



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES**

**CAMPUS ARAGÓN**

**“GENERALIDADES SOBRE ELEMENTOS  
CONSTRUCTIVOS DE MAMPOSTERÍA EMPLEADOS  
EN CONSTRUCCIONES DE VIVIENDA  
MULTIFAMILIAR”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

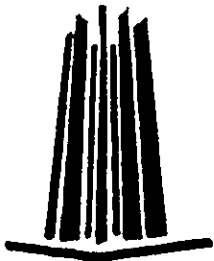
P R E S E N T A N

**MÓNICA ADRIANA JARA RAMOS**

**ENRIQUE VALENCIA ALVARADO**

ASESOR :

ING. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ



México.

237314

2000



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

San Juan de Aragón, Edo. De México; a 28 de abril del 2000.

**LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS.**  
**Secretario Académico de Escuela**  
**Nacional de Estudios Profesionales**  
**Campus Aragón.**  
**P r e s e n t e.**

Por este medio nos permitimos solicitar a usted la correspondiente autorización para realizar trabajo de tesis de manera conjunta, que presentan C. **Mónica Adriana Jara Ramos**. Con número de cuenta: **9059767-1**, y C. **Enrique Valencia Alvarado**. Con número de cuenta: **9364990-6**, los cuales nos encontramos adscritos en la carrera de Ingeniería Civil y cuyo tema de tesis lleva por título:

**"GENERALIDADES SOBRE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS DE MAMPOSTERIA EMPLEADOS EN CONSTRUCCIONES DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR".**

No dudando que nos veremos favorecidos en nuestra solicitud, agradecemos la atención que se sirva prestar al presente.

**A T E N T A M E N T E.**



MONICA ADRIANA JARA RAMOS



ENRIQUE VALENCIA ALVARADO



DIRECTOR DE TESIS

ING. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ.  
Jefe de Carrera de Ingeniería Civil.



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON  
DIRECCION

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE  
MEXICO

**MÓNICA ADRIANA JARA RAMOS  
PRESENTE.**

En contestación a la solicitud de fecha 2 de mayo del año en curso, presentada por Enrique Valencia Alvarado y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ pueda dirigirles el trabajo de tesis denominado, "GENERALIDADES SOBRE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS DE MAMPOSTERÍA EMPLEADOS EN CONSTRUCCIONES DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 18 de mayo del 2000  
EL DIRECTOR

Lic. CARLOS EDUARDO LEVY VÁZQUEZ



- C p Secretaría Académica.
- C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
- C p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/VSR'vr

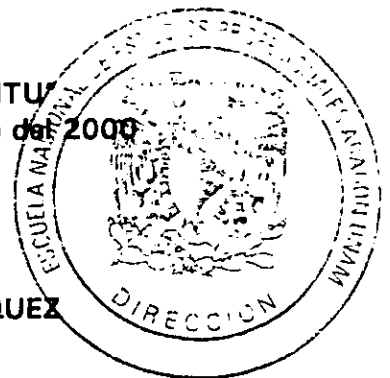
**ENRIQUE VALENCIA ALVARADO  
P R E S E N T E.**

En contestación a la solicitud de fecha 2 de mayo del año en curso, presentada por Mónica Adriana Jara Ramos y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ pueda dirigirles el trabajo de tesis denominado, "GENERALIDADES SOBRE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS DE MAMPOSTERÍA EMPLEADOS EN CONSTRUCCIONES DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

**Atentamente**  
**"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"**  
San Juan de Aragón, México, 18 de mayo de 2000  
**EL DIRECTOR**

Lic. CARLOS EDUARDO LEVY VÁZQUEZ



C p Secretaría Académica.  
C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.  
C p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/VSR'vr



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
CAMPUS ARAGÓN

SECRETARÍA ACADÉMICA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
CAMPUS ARAGÓN  
SECRETARÍA ACADÉMICA

Ing. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ  
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,  
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 13 de octubre del año en curso, por la que se comunica que los alumnos MÓNICA ADRIANA JARA RAMOS y ENRIQUE VALENCIA ALVARADO, de la carrera de Ingeniero Civil, han concluido su trabajo de investigación intitulado "GENERALIDADES SOBRE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS DE MAMPOSTERÍA EMPLEADOS EN CONSTRUCCIONES DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

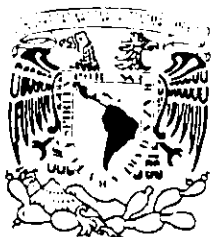
Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 13 de octubre del 2000  
EL SECRETARIO

  
Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

C p Asesor de tesis.  
C p Interesado

AIR/RCC/vr



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
CAMPUS ARAGÓN

SECRETARÍA ACADÉMICA

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO  
CAMPUS ARAGÓN

Ing. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ  
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,  
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 13 de octubre del año en curso, por la que se comunica que los alumnos ENRIQUE VALENCIA ALVARADO y MÓNICA ADRIANA JARA RAMOS, de la carrera de Ingeniero Civil, han concluido su trabajo de investigación intitulado "GENERALIDADES SOBRE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS DE MAMPOSTERÍA EMPLEADOS EN CONSTRUCCIONES DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 13 de octubre del 2000  
EL SECRETARIO

Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

C p Asesor de Tesis.

C p Interesado.

AIR/RCC/vr

## AGRADECIMIENTOS

*A Dios, por darnos la vida y con ella esta gran oportunidad.*

*A nuestra adorada hija Justine Alexandrina†, porque aunque ya no estas físicamente con nosotros para compartir estos momentos, nos demostraste que a pesar de ser tan pequeña e indefensa, es posible alcanzar lo que se desea para lo cual tu mostraste gran valor y fortaleza, enseñándonos que el éxito se alcanza solo si se tienen deseos y dedicación. Por que tú eres lo maspreciado para nosotros esta tesis es pensando en ti.*

*A nuestro matrimonio, porque ha salido adelante en lo adverso y en lo venidero y porque nos ha enseñado a ser uno mismo y compartir la realización de esta tesis.*

*A nuestros padres, por una vida de lucha, sacrificio y esfuerzo constantes para darnos una formación profesional y porque este logro nuestro es suyo, nuestro esfuerzo es inspirado en ustedes.*

*A nuestros hermanos, por su apoyo incondicional en cualquier momento.*

*A nuestros profesores, por el entusiasmo con el cual nos trasmilieron sus conocimientos y experiencias.*

*A él Ing. Gilberto García Santamaría González, por el apoyo y la dedicación recibida como asesor de esta tesis.*

*A la Universidad Nacional Autónoma de México, especialmente a la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón.*

*A nuestros compañeros y amigos, por su gran amistad y en especial a Gabriel Lafragua Morales, por su apoyo, amistad y compañía.*



# CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	1
<b>CAPÍTULO 1 RESEÑA HISTORICA DE LA MAMPOSTERÍA.....</b>	<b>3</b>
1.1 LA PREHISTORIA.....	3
1.2 SUMERIA.....	4
1.3 MÉXICO ANTIGUO.....	6
1.4 EGIPTO Y GRECIA.....	8
1.5 ROMA.....	9
1.6 DEL SIGLO V A LA ACTUALIDAD.....	12
<b>CAPÍTULO 2 CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN USADOS EN LA MAMPOSTERÍA.....</b>	<b>17</b>
2.1 UNIDADES O PIEZAS.....	17
2.1.1 Piezas naturales.....	19
2.1.2 Piezas artificiales.....	20
2.2 MORTEROS.....	32
2.3 MUROS.....	36
2.4 ACERO DE REFUERZO.....	38
2.5 CONCRETO.....	41
2.6 PROPIEDADES MÉCANICAS DEL CONJUNTO PIEDRA-MORTERO.....	41
2.6.1 Con piezas naturales.....	41
2.6.2 Con piezas artificiales.....	43
<b>CAPÍTULO 3 SISTEMAS Y ASPECTOS CONSTRUCTIVOS PARA UNA EDIFICACIÓN DE MAMPOSTERÍA.....</b>	<b>44</b>
3.1 SISTEMAS CONSTRUCTIVOS.....	44
3.1.1 Tipos de muros.....	44
3.1.2 Sistemas de piso.....	50
3.1.3 Cimentaciones.....	55
3.2 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.....	62
3.2.1 Construcción de la cimentación.....	62
3.2.2 Materiales.....	63
3.2.3 Construcción de muros.....	64
3.2.4 Errores comunes que pueden evitarse.....	70
3.2.5 Supervisión durante la construcción de una vivienda.....	71
3.3 CONTROL DE CALIDAD Y REFERENCIA DE PRUEBAS DE LABORATORIO.....	72
<b>CAPÍTULO 4 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA Y CONFINADA.....</b>	<b>77</b>
4.1 NO REFORZADA.....	77
4.1.1 Piezas.....	77
4.1.2 Morteros.....	80
4.1.3 La mampostería en compresión.....	82

4.2	4.1.4	Mampostería sometida a tensión diagonal.....	84
		CONFINADA.....	88
	4.2.1	La mampostería sometida a cargas laterales.....	89
	4.2.2	Comportamiento ante cargas laterales reversibles.....	96
<b>CAPÍTULO 5</b>		<b>COMPORTAMIENTO DE MAMPOSTERÍA</b>	
		<b>REFORZADA SUJETA A CARGAS LATERALES.....</b>	<b>99</b>
5.1	COMPORTAMIENTO PRESENTADO POR ALGUNAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA SUJETAS A CARGAS LATERALES.....		99
5.2	CONSIDERACIONES PRELIMINARES DE DISEÑO PARA MAMPOSTERÍA REFORZADA.....		106
	5.2.1	Calidad de las piezas.....	106
	5.2.2	Control de obra del mortero y de la mampostería.....	108
	5.2.3	Desconocimiento del comportamiento de la mampostería por parte de los diseñadores.....	109
5.3	ASPECTOS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA EN ZONAS SÍSMICAS.....		109
	5.3.1	Comportamiento de muros de mampostería.....	109
5.4	RESUMEN HISTÓRICO DE LA EVOLUCIÓN DEL REFUERZO DE LA MAMPOSTERÍA.....		113
	5.4.1	Refuerzo longitudinal.....	118
	5.4.2	Refuerzo transversal.....	121
	5.4.3	Refuerzo horizontal.....	126
<b>CAPÍTULO 6</b>		<b>ANÁLISIS Y REVISIÓN ESTRUCTURAL DE UNA</b>	
		<b>VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE MAMPOSTERÍA.....</b>	<b>128</b>
6.1	INTRODUCCIÓN.....		128
6.2	ANÁLISIS.....		129
	6.2.1	Criterio general.....	129
6.3	ANÁLISIS POR CARGA VERTICAL.....		129
6.4	ANÁLISIS POR CARGA LATERAL.....		130
	6.4.1	Comentarios generales para el empleo del método simplificado de análisis sísmico.....	136
	6.4.2	Comentarios generales para el empleo del método estático de análisis sísmico.....	139
	6.4.3	Comentarios generales para el empleo del método de análisis Dinámico.....	144
6.5	EJEMPLO COMPARATIVO DE ANÁLISIS Y REVISIÓN DE MUROS.....		146
	6.5.1	Cálculo de cargas.....	149
	6.5.2	Procedimientos y resultado del método simplificado.....	150
	6.5.3	Procedimientos y resultado del método estático.....	153
6.5	INFLUENCIA DE VANOS EN MUROS DE MAMPOSTERÍA.....		167
<b>CAPÍTULO 7</b>		<b>RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES.....</b>	<b>172</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>			<b>176</b>

## INTRODUCCIÓN.

Conocida la gran necesidad que hay en México de construir viviendas, todos los esfuerzos en este sentido son de gran importancia.

Sabemos que la mampostería estructural constituye una alternativa económica y sencilla de aplicar para resolver el elevado déficit habitacional en la República Mexicana. un ejemplo claro de esto es el Distrito Federal (actualmente, de acuerdo con el Secretario de Desarrollo Urbano y Vivienda del Gobierno del D.F. valora un incremento del orden de ocho millones de unidades habitacionales, de las cuales casi cuatro millones se deben al crecimiento de la población y el resto al deterioro de una parte de las existentes), en donde una alternativa para solucionar este problema es mediante la construcción de edificios de mediana altura, aprovechando el área del terreno con una sola cimentación, compartiendo los servicios comunes de agua, desagüe, gas y electricidad, mejor aún si estos edificios se ubican en urbanizaciones.

Para lograr abaratar la vivienda se han tomado dos soluciones constructivas en nuestro país: una es disminuir áreas habitables por familia, y la otra la aplicación de elementos prefabricados en mayor o menor grado; el presente trabajo esta enfocado a la utilización de elementos tradicionales con los que se ha construido en México desde hace mucho tiempo, ya que implica el aprovechamiento de nuestra mano de obra habitual, lo que hace que la aplicación de procedimientos constructivos sea inmediata; además de que en nuestro país resulta más económico y rentable el empleo de mano de obra calificada intensiva, que sistemas industrializados (prefabricados) que requieren grandes inversiones. las cuales solo están al alcance de grandes constructoras, y su producto terminado resulta a un precio no muy al alcance de toda la población. Además una estructura se debe revisar como un todo y no por partes como se realiza en elementos prefabricados donde el principal problema se presenta en la junta al no lograr un adecuado junteado y por lo tanto la estructura no trabaja como un todo si no por partes.

Es importante tomar en cuenta que vivimos en un país sísmico, por lo que las edificaciones tienen que ser convenientemente analizadas, diseñadas y construidas, propósito de esta tesis, de modo que tenga un adecuado comportamiento ante este tipo de sollicitación.

Hace algunas décadas las construcciones de edificios de mampostería se realizaban sin las precauciones necesarias, en otros casos, se proporcionaban muros con espesores exagerados y en abundancia que ocupaban un porcentaje considerable de la edificación, reduciendo el área habitable, claro resultaban seguras pero antieconómicas.

Actualmente, en la arquitectura moderna, las razones económicas y la mejor calidad de los materiales de construcción, conllevan a proyectar edificios de mampostería, donde se aprovecha en mejor forma las dimensiones ambientales, colocando una mínima densidad de muros y un adecuado refuerzo, de manera que los muros de estas edificaciones puedan

soportar sismos moderados sin ningún daño estructural y sismos severos con daños estructurales que sean reparables, evitando a toda costa el colapso y lo primordial salvando vidas humanas.

El construir edificios multifamiliares con este tipo de tabique (multiperforado y hueco) nos proporciona las siguientes ventajas:

- Son más livianos, hasta un 30%.
- No requiere de altos costos de mantenimiento con acabados aparentes por dentro y por fuera ya que no tienen acabados de yeso, mezcla o pintura, no requiere recubrimientos que se deterioran con el tiempo.
- Proporcionan una estructura más homogénea.
- El sistema constructivo con muros de carga empleado en viviendas multifamiliares, resulta ser más económico por que elimina las estructuras convencionales (columnas, trabes, losas o entresijos de cualquier otro tipo y en ocasiones los cerramientos).
- Los muros de carga resuelven tanto el problema estructural como el de la delimitación de espacios.
- Por último, el comportamiento exitoso que ha mostrado ante sismos considerables (severos), que han afectado al país, ya que la mayoría de las edificaciones de mampostería que resultaron dañadas son atribuibles a errores de diseño y construcción, o a las discrepancias claras con respecto a la reglamentación y a la práctica establecida; por lo que es importante trabajar un poco más sobre la divulgación de procesos constructivos y reglamentación vigente para la óptima realización de construcciones económicas, seguras y confortables para la humanidad.

El conocimiento racional de la mampostería es importante ya que hasta el momento es el principal material estructural para resolver las crecientes demandas de vivienda, en donde cada vez es menor el área en donde se puede edificar.

Este trabajo esta enfocado básicamente a dos aspectos:

- 1) Antecedentes, conceptos básicos y comportamiento de la mampostería.
- 2) Utilización de estos conceptos a la adecuada aplicación en un análisis estructural correcto con el adecuado uso de los reglamentos en vigencia.

El propósito de la tesis es mostrar lo que actualmente se realiza para el diseño, construcción y supervisión de vivienda multifamiliar, por lo que se abarcan diversos temas tales como: descripción de los materiales, cimentaciones, sistemas de piso, comportamiento mecánico de los materiales empleados en mampostería, el comportamiento de los muros en diferentes tipos de sollicitaciones, análisis de vivienda a base de mampostería, aspectos constructivos y control de calidad entre otros.

# CAPÍTULO 1

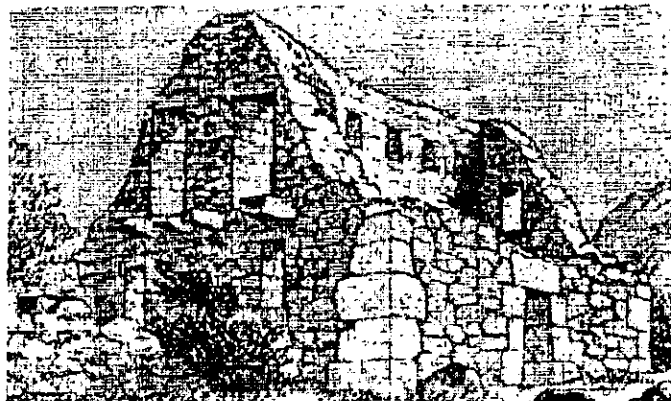
## RESEÑA HISTÓRICA DE LA MAMPOSTERÍA.

### 1.1 LA PREHISTORIA.

Es probable que la mampostería (albañilería) haya sido inventada por un nómada recolector de alimentos, antepasado nuestro, hace unos 15,000 años. Podemos imaginar que al no encontrar un refugio natural para protegerse del frío, de las bestias salvajes, y de las diferentes adversidades de la naturaleza, él decidió apilar piedras para formar un lugar donde guarecerse, por lo que la historia de la humanidad va de la mano con su necesidad de tener un lugar 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, ya que hacían uso del material existente en el lugar.

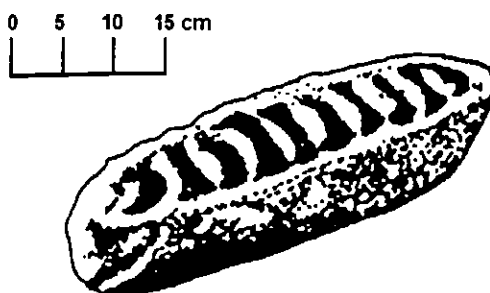
El paso siguiente en el desarrollo de la mampostería debió ser la utilización del mortero de barro, el cual permitió apilar, acomodar o asentar con más facilidad y, ciertamente, a más altura, las irregulares piedras naturales. Los cierres del recinto así formado proporcionaban protección a sus habitantes del aire y de la lluvia, además de ser más resistentes y estables. Esto se dio, seguramente, cuando se comenzaron a integrar las primeras aldeas.

Existen vestigios de poblados prehistóricos construidos con piedras asentadas con barro desde las Islas Aran, en Irlanda; hasta Catal Hüyük, en Anatolia Turquía; también, en otro lugar distante y en otro momento, unos 10,000 años después, el mismo sistema fue empleado por los Incas en Ollantaytambo (ver Fig. 1), en el valle de Urubamba, cerca del Cuzco, Perú; donde quedan construcciones importantes, con muros de piedra natural asentada con mortero de barro y techos de rollizos de madera cubiertos con una gruesa capa de paja.



**Figura 1** *Ollantaytambo. Cuzco, Perú (siglo XIV). Los muros son de piedra y han sido asentados con barro y recubiertos luego con un acabado de barro.*

El invento de la unidad de mampostería, formada y fabricada por el hombre, 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 conocido de una unidad de mampostería se encontró realizando excavaciones arqueológicas en Jericó, en el Medio Oriente, en el nivel correspondiente al neolítico temprano (ver Fig. 2). La unidad es una pieza fabricada de barro que tiene la forma de un gran pan, formada a mano y secada al sol. su peso es de 15 kg, y en ella aún se notan las huellas de los dedos del hombre que la elaboró. Las unidades de barro formadas a 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, por ejemplo, en Mesopotamia, con una antigüedad de 7,000 años, y en la zona de la costa norte del Perú, en Huaca Prieta, en el valle del río Chicama, con una antigüedad de 5,000 años.



**Figura 2**      *Unidad de mampostería de barro secada al sol (Jericó, 7350 a. C.)*

## 1.2 SUMERIA

Es difícil contradecir que 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 el desarrollo de la historia. Ésta comienza a escribirse en el cuarto milenio a. C., los protagonistas son los sumerios, habitantes de una vasta comarca pantanosa entre los cauces de los ríos Tigris y Éufrates. Allí está la cuna de la civilización y de la ingeniería, los Sumerios fundaron la primera ciudad, inventaron la irrigación, la escritura, los números, la rueda y el molde. Con este molde, que es un marco de madera elemental y rústico que aún se emplea en algunos países por ejemplo en Irak (la Mesopotamia actual). El molde es un avance importante para la historia de la construcción de mampostería y en otras actividades, pues posibilita la producción rápida de unidades prácticamente iguales. Su importancia fue reconocida desde el inicio por los Sumerios, quienes lo consideraron no un invento humano sino una creación divina (texto del dios Marduk en la ciudad de Uruk).

El adobe era y es fundamentalmente una 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, su invención hizo posible la libertad de construcción y la arquitectura monumental. El adobe puso en manos del hombre un medio de expresarse con libertad, sin tener que restringirse a la forma o a las dimensiones del propio material. Se

puede escoger libremente la manera de colocar y juntar adobes en la construcción de grandes edificaciones, por lo cual tales obras ya no son creaciones individuales, 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. Sin embargo 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, y de manera incidental, una contribución a las matemáticas aplicadas. Una ruma (montón) 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 tres cantidades entre sí.

El primer gran templo de forma sumeria fue edificado en la ciudad de Uruk (2.900 antes de Cristo). En las excavaciones arqueológicas practicadas ahí 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 (material derivado del petróleo, también usado en pavimentos)

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 (torre escalonada que era indispensable en templos sumerios). El de la ciudad de Uruk (2,125 antes de Cristo), 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 ziguarats debió ser espectacular. El Génesis relata así la historia de uno de ellos, conocido como la Torre de Babel.

En Babilonia los ladrillos cerámicos tenían inscripciones en bajorrelieve 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 (celeste y amarillo principalmente), animales como el león, toro y el dragón, que actuaban de guardianes y protectores (ver Fig 3) En algunas construcciones elevadas, donde ocurrían grandes esfuerzos, el mortero era reforzado con fibras de caña, con este sistema se proporciona a la mampostería una considerable resistencia a la tracción (tensión).



**Figura 3** *Babilonia (primer milenio antes de Cristo). Muro de unidades de arcilla decorativas: esmaltadas y vitrificadas.*

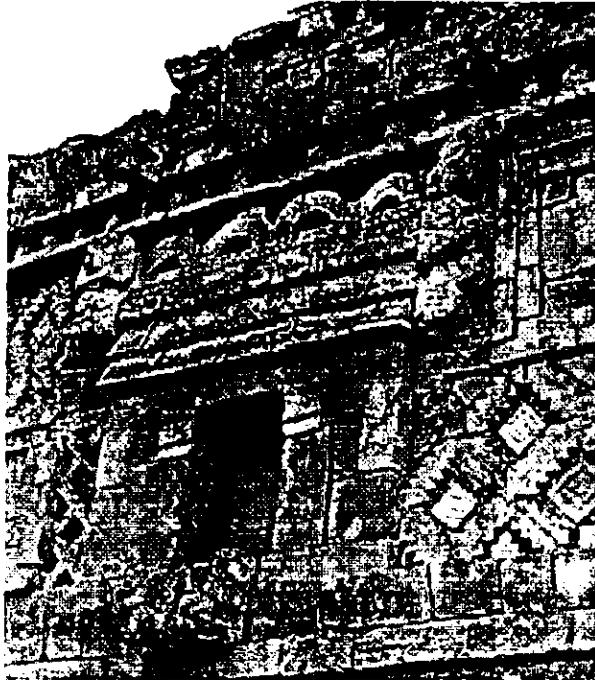
### 1.3 MÉXICO ANTIGUO

Las culturas antiguas de México edificaron estructuras imponentes utilizando mampostería de piedras naturales o artificiales, dando muestra del desarrollo alcanzado en técnicas constructivas. En general la arquitectura Mesoamericana es de piedra, con frecuencia bellamente cortada y adornada con relieves (ver Fig. 4 y 5). Además del uso de la piedra también fue frecuente el empleo del estuco para revestir fachadas y muros interiores. Es casi nula la aparición del ladrillo, pero en cambio muy frecuente el uso del adobe para edificaciones menores.



**Figura 4** *Ejemplo de construcción realizadas por los Mayas en las diferentes zonas mesoamericanas, con adornos de relieve.*





**Figura 5** *Ejemplo de construcción realizadas por los Mayas en las diferentes zonas mesoamericanas, con adornos de relieve.*

Los Olmecas (1220 a. C.) utilizaron para la construcción de la Venta, muros hechos con bloques de barro rojo y amarillo unidos también con barro.

Es común en Teotihuacan encontrar taludes escalonados y construcciones de 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 con suelos de tierra compacta. En algunos casos como las pirámides de mayor tamaño, se observa grandes troncos de árboles entre la mampostería, seguramente con la idea de que trabajaran como pilotes transmitiendo al terreno el peso de la construcción

Los Mayas hicieron grandes aportaciones técnicas, además de contar con gran variedad de estilos arquitectónicos. 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 se empleó primero a edificios destinados al culto y a las residencias 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 crujiás. Es frecuente la presencia de repisas a lo largo de los muros interiores, sobre las que se asentaban 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 viveres.

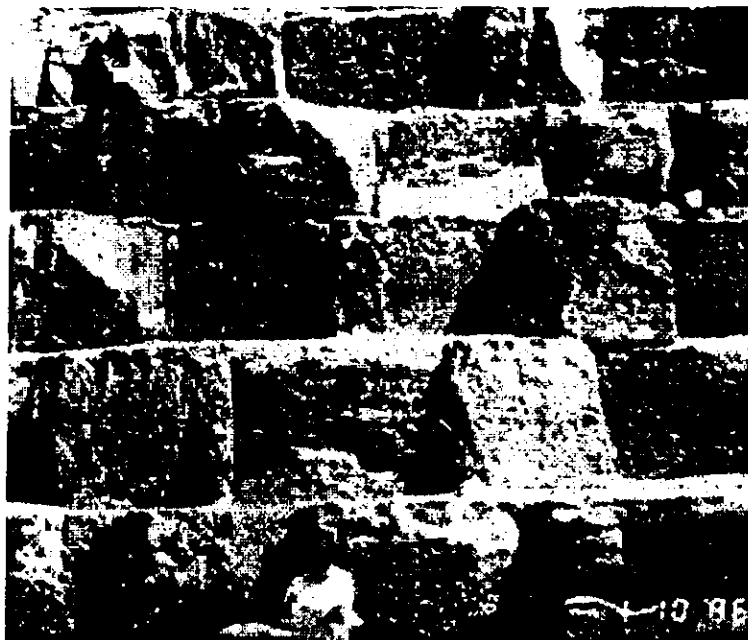
En contraste, la vivienda de la población restante eran simples chozas de madera con techos de palmas o zacate. El piso era generalmente de tierra apisonada.

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 basamento 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.

#### 1.4 EGIPTO Y GRECIA

La materia prima para la elaboración de piezas de mampostería siempre ha estado determinada por las formaciones y condiciones geológicas del lugar donde se va a construir. El ladrillo cerámico se remonta a Sumeria por que ahí 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; ahí los bloques eran desprendidos perforando agujeros en los que luego introducían cuñas metálicas. Una vez separados, estos bloques eran desbastados con ayuda de bolas y martillos de diorita para formar grandes monolitos que pesaban cientos de toneladas, como los usados en los núcleos de las pirámides (ver Fig. 6) 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 sus paramentos generalmente revestidos con acabados de una mezcla de yeso y cal.



**Figura 6** Monolitos de cuatro toneladas en el núcleo de las grandes pirámides en la vecindad de El Cairo, Egipto.

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

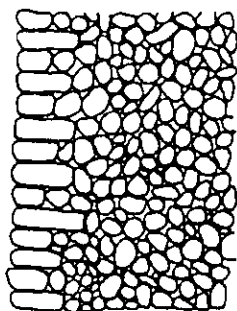
Grecia adoptó una arquitectura de lujo de exteriores, si bien carecía de las ricas canteras egipcias, poseía los mejores mármoles para llevarla a cabo. Ellos sirvieron para revestir su gruesa mampostería de piedra caliza asentada con morteros de cal

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

## 1.5 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 tecnología 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.

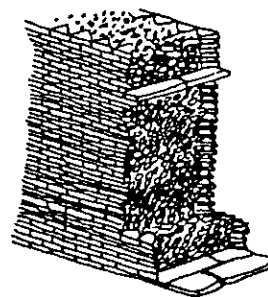
La nueva racionalidad consistió principalmente en el desarrollo de diferentes sistemas para la construcción de muros (ver Fig. 7), que eran más económicos y fáciles de levantar, particularmente empleando el nuevo mortero de cal al cual incorporaron, de acuerdo al relato de Vitruvio (arquitecto e ingeniero que escribió en el año 25 antes de Cristo, un tratado sobre las técnicas de construcción romanas), que decía "... 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 y cascotes o piedras, no solamente provee resistencias a construcciones sino que cuando se construye pilares en el mar endurece bajo el agua".



a) Opus



b) Opus reticulatum



c) Opus testaceum

Figura 7 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), descubierta, tal como lo señala Vitruvio, en la vecindad del Vesubio y del actual golfo de Nápoles, y que abunda particularmente en Puzzoli (la antigua Putuoli), de donde toma su nombre (la puzolana), 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 con sabiduría 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 y cascotes, 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 (cimbras) de madera.

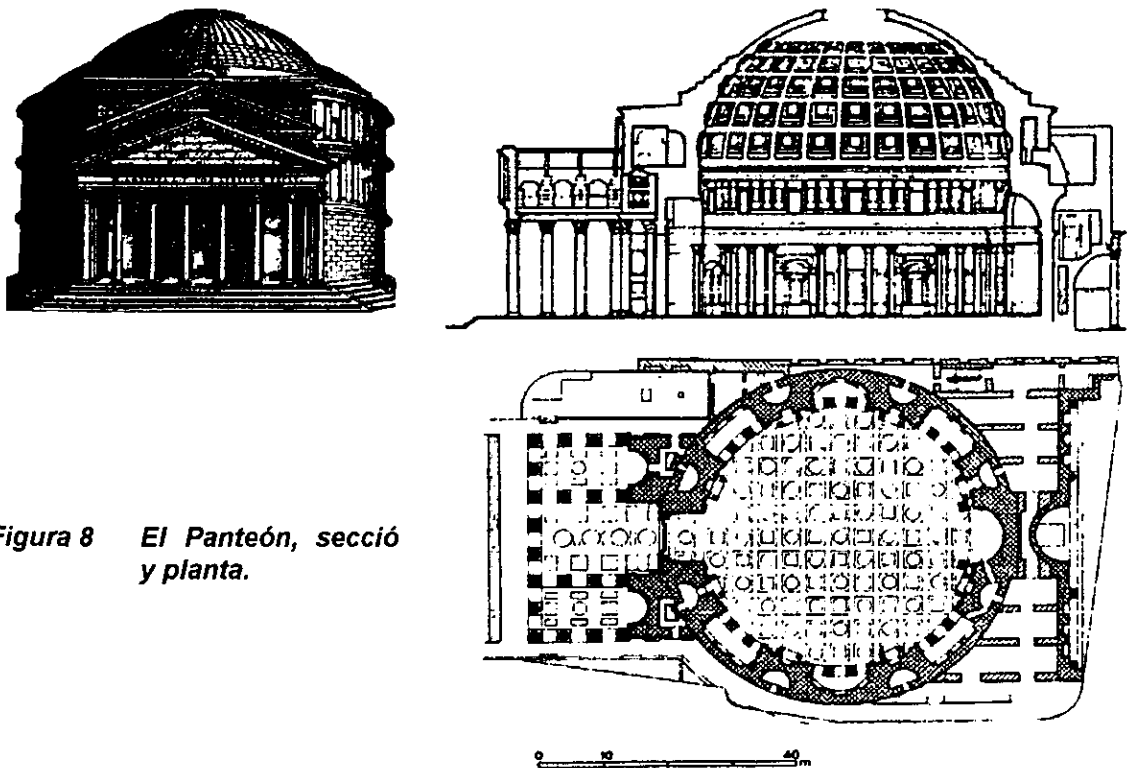
Las invenciones e innovaciones romanas significaron una verdadera revolución tecnológica de la construcción y tuvieron los siguientes efectos sustanciales:

- 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, *opus incertum*, *reticulatum*, *testaceum* (ver Fig. 7), 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, como consecuencia, el ritmo de ganancia de resistencia era muy lenta. Es indudable que 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 de su imperio. Esto no se hubiera conseguido con morteros que solo tenían cal.
- c) Proveer 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, dando 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 (ver Fig. 8).

La construcción del Panteón la inició 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. Aunque la inscripción en el pedimento (que pertenece a dicho edificio) proclama a Agripa como constructor, 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 de diversos colores en el interior, que está cubierto con un gran domo de concreto.



**Figura 8** El Panteón, sección y planta.

Su éxito y durabilidad se deben sin lugar a dudas, a una notable cimentación de un anillo de concreto sólido de 7.3m de ancho por 4.5m de alto, bajo todo el muro perimetral; a la excelente calidad del concreto, constructores Romanos, y a la cuidadosa selección de agregados. La cimentación tiene agregado pesado basáltico; los muros son de la forma *opus incertum*, que Vitruvio recomendaba como 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 de ingreso, 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.

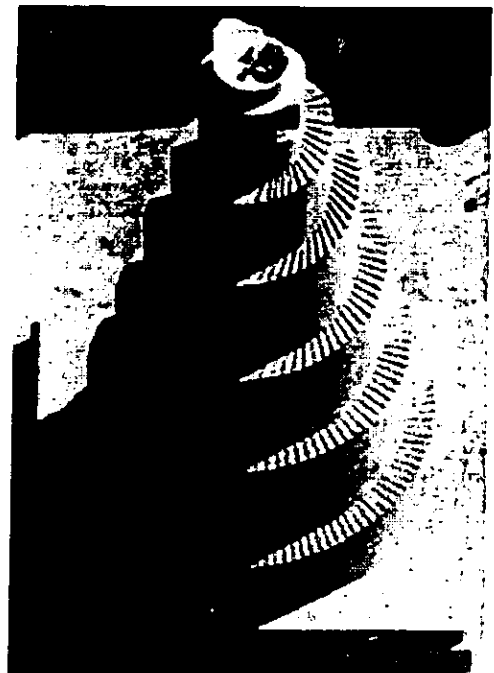
## 1.6 DEL SIGLO V AL SIGLO XIX

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, en particular, desaparecen totalmente, perdiéndose su tecnología, siendo rescatada trece siglos después por Smeaton, quien en 1756 reconoció la necesidad de usar una mezcla de cal y puzolana italiana para la reconstrucción de algunas partes que estarían sumergidas por las mareas, del tercer faro de Eddystone, en Inglaterra.

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 transforman la estructuración tradicional de las obras de mampostería. Se sustituyen así los gruesos muros laterales por muros esbeltos que pueden transmitir la carga lateral a través de ligerísimos arbotantes (pilar que termina en forma de medio arco y sirve para sostener un muro o bóveda) a los contrafuertes contrapesados con pináculos, y la pequeña ventana románica por grandes ventanas. El empleo de mampostería elaborada de unidades pequeñas, de arcilla o piedra, asentadas con juntas gruesas de morteros “elásticos” de cal proveía, para estas construcciones, la posibilidad de que la estructura modificara su geometría inicial para acomodarse a las líneas resultantes de las fuerzas generadas por las cargas verticales y los empujes laterales, de este modo se mantenía 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 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.

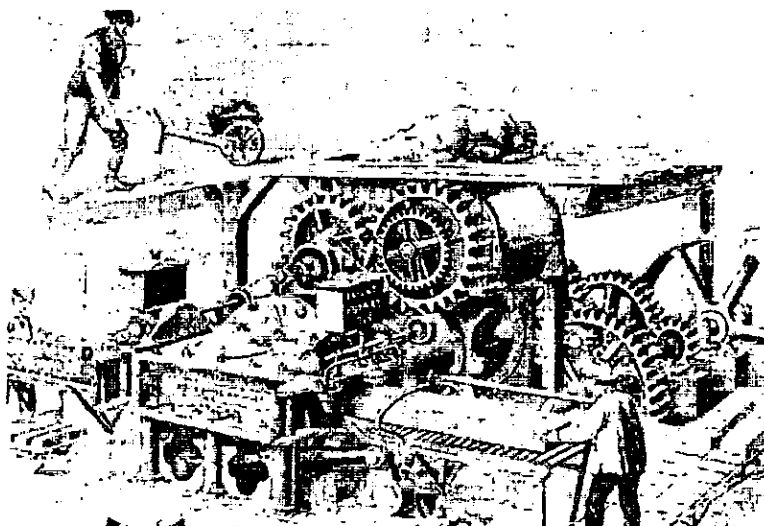
**Figura 9** *Minarete (siglo IX) de sesenta metros de altura en la gran mezquita de Samarra, actualmente Irak*



La mampostería era aplicada también en otras partes del mundo. La gran muralla china de 9 m de alto tiene una gran parte de sus 2,400 kilómetros de largo construidos con ladrillos de arcilla unidos con mortero de cal. Los Árabes emplearon la mampostería en sus mezquitas y minaretes, desarrollando una construcción masiva en sus espesores, delicadísima en sus cierres, detallado y conteniendo muchas veces un increíble alarde geométrico (ver Fig. 9).

Con la revolución industrial (siglo XVIII). Su primer efecto sobre la construcción fue extender la aplicación de la mampostería de ladrillos de arcilla en Inglaterra. Desde su inicio las grandes plantas para fabricar ladrillos se ubicaron en la vecindad de las minas de carbón, combustible abundante y barato que era utilizado en los hornos.

Un paso adelante en el mejoramiento de la producción de las piezas lo constituyó el cambio de combustible, usualmente a gas de alumbrado, 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 por el desarrollo de la maquinaria auxiliar: molinos, trituradoras y mezcladoras para las materias primas; extrusoras y prensas mecánicas para el formado de unidades (ver Fig. 10). 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 de los ladrillos.



**Figura 10** *Máquina de Clayton (1863) para el proceso de extrusión. Incluía desde la molienda de la arcilla hasta el corte de las unidades.*

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, pero muy sistematizadas, 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.

En Lima 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 muy adelantado el siglo XX. La gran Penitenciaría de Lima fue la excepción, ya que para su construcción de 1856 a 1862 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, Gran Bretaña. Parker patenta el "cemento romano" que era, estrictamente hablando, una cal hidráulica.
- En 1824, Gran Bretaña. Aspdin inventa y patenta el cemento portland.
- Entre 1820 - 1840, Europa. Se inventa la máquina para extruir ladrillos de arcilla.
- En 1825, Gran Bretaña. Brunel usa por primera vez mampostería reforzada.
- En 1839, Dinamarca. Se inventa el horno de producción continua.
- Entre 1850, Gran Bretaña. Gibbs inventa y patenta el bloque de concreto.
- En 1850, Francia. Lambot inventa el concreto armado.
- En 1866, Gran Bretaña. Se inventa y patenta el ladrillo silico-calcáreo.
- En 1867, Francia. Monier patenta el concreto armado.
- En 1880, Alemania. Inicio la producción del ladrillo silico-calcáreo.
- En 1889, Francia. Cottancin patenta la 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. 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 Paúl 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, y se puede considerar 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 públicos y privados y en obras de contención, puentes, silos y chimeneas. En el reporte de Skigeyuki Kanamori, ingeniero civil del gobierno imperial Japonés, se señala lo siguiente: “No existe duda de que la mampostería reforzada debe ser empleada en lugar de la mampostería simple cuando hay esfuerzos de tracción de la estructura...”.

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, determinó, mediante ensayos y evaluaciones teóricas, características muy importantes acerca de la mampostería reforzada y sentó las bases para otras investigaciones similares realizadas en otras partes del mundo.

Entre los años 1889 - 1891 se construyó, en Chicago (Illinois, E.U.A.), el edificio Monadnock (ver Fig. 11). En el cual su diseñador (D. H Burnham) 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 el 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.



*Figura 11 Edificio Monadnock, Chicago 1891.*

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 con tan grande ocupación de área del lote, 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 ingenieril 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.

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 Zelanda, 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 del mundo sujetas a alto peligro sísmico, es usual la construcción de edificios de varios niveles, con muros portantes de mampostería y 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.

## CAPÍTULO 2

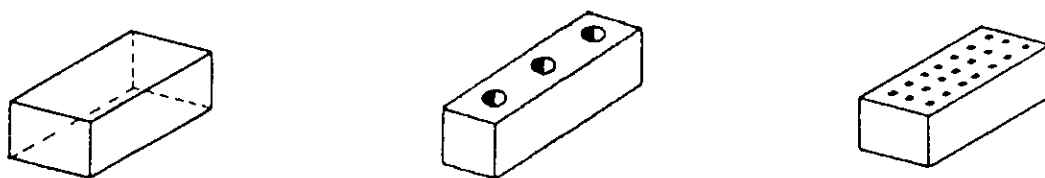
### CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN USADOS EN LA MAMPOSTERÍA.

#### 2.1 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.

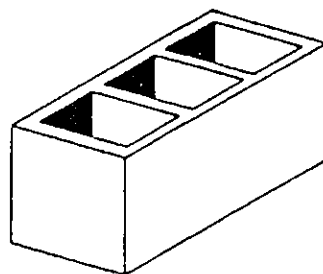
La tipología de las unidades de mampostería se realiza casi universalmente basándose en el área neta, medida en proporción a la superficie bruta de la cara de asiento y en las características de los alvéolos. La tipología no tiene que ver ni con el tamaño de las unidades, es decir, para el mismo tipo puede haber ladrillos o bloques, ni con la materia prima con que se elabora. En las figuras 1,2,3 y 4 se ilustran los diferentes tipos de unidades de mampostería.

La unidad sólida (o maciza) es la unidad de mampostería cuya área neta en la cara de asiento es equivalente al 75% ó más del área bruta (ver Fig. 1). Puede tener huecos o perforaciones perpendiculares a la cara de asiento. El área de estos vacíos esta limitada al 25% del área bruta de la cara de asiento.



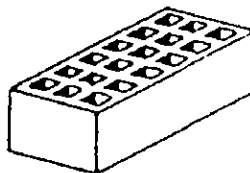
**Figura 1** Unidad de mampostería sólida (o maciza).

La unidad hueca es la unidad de mampostería cuya área neta de la cara de asiento es equivalente a menos del 75% del área bruta y cuyos alvéolos tienen dimensiones suficientes para ser llenado con concreto líquido (ver Fig. 2). Cuando los alvéolos de estas unidades, en su aplicación se llenan con concreto líquido, la mampostería pasa a ser tratada como sólida.



**Figura 2** Unidad de mampostería hueca

La unidad perforada (o multiperforada) es la unidad de mampostería cuya área neta de la cara de asiento es equivalente a menos del 75% del área bruta y cuyos alvéolos tienen dimensiones reducidas y no pueden ser llenados con concreto líquido (ver Fig. 3).



**Figura 3** Unidad de mampostería perforada (o multiperforada).

Los dos tipos de mampostería anteriores tienen huecos o perforaciones perpendiculares a la cara de asiento que representan más del 25% de su área bruta.

La unidad tabular es la unidad de mampostería con huecos paralelos a su cara de asiento (ver Fig. 4). No hay limitaciones de área.



**Figura 4** Unidad de mampostería tubular.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería para el D.F., 1989 (NTCM) y la Norma Mexicana de la industria de la construcción, México D.F marzo del 1998 (NMX-C-404), 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 y 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 en la Tabla 1 se dan las limitaciones en la aplicación estructural de los tipos de unidades de mampostería.

**Tabla 1.-.Limitaciones de aplicación estructural de los tipos de unidades de mampostería.**

Tipo	Posibilidad de aplicación			
	Muro en zonas sísmicas		Muros en zonas no sísmicas	
	De carga	No carga	De carga	No carga
Sólida	Óptima	Aplicable, pero muy pesada y costosa	Óptima para cargas elevadas	Aplicable, pero muy costosa.
Hueca	No aplicable tal cual. Óptima si se llenan alvéolos con concreto líquido	Óptima	Aplicable	Óptima
Perforada	No aplicable, salvo que el área alveolar sea 30% o menos que el área bruta	Óptima	Aplicable	Óptima
Tubular	No aplicable	Óptima	No aplicable	Óptima

### 2.1.1 Piezas naturales

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 (ver Fig. 5).

- 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.
- Mampostería de segunda. La piedra se labra en paralelepípedos de forma variable siguiendo la configuración natural con que llega de la cantera.
- 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 5** Tipos de mampostería de piedras naturales.

Las piedras utilizadas tienen propiedades muy variables. En la Tabla 2 se dan las características aproximadas de algunas piedras comúnmente usadas en la construcción.

**Tabla 2 - 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

### 2.1.2 Piezas artificiales

Existe una gran variedad de piezas 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 (ver Fig. 6 y 7).

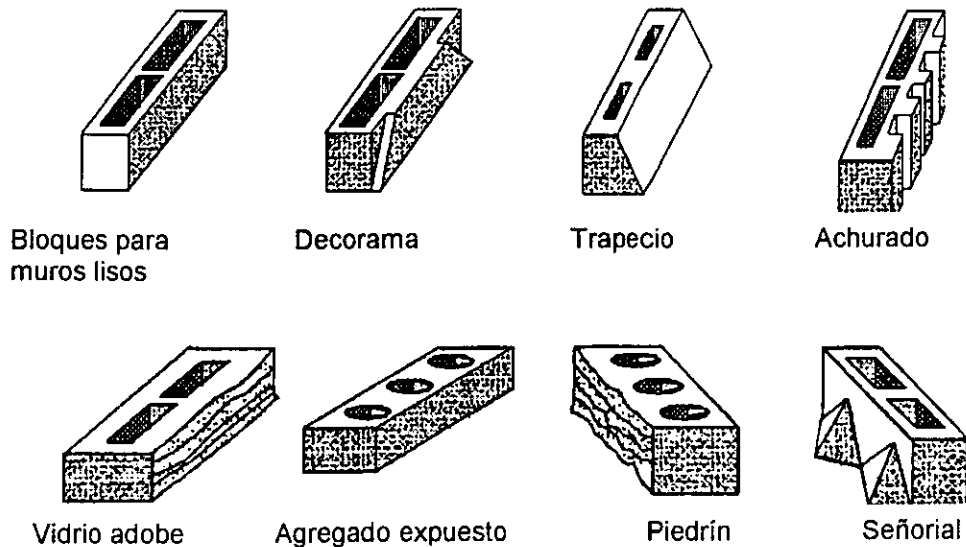


Figura 6 Piezas en relieve para mampostería.

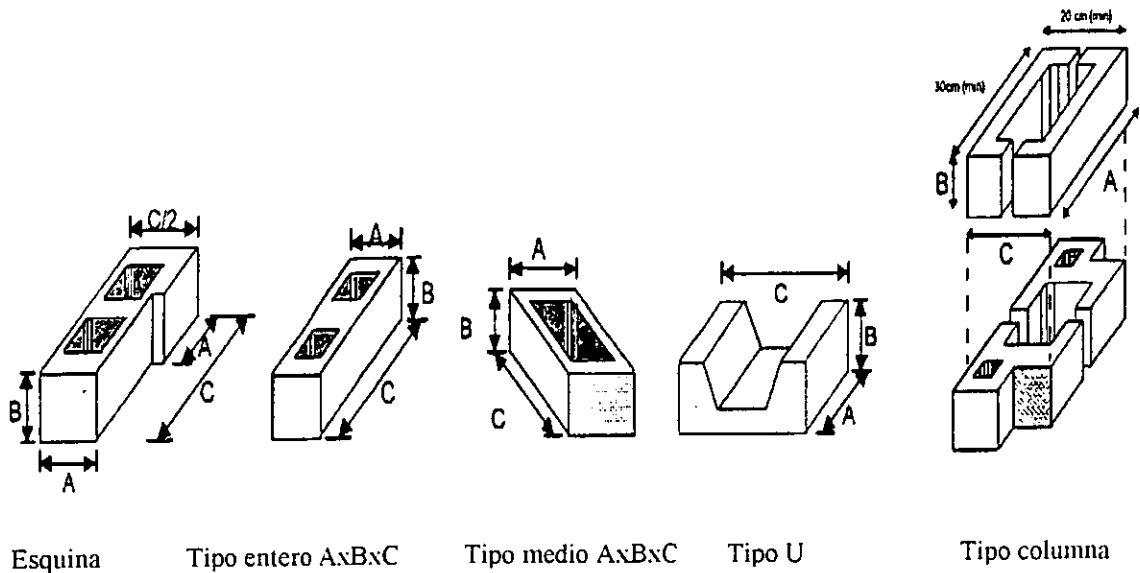


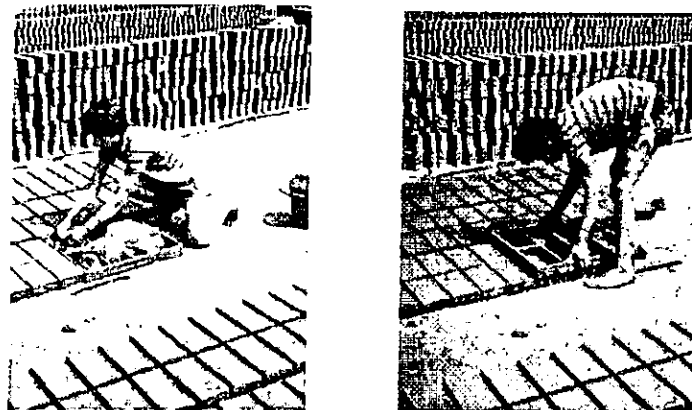
Figura 7 Dimensiones y tipos de bloque de concreto.

En la Tabla 3 se indican las dimensiones de las piezas de la Figura 7, sin embargo existen en el mercado una gran variedad de piezas de las cuales no se hace mención.

**Tabla 3 - Dimensiones de las piezas.**

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	

Los procedimientos de fabricación son muy variados: desde los artesanales (ver Fig. 8) como el cocido en horno para los tabiques comunes, hasta los industrializados (vibrocompactación para los bloques de concreto, y extrusión para el bloque hueco de barro).



**Figura 8** Procedimientos artesanales para la producción de tabique de barro recocido.

La fabricación de las unidades de mampostería se realiza para todas las materias primas, arcillas, concreto y sílice-cal, mediante el moldeo, acompañado y asistido por algún método de compactación compatible con cada material. En el caso exclusivo de la arcilla se utiliza también la extrusión. El método de formado define decisivamente la calidad de la unidad de mampostería, la variabilidad de sus propiedades y su textura.

Fabricación de las unidades de arcilla; se fabrican unidades, sólidas, perforadas y tubulares; los bloques, cuando se fabrican son huecos.

En la visita realiza a cerámica Santa Julia en la ciudad de Puebla se nos mostró el procedimiento para la fabricación del tabique extruido, el cual resumiremos en los siguientes pasos:

1.- Almacén de Arcillas: En este lugar se encuentran todos los diferentes tipos de arcillas que ellos utilizan, las cuales son traídas de diferentes lugares como son: Villa Juárez, Oaxaca, Puebla y de otros más, dependiendo de sus necesidades; estas son analizadas en laboratorio para hacer la dosificación, selección de la arcilla y posteriormente hacer el mezclado, empleando un buldózer.

2.- Depositada la arcilla en una trituradora de martillo tipo Pic, y por medio de bandas transportadoras, en las cuales están colocados imanes para extraer el hierro, es llevado el material triturado a molinos para realizar la molienda, depositándose el material molido en las cribas, las cuales son térmicas para evitar que se tapen las mallas debido a la humedad de la arcilla. Las mallas empleadas eran de 8, 10 y 16, pasando después por un tamiz de 200 con un retenido del 1 al 3%.

3.- La arcilla pasa a un proceso donde se le da homogeneidad y se purifica la calidad de la arcilla, por medio de cajones alimentadores, a este proceso le llaman pudridero.

4.- La arcilla es bombeada con aire a presión a los silos de almacenamiento, cabe mencionar que cada silo tiene una capacidad de 300 a 400 toneladas de arcilla dependiendo de su densidad.

5.- La arcilla pasa por un proceso de humectación que para el tabique es del 14 al 16%, donde también los grumos que se forman son completamente eliminados.

6.- Llega al proceso de extruido, en donde la materia prima es vaciada a contenedores y el material es sometido a presión con la finalidad de que el material pase por el cabezal de extrusión y una guillotina corta el material extruido en bloques largos, posteriormente el bloque es cortado con alambres para obtener el tamaño de las piezas y dar rugosidad ala cara de asiento.

7.- Se pasa por medio de bandas a la zona de secado.

8.- El tabique es transportado a las bandas Griper para el proceso de esmaltado.

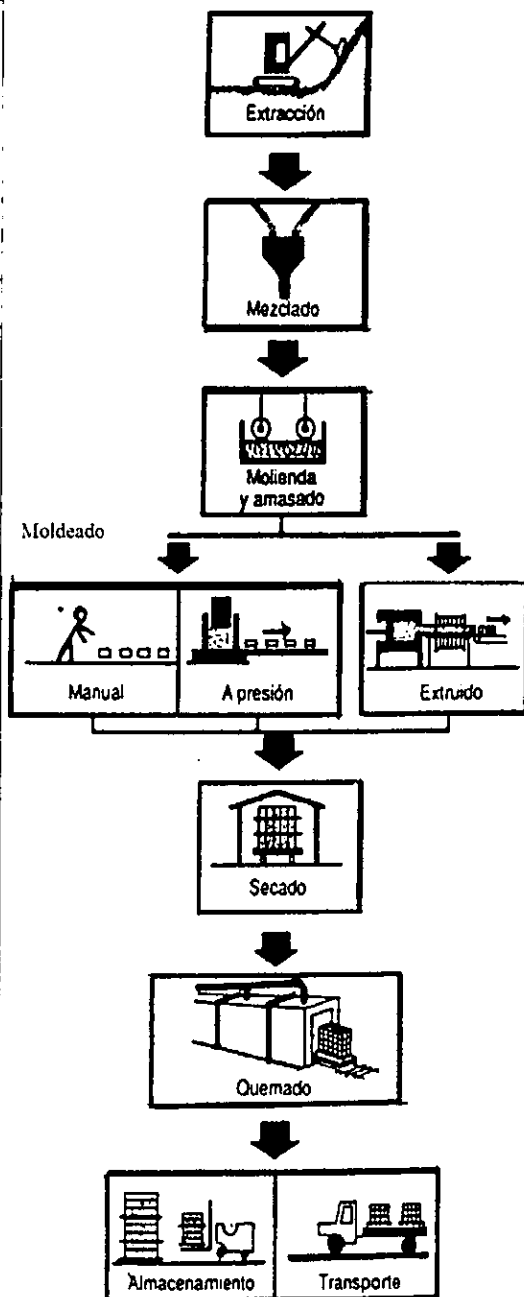
9.- Depositado en unas plataformas térmicas es llevado a los hornos que utilizan el método de monococción con una temperatura promedio de 1050 a 1100 °C, este proceso dura aproximadamente 72 horas. Se comentó y se observó la construcción de un horno, con el cual se pretendía reducir el tiempo a 7 horas.

10.- Una vez que sale el tabique del horno se envía a control de calidad donde pasa por una selección visual para determinar la calidad del material y se selecciona como de primera y segunda. Variando su rendimiento de 83% y 17% respectivamente. Mencionando que no sé hacia la medición del alabeo para el tabique. El proceso de elaboración del tabique extruido es de 9 días, produciendo 10,000 m<sup>2</sup> al mes de tabique extruido.

Un proceso más general de la fabricación de unidades de arcilla se describe en la Figura 9.



<b>Materia prima</b>	Básicamente son arcillas de sílice (arcilla calcárea, contiene el 15% de carbonato de calcio), producen unidades de color amarillento, y arcillas de alúmina (no calcárea, compuesta de silicato de alúmina, tiene de 2 a 10% de óxidos de hierro y feldespato) producen unidades color rojo o salmón dependiendo del contenido de óxido de hierro.	
<b>Mezclado</b>	Puede hacerse manual o con maquinaria.	
<b>Moldeado</b>	Manual	Con alguna presión manual.
	Presión	Aplicación mecánica, neumática o hidráulica. Se añade una cantidad reducida de agua, usualmente no más del 10% en peso.
	Extruido	Consiste en producir una columna amasada a la consistencia de una mezcla plástica y se añade alrededor de 12 a 15% en peso de agua, forzándola a pasar a través de un dado, que le da el tamaño, forma y ubicación de alvéolos.
<b>Secado</b>	Al aire libre o en hornos de secado a temperatura del orden de 200 °C. Evitar el secado rápido (causa agrietamiento excesivo). Las unidades al secarse se contraerán entre 4 y 16% en volumen.	
<b>Quemado</b>	Es la etapa central de proceso de fabricación. Se realiza en hornos (artesanales o sofisticado de producción continua). En el proceso la unidad pasa por varias etapas de deshidratación, oxidación y, en algunos casos, vitrificación. El quemado se realiza a temperaturas entre 900 y 1300 °C, y dura entre dos y cinco días.	
<b>Enfriado</b>	Es un proceso controlado pues de ocurrir con rapidez causa el agrietamiento de las unidades.	

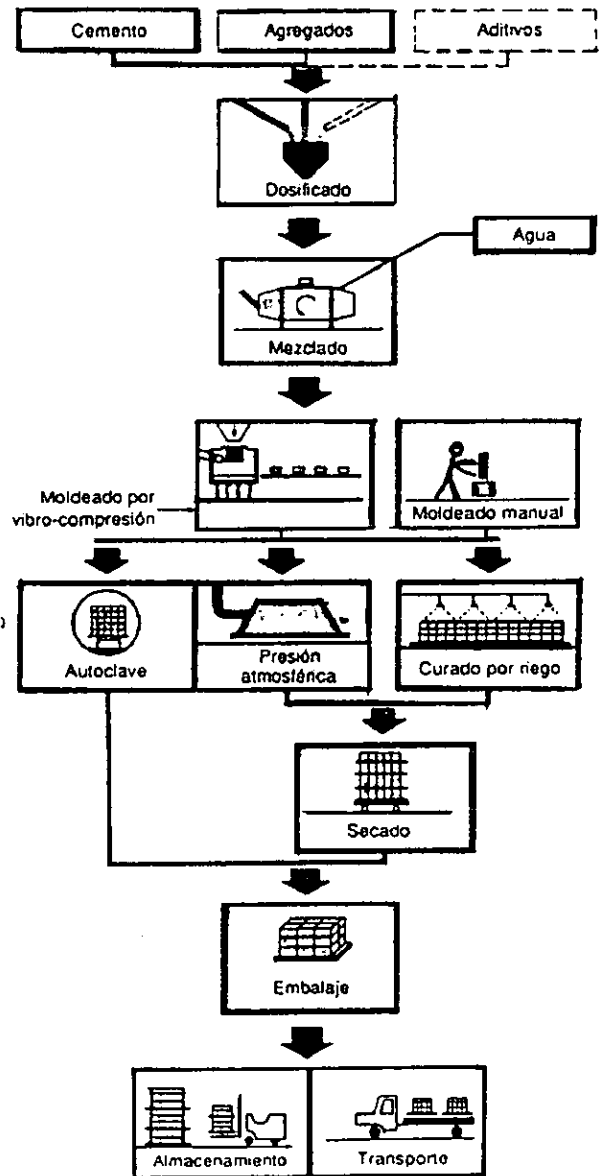


**Figura 9** Fabricación de las unidades de arcilla.

Las mejores arcillas para fabricar ladrillos son las impuras, con alrededor de 33% de arena y limo, pues estas reducen las contracciones y agrietamientos al momento del secado y la quema.

Fabricación de las unidades de concreto (ver Fig. 10).- Se fabrican unidades sólidas y huecas, de peso normal y liviano que depende de la densidad de los agregados.

<b>Materia prima</b>	Se hace exclusivamente de cemento Pórtland, agregados graduados y agua (la dosificación depende de los requisitos y calidad de las piezas). la mezcla puede contener otros ingredientes, tales como pigmentos y agregados especiales.
<b>Mezclado</b>	Debe ser de forma totalmente homogénea, usando mezcladoras de alta eficiencia (aseguran una rápida producción de los hidratos de cementos), en mezcladoras convencionales, la formación de los hidratos se logra con tiempos más largos de mezclado.
<b>Moldeado</b>	Sin presión, vibración, o vibro-compactación.
<b>Curado</b>	Curado húmedo bajo condiciones ambientales hasta el desarrollo de la resistencia requerida, el curado de bloques en cámaras de vapor a baja presión, a temperaturas que van de 50 a 75 °C, con una duración de 12 a 18 horas. Curado a presión en autoclave, a temperaturas que van de 150 a 200 °C y presiones de 6 a 10 atmósferas
<b>Secado</b>	Las unidades deben dejarse secar y luego permanecer secas por lo menos 15 días, para minimizar los efectos de contracción de secado.
<b>Enfriado</b>	Es un proceso controlado pues de ocurrir con rapidez causa el agrietamiento de las unidades.



**Figura 10** Fabricación de las unidades de concreto.

La textura abierta de una unidad correctamente elaborada es superior a la textura tipo concreto convencional por que otorga una mejor adhesión con el mortero y por que tiene una capilaridad más reducida que impide la penetración de la humedad.

Fabricación de las unidades de silice-cal (ver Fig. 11).- Se fabrican unidades sólidas, huecas y perforadas, de peso normal y liviano, que depende de la densidad de los agregados.

<b>Materia prima</b>	Los ingredientes son la cal viva (entre 5 y 9% del peso total), si es hidratada (de 8 a 12% del peso total), arena natural o roca triturada o una combinación de ellas. La arena o roca triturada debe tener un contenido de sílice de más del 75%. El tamaño máximo de agregado debe ser de 6 mm y excepcionalmente 10 mm. No más de la tercera parte del total del agregado debe exceder 1 mm para textura gruesa o 10% para textura fina. No más de un tercio del total del agregado debe ser más fino que 0.10 mm.
<b>Mezclado</b>	La mezcla húmeda de cal y agregado se hace generalmente con maquinaria.
<b>Moldeado</b>	Son siempre formadas mediante moldeado a alta presión, usando prensas mecánicas o hidráulicas.
<b>Curado</b>	Son endurecidas por el curado a vapor a alta presión (entre 8 y 17 atmósferas, pero más usualmente entre 12 y 15) en autoclave.

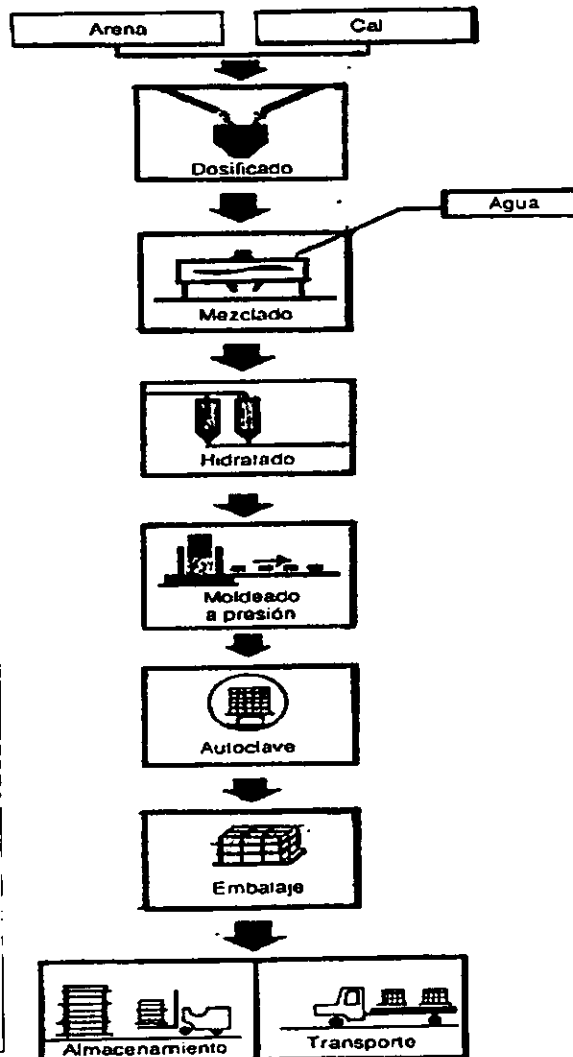


Figura 11 Fabricación de las unidades de sílice-cal.

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

La norma NMX C-6 clasifica a los ladrillos ó tabiques de arcilla en fabricados con máquina (Mq) y los fabricados a mano (Mn). 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/cm<sup>2</sup> y también de su adherencia de 6 a 2 kg/cm<sup>2</sup>, y absorción de agua de 10 a 22% en peso. Así tenemos 12 tipos, subtipos y grados de calidad.

**Especificaciones generales para Ladrillos, bloques, cerámicos de barro, arcilla y/o similares según NMX C-6**

TIPOS	Mq											Mn
	Macizo MqM				Perforado MqP			Hueco vertical. MqHv		Hueco horizontal MqHh		
Grados de calidad	A	B	C	D	B	C	D	C	D	D	E	E
<b>Resistencia a la compresión</b> Mínima (kg/cm <sup>2</sup> ) 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
<b>Adherencia</b> Mínima (kg/cm <sup>2</sup> ) 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
<b>Absorción de agua</b> Máxima (% en peso) 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 (%)	Las tolerancias en largo, ancho y altura o peralte, rigen para todas las medidas											
<b>Largo</b>	±2	±3	±4	±4	±3	±3	±4	±3	±4	±4	±5	±5
<b>Ancho</b>	±2	±3	±4	±4	±3	±3	±4	±3	±4	±4	±5	±5
<b>Altura o Peralte</b>	±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
<b>Acabados</b>												
Cuartheaduras En esquinas	6	7	8	9	7	8	9	8	9	9	9	12
Ladrillo o bloque En aristas permisible en mm	3	4	5	6	4	5	6	5	6	6	6	8

Las condiciones recomendables para ladrillos y bloques cerámicos se indican en la siguiente Tabla.

**Condiciones de servicio recomendables para ladrillos y bloques cerámicos según la Norma Mexicana NMX C-6**

	Subtipo	Grado	Requerimientos estructurales	Requerimientos climatológicos	Requerimientos funcionales
Mq	MqM	A	Aptos para mampostería 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 mampostería 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 mampostería 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 uso de un sellador en muros exteriores
	MqM MqP MqHv MqHh	D D D D	Aptos para mampostería simple o reforzada bajo cargas moderadas de compresión axial	Aptos para climas benignos y de moderada precipitación pluvial con sellador o revestido 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 mampostería 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 mampostería 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

En el caso de las piezas de concreto, la norma NMX-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/cm<sup>2</sup> y su absorción de 220 a 290 litros por m<sup>3</sup>. Los más resistentes pueden usarse para soportar cargas y pueden colocarse al exterior sin requerir

acabado 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.

**Usos recomendables por la Norma Mexicana 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.

**Especificaciones de la Norma Mexicana NMX C-10 para bloques de concreto (Tipo I).**

Subtipo	Resistencia mínima de ruptura a la compresión sobre el área total Mpa (kg/cm <sup>2</sup> )		Absorción máxima de agua fría en 24 horas dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> (litros por m <sup>3</sup> )	Variación máxima de la masa seca con relación a la masa de catálogo *
	Promedio de 5 piezas	Pieza individual	Promedio de 5 piezas	Tolerancia
<b>Huecos</b>				
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%
<b>Sólidos</b>				
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.

\* Variación máxima permisible de la masa seca a peso constante determinada en la prueba de absorción según la norma NMX-C37

**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 <sup>2</sup> )		Absorción máxima de agua fría en 24 horas dm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> (litros por m <sup>3</sup> )	Variación máxima de la masa seca con relación a la masa especificada *	
	Clave	Promedio de 5 piezas	Pieza individual	Promedio de 5 piezas	Tolerancia
<b>Huecos</b>					
RLH 100	9.8 (100)	7.9 (80)	240		± 8%
RLH 70	6.9 (70)	5.5 (56)	290		± 8%
<b>Sólidos</b>					
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.

\* Variación máxima permisible de la masa seca a peso constante determinada en la prueba de absorción según la norma NMX-C37

**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.

Según la Norma Mexicana 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  $60 \text{ kg/cm}^2$  para bloques y tabiques recocidos y de  $100 \text{ kg/cm}^2$  para tabique extruido con hueco vertical y tabicones.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, 1993, 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,  $f^*_m > 80 \text{ kg/cm}^2$   
*fabricado con arena sílica y peso volumétrico no menor de  $1500 \text{ kg m}^3$ .*
- d) Tabique con huecos verticales,  $f^*_m > 120 \text{ kg/cm}^2$   
*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 Normas Técnicas Complementarias de Mampostería del D.F 1989 (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".

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 despiazamiento 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 4 proporciona características representativas de las propiedades mecánicas de las piezas de uso más frecuente.

**Tabla 4 - Características típicas de algunas piedras artificiales.**

Material	Resistencia a compresión $f_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficiente de variación, CV	Peso volumétrico (t/m <sup>3</sup> )	
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	
	150 - 400	11 - 26	1.66 - 2.20	
Tabique extruido macizo	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	
Sílico-Calcáreo	175 - 200	11 - 15	1.79	

La tabla dá 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. 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's, 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 (Adocreto). 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, polietileno, paja, hojas, etc.) y secado al aire libre. Su resistencia es del orden de  $15 \text{ kg/cm}^2$ . El tabique suelo-cemento (Adocreto) es un material que parece de interés por su bajo costo. Se fabrica mezclando suelos de ciertas características con cemento Pórtland.

## 2.2 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, generalmente 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 bloque, 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 índice de resistencia generalmente aceptado es la resistencia a compresión, obtenida según la Norma Mexicana NMX C61 mediante el ensaye de muestras cúbicas de 5 cm de lado.

El mortero para el junteado puede hacerse con cal hidráulica, 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 forma a la que esté acostumbrado a trabajar el albañil.

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  $10 \text{ kg/cm}^2$ , por lo cual en las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería 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/cm<sup>2</sup>, y en proporciones volumétricas de 1:3 se logran resistencias de hasta 250 kg/cm<sup>2</sup>, dependiendo del tipo y marca de cemento. El módulo de elasticidad varía entre 10,000 y 50,000 kg/cm<sup>2</sup> y el peso volumétrico es de aproximadamente 2.1 t/m<sup>3</sup>.

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-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%.

En las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería NTCM para diseño de estructuras de mampostería se proponen tres tipos de mortero, cuyas resistencias nominales típicas son 125, 75 y 40 kg/cm<sup>2</sup>, además especifican que debe utilizarse la mínima cantidad de agua que de como resultado un mortero fácilmente trabajable.

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".

En la Tabla 5 se muestran algunos proporcionamientos recomendados para su empleo en elementos estructurales y las resistencias mínimas que deben obtenerse.

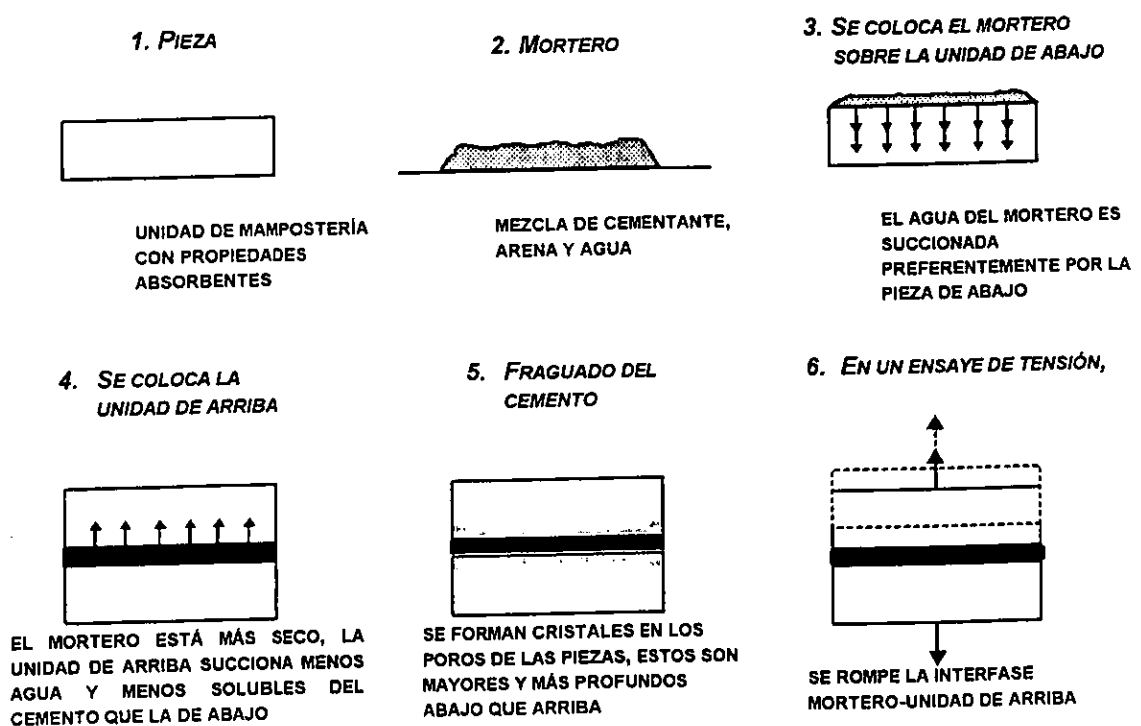
**Tabla 5 - Proporcionamientos recomendados para mortero en elementos estructurales.**

Tipo de mortero	Valor típico de la resistencia nominal en compresión, kg/cm <sup>2</sup>	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal	Partes de arena*
I	125	1 1	0 0 a ½	0 a 1/4 0	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen
II	75	1 1	0 1/2 a 1	1/4 a 1/2 0	
III	40	1	0	1/2 a 1 1/4	

\* El volumen de arena se medirá en estado suelto

"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".

- a) 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. En la Figura 12 se muestra en forma esquemática el proceso antes descrito.

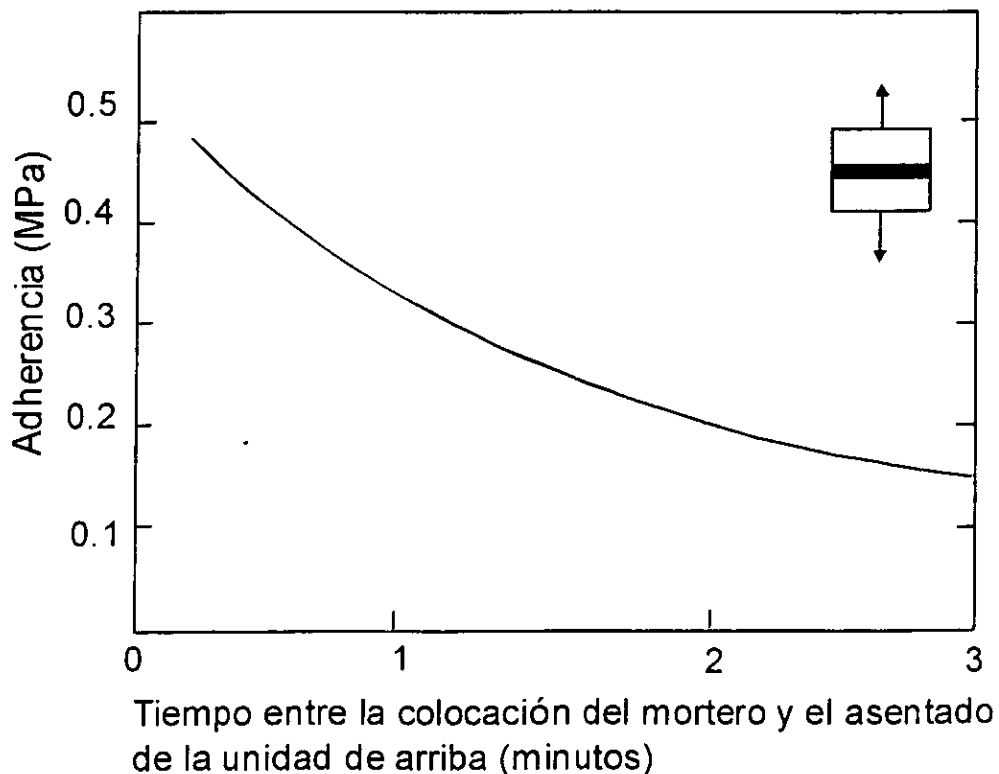


**Figura 12. Mecánica de la adherencia entre piezas y mortero.**

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:

- b) 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.
- c) 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.
- d) Aumentar la consistencia del mortero (aumentando la cantidad de agua en el mismo) o aumentando su retentividad (cualidad del mortero que mide su consistencia o fluidez durante su colocación, cuando entra en contacto con superficies absorbentes), por ejemplo, añadiendo cal en la dosificación del mortero, sin embargo estas posibilidades tienen limitaciones.

En las Figuras 13 y 14 se muestra de manera general, el efecto de diferentes parámetros en la adherencia medida en ensayos a tensión.



**Figura 13** Variación de la adherencia con respecto de la demora de asentado de la pieza superior

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 interfase. Si se demora la colocación de la pieza se permite además de que el agua se evapore, que la pieza de abajo extraiga del mortero una mayor cantidad de agua disminuyendo la incrustación de cristales en la interfase 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.

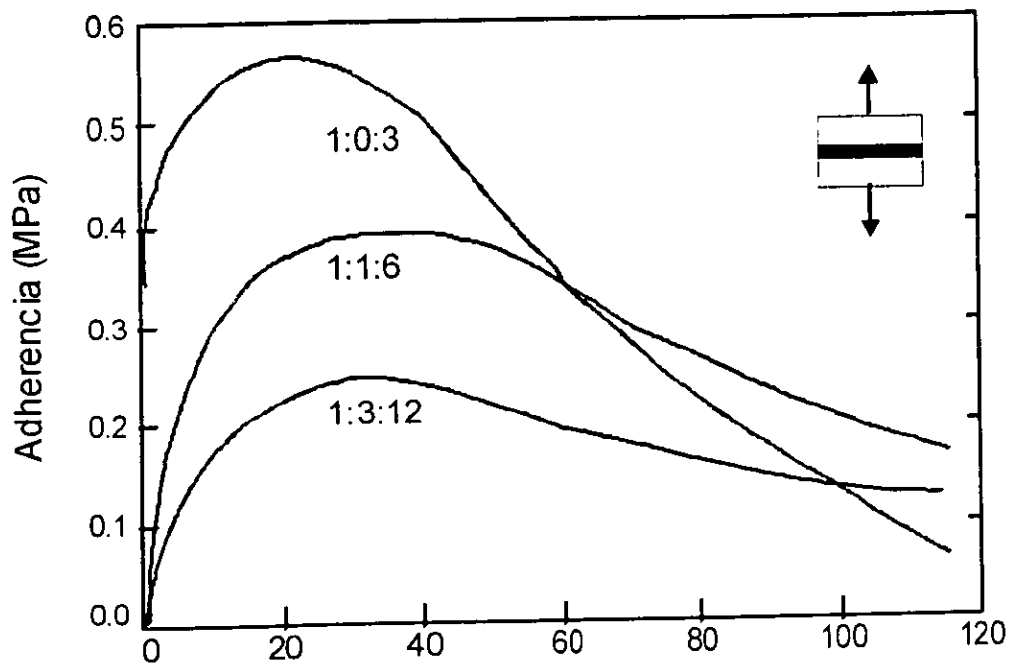


Figura 14 Efecto de la succión de las piezas en la adherencia para diferentes proporcionamientos del mortero.

## 2.3 MUROS

Si bien la mampostería se ha usado en diferentes épocas y circunstancias para construir elementos tan diversos como arcos, vigas y columnas, su expresión fundamental y preponderante es el muro, que puede ser destinado a diferentes fines:

### a) Clasificación por su función estructural

- Muros no portante. Son los que no reciben carga vertical, estos muros deben diseñarse básicamente ante cargas perpendiculares a su plano, originadas por viento y sismo, por ejemplo: los cercos, los parapetos y divisorios.

- Muros portantes. Son los que se emplean como elementos estructurales de un edificio. Estos muros están sujetos a todo tipo de sollicitación, tanto contenida en su plano, tanto vertical como lateral y tanto permanente como eventual.

### b) Clasificación por la distribución de l refuerzo

- Muros no reforzado o de mampostería simple. Son aquellos muros que carecen de refuerzo; o que teniéndolo, no cumple con las especificaciones mínimas reglamentarias que debe tener todo muro.
- Muros reforzados (armados, diafragma y confinados). Los muros armados se caracterizan por llevar el refuerzo en el interior de la mampostería, los muros diafragma son muros contenidos dentro de traveses y columnas de un marco estructural, y los muros confinados se caracteriza por estar constituida por un muro de mampostería simplemente enmarcado por castillos y dalas de concreto armado, vaciada con posterioridad a la construcción del muro.

En cualquier caso, el diseño de estos muros debe poder hacerse con métodos racionales. Determinadas las cargas y el tipo de acciones a que estará sometido, deberá poderse fijar su espesor y cuando corresponda su refuerzo para que sea seguro ante las diferentes sollicitaciones.

Una característica en los muros es el amarre, arreglo o disposición de las unidades de mampostería en un muro, siendo las más comunes las mostradas en la Figura 15. Sin embargo el tipo de amarre depende del ingenio y de las necesidades arquitectónicas por lo cual se pueden utilizar otros tipos.

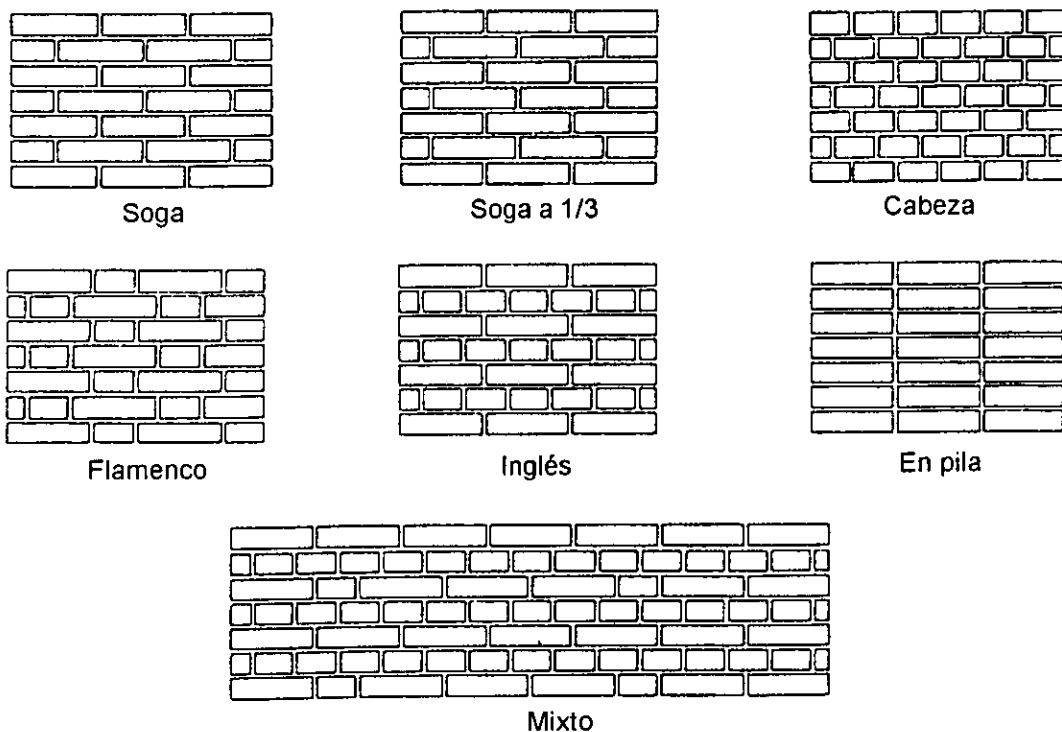


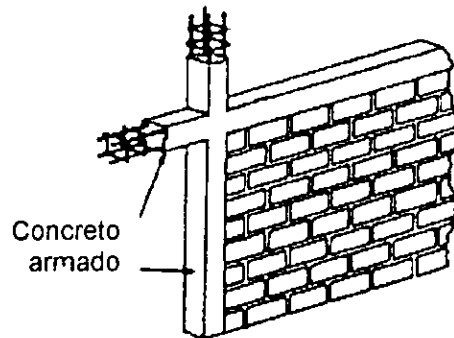
Figura 15 Amarres.

## 2.4 ACERO DE REFUERZO

El refuerzo impide la propagación del agrietamiento en la mampostería y lo distribuye, reduciendo así el tamaño de la abertura de las grietas; además, aumenta la resistencia última y en ciertos casos, provee ductilidad.

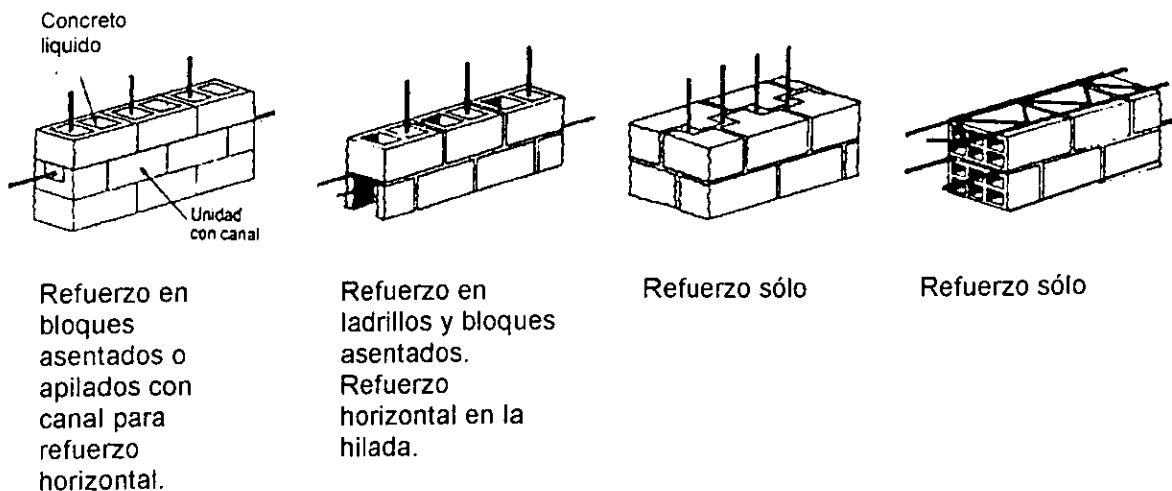
Las formas de incorporar el refuerzo son esencialmente tres:

- 1) El refuerzo es colocado en elementos de concreto armado (dadas y castillos), que enmarcan el paño de la mampostería para formar lo que se llama mampostería confinada (ver Fig. 16).



**Figura 16** Mampostería confinada (refuerzo concentrado).

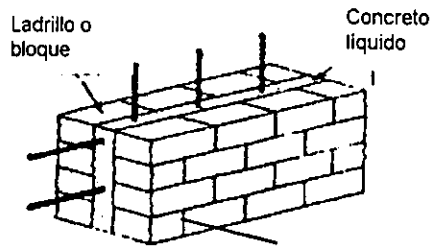
- 2) El refuerzo es colocado difundido, vertical y horizontalmente en alvéolos o canales de las unidades de mampostería o en las juntas de mortero, para obtener lo que se llama mampostería armada (mampostería reforzada interiormente) (ver Fig. 17).



**Figura 17** Mampostería armada o reforzada interiormente (refuerzo difundido).



- 3) El refuerzo es colocado, vertical y horizontalmente, en el espacio entre dos muros, para obtener mampostería armada laminar (ver Fig. 18).



**Figura 18** Mampostería armada laminar (refuerzo difundido).

De acuerdo con el inciso 2.3 de las NTCM antes mencionadas, 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.

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 6.

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  $\text{kg/cm}^2$ , 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  $\text{kg/cm}^2$ , cuya aplicación principal es para losas de vigueta y bovedilla (ver Tabla 7).

**Tabla 6 - Características de barras de refuerzo comúnmente usadas para la construcción de vivienda.**

Denominación	Diámetro		Área $\text{cm}^2$	Peso Kg/m	$f_y$ $\text{kg/cm}^2$	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 7 - Características de barras de refuerzo de alta resistencia.**

Diámetro		Área $\text{cm}^2$	Peso kg/m	$f_y$ $\text{kg/cm}^2$	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

## 2.5 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 antes mencionada 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.

## 2.6 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.

### 2.6.1 Con piezas artificiales.

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 antes mencionadas, se dan valores específicos de las propiedades mecánicas de diseño para las combinaciones más usuales de piezas y morteros (ver Tabla 8 y 9), 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 la Norma Mexicana NMX para los métodos de prueba que determinan las resistencias a la compresión y al cortante de la mampostería, mediante el ensayo de pilas y muretes, respectivamente.

Las normas de diseño por sismo del Reglamento de Construcciones para el D.F.(1993), 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 8 - Resistencia de diseño a compresión de la mampostería,  $f^*_m$ , para algunos tipos de pieza, sobre área bruta.**

Tipo de pieza	Valores de $f^*_m$ , en $\text{kg/cm}^2$		
	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 9 - Esfuerzo cortante resistente de diseño para algunos tipos de mampostería, sobre área neta.**

Pieza	Tipo de mortero	$v^*$ , $\text{kg/cm}^2$
Tabique de barro recocido	I	3.5
	II y III	3.0
Bloque de concreto tipo A (pesado)	I	3.5
	II y III	2.5
Tabique de concreto ( $f^*_p > 80 \text{ kg/cm}^2$ )	I	3
	II y III	2
Tabique hueco de barro	I	3
	II y III	2

## 2.6.2 Con piezas 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  $200 \text{ kg/cm}^2$  para la sillería y de  $120 \text{ kg/cm}^2$  para mampostería ordinaria. Se observa que estos valores son muy inferiores a la resistencia de la piedra sola (Tabla 2) 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.

En la Tabla 10 se dan valores conservadores de la resistencia a compresión de la mampostería de piedras naturales, clasificada como mampostería de tercera.

**Tabla 10 - Resistencia en compresión de la mampostería de piedras naturales (mampostería de 3ª)**

Tipo de mortero	$f_m^*$	$v^*$ ( $\text{kg/cm}^2$ )
Mampostería junteada con mortero de resistencia en compresión no menor que $50 \text{ kg/cm}^2$ .	20	0.6
Mampostería junteada con mortero de resistencia a compresión menor que $50 \text{ kg/cm}^2$ .	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.

## CAPÍTULO 3

# SISTEMAS Y ASPECTOS CONSTRUCTIVOS PARA UNA EDIFICACIÓN DE MAMPOSTERÍA.

### 3.1 SISTEMAS CONSTRUCTIVOS

#### 3.1.1 Tipos de muros

##### a) Muros diafragma

Son muros contenidos dentro de traveses y columnas de un marco estructural (ver Fig. 1), 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 Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, México D.F. 1989 (NTCM).

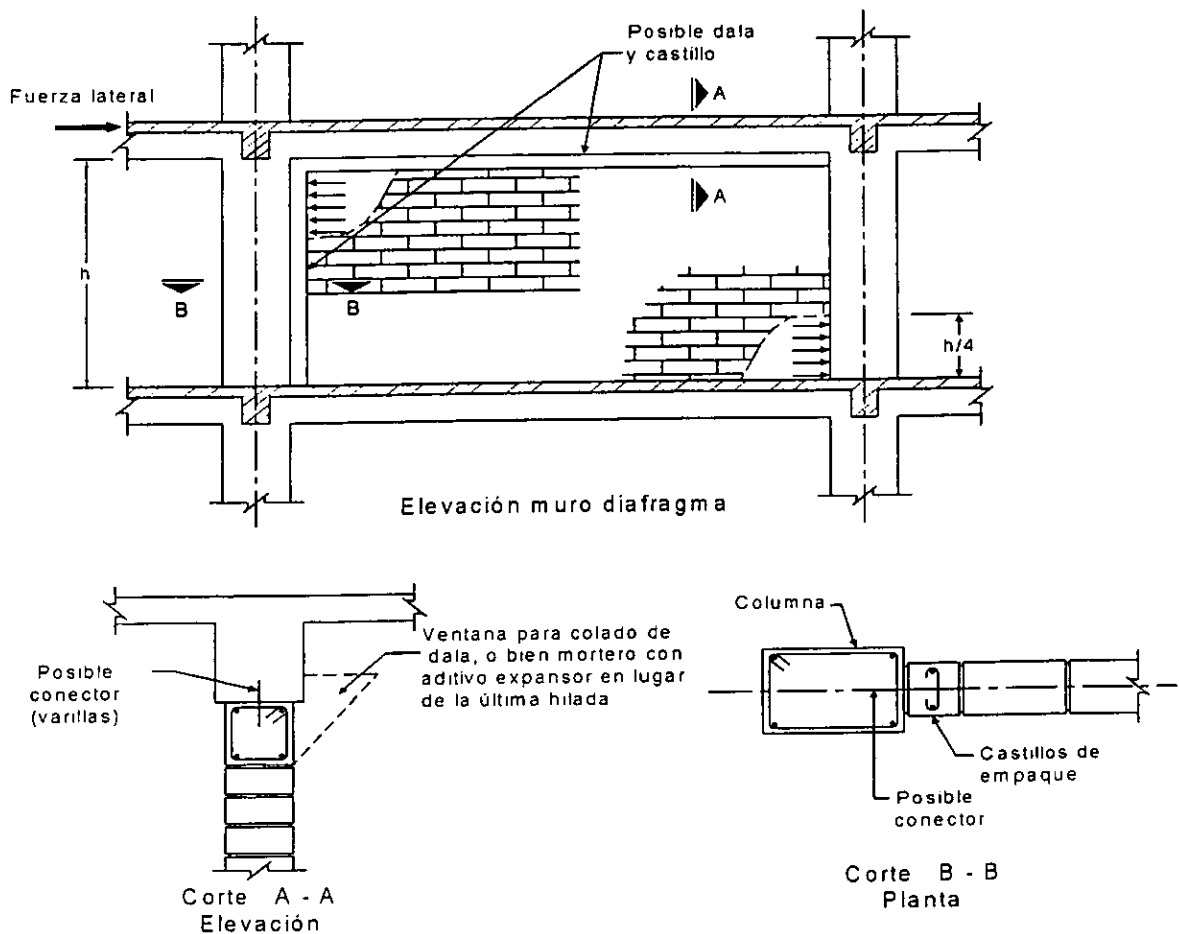


Figura 1 Detalles en planta y elevación de un muro diafragma.

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.

Pueden integrarse al marco, usándolos como cimbra parcial de traveses y columnas, o bien colocarse después de descimbrado el marco, usando dalas y castillos de "empaque" o morteros con aditivo expansor en la mezcla en lugar de la última hilada.

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 Fig. 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.

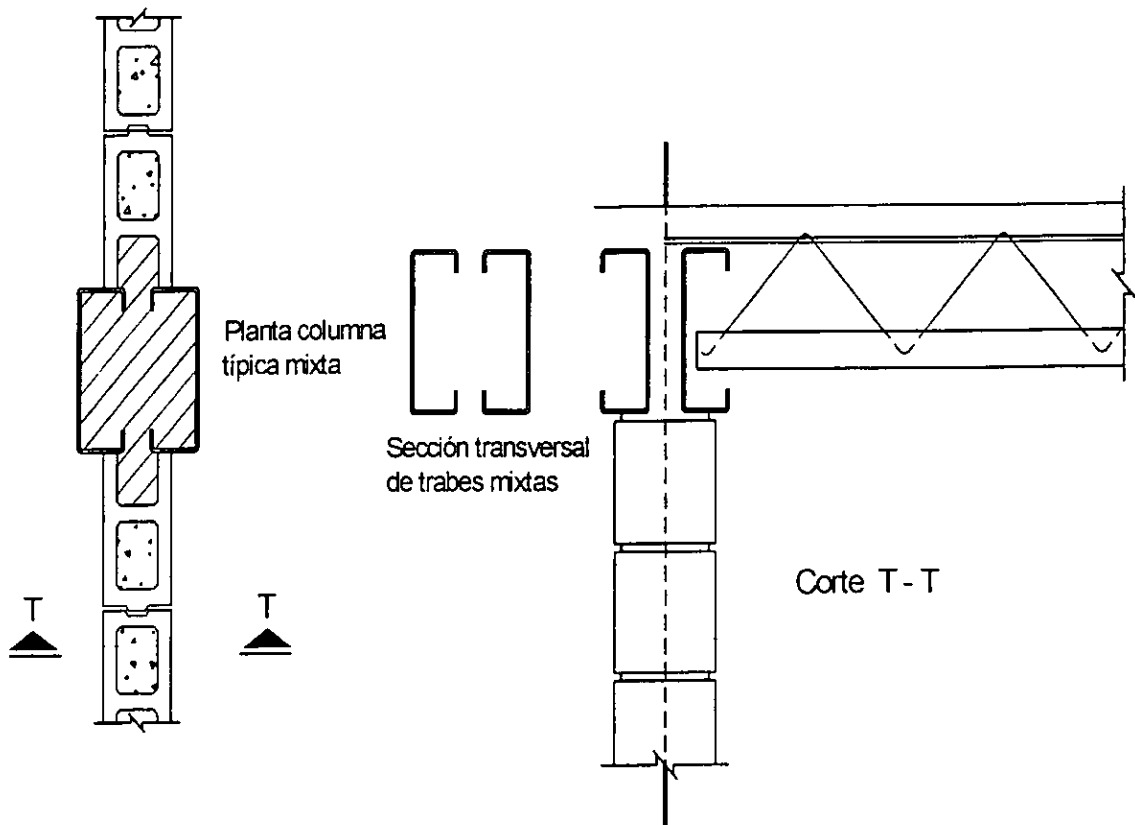


Figura 2 Muro diafragma enmarcado en perfiles de lámina.

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

### b) Muros confinados

Son muros reforzados con dalas y castillos que cumplen con requisitos geométricos y de refuerzo (ver Fig. 3), de la sección 3.3 de las NTCM de Mampostería antes mencionadas y que se resumen en la Tabla 1.

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

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

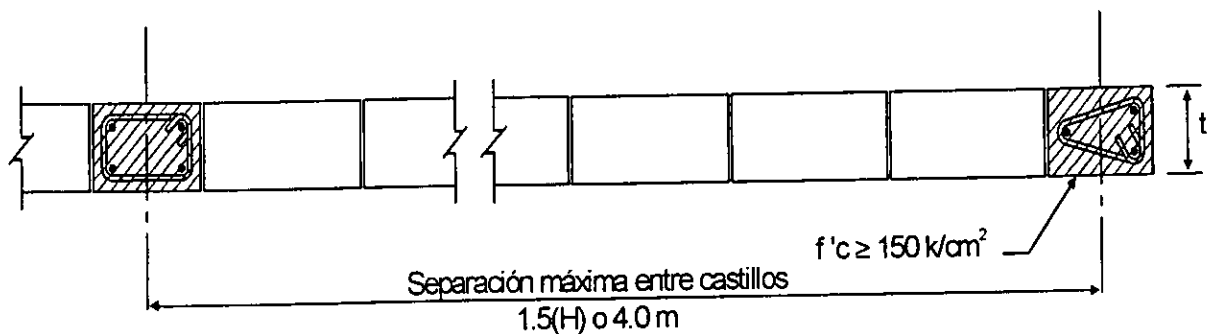


Figura 3 Detalle en planta de la mampostería confinada.

$$\text{Refuerzo mínimo en dalas y castillos } p = 0.20 \frac{f'c}{f_y} \quad (3 \text{ varillas min.})$$

$$\text{Área de estribos } A_s \geq \frac{1000 (s)}{(f_v) (dc)} \quad \text{en donde:}$$

$$s \leq 1.5 dc \quad \text{o} \quad 20 \text{ cm.}$$

Usar dalas intermedias si la altura del muro  $H > 3.0 \text{ m}$

Usar dalas de remate superior, excepto si el muro esta ligado a elementos de concreto reforzado.

Si  $\frac{\bar{H}}{T} > 30$  se usarán elementos rigidizantes que eviten la posibilidad de pandeo.



Tabla 1 - Muros confinados reforzados con castillos y dalas.

f'c (Kg/cm <sup>2</sup> )	fy (kg/cm <sup>2</sup> )				
	2530		4000		6000
150	P <sub>min</sub> = 0.0119		P <sub>min</sub> = 0.0075		P <sub>min</sub> = 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 <sub>min</sub> = 0.0158		P <sub>min</sub> = 0.010		P <sub>min</sub> = 0.0067
	15 x 20		15 x 151	5 x 20	15 x 15
	4 φ 5/8"		3 φ 5/16"	4 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

c) 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. En las Figuras 4 y 5 y en la Tabla 2 se muestra el resumen esquemático, de los requisitos mínimos de refuerzo según la sección 3.4 de las NTCM antes mencionadas.

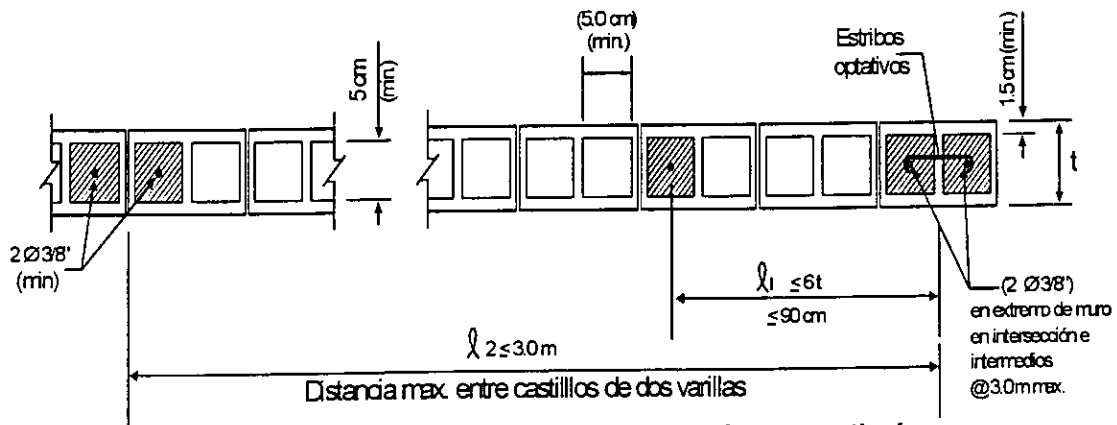


Figura 4 Detalle de acero de refuerzo vertical.

El área de un "hueco"  $\geq 30 \text{ cm}^2$  y su dimensión menor  $\geq 5.0 \text{ cm}$ .

Se usará castillo doble en intersección de muros.

"Huecos" rellenos  $\blacksquare$  con mortero tipo II, I o concreto de alto revenimiento con  $f'_c = 75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y agregado máximo de 1.0 cm.

$H/t \leq 30$  a menos que se provean elementos rigidizantes que eviten la posibilidad de pandeo del muro.

$$\left[ \begin{array}{l} \text{Refuerzo horizontal} \quad P_h = \frac{Ash}{St} \geq 0.0007 \\ \text{Refuerzo vertical} \quad P_v = \frac{Asv}{tL} \geq 0.0007 \end{array} \right] \quad \text{y además} \quad (P_v + P_h) \geq 0.002$$

Nomenclatura:

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

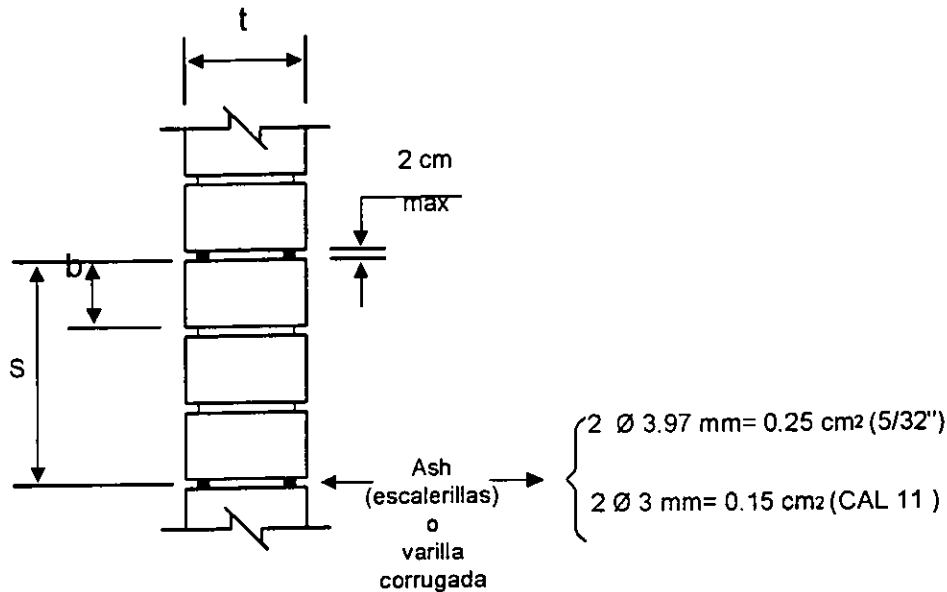


Figura 5 Detalle del acero de refuerzo horizontal.

Tabla 2 - Muro reforzado interiormente.

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	$P_h = \frac{Ash}{St}$				
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

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<sup>2</sup>.

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 varilla No. 4 (o 1.27 cm) de grado 42, o con resistencia a tensión equivalente.

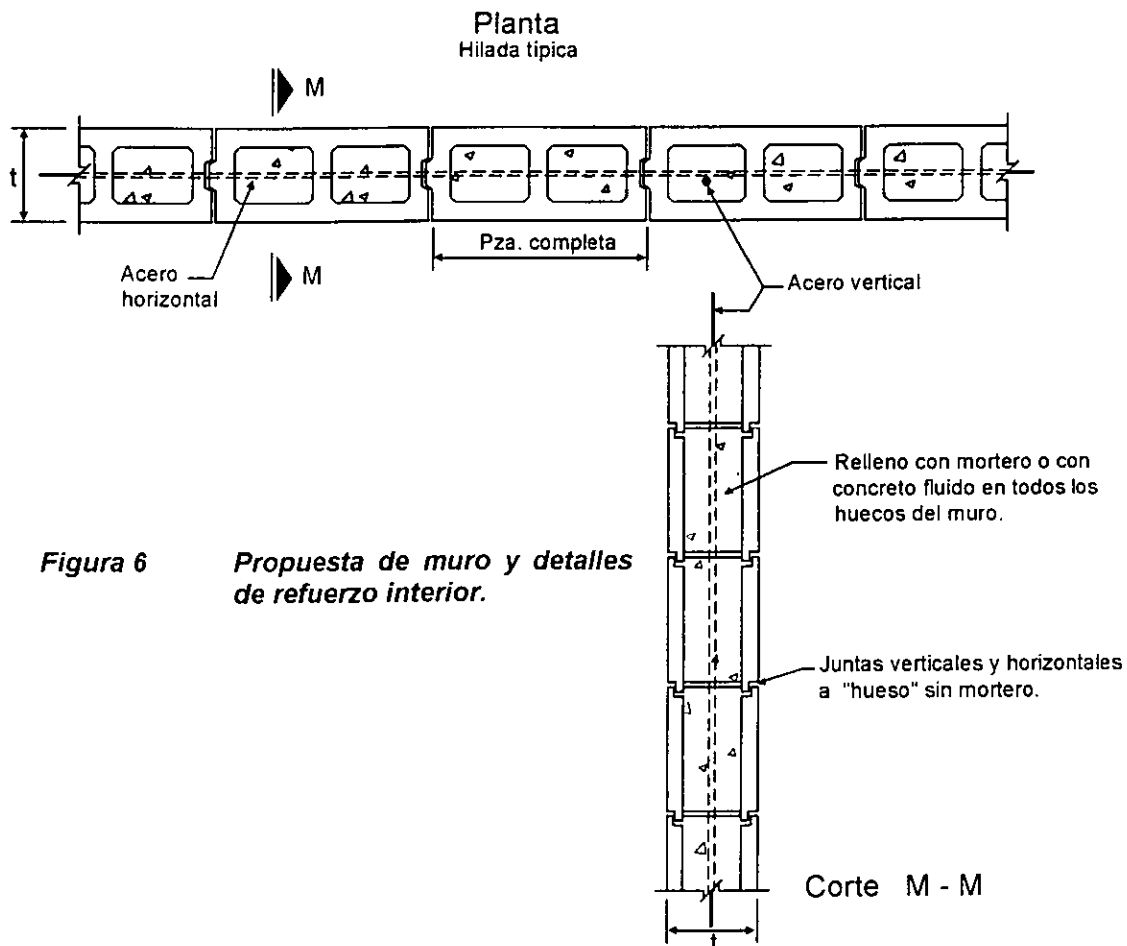
Deberá existir una supervisión continua en la obra, que asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo señalado en planos y que los huecos en que se aloja el refuerzo, sean colados completamente; solo de esta forma puede asegurarse el comportamiento adecuado; aunque esto no implica que deban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

#### d) Muros no reforzados

Son aquellos 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 de las NTCM 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 cumple con los requisitos de seguridad estructural establecidos en el Reglamento y sus Normas Técnicas (ver Fig. 6).



**Figura 6** Propuesta de muro y detalles de refuerzo interior.

### e) 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 propietario, constructor y usuario, a través del Ingeniero Estructuralista.

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.

### 3.1.2 Sistemas de piso

Los sistemas de piso o sistemas estructurales para soportar las cargas verticales y transmitir las a los elementos portantes como son las trabes, 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.

#### a) Desempeño estructural deseable

- 1) Bajo cargas gravitatorias 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.
- 2) 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.
- 3) 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.

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 dala, 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 Fig. 7).

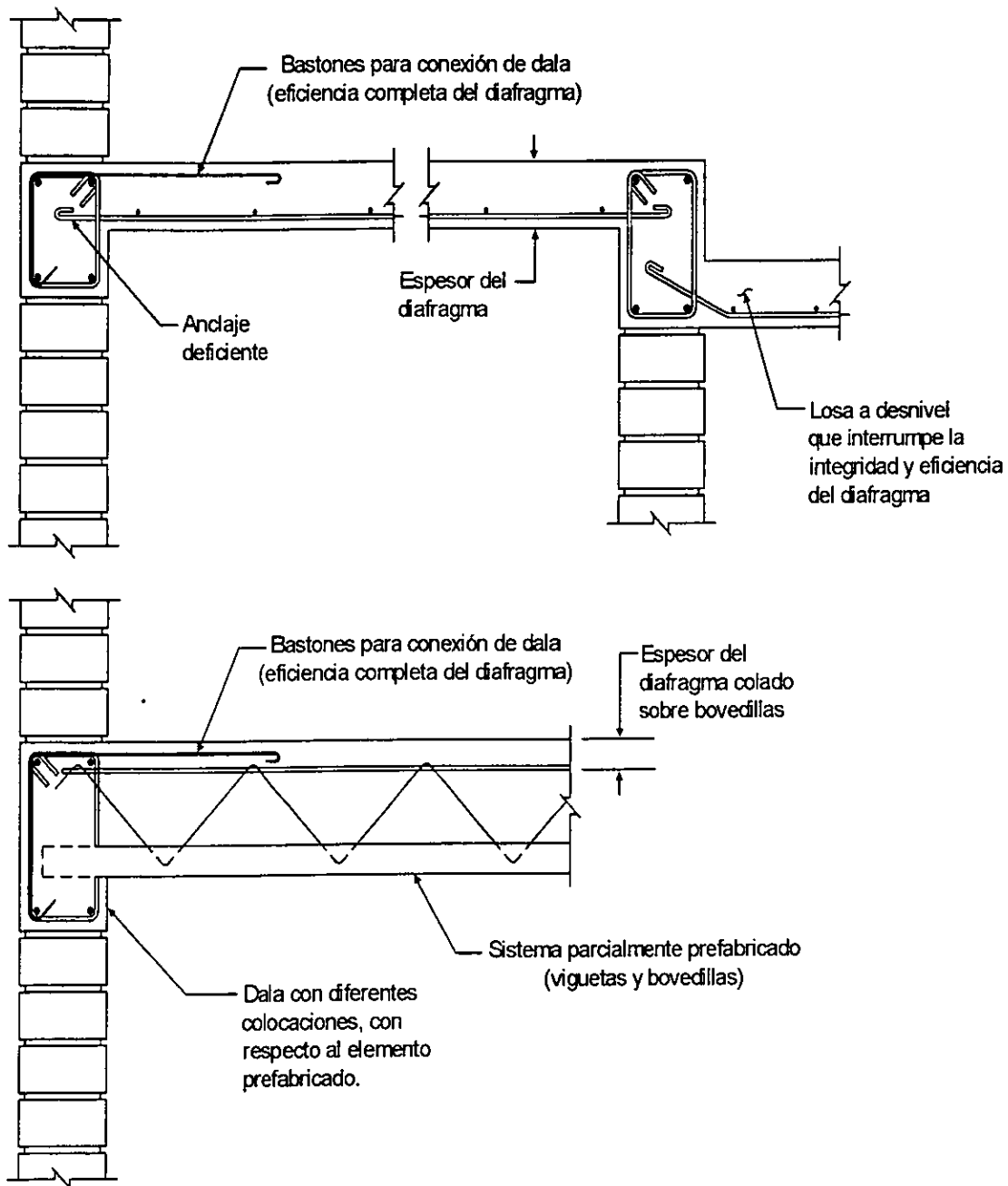


Figura 7 Detalles y recomendaciones constructivas.

En la Figura 8 se muestra algunas soluciones para ubicación de instalaciones hidrosanitarias.

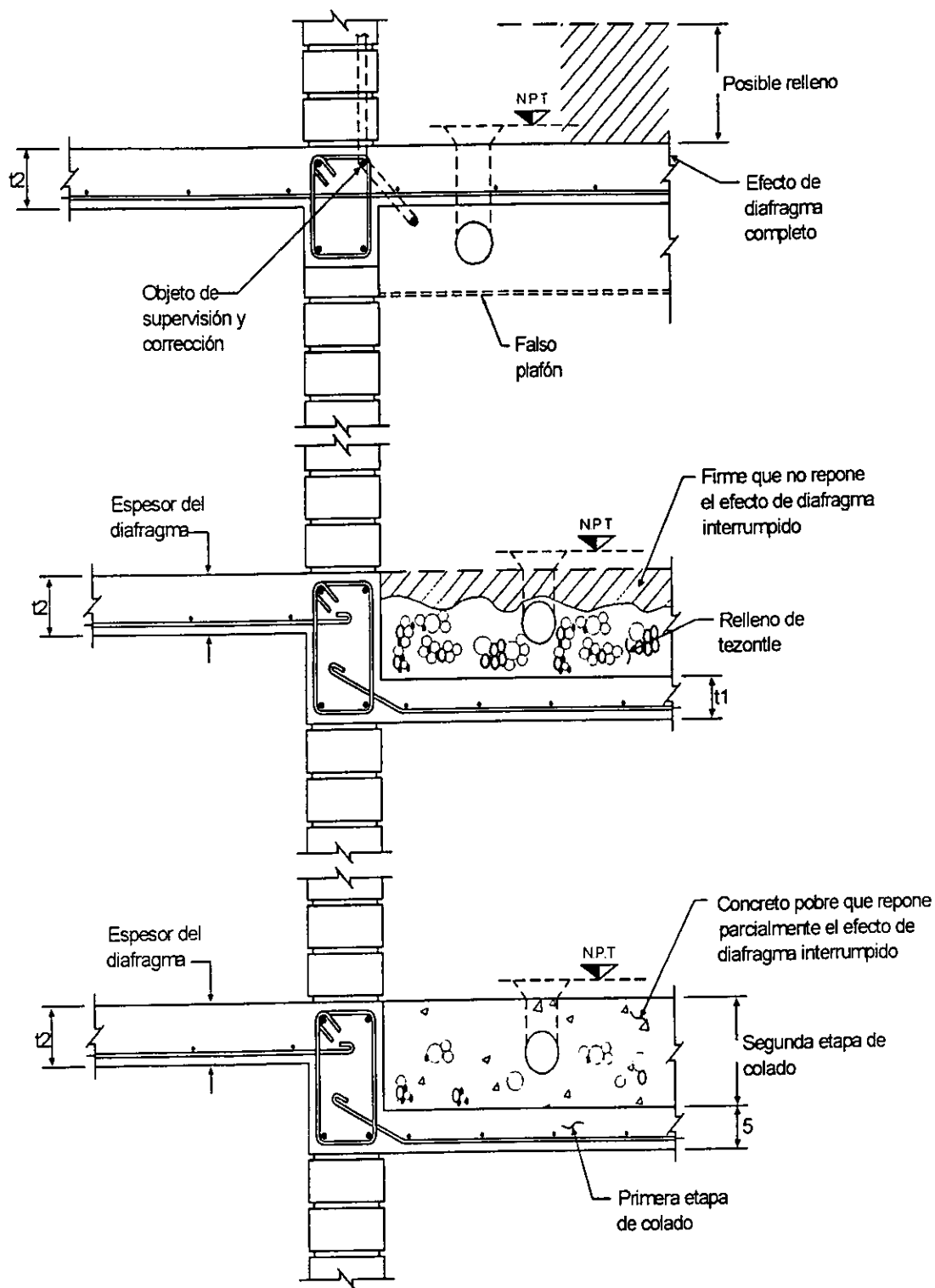
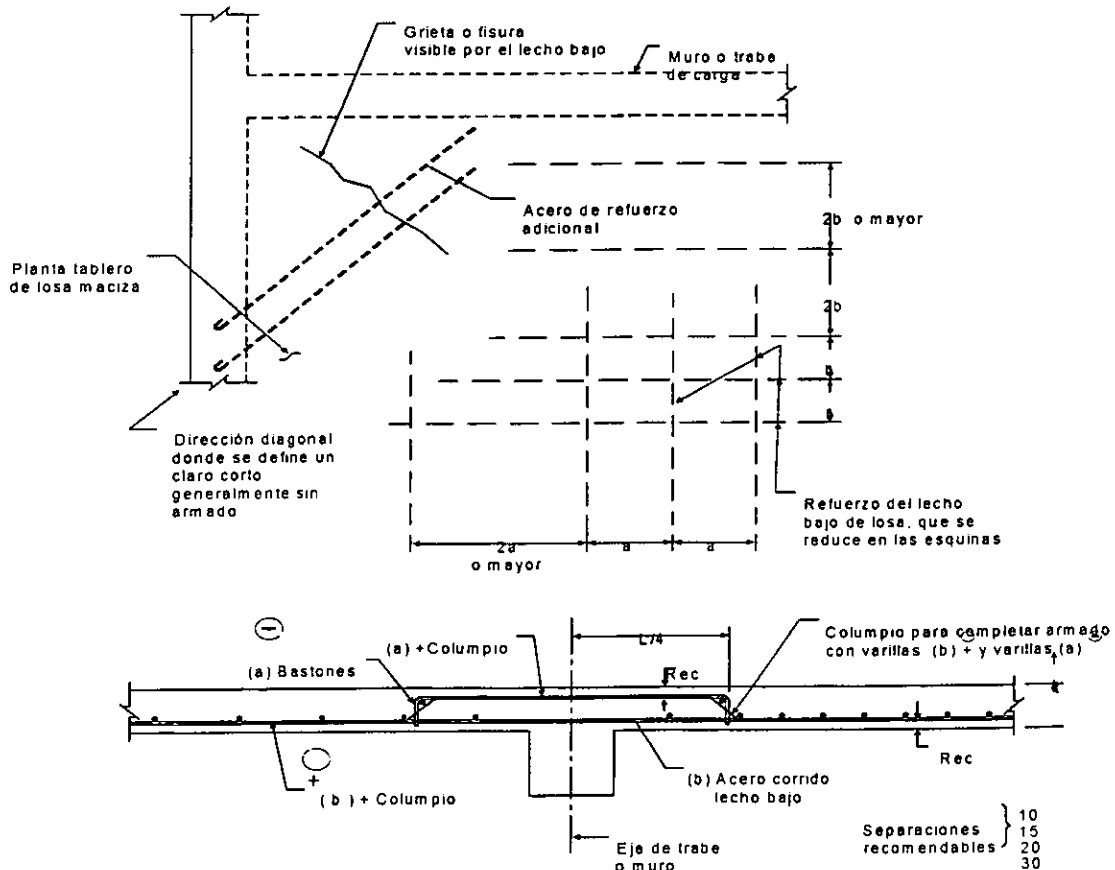


Figura 8 Soluciones para instalaciones.

**b) 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, observaciones y recomendaciones que obedecen a experiencias y práctica profesional compartida con proyectistas arquitectónicos, promotores y constructores, y estas son:

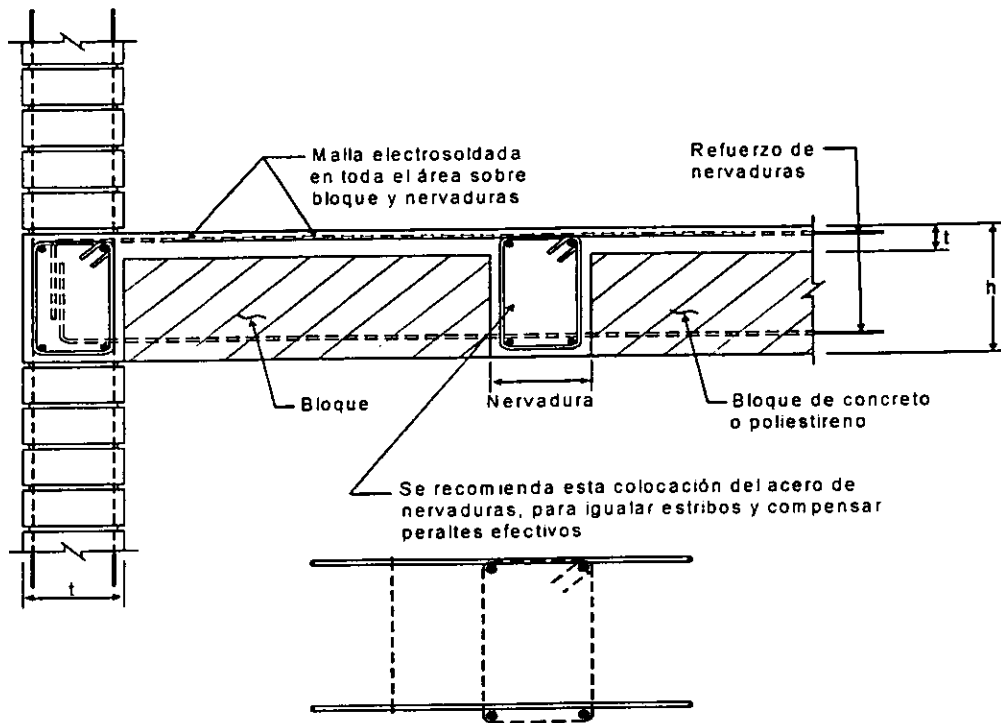
- 1) La correcta colocación del acero de refuerzo, requiere posicionadores que difícilmente se usan en la mayoría de los casos. La redistribución de esfuerzos que se produce por mala colocación del acero de refuerzo, no repercute substancialmente en el comportamiento como diafragma, pero provoca fisuras inaceptables, que reducen la capacidad por cargas verticales y deformaciones mayores que las previstas.
- 2) 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.
- 3) En las zonas de esquina de cada tablero, se produce una flexión local en dirección diagonal (ver Fig. 9), 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).



**Figura 9** Efecto de esquina en tablero de losa maciza y detalle típico para armado de losa.

### c) 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 Fig. 10).



\* 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 10 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.

### d) Sistemas prefabricados (unidireccionales y bidireccionales)

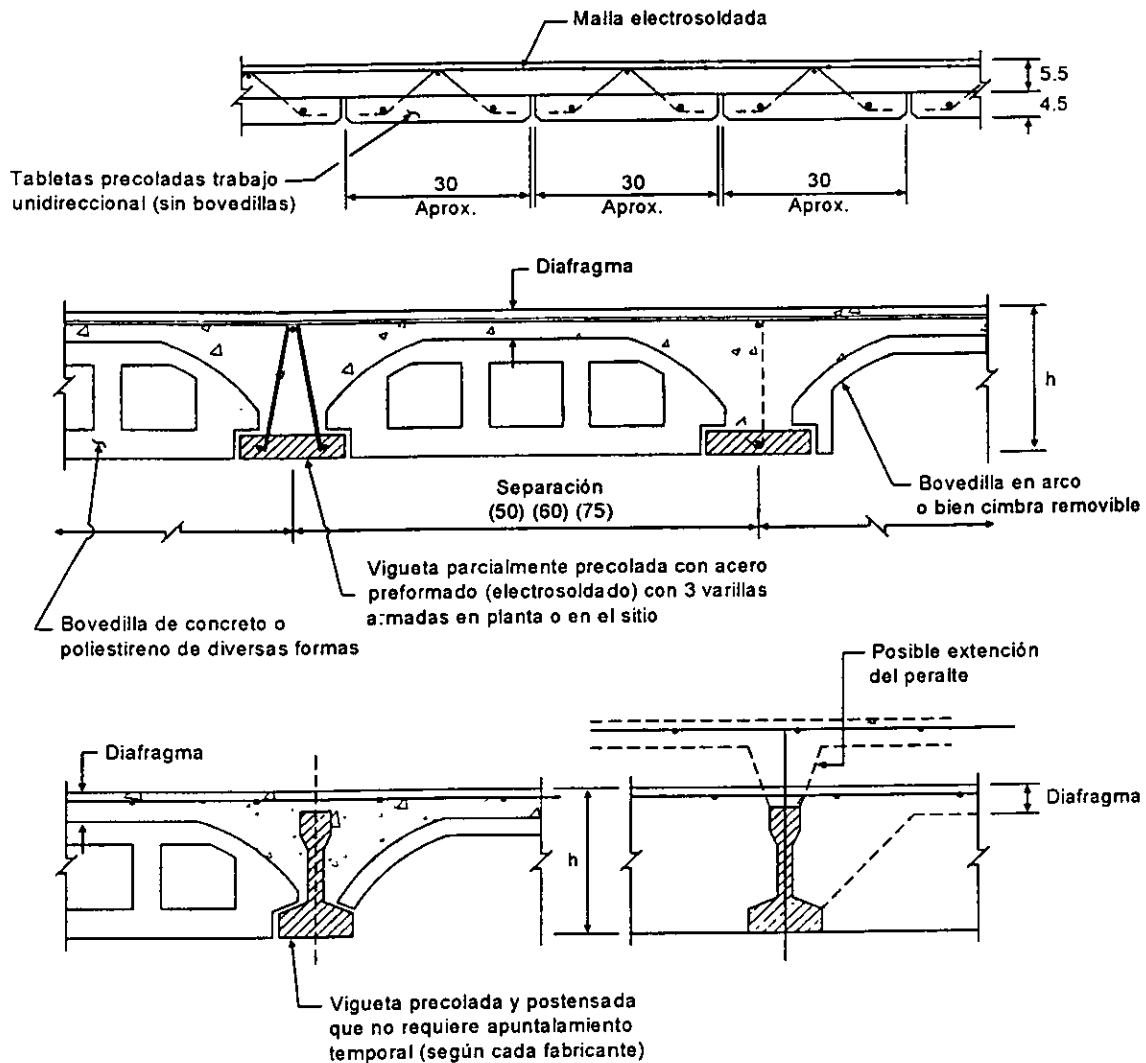
Con viguetas prefabricadas y preesforzadas	+	Bovedilla
Con viguetas	+	Bovedilla
Con tabletas prefabricadas		

Algunas requieren apuntalamiento provisional durante la etapa de colado complementario.

El sistema de bloques, bovedillas y 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 Fig. 11).



**Figura 11** 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 dalas, traveses y muros, así como su integridad en toda la planta de la edificación, y no solo con tableros aislados.

### 3.1.3 Cimentaciones

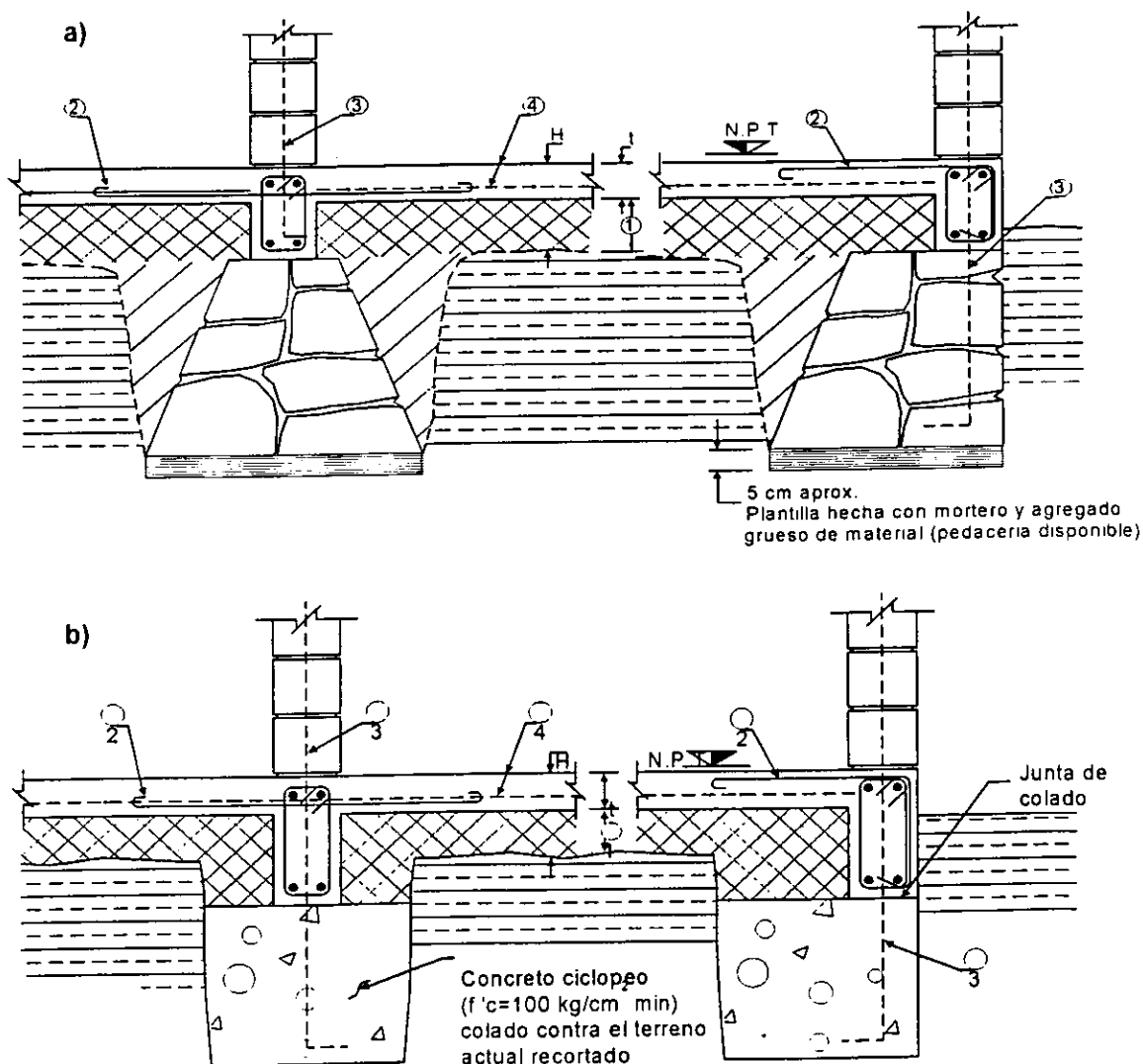
Las edificaciones para vivienda, desde un nivel, hasta cinco niveles, ya sea en cuerpos aislados o agrupamientos, representan un reto al estructurista, quien nunca debe decidir el tipo de cimentación a usar, por sí solo, ya que el punto de vista del Geotecnista y de un Geólogo, es indispensable, para 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,

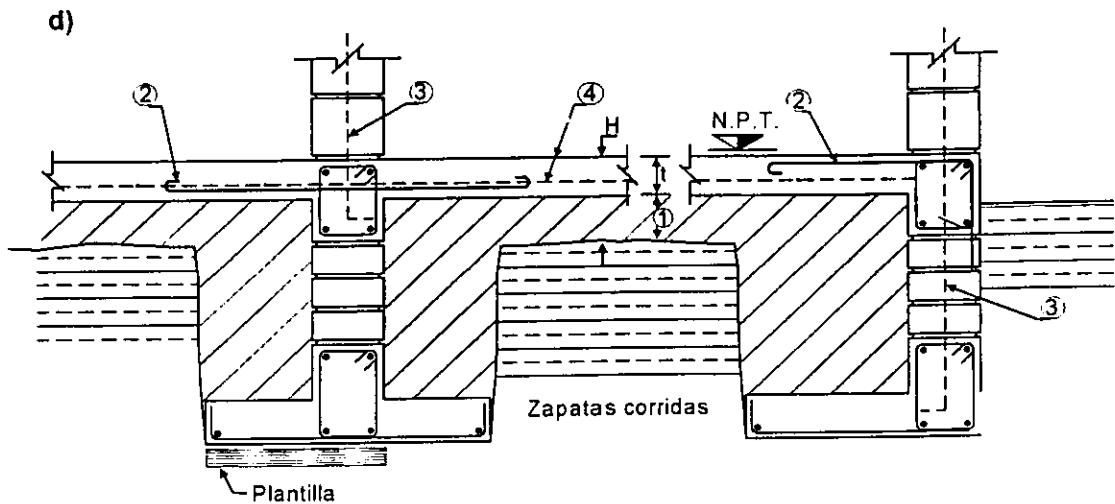
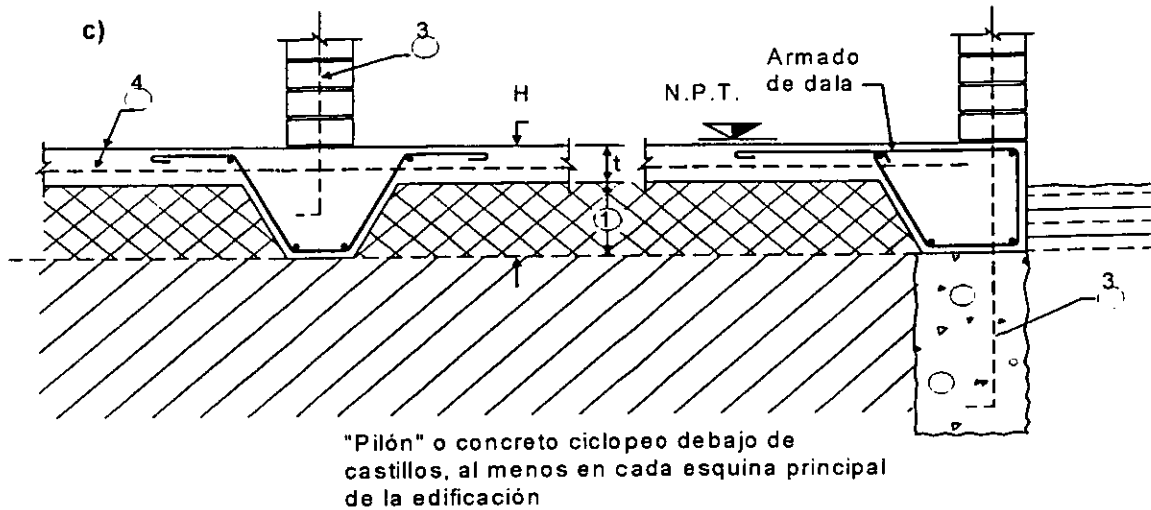
obedece a que la mayoría de soluciones para vivienda masiva, no requiere elevadores, ni estacionamiento en la planta baja, y el uso de muros de carga y rigidez en todos los pisos, ha llevado a soluciones arquitectónicas económicamente realizables.

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 12 los cuatro tipos de cimentación comúnmente utilizados para edificaciones de pocos pisos, sobre terrenos de baja y mediana compresibilidad.





**Figura 12 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 electro soldada y además, proporcionan 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 electro soldada 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.

En la Figura 13 se presentan dos 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.

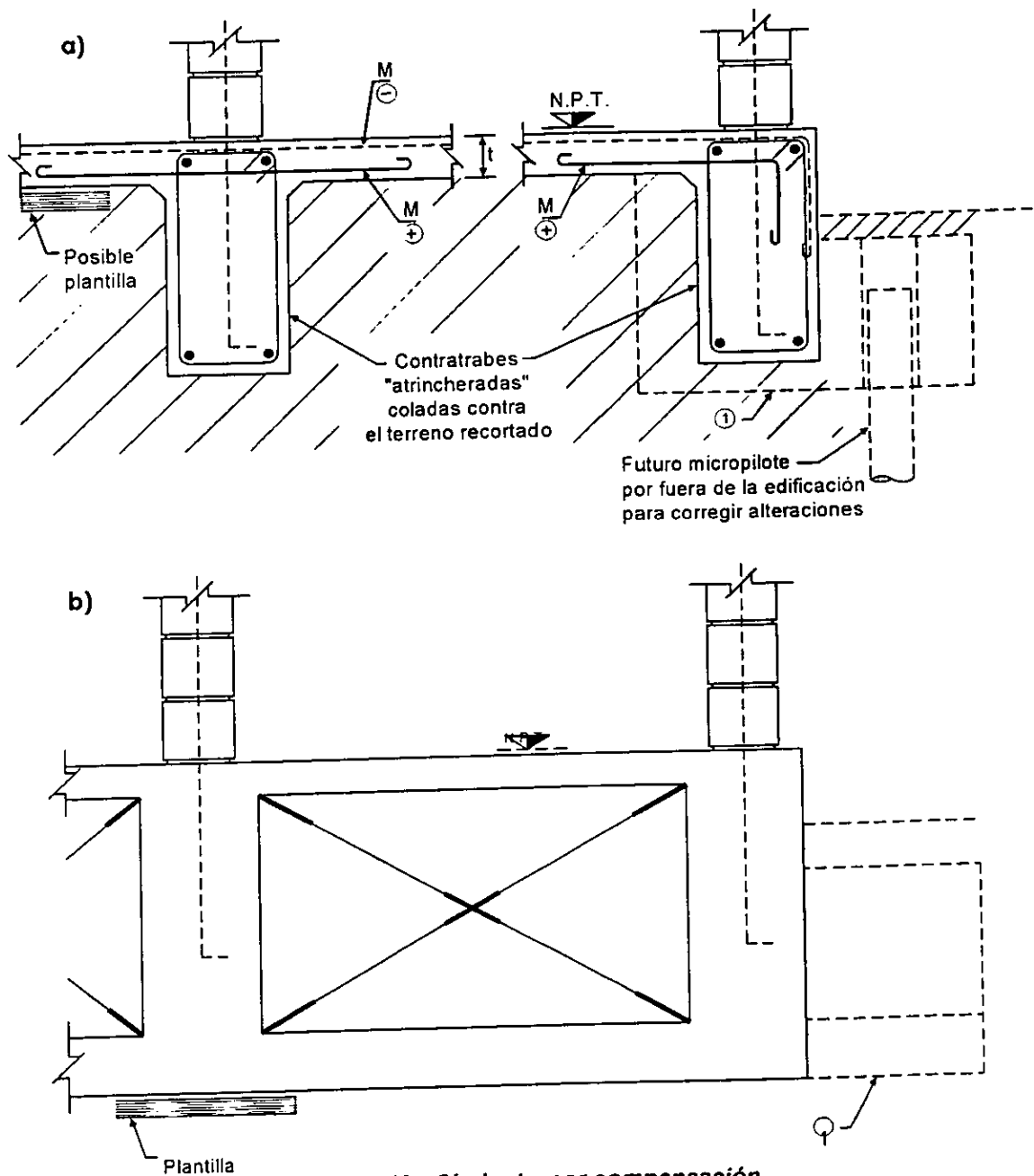


Figura 13 Cimiento por compensación.

Nomenclatura:

- 1) Dado de concreto, o prolongación de la losa y/o contra trabe 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.

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 inversionista. (ver Fig. 12 y 13).

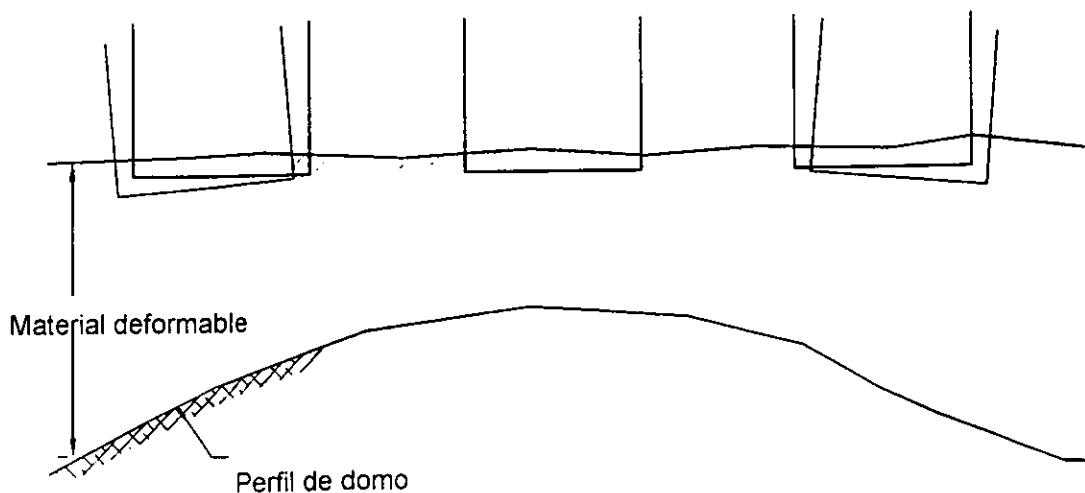
Los objetivos de una cimentación que se pretenda eficiente deben ser:

- Mínimo de hundimientos y en especial los diferenciales.
- Facilidad de colocación de instalaciones.
- 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.
- 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, Figura 13).

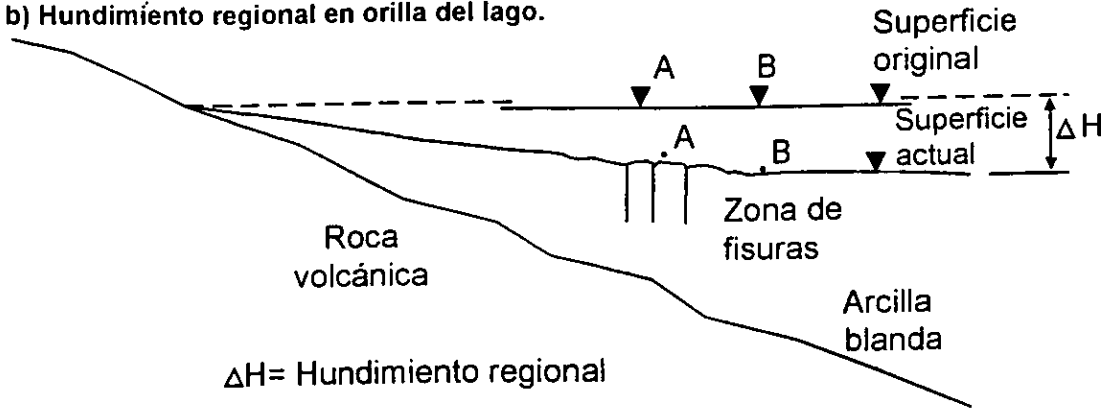
Especialmente en los agrupamientos de edificaciones multihabitacionales, la correcta investigación del subsuelo y la completa interacción con el geotecnista son indispensables.

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 Fig. 14 y 15).

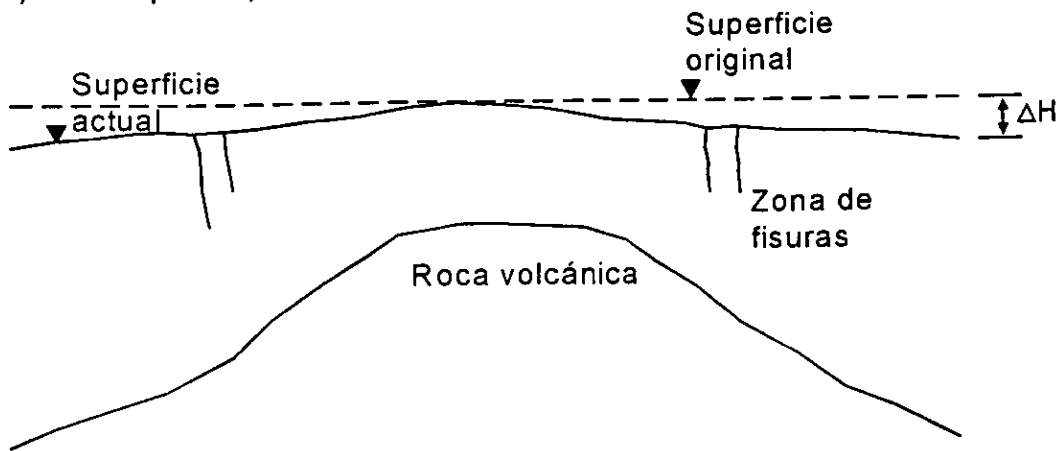
#### a) Deformación no uniforme del subsuelo por presencia de domo.



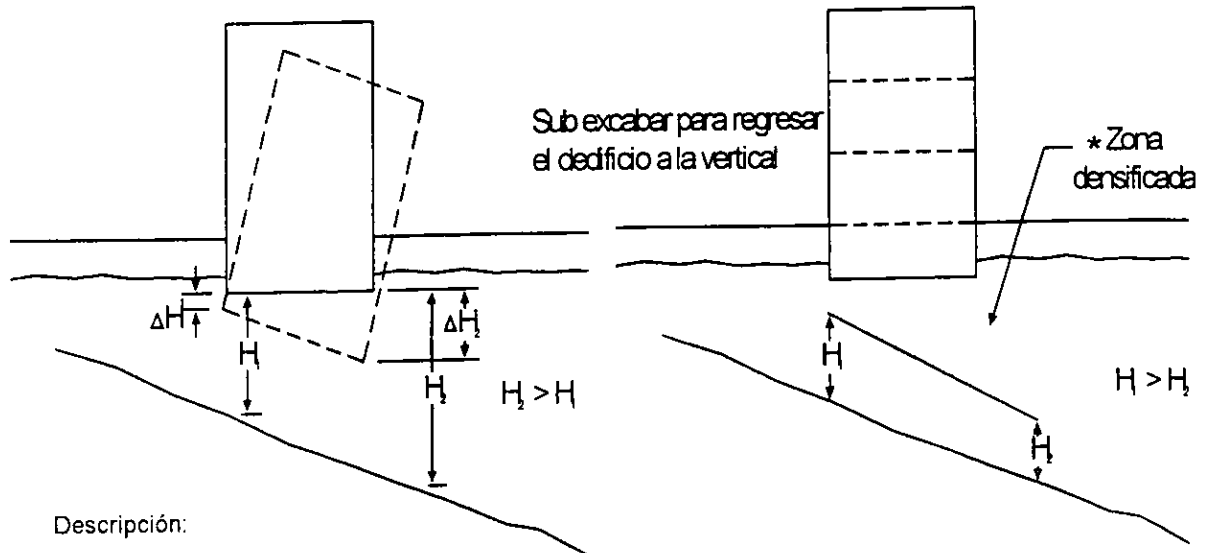
b) Hundimiento regional en orilla del lago.



c) Domo sepultado, mecanismo de fisuramiento en arcillas.



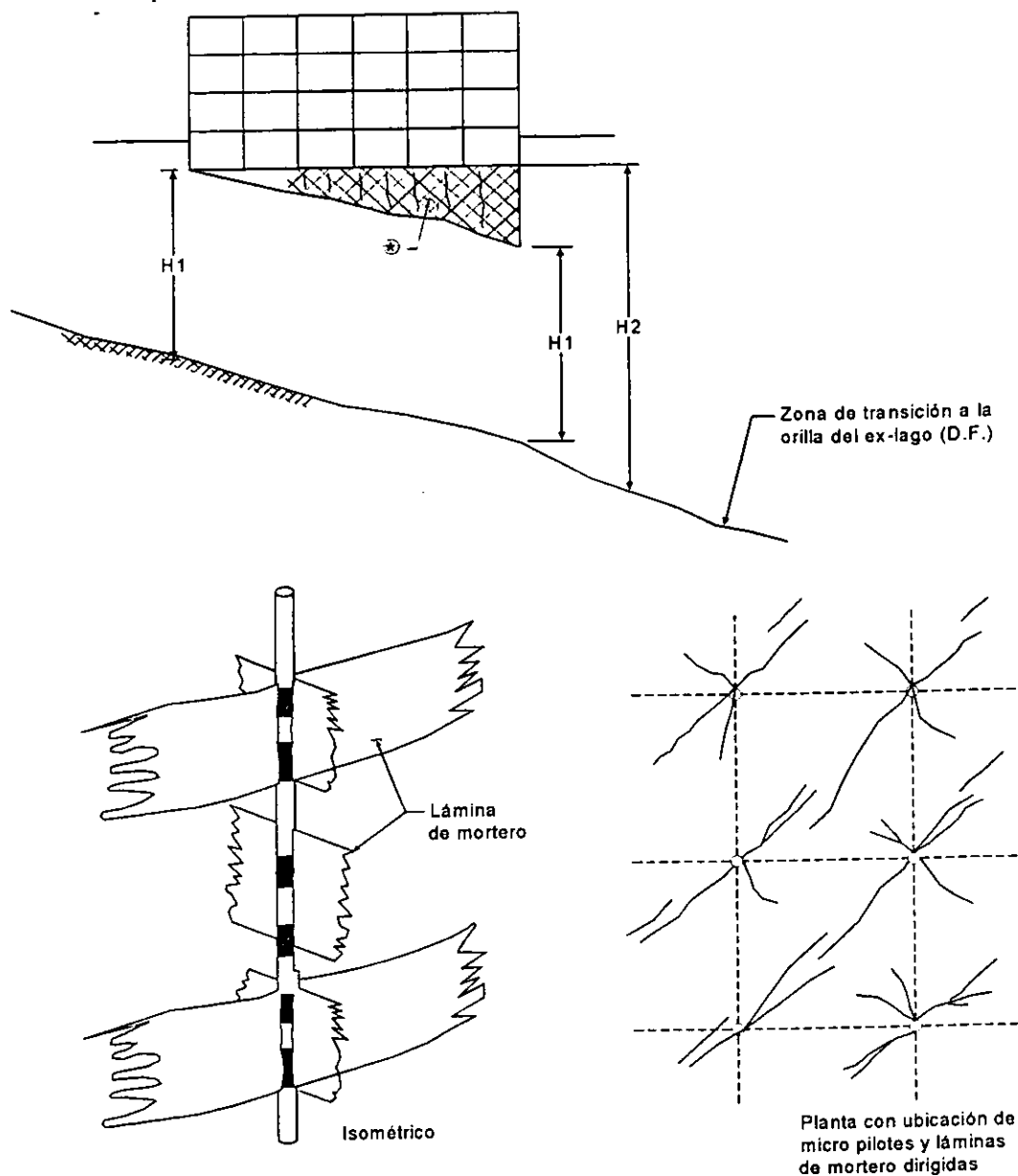
d) Inclinación de una estructura por deformación diferencial del subsuelo.



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 14 Problemas geotécnicos en un edificio desplantado en la orilla del lago.



**Figura 15** Densificación o estructuración del suelo y geometría de las láminas de mortero inyectado.

Nomenclatura:

- ⊗ “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.

## 3.2 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

### 3.2.1 Construcción de la cimentación

#### a) 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 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 son:

- Exploración del suelo suficiente (en número y profundidad), de acuerdo con el Reglamento de Construcción del D.F 1993 (RCDF). 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 contra trabes exteriores de un cajón de cimentación, etc.

#### b) Plantillas

- Son necesarias para proporcionar una superficie limpia y más o menos lisa, y evitar la contaminación del concreto.
- Es usual construir las 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.

#### c) Número y posición del acero de refuerzo en los elementos estructurales de la cimentación.

- En el dimensionamiento de las secciones transversales de los elementos estructurales, es usual la utilización de: elementos prefabricados de acero (para secciones transversales de contra trabes relativamente pequeñas), malla electro soldada en el lecho superior de losa de cimentación (muy flexible) y bastones en el lecho inferior sobre los apoyos.
- Deberán cuidarse anclajes y traslapes, recubrimientos, etc.



**d) 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.

**e) Construcción de firmes**

- Es conveniente que los firmes se cuelen en áreas no mayores de  $15 \text{ m}^2$ , 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.

**3.2.2 Materiales****a) 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 tarimas flejadas, 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.

**b) Tratamiento de la succión de las piezas**

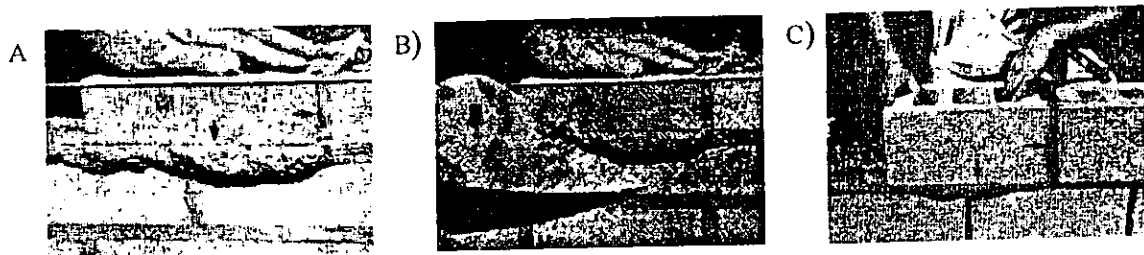
- La succión es necesaria para lograr el íntimo contacto del mortero con la unidad de mampostería. Sin embargo, cuando es excesiva debe ser controlada mediante el humedecimiento previo al asentado de la unidad o pieza, ya que de lo contrario, causará efectos negativos. En casos extremos endurecerá y 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 interfase 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.

### 3.2.3 Construcción de muros

#### a) Fabricación del mortero

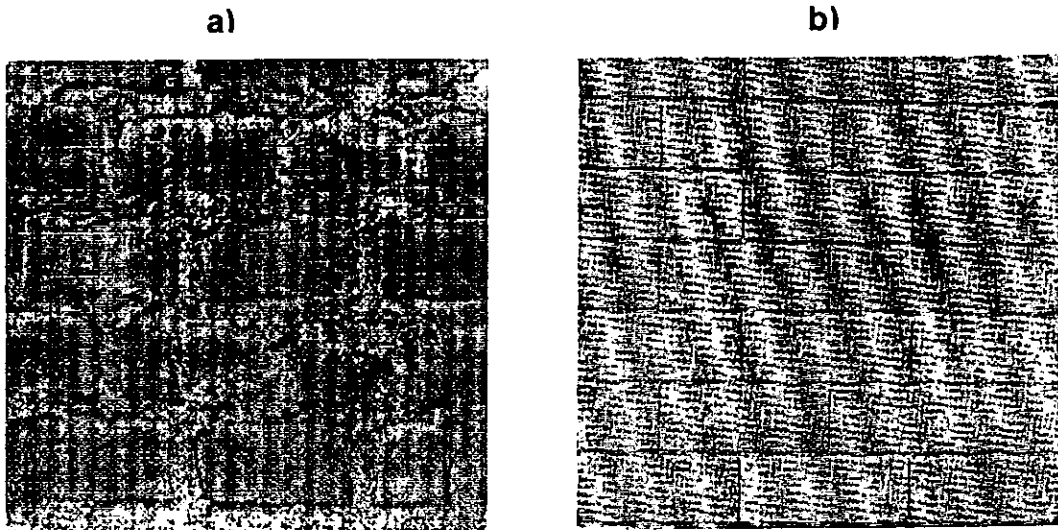
- Siempre será deseable la fabricación controlada de los morteros por medios mecánicos, y en el caso de obras grandes fabricado de manera centralizada, con total control del proporcionamiento especificado, para distribuir hacia los diversos frentes.
- Tradicionalmente la consistencia del mortero la define el operario, y se adecua 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, premezclándolo y añadiéndole agua si es necesario.
- Los morteros a base de cemento Pórtland deberán usarse dentro de un límite que no exceda el tiempo de fraguado inicial del cemento. En las NTCM antes mencionadas se indica usar el mortero dentro de un lapso de 2.5 horas, sin embargo en el libro de Albañilería Estructural de Héctor Gallegos 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 (ver Fig. 16). Esto se debe a que la adherencia se logra en el primer contacto, por lo que cualquier despegue parcial o total la destruye irremediablemente.



**Figura 16** Proceso de asentado de tabiques y bloques: a) presión vertical, b) presión horizontal y retiro del mortero excedente, y c) presión vertical y horizontal.

**b) Espesor de las hiladas y acabado de las juntas**

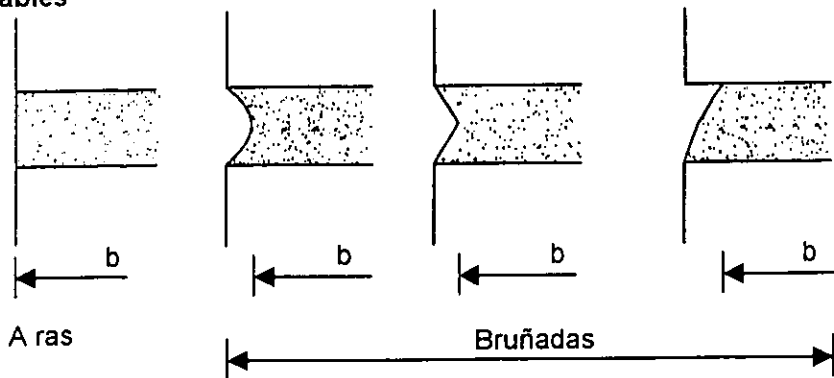
- Debe determinarse en función de la variabilidad dimensional de la altura de la pieza de mampostería y del espesor mínimo recomendable del mortero para lograr una correcta adherencia.
- Para condiciones normales de asentado, el espesor de la junta está entre 1 y 1.5 cm.
- No son aceptables, juntas de 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 como se ve en la Figura 17.



**Figura 17 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 18. 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.

No Recomendables

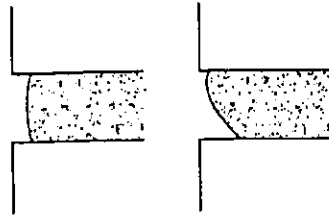


Figura 18 Acabado de las juntas de mortero

### c) 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, (ver Fig. 19) para garantizar la trabazón del tabique y el concreto.

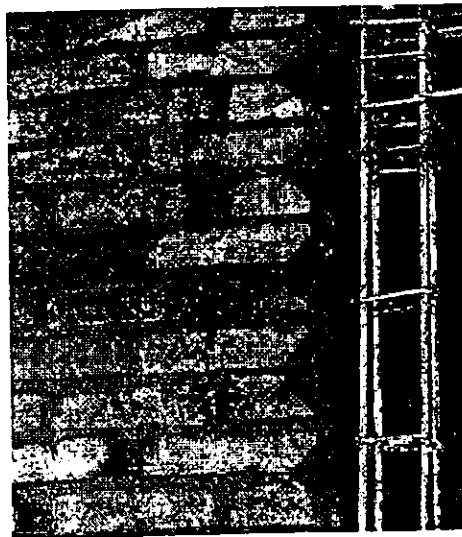


Figura 19 Dentado de un muro de tabique recocido para garantizar el "amarre" con los castillos de confinamiento.

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 a la compresión de la pieza, mampostería, resistencia al cortante de la mampostería y resistencia a la compresión del concreto respectivamente ( $f^*p$ ,  $f^*m$ ,  $v^*$ ,  $f^*c$ ).
- En las ventanas es necesario confinar el hueco, o bien poner refuerzo horizontal en los antepechos.

#### d) 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. Se recomienda que, para evitar excentricidades accidentales y fallas prematuras por aplastamiento del mortero, el ritmo de construcción en piezas junteadas con mortero de cemento Pórtland no exceda de 1.30 m de altura por jornada de trabajo.

#### e) 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 se 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 (ver Fig. 20).

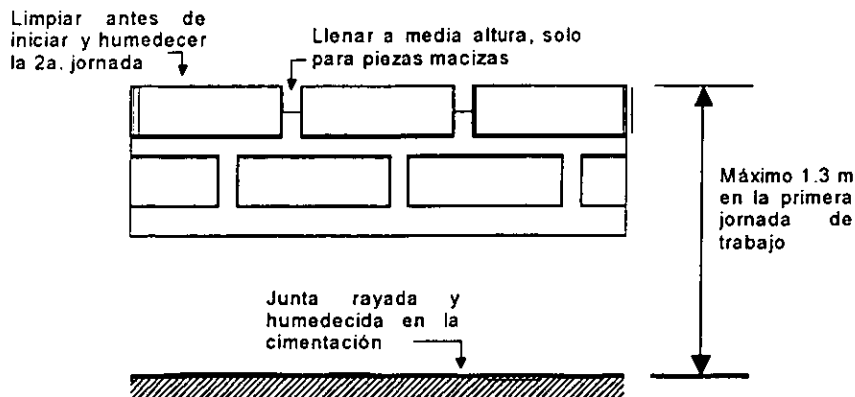
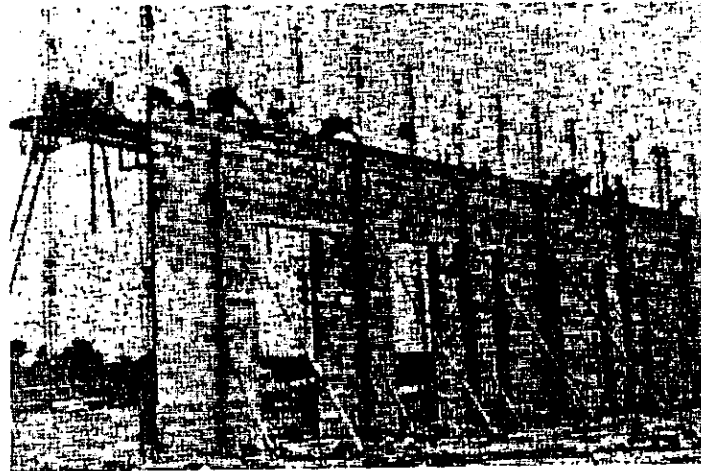


Figura 20 Juntas de construcción.

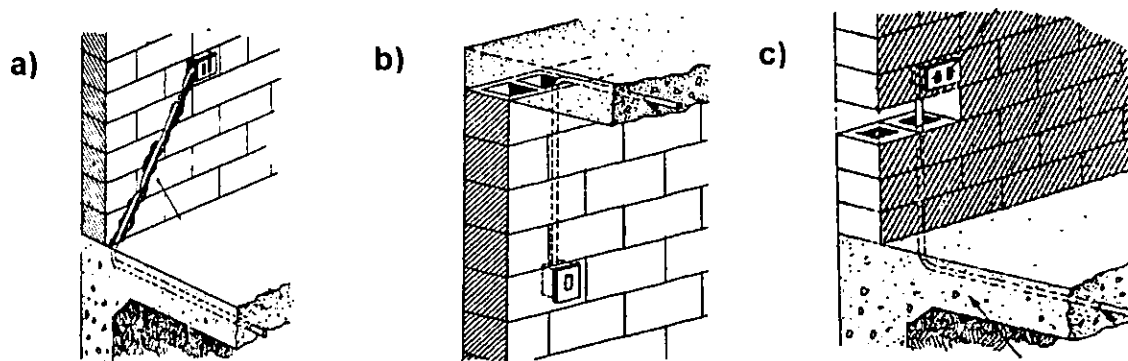
- Es deseable en general, que todas las juntas de construcción sean rugosas y que estén libres de polvo y gránulos sueltos.
- Durante el proceso constructivo, los muros tienen poca estabilidad fuera de plano y en general, una resistencia a la tensión muy reducida. En consecuencia, no deben ser sometidos 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 arriostramiento o apuntalamiento con tablonés de madera (ver Fig. 21), para evitar daños.



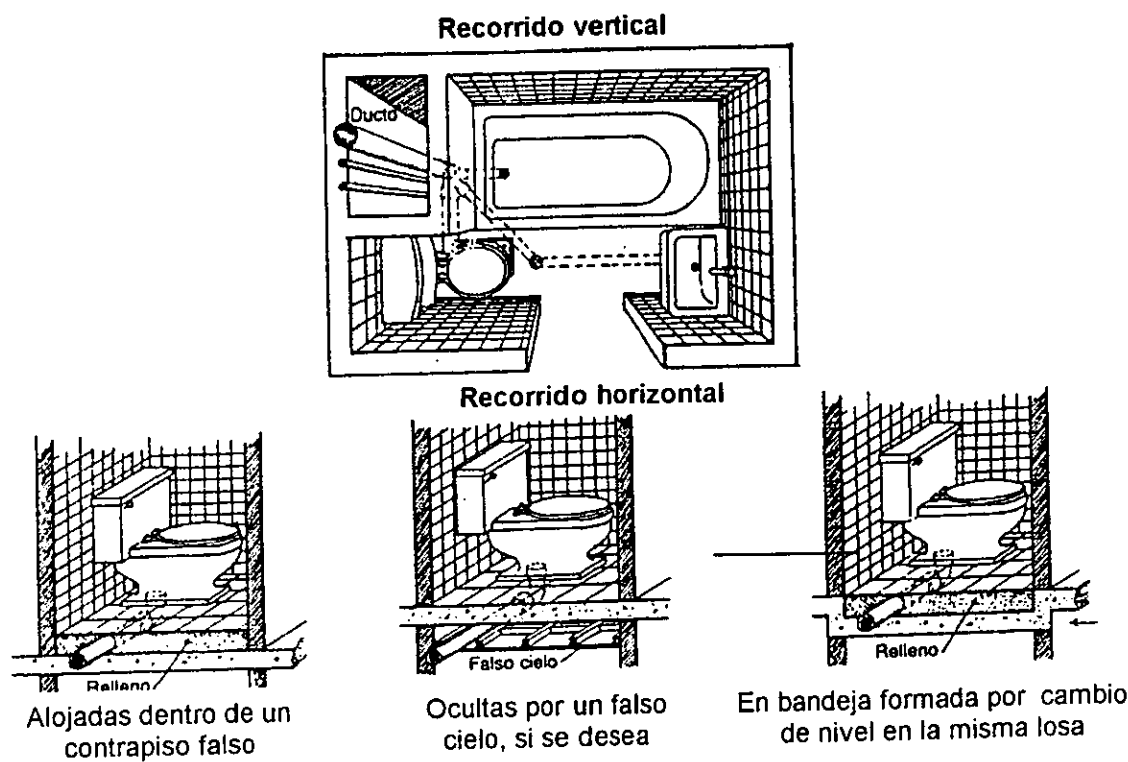
**Figura 21** Protección de un muro mediante arriostramiento provisional.

#### f) Colocación de instalaciones (hidrosanitarias, gas, eléctricas, telefónicas, etc.)

- En ningún caso debe atentarse contra la integridad de los muros.
- 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 (ver Fig. 22).
- 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 de mayor diámetro, (aunque no requieran mantenimiento), deben ir alojados en ductos especiales y falsas columnas (ver Fig. 23).



**Figura 22** a) Colocación incorrecta de ranura que aloja un ducto de instalación eléctrica.  
b) y c) colocación correcta de instalaciones, siguiendo recorridos verticales.



**Figura 23** Las instalaciones sanitarias se colocan en ductos registrables verticales, y no se empotran en las losas de los entresijos.

**g) Armado de dalas, castillos y anclaje 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<sup>2</sup>).
- 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.

#### **h) Impermeabilización de muros y mantenimiento de la mampostería.**

- Para evitar la aparición del salitre (eflorescencia), 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, dar mantenimiento al muro cuando éste lo requiera (pintura, yeso, aplanados, etc.).
- El ladrillo aparente extruido de barro no requiere mantenimiento, 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).

#### **3.2.4 Errores comunes que pueden evitarse**

- a) Posición del acero de refuerzo en castillos y refuerzo vertical de muros reforzados interiormente (doblez 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 1 o más de 1.5 cm.
- l) Falta de confinamiento de huecos de ventanas, o refuerzo horizontal en los antepechos.



### 3.2.5 Supervisión durante la construcción de una 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 antes mencionados, 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 Corresponsable 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.

### 3.3 CONTROL DE CALIDAD Y REFERENCIAS DE PRUEBAS DE LABORATORIO

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, sin embargo a medida que la mampostería se popularizó y luego se empezó a hacer con tabicón ó bloque 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 algunos 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, para soportar cargas verticales, 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 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/cm<sup>2</sup> 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/cm<sup>2</sup> 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.

Existen pruebas para pilas fabricadas con los elementos juntados, 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 (ver Tabla 3 y 4).

**Tabla 3 - Índice de rotura en piezas individuales por compresión.**

Piezas probadas	Tablque cms.	RUPTURA POR COMPRESIÓN
10	A, 6x12x24	232.6
10	B, 6x12x24	186.1
5	C, 12x12x24	159.8
10	D, 6x12x24	136.2
10	Recocido 6x12x24	82.92

Tabla 4 - Pruebas en muretes realizadas para definir el tipo de mampostería a utilizar

Piezas probadas	Especimen mltz/cm	Tabique	Mórtero	Edad	COMPRESION AXIAL	COMPRESION AXIAL	COMPRESION DIAGONAL
10	12x49x49	A,6x12x24	1:3	28 días	250.33		
5	12x24x28	A,6x12x24	1:3	28 días		24.4	
10	12x49x49	A,6x12x24	1:4	2 meses			39.48
10	12x49x49	A,6x12x24	1:3	28 días			19.1
10	12x24x28	B,6x12x24	1:3	28 días	147.51		
5	12x24x27	B,6x12x24	1:3	28 días		19.03	
12	12x49x49	B,6x12x24	1:3	28 días			11.91
5	12x49x49	B,6x12x24	1:4	2 meses			21.23
5	12x24x39 (tres hiladas)	C,12x12x24	1:4	28 días	63.9		
5	12x24x39 (tres hiladas)	C,12x12x24	1:4	28 días		13.9	
5	12x50x49 (cuatro hiladas)	C,12x12x24	1:3	28 días			8.54
doble hueco relleno $f'c=130 \text{ kg/cm}^2$							
10	12x24x26	D,6x12x24 con relleno	1:4		197.65		
10	12x24x26	D,6x12x24 sin relleno	1:4		160.73		
10	12x49x49	D,6x12x24	1:4				14.94
10	12x49x49	D,6x12x24 sin relleno	1:4				7.77
		18 taladros					
12	12x49x49	E,6x12x24	1:4				13.6
10	12x24x28	recocido 6x12x24	1:3	28 días	88.9		
5	12x24x28	recocido 6x12x24	1:3	28 días		15	
10	12x49x49	recocido 6x12x24	1:3	28 días			6.27

Se observa claramente que el mejor comportamiento de las piezas individuales proporciona un mejor comportamiento en conjunto.

Con esta información el proyectista tendrá más conocimiento del comportamiento de los muros y podrá fijar los valores de resistencia de la mampostería y criterios de seguridad convenientes.

En las obras el constructor deberá encargar a un laboratorio confiable, que pertenezca a la 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 m<sup>2</sup> 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.

En el Diario 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/cm<sup>2</sup> 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.

Se deben 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 se asegure el cumplimiento de las indicaciones del proyecto, y que quede constancia de la calidad de los materiales y de la mano de obra.

## CAPÍTULO 4

# COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA Y NO CONFINADA

### 4.1 NO REFORZADA

La mampostería no reforzada es aquella que esta formada 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, por lo que esta mampostería 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 las mallas electrosoldadas clavadas a la mampostería y embebidas en el recubrimiento de mortero).

Como existe una gran cantidad de características geométricas y de materiales tanto de las piezas como de los morteros, se hace difícil una descripción general del comportamiento mecánico de la mampostería y en ocasiones es un poco desconfiable la extrapolación de resultados de un tipo de mampostería a otro, por lo que para este estudio solo se describirán las características mecánicas de los tipos más comunes de mampostería.

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 mediante ensayos simples en pequeños conjuntos de piezas y mortero (muretes).

#### 4.1.1 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 distintas 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-espesor del espécimen, sino también del material de que se halla compuesta la pieza.

Por lo anterior, los resultados del ensayo de compresión son estrictamente comparable 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.

En estudios realizados en la producción de piezas de mampostería para el D.F.<sup>1</sup>, se realizaron muestreos con el fin de estudiar las propiedades más importantes y la distribución estadística de la resistencia de las piezas.

Para este estudio se tomaron en cuenta las siguientes características:

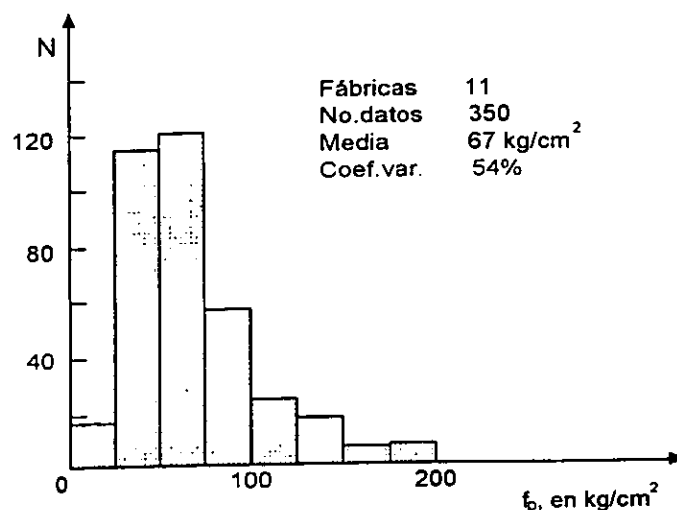
-Se utilizaron mitades de las piezas, ya que no diferenciaban significativamente los resultados respecto a las piezas enteras.

-Se hicieron muestreos de lotes de materiales del mismo tipo producidos por diferentes fábricas.

-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 obtenidos son los siguientes:

- a) 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 tienen menor importancia.



**Figura 1** Histograma de la resistencia a la compresión de piezas de tabique rojo.

<sup>1</sup> Meli, R. Y Hernández, O., "Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal", Informe No. 297, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.



En la Figura 1 se 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  $67 \text{ kg/cm}^2$  y un coeficiente de variación de 54 por ciento.

- b) 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.
- c) En el bloque de concreto, en las pruebas experimentales, 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 para este tipo de piezas. En nuestro país normalmente existen tres calidades de bloques de concreto, clasificadas en:

- 1.- bloques pesados
- 2.- bloques intermedios
- 3.- bloques ligeros.

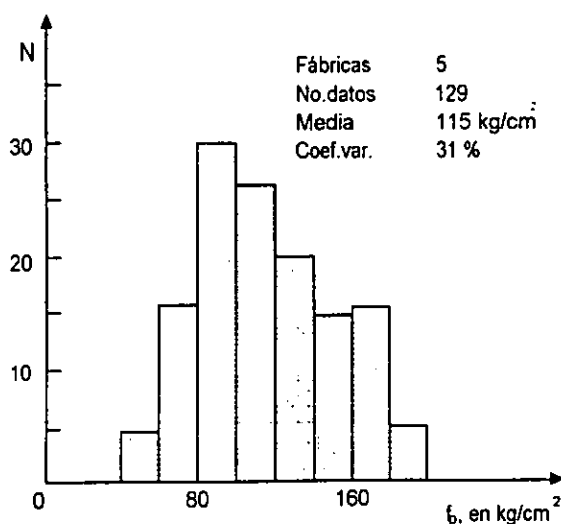


Figura 2 Histograma de la resistencia a la compresión de bloques de concreto pesado.

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.

Las fábricas que producen los bloques de concreto pesado tienen un mejor control de calidad y por lo tanto la dispersión alrededor del valor 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.

- d) Para el tabique macizo de concreto (tabicón), 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  $57 \text{ kg/cm}^2$  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.

Como hemos podido observar en los resultados mostrados, la dispersión total de la resistencia a la compresión para un tipo de pieza 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.

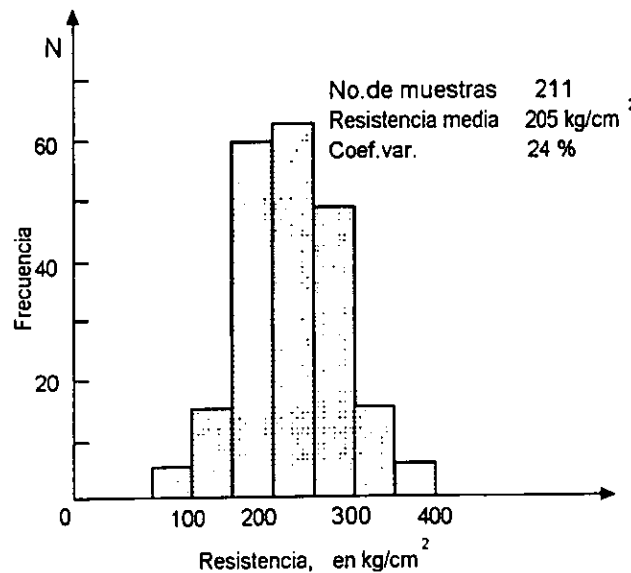
#### 4.1.2 Morteros

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<sup>2</sup>. Como es de esperarse, al aumentar la cantidad de arena y/o de cal en el mortero en relación con la cantidad de cemento se disminuye la resistencia a la compresión del mortero.



**Figura 3** Histograma de la resistencia a la compresión de morteros cemento-arena 1:3.

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 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 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.

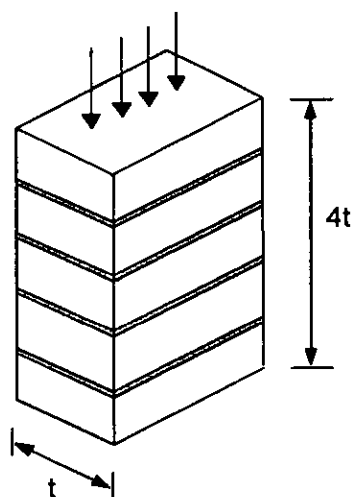
El módulo de elasticidad del mortero determinado en ensayos estándar, es del orden de 1,000 veces la resistencia en compresión.

<sup>2</sup> Meli, R., "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", Informe No. 352, Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F., 1979

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.

### 4.1.3 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 aproximadamente cuatro.



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

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, restringen 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 ensayo de compresión simple del material aislado.

En el ensayo 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 con 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 es prácticamente lineal hasta la falla, que se presenta en general en forma brusca (ver Fig. 5). Únicamente para piezas de baja resistencia, la curva tiende a ser parabólica y la falla se produce en forma paulatina.

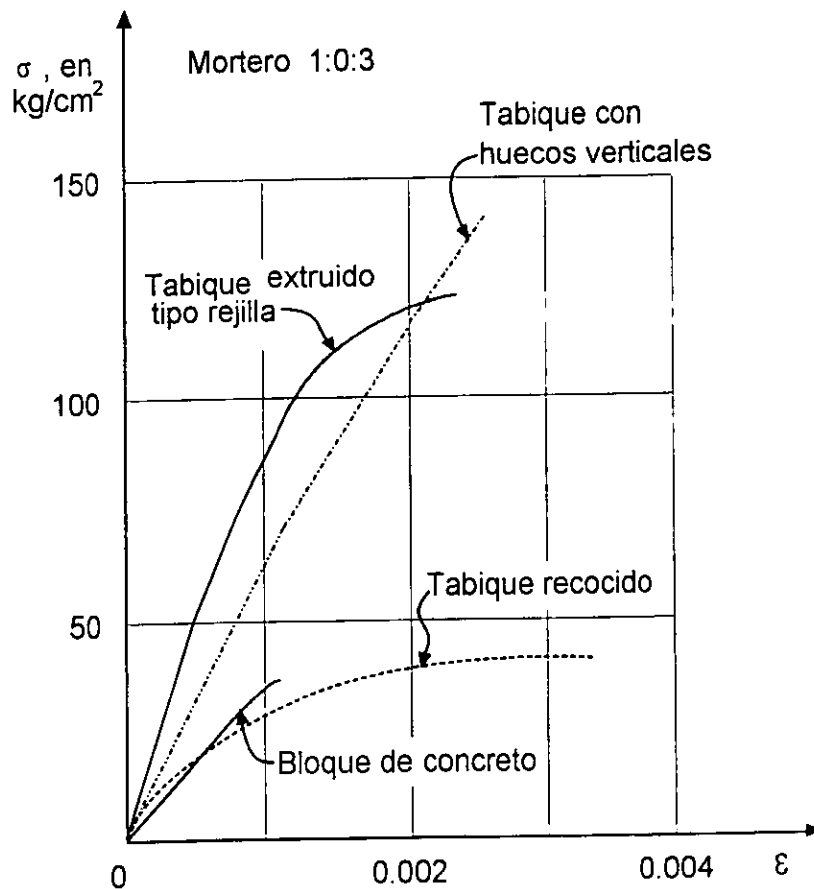


Figura 5 Curva esfuerzo-deformación de pilas en compresión.

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 partir de cemento de las de barro. La resistencia a la compresión de la mampostería puede estimarse como:

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

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

donde:

$$f_m \quad \text{es la resistencia a la compresión de la mampostería.}$$

$$f_p \quad \text{es la resistencia a la compresión de la pieza.}$$

En el caso de piezas de barro la primera expresión es válida tanto para piezas de barro recocido como para piezas de barro extruidas 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-calcáreas 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 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.

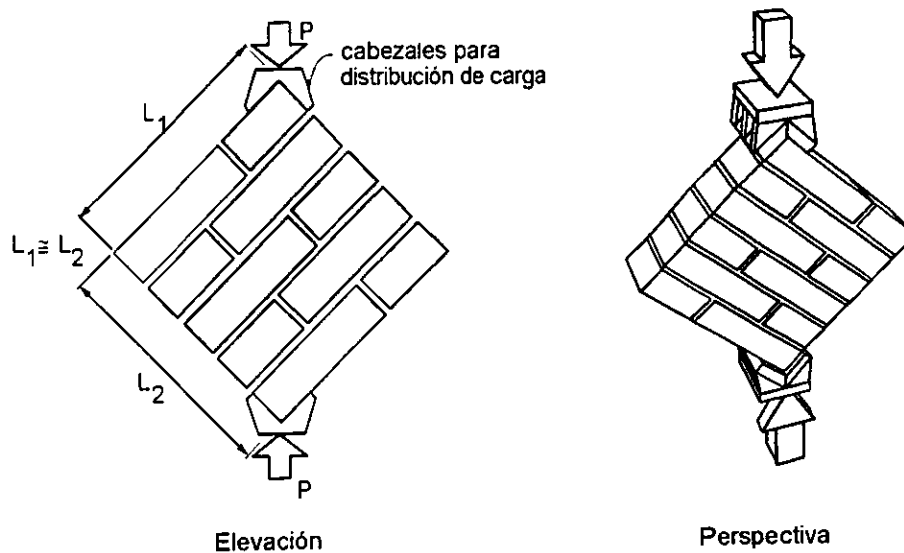
Los ensayos realizados y los valores del módulo de elasticidad presentados se refieren al efecto de compresión axial en dirección normal a las juntas. Hay que considerar que la diferente densidad de juntas en distintas direcciones ocasiona una ortotropía en el material. Sin embargo en la mayoría de los 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.

#### 4.1.4 Mampostería sometida a 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 solicitaciones, 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 ensaye 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 ensayes.



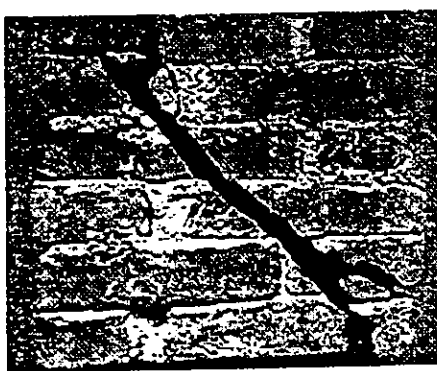
**Figura 6** Ensaye de compresión diagonal.

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.

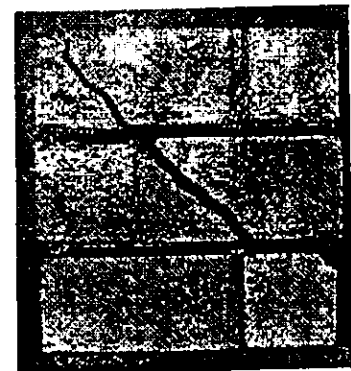
- Un primer modo de falla es cuando el agrietamiento diagonal atraviesa las piezas. Este tipo de falla normalmente se da cuando la resistencia a la tensión de las piezas es menor en relación con la resistencia de adherencia del mortero con las piezas.
- El segundo modo de falla corresponde cuando el 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).



a) Falla por las piezas



b) Falla por las juntas

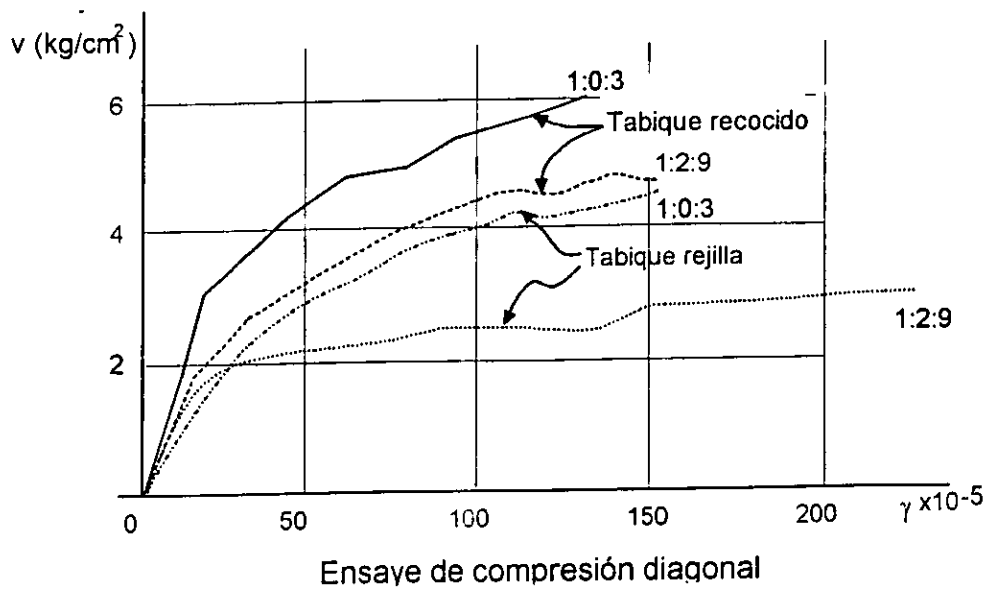


c) Falla mixta

**Figura 7** *Modos de falla de ensayos de compresión diagonal.*

La Figura 8 muestra curvas típicas carga-deformación obtenidas de ensayos de muretes cuadrados. 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.





**Figura 8** Curvas esfuerzo-deformación obtenidas en ensayos de compresión diagonal.

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 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  $\text{kg/cm}^2$ , 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 en 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 las 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<sup>2</sup>, su resistencia a la compresión de la mampostería ( $f_m$ ) será aproximadamente 32 kg/cm<sup>2</sup> y su resistencia a esfuerzo cortante de aproximadamente 5.6 kg/cm<sup>2</sup>.

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 conservador 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<sup>2</sup>, su resistencia a la compresión de la mampostería ( $f_m$ ) será aproximadamente 72 kg/cm<sup>2</sup> y su resistencia a esfuerzo cortante de aproximadamente 6.8 kg/cm<sup>2</sup>.

## 4.2 CONFINADA

Cuando a la mampostería no reforzada se le confina por medio de dalas y castillos en su perímetro, esto es se le colocan elementos de concreto reforzado, de sección transversal pequeña, en el perímetro de los muros, se le denomina mampostería confinada.

A los elementos de confinamiento horizontales se les conoce como dalas y a los elementos de confinamiento verticales se les denomina castillos.

Este tipo de mampostería es el más utilizado en nuestro país.

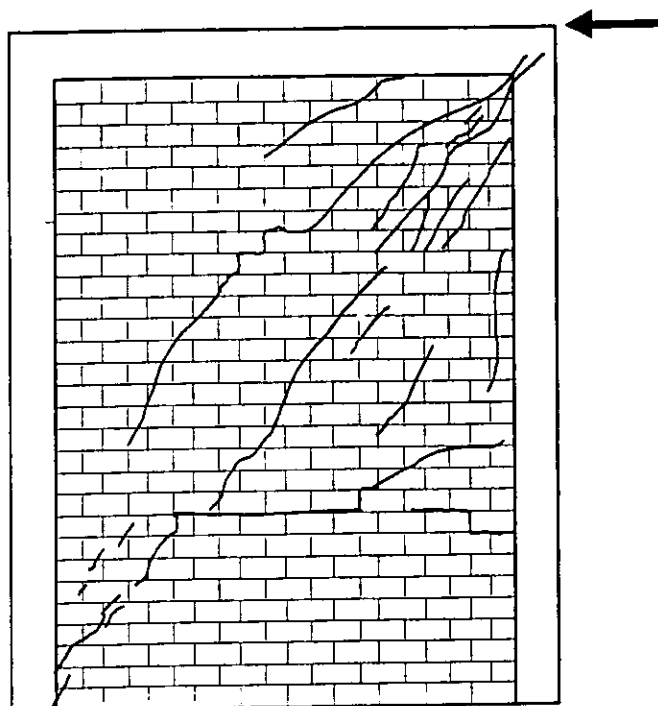
Si bien la mampostería confinada se le clasifica como no reforzada, es importante hacer notar que tiene un comportamiento mecánico muy diferente a la mampostería no reforzada y no confinada (mampostería no reforzada con dalas ni castillos).

Es importante además hacer notar 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 aun en zonas de alta sismicidad.

### 4.2.1 La mampostería sometida a cargas laterales

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 9 se muestra un ejemplo típico de una prueba en voladizo.

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



**Figura 9** Ensaye en voladizo de un muro de mampostería confinada.

En el caso de muros de mampostería confinada, su comportamiento ante cargas laterales es muy semejante a los 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, se ha visto que los esfuerzos de agrietamiento varían en un intervalo muy estrecho (2 a 3 kg/cm<sup>2</sup>), 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 ensayo 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 ensayo 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 altos en dirección normal a las juntas. En los ensayos realizados se ha observado este tipo de falla en muros de tabique recocado, 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 no reforzada, confinados por medio de dadas y castillos (muros de mampostería confinada), su comportamiento hasta el primer agrietamiento diagonal es prácticamente el mismo al de los muros de mampostería no reforzada y no confinada, lo que implica que la presencia y características de las dadas 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 son capaces 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 de 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. Desgraciadamente 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 coloque 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 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/cm<sup>2</sup>. 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, si 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 las columnas 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.

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, el Dr. Meli propuso una curva de tipo trilineal como la que se muestra en la Figura 10.

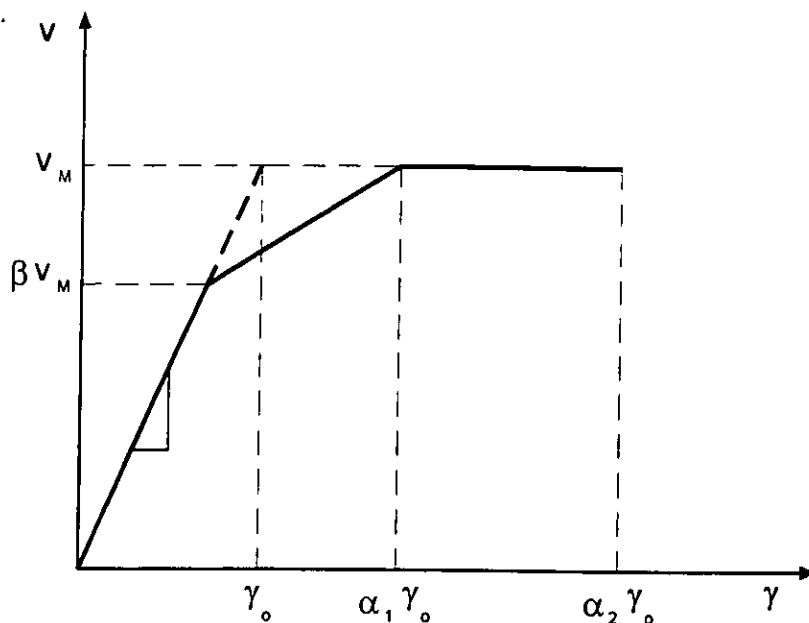


Figura 10 Curva trilineal propuesta por Dr. Meli.

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 11 y 12.

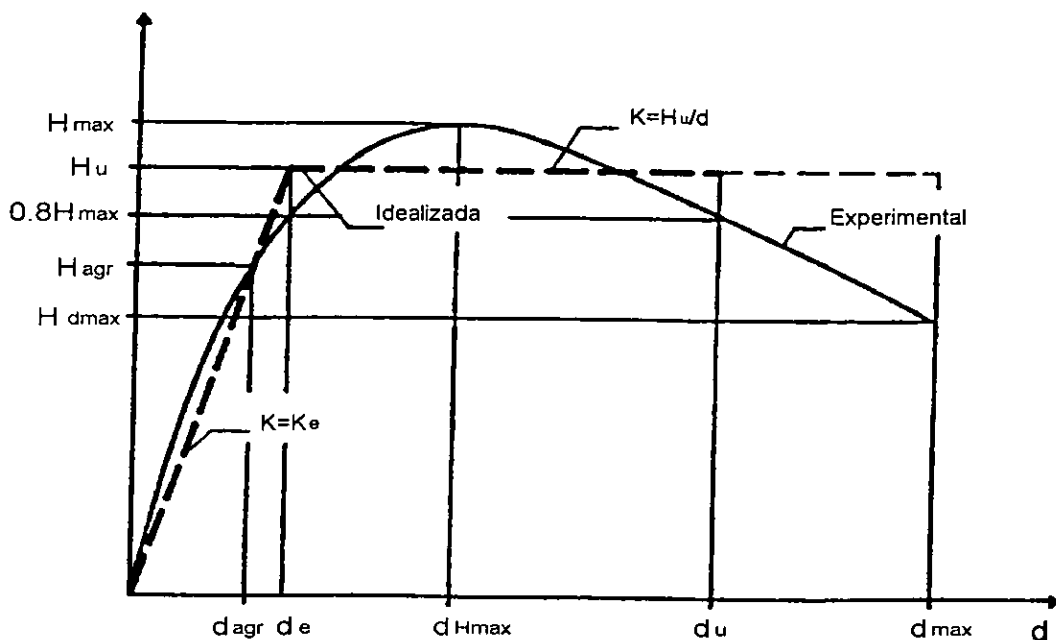
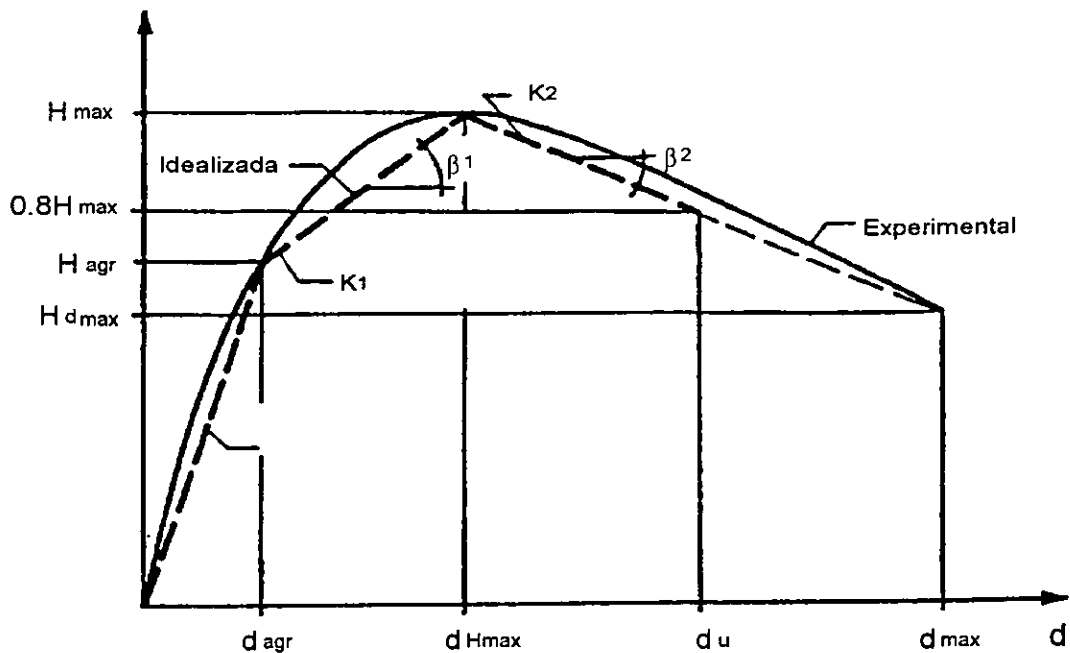


Figura 11 Curva bilineal para idealizar el comportamiento de la mampostería (Tomazevic, 1997).



**Figura 12** Curva trilineal para idealizar el comportamiento de la mampostería (Tomazevic, 1997).

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:

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

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.
$\alpha$	coeficiente que depende de las restricciones a las deformaciones de los extremos.

Por lo que la deformación total estará dada por:

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

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 influyendo 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:

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

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 esta 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 (por ejemplo desplazamientos relativos de entrepiso durante un sismo) o verticales (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.

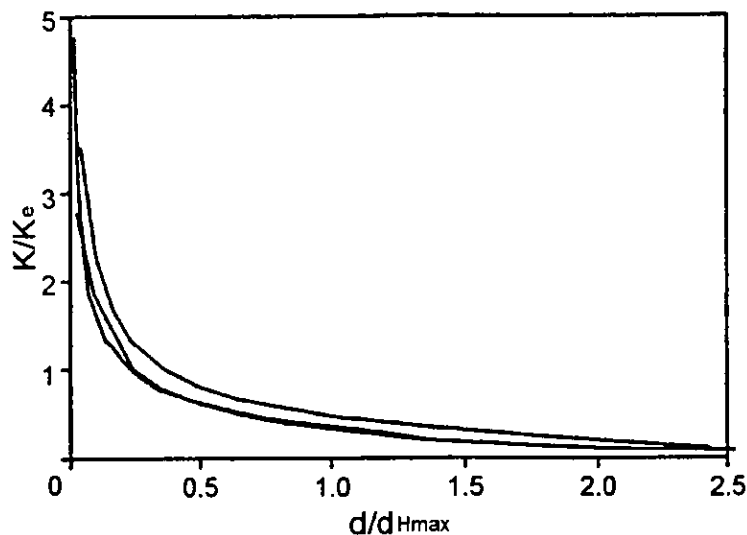
Es importante recalcar que si existen muros de mampostería ligados a una estructura que se ve sometida a distorsiones de entrepiso de 0.006 veces la altura de entrepiso, los muros de mampostería tendrán un agrietamiento diagonal severo, ya que este nivel de distorsión es de al menos tres veces el que 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. 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, puede alcanzar distorsiones de hasta 0.006.

#### **4.2.2 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 confinada se caracteriza por tener una fuerte degradación de rigidez y resistencia.

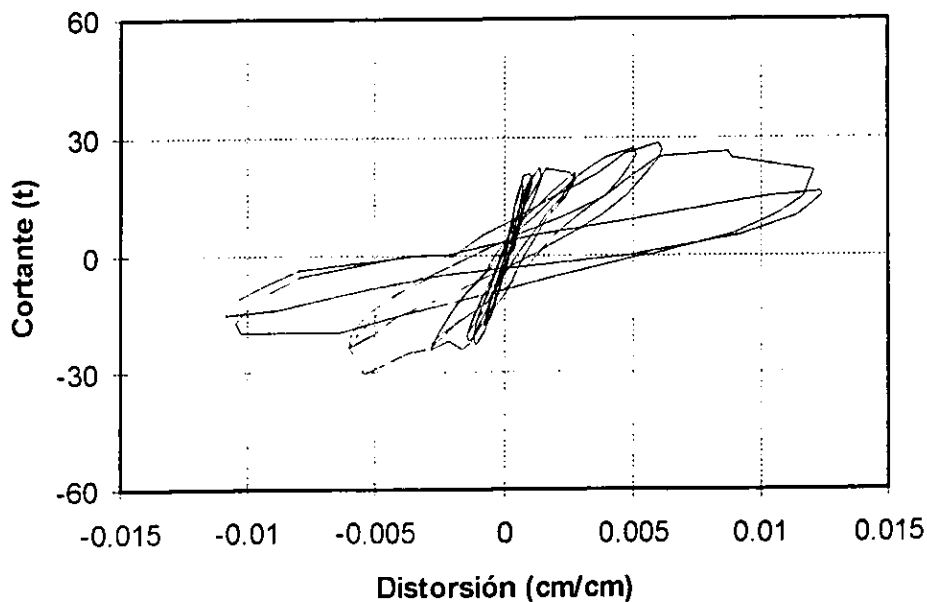
La rigidez lateral de la mampostería disminuye en la medida en la que se incrementa el número de ciclos y el nivel de deformación lateral. En la Figura 13 se muestra la variación de la rigidez lateral, normalizada por la rigidez inicial, en función de la distorsión de entrepiso. Puede verse que para 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 13** Disminución de la rigidez lateral con el incremento de deformación.

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.

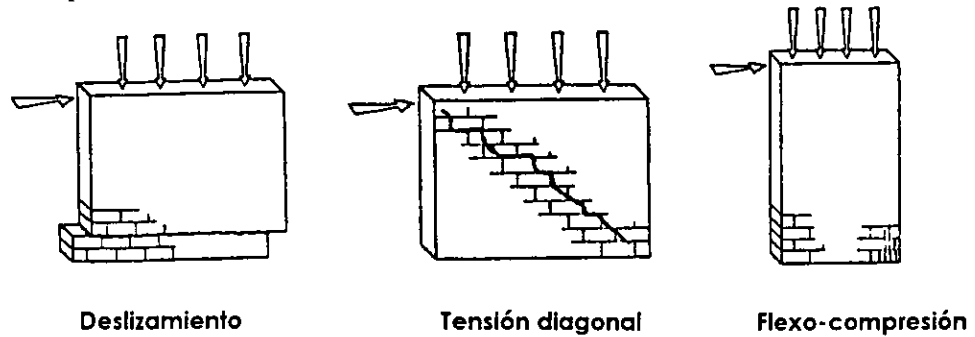
En la Figura 14 se muestra los resultados experimentales de un muro de mampostería sujeto a cargas cíclicas reversibles.



**Figura 14** Comportamiento histerético de la mampostería confinada.

La carga correspondiente a la deformación máxima y su relación con la que se obtuvo en el ciclo inicial ( $V_h/V_o$ ) de 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  $E_o$ , es una medida de la pérdida de tal capacidad.

Los modos de falla más comunes de la mampostería se muestran en la Figura 15. Como se ve en esta figura, además de la falla por flexión el muro puede fallar por tensión diagonal o bien por deslizamiento.



**Figura 15** Posibles modos de falla en un muro de mampostería.

## CAPÍTULO 5

### COMPORTAMIENTO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA SUJETA A CARGAS LATERALES

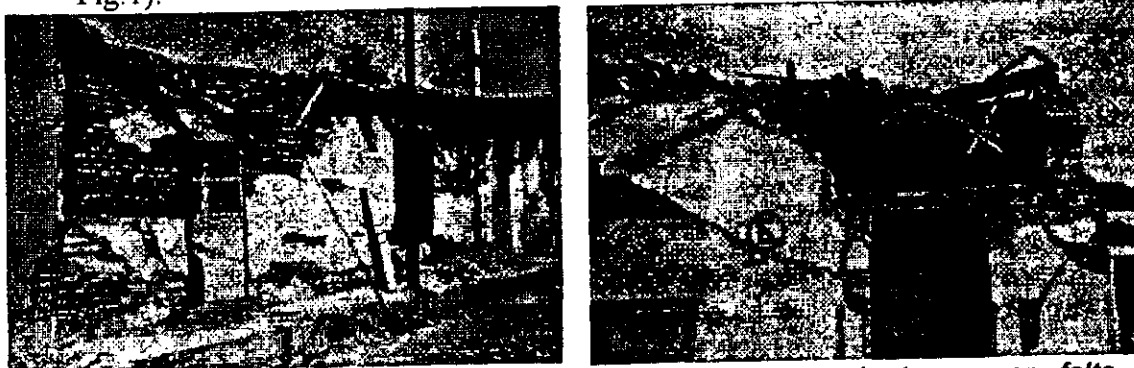
Es bien sabido que después de que ocurre un sismo moderado o intenso, ocurren multitud de daños en construcciones que por su tipología y procedimientos constructivos no están contempladas dentro de las normas; estos daños ocurren porque en general se usan materiales de baja calidad y las construyen personas con pocos conocimientos técnicos.

#### 5.1 COMPORTAMIENTO PRESENTADO POR ALGUNAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA SUJETAS A CARGAS LATERALES

El comportamiento observado después de los eventos sísmicos más importantes ocurridos en México desde 1985 a la fecha, son los siguientes:

##### a) Viviendas de adobe

- 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).
- Concentración de grietas en las aberturas por ausencia de confinamiento perimetral en los muros, así como en las aberturas (puertas y ventanas) de los mismos (ver Fig. 1).



*Figura 1 En la imagen izquierda se observa daño en aberturas por falta de confinamiento; en la imagen derecha se observa daño total en la vecindad de esquina y huecos por falta de elementos de confinamientos, Guerrero (López y Teshigawara, 1997).*

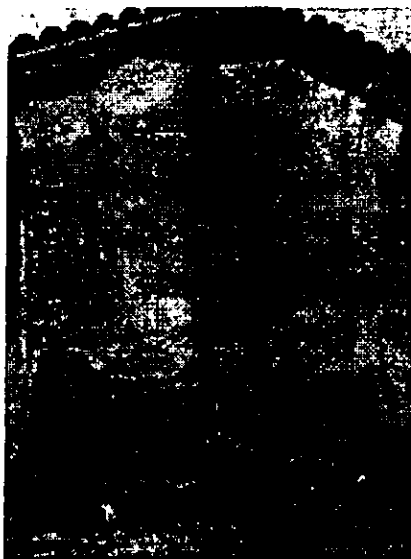
- Falta de adherencia entre las piezas, ya que normalmente se colocan superpuestas sin ningún tipo de aglomerado para mejorar la adherencia entre las mismas.

- Agrietamiento vertical debido a la inadecuada liga entre las esquinas de los muros transversales aun con el traslape de piezas, provocado por la flexión fuera del plano de los mismos (ver Fig. 2).



**Figura 2** *Inadecuada unión entre las es esquinas de muros de adobe, Guerrero (Sordo et al., 1996).*

- Agrietamiento vertical en los muros transversales al generarse fuerzas inerciales que actuaron fuera del plano de los mismos debido al peso excesivo en la techumbre (teja, o rellenos de tierra) apoyado en una viga cumbrera de madera en la dirección longitudinal (ver Fig. 3).



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

- Falta de mantenimiento adecuado, con vigas del sistema de techo o muros deteriorados por efectos de la intemperie.

Sin embargo 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, aunque estas en su mayoría no

fueron construidas con criterios ingenieriles o guías normativas para su construcción (ver Fig. 4).



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

#### b) Viviendas de mampostería sin refuerzo.

- 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. 5).



**Figura 5** Inadecuada conexión de muros de mampostería con elementos confinantes, Manzanillo (López y Teshigawara, 1997).

- Deficiencia en la configuración estructural. Inadecuada conexión entre los elementos existentes y los nuevos elementos (dadas y castillos de concreto reforzado), con las consecuentes fallas por un anclaje o traslape inadecuado del refuerzo longitudinal de los castillos.
- Debido a lo anterior, cuando los muros de mampostería no cuentan con un adecuado confinamiento mediante dadas 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 agrietamiento 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.

### c) Viviendas 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 las zonas de mayor densidad de daños en la ciudad de México (Berrón, 1987), el estudio presento los siguientes resultados:

- En el 56% de la muestra, el agrietamiento se originó por la presencia de hundimientos diferenciales en combinación con las acciones sísmicas, el empleo de materiales pobres, o deteriorados por la humedad y el intemperismo, así como la ausencia de elementos de confinamiento (dadas y castillos) suficientes.
- En el 44% restante el daño se atribuyó a una reducida cantidad de muros, en una o ambas direcciones, aunada a una distribución asimétrica de los mismos que origino torsiones importantes en planta.

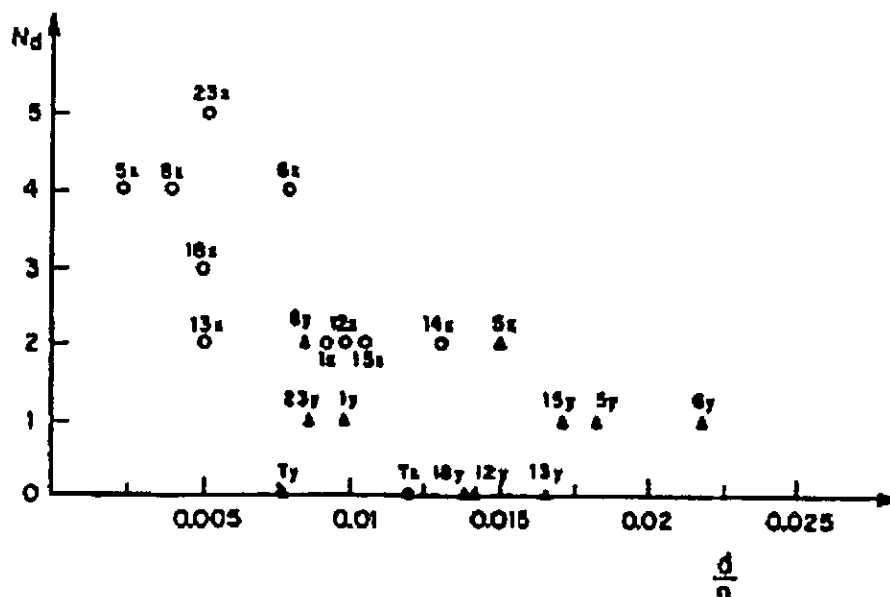


Figura 6 Relación entre densidad de muros y nivel de daño observado en edificios de mampostería después del sismo de 1985 (Meli 1990).



Como puede observarse en la Figura 6, 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 asocia a la presencia de hundimientos diferenciales en combinación con las acciones sísmicas.

donde:

$N_d$  es nivel de daño, y  
 $d/n$  es la densidad del muro.

Después del sismo de 1995, en un recorrido por la ciudad de Manzanillo (Juárez et al, 1996), se observó una gran diferencia en el desempeño de este tipo de edificaciones por las siguientes causas:

- Formación de un mecanismo de piso suave en algunas viviendas de dos o más niveles debida a la ausencia de una cantidad suficiente de muros en la planta baja (ver Fig. 7).



**Figura 7** Colapso debido a la escasez de muros en planta baja, Manzanillo (López y Teshigawara 1997).

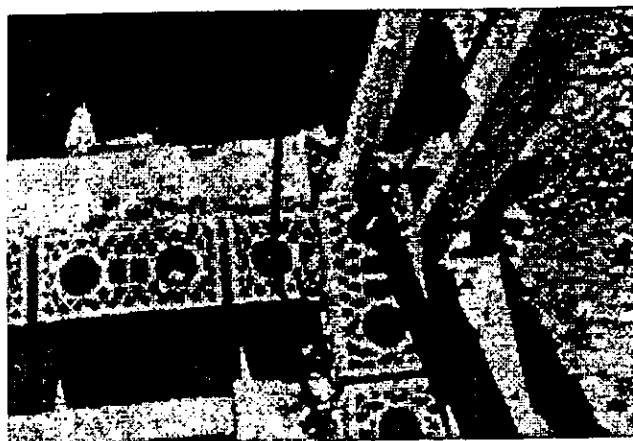
- Configuraciones estructurales ineficientes en viviendas unifamiliares (realizadas por autoconstrucción) para resistir la acción sísmica con grandes aberturas en los muros, o bien ausencia de elementos resistentes en la planta baja, distribución irregular de muros tanto en planta como en elevación y separación inadecuada entre construcciones colindantes.
- En la zona costera se presenta el fenómeno de licuación, es decir deformación excesiva de los rellenos arenosos. Este fenómeno ocasiona 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 (ver Fig. 8).



**Figura 8** Asentamiento debido al fenómeno de licuación de arenas, Manzanillo (López y teshigawara 1997).

#### d) Viviendas de mampostería con refuerzo interior

- Para la práctica constructiva mexicana resulta difícil la supervisión de este sistema constructivo; siendo mucho más elaborada y detallada para obtener un correcto llenado o colado de los huecos, así como una correcta colocación en cantidad y posición del refuerzo interior, lo que a contribuido a una mala reputación del sistema y el desempeño sísmico no ha sido el adecuado (ver Fig. 9).



**Figura 9** Detalle de piezas huecas con refuerzo interior (Shultz, 1994).

- Fallas locales de las piezas huecas por el desprendimiento de sus paredes.
- Necesidad de altas cantidades de refuerzo interior para asegurar un buen comportamiento de resistencia ante cargas laterales y en la capacidad de desplazamiento lateral.
- Daño en muros por un inadecuado anclaje del refuerzo interior en los elementos exteriores (ver Fig. 10).

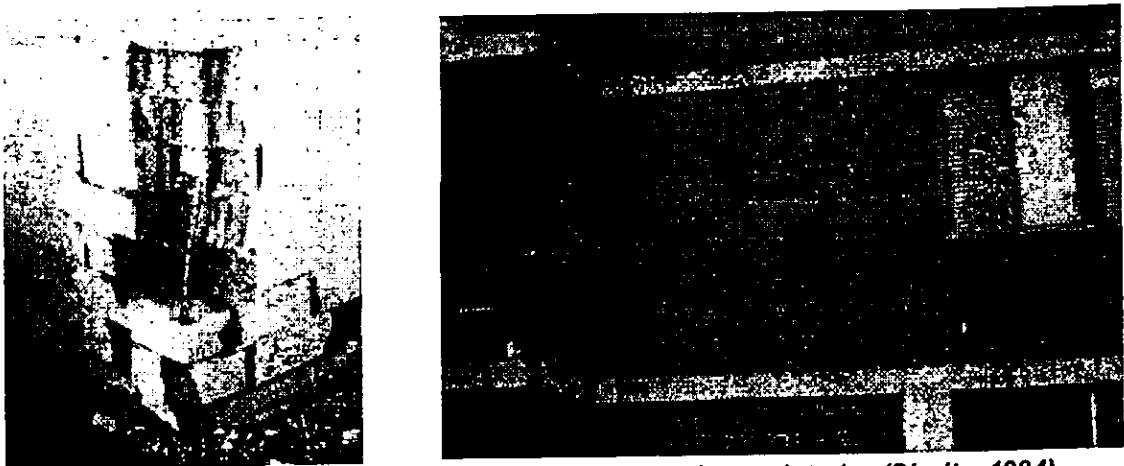


Figura 10 Daño en muros de mampostería con refuerzo interior (Shultz, 1994).

e) Muros de mampostería empleada como relleno (muro diafragma).

- Durante los recorridos de evaluación después de los sismos de 1985 (Terán-Gilmore y Bertero, 1992; Fundación, 1998) observaron agrietamiento inclinado, por tensión diagonal o cortante, en los muros, o bien concentración de daños en las esquinas producto de la incompatibilidad en la capacidad de deformación del marco principal, y del muro de relleno de mampostería.
- Fenómeno de columna corta, es decir, 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 (ver Fig. 11).

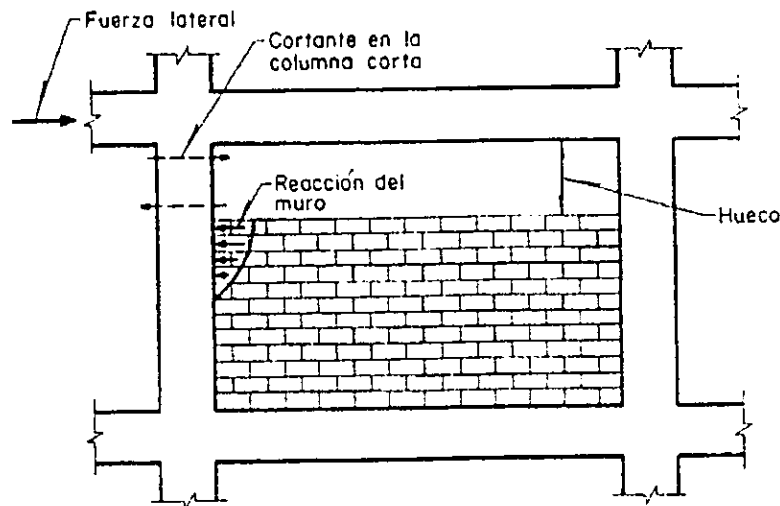


Figura 11 Efecto de columna corta en muro diafragma de altura incompleta (Meli, 1992).

- 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.

- Cuando su uso es 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.

## 5.2 CONSIDERACIONES PRELIMINARES DE DISEÑO PARA MAMPOSTERÍA REFORZADA

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.

Tres han sido los motivos, por los que actualmente las mamposterías son de menor resistencia a las hechas hace casi 30 años (Oscar Hernández 1999):

- 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.

### 5.2.1 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/cm<sup>2</sup>.**

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

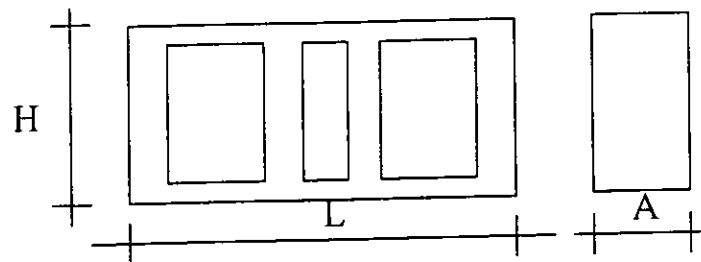
fabrican en el Estado de Puebla y en el de Tlaxcala; cabe mencionar que estos materiales se consumen casi en su totalidad en el área metropolitana de la Ciudad de México. Al observar la tabla, se ve que los valores de resistencia están muy por abajo de lo que establecen las normas actuales, achacándose 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 <sup>2</sup> )	Mortero tipo	$f'_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$v'$ (kg/cm <sup>3</sup> )
Tabique rojo recocido	54.0	I	25.0	1.89
		III	24.0	1.70
Tabique extruido 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

Si bien es cierto que la calidad de las piezas a disminuido, no se puede generalizar ya que en una visita realizada a la cerámica Santa Julia ubicada en la ciudad de Puebla, en la cual fuimos atendidos por el Ing. Maurilio Quiroz nos dio una pequeña introducción de los trabajos que se realizan en la planta antes de pasar a visitarla.

Nos dijo que la planta solo fabricaba el tabique extruido con mas del 30% de huecos, considerado como tabique hueco de la forma tradicional Santa Julia:



Con tres diferentes tipos:

- a) T4 (20 x 10 x 10)
- b) T5 (24 x 12 x 6)
- c) T6 (20 x 14 x 10)

Del cual el más usado para vivienda de interés social es el tipo T4.

También fabrican tabique sólido, pero este es para un uso especial, por ejemplo cuando el muro estará expuesto a ácidos concentrados, agentes químicos, y diferentes temperaturas. Y que habían fabricado recientemente tabique extruido con huecos circulares, pero solo era un prototipo.

En cuanto a la realización de pruebas de laboratorio, nos comentaron que ellos realizaban sus pruebas basados en la norma Americana, pero sin dejar de considerar las normas Mexicanas, además de certificar estos valores realizando pruebas en laboratorios externos, mostrándonos en ese momento los resultados enviados por el Laboratorio LIAC S.A. de C.V., que se apegaron a las normas NMX- C-6 1976, NMX-C36 1983 y NMX-C37 1886. Comentándonos y observando que la resistencia a la compresión en las pruebas en promedio alcanzaban los  $320 \text{ Kg/cm}^2$ , haciendo notar que el reglamento de construcción pide una resistencia al menos de  $100 \text{ Kg/cm}^2$ , por lo cual consideraban su tabique con una de las mejores calidades a nivel mundial. También en cuanto a Normas nos comentaron que aun no contaban con todos los requisitos para ingresar al ISO 9000, pero que estaban en proceso de cumplir con todas las especificaciones.

El responsable comentó que las pruebas que se realizaban eran solo a piezas y estas son:

Resistencia a la compresión, Resistencia a la absorción en agua fría con una duración de 24 horas (sus piezas daban un 10% de absorción y piezas fabricadas por otra empresa daba 16%) y agua en ebullición con una duración de 5 horas con estas dos obtenían el coeficiente de Saturación el cual debe ser menor de 1, resistencia a la mancha y prueba de autoclave.

Desde hace algunos años, él Dr. Oscar Hernández (profesor de Estructuras de la Facultad de Ingeniería de la UNAM), ha insistido 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; o que se determinen otros valores de resistencia por que los existentes ya no son representativos.

También menciona que es conveniente 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.

### 5.2.2 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, ya que en la mayoría de los casos se ha dejado la seguridad de las construcciones de mampostería a la comodidad de los albañiles, 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" y el usar solo estos tipos de

cementantes están prohibidos 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.

### 5.2.3 Desconocimiento del comportamiento de la mampostería por parte de los diseñadores

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 dalas y castillos empleando 4 varillas del número 3 y estribos de alambón 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 alambón con  $f_y = 2300 \text{ kg/cm}^2$ , en una pieza de 12cm (tabique rojo, tabicón o tabique extruido), el alambón 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.

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 vigentes, que el constructor esté cumpliendo con los materiales adecuados; y que las autoridades provean los mecanismos para una adecuación más ágil de la normatividad.

## 5.3 ASPECTOS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA EN ZONAS SÍSMICAS

### 5.3.1 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  $\text{kg/cm}^2$ ) 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, (ver Fig. 12). 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.

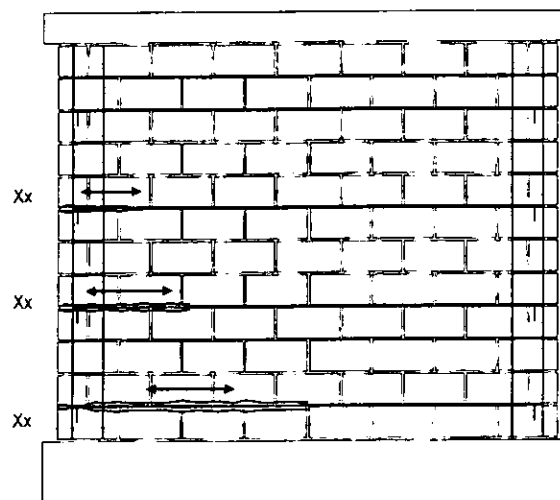
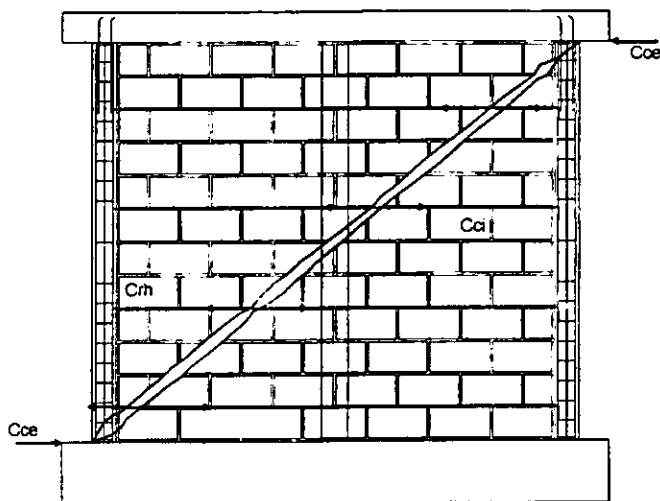


Figura 12 Flexión en muros.



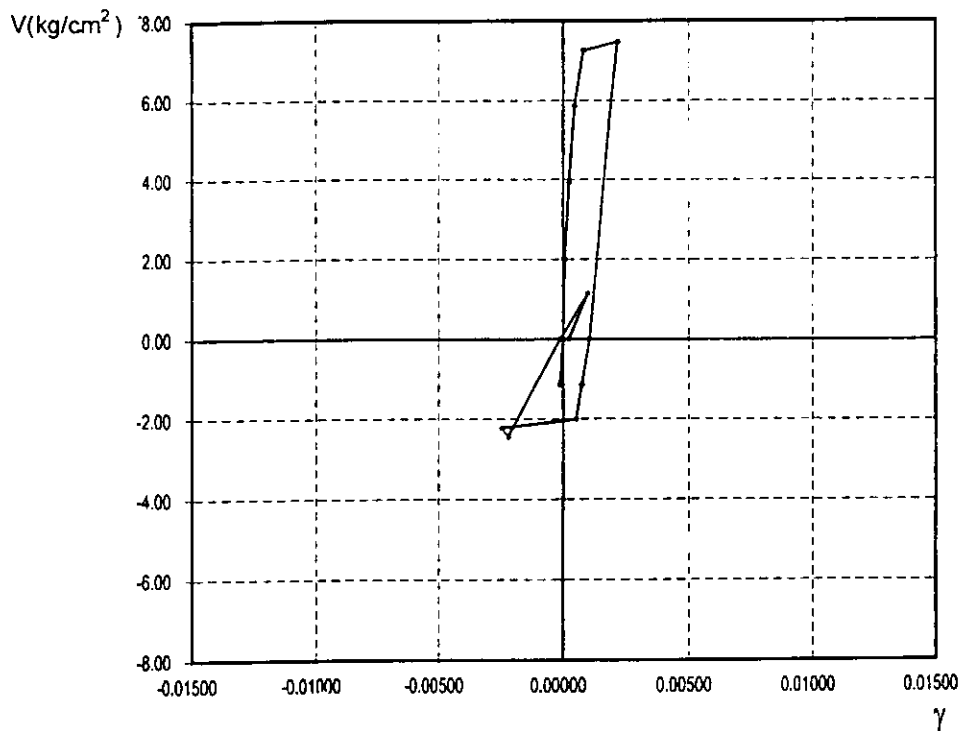
Para alcanzar la falla debida a un esfuerzo cortante es necesario que no se alcance la de flexión en primera instancia; es decir, solo se obtiene aquella cuando existe carga vertical sobre el muro que contrarresta el efecto de la flexión, o en muros de gran longitud, o se tiene suficiente refuerzo vertical. 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 que la falla es por tensión diagonal (ver Fig. 13). 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.



**Figura 13 Cortante en muros.**

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 (Meli R. 1977) "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", y que se tomó como base para la elaboración de las normas de mampostería de donde se puede resumir lo siguiente: 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 (ver Fig. 14). 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.



**Figura 14 Muro MULTEX sin refuerzo.**

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

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

El efecto del refuerzo en la mampostería es necesario ya que si no se unen adecuadamente los muros entre sí y con la losa, si se presentan 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, 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, NTCM vigentes; 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:

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

Aunque en párrafos anteriores se menciona la inconveniencia de utilizar en México este tipo de refuerzo interior, tiene la ventaja, sobre el sistema de confinamiento 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.

Dos aspectos más a considerar para el comportamiento de los muros de mampostería reforzada son los siguientes:

#### 4) 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 aplastamiento 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. 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<sup>2</sup>), 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.

##### 5) 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. (1993) indican que el área de acero del refuerzo vertical del castillo debe ser igual o mayor (al revisar por flexión).

$$A_s = 0.20 \left( \frac{f_c}{f_y} \right) t^2$$

donde:

t es el espesor del muro

$$f_c = 150 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

es la resistencia mínima que debe tener el concreto del castillo.

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:

$$A_s = 0.20 \left( \frac{150}{5000} \right) (12)^2 = 0.864 \text{ cm}^2$$

Si se usa un castillo prefabricado electrosoldado con  $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ , el área que proporciona es de  $1.03 \text{ cm}^2$ ; si se usa refuerzo convencional grado 42, los castillos electrosoldados usualmente tienen 4 varillas de  $1/4''$ , equivalente a  $1.28 \text{ cm}^2$ , mientras que un castillo armado tradicional tiene 4 varillas de  $3/8''$ , con un área total de acero de  $2.84 \text{ cm}^2$ , 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  $p = (0.864/12^2) = 0.006$ , un 30% más; mientras que para un castillo armado es 0.0072, 57% mayor en el caso de emplear el valor calculado de  $1.03 \text{ cm}^2$ , 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  $12 \times 12 \text{ cm}$ , es generalmente útil para resistir el momento de volteo, por lo que si se tiene un castillo de mayor tamaño,  $12 \times 20$  ó  $12 \times 30$ , 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 13 muestra esquemáticamente cómo se reparte entre los distintos refuerzos la fuerza sísmica que no puede resistir la mampostería una vez que se agrieta. 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 más 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 de alta resistencia 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  $v^* = 3 \text{ kg/cm}^2$ , 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.

#### 5.4 RESUMEN HISTORICO DE LA EVOLUCIÓN DEL REFUERZO DE LAS MAMPOSTERÍAS

En los años 40 era común el acero con  $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$  y se reforzaban las mamposterías con 4 varillas #3 y estribos de alambazón 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 ( $4000 \text{ kg/cm}^2$  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  $15 \text{ m}^2$ ; 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 dadas y castillos para estructuras de mampostería de más 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 dada 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  $140 \text{ kg/cm}^2$ , y el acero de dalas y castillos debería tener al menos cuatro varillas, cuya área no fuera menor que:  $A_s = 0.10(f'c / f_y)$  por el área transversal del castillo, pero no menor que  $A_s = 0.10(f'c / f_y)t^2$  (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  $15 \text{ kg/cm}^2$ ); en muros confinados se permitía incrementar en  $4 \text{ kg/cm}^2$  la resistencia a compresión de la mampostería. Para muros confinados, los castillos y dalas debieran tener un concreto con  $f'c > 150 \text{ kg/cm}^2$  y se aumentó al doble la cantidad de refuerzo longitudinal respecto al valor que antes se pedía; ahora el área deberá ser mayor a  $A_s = 0.20(f'c / f_y)$  por el área del castillo. Aparece una expresión para calcular el área de refuerzo en estribos,  $1000S / (f_y d c)$ , y se pide que la separación no sea mayor a  $1.5dc$  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  $3/8"$  ( $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  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.

En esta norma, 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

mamposerías 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 (Hernández O., Guzmán H.; "Ensaye bajo Cargas Laterales Alternadas de Muros Construidos con el Tabique MULTEX", 1996; y Alcocer S. et al ; "Estudio de Factibilidad Técnica del Uso de Tabique VINTEX y MULTEX para Vivienda Económica", 1997), las cuales pueden alcanzar resistencias nominales de diseño a cortante de  $5\text{kg/cm}^2$  y mayores, 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.

#### 5.4.1 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:

$$A_s = 0.20 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) t^2$$

donde:



t es el 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  $4200 \text{ kg/cm}^2$ , 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 del #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

$$A_s = 0.20 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) t^2$$

donde:

t es el espesor de muro.

Por ejemplo para un muro de 20 cm;  $A_s = 0.2 \times 150/4200 \times 20^2 = 2.86 \text{ cm}^2$ ; y para uno de 12 cm,  $A_s = 0.2 \times 150/4200 \times 12^2 = 1.03 \text{ cm}^2$

Como columna .

$$A_s = \left( \frac{20}{f_y} \right) A_c$$

donde

$A_c$  es el área de columna.

Por ejemplo para una columna de 20x20 cm;  $A_s = 20/4200 \times 20^2 = 1.90 \text{ cm}^2$ ; 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 proponen 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:

$$A_s = 0.20 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) t^2$$

donde:

- t es el espesor del muro, cm;
- $f'_c$  es la resistencia del concreto,  $\text{kg/cm}^2$ ; y
- $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero,  $\text{kg/cm}^2$ .

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

$$A_s = (0.54 + 0.0034 A_c) \left( \frac{4200}{f_y} \right)$$

donde:

$A_c$  es el 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  $400 \text{ cm}^2$ , deberá usarse la cuantía mínima que se especifica para el refuerzo longitudinal en columnas, que se calcula con la expresión:

$$A_s = \left( \frac{20}{f_y} \right) A_c$$

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.

### 5.4.2 Refuerzo transversal

Las Figuras 15 y 16 muestran el comportamiento de muros similares, uno de ellos sin refuerzo en el castillo y otro con estribos de alto grado de fluencia ( $5000 \text{ kg/cm}^2$ ), espaciados a cada  $7.5 \text{ cm}$ , 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.

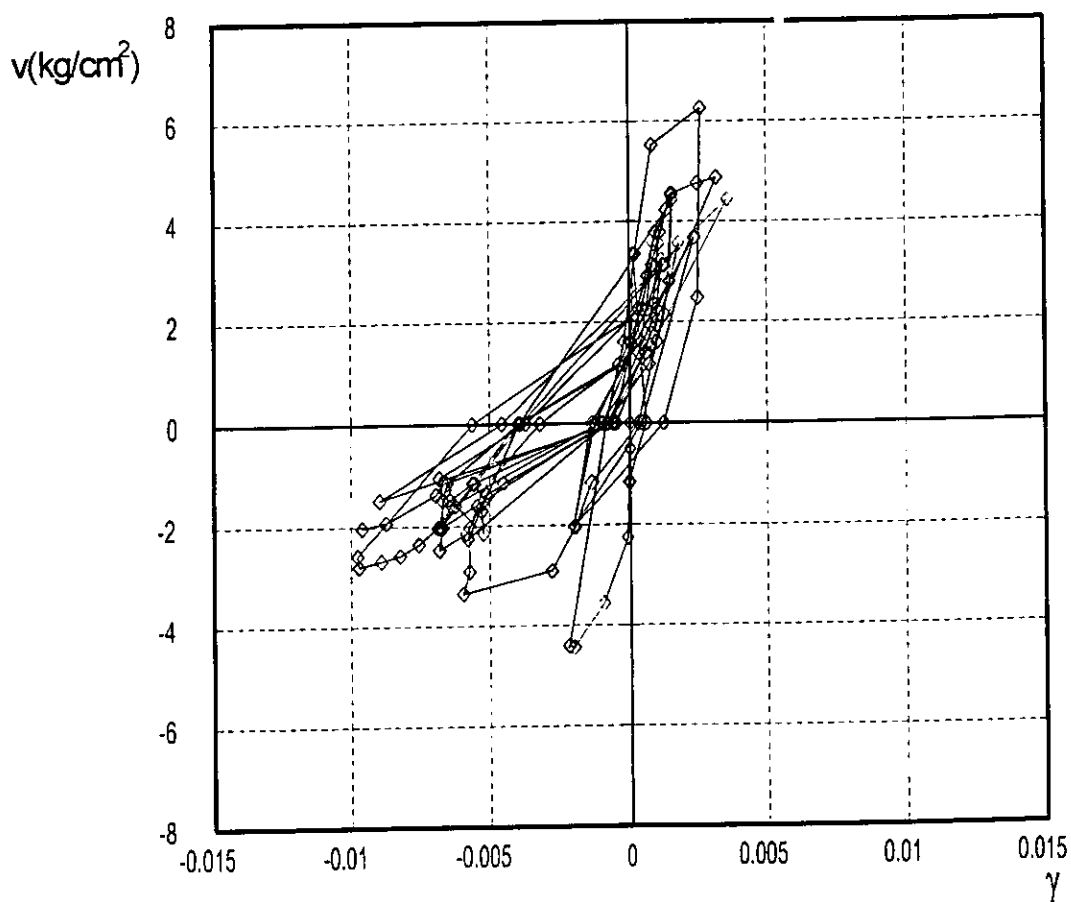


Figura 15 Muro MULTEX con refuerzo (Hernández O., Guzmán H.; "Ensaye bajo Cargas Laterales Alternadas de Muros Construidos con el Tabique MULTEX").

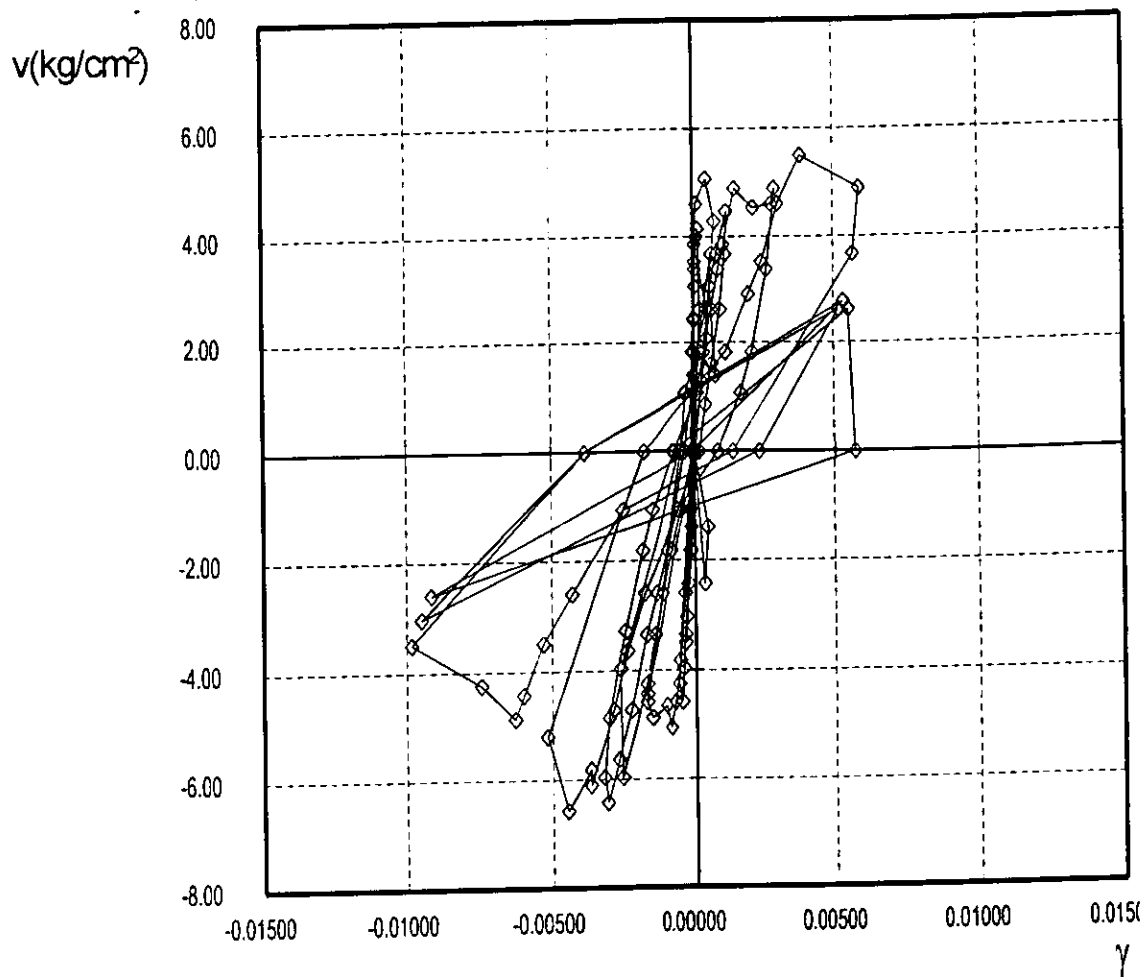
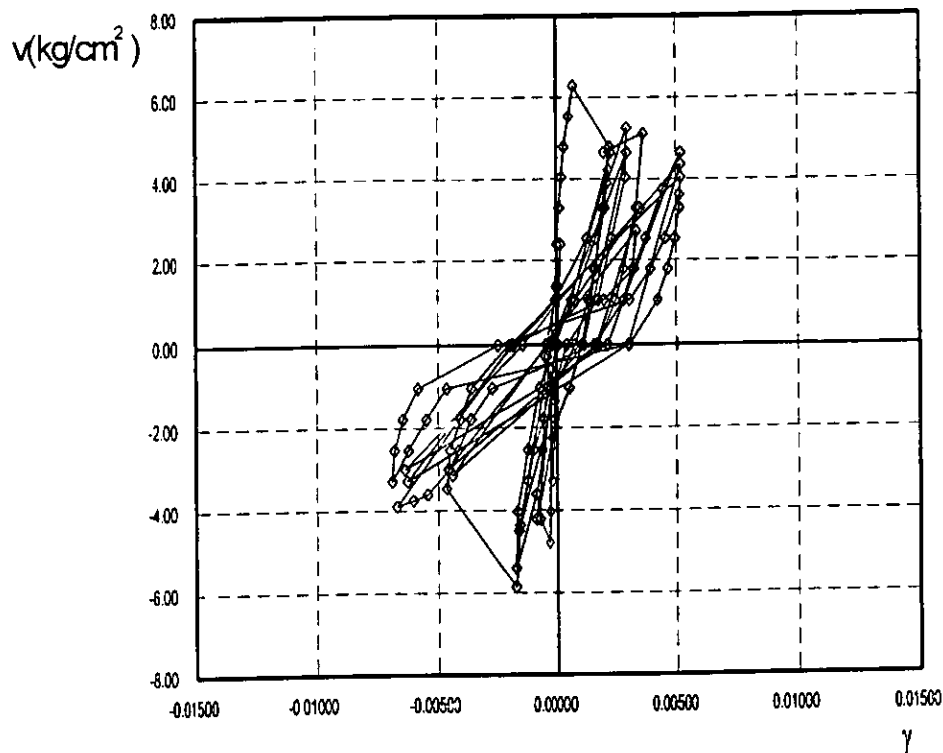


Figura 16 Muro 1 TABIMAX (Hernández O.; "Comportamiento de Muros Confinados Construidos con Tabique TABIMAX ante Cargas Laterales Alternadas").

En otro estudio (Hernández O. "Uso de Aceros de Alto Grado de Fluencia para Confinar Muros de Tabique Rojo", 1987), 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 alambrión 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. 16 y 17.



**Figura 17 Muro 2 TABIMAX (Hernández O.; "Comportamiento de Muros Confinados Construidos con Tabique TABIMAX ante Cargas Laterales Alternadas").**

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<sup>2</sup> para su empleo como refuerzo para cortante.

Como resultado de estas experiencias se recomienda que no se utilice más el alambón 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 pos-agrietamiento de los muros.

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 (ver Fig 18., Alcocer, 1997).

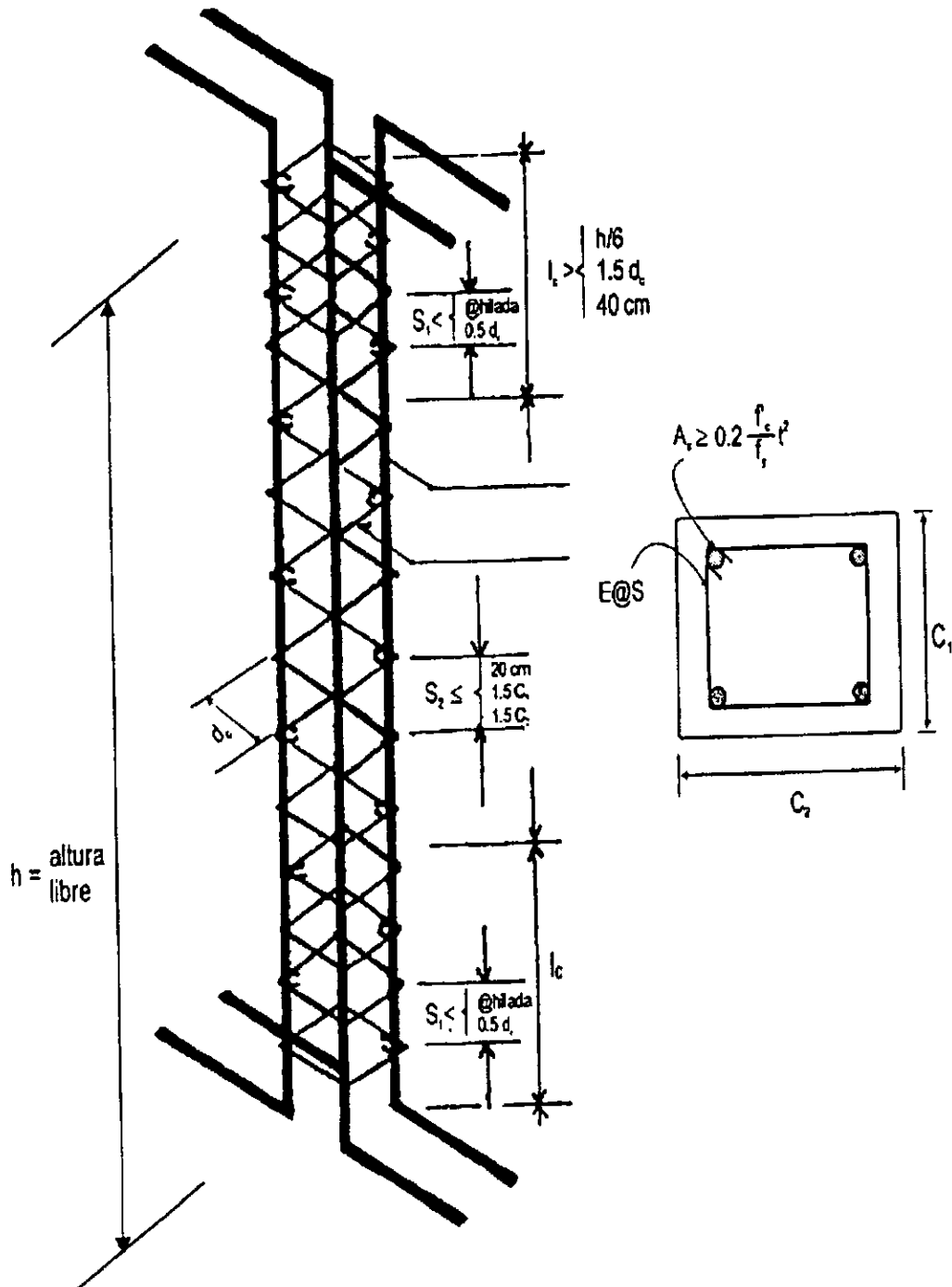


Figura 18 Recomendaciones para el refuerzo transversal en castillos.

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  $\frac{1}{4}$ ". Un procedimiento que se ha visto que tiene muy buenos resultados es construir un castillo integral dentro del muro, (ver Fig. 19).

Esto se logra eliminando el material en el interior de las piezas 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. Del estudio (Alcocer S. et al ; "Estudio de Factibilidad Técnica del Uso de Tabique VINTEX y MULTEX para Vivienda Económica", 1997), se 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/cm<sup>2</sup>, para resistencias mayores, o para asegurar una gran capacidad de deformación de los muros, es necesario utilizar refuerzo horizontal entre las juntas del mortero.

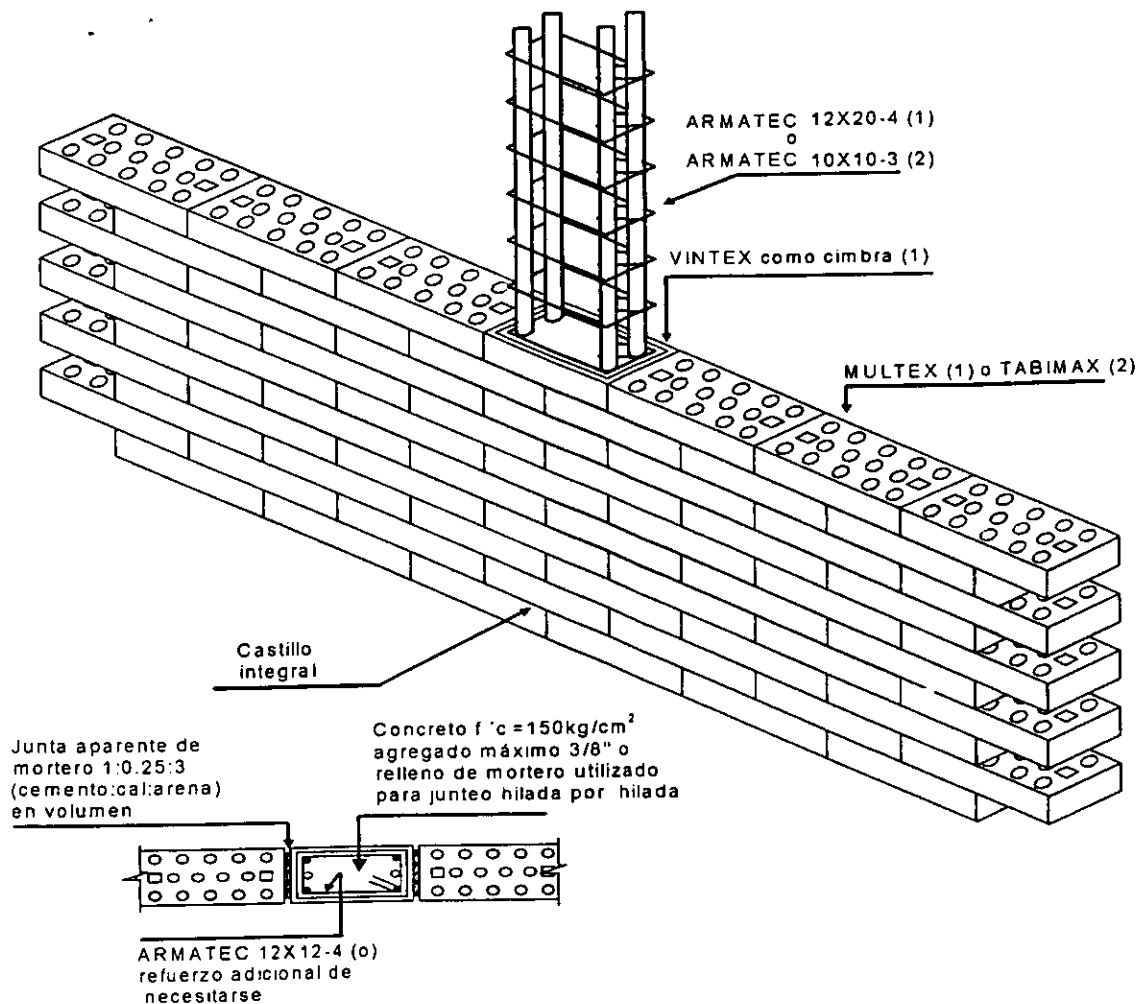


Figura 19 Castillo integral intermedio.

### 5.4.3 Refuerzo horizontal

No se recomienda utilizar 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.

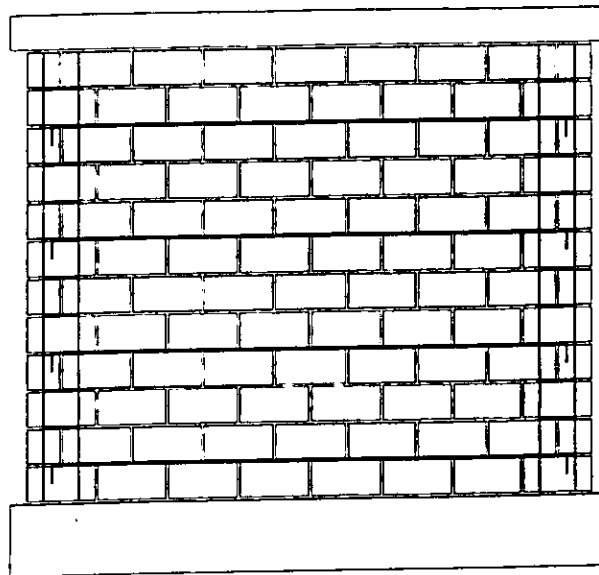
Tabla 4 - Varilla corrugada VARTEC 6000 para refuerzo de mampostería.

Diámetro nominal		Area (cm <sup>2</sup> )	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 20), 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.

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 los juntos horizontales del mortero.



**Figura 20 Anclaje del refuerzo horizontal.**

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;
- $\eta$  es la eficiencia del refuerzo horizontal;
- $p_h$  es la cuantía del refuerzo horizontal;
- $f_y$  es el esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo horizontal.

## CAPÍTULO 6

# ANÁLISIS Y REVISIÓN ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE MAMPOSTERÍA.

### 6.1 INTRODUCCIÓN

La filosofía sismo-resistente aplicable a viviendas multifamiliares, que se han ido imponiendo a través del desarrollo de la ingeniería sísmica parte de las bases siguientes: 1) que no es económico mantener el comportamiento elástico de la estructura para sismos severos, ya que esto implica incorporar materiales "ociosos" de acero particularmente, que sólo serían operativos en la infrecuente ocurrencia de los sismos severos; 2) Que no es posible precisar correctamente la intensidad máxima de un fenómeno natural aleatorio, lo cual conduciría que el diseño elástico tendría que hacerse para fuerzas muy conservadoras por haber sido deducidas probabilísticamente de información estadística instrumental; 3) que en estructuras complejas el comportamiento dinámico en el rango elástico puede ser incierto e incluir severas amplificaciones por resonancia, y 4) que estructuras resistentes diseñadas para fuerzas muy inferiores a las que teóricamente han sufrido durante un sismo se han comportado correctamente.

Como consecuencia de lo anterior, toda normatividad sismo-resistente mundial reconoce la necesidad de que las estructuras ingresen al rango pos-elástico cuando son atacadas por sismos severos infrecuentes. Implícitas en esta condición están entonces: 1) que no ocurra el colapso de la estructura; 2) ocurrencia de daños, y 3) la necesidad de que estos daños sean reparables. En otras palabras: la estructura debe poseer, como característica estructural esencial, un rango de comportamiento pos-elástico de naturaleza plástica estable caracterizado por la capacidad de deformarse manteniendo su nivel de resistencia cuando es sometida al ciclaje sísmico.

Por lo tanto 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 el método simplificado de análisis y mostrando las técnicas para elaborar modelos más completos, así como la influencia de aberturas en muros de mampostería en zonas sísmicas. Finalmente se hacen algunos comentarios de las virtudes y limitaciones de cada uno de ellos.

### 6.2 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 tengan suficiente capacidad de rotación de tal manera que la losa no trasmite 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.

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

## 6.3 ANÁLISIS POR CARGA VERTICAL

En el Reglamento y Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, México D. F. 1993, 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

$b$  es 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 el Reglamento y Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, México D. F. 1993, 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.

## 6.4 ANÁLISIS POR CARGA LATERAL

El Reglamento del Distrito Federal de 1993 y Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, México D. F. 1993, 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, momento, volteo, y emplear el método simplificado de diseño sísmico. Ya que el desempeño satisfactorio de las edificaciones de mampostería de la ciudad de México puede atribuirse en parte 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.

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.

Sin embargo no es el único método ya que si la edificación no cumple con los requisitos para aplicar el método simplificado se debe escoger entre el método estático y el método dinámico, pero independientemente del método a emplear, se debe considerar de la edificación los siguientes aspectos generales:

Clasificación de la construcción según su destino, R. D. F. (Artículo 174).

Zonificación del territorio del D. F. según características del suelo (Artículo 219)

Clase de construcciones según su estructura en lo que respecta a los sismos (N.T.C. 8.8, y 10)

Posteriormente se verificará que la edificación cumpla con los requisitos para que se le pueda aplicar el método simplificado de diseño sísmico:

- 1) En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales están soportadas por muros cargueros, estos estarán ligados entre sí por medio de losas monolíticas u otros sistemas rígidos y resistente al cortante.
- 2) Dichos muros satisfarán las N. T. C. De mampostería, de madera o de concreto reforzado.
- 3) Su distribución en planta será sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales.

Se aceptará alguna asimetría si existiera en todos los pisos al menos dos muros perimetrales cargueros y paralelos entre sí y 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.

- 4) Las proporciones del edificio o de cada una de sus partes que por estar separadas por adecuadas juntas de construcción se estudiará como edificios independientes, serán:
  - Largo en plante no mayor que 2 veces su ancho,
  - altura no mayor que 1.50 veces su ancho en planta,
  - altura no mayor que 13 m.

- 5) Cuando un muro sea tan corto que su largo resulte menor que el 75% de su altura piso a techo, habrá que reducir su capacidad de carga al cortante horizontal por medio de multiplicarle su resistencia por un factor de reducción;

$$(1.33 L/H)^2$$

Si la estructura no es regular se usará solo 0.8Q. En consecuencia se aplican cargas mayores en un 25% (1.25F).

Del resultado anterior se puede definir cual de los tres métodos utilizar para el análisis por carga lateral de estructura de mampostería:

- METODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS.
- MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO.
- MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO.

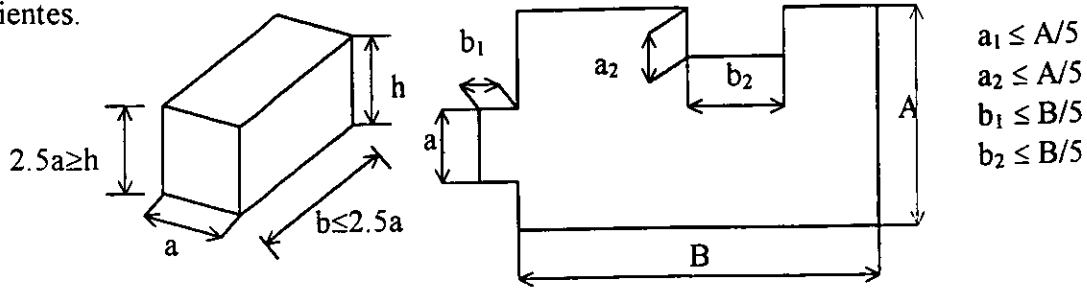
También el tipo de análisis que se seleccione tendrá que ser en función de la regularidad estructural.

#### Condiciones para considerar "regular a una estructura".

1. - SIMETRÍA: Su planta será sensiblemente simétrica respecto a dos ejes ortogonales, tanto en cuanto a masas como a elementos resistentes: marcos, muros etc.

2. - PROPORCIONES: Su altura no será mayor de 2.5 ancho de la base.  
Su largo no será mayor que 2.5 su ancho en la base.

3. - PARAMENTOS: En planta sus entrantes y salientes no serán mayores que el 20% de la longitud de la base paralela a la dirección en que se miden dichos entrantes o salientes.



4. - RIGIDEZ HORIZONTAL: En todos lo niveles el sistema de piso techo es rígido y resistente.

5. - HUECOS EN LA PLANTA:

- El área total de aberturas no excederá del 20% del área total de la planta.
- Los huecos no ocasionan asimetrías significativas.
- Tampoco difieren en posición de un piso a otros.
- En cada dirección en que se midan, la longitud de cada abertura no excederá el 20% de la longitud de la planta paralela a esa dirección.

6. - PESOS: El peso de cada nivel, considerando cargas muertas y vivas con su valor “instantáneo”, quedará entre el 70% y el 100% del peso del piso inferior. En el último nivel bastará con que su peso no sea mayor que el inmediato inferior.

7. - AREAS: análogamente, el área de un piso - delimitada por los paramentos de sus elementos resistentes verticales - quedará entre el 70% y el 100% del área del piso inmediato inferior, excepto el último piso en que bastará que no sea de área mayor que el inmediato inferior.

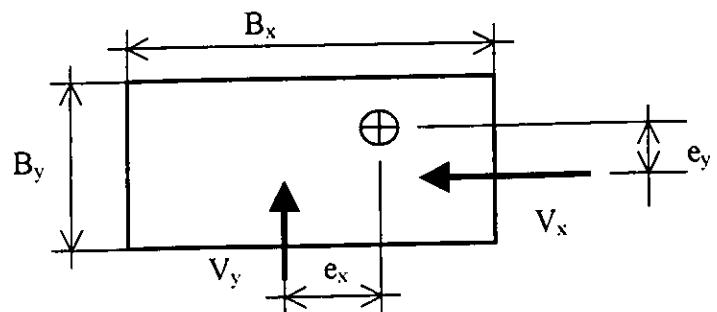
8. - COLUMNAS: Todas las columnas estarán restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por medio de diafragmas horizontales y por traveses o por sistema de losas planas.

9. - RIGIDEZ DE PISO: Ningún entrepiso será mas del doble de rígido al cortante que el entrepiso inmediato inferior.

10. - TORSIÓN: En todos los entrepisos se cumplirá con que sus excentricidades torsionales (calculadas estáticamente)  $e_s$ , no serán mayores que un décimo de la longitud del piso paralela a esa excentricidad.

$$e_{sx} \leq B_x / 10$$

$$e_{sy} \leq B_y / 10$$

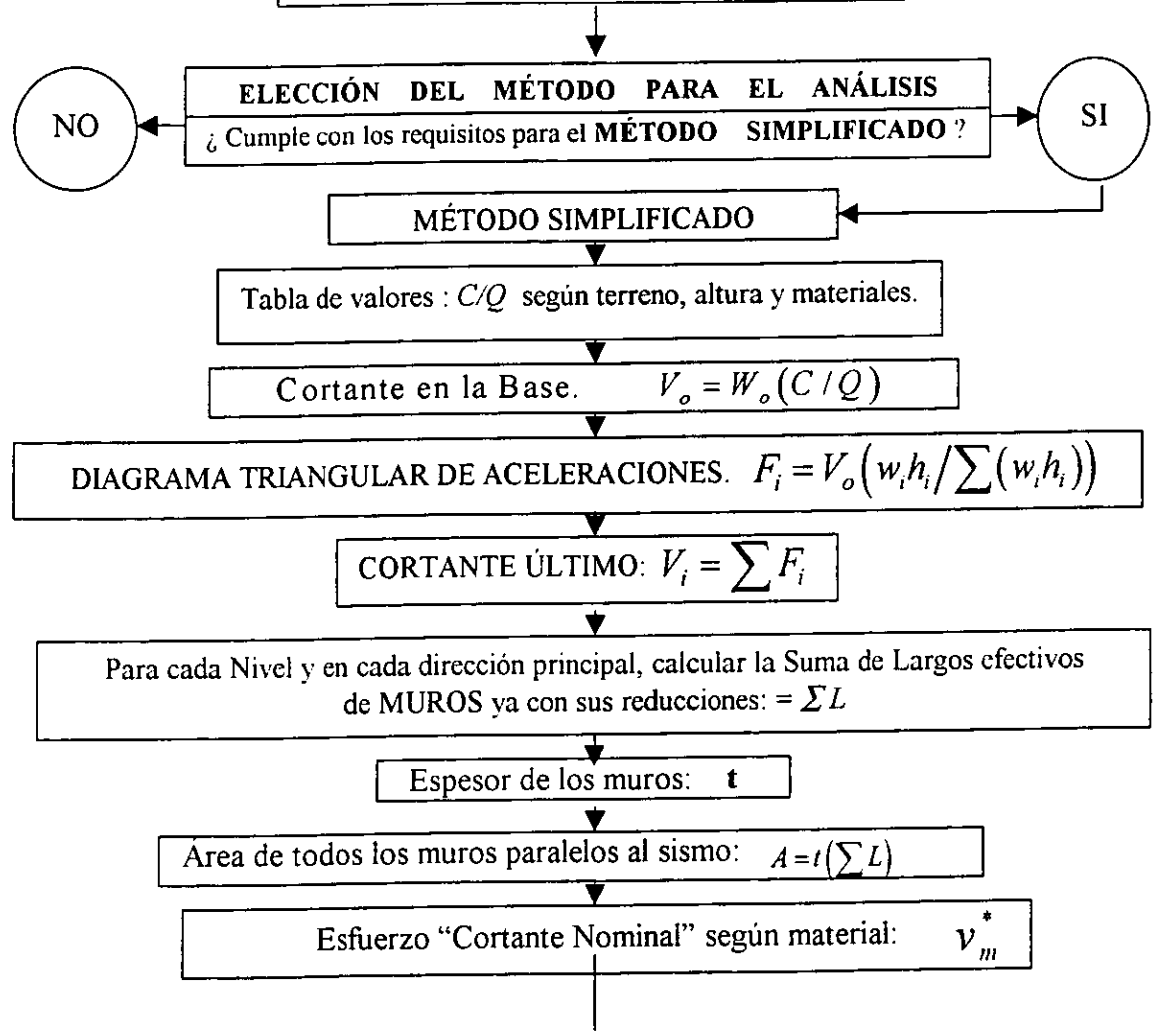


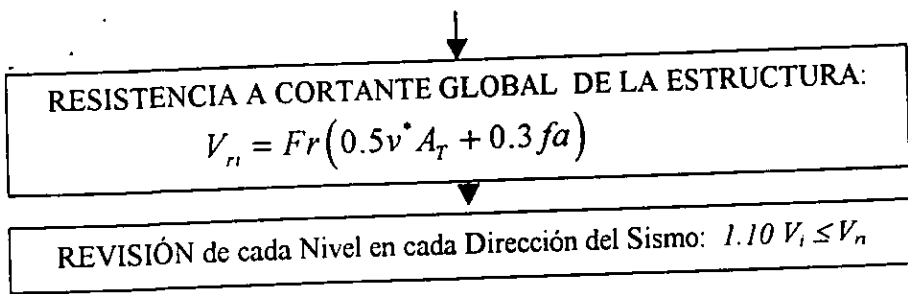
A manera de simplificar el procedimiento que sigue cada uno de estos métodos se presenta una síntesis del proceso de cálculo de fuerzas sísmicas (R. D. F.), (Wifredo Crespo Pérez 1991), modificando únicamente las expresiones que han cambiado, para mayor comprensión de esta síntesis y de las variables que aquí intervienen se recomienda al lector dirigirse a "ACCIONES Y CARGAS (diseño estructural), cuaderno 61 de la ENEP-Aragón.

SINTESIS DEL PROCESO DE CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS (R. D. F. 87)

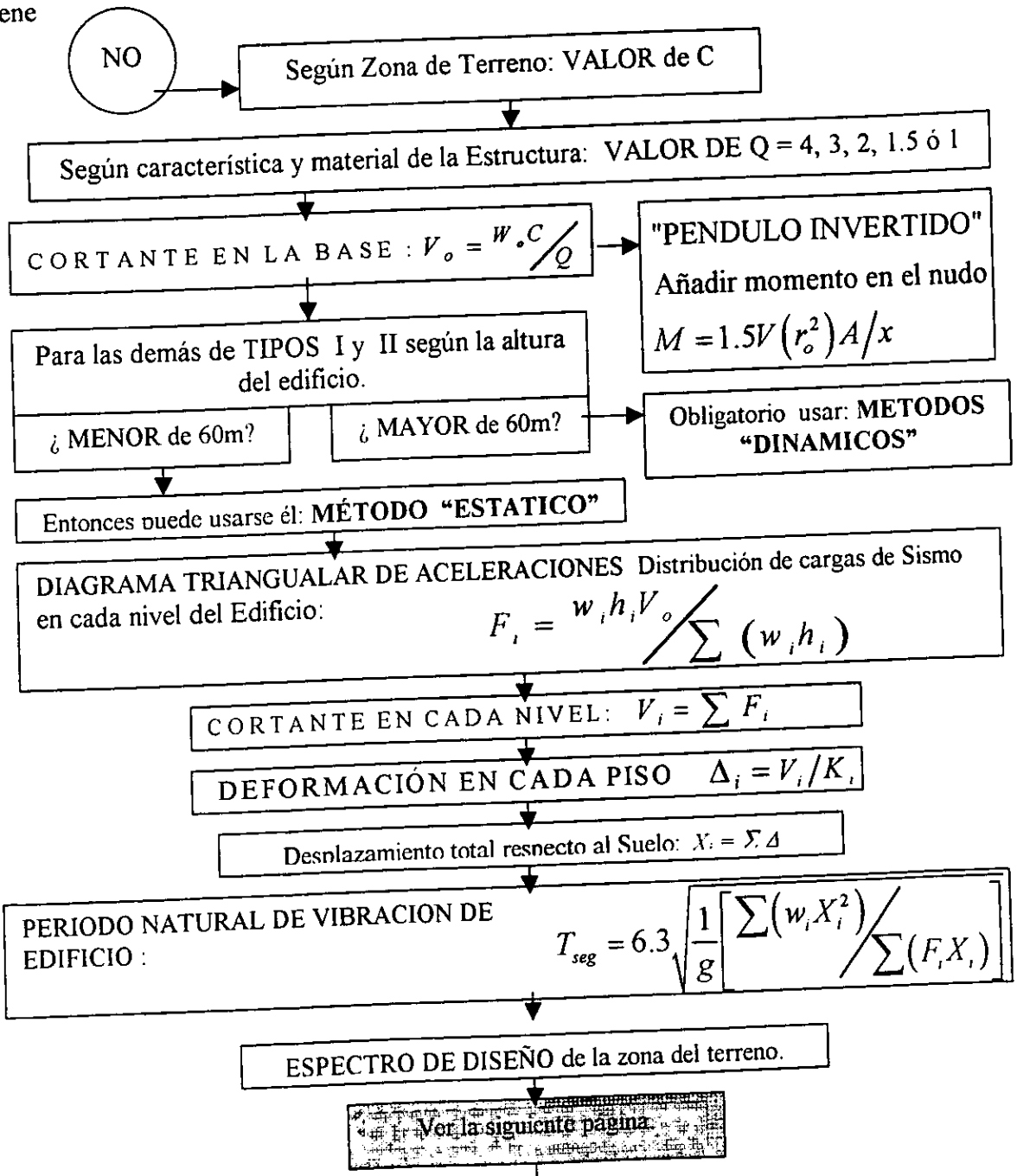
UBICACIÓN de la construcción: REGIÓN del país: REGLAMENTO LOCAL			
¿ A cual Grupo pertenece la Construcción según su USO: "A" o "B"?			
REGLAMENTO DEL D.F.: COEFICIENTE SÍSMICO, según ZONAS del TERRENO			
ZONA	I firme	II transición	III compresible
USO A	C = 0.24	C = 0.48	C = 0.60
USO B	C = 0.16	C = 0.32	C = 0.40
El Sismo se estudiará al menos en dos direcciones principales en planta			

TIPO DE LA ESTRUCTURA: I, II, III, o IV

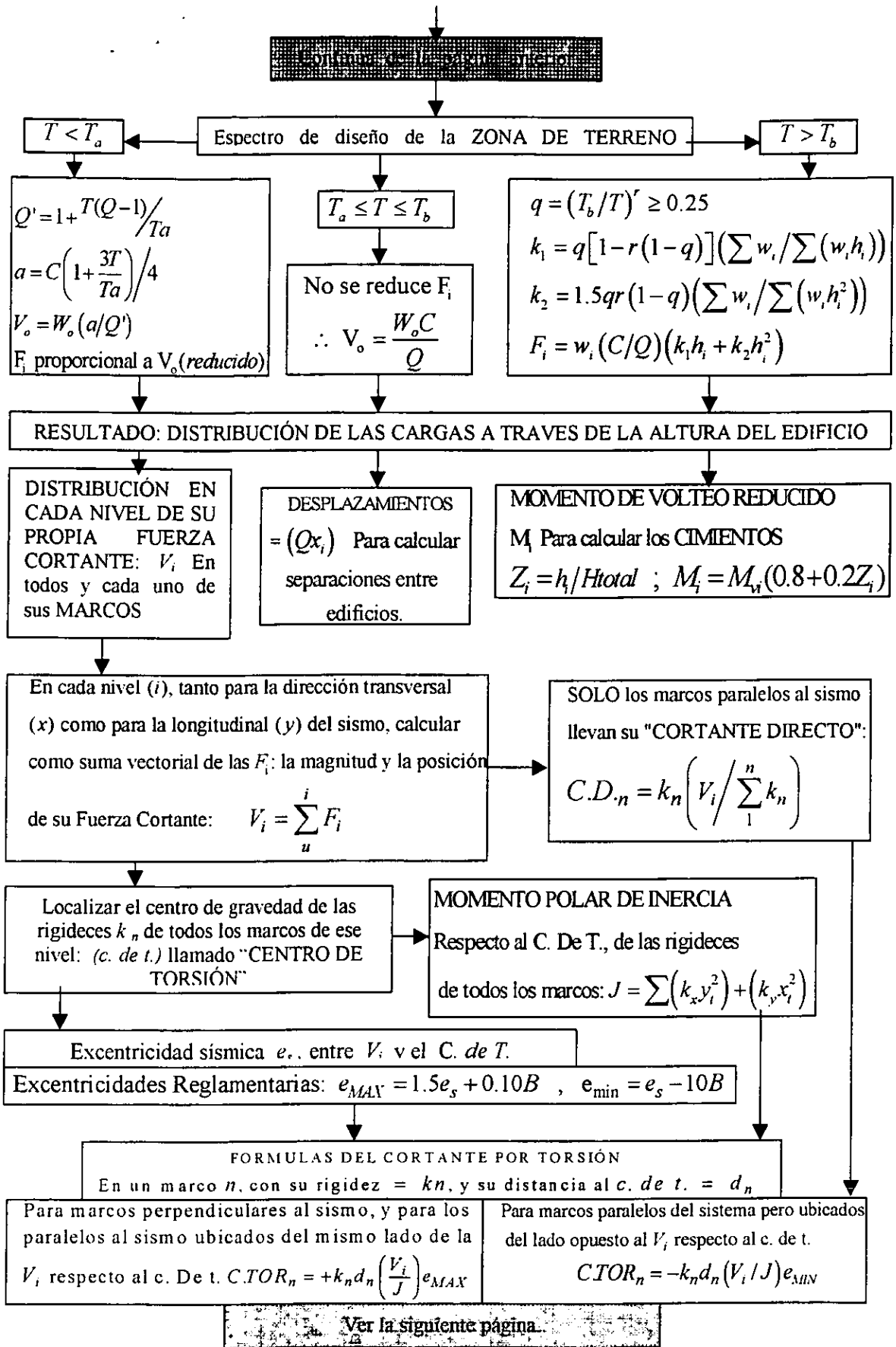




Para el caso en que no cumpla con los requisitos para aplicar el método simplificado se tiene







Continúa de la página anterior

CORTANTE TOTAL EN CUALQUIER MARCO para una dirección "x" del SISMO  
 $C.TOTAL_x = C.D._x \pm C.TOR._x + 30\%(C.TOTAL \text{ y causado en el mismo marco por sismo en dirección "y" perpendicular a la "x"})$

La síntesis esta realizada basándose en el Reglamento de Construcciones para el D.F. publicado en 1993 y en las normas técnicas complementarias para Diseño por Sismo del Mismo Reglamento, También publicadas en 1993.

#### 6.4.1 Comentarios generales para el empleo del método simplificado de análisis sísmico

El método simplificado hace caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsionales, momentos de volteo y efectos de flexión, verificando únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros paralelos a la dirección del análisis sea por lo menos igual a la fuerza cortante total que actúa en dicho entrepiso, siguiendo la hipótesis de la "Distribución triangular de aceleraciones".

La cual considera que a través de la altura de la construcción la aceleración sísmica no es constante, sino proporcional a altura sobre el suelo de cada nivel. Partiendo del nivel en donde se considera nulo el desplazamiento y por lo tanto nula la aceleración se llega hasta el extremo superior de la construcción en donde es máximo el desplazamiento respecto al suelo y también la aceleración.

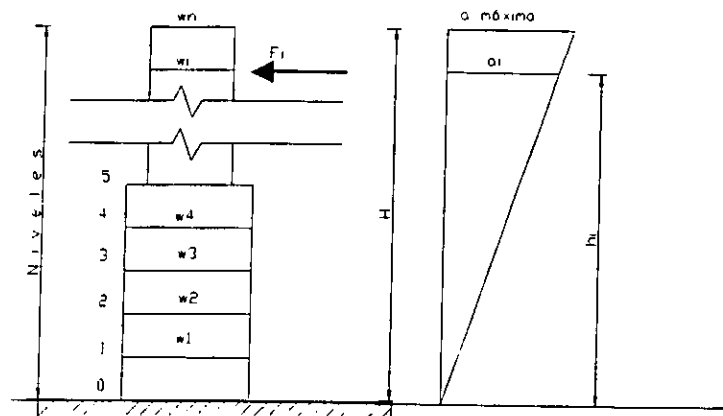


Figura 1 Distribución triangular de aceleraciones.

La fórmula de la fuerza en el nivel de interés, se obtiene por medio del siguiente desarrollo algebraico:

En un nivel cualquiera  $i$  la fuerza aplicada  $F_i$  será

$$F_i = w_i a_i \quad \dots (1)$$

donde:

$w_i$  es la masa de ese nivel  $i$  y

$a_i$  es la aceleración en ese nivel  $i$ .

Pero por la distribución Triangular de aceleraciones  $a_i = h_i \left( \frac{a}{H} \right) \dots (2)$

Sustituyendo (2) en (1) queda:  $F_i = w_i h_i \left( \frac{a}{H} \right) \dots (3)$

Pero por otra parte el cortante en la base será:  $V_o = \sum_1^n F_i \dots (4)$

Sustituyendo (3) en (4) resultará  $V_o = \left( \frac{a}{H} \right) (w_i h_i) \dots (5)$

Por lo tanto  $\left( \frac{a}{H} \right) = \left( \frac{V_o}{\sum_1^n (w_i h_i)} \right) \dots (6)$

Finalmente sustituyendo (6) en (3):  $F_i = (w_i h_i) \left( \frac{V_o}{\sum_1^n (w_i h_i)} \right)$

Entonces en cada nivel, la fuerza sísmica es función de la altura sobre el suelo de dicho nivel y de la repartición de los pesos de cada nivel a través de la altura del edificio.

Una vez obtenido el cortante actuante en cada entrepiso, la resistencia a corte pueden ser revisada por alguno de las dos expresiones 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.

### Coefficientes reducidos C/Q

Los valores C/Q se determinan de la siguiente tabla:

Tabla 7.1

Valores para construcciones del grupo B						
Para construcciones del grupo A se usaran multiplicados por 1.50.						
ESTRUCTURACIÓN:	Muros e piezas macizas o diafragmas de madera contra chapada.			Muros de piezas huecas o Diafragmas de duelas de madera (inclinada, verticales u horizontales, arriostradas con elementos de madera maciza).		
ALTURA DE LA CONSTRUCCIÓN H	H < 4	4 < H < 7	7 < H < 13	H < 4	4 < H < 7	7 < H < 13
Zona I del D.F.	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
Zona II y III del D. F.	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

### Resistencia de las mamposterías

Los valores indicativos que pueden aplicarse cuando no se realicen ensayos de laboratorio con los materiales a usarse en una obra son:

TIPO DE PIEZAS		MORTERO	TIPO I	TIPO II	TIPO III
		ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	125	75	40
PIEZAS MACIZAS	Tabique de barro recocido	$f_m$	15(19)	15(19)	15(19)
		$v$	3.50	3.00	3.00
	Bloque concreto "A" tipo pesado	$f_m$	20(24)	15(19)	15(19)
		$v$	3.50	2.50	2.50
Tabicón de concreto con arena silica y 1500 kg/m <sup>3</sup> mínimos y $f_p \geq 80$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_m$	20(24)	15(19)	15(19)	
	$v$	3.00	2.00	2.00	
PIEZAS HUECAS	Tabique con huecos verticales, con sus áreas: neta $\geq 0.45$ A. Bruta y $f_p \geq 120$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_m$	40(50)	40(50)	30(37)
		$v$	3 (4.5)	2(3)	2(3)

En muros de piezas macizas; si van confinados se le suman 4 kg/cm<sup>2</sup> mas al valor de  $f_m$ ; en la tabla anterior.

En muros de piezas huecas; en la tabla anterior se indican: si llevan refuerzo interior, su resistencia aumenta así:

$$1.25 f_m^* \leq 7 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad 1.25 v^* \leq 0.8 \sqrt{f_m^*}$$

### Limitantes del método simplificado

- 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 cuales 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.

### 6.4.2 Comentarios generales para el empleo del método estático de análisis sísmico

En el método estático, los cortantes se distribuyen de acuerdo a las rigideces relativas de cada muro, mismas que se consideran en las deformaciones por flexión y cortante. Para fines del ejemplo tratado más adelante se considera que los muros están conformados por un material elástico y homogéneo, sin tomar en cuenta los castillos. Para determinar la rigidez de un muro se idealiza éste como una viga en voladizo con una carga unitaria en el extremo libre (ver Fig. 2).

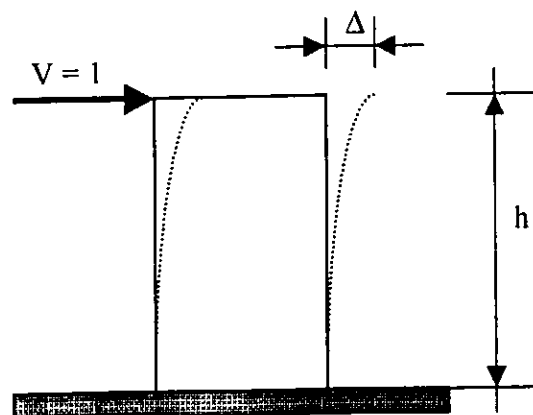


Figura 2 Idealización de una viga en voladizo con una carga unitaria en el extremo libre

Así, la rigidez es igual a la carga dividida entre el desplazamiento. Despreciando el acoplamiento de las losas, antepechos o petriles que existen entre los huecos de puertas y ventanas.

Se toma en cuenta la rigidez a flexión y a cortante del elemento. Para cada uno de los marcos se podrá calcular su rigidez individual ante la fuerza horizontal, como el cociente de ésta entre el desplazamiento que le ocasiona:

$$k = \frac{V}{\Delta} \quad \text{siendo} \quad \Delta = \frac{Wh^3}{3EI} + \frac{1.2Vh}{AG}$$

siendo el primer sumando la deformación por flexión y el segundo la deformación por cortante.

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{3EI} + \frac{1.2h}{AG}}$$

Si se considera que para la mampostería  $G = E/2.2$ , se tiene:

$$k = \frac{E}{\frac{h^3}{3EI} + \frac{2.64h}{A}} \quad \text{en donde:}$$

- h = altura del muro
- E = módulo elástico
- I = momento de inercia
- A = sección horizontal del muro
- G = módulo de la mampostería al cortante.

El módulo de elasticidad  $E = 600f_m^*$ , en donde  $f_m^*$  es la resistencia media a la compresión en la mampostería. Cuando  $f_m^*$  es referida al área bruta, en los ensayos de pilas o probetas, para cargas de corta duración por tratarse de esfuerzos producidos por sismo se recomienda:

$$f_m^* = \frac{f_m}{1 + 2.5c_m}$$

donde:  $f_m$  es el promedio de la resistencia de las probetas ensayadas resistencia  
 $c_m$  es el coeficiente de variación de dicha resistencia, nunca menor de 0.15.

Siendo todos los muros del mismo espesor y calidad, su rigidez es proporcional a sus dimensiones, pudiendo olvidar el módulo elástico para estos efectos, ya que sería el mismo para todos los muros. Entonces la importancia del mismo se refiere principalmente a los

desplazamientos; es decir, mientras más elevado sea el módulo elástico, menores son los desplazamientos y viceversa.

Para su análisis, los efectos sobre los muros debido al cortante sísmico se dividieron en dos, procediendo luego a sumarlos: los debidos al cortante directo y los debidos al cortante por torsión. No necesariamente debe hacerse de esta manera, sino que con un programa adecuado la computadora puede dar ambos resultados en una sola hoja de cálculo, como fue el caso del análisis del Nivel Uno. Simplemente lo hicimos para mayor claridad.

Los debidos al cortante directo son aquellos producidos por el cortante sísmico al considerar que actúa directamente sobre el centro de rigidez de la estructura, considerando nula (por el momento) la torsión, de manera que el cortante sísmico es absorbido en la proporción en la cual cada muro aporte rigidez al total de la rigidez de la estructura en el nivel considerado.

Considerando un sistema de coordenadas tenemos:

$$F_{xi} = \frac{k_{xi}}{\sum k_{xi}} V \quad F_{yi} = \frac{k_{yi}}{\sum k_{yi}} V$$

$$\Delta x = \frac{V}{\sum_{i=1}^n k_{xi}} \quad \Delta y = \frac{V}{\sum_{i=1}^n k_{yi}}$$

donde:

- $F_{xi}, F_{yi}$  son las fuerzas producidas por el sismo en cada muro,
- $k_{xi}, k_{yi}$  es la rigidez de cada muro en la dirección indicada,
- $\Delta x, \Delta y$  son los desplazamientos del centro de rigidez provocados por el cortante sísmico.
- $V$  es el cortante sísmico.

Los efectos debidos al cortante por torsión son aquellos producidos por la acción exclusiva de un par de torsión aplicado a la estructura, consecuencia del cortante sísmico en el nivel analizado, multiplicado por la más desfavorable de las excentricidades especificadas en el punto 8.6 "Efectos por torsión" de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Dichas excentricidades son:

$$e_{smax.} = 1.5 e_s + 0.1 b \quad e_{smin.} = e_s - 0.1 b,$$

donde:

- $e_s$  es la excentricidad natural calculada, es decir, la distancia entre el centro de gravedad y el centro de rigidez del nivel en cuestión.
- $b$  es la máxima dimensión en planta de la estructura, medida perpendicularmente a la dirección de análisis.

Se considera que la rotación debida a la torsión se verifica alrededor del centro de rigidez, al cual, por la misma razón, algunas veces se le llama "centro de torsión", y es efecto del par de torsión aplicado en ese piso, dividido entre el momento polar de inercia del conjunto de muros que conforman la estructura en ese mismo nivel, referido al centro de rigidez.

$$\Delta\theta = \frac{M_T}{\sum_{i=1}^n k_{xi} Y_{ki}^2 + \sum_{i=1}^n k_{yi} X_{ki}^2} \quad (1)$$

donde:

$\Delta\theta$  = rotación del centro de rigidez provocada por el par de torsión

T = par de torsión

$k_{xi}, k_{yi}$  = rigidez de cada muro en la dirección indicada.

$X_{ki}, Y_{ki}$  = distancia del centro de cada muro al centro de rigidez (coordenadas).

Considerando que la losa de entrepiso es lo suficientemente rígida para no sufrir deformaciones en su plano, al rotar ésta con respecto al centro de rigidez en la cantidad  $\Delta\theta$ , cada muro sufre los desplazamientos  $\Delta_{xi}, \Delta_{yi}$ , que multiplicados por las correspondientes rigideces  $k_{xi}$  y  $k_{yi}$ , dan como resultado las componentes de la fuerza en cada muro (ver Fig. 3).

Es decir:  $F_{xi} = \Delta_{xi} k_{xi}$  ,  $F_{yi} = \Delta_{yi} k_{yi}$ .

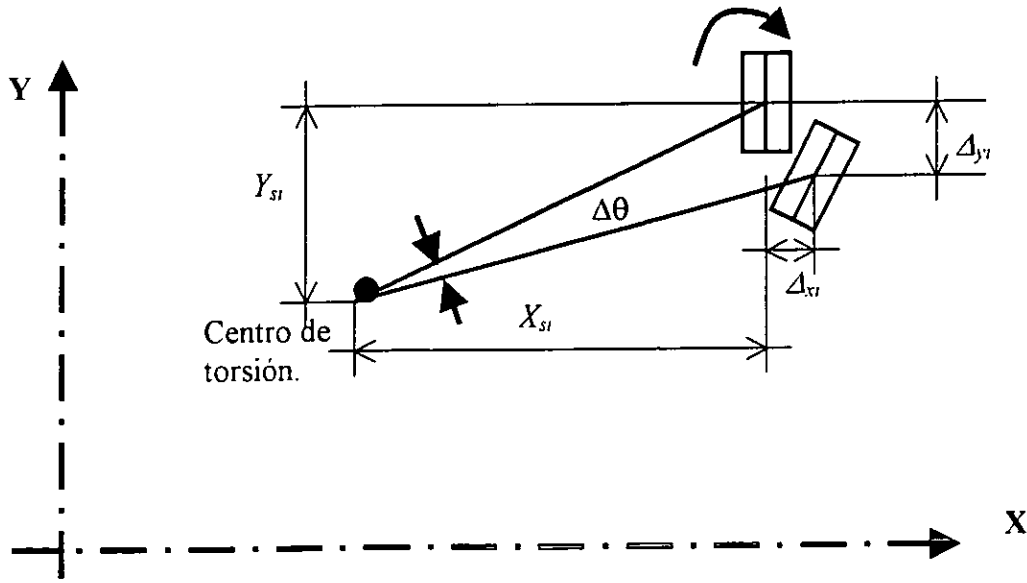


Figura 3 Idealización de una viga en voladizo con una carga unitaria en el extremo libre

$$\Delta_{xi} = Y_{ki}\Delta\theta, \text{ de donde } F_{xi} = Y_{ki} \Delta\theta k_{xi} \quad ; \quad \Delta_{yi} = X_{ki}\Delta\theta, \text{ de donde } F_{yi} = X_{ki} \Delta\theta k_{yi}$$



$\Delta\theta_i = \Delta\theta$ , es decir, todos, los muros giran la misma cantidad.

Nota: A los valores aquí indicados de  $\Delta_{xi}$  y  $\Delta_{yi}$  se llega por deducción trigonométrica y por triángulos semejantes, al ampliar y detallar la figura 3.

Sustituyendo el valor de  $\Delta\theta$  de la ecuación (1) y reagrupando términos, se puede llegar a una fórmula de cálculo para el cortante por torsión en cada muro, como se indica a continuación.

$$F_{xi} = \frac{k_{xi} Y_{ki}}{\sum k_{xi} Y_{ki}^2 + \sum k_{yi} X_{ki}^2} M_{Ty} \quad \text{donde} \quad M_{Ty} = V_y e_x$$

$$F_{yi} = \frac{k_{yi} X_{ki}}{\sum k_{xi} Y_{ki}^2 + \sum k_{yi} X_{ki}^2} M_{Tx} \quad \text{donde} \quad M_{Tx} = V_x e_y$$

Una vez obtenidos los cortantes actuantes en cada muro, se comparan con el cortante resistente de acuerdo con la siguiente expresión:

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

**Espectros para diseño del reglamento del D.F. de 1993.**

Reducciones por motivo del periodo natural de vibración del edificio (ver Fig. 3 y tabla x)

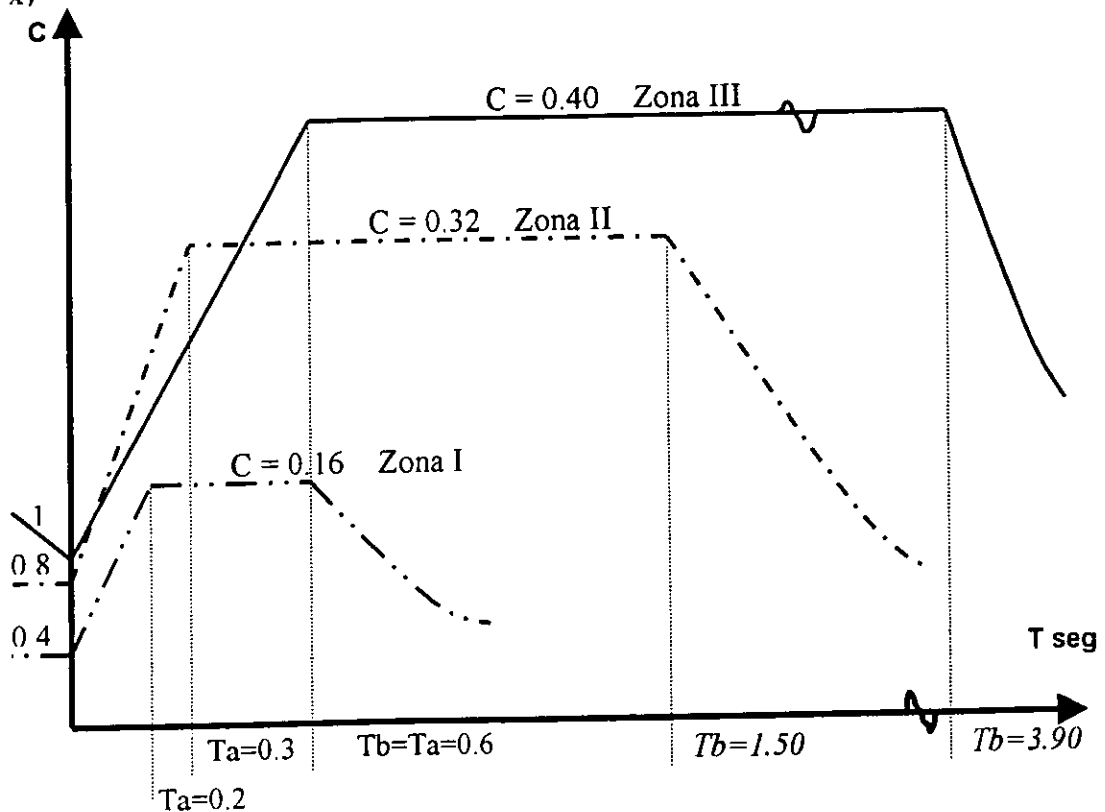


Figura 4 Espectros para diseño del reglamento del D. F. 1993

ZONA	Coefficiente C Grupo B	Coefficiente C Grupo A	Ta .seg.	Tb .seg.	r
Firme I	0.16	0.24	0.20	0.60	1/2
Intermedio II	0.32	0.48	0.30	1.50	2/3
Compresible III	0.40	0.60	0.60	3.90	1

### Factores de comportamiento sísmico Q

Es muy importante seleccionar adecuadamente el factor de comportamiento sísmico en función del tipo de mampostería.

En el Reglamento y Normas Técnicas de Mampostería del D. F., publicado en 1993, 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 que según las N.T.C. de Mampostería, deberán estar confinadas con dalas y castillos ó columnas y trabes de concreto reforzado o de acero.

**Q=1.5** Para estructuras a base de muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior según las N.T.C. de Mampostería.

**Q=1** Para estructuras no confinadas ni reforzadas interiormente.

El valor de Q correspondiente a una construcción deberá reducirse, multiplicándolo por 0.8, si no se cumplen las condiciones de Regularidad en su estructura

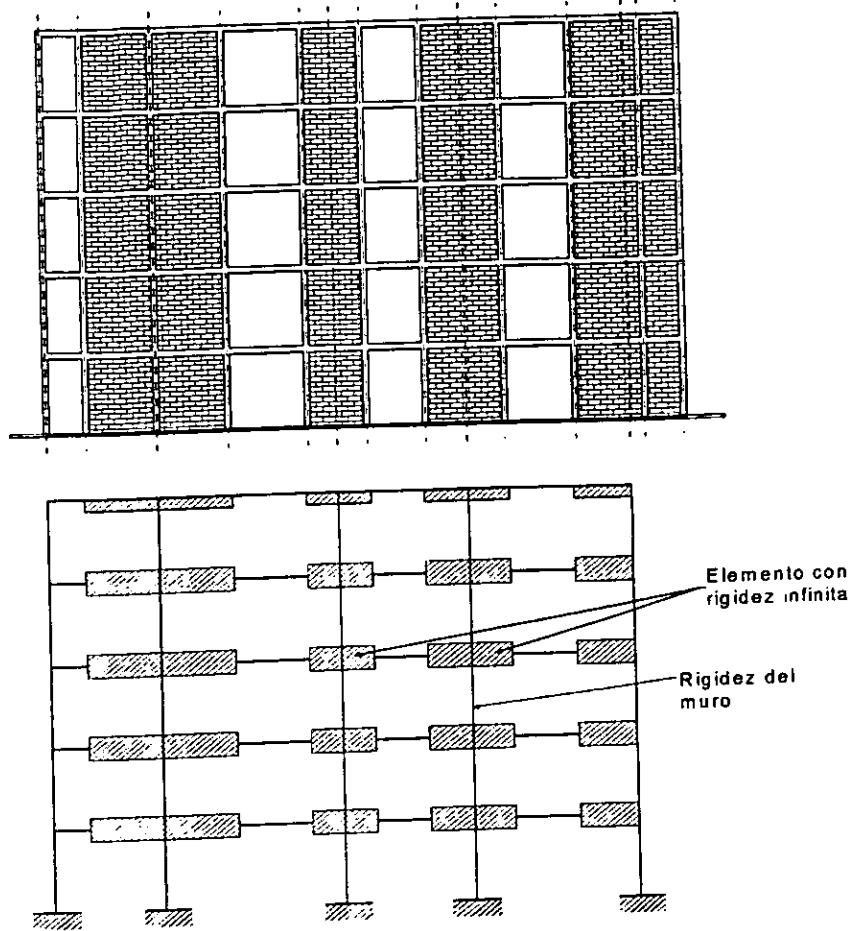
### Limitantes del método estático

- 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 pretiles.
- Generalmente los resultados obtenidos por este método y el método dinámico son similares en cuanto a la resistencia a esfuerzos cortantes, no siendo así la determinación de las áreas de acero por flexión.
- No es posible evaluar las tensiones por sismo en los muros de mampostería.

### 6.4.3 Comentarios generales para el empleo del método de análisis dinámico

Análisis dinámico modal espectral tridimensional modelando los muros por medio de la analogía de la columna ancha se puede elaborar el modelo de la estructura, ya sea por medio de marcos planos o tridimensionalmente (ver Fig. 5). 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. 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.



**Figura 5** Modelo de marco para un muro de mampostería utilizando la analogía de la columna ancha.

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  $Q$ .

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.

En la revisión del ejemplo no se revisará por el método dinámico sin embargo se enlistan algunas limitantes de este.

### Limitantes del método dinámico

- 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 con definir, con la mayor exactitud posible, la rigidez relativa entre muros.
- Se recomienda que los muros largos, 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.
- 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.

## 6.5 EJEMPLO COMPARATIVO DE ANÁLISIS Y REVISIÓN DE MUROS

Es un edificio de apartamentos estructurado a base de muros de tabique extruido y losas macizas como sistema de piso con un espesor de 13 cm y armadas en ambos sentidos, se compone de 2 departamentos de 67 m<sup>2</sup> cada uno, 10 departamentos en total. Cada planta según puede apreciarse en los croquis anexos, alberga dos departamentos, en forma típica de las soluciones de vivienda económica. Cada planta tiene 134 m<sup>2</sup> en total, y son cinco plantas habitables. El predio mide 12.48 m de ancho por 14.24 m de fondo. El frente está francamente orientado hacia el sur. La construcción ocupa un 93% aprox. de la superficie del predio. Los muros fueron construidos con tabique de barro de Santa Julia, de 20x10x10 cm cada uno, de 3 agujeros, con aproximadamente más del 30% de huecos. El mortero utilizado fue tipo I con proporción 1:4. El tabique tiene una resistencia de 210 kg/cm<sup>2</sup> a la compresión, medida sobre el área bruta, lo que quiere decir que la resistencia promedio del tabique medida sobre el área neta es mayor del orden de 266 kg/cm.

En la Figura 6 y 7 se muestra la planta tipo y corte longitudinal del edificio en estudio.

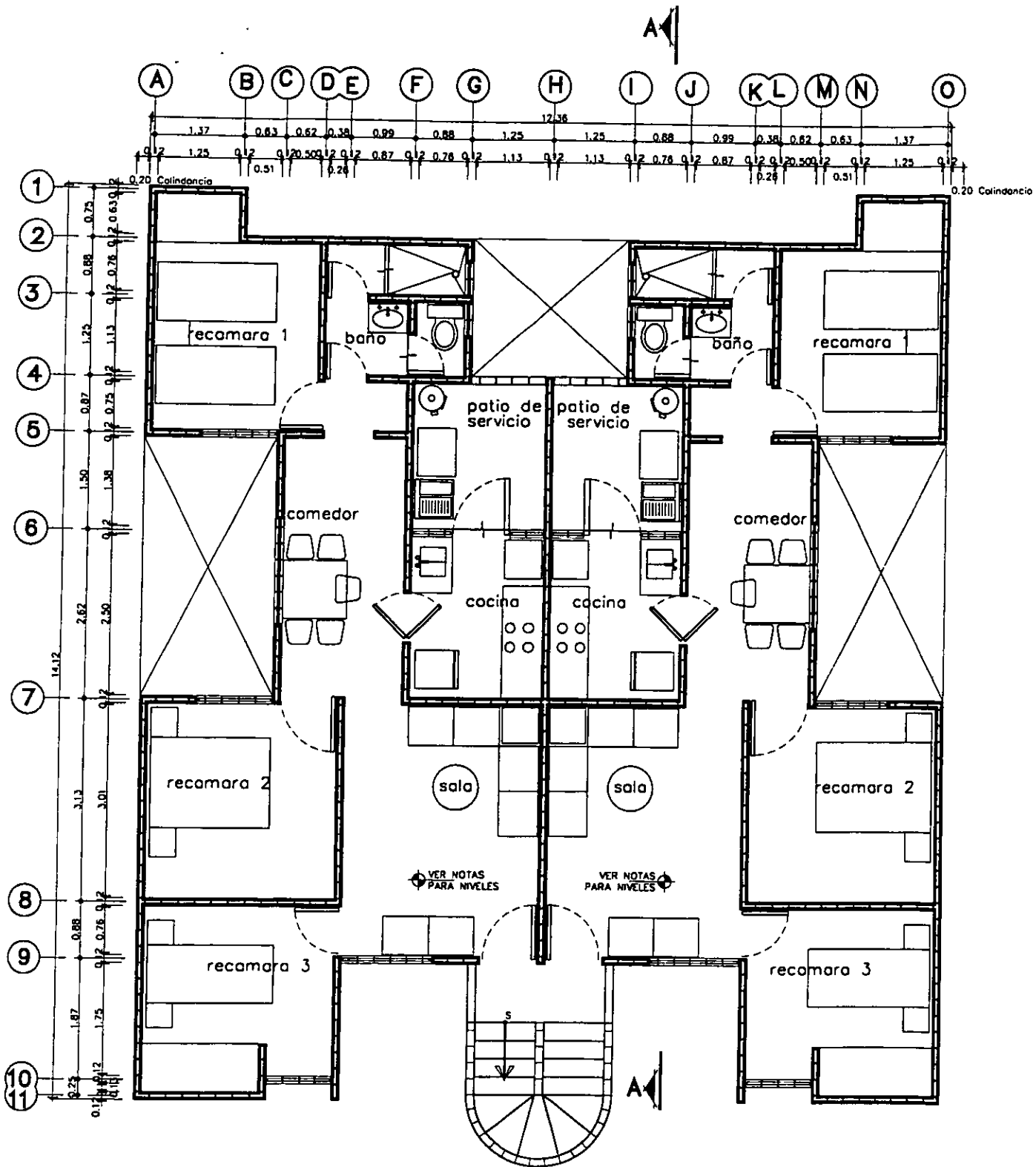


Figura 6 PLANTA TIPO

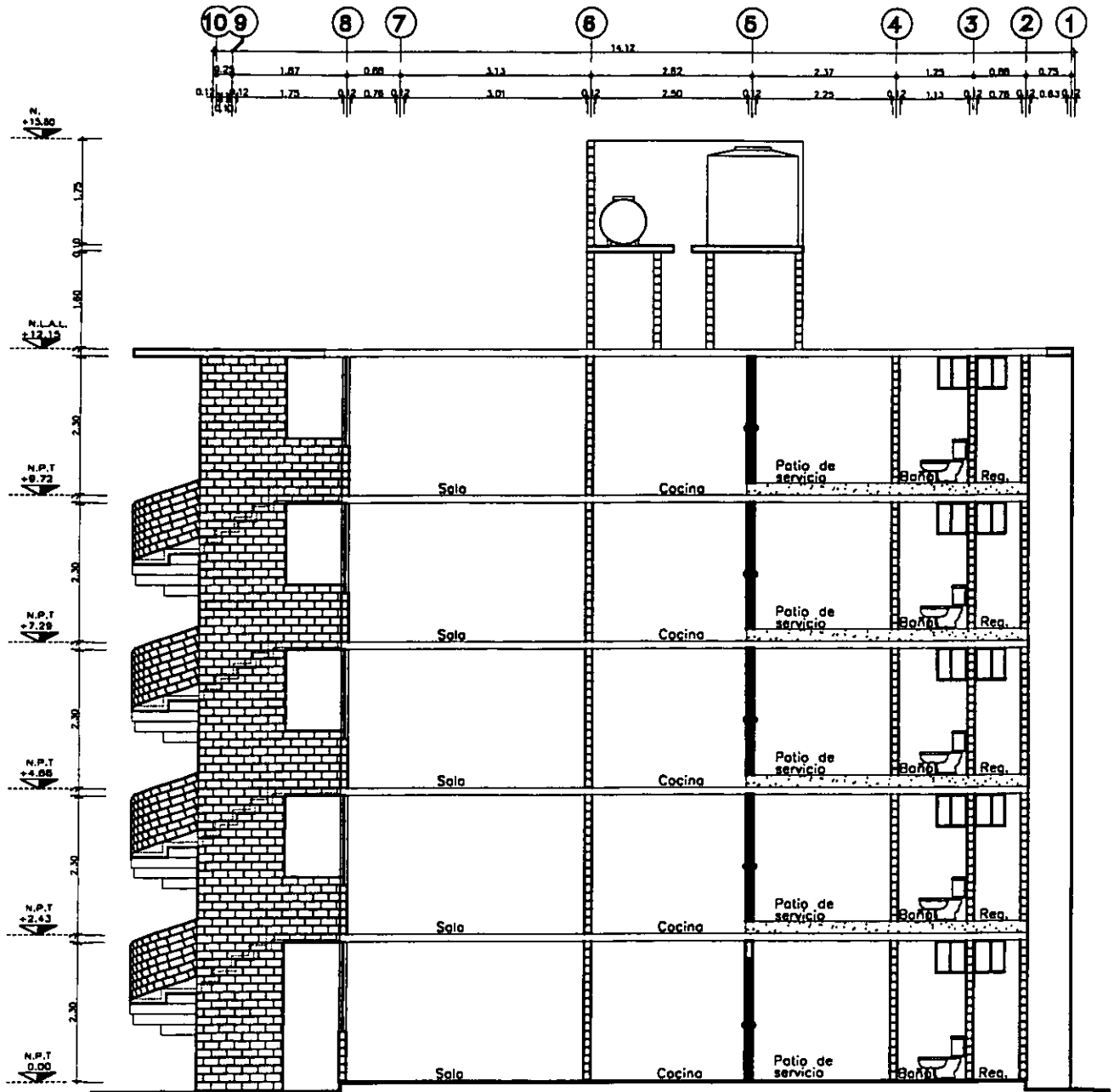


Figura 7 CORTE LONGITUDINAL A - A

En todos los niveles los muros son de carga. En el quinto nivel se encuentran los tanques de gas estacionario y los tinacos de agua.

Los acabados son sencillos: el tabique aparente en todas las habitaciones a excepción de los baños, que se recubrieron de azulejo económico, y de la pared húmeda de la cocina, que también se recubrió del mismo azulejo. Se aplicó acabado de tirol en los techos y se colocó loseta vinílica de los pisos, excepto en los baños en que se colocó azulejo de la misma calidad.

La instalación hidráulica quedó a la vista en casi su totalidad, de modo que no hay que romper muros ni losas para hacer reparaciones. La instalación eléctrica es la usual de tubo de poliducto (de plástico flexible), entretejida dentro de los muros, sin ranurar estos de manera alguna. La alimentación de agua potable a los departamentos y al depósito de agua potable, así como a las tuberías eléctricas principales y la instalación hidráulica contra incendio, quedarán ubicadas en muros "falsos" o a la vista, sin necesidad de tejerlas dentro de los muros, evitando así el debilitamiento de éstos.

### 6.5.1 Cálculo de cargas

Con el fin de determinar las condiciones y los rangos de los esfuerzos en los muros de la estructura, tanto para las cargas verticales como para las sísmicas, se procedió a la definición de las cargas y pesos actuantes en las losas, el peso de los muros y las cargas totales en cada nivel del edificio.

Se utilizaron las especificaciones del proyecto, apegándose a las dimensiones y calidades de los materiales empleados en la obra. Se utilizaron los valores para el peso volumétrico obtenidos en el catálogo de productos, en el caso de los muros. Para el resto de los materiales fueron utilizados los valores nominales recomendados tanto para cargas muertas y cargas vivas en el Reglamento vigente para las Construcciones en el D.F. de 1993.

Así se obtuvieron los siguientes valores, indicando siempre la altura de la carga respecto al nivel de planta baja:

#### NIVEL BASE DE CUARTO DE TINACOS Y TANQUES DE GAS

$$\text{Losa } (0.10\text{m})(2400\text{kg/m}^3) = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobre carga} \quad 20$$

$$\text{Suma} \quad 260 \text{ kg/m}^2 / 1000 \text{ kg}((1.8 \times 1.8 \times 2) + (1.4 \times 1.8 \times 2)) \text{ m}^2 = 3.00 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de los tinacos con agua} \quad 5.10 \text{ ton.}$$

$$\text{Tanques de gas} \quad 0.80$$

$$\text{Muros espesor } 10 \text{ cms (área } 37.72 \text{ m}^2 \times 200 \text{ kg/cm}^2) / 1000 \quad 7.54$$

$$\text{Suma} \quad 16.44 \text{ ton}$$

$$h = 13.75 \text{ m}$$

## QUINTO NIVEL, CUBIERTA DE AZOTEA:

Losa 0.13m(2400kg/m <sup>3</sup> )	312 kg/m <sup>2</sup>	
Sobrecarga	40	
Impermeabilizante	50	
Enyesado (0.01m)(1,500 kg/m <sup>3</sup> )	15	
Carga Viva	70	
Suma	(487 kg/m <sup>2</sup> x 128.84 m <sup>2</sup> )/1000 kg	= 62.75 ton
Muros medio nivel inferior	(116.15 m <sup>2</sup> x 200 kg/m <sup>2</sup> )/1000 kg	= 23.23
	Suma	= 85.98 ton.
	h = 12.15m	

## CUARTO NIVEL, (NIVEL TIPO):

Apartamentos:		
Losa (0.13m x 2400kg/m <sup>3</sup> )	312 kg/m <sup>2</sup>	
Sobrecarga	40	
Piso de cemento (0.035 x 2000 kg/m <sup>3</sup> )	70	
Carga Viva	90	
Enyesado (0.01m)(1,500 kg/m <sup>3</sup> )	15	
Suma	(527 kg/m <sup>2</sup> x 128.84 m <sup>2</sup> )/1000kg	= 67.90 ton
Muros medio nivel inferior	(116.15 m <sup>2</sup> x 200 kg/m <sup>2</sup> )/1000kg	= 23.23
medio nivel superior	(134.06 m <sup>2</sup> x 200 kg/m <sup>2</sup> )/1000kg	= 26.81
	Suma	= 117.94 ton.
	h = 9.72, 7.29, 4.86, 2.43 m.	

## 6.5.1 Procedimiento y resultado del método simplificado.

La zona de ubicación del conjunto es la III al cual le corresponde un coeficiente sísmico  $C_s = 0.4$  de acuerdo con el RCDF de 1993.

La construcción se clasifica dentro del grupo B. El coeficiente sísmico reducido es de  $C/Q = 0.23$  para muros de piezas huecas y una altura entre 7 y 13.

De lo anterior puede notarse que la construcción no cumple con los requisitos señalados para aplicar el método simplificado, ya que la altura del edificio es de 15.60 m, sin embargo se analizará por este método a manera de comparación con el método estático.

Calculo de las longitudes de los muros en dirección "X" y "Y", excluyendo los muros que contienen puertas y ventanas, recordando que si  $H/L$  es mayor de 1.33 se reduce su longitud por el factor  $(1.33 L/H)^2$ . Multiplicando las longitudes por el espesor del muro se obtuvieron las áreas transversales totales en dirección "X" y "Y".

El esfuerzo de diseño de la mampostería  $V^* = 5.5 \text{ Kg/cm}^2$ .



Para obtener la resistencia a cortante se aplicó la ecuación:

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

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

Resumen de cargas gravitacionales

Nivel en metros      W en toneladas

12.15	102.42
9.72	117.94
7.29	117.94
4.86	117.94
2.43	117.94
1.15	26.81
$W_o$	= 600.99 ton

La nomenclatura y los resultados obtenidos se indican a continuación:

Nomenclatura:

Muros:	numeración de l muro
Tipo:	E exterior, I interior
H:	altura del muro
Long:	longitud del muro
Área:	área transversal del muro
$A_x$ :	área total de muros en dirección X-X
$A_y$ :	área total de muros en dirección Y-Y
$V^*$ :	Esfuerzo cortante de diseño
$W_t$ :	peso total del inmueble
fa:	carga total dividida entre las áreas de los muros
$V_r$ :	esfuerzo cortante resistente
$V_{rx}$ :	cortante resistente en dirección X-X
$V_{ry}$ :	cortante resistente en dirección Y-Y
c:	coeficiente sísmico
C/Q:	coeficiente sísmico reducido
$V_u$ :	cortante último.

Cálculo de los largos efectivos de los muros, así como las áreas de los muros en dirección X-X y dirección Y-Y

Muros en Dirección X

Muro	h <sub>1</sub>	w <sub>1</sub>	h <sub>1</sub> w <sub>1</sub>	V <sub>0</sub> =(C/Q) * W <sub>0</sub> (ton)	V <sub>1</sub>	V <sub>U</sub> =1.1V <sub>1</sub>
1E	2.00	1.15		1.00	2.00	2000
2E	2.00	1.15		1.00	2.00	2000
3E	0.70	3.29	0.30	0.16	0.11	115
4E	0.70	3.29	0.30	0.16	0.11	115
5I	3.00	0.77		1.00	3.00	3000
6I	3.00	0.77		1.00	3.00	3000
7E	0.96	2.40	0.42	0.31	0.30	296
8I	4.14	0.56		1.00	4.14	4135
9E	0.96	2.40	0.42	0.31	0.30	296
10E	0.96	2.40	0.42	0.31	0.30	296
11I	0.74	3.11	0.32	0.18	0.14	136
12I	0.61	3.77	0.27	0.12	0.08	76
13I	0.61	3.77	0.27	0.12	0.08	76
14I	0.74	3.11	0.32	0.18	0.14	136
15E	0.96	2.40	0.42	0.31	0.30	296
16I	1.65	1.39	0.72	0.91	1.50	1502
17I	1.65	1.39	0.72	0.91	1.50	1502
18I	1.65	1.39	0.72	0.91	1.50	1502
19I	1.65	1.39	0.72	0.91	1.50	1502
20E	3.50	0.66		1.00	3.50	3500
21E	3.50	0.66		1.00	3.50	3500
22E	1.37	1.68	0.60	0.63	0.86	860
23E	1.37	1.68	0.60	0.63	0.86	860
<b>SUMA</b>	<b>30.70</b>	<b>30599</b>				

Muros en Dirección Y

24	I	0.78	2.95	0.34	0.20	0.16	159
25	I	0.78	2.95	0.34	0.20	0.16	159
26	E	1.87	1.23		1.00	1.87	1870
27	E	1.87	1.23		1.00	1.87	1870
28	E	5.93	0.39		1.00	5.93	5930
29	E	5.93	0.39		1.00	5.93	5930
30	I	3.13	0.73		1.00	3.13	3130
31	I	3.13	0.73		1.00	3.13	3130
32	I	9	0.26		1.00	9.00	9000
33	E	1.22	1.89	0.53	0.50	0.61	607
34	I	0.96	2.40	0.42	0.31	0.30	296
35	I	0.96	2.40	0.42	0.31	0.30	296
36	E	1.22	1.89	0.53	0.50	0.61	607
37	I	3.48	0.66		1.00	3.48	3480
38	I	3.48	0.66		1.00	3.48	3480
39	E	1.22	1.89	0.53	0.50	0.61	607
40	E	1.22	1.89	0.53	0.50	0.61	607
41	E	0.7	3.29	0.30	0.16	0.11	115
42	E	0.7	3.29	0.30	0.16	0.11	115
43	I	2.13	1.08		1.00	2.13	2130
44	I	2.13	1.08		1.00	2.13	2130
45	I	0.52	4.42	0.23	0.09	0.05	47
46	I	0.52	4.42	0.23	0.09	0.05	47
47	E	3.75	0.61		1.00	3.75	3750
48	E	3.75	0.61		1.00	3.75	3750
49	E	0.35	6.57	0.15	0.04	0.01	14
50	E	0.35	6.57	0.15	0.04	0.01	14
51	E	0.75	3.07	0.33	0.19	0.14	141
52	E	0.75	3.07	0.33	0.19	0.14	141
<b>SUMA</b>	<b>53.55</b>	<b>53552</b>					

Distribución triangular de aceleraciones

Nivel h <sub>i</sub>	w <sub>i</sub>	h <sub>i</sub> w <sub>i</sub>	V <sub>0</sub> =(C/Q) * W <sub>0</sub> (ton)	V <sub>1</sub>	V <sub>U</sub> =1.1V <sub>1</sub>
12.15	102.42	1244.40	144.69	40.76	44.83
9.72	117.90	1145.99	144.69	37.53	86.12
7.29	117.90	859.49	144.69	28.15	117.09
4.86	117.90	572.99	144.69	18.77	137.73
2.43	117.90	286.50	144.69	9.38	148.05
1.15	26.81	30.83	144.69	1.01	149.16
<b>W<sub>0</sub></b>	<b>600.834</b>	<b>440.2045</b>		<b>135.60</b>	

## Revisión por cortante

RDI = 1	Resultado
Ax	30698.62
Ay	53552.06
At	84250.68
1.25v*	6.88
Wt	600.83
fa=P/A	7.13
$v_r = 0.5v^* + 0.3fa$	5.58
$V_{rx} = F_r A_{rx} v_r$	119.90
$V_{ry} = F_r A_{ry} v_r$	209.15
c =	0.4
C/Q =	0.23
Vu=C/QWt	149.16
Vu/Vcrx	1.24
Vu/Vcry	0.71

Se observa que el edificio calculado con este método no es aceptable en la dirección X-X, ya que el cortante resistente es menor que el cortante último, esto se explica fácilmente ya que en el edificio hay una menor densidad de muros en la dirección X-X.

X-X, ya que el cortante resistente es menor que el cortante último, esto se explica fácilmente ya que en el edificio hay una menor densidad de muros en la dirección X-X.

## 6.5.2 Procedimiento y resultado del método estático

Se realizó un análisis estático con el objeto de obtener la fuerza cortante actuante en cada muro considerándolos como vigas en voladizo, despreciando el acoplamiento que proporciona las losas y los cerramientos. Se tomaron en cuenta excentricidades, torsiones y la distribución de las fuerzas cortante.

En cuanto al as bajadas de cargas muertas se aplicó el peso en elementos estructurales, distribuyendo las cargas en las losas con áreas tributarias.

## Peso de la losa

PESO DE LA LOSA	Entrepiso (kg/m <sup>2</sup> )	Azotea (kg/m <sup>2</sup> )
Losa	312	312
Yeso	15	15
Piso o imperm	70	50
C. M	40	40
C. V	90	70
Total	527	487

En la Figura 8 se muestra la numeración de los muros en planta.

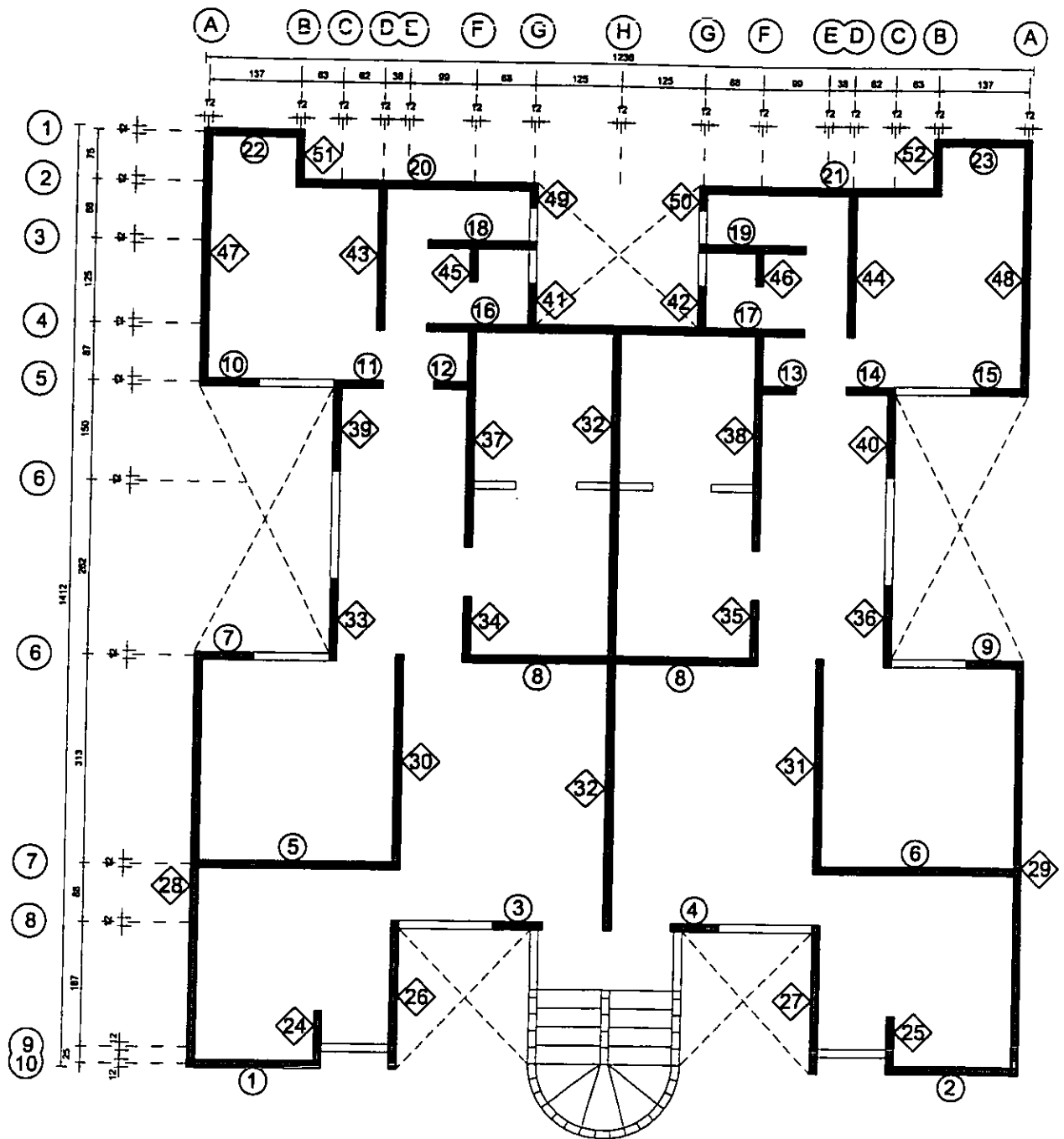


Figura 8 Numeración de muros en planta.

## Peso de muros

PESO DE MUROS	Medio nivel superior	Medio nivel inferior
A=	134.06 m <sup>2</sup>	116.15 m <sup>2</sup>
P=	0.2 ton/m <sup>2</sup>	0.2 ton/m <sup>2</sup>
W=	26.812 ton.	23.23 ton.

El área de la losa de azotea y de entepiso es la misma para ambas y esta es igual a 128.84 m<sup>2</sup>.

El esfuerzo de diseño de la mampostería  $V^* = 5.5 \text{ Kg/cm}^2$ .

Fuerza sísmica en cada nivel tomando  $C = 0.40$  y  $Q = 1.5$

## Cortante en la base

NIVEL	W <sub>i</sub> (ton)	H <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> H <sub>i</sub> (ton·m)	$V_i = W_i(C/Q)$ (ton)	$F_i = (W_i H_i V_i) / \sum W_i H_i$ (ton)	V <sub>t</sub>
5	102.42	12.15	1244.34	153.11	46.35	46.35
4	117.94	9.72	1146.38	156.62	43.68	90.03
3	117.94	7.29	859.79	156.62	32.76	122.79
2	117.94	4.86	573.19	156.62	21.84	144.64
1	117.94	2.43	286.60	156.62	10.92	155.56
<b>TOTAL</b>	<b>574.18</b>		<b>4110.30</b>			

Del cálculo anterior se obtiene un cortante basal en planta de  $V_b = 155.56 \text{ ton}$ .

Distribución de esfuerzos y momentos sísmico en función de la rigidez de los muros, calculada con la fórmula:

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{3EI} + \frac{1.2h}{AG}}$$

Y los siguientes valores:

Ec= módulo de elasticidad del concreto	128.00 ton/cm <sup>2</sup>
Gc= 0.40(Ec) módulo de cortante del concreto	51.20 ton/cm <sup>2</sup>
Em= módulo de elasticidad de mampostería	6.00 ton/cm <sup>2</sup>
Gm= 0.30(Em) módulo al cortante de mampostería	1.80 ton/cm <sup>2</sup>
t= espesor del muro	10 cm
h= altura del muro	243 cm

Cálculo de la rigidez de los muros de acuerdo a su orientación con respecto a los ejes coordenados.

## Rigidez de muros en dirección X-X

TIPO	MURO	L	A=L*t	I = (bh <sup>3</sup> )/12	K
		[ cm ]	[ cm <sup>2</sup> ]	[ cm <sup>4</sup> ]	ton/cm
E	1	200	2,000	6,666,666.67	4.99
E	2	200	2,000	6,666,666.67	4.99
E	3	70	700	285,833.33	0.33
E	4	70	700	285,833.33	0.33
I	5	300	3,000	22,500,000.00	11.18
I	6	300	3,000	22,500,000.00	11.18
E	7	96	960	737,280.00	0.80
I	8	414	4,135	58,917,633.65	18.97
E	9	96	960	737,280.00	0.80
E	10	96	960	737,280.00	0.80
I	11	74	740	337,686.67	0.39
I	12	61	610	189,150.83	0.22
I	13	61	610	189,150.83	0.22
I	14	74	740	337,686.67	0.39
E	15	96	960	737,280.00	0.80
I	16	165	1,650	3,743,437.50	3.21
I	17	165	1,650	3,743,437.50	3.21
I	18	165	1,650	3,743,437.50	3.21
I	19	165	1,650	3,743,437.50	3.21
E	20	350	3,500	35,729,166.67	14.58
E	21	350	3,500	35,729,166.67	14.58
E	22	137	1,370	2,142,794.17	2.04
E	23	137	1,370	2,142,794.17	2.04
<b>Total</b>		<b>3842</b>	<b>38415</b>		<b>102.48</b>

## Rigidez de muros en dirección Y-Y

TIPO	MURO	L	A=L*t	I = (bh <sup>3</sup> )/12	K
		[ cm ]	[ cm <sup>2</sup> ]	[ cm <sup>4</sup> ]	ton/cm
I	24	78	780	395460	0.45
I	25	78	780	395460	0.45
E	26	187	1870	5449336	4.29
E	27	187	1870	5449336	4.29
E	28	593	5930	173773214	31.34
E	29	593	5930	173773214	31.34
I	30	313	3130	25553581	12.06
I	31	313	3130	25553581	12.06
I	32	900	9000	607500000	51.78
E	33	122	1220	1513207	1.52
I	34	96	960	737280	0.80
I	35	96	960	737280	0.80
E	36	122	1220	1513207	1.52
I	37	348	3480	35120160	14.44
I	38	348	3480	35120160	14.44
E	39	122	1220	1513207	1.52
E	40	122	1220	1513207	1.52
E	41	70	700	285833	0.33
E	42	70	700	285833	0.33
I	43	213	2130	8052998	5.71
I	44	213	2130	8052998	5.71
I	45	52	520	117173	0.14
I	46	52	520	117173	0.14
E	47	375	3750	43945313	16.30
E	48	375	3750	43945313	16.30
E	49	35	350	35729	0.04
E	50	35	350	35729	0.04
E	51	75	750	351563	0.40
E	52	75	750	351563	0.40
<b>Total</b>		<b>6258</b>	<b>62580</b>		<b>230.47</b>

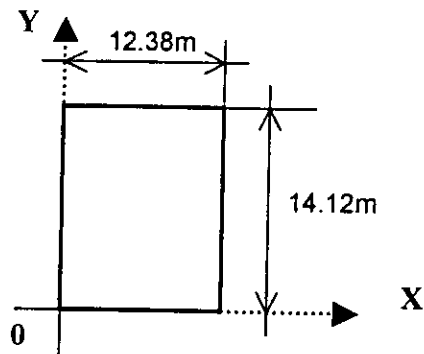
## Cálculo del centro de torsión

El centro de torsión se localiza en el cruce del eje centroidal de las rigideces de los marcos paralelos al eje x-x con el correspondiente eje centroidal de las rigideces de los marcos paralelos al eje y-y.

La posición de estos ejes se calcula fácilmente tomando momentos estáticos de las rigideces respecto a ejes X-X y Y-Y que resulten cómodos para la aritmética;

$$\bar{X} = \sum(k_y X) / (\sum k_y) \quad \text{y} \quad \bar{Y} = \sum(k_x Y) / (\sum k_x)$$

Para el cálculo del centro de torsión se considero el edificio ubicado de la siguiente manera en los ejes coordenados.



Cálculo de  $\bar{Y}$

TIPO MURO	$K_x$ (ton/cm)	$Y_i$ (cm)	$K_x \cdot Y_i$ (ton)
E 1	4.99	0	0.00
E 2	4.99	0	0.00
E 3	0.33	212	70.19
E 4	0.33	212	70.19
I 5	11.18	300	3354.60
I 6	11.18	300	3354.60
E 7	0.80	613	490.41
I 8	18.97	613	11630.15
E 9	0.80	613	490.41
E 10	0.80	1025	820.02
I 11	0.39	1025	397.35
I 12	0.22	1025	228.79
I 13	0.22	1025	228.79
I 14	0.39	1025	397.35
E 15	0.80	1025	820.02
I 16	3.21	1112	3574.06
I 17	3.21	1112	3574.06
I 18	3.21	1237	3975.82
I 19	3.21	1237	3975.82
E 20	14.58	1325	19315.73
E 21	14.58	1325	19315.73
E 22	2.04	1400	2855.58
E 23	2.04	1400	2855.58
<b>Total</b>	<b>102.48</b>		<b>81795.27</b>

Cálculo de  $\bar{X}$

TIPO MURO	$K_y$ (ton/cm)	$X_i$ (cm)	$K_y \cdot X_i$ (ton)
I 24	0.45	200	89.95
I 25	0.45	1038	466.84
E 26	4.29	300	1288.01
E 27	4.29	988	4241.85
E 28	31.34	0	0.00
E 29	31.34	1236	38738.69
I 30	12.06	300	3616.51
I 31	12.06	938	11307.62
I 32	51.78	619	32052.28
E 33	1.52	200	303.22
I 34	0.80	399	319.21
I 35	0.80	832	665.62
E 36	1.52	1038	1573.71
I 37	14.44	399	5761.75
I 38	14.44	832	12014.47
E 39	1.52	200	303.22
E 40	1.52	1038	1573.71
E 41	0.33	487	161.24
E 42	0.33	743	246.00
I 43	5.71	262	1496.75
I 44	5.71	974	5564.26
I 45	0.14	399	56.08
I 46	0.14	832	116.94
E 47	16.30	0	0.00
E 48	16.30	1236	20150.03
E 49	0.04	487	21.38
E 50	0.04	743	32.62
E 51	0.40	137	55.16
E 52	0.40	1099	442.52
<b>Total</b>	<b>230.47</b>		<b>142659.65</b>

$\bar{Y} = 798.13 \text{ cm}$

$\bar{X} = 618.98 \text{ cm}$

Cálculo del periodo natural de vibración del edificio, deformación en cada piso y su desplazamiento total respecto al suelo.

$$T_{seg} = 6.3 \sqrt{\frac{1 \sum (w_i X_i^2)}{g \sum (F_i X_i)}}$$

**Periodo natural de vibración en la dirección X-X**

NIVEL	W <sub>i</sub> (ton)	F <sub>i</sub> (ton)	V <sub>i</sub> (ton)	K <sub>x</sub> (ton/cm)	Delta i (cm)	X <sub>i</sub> (cm)	X <sub>i</sub> F <sub>i</sub> (ton*cm)	W <sub>i</sub> X <sub>i</sub> <sup>2</sup> (ton*cm <sup>2</sup> )
5	102.42	46.35	46.35	102.48	0.45	5.46	253.01	3051.13
4	117.94	43.68	90.03	102.48	0.88	5.01	218.66	2955.46
3	117.94	32.76	122.79	102.48	1.20	4.13	135.21	2009.13
2	117.94	21.84	144.64	102.48	1.41	2.93	63.97	1011.93
1	117.94	10.92	155.56	102.48	1.52	1.52	16.58	271.72
<b>TOTAL</b>	<b>574.18</b>	<b>155.56</b>			<b>5.46</b>		<b>687.43</b>	<b>9299.37</b>

T= 0.74 seg

Como T = 0.67 seg., es mayor que Ta = 0.60 seg. pero menor que Tb = 3.90 seg., no se hace reducción de las Fi para el espectro de diseño en la zona III, por lo tanto:

V<sub>x</sub> = 155.56 ton.

**Periodo natural de vibración en la dirección Y-Y**

NIVEL	W <sub>i</sub> (ton)	F <sub>i</sub> (ton)	V <sub>i</sub> (ton)	K <sub>y</sub> (ton/cm)	DELTA i (cm)	Y <sub>i</sub> (cm)	Y <sub>i</sub> F <sub>i</sub> (ton*cm)	W <sub>i</sub> Y <sub>i</sub> <sup>2</sup> (ton*cm <sup>2</sup> )
5	102.42	46.35	46.35	230.47	0.20	2.43	112.50	603.29
4	117.94	43.68	90.03	230.47	0.39	2.23	97.23	584.37
3	117.94	32.76	122.79	230.47	0.53	1.84	60.13	397.26
2	117.94	21.84	144.64	230.47	0.63	1.30	28.45	200.09
1	117.94	10.92	155.56	230.47	0.67	0.67	7.37	53.73
<b>TOTAL</b>	<b>574.18</b>	<b>155.56</b>			<b>2.43</b>		<b>306.68</b>	<b>1838.73</b>

T=0.49 Seg.

Como T= 0.49 seg. es menor que Ta = 0.6, se reducen las Fi proporcional al valor reducido de Vo.

Q' = 1 + (Q-1)T/Ta =	1.41
a = (1+3T/Ta)C/4 =	0.35
Vo = Wo(a/Q') =	141.05 ton.



Por lo tanto  $V_i$  reducida queda

NIVEL	$W_i$ (ton)	$H_i$ (cm)	$W_i H_i$ (ton*cm)	$V_o$ (ton)	$F_i$ (ton)	$V_i$ (ton)
5	102.42	12.15	1244.34	141.06	42.70	42.70
4	117.94	9.72	1146.38	141.06	39.34	82.04
3	117.94	7.29	859.79	141.06	29.51	111.55
2	117.94	4.86	573.19	141.06	19.67	131.22
1	117.94	2.43	286.60	141.06	9.84	141.06
<b>TOTAL</b>	<b>574.18</b>		<b>4110.30</b>			

$$V_y = 141.06 \text{ ton}$$

## Cálculo del cortante directo

## Dirección X-X

TIPO MURO	$K_x$ (ton/cm)	$C.D. =$ $ka(V_x/\text{Sum}K_x)$ (ton)
E 1	4.99	7.57
E 2	4.99	7.57
E 3	0.33	0.50
E 4	0.33	0.50
I 5	11.18	16.97
I 6	11.18	16.97
E 7	0.80	1.21
I 8	18.97	28.80
E 9	0.80	1.21
E 10	0.80	1.21
I 11	0.39	0.59
I 12	0.22	0.34
I 13	0.22	0.34
I 14	0.39	0.59
E 15	0.80	1.21
I 16	3.21	4.88
I 17	3.21	4.88
I 18	3.21	4.88
I 19	3.21	4.88
E 20	14.58	22.13
E 21	14.58	22.13
E 22	2.04	3.10
E 23	2.04	3.10
<b>Total</b>	<b>102.48</b>	

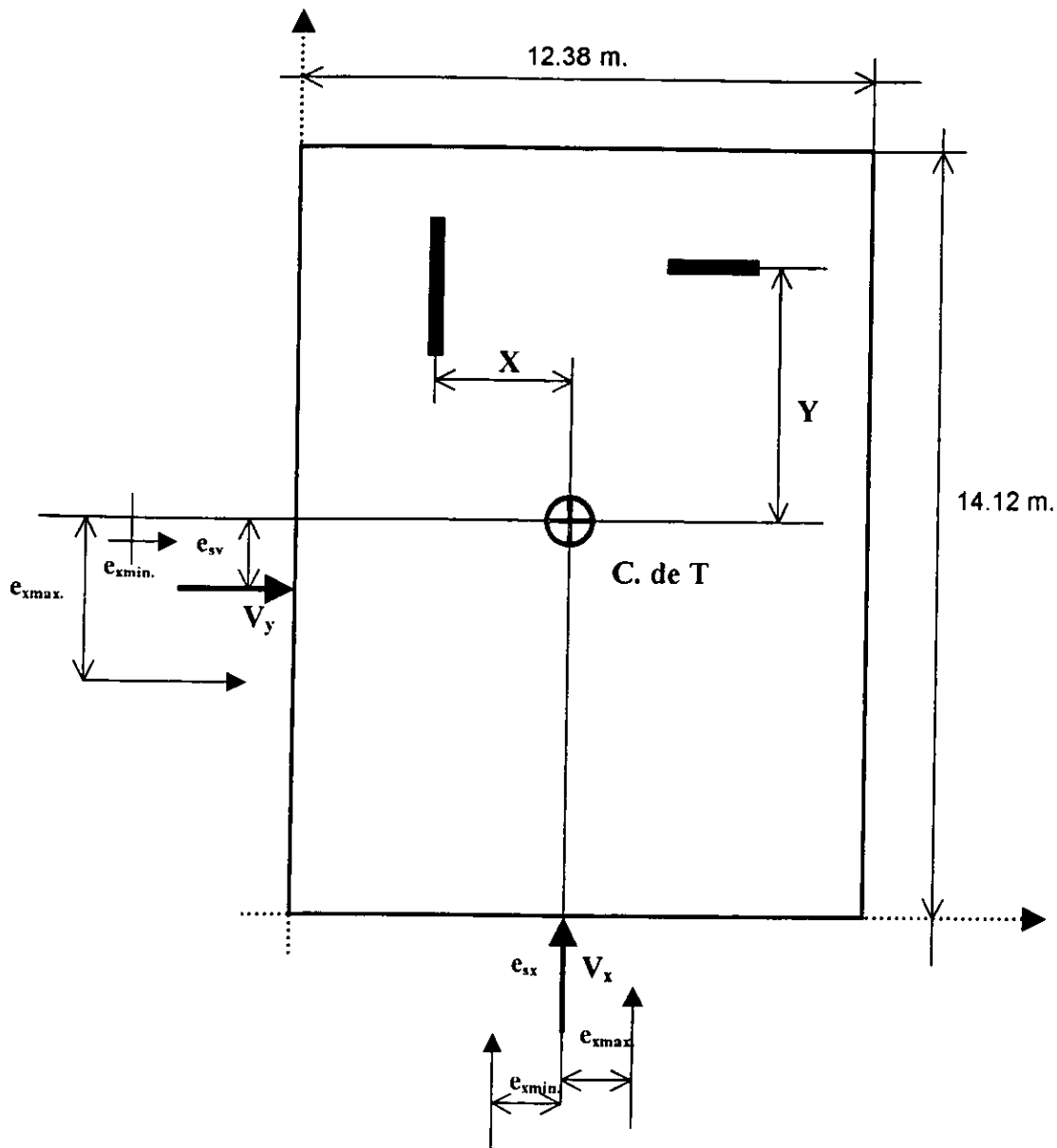
## Dirección Y-Y

TIPO MURO	$K_y$ (ton/cm)	$C.D. =$ $ka(V_y/\text{Sum}K_y)$ (ton)
I 23	0.45	0.28
I 24	0.45	0.28
E 25	4.29	2.63
E 26	4.29	2.63
E 27	31.34	19.18
E 28	31.34	19.18
I 29	12.06	7.38
I 30	12.06	7.38
I 31	51.78	31.69
E 32	1.52	0.93
I 33	0.80	0.49
I 34	0.80	0.49
E 35	1.52	0.93
I 36	14.44	8.84
I 37	14.44	8.84
E 38	1.52	0.93
E 39	1.52	0.93
E 40	0.33	0.20
E 41	0.33	0.20
I 42	5.71	3.50
I 43	5.71	3.50
I 44	0.14	0.09
I 45	0.14	0.09
E 46	16.30	9.98
E 47	16.30	9.98
E 48	0.04	0.03
E 49	0.04	0.03
E 50	0.40	0.25
E 51	0.40	0.25
<b>Total</b>	<b>230.47</b>	

$$V_x = 155.56 \text{ ton}$$

$$V_y = 141.06 \text{ ton}$$

Localización del centro de torsión, el cortante en la dirección X-X, Y-Y, así como la localización de las excentricidades.



$$e_{sx} = 6.19 - 6.19 = 0 \text{ m.}$$

$$e_{sy} = 7.98 - 7.06 = 0.92 \text{ m.}$$

$$e_{xmax} = 1.50 (0) + 0.10 * 12.38 = 1.24 \text{ m.}$$

$$e_{xmax} = 1.50 * 0.92 + 0.10 * 14.12 = 2.79 \text{ m.}$$

$$e_{ymin} = 0 - 12.48 * 0.10 = -1.24 \text{ m}$$

$$e_{ymin} = 0.92 - 14.12 * 0.10 = -0.49 \text{ m.}$$

Cálculo del momento polar de inercia

MURO	Y=Yi-Yt (m)	Y <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	Sum Kx*Y2 (ton*m)	MURO	X=Xi-X (m)	X <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	Sum Ky*X2 (ton*m)	J=SumKx*Y2 + SumKy*X2 (ton*m)
1	9.15	83.72	8580.17	24	4.06	16.48	3799.03	151680.16
2	9.15	83.72	8580.17	25	4.18	17.47	4026.93	151680.16
3	7.00	49.00	5021.69	26	3.06	9.36	2158.06	151680.16
4	7.00	49.00	5021.69	27	3.18	10.11	2330.64	151680.16
5	6.12	37.45	3838.46	28	6.12	37.45	8632.25	151680.16
6	6.12	37.45	3838.46	29	6.18	38.19	8802.34	151680.16
7	2.99	8.94	916.21	30	3.06	9.36	2158.06	151680.16
8	2.99	8.94	916.21	31	3.18	10.11	2330.64	151680.16
9	2.99	8.94	916.21	32	0.00	0.00	0.00	151680.16
10	2.33	5.43	556.37	33	4.06	16.48	3799.03	151680.16
11	2.33	5.43	556.37	34	2.07	4.28	987.56	151680.16
12	2.33	5.43	556.37	35	2.19	4.80	1105.37	151680.16
13	2.33	5.43	556.37	36	4.18	17.47	4026.93	151680.16
14	2.33	5.43	556.37	37	2.07	4.28	987.56	151680.16
15	2.33	5.43	556.37	38	2.19	4.80	1105.37	151680.16
16	3.20	10.24	1049.43	39	4.06	16.48	3799.03	151680.16
17	3.20	10.24	1049.43	40	4.18	17.47	4026.93	151680.16
18	4.45	19.80	2029.43	41	1.19	1.42	326.37	151680.16
19	4.45	19.80	2029.43	42	1.31	1.72	395.52	151680.16
20	5.33	28.41	2911.44	43	3.44	11.83	2727.33	151680.16
21	5.33	28.41	2911.44	44	3.56	12.67	2920.93	151680.16
22	6.08	36.97	3788.44	45	2.13	4.54	1045.64	151680.16
23	6.08	36.97	3788.44	46	2.19	4.80	1105.37	151680.16
				47	6.12	37.45	8632.25	151680.16
			<b>Total: 60524.99</b>	48	6.18	38.19	8802.34	151680.16
				49	1.19	1.42	326.37	151680.16
				50	1.31	1.72	395.52	151680.16
				51	4.69	22.00	5069.52	151680.16
				52	4.81	23.14	5332.26	151680.16
							<b>Total: 91155.17</b>	

Cálculo del cortante por torsión en los muros con  $V_x = 155.56$  ton,  $V_y = 141.06$  ton y momento polar de inercia  $J = 142865.36$

## Dirección X-X

Tipo	Muro	K ton*m	Y (m)	e <sub>max</sub> (m)	e <sub>min</sub> (m)	Cort.Tor (ton)
E	1	4.99	9.15	2.79		0.131
E	2	4.99	9.15	2.79		0.131
E	3	0.33	7.00	2.79		0.007
E	4	0.33	7.00	2.79		0.007
I	5	11.18	6.12	2.79		0.196
I	6	11.18	6.12	2.79		0.196
E	7	0.80	2.99	2.79		0.007
I	8	18.97	2.99	2.79		0.162
E	9	0.80	2.99	2.79		0.007
E	10	0.80	2.33		-0.49	-0.001
I	11	0.39	2.33		-0.49	0.000
I	12	0.22	2.33		-0.49	0.000
I	13	0.22	2.33		-0.49	0.000
I	14	0.39	2.33		-0.49	0.000
E	15	0.80	2.33		-0.49	-0.001
I	16	3.21	3.20		-0.49	-0.005
I	17	3.21	3.20		-0.49	-0.005
I	18	3.21	4.45		-0.49	-0.007
I	19	3.21	4.45		-0.49	-0.007
E	20	14.58	5.33		-0.49	-0.039
E	21	14.58	5.33		-0.49	-0.039
E	22	2.04	6.08		-0.49	-0.006
E	23	2.04	6.08		-0.49	-0.006
I	24	0.45	4.06	2.79		0.005
I	25	0.45	4.18	2.79		0.005
E	26	4.29	3.06	2.79		0.038
E	27	4.29	3.18	2.79		0.039
E	28	31.34	6.12	2.79		0.549
E	29	31.34	6.18	2.79		0.554
I	30	12.06	3.06	2.79		0.106
I	31	12.06	3.18	2.79		0.110
I	32	51.78	0.00	0.00		0.000
E	33	1.52	4.06	2.79		0.018
I	34	0.80	2.07	2.79		0.005
I	35	0.80	2.19	2.79		0.005
E	36	1.52	4.18	2.79		0.018
I	37	14.44	2.07	2.79		0.086
I	38	14.44	2.19	2.79		0.090
E	39	1.52	4.06	2.79		0.018
E	40	1.52	4.18	2.79		0.018
E	41	0.33	1.19	2.79		0.001
E	42	0.33	1.31	2.79		0.001
I	43	5.71	3.44	2.79		0.056
I	44	5.71	3.56	2.79		0.058
I	45	0.14	2.13	2.79		0.001
I	46	0.14	2.19	2.79		0.001
E	47	16.30	6.12	2.79		0.285
E	48	16.30	6.18	2.79		0.288
E	49	0.04	1.19	2.79		0.000
E	50	0.04	1.31	2.79		0.000
E	51	0.40	4.69	2.79		0.005
E	52	0.40	4.81	2.79		0.006

## Dirección Y-Y

Tipo	Muro	K ton*m	X (m)	e <sub>max</sub> (m)	e <sub>min</sub> (m)	Cort.Tor (ton)
E	1	4.99	9.15	1.24		0.053
E	2	4.99	9.15	1.24		0.053
E	3	0.33	7.00	1.24		0.003
E	4	0.33	7.00	1.24		0.003
I	5	11.18	6.12	1.24		0.079
I	6	11.18	6.12	1.24		0.079
E	7	0.80	2.99	1.24		0.003
I	8	18.97	2.99	1.24		0.065
E	9	0.80	2.99	1.24		0.003
E	10	0.80	2.33	1.24		0.002
I	11	0.39	2.33	1.24		0.001
I	12	0.22	2.33	1.24		0.001
I	13	0.22	2.33	1.24		0.001
I	14	0.39	2.33	1.24		0.001
E	15	0.80	2.33	1.24		0.002
I	16	3.21	3.20	1.24		0.012
I	17	3.21	3.20	1.24		0.012
I	18	3.21	4.45	1.24		0.016
I	19	3.21	4.45	1.24		0.016
E	20	14.58	5.33	1.24		0.090
E	21	14.58	5.33	1.24		0.090
E	22	2.04	6.08	1.24		0.014
E	23	2.04	6.08	1.24		0.014
I	24	0.45	4.06		-1.24	-0.002
I	25	0.45	4.18	1.24		0.002
E	26	4.29	3.06		-1.24	-0.015
E	27	4.29	3.18	1.24		0.016
E	28	31.34	6.12		-1.24	-0.221
E	29	31.34	6.18	1.24		0.223
I	30	12.06	3.06		-1.24	-0.043
I	31	12.06	3.18	1.24		0.044
I	32	51.78	0.00	1.24		0.000
E	33	1.52	4.06		-1.24	-0.007
I	34	0.80	2.07		-1.24	-0.002
I	35	0.80	2.19	1.24		0.002
E	36	1.52	4.18	1.24		0.007
I	37	14.44	2.07		-1.24	-0.034
I	38	14.44	2.19	1.24		0.036
E	39	1.52	4.06		-1.24	-0.007
E	40	1.52	4.18	1.24		0.007
E	41	0.33	1.19		-1.24	0.000
E	42	0.33	1.31	1.24		0.001
I	43	5.71	3.44		-1.24	-0.023
I	44	5.71	3.56	1.24		0.023
I	45	0.14	2.13		-1.24	0.000
I	46	0.14	2.19	1.24		0.000
E	47	16.30	6.12		-1.24	-0.115
E	48	16.30	6.18	1.24		0.116
E	49	0.04	1.19		-1.24	0.000
E	50	0.04	1.31	1.24		0.000
E	51	0.40	4.69		-1.24	-0.002
E	52	0.40	4.81	1.24		0.002

Cálculo de carga axial en planta baja para el cálculo del cortante resistente de los muros paralelos al eje X.

TIPO	MURO	Longitud de muro (cm)	Área de muro (cm <sup>2</sup> )	Carga tributaria de cuarto de tinacos (ton)	Carga tributaria de losas (ton)	Carga tributaria de muros (ton)	P=Carga total por muro (ton)
E	1	200.00	2000.00	0.33	2.60	4.42	7.34
E	2	200.00	2000.00	0.33	2.60	4.42	7.34
E	3	70.00	700.00	0.11	6.31	1.55	7.97
E	4	70.00	700.00	0.11	6.31	1.55	7.97
I	5	300.00	3000.00	0.49	9.08	6.64	16.21
I	6	300.00	3000.00	0.49	9.08	6.64	16.21
E	7	96.00	960.00	0.16	5.84	2.12	8.12
I	8	413.50	4135.00	0.67	21.05	9.15	30.86
E	9	96.00	960.00	0.16	5.84	2.12	8.12
E	10	96.00	960.00	0.16	2.23	2.12	4.51
I	11	74.00	740.00	0.12	3.50	1.64	5.26
I	12	61.00	610.00	0.10	2.45	1.35	3.90
I	13	61.00	610.00	0.10	2.45	1.35	3.90
I	14	74.00	740.00	0.12	3.50	1.64	5.26
E	15	96.00	960.00	0.16	2.23	2.12	4.51
I	16	165.00	1650.00	0.27	5.71	3.65	9.63
	17	165.00	1650.00	0.27	5.71	3.65	9.63
I	18	165.00	1650.00	0.27	3.79	3.65	7.71
I	19	165.00	1650.00	0.27	3.79	3.65	7.71
E	20	350.00	3500.00	0.57	7.50	7.74	15.81
E	21	350.00	3500.00	0.57	7.50	7.74	15.81
E	22	137.00	1370.00	0.22	1.14	3.03	4.40
E	23	137.00	1370.00	0.22	1.14	3.03	4.40

Cálculo de carga axial en planta baja para el cálculo del cortante resistente de los muros paralelos al eje Y.

TIPO MURO		Longitud de muro (cm)	Area de muro (cm <sup>2</sup> )	Carga tributaria de cuarto de tinacos (ton)	Carga tributaria de losas (ton)	Carga tributaria de muros (ton)	Carga total por muro (ton)
I	24	78.00	780.00	0.12	8.43	1.68	10.24
I	25	78.00	780.00	0.12	8.43	1.68	10.24
E	26	187.00	1870.00	0.30	3.24	4.04	7.58
E	27	187.00	1870.00	0.30	3.24	4.04	7.58
E	28	593.00	5930.00	0.94	11.29	12.80	25.03
E	29	593.00	5930.00	0.94	11.29	12.80	25.03
I	30	313.00	3130.00	0.50	16.04	6.76	23.29
I	31	313.00	3130.00	0.50	16.04	6.76	23.29
I	32	900.00	9000.00	1.43	41.57	19.43	62.43
E	33	122.00	1220.00	0.19	5.35	2.63	8.17
I	34	96.00	960.00	0.15	5.19	2.07	7.41
I	35	96.00	960.00	0.15	5.19	2.07	7.41
E	36	122.00	1220.00	0.19	5.35	2.63	8.17
I	37	348.00	3480.00	0.55	14.22	7.51	22.28
I	38	348.00	3480.00	0.55	14.22	7.51	22.28
E	39	122.00	1220.00	0.19	4.05	2.63	6.88
E	40	122.00	1220.00	0.19	4.05	2.63	6.88
E	41	70.00	700.00	0.11	0.93	1.51	2.56
E	42	70.00	700.00	0.11	0.93	1.51	2.56
I	43	213.00	2130.00	0.34	7.73	4.60	12.67
I	44	213.00	2130.00	0.34	7.73	4.60	12.67
I	45	52.00	520.00	0.08	1.95	1.12	3.15
I	46	52.00	520.00	0.08	1.95	1.12	3.15
E	47	375.00	3750.00	0.60	6.70	8.09	15.39
E	48	375.00	3750.00	0.60	6.70	8.09	15.39
E	49	35.00	350.00	0.06	0.49	0.76	1.30
E	50	35.00	350.00	0.06	0.49	0.76	1.30
E	51	75.00	750.00	0.12	0.42	1.62	2.15
E	52	75.00	750.00	0.12	0.42	1.62	2.15

Cálculo del cortante total en los muros y comparación con el cortante resistente de cada muro.

## Cortante total en cada muro en la dirección X-X.

TIPO MURO	C.D.	C	Cortante en X	Cortante Total en X = Cortante en X + Cortante en Y	V <sub>u</sub> /V <sub>r</sub>		
	(ton)	(m)	(ton)	(ton)			
E	1	7.568	0.131	7.698	7.714	5.392	1.431
E	2	0.503	0.131	7.698	7.714	5.392	1.431
E	3	0.503	0.007	0.509	0.510	3.021	0.169
E	4	16.973	0.007	0.509	0.510	3.021	0.169
I	5	16.973	0.196	17.169	17.192	9.178	1.873
I	6	1.214	0.196	17.169	17.192	9.178	1.873
E	7	28.798	0.007	1.221	1.222	3.553	0.344
I	8	1.214	0.162	28.960	28.980	14.441	2.007
E	9	1.214	0.007	1.221	1.222	3.553	0.344
E	10	0.588	-0.001	1.213	1.214	2.795	0.434
I	11	0.339	0.000	0.588	0.588	2.529	0.233
I	12	0.339	0.000	0.339	0.339	1.993	0.170
I	13	0.588	0.000	0.339	0.339	1.993	0.170
I	14	1.214	0.000	0.588	0.588	2.529	0.233
E	15	4.879	-0.001	1.213	1.214	2.795	0.434
I	16	4.879	-0.005	4.873	4.877	5.198	0.938
I	17	4.879	-0.005	4.873	4.877	5.198	0.938
I	18	4.879	-0.007	4.871	4.876	4.795	1.017
I	19	22.127	-0.007	4.871	4.876	4.795	1.017
E	20	22.127	-0.039	22.088	22.115	10.058	2.199
E	21	3.096	-0.039	22.088	22.115	10.058	2.199
E	22	3.096	-0.006	3.090	3.094	3.560	0.869
E	23	0.000	-0.006	3.090	3.094	3.560	0.869
I	24	0.000	0.005	0.005	0.087	3.652	0.024
I	25	0.000	0.005	0.005	0.089	3.652	0.024
E	26	0.000	0.038	0.038	0.821	5.191	0.158
E	27	0.000	0.039	0.039	0.832	5.191	0.160
E	28	0.000	0.549	0.549	6.237	16.672	0.374
E	29	0.000	0.554	0.554	6.376	16.672	0.382
I	30	0.000	0.106	0.106	2.306	10.916	0.211
I	31	0.000	0.110	0.110	2.336	10.916	0.214
I	32	0.000	0.000	0.000	9.507	30.435	0.312
E	33	0.000	0.018	0.018	0.294	4.065	0.072
I	34	0.000	0.005	0.005	0.151	3.405	0.044
I	35	0.000	0.005	0.005	0.153	3.405	0.045
E	36	0.000	0.018	0.018	0.299	4.065	0.073
I	37	0.000	0.086	0.086	2.727	11.379	0.240
I	38	0.000	0.090	0.090	2.753	11.379	0.242
E	39	0.000	0.018	0.018	0.294	3.792	0.077
E	40	0.000	0.018	0.018	0.299	3.792	0.079
E	41	0.000	0.001	0.001	0.062	1.884	0.033
E	42	0.000	0.001	0.001	0.062	1.884	0.033
I	43	0.000	0.056	0.056	1.098	6.761	0.162
I	44	0.000	0.058	0.058	1.114	6.761	0.165
I	45	0.000	0.001	0.001	0.027	1.663	0.016
I	46	0.000	0.001	0.001	0.027	1.663	0.016
E	47	0.000	0.285	0.285	3.244	10.450	0.310
E	48	0.000	0.288	0.288	3.316	10.450	0.317
E	49	0.000	0.000	0.000	0.008	0.948	0.009
E	50	0.000	0.000	0.000	0.008	0.948	0.009
E	51	0.000	0.005	0.005	0.079	1.896	0.042
E	52	7.568	0.006	0.006	0.080	1.896	0.042

## Cortante total en cada muro en la dirección Y-Y

TIPO	MURO	C.D. (ton)	C.T. (m)	Cortante en X = C.T.+C.T. (ton)	Cortante Total en X= Cortante en X + 0.30* Cortante en Y (ton)	V <sub>r</sub> = P <sub>r</sub> (0.5*V <sub>A</sub> +0.3V <sub>B</sub> ) (ton)	Vu/V <sub>r</sub>
E	1	0.000	0.053	0.053	2.362	5.392	0.438
E	2	0.000	0.053	0.053	2.362	5.392	0.438
E	3	0.000	0.003	0.003	0.155	3.021	0.051
E	4	0.000	0.003	0.003	0.155	3.021	0.051
I	5	0.000	0.079	0.079	5.229	9.178	0.570
I	6	0.000	0.079	0.079	5.229	9.178	0.570
E	7	0.000	0.003	0.003	0.369	3.553	0.104
I	8	0.000	0.065	0.065	8.753	14.441	0.606
E	9	0.000	0.003	0.003	0.369	3.553	0.104
E	10	0.000	0.002	0.002	0.366	2.795	0.131
I	11	0.000	0.001	0.001	0.177	2.529	0.070
I	12	0.000	0.001	0.001	0.102	1.993	0.051
I	13	0.000	0.001	0.001	0.102	1.993	0.051
I	14	0.000	0.001	0.001	0.177	2.529	0.070
E	15	0.000	0.002	0.002	0.366	2.795	0.131
I	16	0.000	0.012	0.012	1.474	5.198	0.284
I	17	0.000	0.012	0.012	1.474	5.198	0.284
I	18	0.000	0.016	0.016	1.478	4.795	0.308
I	19	0.000	0.016	0.016	1.478	4.795	0.308
E	20	0.000	0.090	0.090	6.716	10.058	0.668
E	21	0.000	0.090	0.090	6.716	10.058	0.668
E	22	0.000	0.014	0.014	0.941	3.560	0.264
E	23	0.000	0.014	0.014	0.941	3.560	0.264
I	24	0.275	-0.002	0.273	0.275	3.652	0.075
I	25	0.275	0.002	0.277	0.279	3.652	0.076
E	26	2.628	-0.015	2.613	2.624	5.191	0.505
E	27	2.628	0.016	2.643	2.655	5.191	0.511
E	28	19.182	-0.221	18.961	19.126	16.672	1.147
E	29	19.182	0.223	19.406	19.572	16.672	1.174
I	30	7.378	-0.043	7.336	7.367	10.916	0.675
I	31	7.378	0.044	7.422	7.455	10.916	0.683
I	32	31.691	0.000	31.691	31.691	30.435	1.041
E	33	0.928	-0.007	0.921	0.926	4.065	0.228
I	34	0.490	-0.002	0.488	0.489	3.405	0.144
I	35	0.490	0.002	0.492	0.493	3.405	0.145
E	36	0.928	0.007	0.935	0.941	4.065	0.231
I	37	8.838	-0.034	8.804	8.829	11.379	0.776
I	38	8.838	0.036	8.874	8.902	11.379	0.782
E	39	0.928	-0.007	0.921	0.926	3.792	0.244
E	40	0.928	0.007	0.935	0.941	3.792	0.248
E	41	0.203	0.000	0.202	0.203	1.884	0.107
E	42	0.203	0.001	0.203	0.204	1.884	0.108
I	43	3.496	-0.023	3.474	3.491	6.761	0.516
I	44	3.496	0.023	3.520	3.537	6.761	0.523
I	45	0.086	0.000	0.086	0.086	1.663	0.052
I	46	0.086	0.000	0.086	0.087	1.663	0.052
E	47	9.978	-0.115	9.863	9.948	10.450	0.952
E	48	9.978	0.116	10.094	10.180	10.450	0.974
E	49	0.027	0.000	0.027	0.027	0.948	0.028
E	50	0.027	0.000	0.027	0.027	0.948	0.028
E	51	0.246	-0.002	0.244	0.246	1.896	0.130
E	52	0.246	0.002	0.249	0.250	1.896	0.132



Se observa que el edificio calculado con este método presenta las mismas deficiencias de comportamiento en la dirección X, comparado con el método simplificado, ya que es donde se tiene la menor cantidad de muros en donde no es aceptable su resistencia en comparación con la resistencia última. Aunque ambos métodos nos indican cual es la dirección más desfavorable, el método estático nos indica específicamente cuales son los muros que no tienen un buen comportamiento, y de ser posible tomar las consideraciones y criterios convenientes para dar solución.

### Soluciones

Por su condición de planta, en el sentido Y-Y el esfuerzo de los muros es suficiente para el valor de diseño, pero en el sentido de las X-X los esfuerzos de los muros sobrepasan el valor admisible para diseño. Para la solución de este problema se pueden plantear las siguientes alternativas:

- A).- Hacer de concreto reforzado esos muros.
- B).- Hacer dichos muros de mampostería del mismo tabique y calidad, con el doble de espesor. Habría que recalculer por la modificación de la rigidez de los mismos.
- C).- Cambiar el tipo de tabique utilizado, seleccionar uno de espesor mayor. Habría que recalculer por la modificación de la rigidez de los muros.
- D).- Eliminar de ser posible el cuarto de tinacos y tanques de gas de la planta de azotea utilizando por ejemplo, sistemas hidroneumáticos en el caso del abastecimiento de agua potable.
- E).- Rediseñar la distribución de muros en planta, si es posible, para modificar la densidad de muros en la dirección X-X, y mejorar la simetría en el eje Y.

Una vez realizado el análisis y considerando los resultados más desfavorables de los estados de carga, se procede a realizar el diseño de los elementos estructurales.

## 6.6 INFLUENCIA DE VANOS EN MUROS DE MAMPOSTERÍA

La influencia de vanos en la rigidez lateral de la estructura es un tema de estudio, pero muy pocos diseñadores y estructuristas toman en cuenta los resultados de estos estudios.

Los vanos más comunes en muros de mampostería se deben a la presencia de puertas y ventanas. Por esto 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 de diseño y construcción 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 Figura 9.

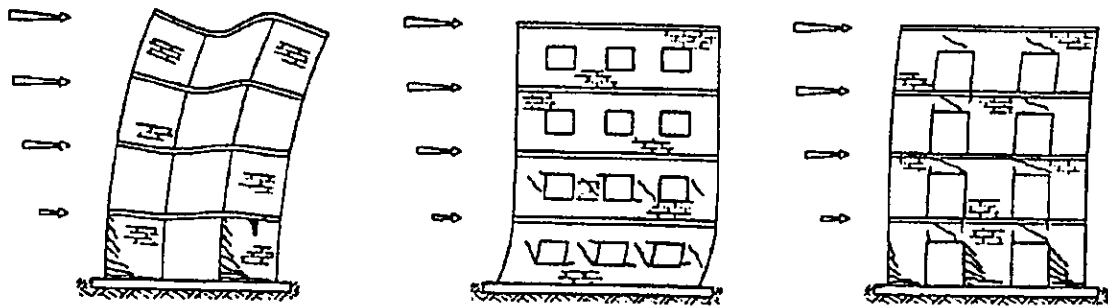


Figura 9 Influencia de las aberturas en el modo de falla de la mampostería (Tomazevic 1977).

Un primer efecto de la presencia de vanos en los muros es el de disminuir su rigidez lateral. Esto quiere decir que para una misma carga lateral, una vivienda con aberturas en sus muros tendrá mayores desplazamientos laterales que una vivienda de las mismas dimensiones en que sus muros no tienen aberturas. En la Figura 10 se muestra una vivienda de mampostería de dos niveles sujeta a un cortante  $V$  aplicado en la parte superior de la estructura, con vanos en los muros.

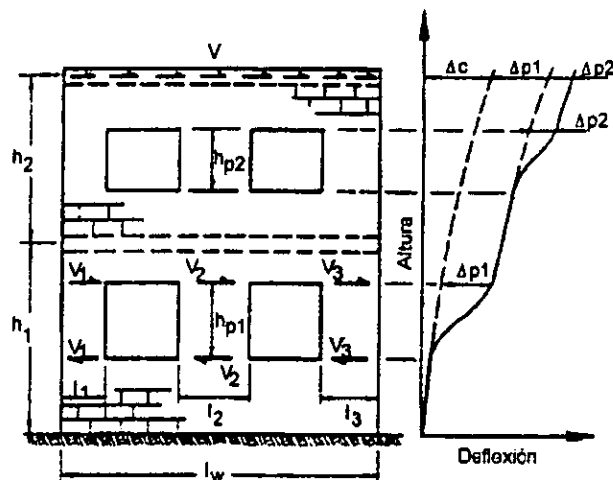


Figura 10 Deformaciones debidas a fuerzas laterales en un a estructura de mampostería con aberturas (Paulay and Priestley).

El desplazamiento lateral de esta estructura se muestra en forma esquemática en la parte derecha de la figura, en la línea sólida se muestra el desplazamiento total. El desplazamiento total puede aproximarse como formado por un desplazamiento  $\Delta_c$  del muro sin aberturas más las deflexiones adicionales producidas en los muretes (mampostería entre aberturas),  $\Delta_{p1}$  y  $\Delta_{p2}$  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:

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

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 de muros (considerando la sección agrietada).

Las demás variables se definen en la figura y. El primer término de esta ecuación representa la contribución de las deformaciones por corte del muro. En esta ecuación el módulo de rigidez a cortante  $G_m$  puede aproximarse como  $0.4E_m$ . En esta ecuación únicamente se considera las deformaciones por corte producida en la mampostería que esta por arriba y por debajo de los vanos, 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 la zona adyacente a las aberturas), la reducción de rigidez al corte en zonas en donde no hay vanos 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 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 considerando el agrietamiento) en el primer murete.

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

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

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

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

donde:

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

El desplazamiento lateral en 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.

Influencia de los vanos en la distribución de fuerzas cortantes.- Dado que la presencia de vanos en los muros de mampostería producen una reducción del área transversal disponible para resistir fuerzas horizontales, se produce entonces un incremento de esfuerzo cortante en los muretes, por lo que es importante determinar la fuerza actuante en cada murete, para determinar si tiene o no resistencia suficiente con la sección propuesta.

En la 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 menores a su altura, las deformaciones por flexión en los muretes no son despreciable y esto hace que la contribución de 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:

$$V_i = \left( \frac{k_i}{\sum_1^3 k_i} \right) V$$

donde:

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

Los vanos 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 vanos cuadradas o rectangulares provocan importantes concentraciones de esfuerzo de tensión en las esquinas de los vanos, 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, por lo cual se observa con frecuencia agrietamientos por tensión diagonal que se inician en las esquinas de las aberturas. Esta deficiencia se observa comúnmente en viviendas de autoconstrucción pero también con frecuencia en grandes proyectos habitacionales de Interés social.

Es claro que si se utilizaran estas expresiones en el cálculo de las rigideces de los muros se obtendrían rigideces más precisas pero sin embargo esto no es una práctica común por lo laborioso que resulta aplicar las formulas. Además debido al buen comportamiento de los edificios calculando las rigideces en la forma conocida, por ello generalmente no se recurre a la aplicación de dicho estudio.

## CAPÍTULO 7

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Hoy en día la mampostería compite con otros sistemas constructivos, como lo es el concreto reforzado y elementos prefabricados.

En general hasta ahora se divide en dos soluciones para abaratar la vivienda: la disminución de áreas para ser habitadas por una familia, o bien la aplicación de elementos prefabricados.

Sin embargo en nuestro país resulta más económico el empleo de mano de obra intensiva que sistemas industriales que requieren grandes inversiones de capital para abaratar precisamente la mano de obra.

Debido a que la mano de obra resulta más económica, esta es principalmente usada en construcciones de vivienda multifamiliar en edificios de varios niveles con estructuras de muros de carga que son los más usados, generalmente de cuatro y cinco niveles; esto principalmente debido a que una vivienda de más de cinco niveles requiere de la implementación de elevadores aumentando considerablemente el costo de la vivienda y por su puesto su mantenimiento. Un cuadro comparativo mostró que el muro de tabique (multiperforado y hueco) y losa maciza resulta económico comparado con muros de bloque de concreto y losas prefabricadas de vigueta y bovedilla para un mismo edificio (Los Muros de Carga con Tabique Multiperforado; Arq. Gastón Barahona Streber, diciembre del 1986).

La calidad del muro, estructuralmente hablando, es proporcional a la calidad del tabique. El tipo de tabique que ha presentado un mejor comportamiento en viviendas multifamiliares con muros de carga es el tabique de barro extruido (hueco y multiperforado), quizás por el mayor control de calidad bajo el cual es producido en diversas fábricas, reflejando una aceptable resistencia principalmente a la compresión y las ventajas que representan las dimensiones de las piezas, sin embargo la selección del tipo de mampostería para un proyecto debe estar acompañado por una serie de pruebas de laboratorio que confirme la calidad del tabique y cumpla con las expectativas del proyecto y reglamento vigente.

Por cierto referente a este punto desde hace algunos años él Dr. Oscar Hernández (profesor de Estructuras de la Facultad de Ingeniería de la UNAM), ha insistido que eliminen de las Normas Técnicas Complementarias Mexicanas (NTCM) las tablas que contienen los valores índice de resistencia de la mampostería, con la finalidad de que se obligue a realizar las pruebas de verificación de calidad, tal como se hace en estructuras de acero o de concreto; o que se determinen otros valores de resistencia por que los existentes ya no son representativos. También menciona que hay inconsistencia en la cuantía de refuerzo, por el hecho de que un elemento que cumple solo funciones de confinamiento (dadas y castillos), requiere mayor cantidad de refuerzo vertical que uno similar que cumple

función estructural (trabes y columnas). Por lo anterior, ve la necesidad de modificar las normas antes mencionadas para lograr congruencia con la norma de concreto, para ello proponen utilizar tres expresiones diferentes (ver página 120) en función del espesor; para muros menores o igual a 12 cm, para muros mayores de 12 cm y para área de confinamiento mayor de 400 cm<sup>2</sup>. 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.

El principal motivo de la utilización de este tipo de muro de tabique es el respaldo que se tiene actualmente de investigaciones completas de laboratorios, como los realizados en el Centro Nacional de Prevención de Desastre (CENAPRED), donde se pueden realizar pruebas a estructuras de tamaño real de hasta dos niveles, y el Instituto de Ingeniería de la UNAM; sin dejar aun lado el buen comportamiento que han tenido en los últimos años ante sismos severos.

Es evidente también que en el procedimiento de refuerzo de castillos, cerrando estribos (disminuyendo la separación en los extremos) y usando aceros con alto grado de fluencia es suficiente para asegurar un buen comportamiento de mampostería que tengan una resistencia nominal de diseño no mayor a 3 ó 4 kg/cm<sup>2</sup>, para resistencias mayores de mampostería, o para proporcionar una gran capacidad de deformación de los muros, es necesario utilizar refuerzo horizontal entre las juntas del mortero.

La solución del tipo de cimentación empleado en edificios multifamiliares debe ir acompañado de un estudio de mecánica de suelos, pero independientemente de que se produzcan pocos o nulos hundimientos generales y diferenciales, se deben dejar previstos dispositivos o mecanismos para conexiones futuras, sin que representen una inversión inicial alta, permitiendo que los problemas de mantenimiento y degradación de la superestructura bajo cargas permanentes y accidentales sean minimizados.

En lo referente a los sistemas de piso en combinación con los muros de carga, se utiliza generalmente el sistema convencional de losa maciza de concreto, por varias razones: principalmente es más económica y su costo es equiparable al de cualquier losa prefabricada del tipo vigueta y bovedilla; No requiere de dalas de apoyo que si se necesitan en esta última, lo que incide desfavorablemente en el costo; por otro lado, y muy importante, la losa colada "in-situ" reparte las cargas en ambos sentidos, lo cual significa una distribución homogénea de las mismas sobre todos los muros y, por lo tanto también sobre la cimentación, cosa que no se logra en la misma medida con los entrepisos prefabricados, que reparten las cargas en un solo sentido, cargando unos muros en mayor medida que otros. Cabe decir que también se ha utilizado en gran medida las losas reticulares aligeradas con casetones de poliuretano con un comportamiento aceptable. Si bien el sistema tradicional de losa no puede competir en tiempos de ejecución con sistemas industrializados, ninguno de ellos es más económico ni da las mismas garantías estructurales, (debido ha que no se logra una junta adecuada en la unión de piezas prefabricadas), excepto si se utiliza grandes refuerzos de concreto, que resultan costosos.

Es importante tomar en cuenta el control y aseguramiento de calidad durante todo el proceso constructivo, desde el diseño, pasando por el cálculo hasta la ejecución ya que

ninguno de estos procesos deben estar aislados; por ejemplo en las instalaciones eléctricas se debe evitar romper o ranurar los muros, y sobre todo las instalaciones sanitarias las cuales deben de ir alojadas preferentemente en ductos especiales y falsas columnas lo cual debe estar contemplado en la etapa de proyecto; por supuesto que el control de calidad también se extiende a todos los materiales y equipo utilizado.

El tipo de análisis que se seleccione tendrá que ser función de la regularidad de la estructura cumpliendo con las hipótesis de cada uno y teniendo en cuenta sus limitaciones. Algunas estructuras del tipo de interés social no cumplen con las condiciones de regularidad, lo que obliga necesariamente a realizar análisis más detallados. Los edificios multifamiliares de mediana altura generalmente no requiere de un análisis dinámico, siendo suficiente la aplicación del método simplificado o estático, dependiendo de las características del edificio, sin embargo de ser posible debe realizarse un análisis dinámico con los nuevos programas de cálculo ligado con programas de dibujo, ya que dan la oportunidad de hacer modelos más refinados, pero estos programas actuales no dejan de ir acompañados de procesos de revisión globales, tales como los que proporciona el método simplificado de diseño.

Por otra parte hay variables que influyen significativamente en los resultados obtenidos: el factor de comportamiento sísmico  $Q$  y el esfuerzo cortante de diseño  $v^*$ , son dos de las variable más importantes; para su determinación se debe considerar los valores reglamentarios y tener presente los resultados de las pruebas experimentales que recientemente se han elaborado.

No se quiere afirmar que ningún otro sistema sea adecuado para la solución del problema habitacional, sino que, simplemente, los muros de carga como estructura se utilizan gracias a su manifiesta economía, por que se eliminan las estructuras convencionales de columnas, traveses y losas o entresijos de cualquier otro tipo, cuyo costo es considerable y, por consecuencia, influyen notablemente en el costo de la vivienda. Los muros de carga resuelven tanto el problema estructural como el de la delimitación de los espacios, y sobre todo se aprovecha la utilización de mano de obra, sin embargo las soluciones finales y verdaderas para la construcción masiva de vivienda debe buscarse en la industrialización de la construcción.

Aunque se ha concluido que los edificios multifamiliares ya sea de mampostería, empleando prefabricados o algún otro sistema constructivo, son la solución para resolver nuestro elevado déficit de vivienda en México, también es bien sabido que el acceso a una vivienda de este tipo sólo esta al alcance de un porcentaje reducido de la población, ya sea por medio de instituciones que atienden a trabajadores de un sector específico o de programas abiertos mediante los sistemas bancarios, sin embargo resulta que no alcanzan a cubrir la demanda acumulada.

Considerando que el otro porcentaje de la población remedia su problema de vivienda por autoconstrucción empleando prácticamente la mampostería, es necesario el fortalecimiento oficial de los procedimientos, la legislación y reglamentación en todo lo relativo a la vivienda; requiere de una difusión muy amplia, para que la población tenga una mejor información y pueda tomar mejores decisiones; esto se puede lograr con lo que



algunas universidades realizan acercándose a los problemas sociales donde mediante el servicio social o el trabajo de asesoría universitaria se logra apoyar a ciertos grupos en la construcción y solución de su problema de vivienda; por otro lado se recomienda una mayor divulgación de materiales más sofisticados o soluciones que, siendo mejores, no siempre son más caras y pueden garantizar mejores resultados, ya que normalmente esta población recurre a una variedad reducida de productos y procedimientos constructivos. Por último es recomendable en lo posible editar pequeños folletos correspondientes a las diferentes zonas en donde se desea edificar, como lo hacen algunos fabricantes con la utilización de sus materiales, pero que contengan la integración de los métodos constructivos con una presentación y un lenguaje lo más claro posible que oriente a este tipo de población.

En la medida que estos distintos elementos puedan incidir en la construcción de vivienda para la población más necesitada habrá mejores alternativas y condiciones de habitabilidad que garanticen la estabilidad y permanencia de sus viviendas ante una situación de desastre.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Gallegos, Héctor., Albañilería Estructural, Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú., agosto 91 Lima Perú.
2. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C., Edificaciones de Mampostería para Vivienda, Fundación ICA., 1999 México D.F.
3. Departamento del Distrito Federal., Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., marzo 93 México D.F.
4. Instituto de Ingeniería de la UNAM., Comentarios y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del D.F., Series del Instituto de Ingeniería No. ES-4., enero 92 México D.F.
5. Crespo Pérez, Wifredo., Acciones y Cargas (Diseño Estructural), Cuadernos de la ENEP Aragón., Publicaciones de la ENEP Aragón., septiembre 1991 México D.F., 9-63 pp.
6. San Bartolomé, Ángel., Construcciones de Albañilería (Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural), Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú., octubre 94 Lima Perú.
7. Departamento del Distrito Federal., Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Editorial PAC, S.A. de C.V., octubre 93 México D.F.
8. Villasante Sánchez, Esteban., Mampostería y Construcción, Editorial Trillas., febrero 95 México D.F., 151-184 pp.
9. Barahona Steber, Gastón., Los Muros de Carga con Tabique Multiperforado, Edita, S.A. de C.V.; agosto 89 México D.F.
10. Departamento del Distrito Federal., Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., noviembre 87 México D.F.
11. Departamento del Distrito Federal., Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 93 México D.F.