colocar el mortero, se debe limpiar y humedecer las superficies que estarán en contacto con él. Es conveniente usar algún aditivo estabilizador de volumen en el mortero de pega, de modo de controlar los cambios volumétricos y la contracción por fraguado que pueda sufrir.

5.3.4 Evaluación de la inyección de grietas

Estudios de laboratorio y de campo han indicado que la técnica de transmisión de pulso (ultrasónico o mecánico) es útil para evaluar la calidad de la inyección (ver sección 4.10 y la Figura 16). También se puede usar la técnica de impacto-eco y la de emisión acústica (acápites 4.11 y 4.16, respectivamente).

5.4 INSERCIÓN DE BARRAS DE REFUERZO

Otra técnica de rehabilitación de muros de mampostería consiste en colocar barras de refuerzo a lo largo de las juntas de mortero. Para alojarlas, se requiere preparar la junta con ranuras longitudinales y practicar barrenos transversales al muro a ciertos intervalos para amarrar a las barras entre sí (Figura 25). Una vez colocadas las barras, generalmente una en cada lado del muro, se recubren con mortero de cemento o tipo epóxico. Las barras se deben anclar en los extremos de los muros, preferentemente mediante ganchos estándar a 90° en los elementos confinantes, si existen. Para estimar la contribución de las barras a la resistencia se recomienda consultar la referencia Alcocer (1997) en el tema referente a influencia del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros.

Aunque con esta técnica se alcancen recuperaciones aceptables de resistencia, rigidez y capacidad de deformación, exige un procedimiento muy laborioso y con buena supervisión. Su desempeño es altamente dependiente de la calidad de la ejecución. Se recomienda evaluar con cuidado la idoneidad de usar esta técnica según la condición del sitio, y de la mano de obra y supervisión de la localidad.

Otra alternativa de reparación es engrapar las fisuras del muro (San Bartolomé, 1990). Este método es práctico si el número de grietas es pequeño. Consiste en alojar barras de refuerzo con ganchos a 90° en sus extremos (de forma de una grapa para papel) en sendas ranuras y barrenos practicados en el muro (Figura 26). Las ranuras y barrenos se rellenan con mortero de cemento o, de preferencia, epóxico. Las grapas se deben colocar ortogonalmente a la grieta de modo que resistan las tensiones que se producen cuando la grieta tiende a abrirse. Resultados de laboratorio han indicado un pobre comportamiento ante sismo de muros reparados con grapas debido al pandeo de las grapas inclinadas cuando el sentido de aplicación de la acción se invierte y las grapas tienen que trabajar a compresión. Sin embargo, su desempeño ante acciones monótonas ha sido satisfactorio. Esta técnica es bastante popular para restaurar monumentos históricos.

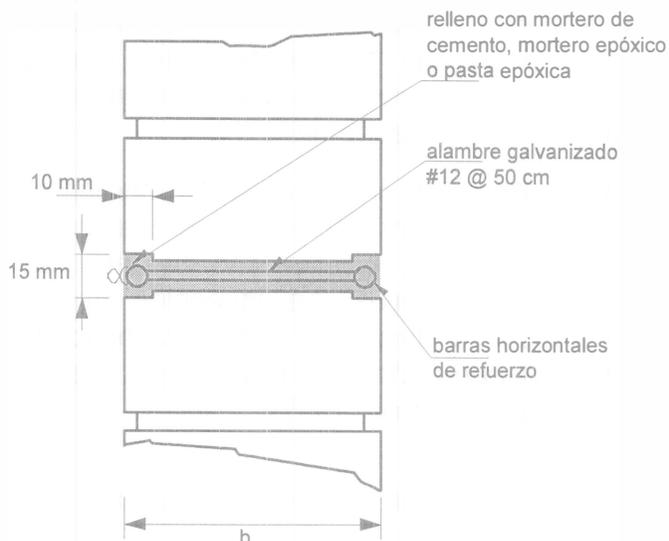


Figura 25. Ejemplo de inserción de barras de refuerzo en las juntas de un muro.

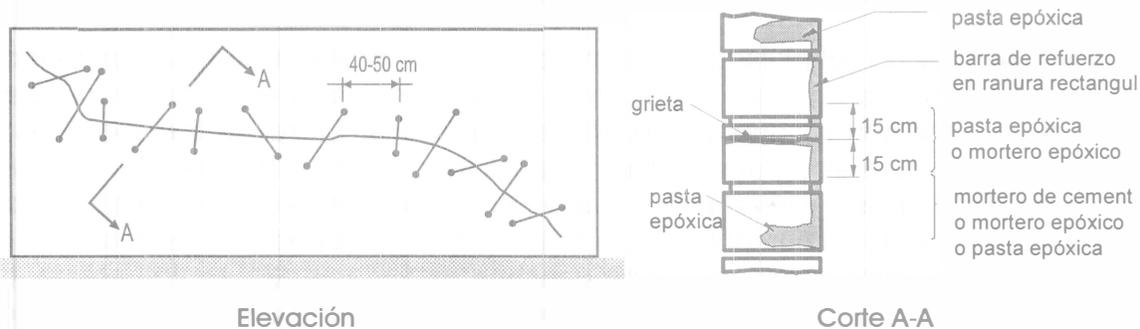


Figura 26. Colocación de grapas sobre grietas en muros de mampostería.

5.5 ENCAMISADO⁶ DE MUROS

Los muros se pueden rehabilitar adosando mallas metálicas al muro y recubriéndolas con mortero de cemento colocado a mano o bien lanzado. Además, se pueden encamisar con ferrocemento, con un aplanado de concreto lanzado con fibras metálicas o con materiales sintéticos. Aunque los encamisados de ferrocemento se han sugerido como una opción, no existe información suficiente sobre su desempeño, de modo que no se discutirá este tema.

Una desventaja del encamisado de muros es la modificación de la apariencia de la estructura, lo cual puede ser determinante si el edificio posee un valor histórico o estético sobresaliente.

5.5.1 Encamisado con mallas metálicas

Sin duda alguna, la técnica más confiable, eficiente y económica es la colocación de mallas metálicas, preferentemente electrosoldadas o hechas con barras convencionales, adecuadamente ancladas a los muros y recubiertas con 3 cm o más de mortero o concreto lanzado. Con esta técnica se pueden esperar incrementos en resistencia, rigidez y capacidad de deformación originales superiores al 50, 20 y 100%, respectivamente. Además, el aumento de la resistencia a carga lateral debido a la malla conduce a que el costo por unidad de carga resistida sea menor que en muros confinados con o sin refuerzo horizontal. La técnica se ha usado profusamente en varios países del mundo, siendo la primera vez que se utilizó de modo masivo después del sismo de Friuli, Italia, en 1976 ($M=6,5$), Figura 27.

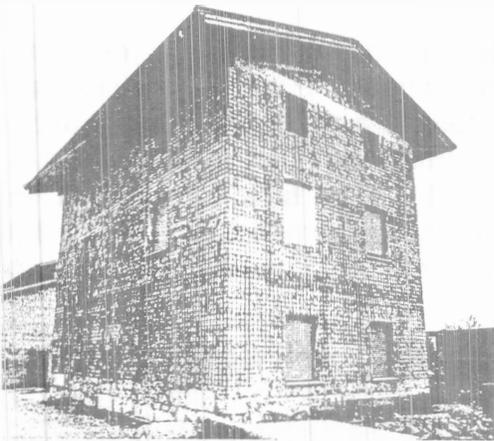


Figura 27. Encamisado con mallas metálicas después del sismo de Friuli, Italia en 1976.

Ruiz (1995) demostró que el comportamiento de muros con daño muy severo (agrietamiento inclinado de 2 cm de anchura y aplastamiento del concreto en los extremos de los castillos) reparados con mallas electrosoldadas y recubrimiento de mortero fue incluso mejor que el de la estructura original en términos de resistencia y capacidad de deformación (Figura 28). La rigidez de la estructura reparada fue 2/3 veces la original. Para fines de diseño, se propuso que la resistencia del muro rehabilitado se calculara como la suma de la contribución de la mampostería (resistencia remanente de la mampostería) y la participación de la malla electrosoldada.

⁶ El término encamisado se refiere al aumento de la sección transversal del elemento estructural mediante la colocación de una capa de concreto, mortero o material similar, reforzado con barras de acero convencionales, mallas de alambre electrosoldadas, mallas o bandas sintéticas u otras. Es común que cuando se emplean bandas sintéticas no se emplee material de recubrimiento.

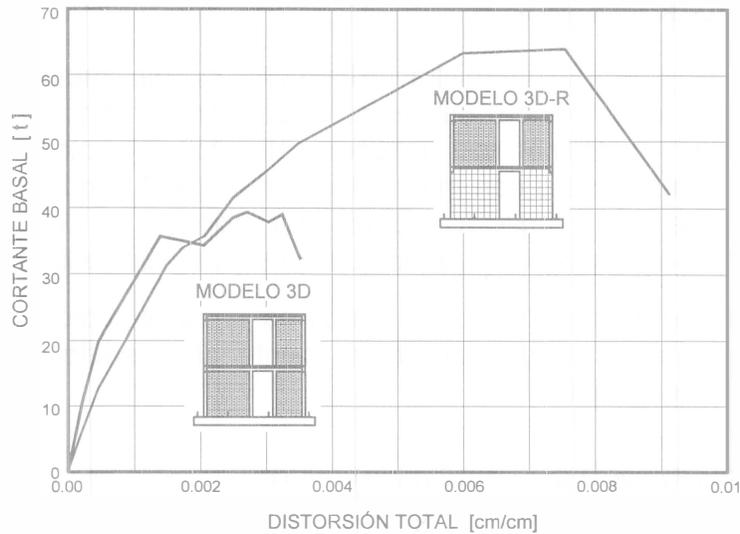


Figura 28. Envolventes de respuesta de una estructura de mampostería original y reparada con mallas recubiertas con mortero (Ruiz, 1995).

Para la primera, la resistencia remanente de la mampostería en esta estructura fue igual al 80% de la carga de agrietamiento. Para la segunda, se propuso que el esfuerzo resistente de la malla se calculara multiplicando la cuantía de refuerzo horizontal de la malla por el esfuerzo nominal de fluencia, afectando el producto por un factor de eficiencia igual a 0,5. Este factor considera la distribución no uniforme de deformaciones y esfuerzos de la malla en la altura del muro. Este valor es menor al propuesto para muros sin daño que se discute más adelante.

La eficiencia de rehabilitar muros de mampostería confinada sin daño con mallas electrosoldadas recubiertas con mortero de cemento ha sido evaluada experimentalmente con resultados extraordinariamente alentadores (Pineda 1996; Alcocer, Pineda, Ruiz y Zepeda, 1996; Alcocer, Murià-Vila y Peña, 1996; Zepeda, Pineda y Alcocer, 1996). A continuación se presentan las recomendaciones desarrolladas a partir de los resultados experimentales. Éstas son también aplicables a muros con daño rehabilitados con encamisado con mallas metálicas.

En el cálculo de la cuantía se debe incluir el espesor de los aplanados de mortero de cemento que se colocaron por una o ambas caras de los muros. El cálculo de la contribución de la malla a la resistencia se hace de modo similar al caso de muros dañados; sin embargo, el factor de eficiencia se puede determinar de la Figura 29. Además de la distribución de deformaciones de la malla, este factor considera la eficiencia del anclaje de la malla y la resistencia del mortero del recubrimiento. Así, a menor resistencia del mortero, menor será la contribución del refuerzo de la malla, ya que si la resistencia del mortero a la compresión es baja, se aplastará y se desprenderá a bajos niveles de distorsión lo que anulará el comportamiento del muro como sección compuesta. Se recomienda que la distorsión máxima de diseño sea de 0,007.

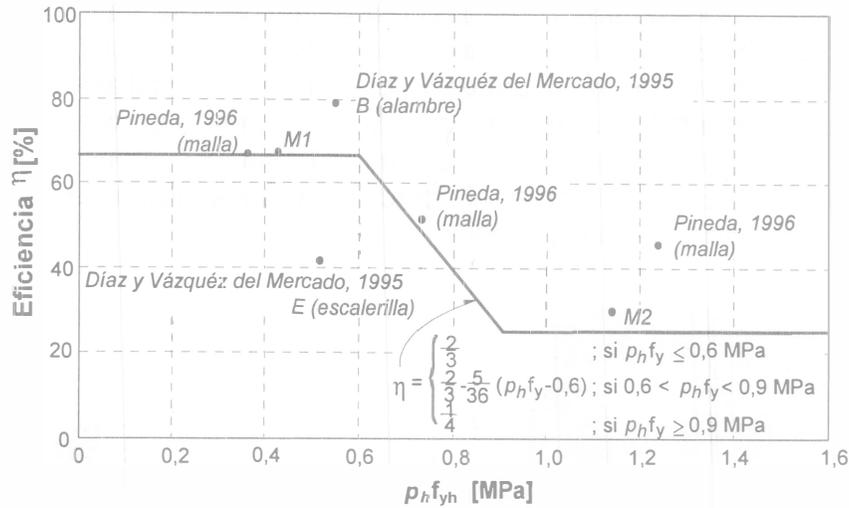


Figura 29. Factor de eficiencia del refuerzo horizontal (Aguilar, 1997).

Para lograr un comportamiento monolítico del encamisado con la mampostería existente, es indispensable tratar la superficie del muro antes de colocar la malla y aplicar el mortero. Se debe retirar todo recubrimiento del muro y, en caso de muros dañados, los fragmentos y piezas sueltas de la superficie de la mampostería; limpiar el polvo y las partículas en el interior de las grietas mediante chorro de agua. Previo al encamisado, se recomienda reparar las grietas de acuerdo con la sección 5.3.

Las mallas se pueden fijar directamente sobre las caras del muro, o bien usando separadores. Sin embargo, ensayos de laboratorio han demostrado que el uso de separadores disminuye la resistencia al corte del sistema muro-fijador-malla, aumenta la flexibilidad del fijador, y facilita su propia extracción. Para espesores de 3 ó 4 cm, no representa ningún inconveniente adosar las mallas directamente al muro.



Figura 30. Malla metálica anclada a un muro de mampostería con clavos.

En muros hechos con piezas macizas, las mallas de calibre pequeño (8 y 10) se pueden fijar con clavos de 64 mm de longitud para madera colocados manualmente con martillo (Figura 30). Se recomienda una densidad de 9 clavos por m^2 ; si las piezas son de mala calidad, se puede incrementar la densidad a $16/m^2$. Para mallas de mayor calibre (calibre 4 o alambres con 6,4 mm de diámetro, por ejemplo), se recomienda usar clavos *Hilti tipo X-ZF* o similar, de 51 mm de

longitud con arandela (Figuras 31 y 32). Estos clavos son fijados a pólvora con una pistola especial. Se recomienda usar una densidad de 9 fijadores por m^2 . Los fijadores *Hilti* o similar, también pueden ser usados en mallas de bajo calibre. Aunque por pieza son más caros que un clavo, incluyendo el cartucho de pólvora, el rendimiento en su colocación es mucho mayor, y el desperdicio es prácticamente nulo. Eventualmente, el costo de la herramienta para la colocación de los fijadores se amortizará fácilmente.

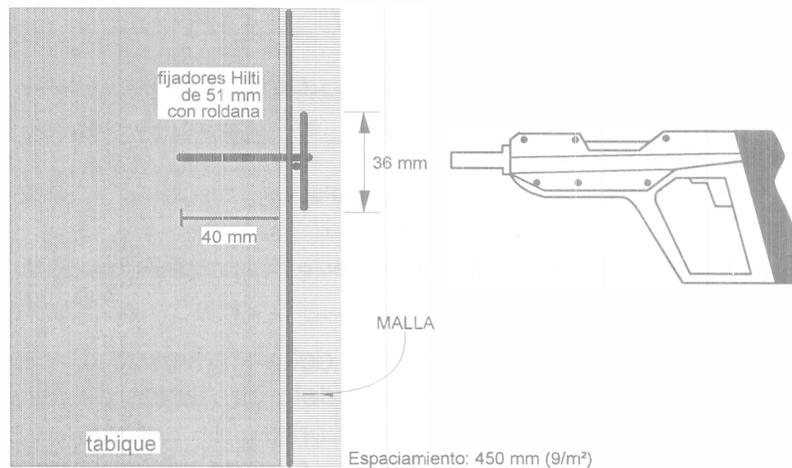


Figura 31. Fijadores *Hilti* tipo X-ZF y herramienta para colocación.

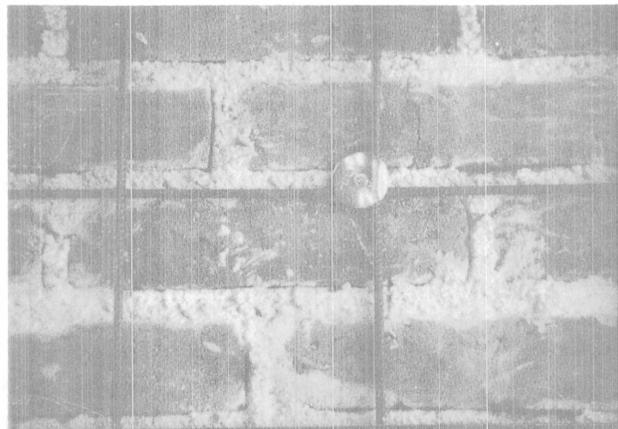


Figura 32. Malla metálica anclada a un muro de mampostería con fijadores *Hilti*

En la práctica nacional y en la literatura mundial sobre el tema, se ha sugerido el uso de alambres (grapas o sujetadores) que pasen de lado a lado del muro para fijar mallas en ambos lados (Figura 33). Esto requiere, por supuesto, de la perforación del muro en su espesor en varios lugares, así como el rellenado del hueco que queda entre el alambre y el barreno con resina epóxica o un material similar. Esta solución es más costosa que usar clavos tipo *Hilti* colocados con

pistola; sin embargo, el comportamiento del muro es comparable. La separación máxima recomendada es de 80 cm (de la Torre, 1995).

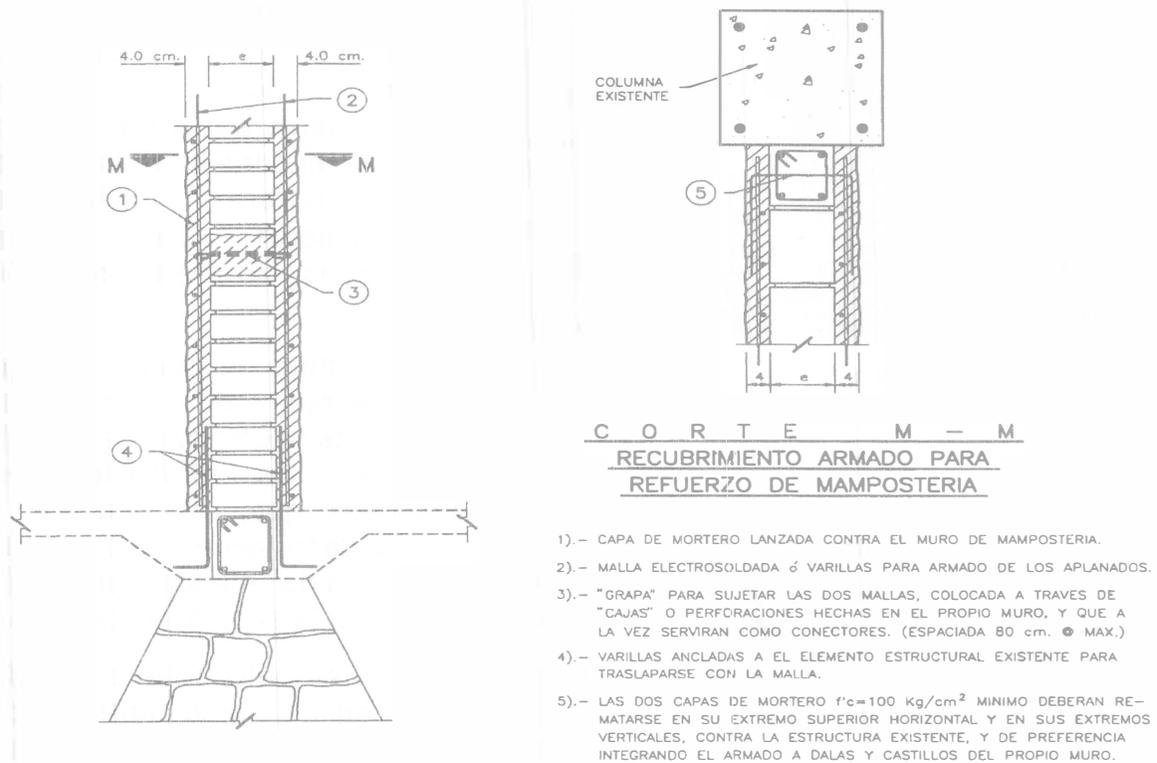


Figura 33. Recubrimiento armado para rehabilitación de mampostería (de la Torre, 1995).

En muros hechos con piezas huecas, como los bloques de concreto, se han empleado alcayatas hechas de acero de bajo carbono (tipo A-36) o de barra corrugada de refuerzo convencional. Resultados preliminares de un estudio que se desarrolla en el CENAPRED para evaluar estos fijadores (Flores, 1998), indican que se puede obtener un comportamiento satisfactorio si las alcayatas se alojan en las juntas de mortero y si tienen una longitud igual al espesor del muro. Con esto se logra que la alcayata quede apoyada en las dos cáscaras exteriores del bloque. En contraste, si la alcayata se conecta solamente a una cara del muro, la conexión es flexible y poco resistente. Los resultados no sostienen la necesidad de colocar placas de acero en el extremo posterior de la alcayata; la reacción de ésta en su longitud, ya sea sobre las paredes de la pieza o sobre la junta de mortero, es suficiente para desarrollar fluencia del acero de la alcayata. Adicionalmente, se evalúa la idoneidad de anclar las mallas en la periferia del muro en lugar de usar fijadores distribuidos uniformemente sobre el muro.

Las mallas deben rodear a los castillos (Figura 34). Esto se puede resolver traslapando la malla en forma de U que rodeará el castillo con las mallas sobre el muro. Para el traslape se siguen las recomendaciones para diseño de estructuras de concreto reforzado.

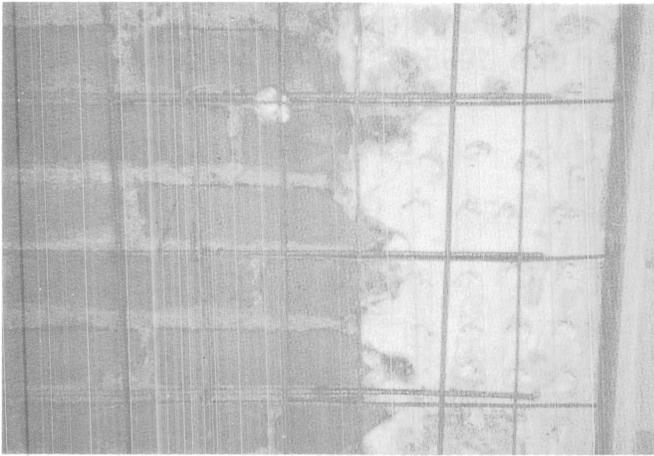


Figura 34. Confinamiento de un castillo con mallas metálicas que han sido traslapadas.

Las mallas deben ser continuas en muros ortogonales; en los cambios de dirección conviene incrementar el número de fijadores. Si las mallas no se pueden doblar, debido particularmente a que son de alto calibre, se pueden usar mallas de menor calibre traslapadas adecuadamente. Las mallas deben rodear las aberturas en los muros.

El mortero se puede colocar manualmente o bien con dispositivos neumáticos (lanzado), siguiendo los procedimientos recomendados para concreto lanzado. Se ha observado que, con una buena ejecución, muros con recubrimiento de concreto lanzado tienen una mayor resistencia y rigidez que aquéllos con mortero colocado manualmente. En cualquier caso, antes de aplicar el mortero, se debe saturar la superficie del muro.

Para concreto (o mortero) lanzado se puede seguir el método de la mezcla seca o el de la húmeda. En el primero, se premezclan los cementantes y los agregados, se llevan mediante aire comprimido a la boquilla y ahí se mezclan con agua para su lanzado. Un problema asociado a este método es la presencia de huecos en el concreto lanzado debido al rebote de la mezcla en las superficies de la estructura existente, lo cual es común cuando existen varias parrillas de refuerzo o si el refuerzo es muy denso. Otro problema es el agrietamiento por contracción, asociado a mezclas con altos consumos de cemento, exceso de agua o curado inadecuado. Para aliviar estos problemas, se recomienda emplear aditivos como humos de sílice o fibras de prolipopileno. Los humos de sílice tienen ventajas adicionales, ya que permiten incrementar el espesor de capa que se puede aplicar; aumentan la densidad de la mezcla; incrementan las resistencias a los agentes químicos, a ciclos de congelamiento y descongelamiento, a la adherencia, a la flexión y a la compresión; y disminuyen el rebote del material lanzado. Las fibras de prolipopileno reducen el agrietamiento por contracción plástica.

En el método de concreto lanzado por vía húmeda, se mezclan los cementantes, agregados y agua en un recipiente, para ser posteriormente inyectados mediante aire comprimido a través de una manguera y ser expulsados por una boquilla. Los problemas y soluciones señalados para el método seco son aplicables.

En caso de mampostería confinada será necesario anclar las mallas a los castillos y dalas, así como recubrir estos elementos con el mortero o concreto del encamisado. Ensayes de laboratorio encaminados a evaluar la transferencia de

cortante a través de interfaces de concreto nuevo y existente (Bass y otros, 1989) demostraron que prácticamente cualquier tratamiento para incrementar la rugosidad de la superficie es adecuado para transmitir las fuerzas, mientras se retire la capa exterior de lechada y el polvo, así como que se exponga el agregado grueso. Los resultados de los experimentos no parecen justificar el uso de aditivos tipo adhesivo.

Conviene que el mortero que se use para recubrir las mallas sea lo más resistente y rígido posible (mortero tipo I, según Departamento, 1987). Para incrementar la durabilidad del mortero de recubrimiento, se deben seguir las recomendaciones para buena práctica para concreto, en particular en lo relacionado con la graduación de la arena. En efecto, si la arena que se usa para el mortero contiene demasiados finos, se incrementa la probabilidad de fisuramiento por contracción, lo que facilita la penetración de humedad y cloruros, y aumenta el riesgo de corrosión.

Es conveniente extender el encamisado de los muros de planta baja a los cimientos del muro. Si es necesario reforzar estos últimos, se deben abrir cepas de tamaño suficiente para aumentar la base del cimiento, limpiando perfectamente las caras de la mampostería y quitando las piedras necesarias para formar llaves de corte con el mortero de recubrimiento. Resulta obvio la conveniencia de prestar atención a la impermeabilización del encamisado que esté expuesto a la humedad del terreno.

El refuerzo de muros con mallas metálicas ofrece una ventaja constructiva sobre la inserción de refuerzo horizontal: la facilidad de inspección y supervisión en obra. En efecto, se puede revisar fácilmente que la malla se haya colocado sobre el muro. Aunque una vez que el muro se ha cubierto con mortero, no es fácil asegurar que el anclaje se haya ejecutado adecuadamente, conviene destacar que en una estructura es probable que el número de muros reforzados con malla sea bajo, de modo que se pueda esperar una supervisión más estricta en la construcción de estos muros.

5.5.2 Encamisado con mallas y bandas plásticas

Recientemente se han venido aplicando encamisados (totales o parciales) de muros de mampostería con materiales plásticos (*composites*, en inglés) (Seible, 1995; Ehsani y Saadatmanesh, 1996; Schwegler y Kelterborn, 1996; Ehsani y otros, 1997; Kolsch, 1998; Triantafillou, 1998; Cheng, 1998; Zepeda y Alcocer, 1998). Las estructuras son reforzadas usando la capacidad de carga a tensión de las fibras plásticas, de modo análogo al papel que juega el acero de refuerzo en el concreto. Esta propiedad se puede usar para reforzar a flexión, corte o compresión, dependiendo de cómo se orienta el material plástico. Así, por ejemplo, para reforzar a flexión un muro, el material compuesto se coloca externamente sobre la cara a tensión, de modo que las fibras largas sean colineales con el eje vertical del muro.

Fibras

De la gran cantidad de materiales desarrollados y ensayados en las industrias aeroespacial, automotriz y de deportes, sólo unos cuantos se han adoptado y refinado para ser usados en estructuras.

Las fibras usadas son largas y continuas, y pueden ser de vidrio, carbono o aramid. Las fibras pueden exhibir varias configuraciones: cables, bandas unidireccionales, o telas. La configuración afecta la tasa de saturación de la resina, así como la forma en que ésta humedece a las fibras. Adicionalmente, influye en la facilidad para su aplicación y para adaptarse al contorno del elemento. En la Tabla 4 se presentan algunos parámetros de este tipo de fibras. Las fibras a tensión exhiben un comportamiento elástico lineal hasta la rotura. La resistencia transversal de las fibras es muy baja.

Tabla 4. Comparación de propiedades de fibras plásticas y acero de refuerzo (Fancher, 1997).

Parámetro	Fibra de vidrio	Aramid	Carbono de alta resistencia	Acero grado 42
Densidad (kg/m ³)	2 540	1 450	1 800	7 850
Resistencia a la tensión (MPa)	3 450	3 620	3 800	620
Rigidez a tensión (GPa)	72,4	131	227	200
Deformación a la falla (%)	4,8	2,8	1,7	12

De la Tabla 5 se pueden comparar, cualitativamente, algunas propiedades físicas y mecánicas de varias fibras.

Tabla 5. Comparación cualitativa entre fibras plásticas para rehabilitación estructural (Fancher, 1997).

Parámetro	Fibra de vidrio	Aramid	Carbono de alta resistencia
Resistencia a tensión	Moderada	Alta	Alta
Rigidez a tensión	Baja	Baja	Moderada
Deformación a la falla	Moderada	Moderada	Baja
Resistencia a la fatiga	Baja	Moderada	Alta
Resistencia a flujo	Moderada	Moderada	Alta
Nivel de esfuerzo a la falla	Bajo	Moderado	Alto
Resistencia al impacto	Alta	Alta	Moderada
Estabilidad frente al calor	Alta	Moderada	Alta
Resistencia a álcalis	Baja	Moderada	Alta
Costo	Bajo	Alto	Alto

La fibra de vidrio más usada es la tipo E. La tipo S tiene una mayor resistencia a tensión y la AR mejor resistencia a los álcalis; sin embargo, ambas son muy costosas.

Las fibras de aramid, que son mejor conocidas por el nombre comercial de una de ellas, *kevlar*, poseen una alta resistencia, bajo peso y una excelente resistencia al impacto. Es la menos usada de los tres grupos.

Las fibras de carbono poseen propiedades mecánicas y una resistencia al ambiente idóneas para uso externo en rehabilitación estructural. La rigidez a tensión de las fibras de alta resistencia es mayor que la de fibra de vidrio; no obstante, se pueden usar fibras más rígidas aún.

Las ventajas de las fibras son su excelente durabilidad, y las altas relaciones de resistencia/peso y rigidez/peso, en comparación con placas de acero.

La resistencia a la fatiga de las fibras plásticas se compara con la del acero en la Figura 35. Es claro que después de 10 millones de ciclos, la resistencia de las fibras de carbono es superior a la de los otros materiales. Se ha estudiado detalladamente la resistencia a la fatiga de fibras de carbono/grafito con altos módulos de rigidez y altas resistencias a la tensión. Con la excepción de cuando los esfuerzos a tensión son bajos, la resistencia a la tensión de fatiga está controlada por las resistencias simples a compresión y tensión; además, parece ser relativamente independiente de la humedad o presencia de aceites. Sin embargo, la resistencia a fatiga se ve afectada cuando la fibra es sometida a esfuerzos alternos de tensión-compresión. En particular, los esfuerzos de compresión pueden provocar un micropandeo, o bien, un desplazamiento de corte de las fibras.

La alta rigidez axial de las fibras de carbono o grafito son responsables que el flujo plástico en la matriz resinosa sea pequeño.

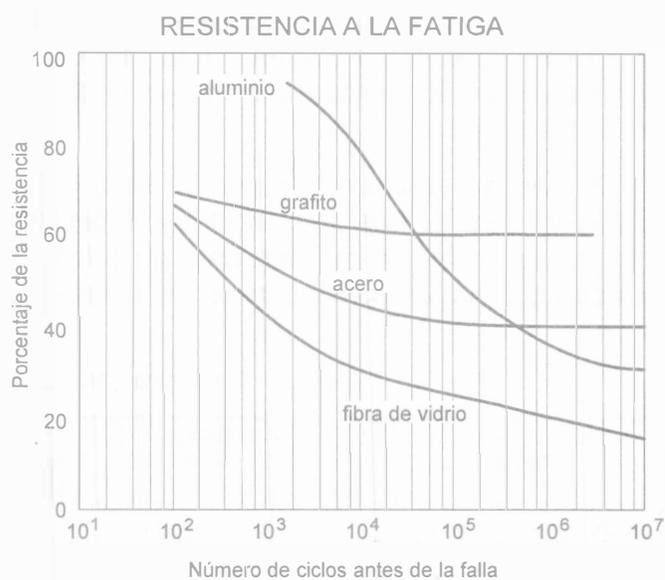


Figura 35. Comparación entre resistencias a la fatiga de fibras de carbono (grafito), acero, fibra de vidrio y aluminio.

Resinas

El papel de las resinas, o del material de la matriz de los materiales sintéticos, es distribuir la carga a las fibras. La resina sirve también para mantener a las fibras alineadas, así como para protegerlas del ambiente. Las tres resinas que más se usan son poliéster isoftálico, viniléster y epóxica.

Las resinas de poliéster isoftálico son de bajo precio, aunque sus propiedades son inferiores a las de otras resinas. Exhiben altas contracciones cuando curan; sin embargo, esta desventaja se puede eliminar si se aplican en camisas prefabricadas.

La formulación química de resinas de viniléster está relacionada con la de los poliésteres y epóxicos, de aquí que exhiben características de ambas. Al igual que con las resinas de poliéster, su uso en camisas prefabricadas reduce el efecto de su alta contracción volumétrica.

Las resinas epóxicas poseen propiedades mecánicas bien conocidas y una excelente adhesión a varias fibras, así como a materiales base y de relleno. En contraste con los productos con poliéster y viniléster, las resinas epóxicas no emiten estirenos.

El tipo de resina y la clase de fibra deben ser compatibles para la aplicación deseada. Las resinas de poliéster y viniléster se usan con fibras de vidrio, mientras que las epóxicas se pueden usar para las tres clases de fibras. De la Tabla 6 se pueden comparar, cualitativamente, las resinas (Fancher, 1997).

Tabla 6. Comparación cualitativa entre resinas.

Parámetro	Poliéster (Curado en planta)	Viniléster (Curado en planta)	Epóxica (Curado en horno)	Epóxica (Curado a T ambiente)
Resistencia a tensión	Baja a moderada	Moderada	Moderada a alta	Moderada a alta
Rigidez a tensión	Baja a moderada	Moderada/alta	Moderada a alta	Moderada
Deformación a la falla	Baja	Baja/moderada	Moderada a alta	Moderada a alta
Flexibilidad	Baja	Baja	Moderada	Moderada
Resistencia a flujo plástico	Alta	Alta	Moderada	Moderada
Resiliencia	Baja	Baja/moderada	Moderada	Moderada
Resistencia al impacto	Baja	Baja/moderada	Moderada	Moderada
Estabilidad al calor	Baja a moderada	Moderada	Moderada	Moderada
Resistencia la humedad	Moderada	Moderada	Moderada a alta	Moderada a alta
Resistencia a álcalis	Baja a moderada	Moderada	Alta	Alta
Resistencia a radiación UV	Baja	Baja	Baja	Baja
Costo del material	Bajo	Moderado	Moderado	Moderado

Las fibras plásticas no exhiben deterioro de su resistencia a tensión por exposición a rayos ultravioleta (UV); no así la resina epóxica, que se vuelve blanca con la exposición. Por tanto, si se espera que el sistema fibra-resina esté expuesto a la luz solar directa, será necesario protegerlo con una capa que limite la

radiación UV. Pruebas de laboratorio han indicado que un recubrimiento de uretano sobre fibras de carbono ayuda a mantener la resistencia a tensión aún después de 4 000 horas de exposición a UV; en las fibras de vidrio y de aramid, se observa una disminución del 10 al 20% de su resistencia (Tonen, 1997).

Métodos de aplicación

Son cinco los principales métodos de aplicación de fibras plásticas para rehabilitación estructural.

1. Placas rígidas. Su aplicación es similar a la de las placas metálicas. De una hoja de material compuesto, ya curado, se corta una placa con la longitud y anchura necesarias, y se adhiere a la superficie ya preparada del elemento por ser reforzado.
2. Camisas prefabricadas. Son tubos circulares u ovoides, de gran diámetro y espesor pequeño, que se fabrican y curan en taller. Las camisas, que poseen un corte longitudinal, se colocan envolviendo al elemento y se cierran con adhesivos, zunchándolas mientras curan.
3. Cables enrollados. Se enrollan cables de fibra en elementos tipo columna. Los cables pueden ser impregnados de resina en el campo o bien pueden llegar de la fábrica ya impregnados (tipo *prepeg*).
4. Bandas pultruidas. El término pultrusión se refiere al proceso de estirado de fibras continuas a través de un dado simultáneamente a la impregnación de resina sin curar, de modo de formar una banda angosta de sección transversal constante. Este proceso se lleva a cabo en fábricas, de modo que, la banda ya curada, es adherida a las superficies del elemento ya preparadas.
5. Colocación en húmedo. En este método, una tela u hoja se satura con resina en el sitio y se coloca sobre el elemento formando una lámina de material compuesto. La saturación se puede lograr con técnicas manuales o mecánicas.

La colocación de fibras de materiales sintéticos (compuestos) para rehabilitar estructuras de mampostería, permiten:

- incrementar el confinamiento de muros, lo que se traduce en resistencias superiores y una mayor capacidad de deformación
- aumentar la resistencia a flexión fuera del plano
- mejorar la resistencia a corte en el plano
- aumentar la masa del edificio y el espesor de muros en cantidades despreciables
- no modificar la cimentación
- rapidez en la construcción, ya que las fibras se cortan en obra y no se requiere desalojar el edificio
- facilidad en la construcción, puesto que no es necesario colocar pernos de anclaje.

Una desventaja es que se pierde la apariencia de la mampostería, aspecto que puede ser importante si la estética del edificio es un factor determinante para escoger el sistema de rehabilitación. Un caso evidente de esto son los monumentos históricos.

Los resultados experimentales indican que el encamisado con materiales sintéticos es altamente efectivo para incrementar la resistencia a cargas laterales, reducir las deformaciones por corte y para mejorar la ductilidad de la edificación completa. Triantafillou (1998) ha propuesto diagramas de interacción adimensionales para facilitar el diseño de este tipo de esquemas. El diseño de la rehabilitación con fibras plásticas se puede hacer siguiendo un enfoque de esfuerzos permisibles, o bien por resistencia última. En este último, las hipótesis de comportamiento de las secciones transversales y de deformaciones máximas son iguales a las seguidas en diseño de concreto o mampostería por resistencia última.

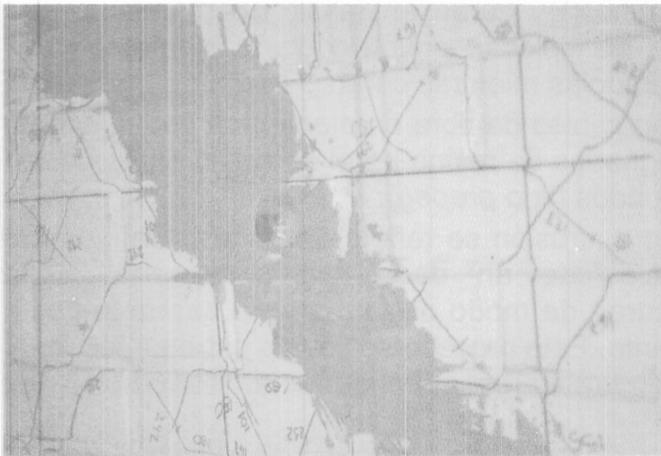


Figura 36. Preparación de la superficie de un muro de mampostería con resina epóxica.

Se ha sugerido que las bandas unidireccionales son preferibles sobre las telas bidireccionales que cubren toda la superficie del muro. Si se usan bandas, deben orientarse de modo que crucen perpendicularmente a las grietas inclinadas (Figuras 36 a 40); Schwegler y Kelterborn (1996) han presentado la aplicación de modelos de puntales y tensores para optimar el diseño e instalación. Si se emplean fibras en forma de telas, se recomienda orientar las fibras

horizontalmente para cruzar las grietas diagonales o de corte, de modo de permitir que las grietas a flexión se abran (Seible, 1995). Las fuerzas que se pueden transmitir a las camisas sintéticas están limitadas por la resistencia al corte rasante o la resistencia a tensión de la mampostería, ya que por lo general, las resinas poliméricas exhiben resistencias superiores que el material base (concreto o mampostería).

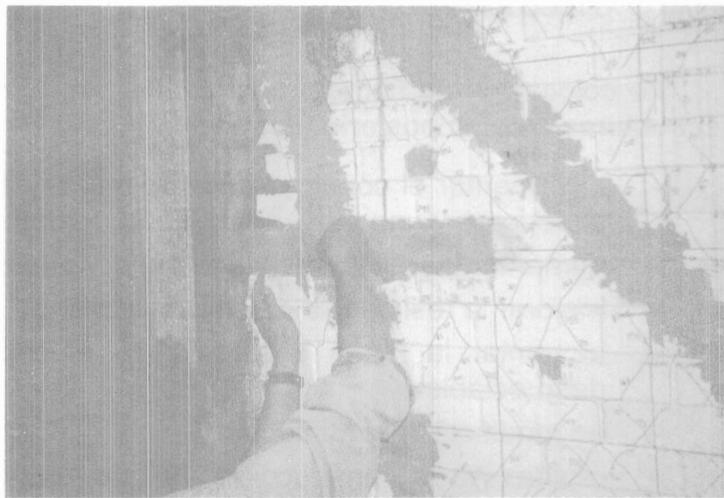


Figura 37. Ensayes preliminares de tensión para verificar que la resistencia del material base, sea adecuada para colocar las bandas de fibras de carbono.

Es recomendable confinar los talones de un muro, si es posible, de modo de controlar el aplastamiento por compresión y una falla por estabilidad lateral del talón de compresión.

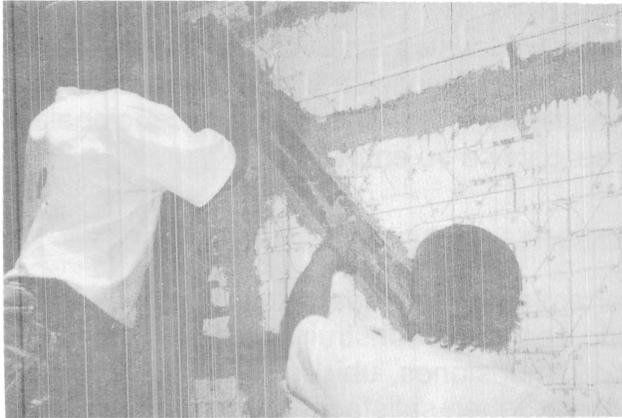


Figura 38. Colocación de bandas de fibras de carbono.

Figura 39. Rehabilitación de un muro de mampostería usando bandas de fibras de carbono; en la cara posterior las bandas se orientan en dirección ortogonal a las mostradas en la fotografía.

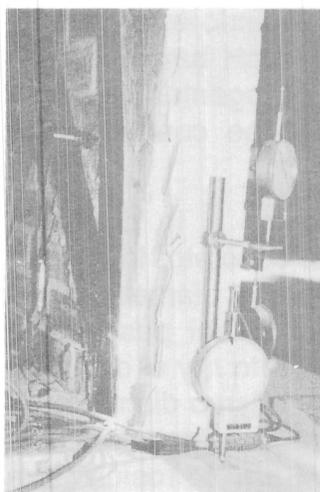
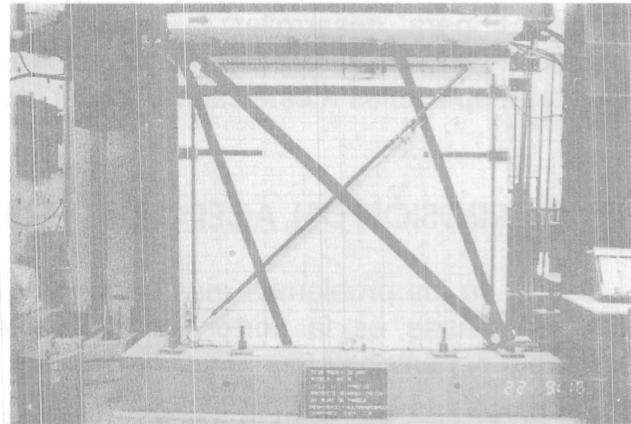


Figura 40. Desprendimiento de las láminas sintéticas debido a una deficiente resistencia a tensión de los tabiques

El incremento de la resistencia a flexión en el plano depende de un anclaje adecuado de la fibra; si se usan pequeñas longitudes de desarrollo y/o no se colocan anclajes en los extremos de las fibras y/o la resistencia a tensión del material base es baja, se puede producir fallas prematuras caracterizadas por desprendimiento de las láminas debajo de la resina (Figura 40).

Recientemente, Kolsch evaluó el comportamiento fuera de plano de muros de mampostería reforzados con láminas de carbono embebidas en una matriz con base de cemento, polímeros, aditivos y agua. Este sistema ofrece la ventaja de ser compatible con el material base de la mampostería, tanto en términos de adherencia, permeabilidad y coeficiente de expansión térmica. La matriz debe poseer propiedades mecánicas

adecuadas para transmitir la carga; una consistencia adecuada para penetrar las telas sintéticas; buena adherencia; compatibilidades térmica y química con las fibras y el material base; buena resistencia a la temperatura y fuego; además, debe ser trabajable y no ser contaminante.

Actualmente, el costo de rehabilitar con materiales sintéticos es muy alto; sin duda que, conforme se mejoren los procesos de fabricación y se difunda más esta tecnología, los costos bajarán. En este momento, sólo en edificios excepcionales, de alto valor histórico, estético o similar, se justifica su empleo.

5.6 ADICIÓN DE ELEMENTOS CONFINANTES DE CONCRETO REFORZADO

Con objeto de mejorar el comportamiento de toda la estructura, y no solamente de ciertos muros, es a menudo necesario construir castillos y dalas, ya sea porque no existen o bien porque sus dimensiones, ubicación o detallado son inadecuados. En su diseño y construcción se deben satisfacer los requisitos de las normas del material (Departamento, 1987). Los armados deben estar debidamente anclados para desarrollar la resistencia de diseño. Se sugiere revisar las recomendaciones que para construcciones nuevas se han hecho y que son, la mayoría, aplicables a este caso (Alcocer, 1997).

6. CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

Uno de los problemas más serios y complejos asociados a la durabilidad de las estructuras es la corrosión⁷ del refuerzo o de los metales ahogados en concreto o mampostería.

El concreto es un material con alta alcalinidad, con valores pH entre 12 y 13. En este ambiente el acero ahogado permanece protegido de la corrosión por una película pasiva que está adherida a la superficie de la barra. Cuando esta capa se altera, puede ocurrir corrosión. La corrosión se acelerará si el pH baja debido a carbonatación, o bien, si penetran al concreto o ahogan en él, agentes químicos agresivos o materiales metálicos distintos. Este último caso se conoce como corrosión galvánica.

El agrietamiento y desconchamiento del concreto debidos a la corrosión dependen, fundamentalmente, de la resistencia a tensión del concreto, la calidad del recubrimiento, la adherencia entre las barras y el concreto, el diámetro de la barra y de la cuantía de corrosión (expresada como variación del peso de la barra). En particular, es relevante la relación entre el recubrimiento r , y el diámetro de la barra d_b . Así, mientras menor sea esta relación, para un mismo diámetro de barra, menor será la cuantía de corrosión necesaria para agrietar el concreto. Por ejemplo, para r/d_b de 3 y barras del no. 4, se requiere 1% de corrosión para

⁷ La corrosión es un proceso electroquímico que requiere un ánodo, un cátodo y un electrolito. La matriz húmeda del concreto constituye un excelente electrolito, y el acero de refuerzo proporciona al ánodo y al cátodo. La corriente eléctrica fluye entre el cátodo y el ánodo, de modo que la reacción resulta en un incremento del volumen del metal al formarse óxidos ferroso y férrico, y al precipitarse con el color "óxido" característico. Se requiere agua y oxígeno para la relación.

producir agrietamiento, mientras que para una relación de 7, se requiere 4% (Al-Sulaimani y otros, 1990). Estos autores encontraron que la adherencia aumenta para cuantías de corrosión de 1%; a partir de este valor, disminuye rápidamente.

Los cloruros en el ambiente penetran en el concreto, con ayuda de la humedad en la superficie, y llegan al acero de refuerzo (Figura 41). Durante este proceso, el concreto se agrieta y desprende debido a la expansión del acero corroído, lo que se traduce en una mayor penetración de cloruros y, por ende, en más corrosión. La penetración de cloruros en el concreto se ve favorecida cuando:

- existe una alta concentración de cloruros en el ambiente
- el concreto es permeable
- la humedad es alta
- cuando el pH del concreto es alto; por ejemplo, si el pH es de 13,2, la concentración de cloruros será del orden de 8 000 ppm; mientras que si el pH es de 11,6, será de 70 ppm

La anchura máxima permitida de grietas o juntas para evitar corrosión, varía según la condición de exposición. En condiciones secas, la anchura máxima es de 0,4 mm; en contacto con humedad, aire húmedo o suelos, de 0,3 mm; en contacto con agua y brisa de mar, 0,15 mm.

Los cloruros pueden entrar al concreto si se usan aditivos acelerantes, arena de mar o agua de mar. Si se considera que el concreto reforzado estará en un ambiente húmedo y expuesto a cloruros, se recomienda que el porcentaje de cloro por peso de cemento sea menor de 0,10; si no estará expuesto a cloruros, este valor puede subir a 0,15.

Como se dijo antes, la corrosión del acero puede ocurrir debido a la carbonatación del concreto. Ésta es una reacción entre gases ácidos en la atmósfera y productos de la hidratación del cemento. El dióxido de carbono de la atmósfera penetra al concreto y se difunde reaccionando con el hidróxido de calcio presente en el concreto. Como resultado, el pH baja a 10 y, consecuentemente, se pierde la protección contra la corrosión. En esta circunstancia, la corrosión

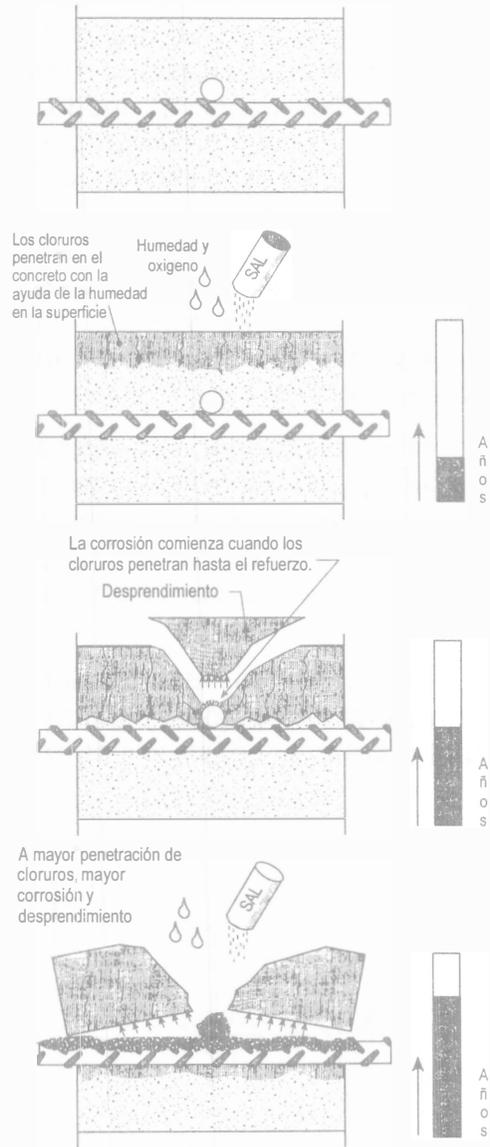


Figura 41. Penetración de cloruros en el concreto (modificada de Emmons, 1993).

empieza rápidamente. Se ha estimado que en concretos de buena calidad, la tasa de avance de la carbonatación es de 1 mm/año; este proceso requiere ciclos de secado-mojado.

Otro tipo de corrosión es la galvánica. Esta ocurre cuando dos materiales metálicos diferentes se dejan ahogados en el concreto. En presencia de cloruros y humedad, estos metales forman un par galvánico, que se caracteriza por un flujo de electrones desde el ánodo al cátodo y de iones en sentido inverso. Con el tiempo, el ánodo se oxida, provocando expansiones y agrietamiento del concreto que lo rodea. En la lista que sigue se han ordenado los metales de modo creciente según su actividad: 1. Zinc; 2. Aluminio; 3. Acero; 4. Hierro; 5. Níquel; 6. Estaño; 7. Plomo; 8. Latón; 9. Cobre; 10. Bronce; 11. Acero inoxidable; 12. Oro. Cuando dos metales están en contacto, vía un electrolito activo, el metal menos activo de esta serie (con el menor número), se corroe. Así, por ejemplo, si se ahoga un elemento de aluminio y una barra de acero en concreto, el aluminio será el ánodo (y se oxidará, en este caso formando óxido de aluminio), y el acero será el cátodo.

Frecuentemente, cuando se evalúa una estructura con corrosión importante en las barras de refuerzo, surge la duda sobre la resistencia remanente de la barra. Esta disminuye si se pierde sección; se ha encontrado que si el porcentaje de corrosión es hasta de un 1,5%, la resistencia de la barra es igual a la nominal. Si el porcentaje de corrosión es de 4,5%, la resistencia es 15% menor que la nominal.

En ocasiones, la corrosión se manifiesta en la parte inferior del elemento estructural (vigas, losas), pero se debe a la penetración de cloruros y humedad por grietas o juntas constructivas en la cara superior (Figura 42).

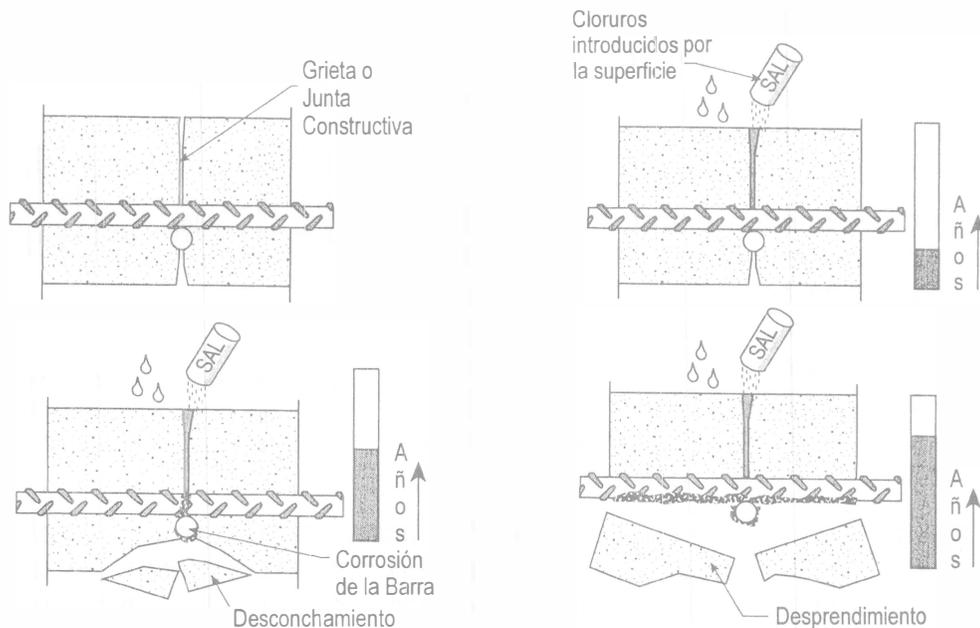


Figura 42. Efecto de grietas o juntas en la corrosión del acero(modificada de Emmons, 1993).

Antes de seleccionar el material a usar en la reparación por corrosión, es conveniente conocer los objetivos de desempeño que busca el dueño o usuario de la estructura. Así, por ejemplo, será importante conocer si la reparación debe quedar oculta o visible, cuál es la textura aceptable de la superficie; en qué condiciones de uso se realizaría la reparación; cuál es la vida útil de ésta; qué tipo de falla (agrietamiento, delaminación, separación, otras) y qué consecuencias de ella se aceptan en las personas, desempeño estructural y en el ambiente. Además, se deben identificar las condiciones ambientales y de servicio a que estará expuesta la estructura: gases, sustancias químicas, rayos ultravioleta, humedad, cambios térmicos, cargas.

Será necesario entender cómo pueden afectar las características de exposición a la superficie, el material de reparación, el refuerzo, la interfaz del concreto existente, y el concreto existente (Emmons, 1993).

Con objeto de eliminar el agrietamiento por contracción, el material que se use deberá tener un alto contenido de agregados, los cuales deberán estar limpios y ser lo más grande posible; se deberá eliminar cualquier diseño de mezcla que exija altos contenidos de agua; se deben procurar los más bajos consumos de cemento asociados a las resistencias esperadas; y, de modo fundamental, se deben curar adecuadamente. En la Tabla 7 se ilustra la interacción entre las relaciones agua/cemento y cemento/agregado en la contracción por fraguado. Conviene tener presente que no todos los materiales que se comercializan como de baja contracción en realidad lo son. Sorprende que en algunos casos la contracción medida en estos productos es de hasta seis veces la medida en concreto normal (Figura 43). Información adicional sobre materiales de reparación se puede encontrar en Emmons (1993) y en catálogos de fabricantes.

Tabla 7. Interacción entre las relaciones agua/cemento y cemento/agregado en la contracción por fraguado de materiales de reparación.

Relación cemento/agregado	Relación agua/cemento				Contracción
	0,4	0,5	0,6	0,7	
3	0,08	0,12			Alta
4	0,055	0,085	0,105		
5	0,04	0,06	0,075	0,085	Moderada
6	0,03	0,04	0,055	0,065	
7	0,02	0,03	0,04	0,05	Baja

Para reparar una zona dañada por corrosión del acero de refuerzo se debe practicar una caja, con cortes a 90°, que expongan el acero corroído (Figura 44). Los primeros 2 cm de profundidad sobre el perímetro de la caja se cortan usando disco. El concreto se puede retirar mediante cincel y martillo, un martillo neumático o eléctrico, o chorro de agua a presión (140 a 280 MPa).

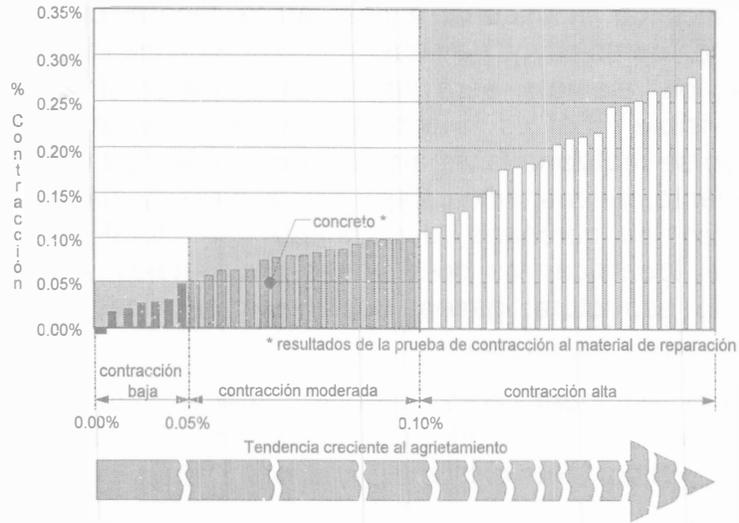


Figura 43. Contracción medida en varios materiales de reparación, comercializados como de baja contracción.

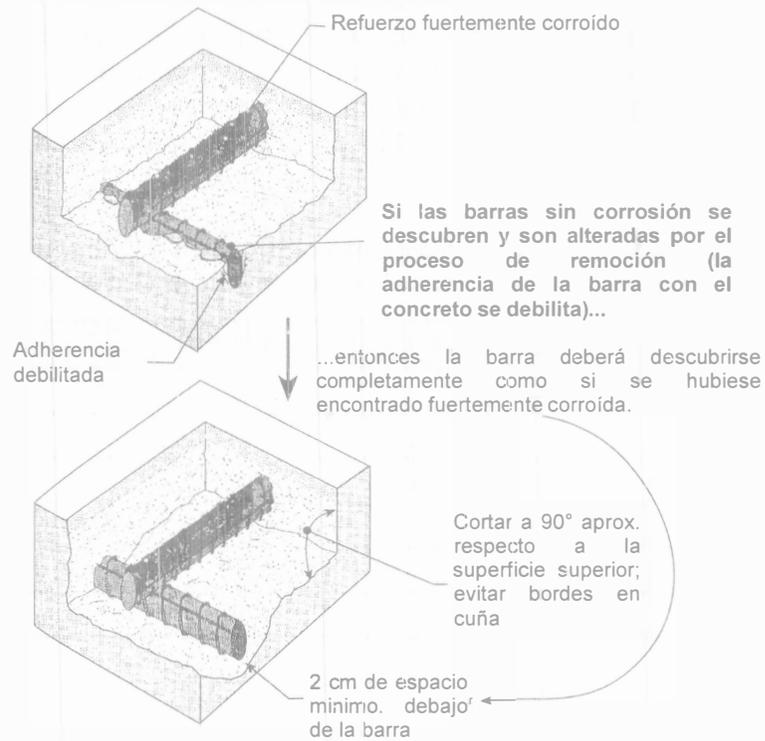


Figura 44. Preparación del concreto en una zona afectada por corrosión (modificada de Emmons, 1993).

Si al descubrir el acero, se observan barras corroídas en contacto con sanas, se deberán descubrir completamente dejando, cuando menos, 2 cm libres debajo de ellas. Lo anterior obedece a que durante los trabajos de demolición del concreto se pudo haber deteriorado la adherencia del refuerzo sano con el concreto circundante. La colocación de concreto nuevo para rellenar la caja, de modo que cubra al acero corroído y al sano, pretende restituir la adherencia.

Posteriormente, se limpian las superficies del acero y del concreto. Las barras de acero se pueden limpiar usando un escaificador de agujas, con agua a alta presión (210 a 700 kg/cm², o 21 a 70 MPa), con chorro abrasivo de arena (*sandblastado*), o con carda de metal. En cualquier caso, se debe asegurar la limpieza del perímetro completo de la barra; es frecuente que la limpieza sea imperfecta por una incorrecta aplicación de las técnicas de limpieza (Figura 45). Se debe prestar atención a limpiar la superficie de concreto de la caja de modo de retirar polvo, pedazos sueltos y cualquier otro material que reduzca la adherencia entre el concreto y el material de reparación. Si las barras han perdido más de un 25% de su sección transversal, será necesario reemplazarlas o bien colocar barras supletorias ancladas adecuadamente.

En ocasiones, es conveniente proteger al refuerzo de la corrosión. Existen cuatro categorías:

1. Encapsulado. Se cubren herméticamente las barras con resinas epóxicas, las cuales se aplican sobre las barras en forma líquida con brocha o mediante atomizador. Tiene el inconveniente que es difícil lograr un encapsulado perfecto en aplicaciones en la obra; además, si queda alguna zona sin resina, las corrientes eléctricas se pueden concentrar y acelerar la corrosión.
2. Protección catódica con ánodo de sacrificio. Se usa un metal de sacrificio como alternativa de protección; generalmente, se aplica zinc a la barra, una vez que todas las superficies han sido reparadas. Las barras cubiertas con

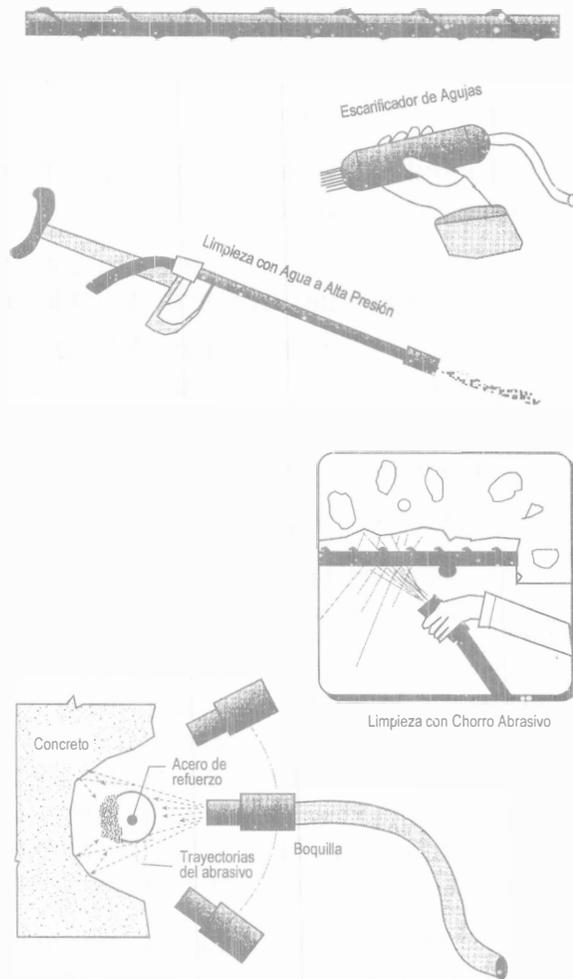


Figura 45. Limpieza del acero de refuerzo (modificada de Emmons, 1993).

zinc son conectadas eléctricamente con el resto del armado. Su aplicación ha sido experimental hasta ahora.

3. Protección catódica a través de una corriente inducida. Su principio se basa en invertir el flujo de corriente eléctrica que causa la corrosión. Se instalan ánodos sobre la superficie de concreto o cerca de ella y se conectan eléctricamente con el armado. Se debe revisar y ajustar periódicamente la corriente.
4. Películas alcalinas. Se impregnan las barras con materiales alcalinos de modo de crear una barrera de protección contra la corrosión.

En American (1986) se pueden encontrar discusiones sobre la aplicación de algunas de estas soluciones.

Adicionalmente a las opciones anteriores, existen varias estrategias para inhibir el proceso de corrosión:

- aplicar a la superficie del elemento una película selladora que reduzca la permeabilidad; con esta película se crea una barrera a los cloruros
- colocar un material hidrófobo que penetre en el concreto; esta es una doble protección, ya que la barrera a los cloruros no sólo existe en la superficie
- reemplazar el concreto afectado por uno con aditivos especiales que reduzcan la permeabilidad y con mejores propiedades mecánicas
- combinar los procedimientos anteriores

Las películas selladoras y membranas que pueden aplicarse son basadas en silanos, siloxanos, epóxicos, uretanos, hules clorinados y metacrilatos.

Los aditivos de concreto que se venden comercialmente para proteger contra la corrosión, lo hacen de modo pasivo y activo. En el primer caso, el aditivo forma una barrera que dificulta la migración de cloruros y humedad en el concreto, lo que se traduce en un retraso en el tiempo de corrosión. El segundo modo, reduce la tasa de corrosión a través de la formación de una barrera a nivel molecular en el acero de refuerzo. Esta película protectora incrementa la resistencia del acero a los ataques de cloruros y disminuye las reacciones corrosivas.

Para proteger al concreto de la carbonatación se puede impregnar con silicatos de sodio, aplicar membranas superficiales de acrilatos y estirenos de acrilato, o capas de morteros, de preferencia con polímeros (Emmons, 1993).

7. RECIMENTACIONES Y RENIVELACIONES

En esta sección se describen, de modo breve, las distintas opciones que se pueden seguir para recimentar y/o renivelar una estructura de mampostería.

Puesto que las estructuras de mampostería son relativamente bajas, en comparación con otras de acero o concreto, sus cimentaciones son superficiales.

Éstas pueden estar resueltas con zapatas corridas, de concreto o de piedra braza, o con losas de concreto con contratrabes de rigidez.

Los problemas más frecuentes que se presentan en la práctica son los hundimientos diferenciales. Este es el caso de edificios desplantados en zonas con suelos blandos, como la del lago en el Distrito Federal, siendo más graves los problemas cuando se encuentran en las fronteras de suelos con rigideces muy diferentes.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1993), precisa la magnitud visual tolerable del desplomo mediante la siguiente expresión en función de la altura de la estructura, H:

$$\text{Desplomo visible} = \frac{100}{100 + 3H}$$

El valor máximo de desplomo que los usuarios de un edificio en la ciudad de México pueden tolerar, es aproximadamente 40% mayor que el desplomo visual.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal no es explícito en el desplomo que se puede admitir por seguridad estructural; sin embargo, la experiencia es que desplomos mayores que 2%, sobre todo en edificios altos, atemorizan grandemente (Santoyo y Segovia, 1995).

Las técnicas para renivelar han consistido casi siempre en hacer descender la parte que ha quedado alta; lo más frecuente ha sido reforzar la cimentación y excavar el suelo inmediato a ella para permitir el hundimiento correctivo. Sin embargo, en sí la renivelación se orienta a corregir el desplomo de estructuras, sin necesariamente, requerir el refuerzo de su cimentación.

Los edificios se pueden recimentar y/o renivelar empleando pilotes de control, subexcavación y micropilotes. La selección del método por usar queda a responsabilidad del ingeniero especialista en geotecnia, después de interpretar la condición peculiar de su caso y la congruencia del tipo que elija. En lo que sigue se presentan conceptos básicos de estas técnicas con fines informativos, pero sin el ánimo de pretender que se aplique, sin la elaboración de un estudio de mecánica de suelos riguroso.

7.1 PILOTES DE CONTROL

Los pilotes de control fueron concebidos por Manuel González Flores para estar apoyados en una capa dura de asentamiento nulo o muy pequeño (1964). El control de deformación tipo *Picosa* lo proporciona un conjunto de celdas de madera de caobilla (Figura 46).

En Tamez (1990) y en Santoyo y Segovia (1995) se presenta una discusión completa sobre el comportamiento de este tipo de pilotes.

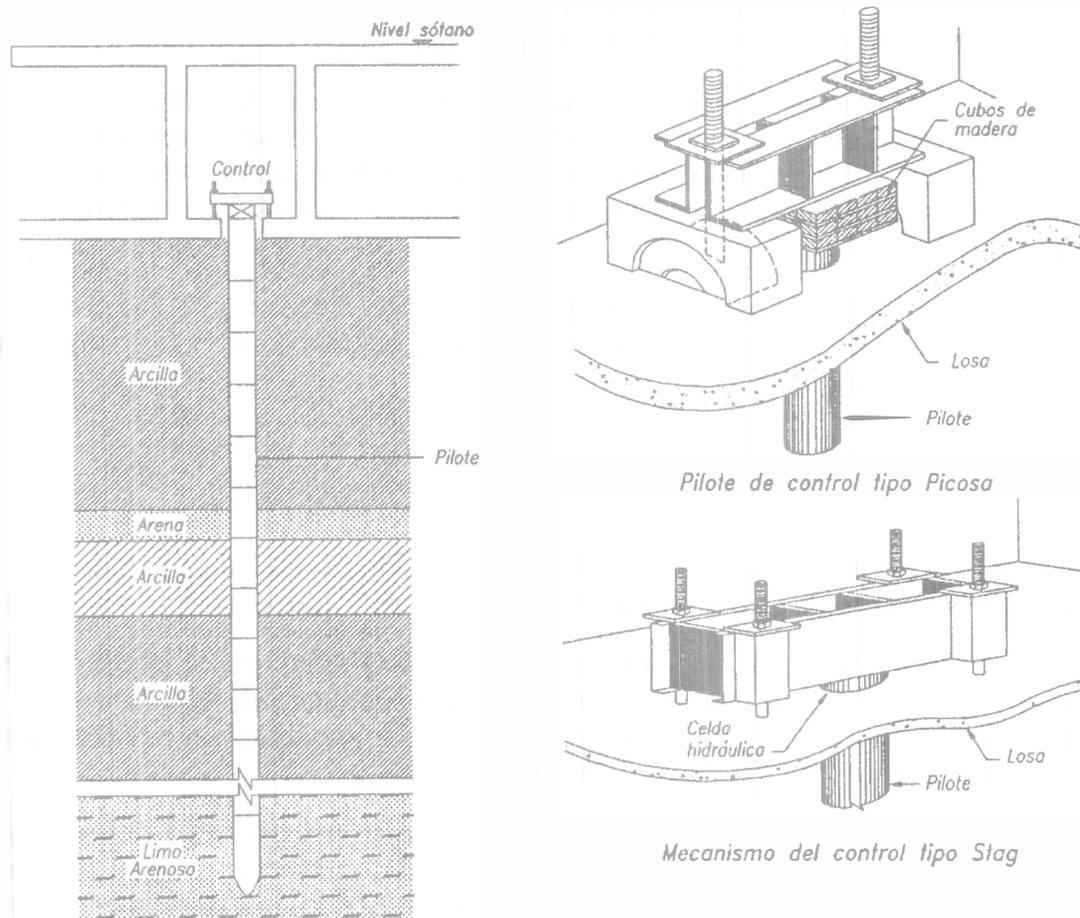


Figura 46. Pilote de control (modificado de Santoyo y Segovia, 1995).

7.2 SUBEXCAVACIÓN

El método de subexcavación se propuso en Italia como una alternativa para enderezar la famosa torre de Pisa (Santoyo y Segovia, 1995). Consiste en practicar perforaciones horizontales o inclinadas de pequeño diámetro en la parte menos hundida, para que su colapso genere la deformabilidad que reduce la inclinación. Las perforaciones, en general, se hacen por debajo del nivel de desplante de la cimentación, en un estrato de suelo blando. La subexcavación se puede hacer desde cepas, túneles o lumbreras practicadas bajo la cimentación. La extracción del suelo debe hacerse de manera controlada, de modo de tomar la decisión a tiempo de cuando detener el proceso. El caso más complejo de su aplicación se lleva a cabo actualmente en la Catedral Metropolitana (Figura 47). Esta técnica se ha empleado exitosamente para renivelar varios edificios después de los sismos de 1985 (Tamez y otros, 1990).

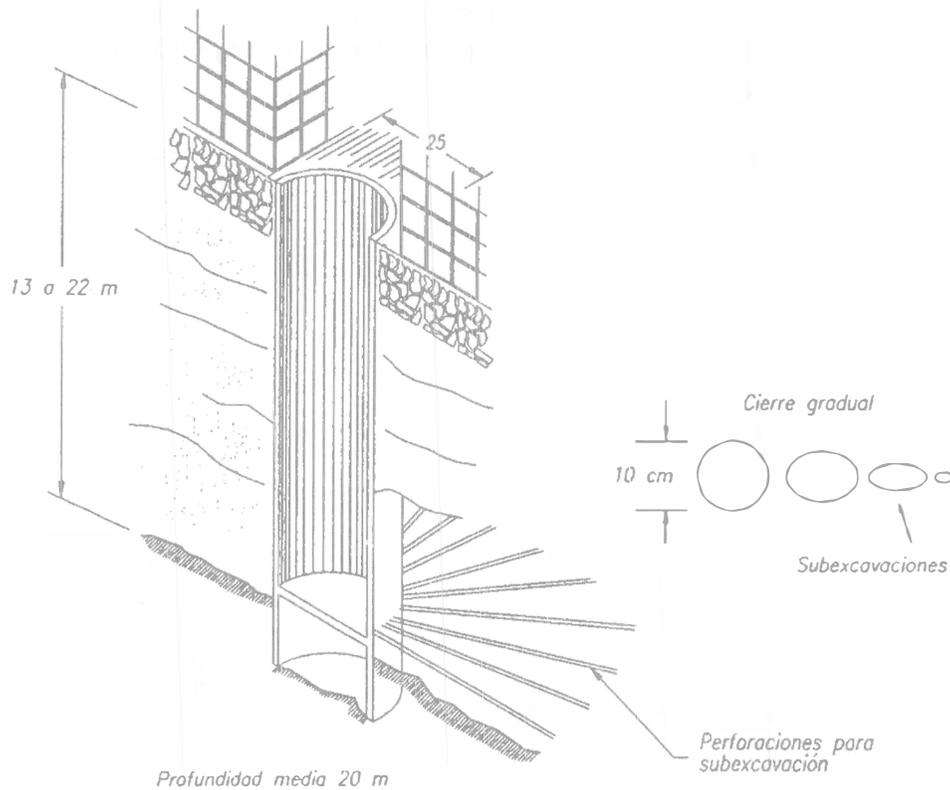


Figura 47. Procedimiento de subexcavación de la Catedral (Santoyo y Segovia, 1995).

7.3 MICROPILOTES

Un micropilote es un elemento de cimentación profunda, como lo son los pilotes y las pilas, salvo que siempre es de pequeño diámetro y casi siempre fabricado en el lugar. Su empleo inicial fue para la recimentación de estructuras con problemas de comportamiento, generalmente, por insuficiencia de su cimentación (Santoyo y Miranda, 1997).

Los micropilotes se fabrican en una perforación practicada en el suelo; así, una vez terminada la perforación previa, se introducen por separado el acero de refuerzo y el mortero del fuste, casi siempre primero el mortero y después el acero. Se emplea mortero dado el reducido diámetro transversal del micropilote. Los micropilotes, análogamente a los pilotes, pueden operar como elementos de punta, de fricción y de punta-fricción.

Se han desarrollado numerosos ingenios y soluciones técnicas, muchas protegidas por patentes; en ocasiones, no es fácil adaptarlas a la estratigrafía y al comportamiento de suelos complejos, como los del valle de México.

En los micropilotes se usan fundas geotextiles que tienen el sólo propósito de contener al mortero; su aplicación es exitosa cuando el espesor de suelo blando es reducido y la resistencia de punta proporciona la capacidad de carga del micropilote. Recientemente, Santoyo ha desarrollado una funda textil bifuncional que tiene las siguientes características (Santoyo y Miranda, 1997):

- en micropilotes de fricción, la funda bifuncional primero contiene al mortero, al igual que la convencional, para después, gracias a su permeabilidad controlada, permitir el paso de cierto volumen del mortero para garantizar la adherencia con el suelo circundante
- en micropilotes trabajando de punta únicamente, sujetos a la indeseable fricción lateral negativa, la funda bifuncional sirve para contener al mortero y, posteriormente, impide el desarrollo de esa componente de fricción, al anular completamente la adherencia micropilote-suelo
- la función complementaria de la funda bifuncional, es la de reforzar el perímetro exterior del mortero, en su contacto con el suelo.

Santoyo ha desarrollado un micropilote innovador para reducir la deformabilidad de suelos arcillosos, llamado pilar de mortero (Figura 48). Los describe como cilindros esbeltos de mortero simple, carentes de refuerzo interno de acero, constituidos únicamente por la funda y el mortero, que pueden tener o no protuberancias laterales y también pueden tener ampliación en su base. Mediante uno o dos tubos de manguitos, se pueden introducir lechadas fraguantes que inducen fracturas verticales radiales con un

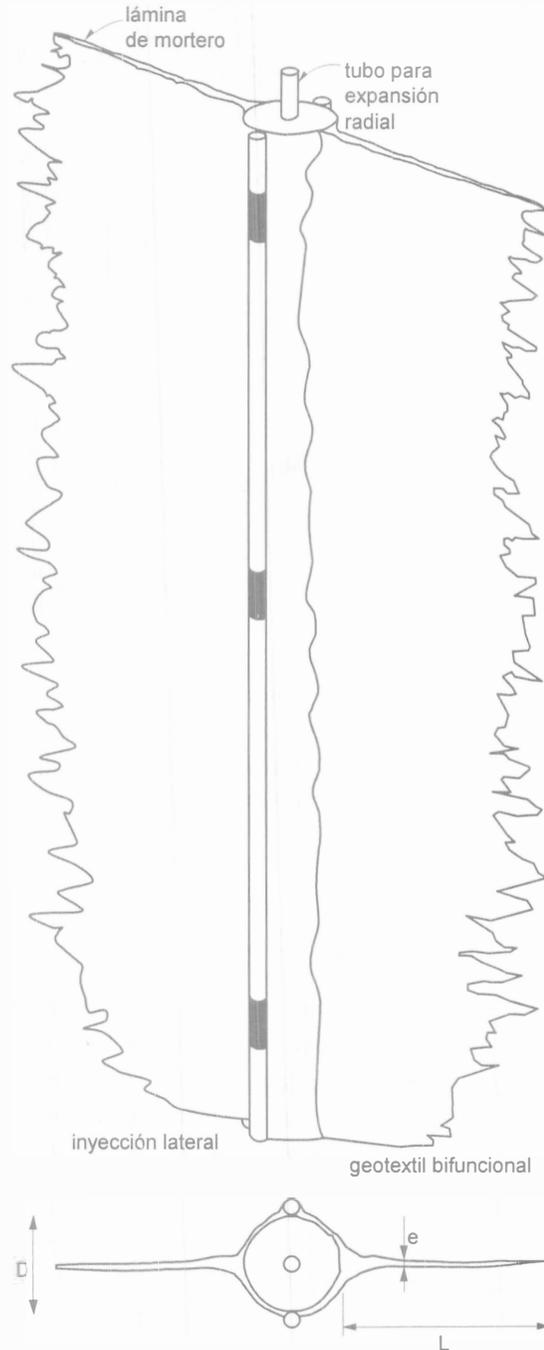


Figura 48. Pilar de mortero para reducir la deformabilidad de suelos arcillosos (Santoyo y Miranda 1997).

8. MAMPOSTERÍA DE ADOBE

Como es conocido, la mayoría de las viviendas en el medio rural mexicano son de adobe. Este material, aunque con propiedades de aislamiento térmico y acústico excelentes, ha demostrado un pobre comportamiento cuando se somete a acciones sísmicas. Una característica del material es su baja resistencia a tensión, lo que se traduce en agrietamientos por tensión diagonal, por corte o verticales que pueden conducir al colapso parcial o total de la estructura.

En nuestro país, resulta preocupante estudiar las estadísticas de daños en viviendas de adobe producidos por sismos moderados e intensos, tanto recientes como de antaño. La realidad demuestra que pocos han sido los esfuerzos concertados tendientes a reducir la vulnerabilidad de este tipo de viviendas. El problema tiene facetas más delicadas ya que, para los pobladores de estas zonas, de ingresos muy bajos, su casa es prácticamente todo su patrimonio. Su pobre economía los obliga a que, en caso de colapsos parciales o totales, reconstruyan la vivienda con los mismos materiales de la original, incluso, usando los mismos adobes.

Las viviendas más comunes se caracterizan por un cuerpo principal de un solo piso, una planta rectangular alargada de 30 a 50 m² de área, frecuentemente sin muros divisorios y muros de 3 a 3,5 m de altura con espesores de 40 a 60 cm, sin refuerzo (Hernández y otros, 1979). Los sistemas de techos varían según el clima de la región. La solución más común, propia de climas cálidos o templados, es a base de armaduras de madera con teja de barro (Figura 50). En una variante se colocan armaduras completas, a separaciones de 80 a 100 cm, sobre las que se sujetan "listones" de madera que soportan las tejas. En otra variante, una viga robusta longitudinal descansa sobre los muros cabeceros y, en los tercios del claro, se apoya en vigas transversales; elementos de madera rolliza, por lo general, se apoyan en los muros y en la viga longitudinal y reciben los listones de madera y las tejas. En climas muy cálidos se coloca un tapanco de madera para tener mejor aislamiento. Los techos son generalmente de dos aguas con pendientes entre 25 y 50 por ciento; techos de una agua o cuatro son menos frecuentes.

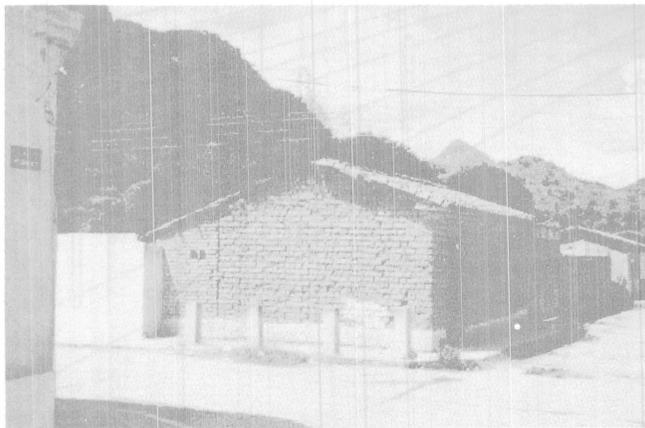


Figura 50. Vivienda de adobe típica del estado de Chiapas.

En regiones de climas extremos y de escasa precipitación pluvial se emplea el terrado, en el que el techo está formado por vigas de madera con una separación aproximada de 50 cm, sobre los cuales se colocan tablas de madera que soportan un relleno de tierra de 30 a 50 cm de espesor. El techo se termina con una capa de mortero, generalmente de cal. Estos techos son de una agua, con pendiente inferior a 10 por ciento. El peso del techo de teja es de 60 kg/m^2 , y el de terrado de 500 kg/m^2 . En ningún caso el techo forma diafragma.

En esta sección se presentarán los principios a seguir para obtener un buen desempeño, los tipos de daño que más comúnmente se han observado en México, así como opciones para la rehabilitación de viviendas de adobe.

8.1 PRINCIPIOS BÁSICOS DE ESTRUCTURACIÓN DE VIVIENDAS DE ADOBE

Con base en experiencias previas en diferentes países del mundo, se ha observado que un buen desempeño sísmico de estructuras de adobe se obtiene si se siguen los principios siguientes (Coburn y otros, 1995): la relación de esbeltez del muro, altura entre espesor, debe ser menor que ocho; la altura de los muros debe ser menor que 3,5 m; y la anchura de una abertura debe ser menor que un tercio de la longitud del muro o que 1,2 m.

Las estructuras con elementos horizontales de confinamiento han exhibido mejores respuestas que aquéllos que no los tienen. Independientemente del material con que este hechas, concreto o madera, las dalas deben ser continuas a lo largo de los muros, deben estar conectadas a los techos y ser reforzadas en las esquinas. La continuidad de las dalas se garantiza empalmando la madera o las barras de refuerzo, según el caso. Si son de madera, se recomienda usar elementos de $50 \times 100 \text{ mm}$ como mínimo, que pasen sobre las aberturas y que estén reforzadas en las esquinas con elementos transversales clavados. Resulta conveniente resaltar la mejor resistencia al intemperismo del concreto bien fabricado, que la de la madera.

Si recordamos que las fuerzas inducidas por los sismos en los muros son producto de la masa de inercia y la aceleración, aquéllas se reducirán si se disminuye la masa. Esta última se puede reducir si se evitan techos pesados, generalmente de tejas de barro, y se sustituyen por techos más ligeros, como son los de lámina. Otro aspecto que es importante considerar para la construcción es que el techo sea rígido en el plano. Con esto se pretende asegurar una distribución uniforme de las fuerzas de inercia entre los muros en dirección de carga. De otro modo, existirán concentraciones excesivas, así como empujes sobre los muros perpendiculares, que se traducirán en colapsos prematuros, tanto parciales como totales.

8.2 DAÑOS OBSERVADOS EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DE ADOBE

Las fallas y daños observados en estructuras de mampostería de adobe se pueden clasificar de modo grueso en (Figuras 51 a 54):

- Agrietamiento de muros. Los muros de adobe pueden exhibir grietas inclinadas, ya sea por tensión diagonal o de cortante. En particular, cuando el mortero que se emplea es de lodo, es común que el tipo de grieta sea de corte y que, por ende, siga las juntas de mortero en forma de escalera.

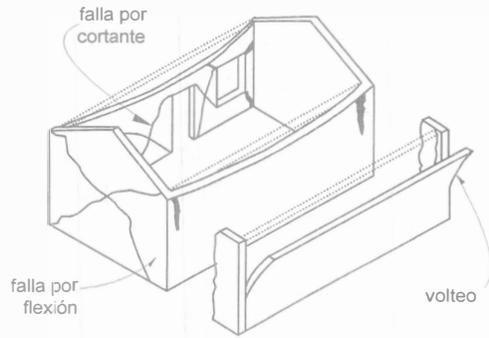


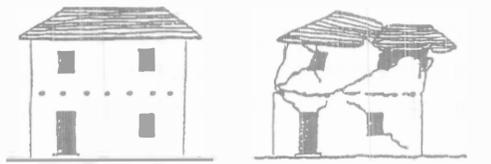
Figura 51. Tipos de falla en estructuras de mampostería de adobe.

CONSTRUCCIONES DE ADOBE

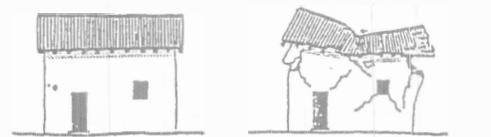


Principales causas de falla en construcciones de adobe

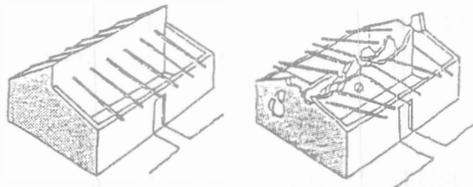
TIPOS DE DAÑO



Colapso en una construcción de adobe sin refuerzo horizontal



Colapso en una construcción de adobe con aberturas



Colapso en una construcción de adobe por la presencia de un muro interior

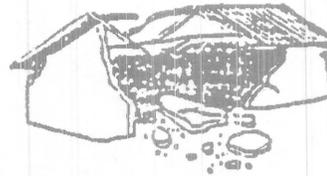
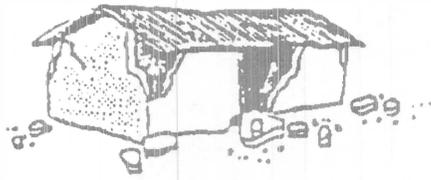
Figura 52. Fallas típicas de viviendas de adobe.

- Volteo. El coceo de los techos inclinados, además de las fuerzas de inercia fuera de plano, pueden provocar una grieta vertical por flexión en los lados de un muro, misma que inicia en el extremo superior. Esta grieta se extiende con los ciclos de vibración hasta que el muro se voltea. El volteo ocurre cuando la longitud agrietada del muro es suficiente para que la resultante de fuerzas caiga fuera de la sección del muro. El volteo ocurre casi siempre hacia fuera, ayudado por el coceo del techo.

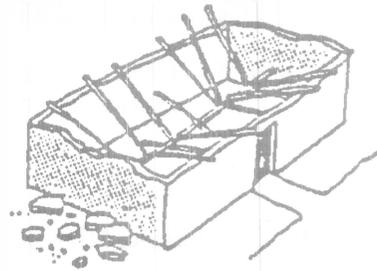
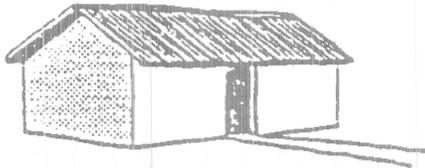
- Agrietamiento y separación de muros en esquinas
- Separación de sistemas de piso/techo de muros de apoyo.

En general, se han observado daños de mayor consideración en viviendas con adobe intemperizado. Es claro que la humedad y la

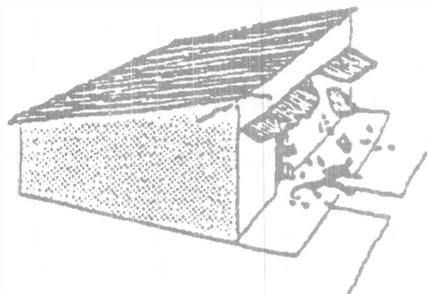
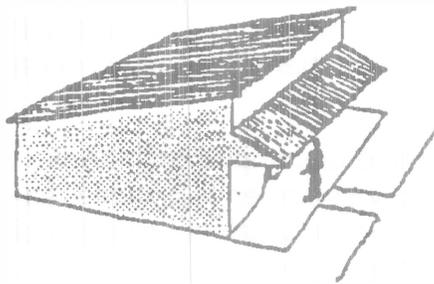
vegetación degradan el material, de modo que disminuye la capacidad sismorresistente de la construcción.



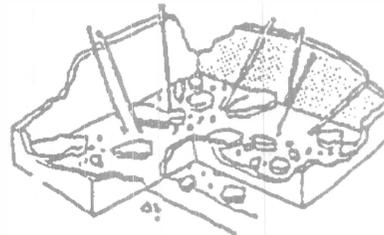
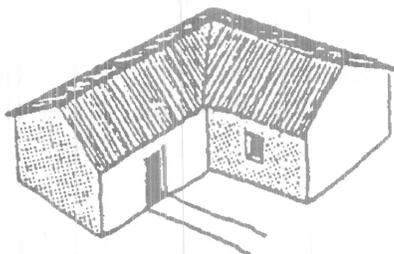
Falla en esquina y colapso de muros hacia afuera



Colapso del techo debido al sobrepeso



Colapso en aleros y marquesinas debido al sobrepeso



Colapso en una planta irregular en forma de "L"

Figura 53. Fallas típicas de viviendas de adobe (continuación).



Figura 54. Falla de muros de adobe fuera de plano y caída de techo.

8.3 TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DE ADOBE

Varios han sido los esfuerzos experimentales para evaluar distintas técnicas de rehabilitación de viviendas de adobe. Por razones obvias, las investigaciones se han desarrollado principalmente en países en los cuales existe un sector de la población con bajos niveles de ingreso. Las técnicas las podemos dividir en tres: a. técnicas de reparación local; b. construcción de elementos de confinamiento y amarre; y c. encamisado de muros.

Mizuno y colaboradores (1988) han estudiado el comportamiento de muros de adobe reforzados con alambres horizontales colocados en las juntas. Puesto que su efectividad es función directa del detallado, anclaje y calidad de ejecución no se considera como técnica apta para el medio rural mexicano.

8.3.1 *Técnicas de reparación local*

Si el muro está agrietado, será necesario reparar las grietas, rellenándolas con *rajuelas* pegadas con mortero de barro y cal (Secretaría, 1995).

Si el muro exhibe aplastamiento y desconchamiento de adobes, será necesaria la reconstrucción de la zona dañada. Se recomienda usar adobes con características mecánicas similares o superiores a las de los existentes.

8.3.2 *Construcción de elementos de confinamiento y amarre*

Si se observan los modos de falla de las estructuras de adobe, se puede advertir que algunos (ver sección 8.2) se deben a la ausencia de elementos estructurales que obliguen a trabajar a los muros como unidad tridimensional.

Para promover el trabajo en conjunto, una opción es construir una dala perimetral de concreto o de madera, que sea continua y que esté debidamente conectada al sistema de piso/techo. En la Figura 55 se presentan ambas alternativas (tomada de Hernández y otros, 1979). Esta opción tiene el inconveniente de que su construcción requiere retirar el techo. La solución con polines de madera tiene el inconveniente de que la madera sin tratamiento adecuado, se pudre y rompe.

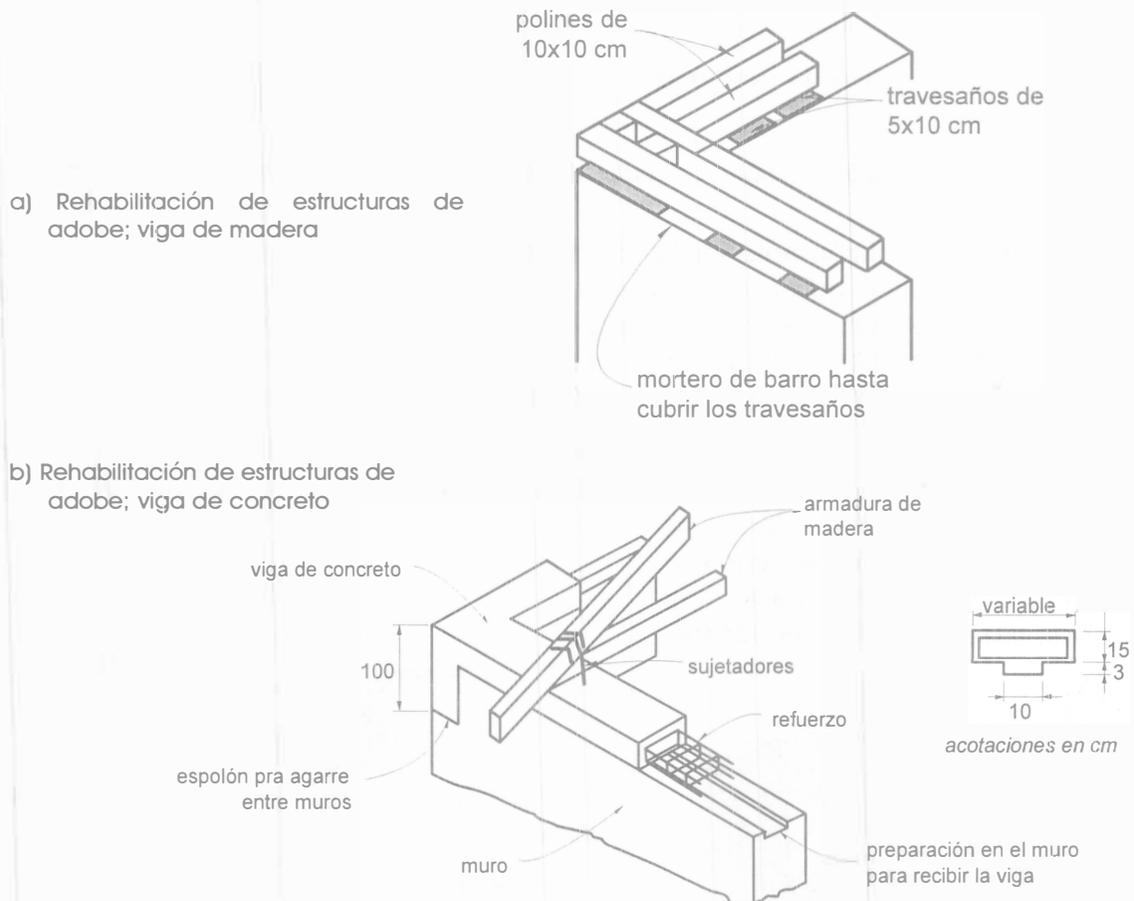


Figura 55. Construcción de dalas de cerramiento.

Otra técnica que pretende amarrar los muros entres sí, consiste en colocar tensores horizontales en la parte superior de los muros, u horizontales y verticales (Figura 56). Los tensores se alojan en ranuras practicadas longitudinalmente en los muros, sean horizontales o verticales según se requiera. Los tensores son, por lo general, alambres o barras de acero con roscas en sus extremos. Estos elementos se tensan en las esquinas mediante tuercas y roldanas que se apoyan en ángulos metálicos debidamente colocados en las esquinas de la construcción.

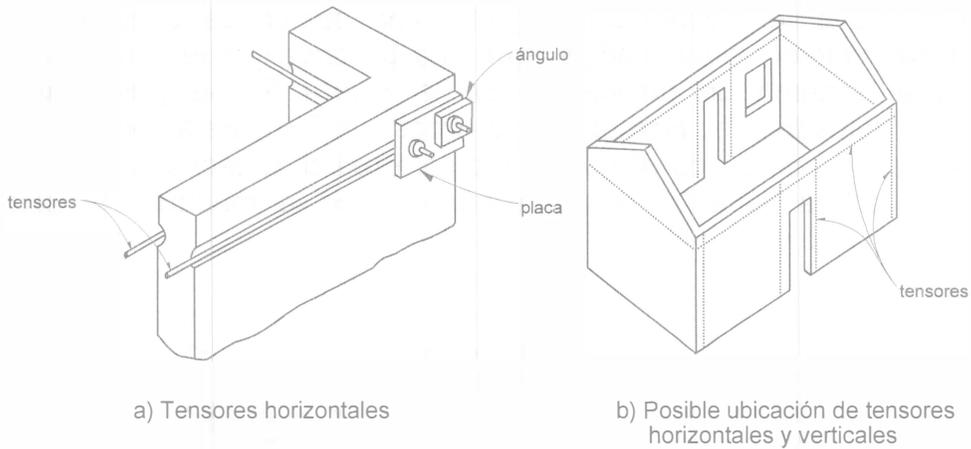


Figura 56. Amarre de muros de adobe con tensores metálicos.

Aunque la solución anterior ha demostrado comportamientos satisfactorios en laboratorio, adolece de que es necesario revisar el torque (o tensión) de manera periódica. Evidentemente, si el torque es bajo o nulo, los tensores participaran poco o nada en el comportamiento. No se considera fácil implantar la cultura de mantenimiento del torque entre los habitantes de las comunidades rurales.

La construcción de castillos y dalas dentro de cajas practicadas en los muros de adobe es una de las técnicas que con más frecuencia se usan en nuestro país (Figuras 57 y 58). Para su correcto desempeño se requiere construir cimientos para los nuevos castillos, así como retirar

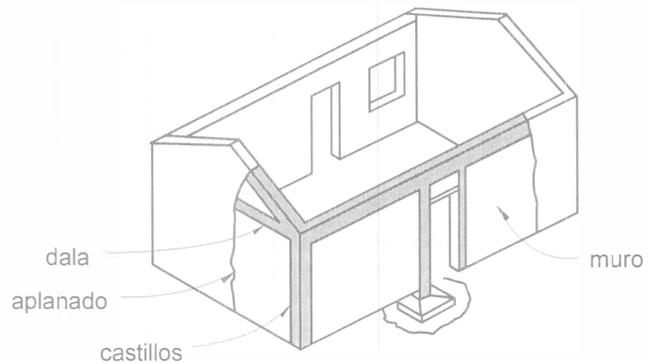
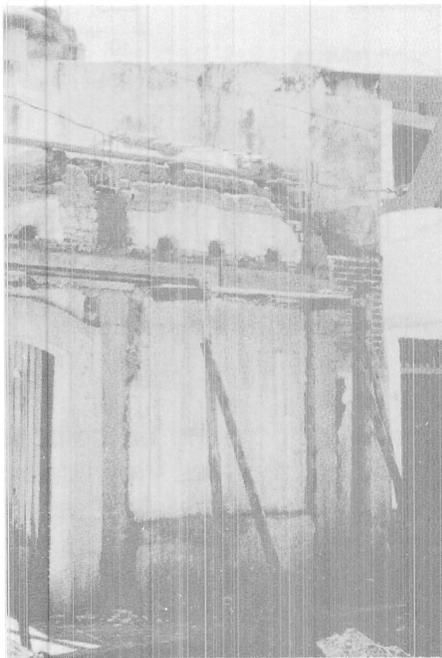


Figura 57. Adición de castillos y dalas de concreto.

el sistema de piso/techo para construir las dalas. Su desempeño depende de lograr que los nuevos elementos trabajen monolíticamente con los muros de adobe. Puesto que el adobe y el concreto tienen magnitudes diferentes de cambio

Figura 58. Adición de elementos de confinamiento en una vivienda de adobe.

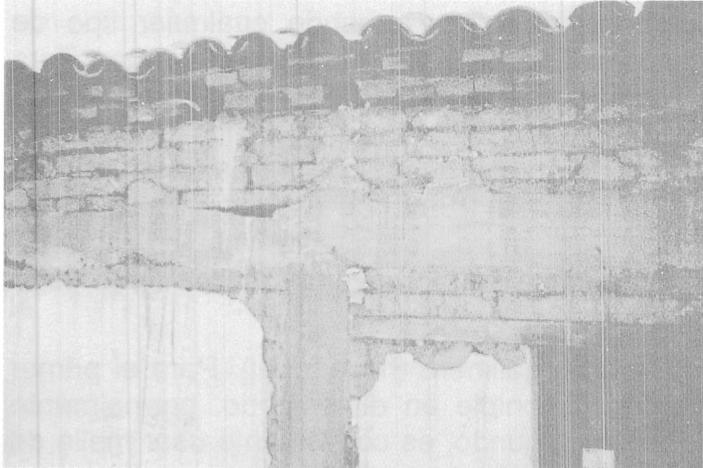


Figura 59. Conexión del concreto y el adobe mediante cajas de corte practicadas en el adobe.

volumétrico estacional, se debe prestar atención a promover una adecuada conexión adobe-concreto. Esto se puede lograr mediante llaves de corte (Figura 59), o mejor dicho, cajas practicadas en el adobe, o bien mediante fijadores metálicos alojados en ranuras practicadas al adobe.

8.3.3 Encamisado de muros

Como se mencionó en 5.5.1, la adición de recubrimientos reforzados, o encamisado, no es una de las técnicas de rehabilitación más eficientes, sino la mejor (Figura 60). Varios han sido los intentos de evaluación de su contribución a mejorar el comportamiento ante acciones sísmicas (Hernández y otros, 1979; Modena, 1989; Pume, 1989; Tomazevic y Anicic, 1989; Benedetti y otros, 1996). Para su construcción se requiere retirar el techo, de modo de emboquillar el extremo superior del muro con mortero para evitar la penetración de agua entre el mortero y el muro.

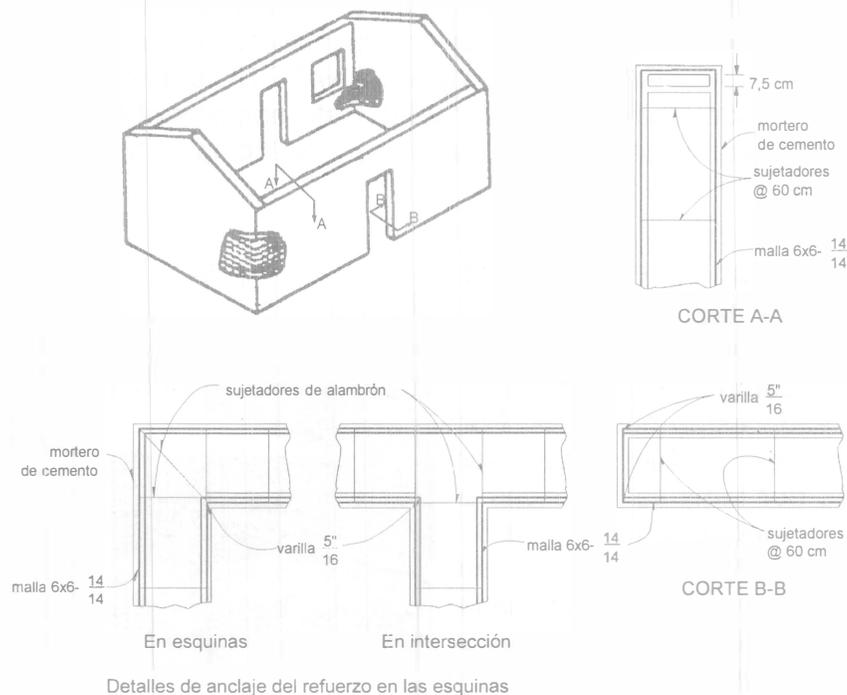


Figura 60. Encamisado de muros de adobe con mallas metálicas recubiertas con mortero.

Se recomienda limpiar la superficie del muro, retirando cualquier tipo de recubrimiento. Antes de colocar el encamisado, se debe humedecer el muro. Para lograr una mejor liga del mortero, Tomazevic y Anicic (1989) y Secretaría (1977) recomiendan practicar ranuras en las juntas horizontales y verticales con una profundidad aproximada de 1 cm. Posteriormente, se aplica una primera capa de mortero tipo I o II (Departamento, 1987) de 1 a 1,5 cm de espesor; se coloca la malla -de preferencia por ambos lados del muro-, se sujetan con anclajes de acero, y finalmente se coloca la segunda capa de mortero. El recubrimiento debe tener un espesor total de 2.5 a 3 cm.

La malla puede ser electrosoldada o de gallinero (hexagonal). Para el primer caso, es común usar el menor calibre disponible en el mercado, normalmente calibre 10 (3,43 mm de diámetro). Para el segundo, es conveniente usar malla de alambre calibre 20 (diámetro de 0,89 mm) con aberturas de 5 cm.

La práctica en varios países para sujetar las mallas electrosoldadas es mediante barras de acero de 6,4 u 8 mm de diámetro que atraviesan el espesor del muro, y cuyos extremos son doblados sobre las mallas con ganchos de 90°. Evidentemente, esto obliga a perforar al muro antes de colocar la primera capa de mortero. Se recomienda usar una densidad de anclajes de 4 a 6 por m². Para sujetar mallas de gallinero, se han usado grapas de 25 mm de longitud a cada 10 cm. Resultados de laboratorio de un muro encamisado por ambas caras con mallas de gallinero sujetas con grapas mostraron incrementos del 300% en la resistencia con respecto al muro original (Torrealva, 1986).

Actualmente, se evalúa la idoneidad de usar grapas de acero corrugado de 38 mm de longitud, calibre 9, para fijar mallas electrosoldadas y de gallinero, con densidades de 9 y 14/m², como parte de un proyecto conjunto entre la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo y el CENAPRED sobre rehabilitación de la vivienda rural (Alarcón-Chaires y otros, 1998). Esta opción evitaría la necesidad de perforar el muro para colocar los sujetadores, y reduciría el tiempo y costo de la rehabilitación.

8.3.4 Modificaciones de techos

Las tejas de los techos a dos aguas son frágiles y fácilmente se desprenden; además, son pesadas, sobretodo cuando están húmedas. Por tanto, cuando sea posible, deben ser reemplazadas por láminas metálicas o de asbesto corrugadas. En la Figura 61 se muestra una vivienda de mampostería adecuadamente confinada y con techo ligero, que no exhibió daño alguno durante el sismo de Chiapas de octubre de 1995.



Figura 61. Vivienda de mampostería con techo ligero.

Con objeto de mantener los muros trabajando juntos y distribuir las fuerzas sísmicas entre ellos, a menudo es conveniente construir una nueva losa rígida, o bien reforzar la existente (Asociación, 1986). Si el sistema de techo es de madera, la losa se puede rigidizar bien con tabloncillos clavados perpendicularmente a los existentes o mediante un colado de una losa delgada de concreto reforzado sobre la existente. Para este último caso, la malla de acero de la losa de concreto se debe conectar con los muros mediante anclajes (Figura 62). La losa debe conectarse a los muros de preferencia a través de cajas practicadas en los muros y reforzadas con acero anclado en la losa (Figura 63). Se han observado daños muy severos debido a concentraciones de esfuerzos en construcciones de mampostería con losas de concreto con anclajes inadecuados (Tomazevic y otros, 1996).

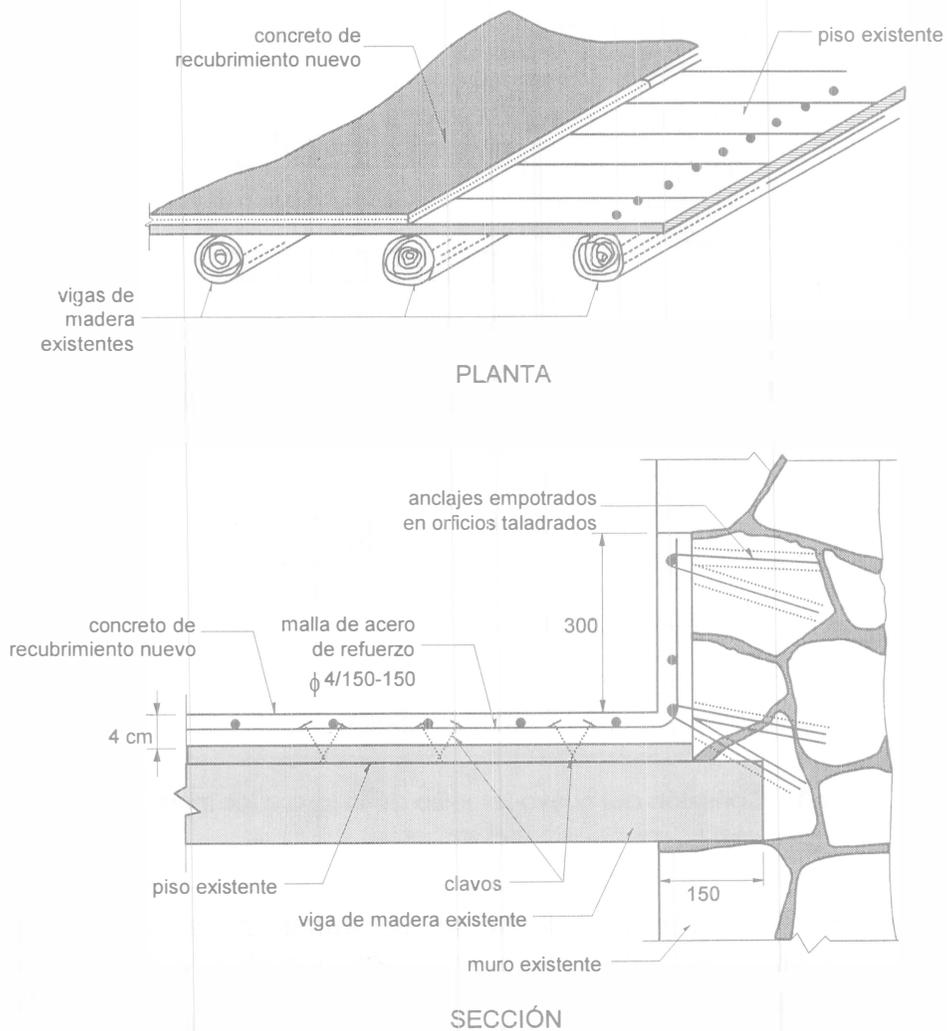


Figura 62. Incremento de la rigidez en el plano de sistemas de piso/techo usando madera o concreto.

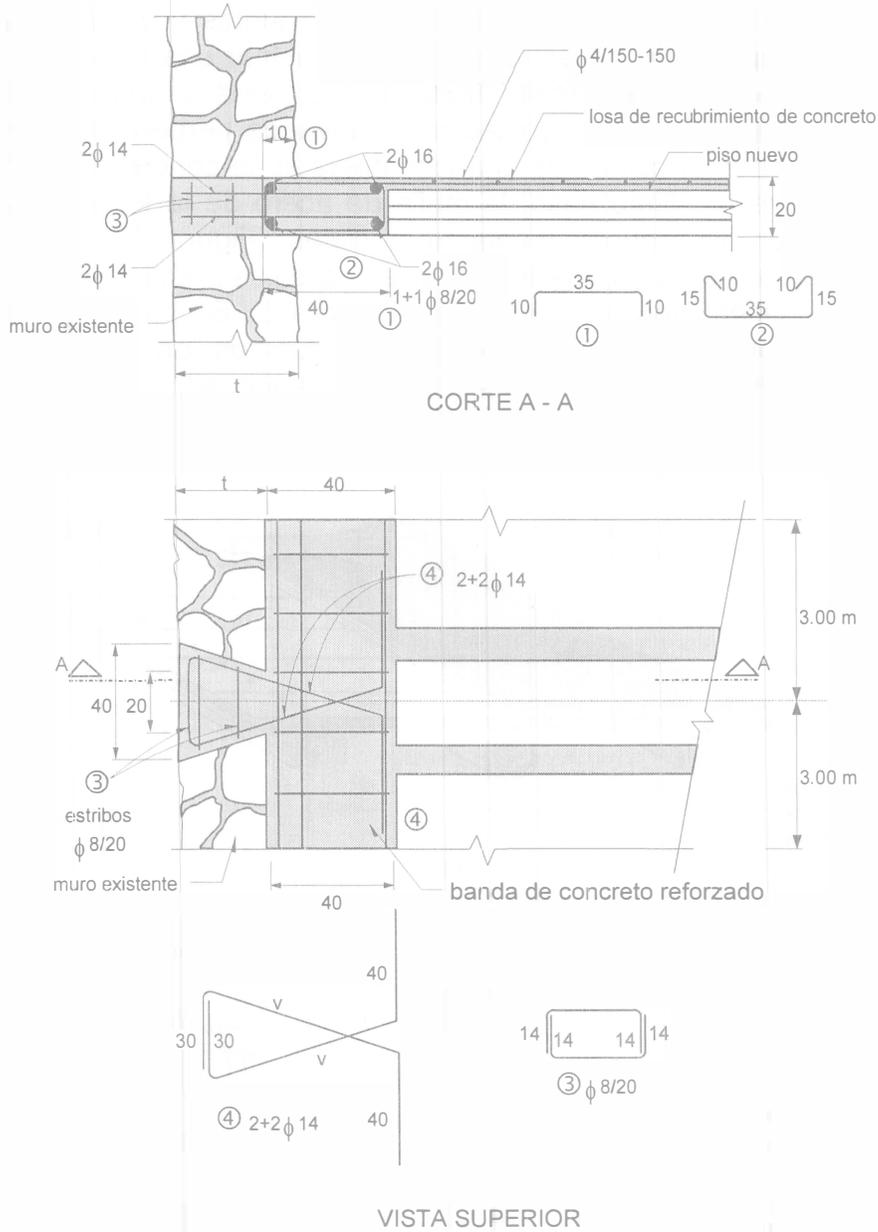


Figura 63. Conexión del nuevo refuerzo de la losa a los muros de carga.

Si la rigidez del sistema de techo no se aumenta, las vigas o armaduras empujarán directamente sobre los muros transversales y provocarán fuerzas importantes que pueden llevar al muro a voltearse. En techos inclinados, es conveniente instalar tendones que controlen el coceo de las armaduras sobre los muros.

Tomazevic y otros (1996) han verificado que el comportamiento sísmico de edificaciones de mampostería simple (sin refuerzo), depende de la rigidez de los

sistemas de piso y de la conexión de los muros. Los modos de falla fuera de plano de los muros se pueden evitar si se conectan los muros entre sí con anclas metálicas. Recomiendan prestar atención al refuerzo de las esquinas de los muros, ya sea mediante refuerzos locales de concreto armado o bien usando anclas o tensores verticales, de modo de mejorar la capacidad de disipación de energía de esta zona.

8.3.5 Construcción de muros nuevos

Cuando las edificaciones muestran asimetrías que puedan causar efectos torsionales durante los sismos, se pueden construir nuevos muros, de mampostería o concreto, que las corrijan. Los muros pueden ser interiores o exteriores, formando en este caso contrafuertes. El aspecto más delicado es su conexión con los muros existentes, la cual se ha resuelto con cajas practicadas en los muros existentes, las cuales son reforzadas con barras de acero ancladas adecuadamente en los muros existentes, y rellenando con concreto.

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece a Gerardo Aguilar, José Antonio Zepeda y Claudia Uribe su ayuda en la preparación de las figuras y a Gerardo Aguilar su contribución al formato del texto.

REFERENCIAS

- Aguilar G. (1997) "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales," Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 181 pp.
- Al-Sulaimani G.J., Kaleemullah M., Basunbul I.A. y Rasheeduzzafar (1990) "Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members," *ACI Structural Journal, American Concrete Institute*, vol. 87, no. 2, marzo-abril, pp. 220-231.
- Alarcón-Chaires P., Otálora A. y Alcocer S.M. (1998) "Estudios experimentales sobre la rehabilitación de estructuras de mampostería de adobe," artículo por ser presentado en el XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, México, noviembre.
- Alcocer S.M. y Klingner R.E. (1994) "Masonry research in the Americas," *American Concrete Institute*, capítulo del libro *Masonry in the Americas*, Detroit, EUA, 127-170 pp.
- Alcocer S.M., Pineda J.A., Ruiz J. y Zepeda J.A. (1996) "Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh," Memorias de la 11ª. Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Acapulco, México, junio, art. no. 1471.
- Alcocer S.M., Murià-Vila D. y Peña I. (1996), "Ensayes en mesa vibradora de sistemas de muros de mampostería confinada a escala 1:3," X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, México, noviembre, pp. 859-869.
- Alcocer S.M. (1997) "Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión," artículo de estado del arte, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, vol. I, Veracruz, México, noviembre, pp. 164-191.
- American Concrete Institute (1986) "Back-to-the basics repair of concrete," Manual del curso-seminario, publicación SCM-13, Detroit, EUA, 185 pp.
- Asociación Internacional de Ingeniería Sísmica (1986) "Guía para la construcción sismo resistente no ingenieril," Tokio, Japón, 171 pp.
- ASTM C 597 "Método de prueba estándar para velocidad de pulso a través de concreto," *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM C 1196-91 "Método de prueba para la estimación en sitio del esfuerzo a compresión en piezas sólidas de mampostería usando gatos planos," *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM C 1197-91 "Método de prueba para la medición en sitio de las propiedades de deformabilidad de la mampostería usando gatos planos," *American Society for Testing and Materials*.

ASTM E 122 "Práctica recomendada para la selección del tamaño de la muestra para estimar la calidad media de un lote o un proceso," *American Society for Testing and Materials*.

ASTM E 488-90 "Métodos de prueba para determinar la resistencia de anclas en elementos de concreto y mampostería," *American Society for Testing and Materials*.

Atkinson R.H. y Schuller M.P. (1993) "Evaluation of injectable cementitious grouts for repair and retrofit of masonry," en el libro *Masonry - Design and Construction, Problems and Repair*, *American Society for Testing and Materials*, STP 1180, pp. 355-388.

Bass R.A., Carrasquillo R.L. y Jirsa J.O. (1989) "Shear transfer across new and existing concrete interfaces," *ACI Structural Journal*, vol. 86, no. 4, julio-agosto, pp. 383-393.

Bazán E. y Meli R. (1998) "Diseño sísmico de edificios," Ed. Limusa-Noriega, México, DF.

Benedetti D., Carydis P., Croce S., Lucchini A. y Pezzoli P. (1996) "Ready-to-use manual for the practical implementation of repairs and strengthenings to reduce the seismic vulnerability of masonry buildings," ISMES, Bergamo, Italia, 135 pp.

Centro Nacional de Prevención de Desastres (1997a) "Proyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión y del módulo de elasticidad de pilas de mampostería de barro y de concreto," México, D.F., 7 pp.

Centro Nacional de Prevención de Desastres (1997b) "Proyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión diagonal y de la rigidez a cortante de muretes de mampostería de barro y de concreto," México, D.F., 8 pp.

Cheng R. (1998) Comunicación personal, Universidad de Alberta.

Coburn A., Hughes R., Pomonis A. y Spence R. (1995) "Technical principles of building for safety," *Intermediate Technology Publications*, Londres, 74 pp.

Collins D. (1989) "Load-deflection behavior of cast-in-place and retrofit concrete anchors subjected to static, fatigue and impact tensile loads," tesis de maestría, Universidad de Texas en Austin, mayo.

Comisión Federal de Electricidad (1994) "Manual de obras civiles," México, DF.

De la Torre O. (1995) "Evaluación y reparación estructural de edificios," Curso sobre Seguridad Sísmica de las Construcciones para Directores Responsables de Obra, Centro Nacional de Prevención de Desastres, febrero, pp. 401-433.

Departamento del Distrito Federal (1987) "Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería," Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, 18 pp.

Departamento del Distrito Federal (1993) "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal," Diario Oficial de la Federación, agosto, 80 pp.

Ehsani M. y Saadatmanesh H. (1996) "Seismic retrofit of URM walls with fiber composites," *The Masonry Society Journal, The Masonry Society*, vol. 14, no. 2, diciembre, pp. 63-72.

Ehsani M., Saadatmanesh H. y Al-Saidy A. (1997) "Shear behavior of URM retrofitted with FRP overlays," *Journal of Composites for Construction, American Society of Civil Engineers*, vol. 1, no. 1, mayo, pp. 17-25.

Emmons P.H. (1993) "Concrete repair and maintenance illustrated," *R.S. Means Company, Inc.*, 295 pp.

Fancher N. (1997) "External strengthening with FRP composites," *Concrete Repair Bulletin, International Concrete Repair Institute*, julio-agosto, pp. 16-21.

Flores L.E. (1998) Comunicación personal, Centro Nacional de Prevención de Desastres, junio.

González Flores M. (1964) "Recimentación y enderezado de una iglesia del siglo XVII por medio de pilotes de control en México, DF," Congreso sobre Cimientos Profundos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Grimm C.T. (1988) "Masonry cracks: a review of literature" en el libro *Masonry: Materials, Design, Construction and Maintenance, American Society for Testing and Materials*, STP 992.

Hasuda T., Katsumata H., Kanou A., Ishibashi T., Eto H. y Kunihiro H. (1993) "Seismic capacity and retrofit of existing brick masonry building," *IABSE Symposium on Structural Preservation of Architectural Heritage*, Roma, pp. 147-154.

Helene P.R.L. (1997) "Manual de reparación, refuerzo y protección de las estructuras de concreto," Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, México, D.F., 148 pp.

Hernández O., Meli R. y Padilla M. (1979) "Refuerzo de vivienda rural en zonas sísmicas," informe 8167, Instituto de Ingeniería, agosto.

Hidalgo P., Lüders C. y de la Llera J.C. (1991) "Diseño y recuperación de edificios estructuras con muros," Informe DIE 91-2, Pontificia Universidad Católica de Chile, enero, 115 pp.

Jiménez J. (1992) "Behavior of steel-to-concrete connections for use in repair and rehabilitation of reinforced concrete structures," tesis de maestría, Universidad de Texas en Austin, agosto.

Klingner R.E., Fox G.B. y Harris B.J. (1997) "Increasing the integrity of retrofitted URM walls using cementitious grout and spiral ties," Reunión anual del *Earthquake Engineering Research Institute*, Austin, Texas, febrero.

Kolsch H. (1998) "Carbon fiber cement matrix (CFCM) overlay system for masonry strengthening," *Journal of Composites for Construction, American Society of Civil Engineers*, vol. 2, no. 2, mayo, pp. 105-109.

Luke P., Chon G. y Jirsa, J.O. (1985) "Use of epoxies for grouting reinforcing bar dowels in concrete," Informe PMFSEL No. 85-2, Universidad de Texas en Austin, septiembre.

Mizuno H., Fukuta T., Ohkawa I. e Iba M. (1988) "A monotonic lateral loading test of adobe wall specimens," *Building Research Institute, Ministry of Construction*, Tsukuba, Japón, marzo, 20 pp.

Modena C. (1989) "Italian practice in evaluating, strengthening, and retrofitting masonry buildings," Seminario Internacional sobre Evaluación, Refuerzo y Rehabilitación de Edificios de Mampostería, *The Masonry Society*, octubre.

Pineda J.A. (1996) "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada," Tesis de maestría, UNAM, México, D.F, enero, 171 pp.

Pume D. (1989) "Czechoslovakian practice in evaluating, strengthening, and retrofitting masonry buildings," Seminario Internacional sobre Evaluación, Refuerzo y Rehabilitación de Edificios de Mampostería, *The Masonry Society*, octubre.

Rodríguez M. y Castrillón E. (1995) "Manual de evaluación postsísmica de la seguridad estructural de edificaciones," Series del Instituto de Ingeniería UNAM, no. 569, septiembre, 57 pp.

Ruiz J. (1995) "Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural," Tesis de maestría, UNAM, México, D.F, 251 pp.

San Bartolomé A. (1990) "Albañilería confinada," Colección del Ingeniero Civil, Libro no. 4, Colegio de Ingenieros Civiles del Perú, Lima, diciembre, pp. 35-55.

Sansalone M. y Carino N.J. (1988) "Impact-echo method," *Concrete International, American Concrete Institute*, vol. 10, no. 4, abril, pp. 38-46.

Santoyo E. y Segovia J.A. (1995) "Recimentación y renivelación de estructuras y monumentos," TGC Geotecnia SA de CV, 60 pp.

Santoyo E. y Miranda G. (1997) "Micropilotes con funda bifuncional y reductores de deformabilidad del subsuelo," TGC Geotecnia, SA de CV, septiembre.

Schuller M.P., Atkinson R.H. y Borgsmiller J.T. (1994) "Injection grouting for repair and retrofit of unreinforced masonry," Memorias de la 10ª Conferencia Internacional sobre Mampostería de Bloques y Ladrillos, Calgary, Canadá, julio.

Secretaría de Asentamientos y Obras Públicas (1977) "Cartilla de reconstrucción para vivienda de adobe," 76 pp.

Seible F. (1995) "Structural rehabilitation with advanced composites," Simposio de la IABSE Extending the Lifespan of Structures, San Francisco, EUA, vol. 1, pp. 391-398.

Schwegler G. y Kelterborn P. (1996) "Earthquake resistance of masonry structures strengthened with fiber composites," *Memorias de la 11ª Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, México, art. no. 1234.

Suprenant B.A. y Schuller M.P. (1994) "Nondestructive evaluation & testing of masonry structures," *The Aberdeen Group*, Addison, Illinois, 194 pp.

Tamez E. (1990) "Criterios para el diseño sísmico de cimentación sobre pilotes de control," *Memorias de la Reunión sobre Recimentaciones*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Tamez E., Sánchez G. y de la Torre O. (1990) "Renivelación de un edificio de 16 pisos," *Memorias de la Reunión sobre Recimentaciones*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Tena A. (compilador) (1997) "El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995," *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima*, septiembre, 343 pp.

Tomazevic M. y Anicic D. (1989) "Research, technology and practice in evaluating, strengthening, and retrofitting masonry buildings: some Yugoslavian experiences," *Seminario Internacional sobre Evaluación, Refuerzo y Rehabilitación de Edificios de Mampostería*, *The Masonry Society*, octubre.

Tomazevic M., Lutman M. y Weiss P. (1996) "Seismic upgrading of old-brick masonry urban houses: tying of walls with steel ties," *Earthquake Spectra*, *Earthquake Engineering Research Institute*, vol. 12, no. 3, agosto, pp. 599-622.

Tonen Corporation (1997) "Durability of Forca TowSheet," Tokio, Japón, julio.

Torrealva D. (1986) "A field and laboratory tested technique for retrofitting adobe houses in seismic areas," *Middle East and Mediterranean Regional Conference on Earthen and Low-strength Masonry Buildings in Seismic Areas*, *Middle East Technical University*, Ankara, Turquía, agosto-septiembre, pp. 403-413.

Triantafillou T.C. (1998) "Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates," *Journal of Composites for Construction*, *American Society of Civil Engineers*, vol. 2, no. 2, mayo, pp. 96-104.

Weiner D. (1985) "Behavior of steel to concrete connections used to strengthen existing structures," tesis de maestría, Universidad de Texas en Austin, agosto.

Zepeda J.A., Pineda J.A. y Alcocer S.M. (1996) "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada," X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, México, noviembre, pp. 919-925.

Zepeda J.A. y Alcocer S.M. (1998) "Reparación de un muro de mampostería de tabique multiperforado de arcilla usando láminas de fibras de carbono," informe en preparación, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, DF.

CAPÍTULO I I

PROBLEMÁTICA DE
LA CONSTRUCCIÓN
DE VIVIENDA EN
MÉXICO

R. EIBENSCHUTZ

HACIA UNA CULTURA PARA LA PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN DE DESASTRES

EL CASO DE LA VIVIENDA

Roberto Eibenschutz¹ y Salvador Duarte²

1. EL PROCESO DE PRODUCCIÓN DE LA VIVIENDA POPULAR

1.1 LA URBANIZACIÓN EN LOS PAÍSES DEL TERCER MUNDO

Al proceso de industrialización–urbanización mundial se le reconoce como característico de este siglo, sin embargo se trata de un fenómeno que ha ocurrido en forma diferente en los países industrializados y en los países en vías de desarrollo; aunque tenga básicamente los mismos orígenes. Algunos factores característicos han producido en nuestros países efectos mucho más acelerados y graves que los países desarrollados.

En la celeridad de nuestra forma de urbanización se combinan la todavía elevada tasa de crecimiento demográfico con la atracción que ejerce el empleo en las ciudades. Esta, a su vez, ha sido resultante de la dinámica de crecimiento económico y la expulsión rural, de las críticas condiciones de producción y la falta de perspectiva de desarrollo y empleo en las actividades agropecuarias.

Otros factores que gravitan en la alta concentración urbana, también característicos de los países en vías de desarrollo, son la estrechez de recursos del sector público, la baja inversión destinada a la vivienda, la falta de formas institucionalizadas y de costumbre social para seguir lineamientos de planeación en el desarrollo de las ciudades; el deterioro creciente de las instalaciones urbanas por deficiencias de mantenimiento y, como nota distintiva de los últimos años, la modernización de los aparatos productivos que impulsa un proceso de privatización de la economía al mismo tiempo que una disminución sensible de los subsidios que anteriormente se orientaron para atender demandas sociales.

En síntesis, estos factores explican las condiciones en que vive la enorme masa de población que se ubica en las grandes ciudades del tercer mundo en

¹ Secretario de Desarrollo Urbano y Vivienda del Gobierno del D.F.

² Profesor investigador de la Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Xochimilco.

medio de falta de conocimiento, falta de recursos y de la acuciante necesidad de ocupación de un espacio para acceder a los satisfactores urbanos, al margen de la experiencia que pudiera garantizar las condiciones de seguridad y protección que necesariamente debe tener la vivienda.

En el caso de México, por ejemplo, el déficit de vivienda para el año 2000 se prevé del orden de ocho millones de unidades, de las cuales casi cuatro millones se deberán al incremento de la población y el resto al deterioro de una parte de las existentes (referencia 1).

1.2 EL ACCESO A LA TIERRA

En general, en nuestros países, sujetos a un modelo capitalista, dependiente, basado en las características clásicas de economía del mercado, la tierra es un satisfactor más dentro de esta forma de relación de producción y resulta ser un bien escaso frente a la gran demanda que se presenta.

La población con necesidad de techo tiende a buscar los lugares más céntricos de las ciudades y a tratar en lo posible, de ubicarse cerca de las fuentes de trabajo. Sin embargo, la magnitud de las áreas urbanas, la complejidad de sus características, y fundamentalmente, las condiciones de mercado han agotado las posibilidades de ubicación cercana.

Frente a un mercado especulativo donde la tierra adecuada dentro de los planes establecidos, disponible y legal tienen siempre precios inaccesibles para la muy escasa capacidad de paga de los pobladores, el recurso obvio es la búsqueda de la tierra más barata que se puede obtener ingresando al mercado informal. Este mercado ofrece tierra distante, fuera de las previsiones de la planeación de los servicios y los mecanismos de atención del sector público.

Se trata de tierra cuya situación legal no está claramente definida, con frecuencia corresponde a fraccionamientos clandestinos y generalmente también, las situaciones de conflicto político y social, lo cual entraña para los pobladores una posesión insegura.

El caso mexicano es particularmente complejo por las características de la tenencia agraria. Sabemos que el ejido constituye una forma de tenencia que otorga al ejidatario el derecho de usufructo pero no la propiedad individual sobre el suelo. Sin embargo, en los ejidos cercanos a las grandes ciudades, la demanda del suelo induce a los detentadores a vender la tierra agraria, una tierra que no les pertenece en propiedad y que legalmente no puede ser vendida, pero que ante la presión del poblamiento se ven atraídos a comerciar, en vista de la retribución económica que representa.

El aspecto más negativo de este proceso lo constituye la manipulación que implica la ilegalidad: ventas fraudulentas sin registro oficial, donde con frecuencia un predio se asigna a familias distintas y se vuelve, por tanto, fuente de cobros múltiples; penalidad de líderes y autoridades, quienes promueven y permiten este

tipo de asentamientos, y una vez que la población asentada es numerosa, inducen presiones sociales y políticas que terminan, ya sea en el desalojo y reubicación de pobladores o la regularización, donde junto con el cambio de régimen de tenencias y la titulación de la tierra se consolidan trazas y impropias, construcciones defectuosas y una serie de situaciones inadecuadas desde el punto de vista técnico, urbanístico y constructivo de la vivienda.

Mediante esta vía los pobladores resuelven por sí mismos sus problemas y gracias a su propia urbanización encuentran los satisfactores a su necesidad elemental de vivienda, acorde a sus limitados recursos económicos.

1.3 LOS PROGRAMAS INSTITUCIONALES

Los programas institucionales generalmente atienden a la población que corresponde a la demanda solvente: población que tiene recursos y por tanto puede acceder a estos programas. Se caracterizan por ofrecer créditos para la vivienda, ya sea en conjuntos habitacionales construidos para el caso o mediante créditos directos a los interesados que les permiten el acceso al mercado formal inmobiliario.

En todos los casos, ya se trate de instituciones que atienden a trabajadores de un sector específico o de programas abiertos mediante los sistemas bancarios, la actividad de las instituciones se circunscribe a programas formales que implican como requisito indispensable para adjudicar una unidad de vivienda al acreditado la tenencia legal del bien que esta adquiriendo, elemento de garantía crediticia sobre el cual se constituye una hipoteca que cubre el costo del producto que se le ofrece o al que aspira.

La garantía hipotecaria queda como recurso último de parte de la institución para recuperar la unidad de vivienda en caso de que la familia adjudicataria no pueda cubrir los costos correspondientes.

En el caso de México existe un mecanismo institucional que se maneja a través del Fondo Nacional para las Habitaciones Populares (FONHAPO) para dar oportunidad de adquirir vivienda a la población de más escasos recursos. Este fondo trabaja con población cuyo ingreso es menor a dos y medio salarios mínimos y tiene mecanismos para ofrecer a la familia una vivienda progresiva o pie de casa, o un lote legal con servicios dentro de su capacidad de pago.

Sin embargo, considerando que en México, la población cuyos ingresos están en este rango suma alrededor del 70% de la población total, por mucho que hayan crecido estos programas no alcanzan a cubrir la demanda acumulada.

1.4 LA REGLAMENTACIÓN Y NORMATIVIDAD EN LA VIVIENDA

Si bien en el caso de México, como prácticamente en todos los países del mundo existe una legislación y una reglamentación específica para la vivienda,

ésta es muy reciente. La Ley Federal de Vivienda data de 1983, aunque previamente se promulgó la Ley Federal de Asentamientos humanos en 1976. Antes de disponer de tal fundamentación jurídica sólo se contaba con los reglamentos de construcción en las grandes ciudades. La reglamentación específica tiende a garantizar las condiciones estructurales de los edificios, define ciertos parámetros, condiciones de diseño estructural y procedimientos constructivos a través de los cuales busca garantizar las condiciones de estabilidad, salubridad y habitabilidad. Como se trata de reglamentos generales, su universo es muy amplio y abarca desde las estructuras para edificios de gran altura hasta instalaciones para todo tipo de usos, entre ellos la construcción de la vivienda (referencia 2). En particular, el Reglamento de Construcción del Distrito Federal ha sido revisado en múltiples ocasiones; la última, a raíz del sismo de 1985. Las modificaciones consecuentes han conseguido que los criterios de diseño estructural se fortalezcan y mejoren y la reglamentación misma garantice mejores condiciones de seguridad para la construcción de todo tipo de edificios.

Sin embargo, la vivienda con una superficie por debajo de los sesenta metros cuadrados está exenta de la obligación de obtener una licencia de construcción y por lo tanto, de someterse a las especificaciones reglamentarias (referencia 3). Esto significa que la vivienda que corresponde a la población mayoritaria no tiene una reglamentación expresa y consecuentemente carece de una garantía técnica al edificarse.

Desde luego, los conjuntos habitacionales institucionales se sujetan a las especificaciones reglamentarias considerando que generalmente se trata de edificios o conjuntos y que por ende caen dentro de la reglamentación vigente. Sin embargo, la vivienda aislada, la que promueve y edifica la población de más escasos recursos queda al margen de esta reglamentación y al mismo tiempo, de la atención de los profesionales de la construcción. Cifras del programa de Vivienda (formal) para 1989 dan idea de la magnitud del fenómeno: previo una inversión de 5.9 billones de pesos. Si en la vivienda informal se invierten dos pesos por cada uno que se invierte en el sector formal, se concluye que durante 1989 se invirtieron en la vivienda informal (referencia 4) 11.8 billones, cantidad harto significativa, sobre todo por que en la mayoría de los casos se realiza al margen de los planes de desarrollo urbano y de los reglamentos de construcción.

Las relaciones económicas del mercado explican que los profesionistas de la construcción ofrezcan sus servicios profesionales a quienes tienen capacidad para cubrir su costo y se orienta a atender las demandas de recursos medios y altos. La atención especializada para población de bajos recursos es prácticamente inexistente.

Por otro lado, las normas que se han generado a lo largo del tiempo, en buena medida han surgido de las experiencias internacionales en el campo y es frecuente que surjan de condiciones y características totalmente ajenas. Es así que la reglamentación prevé casi en forma exclusiva sistemas constructivos a base de fierro y concreto, mencionando sólo superficialmente la construcción con materiales tradicionales, como el adobe, la madera, la mampostería u otros. Al

quedar sus sistemas constructivos fuera de la normatividad vigente, sus condiciones, sus recursos, su cultura y su experiencia llevan a la población a construir con sistemas que no están previstos ni sancionados dentro de la reglamentación.

2. VULNERABILIDAD Y RIESGO EN LA VIVIENDA

2.1 CONDICIONES DE LOCALIZACIÓN

Con la dinámica social anteriormente descrita, la localización de la vivienda es uno de los factores de mayor relevancia y más graves consecuencias. La población que busca un predio para establecerse generalmente lo encuentra en lugares que son inadecuados para los asentamientos humanos. Paradójicamente el hecho de estar fuera de los planes, de las previsiones de desarrollo de las ciudades y fuera de la legalidad, es la única opción al alcance de la capacidad económica de esta población.

Sucede en la práctica que la ubicación ocurre por ejemplo, en el fondo de las cañadas donde el régimen fluvial que priva en muchos de estos países, ocasiona escurrimientos esporádicos. Hay épocas del año sin flujo de agua o zonas donde pasan 10 o 15 años sin que haya una gran avenida y esto hace que la gente sin información y conocimiento de las condiciones naturales se ubique en lugares que pueden estar sujetos a grandes descargas de agua en un momento inesperado.

Se asientan en zonas de antiguos lechos de río que son mas o menos planas y que no están dentro de un régimen de propiedad privada porque generalmente son zonas de protección o derechos de vía federales donde nadie impide la invasión en tanto que no se trate de una propiedad privada. Otros casos generalizados son aquellos en que la población se ubica en zonas que no pueden ser drenadas; sitios no comunicadas con la infraestructura de la ciudad, cuyas cotas de desagüe están por debajo de los desagües municipales y requerirían grandes inversiones en plantas de bombeo para construir primero y conectar después el desagüe a las redes municipales.

Se dan también con frecuencia ubicaciones en laderas con muy altas pendientes sujetas a deslizamientos y deslaves, o en las zonas bajas, en cotas por debajo de estas laderas donde la vivienda tiene condiciones que pueden ser afectadas por un deslizamiento en tiempo de lluvias.

Otra localización común ocurre en terrenos minados. Pueden ser terrenos planos, aparentemente resistentes, que hacen sentir seguridad en el asentamiento, si se desconoce la existencia de galerías o minas de anteriores explotaciones que ponen en peligro la localización de las viviendas en la superficie. Estos terrenos generalmente están libres porque en la reglamentación y los planes previstos se sabe que no pueden ser ocupadas.

En el caso de México el riesgo sísmico se combina fundamentalmente con asentamientos en el antiguo lecho del lago, donde los efectos oscilatorios se agudizan por las condiciones del subsuelo. Otro caso común es la localización en zonas lejanas a las áreas urbanas, carentes de servicios, equipamiento y transporte, donde la vulnerabilidad se incrementa por la inaccesibilidad. Estas formas de localización y generalmente coinciden con la tenencia ilegal o irregular, son aquellas a las que recurre la población mayoritaria.

Por otro lado existen también condiciones de riesgo y se dan por las características mismas de la construcción de la vivienda. En ocasiones se trata de estructuras muy ligeras, hechas a base de madera, cartón o cualquier otro tipo de material, que están sujetas a riesgo de incendio o de colapso por lluvia, granizo, nieve o viento. Frecuentemente el riesgo se debe a las mismas condiciones de la construcción, ya sea por problemas de mantenimiento, como el caso de las estructuras de fierro sin protección suficiente, deficiencias en sistemas constructivos tales como ausencia de cimientos o la existencia de niveles de piso por debajo del nivel de la calle, lo que vuelve inmediato el riesgo de inundación aunque no haya un fenómeno natural fuera de la normalidad.

Por otra parte el hecho de no tener una posesión legal sobre la tierra hace que la gente no quiera arriesgar y en consecuencia no destine sus muy limitados ahorros a la construcción de una vivienda estable y sólida, sino que busca una situación "transitoria", que puede durar 10, 20 años, hasta que la familia accede a otra tierra otro lugar donde sea legal o que logre que se genere un proceso de la regularización y entonces, por la seguridad de la tenencia inicia el mejoramiento de las condiciones de su vivienda.

3. EL DESARROLLO TECNOLÓGICO

3.1 LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN

En el caso de México cuando hablamos de la industria de la construcción, sobre todo orientada a la vivienda popular, nos referimos a una industria que tiene características muy particulares. Es, por una parte, una forma empresarial de llevar a cabo el proceso constructivo, y por otra, una industria en el sentido clásico de la palabra. En el primer caso se trata de empresas que cuentan con conocimiento y experiencia técnica, que contratan mano de obra y dirigen técnicamente la construcción.

Esta industria de la construcción generalmente atiende a los programas institucionales de vivienda o a la población de recursos medios y altos. Los costos mismos de la infraestructura técnica, de los profesionistas especializados y de la capacidad de administración de los procesos constructivos conforman un precio generalmente fuera del alcance de los pobladores, y esto hace que esta industria, que sí puede garantizar una racionalidad técnica y una seguridad estructural en la construcción este también al margen de la producción de la vivienda popular en una alta proporción.

Desde luego, los pobladores acuden al otro ámbito de la industria de la construcción al adquirir materiales e insumos diversos: el cemento, la varilla, los muebles sanitarios, la tubería, el material eléctrico, en fin, aquellos elementos industrializados que los pobladores utilizan directamente sin la intervención o supervisión técnica del personal especializado.

En México existen algunas plantas industriales de prefabricados para la vivienda, pero su tamaño no les permite producir volúmenes que sean competitivos en el mercado con la forma tradicional de construcción y en consecuencia con el tiempo ese tipo de producción se ha orientado hacia la demanda solvente.

Son muy escasos y dudosos en términos de calidad los esfuerzos que se han hecho para la producción de prefabricados útiles para la vivienda popular, accesibles para la población y que puedan garantizar una forma adecuada de utilización que garantice la seguridad de los pobladores, entre éstos, el caso casi único que se ha desarrollado ampliamente es la techumbre a base de vigueta y bovedilla. La autoconstrucción y la autogestión de la vivienda son los mecanismos característicos de este tipo de pobladores. Es frecuente que la gente se organice y cree cooperativas o asociaciones civiles, o simplemente forme grupos que hacen un frente común para resolver sus necesidades de vivienda. Frecuentemente, algunos de los integrantes de estos grupos son operarios con cierta experiencia en materia de construcción: hay albañiles, plomeros, electricistas, carpinteros que de alguna forma conducen el proceso técnico y orientan o asesoran a sus propios compañeros para la construcción de sus viviendas.

Por otra parte, ocurre la repetición de los ejemplos que los pobladores van tomando como modelo para construir sus viviendas. Sobre este particular se da también el efecto grave de la copia extralógica de sistemas constructivos que los pobladores ven en las construcciones cercanas a las suyas o en general en la ciudad. La pretensión para reproducir las formas constructivas que corresponden a otros estratos económicos, hace inclusive, que se imiten modelos que no corresponden a la zona geográfica, debido a la diferencia de condiciones climatológicas y ambientales. Así es como se reproduce, por ejemplo, el patrón urbano y sus características losas planas de concreto en zonas de gran precipitación pluvial, o se utilice fierro en malas condiciones, en zonas donde la oxidación y el deterioro son muy acelerados. Esta práctica normalmente incurre en gastos exorbitantes para los pobladores, quienes los van afrontando con un gran esfuerzo y a base de pequeños insumos que aparentemente llevan a una construcción de gran solidez, pero que puede resultar inadecuada porque los procedimientos constructivos son mal aplicados o no hay un conocimiento sólido para la utilización de los materiales; descuido en la aplicación de proporciones exceso de agua en el colado de concreto, la presencia de materia orgánica mezclada con arena, el mal manejo del acero en el armado de las estructuras y una serie de fallas técnicas como el sobredimensionamiento de los elementos estructurales por falta de supervisión de algún técnico especializado, o descuidos que aumentan innecesariamente el riesgo o el costo y en ocasiones ambos factores.

La autoconstrucción es importante entenderla más en términos de autogestión, ya que la población parcialmente construye la vivienda con sus propias manos, pero suele contratar operarios semiespecializados, gente con alguna experiencia previa en obra que tiene idea de una parte del proceso constructivo, pero que es fácil que cometa errores por falta de conocimiento técnico especializado.

Por otra parte, los materiales mismos que están al alcance y que surgen de la industria de la construcción y del comercio tradicional muchas veces son los únicos productos al alcance de la población, con resistencias muy por encima de las requeridas en obras modestas, que implican costos altos e innecesarios que la población tiene que cubrir porque no hay alternativas en el mercado.

Es también común la oferta de una serie de implementos para la vivienda, detalles innecesarios que aparentan acabados lujosos. Se venden aprovechando el efecto de representación para dar a cualquier casa apariencia de residencia de lujo apoyados en la publicidad, que implican mayores gastos a costa de la solidez estructural de la vivienda.

3.2 FORMACIÓN DE CUADROS TÉCNICOS

La estructura de la educación en el país responde en forma mecánica y lineal a los requerimientos del mercado. El tipo de profesionista que se forma generalmente es aquel que tiene una expectativa de trabajo en el mercado profesional.

La población con posibilidad de contratar un arquitecto para el diseño de su casa es realmente minoritaria y es esta la que directamente tiene un aval técnico para el diseño y generalmente cuando hay un arquitecto en el diseño es casi obvio que haya un ingeniero de cálculo, lo que garantiza el diseño, el buen aprovechamiento del espacio y los materiales y también la seguridad estructural de la vivienda.

Arquitectos e ingenieros tienen otros campos de actividad están participando en los sectores público y privado en una gran variedad de proyectos constructivos, pero en cuanto a la vivienda, trabajan directamente con el sector privado, con capacidad para contratar sus servicios en forma personal, con empresas constructoras o con instituciones dedicadas a la construcción de vivienda. De esta manera la parte técnica del mercado formal esta resuelta tanto por la vía de la reglamentación como por las del diseño y el cálculo se obtienen productos técnicamente realizados y adecuados a los requerimientos de seguridad.

Sin embargo, por esta particular estructura de la formación de los cuadros técnicos la población mayoritaria no tiene acceso a sus servicios. La excepción son los ejemplos que surgen de algunas universidades donde hay interés por acercarse a los problemas sociales y donde mediante el servicio social o el trabajo de asesoría universitaria se logra apoyar a ciertos grupos en la construcción o la solución de su problema de vivienda.

Desde luego, no se trata de la solución mayoritaria y este tipo de asesoría cubre un pequeño porcentaje de la población necesitada. Desde el punto de vista de los propios profesionistas quienes tienen determinado status de vida y necesidad de ingreso, es comprensible el poco interés en el mercado de la vivienda popular, sin embargo, en muchos países han surgido y en México empiezan a tener una presencia significativa grupos de asesoría técnica especializada en atender a los pobladores de menores recursos, conocidos como O.N.G., organizaciones no gubernamentales, no lucrativas en general, que integran a grupos profesionales de diversas disciplinas que ofrecen asesoría a los pobladores en los aspectos que comprende el complejo proceso de la vivienda.

Otra forma mediante la cual ha surgido el apoyo a la vivienda popular son los grupos sociales que han creado sus propios cuadros técnicos. Los grupos que tienen que resolver el problema de la vivienda por sí mismos y tienen que recorrer un camino lleno de dificultades, trabas y limitantes, hacen que los responsables de la organización, diseño y solución de cada instancia del proceso, desarrollen una amplia gama de experiencias.

Estos llegan a comprender que solamente una pequeña parte es la propiamente técnica y muy amplia se refiere a cuestiones financieras, jurídicas, administrativas y de organización social que constituyen la parte más difícil, compleja y costosa para la gente.

En esta práctica se forman verdaderos especialistas que posteriormente se convierten en asesores de sus propios compañeros, de otros grupos y organizaciones, quienes por esta vía aceleran la solución de su problema de vivienda.

4. RECOMENDACIONES

Procede sugerir las medidas para compensar las claras carencias que se han identificado anteriormente:

El fortalecimiento oficial de los procedimientos, la legislación y reglamentación en todo lo relativo a la vivienda requiere una difusión muy amplia.

Es necesario ampliar, fortalecer, complementar los mecanismos de información y comunicación que permitan que los adelantos científicos y técnicos en materia de prevención y mitigación de desastres trasciendan a los sectores mayoritarios. La gente necesita tener una mejor información, un mejor acceso a la información para tomar mejores decisiones.

La misma ignorancia de los procedimientos que de los planes establecidos o de los complicados requisitos legales, hace que la gente dependa de intermediarios, "coyotes" que de algún modo manipulan o capitalizan la información y se la hacen llegar a los interesados a condición de obtener un beneficio personal, además del cobro de esta intermediación, que plantea una

relación de dependencia que impide la vinculación directa entre los pobladores y las instancias oficiales.

En cuanto a la difusión, concebida en términos de información para que la gente haga mejor uso de los materiales constructivos es preciso considerar que la gente está circunscrita a los espacios donde vive y que depende de los comercios más próximos donde están en oferta los materiales que utilizan, sin que tenga acceso al conocimiento de materiales más sofisticados o a soluciones que, siendo mejores, no siempre son mas caras y pueden garantizar mejores resultados en su vivienda.

Este factor, que pudiera ser un aliciente para los productores, ante la perspectiva de una mayor demanda de sus productos, normalmente esta determinada por el desconocimiento absoluto de los pobladores, quienes normalmente recurren a una gama muy reducida de productos y procedimientos constructivos, que limita su universo.

Otra recomendación evidente consiste en la revisión de la formación de los cuadros técnicos. En los institutos tecnológicos existen algunas profesiones de sobrestantes de obra y de operarios especializados que juegan un papel importante; sin embargo, en el mercado profesional no existe un ente plurifacético que domine algunas nociones técnicas, que conozca los procesos de vivienda con mayor profundidad y sea un profesionalista calificado; gente que sea capaz de asesorar a la población, tanto en los aspectos técnicos cuanto a los procedimientos y mecanismos jurídicos que hay que cumplir para estar dentro de la legalidad además de estar dentro de la seguridad y de la habitabilidad en sus viviendas.

Este ente con características interdisciplinarias pudiera no tener un nivel profesional pero si resulta imprescindible el dominio de ciertos conocimientos en distintos campos. Este perfil no se está formado en las instituciones educativas y es probablemente el que más se requiere, al no existir es habilitado en la práctica con las deficiencias antes mencionadas. Esta carencia debía ser motivo de preocupación en las universidades y en la estructura educativa en general. El universo de la demanda es muy grande, la población tiene una capacidad restringida de recursos, pero puede disponer de una pequeña cantidad para el pago de servicios profesionales, sobre todo cuando en forma asociada se cubre el salario de un técnico especializado.

Conviene considerar a la comunidad misma, la posibilidad de apoyar a los organismos sociales en su propia organización en forma complementaria a los apoyos que se brindan entre sí. Esta capacidad organizativa que se adquiere con el tiempo, que es un valor difícil de consolidar, que varía de un grupo a otro y pasa siempre por situaciones de orden político y social muy conflictivas, con asesoría puede mejorarse. Se puede conseguir una mejor organización, prevenir las deformaciones que siempre están relacionadas con los manejos económicos. Con asesoría administrativa y métodos elementales de control de recursos se pueden generar grupos más sanos y en mejores condiciones para resolver su problema.

El sector público requiere a su vez hacer una adecuación de procedimientos. Es preciso que asuma una posición de promotor de la solución del problema y no controlador de las adecuaciones espontáneas a la solución.

En otros términos hacen falta más maestros y menos inspectores. No se trata de multiplicar las visitas de inspección para levantar infracciones cuando no se cumplen los reglamentos, sino cambiar la actitud del servidor público para que vaya a donde está el problema, de asesoría y con ésta, el registro formal, legal, del proceso que se está llevando a cabo. Todavía pesa demasiado la posición de autoridad inspectora, controladora y sancionadora de quien infringe los reglamentos y hay muy pocos antecedentes de apoyo, promoción y facilitamiento del proceso para que la gente pueda cumplir con la Ley y además resolver su problema de vivienda con el menor costo posible.

Subsisten, por otra parte, procedimientos engorrosos y complicados que propician esta actitud y las situaciones de corrupción consecuentes. Es preciso modificarlos en la línea de los procesos de simplificación que han establecido la ventanilla única.

Todos estos elementos juntos llevan a lo que constituye la propuesta central de este trabajo: el establecimiento de una cultura para la prevención y mitigación de los desastres. En la medida que estos distintos elementos puedan incidir en el producto llamado vivienda para la población más necesitada habrá mejores condiciones para que resistan una situación de desastres.

Los mecanismos que genera una comunidad serán más sólidos y eficaces si la población está bien organizada, de manera que la organización primaria de la población pueda, además de garantizar la aplicación de las medidas técnicas preventivas en la construcción de la vivienda por sí sola y superando las desventajas de la reacción espontánea, conducir la respuesta en casos de desastre; respuesta donde la gente sepa el papel que le corresponde, cumpla las rutinas que debe seguir, conozca la ubicación de los sitios más seguros ante un desastre e incorpore dentro de su cotidianidad la aceptación de la posibilidad de un desastre y la actuación en consecuencia.

Mediante esta forma de prevención, mejorarán las condiciones de habitabilidad y los márgenes de seguridad, habrá una mejor adecuación a las condiciones climáticas naturales del entorno y se reducirán los costos.

La investigación tecnológica que realizan los especialistas debe dar, entre sus objetivos, alternativas de solución donde la normatividad y la economía constituyan un binomio indisoluble; soluciones que hayan previsto con objetividad y realismo las características de los sectores sociales a los que se dirigen, haciendo viable la aplicación tecnológica en un mercado sujeto a limitaciones de solvencia económica pero, al mismo tiempo, urgido de alternativas que le garanticen la estabilidad y permanencia de sus unidades de vivienda.

REFERENCIAS

- 1.- Estimación de la Subdirección de Estadística, Dirección de Investigación de Vivienda de la Dirección General Política y Coordinación de Programas de Vivienda de SEDUE.
- 2.- Artículo 5 del Reglamento de Construcciones del D.F.
- 3.- Artículos 41, Frac. V y 57, Frac. I del Reglamento de Construcciones del D.F.
- 4.- Catálogo CI-90 de la Construcción. México, 1990, p.5.

Fundación ICA es una Asociación Civil Constituida conforme a las leyes mexicanas el 26 de octubre de 1986, como se hace constar en la escritura pública número 21,127 pasada ante la fe del Lic. Eduardo Flores Castro Altamirano, Notario Público número 33 de Distrito Federal, inscrita en el Registro Público de la Propiedad en la sección de Personas Morales Civiles Bajo folio 12,847. A fin de adecuar a las disposiciones legales vigentes los estatutos sociales, estos fueron modificados el 17 de octubre de 1994, como se hace constar en la escritura pública número 52,025 pasada ante la fe del Lic. Jorge A. Domínguez Martínez, Notario Público número 140 del Distrito Federal.

Fundación ICA es una institución científica y tecnológica inscrita en el Registro Nacional de Instituciones Científicas y Tecnológicas del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, con el número 99/213 del 13 de Agosto de 1999.

Consejo Directivo de la Fundación ICA

Presidente

Ing. Bernardo Quintana

Vicepresidentes

Dr. Francisco Barnés de Castro

Dr. Daniel Resendiz Nuñez

Dr. Julio Rubio Oca

Ing. Raúl López Roldán

Director Ejecutivo

Ing. Fernando O. Luna Rojas

Cuerpos Colegiados de los Programas Operativos

Comité de Becas

Dr. Juan Casillas García de León

Dr. Sergio Gallegos Cazares

Ing. Miguel Ángel Parra Mena

Comité de Premios

Dr. Luis Esteva Maraboto

M. I. Mario Ignacio Gómez Mejía

Ing. Gregorio Farias Longoria

Comité de Publicaciones

Dr. Oscar González Cuevas

Dr. Horacio Ramírez de Alba

M. I. Gabriel Moreno Pecero

Ing. Santiago Martínez Hernández

Ing. Gilberto García Santamaría González

Comité de Investigación

Dr. José Luis Fernández Zayas

Dr. Bonifacio Peña Pardo

Dr. Ramón Padilla Mora

Dr. Roberto Meli Piralla