



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
" ARAGON "

TECNICAS DE REPARACION Y REFUERZO
DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA
DAÑADAS POR SISMO

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JORGE RAUL / SANCHEZ ZURITA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

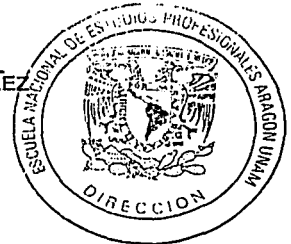
JORGE RAÚL SÁNCHEZ ZURITA
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 8 de noviembre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. RICARDO HERAS CRUZ pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado "TÉCNICAS DE REPARACIÓN Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DAÑADAS POR SISMO", 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, 19 de noviembre del 2001
LA DIRECTORA


ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



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

LTG/AIR/IIa.

X

2

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

*A mis queridos padres, a mis hermanos,
amigos, profesores, y en fin, a todos los
que hicieron posible la realización de este
trabajo. Sinceramente...*

Gracias

TÉCNICAS DE REPARACIÓN Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DAÑADAS POR SISMO

CONTENIDO

OBJETIVOS Y ALCANCES.	9
INTRODUCCIÓN.	11
CAPÍTULO I. ANTECEDENTES.	15
I.1. Sismología.	17
I.1.1. Generalidades.	
I.1.2. Teoría del rebote elástico y brecha sísmica.	
I.1.3. Tipos de fallas.	
I.1.4. Tipos de ondas sísmicas.	
I.1.5. Localización de los sismos.	
I.1.6. Escalas.	
I.1.7. Respuesta de los edificios a los sismos.	
I.2. Elementos constituyentes de la mampostería.	28
I.2.1. Definiciones.	
I.2.2. Rocas naturales.	
I.2.3. Adobes.	
I.2.4. Tabiques o ladrillos de barro recocido.	
I.2.5. Bloques de concreto.	
I.2.6. Tabicones.	
I.2.7. Morteros.	
I.2.8. Morteros y concretos de relleno.	
I.2.9. Acero de refuerzo.	
I.2.10. Castillos y dalas.	
I.3. Ensayes.	43
I.3.1. Absorción.	
I.3.2. Absorción inicial.	
I.3.3. Resistencia al intemperismo.	
I.3.4. Coeficiente de saturación.	
I.3.5. Módulo de elasticidad.	
I.3.6. Peso volumétrico.	
I.3.7. Resistencia a la compresión.	
I.3.8. Resistencia al corte.	
I.3.9. Resistencia a la tensión.	
I.3.10. Módulo de ruptura (flexión).	
I.3.11. Módulo de cortante.	

CAPÍTULO II. TIPOS Y APLICACIONES DE LA MAMPOSTERÍA.	59
II.1. Mampostería confinada.	61
II.1.1. Características geométricas.	
II.1.2. Aspectos generales de diseño.	
II.2. Mampostería reforzada interiormente.	64
II.2.1. Características geométricas.	
II.2.2. Aspectos generales de diseño.	
II.3. Mampostería no confinada ni reforzada.	68
II.3.1. Características geométricas.	
II.3.2. Aspectos generales de diseño.	
II.4. Aplicaciones.	70

CAPÍTULO III. PROBLEMÁTICA DE LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA POR LA ACCIÓN DE UN SISMO.	75
III.1. Antecedentes sísmicos del valle de México.	77
III.2. Problemas que provoca el sismo a las estructuras de mampostería.	86
III.2.1. Inercia.	
III.2.2. Elasticidad.	
III.2.3. Aceleración.	
III.2.4. Movimiento pendular y velocidad angular.	
III.2.5. Modos de vibración.	
III.2.6. Sincronización y resonancia.	
III.2.7. Ductilidad.	
III.3. Tipos de fallas ocasionadas por el sismo a estructuras de mampostería.	94
III.3.1. Falla por carga axial.	
III.3.2. Falla por flexión.	
III.3.3. Falla por cortante (tensión diagonal).	
III.4. Comportamiento sísmico observado en las estructuras de mampostería.	99
III.4.1. Mampostería de adobe.	
III.4.2. Mampostería sin refuerzo.	
III.4.3. Mampostería confinada.	
III.4.4. Mampostería reforzada interiormente.	
III.4.5. Mampostería empleada como relleno.	

CAPÍTULO IV. TÉCNICAS DE REPARACIÓN Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DAÑADAS POR SISMO.	105
IV.1. Consideraciones previas.	107
IV.1.1. Evaluación y análisis de edificios de mampostería.	
IV.1.2. Técnicas de evaluación y ensayos <i>in situ</i> de estructuras de mampostería.	
IV.2. Técnicas de reparación y refuerzo.	121
IV.2.1. Reemplazo de piezas y tramos de elementos confinantes.	
IV.2.2. Reparación de grietas.	
IV.2.2.1. Inyección de resinas y morteros epóxicos.	
IV.2.2.2. Inyección de morteros de cemento.	
IV.2.2.3. Reparación de grietas con rajuelas.	
IV.2.2.4. Inserción de barras de refuerzo.	
IV.2.3. Encamisado de muros.	
IV.2.3.1. Encamisado con mallas metálicas.	
IV.2.3.2. Encamisado con mallas o bandas plásticas.	
IV.2.4. Adición de elementos confinantes.	
IV.2.4.1. Refuerzo de columnas de mampostería por medio de cinturones de acero.	
IV.2.4.2. Refuerzo de columnas de mampostería con recubrimientos de concreto reforzado.	
IV.2.5. Introducción de sistemas de liga.	
IV.2.5.1. Reforzamiento de esquinas e intersección de muros.	
IV.2.5.2. Construcción de elementos de confinamiento y amarre.	
IV.2.5.3. Modificación de techos.	

CAPÍTULO V. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA SOMETIDAS A REPARACIÓN O REFUERZO.	149
V.1. Algunas investigaciones realizadas en México.	151
CONCLUSIONES.	165
BIBLIOGRAFÍA.	169

OBJETIVOS Y ALCANCES

El presente trabajo cuenta con dos objetivos fundamentales. El primero es compilar y describir en un solo documento las técnicas de reparación y refuerzo de estructuras de mampostería dañadas por sismo, las cuales se han venido desarrollando desde hace ya un par de décadas tanto en nuestro país como en el extranjero, pero sin embargo, la información respecto a ellas en la mayoría de los casos es difícil de conseguir. Contar con dicha información adquiere gran importancia cuando ponemos sobre la mesa toda una serie de situaciones que rodean a las estructuras de mampostería, situaciones de las cuales hablaremos un poco más adelante.

El segundo objetivo de este trabajo es proporcionar a los alumnos de ingeniería civil de la ENEP Aragón un documento que les sirva, en principio, como una herramienta para conocer con más detalle las estructuras de mampostería, así como una fuente de referencias para encontrar más información acerca del análisis, diseño, construcción y mantenimiento de dichas estructuras. Así mismo, aquí es presentada de forma muy breve información sismológica y geológica relacionada con nuestro tema, la cual sin duda será también de gran utilidad para los estudiantes.

Es un hecho que las estructuras de mampostería nos proporcionan un amplio campo de estudio en cada uno de los distintos rubros arriba mencionados. Con el presente trabajo no se pretende abarcar de manera exhaustiva todos los temas. Se hace una descripción completa del material, mencionando la normatividad y especificaciones que aplican tanto para los elementos que la constituyen (piezas, mortero, elementos confinantes) como para sus distintas modalidades (confinada, reforzada interiormente, sin confinamiento, etc.). Se mencionan los ensayos de laboratorio aplicables para conocer sus propiedades mecánicas y poder llevar a cabo controles de calidad. Posteriormente se hace la descripción de las técnicas de reparación y refuerzo de estructuras de mampostería dañadas por sismo y cómo se realizan. Los métodos racionales para su diseño quedan fuera del alcance del presente trabajo, pero se presentan las recomendaciones hechas por sus autores así como algunos detalles constructivos. Es importante mencionar que las técnicas presentadas y los tipos de materiales utilizados en ellas (tanto en cantidad como en calidad) son aplicables para estructuras de mampostería "modernas", con alturas de entre cinco niveles y usos relativamente convencionales. El diseño, dimensionamiento y sistemas constructivos aplicables a otro tipo de estructuras de mampostería, como por ejemplo las de carácter histórico, quedan fuera del alcance del presente trabajo, dado que requieren de una serie de estudios y consideraciones que merecen ser tratados aparte.



INTRODUCCIÓN

La mampostería es quizá el material de construcción más antiguo empleado por el hombre. Fueron muchas las culturas alrededor del mundo que utilizaron y desarrollaron este sistema constructivo de tal forma que inclusive en nuestros días no dejamos de sorprendernos de las edificaciones logradas y de las cuales algunas aún se encuentran de pie.

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

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

Podemos decir que la mampostería es de dominio popular, construida por artesanos que aprendieron de sus padres, en un proceso en el que intervienen muchas generaciones, y que probablemente no hay nada que enseñarles. Por esta y otras razones, la mampostería es considerada frecuentemente como un material estructural de importancia secundaria con respecto a otros más industrializados como el acero y el concreto. Por lo mismo, se le supone poco apto para ser objeto de estudios rigurosos y de cálculos ingenieriles.

Es un hecho que en México más del 90% de la vivienda, ya sea unifamiliar o multifamiliar, en el medio rural o en el urbano, se construye a base de muros de carga de mampostería. Esto hace que la edificación de vivienda a base de este sistema estructural represente un poco más del 50% del volumen total de la construcción que se hace en nuestro país. Esto nos lleva a la pregunta ¿Es en realidad la mampostería un material estructural de segunda importancia?

Afortunadamente la respuesta es no. En México existe una larga tradición en el estudio e investigación sobre la mampostería. Poco después del sismo de 1957, comenzó un programa de investigación analítica y experimental sobre el tema, y esta actividad ha continuado de forma ininterrumpida desde entonces, con la participación de cada vez más nuevas generaciones de especialistas. Las contribuciones de estos estudios al conocimiento del material y de su función estructural, sobre todo en cuanto al diseño sísmico, son reconocidas internacionalmente.

México ha estado a la vanguardia en la normatividad sobre en diseño estructural de la mampostería. Desde el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1963, y sobre todo en el de 1976, se han incluido criterios racionales de diseño de la mampostería que han sido adoptados por normas de otros países.

El tema del presente trabajo, *Técnicas de reparación y refuerzo de estructuras de mampostería dañadas por sismo*, además de lo antes mencionado, surge por el hecho de que una gran parte de nuestro territorio es de gran actividad sísmica.

En efecto, la buena práctica de diseño y construcción de la mampostería en México, a propiciado que las edificaciones de este tipo hayan tenido relativamente pocos daños, aun ante los sismos más severos que han afectado a nuestro país. Sin embargo, los daños existen. La mayoría de los casos de mal

comportamiento son atribuibles a errores claros en el diseño y construcción, o a discrepancias claras con respecto a los reglamentos y a las prácticas establecidas.

También debemos considerar que las estructuras a lo largo de su vida útil deben de recibir mantenimiento, ya que tanto su operación como factores externos (como el medio ambiente hundimientos, etc.) hacen que éstas se deterioren; además, una edificación siempre tiene que cumplir con estados límite de falla y de servicio establecidos por el RCDF, por lo que debe ser evaluada periódicamente para que en su caso reciba mantenimiento preventivo o correctivo. Desafortunadamente en México no existe una cultura del mantenimiento; esto lo podemos comprobar en el primer cuadro de la ciudad, donde la gente prefiere abandonar un edificio en mal estado y establecerse en otro lugar (con la problemática que todo esto implica..., en fin, todo otro tema de estudio aparte) que reparar el existente.

Luego entonces, tenemos un sistema constructivo muy utilizado, sobre todo en un rubro tan importante como la vivienda; el cual es muy eficaz, pero susceptible a no tener un comportamiento sísmico adecuado por malas prácticas como la autoconstrucción (sin asesoría técnica), la mala supervisión durante su construcción, la falta de mantenimiento preventivo o correctivo; o bien por eventos sísmicos de magnitudes extraordinarias.

Ante esta situación es una necesidad contar con técnicas para reparar los daños ocasionados por el sismo, y/o reforzar las estructuras de mampostería para hacerlas más eficaces. Una nueva pregunta es: ¿En México se ha considerado esta situación y se han desarrollado técnicas para la reparación y refuerzo de estructuras de mampostería?

Con gran gusto podemos decir que la respuesta es sí. Existe un amplio acervo documental de los estudios realizados en nuestro país sobre el tema. También existe mucha información sobre investigaciones realizadas en el extranjero. Sin embargo, se ha tratado casi siempre de informes técnicos sobre estudios específicos.

El presente trabajo pretende compilar y desarrollar las distintas técnicas de reparación y refuerzo de estructuras de mampostería dañadas por sismo con el fin de hacerlas más accesibles a los interesados, no sin antes recapitular sobre la mampostería como material de construcción: cuáles son sus elementos, sus modalidades, sus características, la forma correcta en que debe ser construida, cuáles son las causas que provocan su falla, cómo se comporta ante eventos sísmicos, etc. Así mismo hablaremos, de forma muy general, sobre los eventos sísmicos: sus causas, su naturaleza, cómo afecta el sismo a las estructuras; así como de las características geográficas y geológicas de nuestro territorio, que provocan una intensa y muy desfavorable actividad sísmica.

Para alcanzar este objetivo, el trabajo está dividido en cinco capítulos. Su organización está encaminada a establecer una metodología para exponer el tema: antecedentes generales, descripción de la mampostería, los problemas que le causa el sismo, descripción de las soluciones existentes para remediar el daño causado, así como una revisión del comportamiento que exhiben los elementos de mampostería al ser reparados y reforzados.

El primer capítulo habla sobre los antecedentes de nuestro objeto de estudio. Aquí estableceremos qué es un sismo, cómo y por qué sucede, cómo se mide, cómo se localiza, así como una descripción racional de por qué y cómo afecta a una estructura en general. También estableceremos qué es la mampostería, cuáles son los elementos que la constituyen, qué características deben reunir dichos elementos y como podemos determinar sus propiedades mecánicas; las cuales es indispensable conocer para llevar a cabo un diseño adecuado.

En el segundo capítulo se habla ya de la mampostería como un conjunto. Ésta cuenta con varias modalidades; aquí las presentaremos y se indicará cuales son los requisitos geométricos que deben de cumplir cada una de ellas para obtener un buen desempeño estructural, según lo establecen las normas vigentes. Así mismo, se mencionaran sólo los puntos básicos que se deben de seguir para su diseño, ya que el diseño en sí de las estructuras de mampostería no forma parte del objeto de estudio. Posteriormente, se hace una breve revisión de los sistemas donde podemos encontrar aplicadas las distintas modalidades de la mampostería.

En tercer capítulo hablaremos sobre la particular actividad sísmica en nuestro país, sobre todo en la región central, en el valle de México; donde la configuración geológica representa un verdadero dolor de cabeza no solo para la ingeniería estructural, sino para las demás ramas de la ingeniería civil. También trataremos con más precisión sobre los problemas que causa el sismo a las estructuras de mampostería. Analizaremos las reacciones que provoca la acción sísmica a una estructura de mampostería, las cuales se traducen en esfuerzos que tienen que ser soportados por la misma. Hablaremos de las fallas observadas con mayor frecuencia en estas estructuras, así como de sus posibles causas. Posteriormente se hace una revisión al comportamiento exhibido por las estructuras de mampostería existentes en las zonas de mayor peligro sísmico de nuestro país.

El cuarto capítulo representa la construcción de nuestro objeto de estudio. En primer lugar, se habla de las acciones previas a una rehabilitación, como son la evaluación del daño en la edificación, así como la determinación de sus condiciones reales y su estado de esfuerzos actual, por medio de algunas técnicas *in-situ*. Lo anterior se hace con el fin de establecer cual de las distintas técnicas de reparación y refuerzo será la más adecuada y eficaz. La descripción posterior que se hace de dichas técnicas incluye las recomendaciones hechas por los autores, que son fruto de los resultados obtenidos tanto en estudios experimentales como en experiencias prácticas. Podemos distinguir cinco maneras distintas de reparar muros de mampostería que son: sustitución de materiales (piezas y tramos de elementos confinantes), reparación de grietas, encamisado de muros, adición de elementos confinantes e introducción de sistemas de liga. Éstas se pueden aplicar de manera individual o en conjunto; ello dependerá del tipo de material, del grado del daño, del desempeño esperado, de la importancia de la edificación (estructural y/o histórica) así como de restricciones arquitectónicas y de estética.

Finalmente el quinto capítulo es una revisión de solo algunas de las investigaciones hechas en nuestro país con respecto a la reparación y refuerzo de muros de mampostería dañados por la acción de fuerzas sísmicas. Nos referiremos específicamente al uso de mallas de acero de refuerzo con recubrimiento de mortero o concreto, ya que para la mayoría de los investigadores nacionales, esta técnica es la mejor. Esta afirmación la hacen en base a la facilidad en su colocación a los excelentes resultados obtenidos.

La realización de este trabajo representa una excelente oportunidad para hablar sobre un material que es tan común en el ejercicio de la construcción, que a veces pasa desapercibido. Desafortunadamente, casi no existen libros de texto sobre este tema y la mayor parte del conocimiento sobre el análisis, el diseño y el comportamiento de estructuras de mampostería se encuentra en artículos técnicos o reportes de investigación, los cuales, en muchas ocasiones, no están disponibles a los estudiantes de ingeniería y a los ingenieros de la práctica profesional.

Así mismo, en los planes de estudio de las escuelas de Ingeniería Civil y Facultad de Ingeniería de la Universidad, no se cuenta con un curso especialmente dedicado al análisis y diseño de estructuras de mampostería, por lo menos a nivel licenciatura.

Dada la intención de que el presente trabajo sea una referencia útil y actual para los alumnos de ingeniería, se encuentra apoyado en la propuesta para la modificación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM - 2001) del

RCDF - 2001. Esta modificación representa un gran avance con respecto a versiones anteriores. Además de las expresiones racionales para determinar las resistencias a las diferentes sollicitaciones, cuenta con criterios y métodos de análisis, descripción completa de los elementos constituyentes de la mampostería, detallado del acero de refuerzo tanto horizontal, como interior y en elementos confinantes; descripción completa de las distintas modalidades de la mampostería, criterios para la construcción, inspección, control de obra, evaluación y rehabilitación, así como un apéndice normativo para la aceptación de sistemas constructivos a base de mampostería diseñados por sismo.



ANTECEDENTES

I.1. SISMOLOGÍA.

I.2. ELEMENTOS CONSTITUYENTES DE LA MAMPOSTERÍA.

I.3. ENSAYES.



En el diseño sísmico de las estructuras, para cualquier proyecto de construcción, el ingeniero debe considerar varias opciones, evaluar los costos y consecuencias de cada una de ellas para hacer la mejor elección. Se busca que los edificios prácticamente no sufran daños ante temblores frecuentes de baja intensidad, que sea mínimo ante la acción de sismos de intensidad moderada y que para temblores excepcionalmente intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso. Así mismo, que el daño estructural sea limitado y fácilmente reparable.

Para poder llegar a este objetivo, es indispensable que el ingeniero tenga conceptos claros sobre la naturaleza de las acciones sísmicas: dónde y porqué se originan, cuáles son las características del movimiento del terreno, los efectos que producen a las estructuras, los factores que influyen para amplificar la intensidad e incrementar los daños, cómo se determina el riesgo sísmico de alguna región, etc.

Por lo anterior, se considera oportuno hacer mención sobre aspectos básicos de sismología, una ciencia en sí fascinante, en la cual la investigación a logrado marcados éxitos y que continúa actualmente en pleno desarrollo y evolución.

I.1.1. Generalidades.

A finales del siglo XIX y durante todo el siglo pasado, cuando la ciencia sísmica era ya una realidad, se establecieron estaciones sismológicas en varios países alrededor del mundo, con el fin de iniciar el registro instrumental de los ondas sísmicas y que permitió determinar en forma relativamente precisa la localización de los focos sísmicos y su profundidad. En esta forma se comprobó que la sismicidad a escala mundial esta restringida a estrechas franjas y zonas bien definidas. En contraste, se observaron regiones de la tierra que están exentas de actividad sísmica.

La distribución tan peculiar de los focos y la concentración de la actividad sísmica a lo largo de franjas angostas que bordean extensas regiones consideradas *asísmicas*, tanto en los continentes como en los océanos, insinúa la división de la superficie terrestre en una serie de áreas o placas.

En 1912 el científico alemán Alfred Wegner, un meteorólogo de profesión, dio a conocer su *Teoría de la deriva de los continentes*, en la cual argumentaba que los continentes se desplazaban como gigantescos bloques de corteza sobre un manto líquido. Según la teoría esbozada por Wegner, hace unos doscientos millones de años, todos los continentes estuvieron unidos en forma de una sola masa continental que él llamó *Pangea*, palabra griega que significa "todas las tierras". Las placas de la corteza terrestre, en su desplazamiento y deriva, llegaron a formar los actuales continentes, que ocupan la posición conocida en nuestros días.

Los conocimientos aportados por la investigación científica durante las últimas tres décadas, especialmente en las ramas de la geofísica, geología, sismología y oceanografía han legado a corroborar las ideas básicas de Wegner, algunas de las cuales han quedado plasmadas en la moderna *Teoría de la tectónica de placas*, aceptada hoy universalmente.

Podemos definir sismología como la ciencia que trata del estudio de los temblores y la propagación de las ondas sísmicas. Las vibraciones producidas por un sismo se propagan a partir del foco o fuente en todas direcciones, su curso es reflejado y refractado en las discontinuidades entre los distintos estratos de materiales que atraviesan y en los límites entre las capas que conforman el interior del planeta. Así

mismo, la velocidad de propagación es modificada según la densidad, propiedades físicas de los estratos y medios en los que se propagan las ondas.

Los conocimientos científicos actuales permiten afirmar que el globo terrestre, de un diámetro de 12,740 km, está constituido, en forma simplificada, por tres capas concéntricas principales: El *manto*, el *núcleo* y la *corteza*.

El centro del planeta lo forma un *núcleo interno*, sólido y muy denso, con un radio de aproximadamente 1,400 Km. El *núcleo externo* se supone está compuesto principalmente por metales de níquel y hierro fundidos, esta capa se encuentra en estado líquido debido a las altas temperaturas y presiones, tiene un espesor de 2,100 km y su densidad equivale a 13.5 veces la del agua.

El *manto* es una masa sólida de roca de composición variable con un espesor de 2,900 km de espesor. La parte del *manto superior*, comprendida entre los 100 y 250 km de profundidad, es conocida como la *astenosfera*, una capa caracterizada por una baja velocidad de propagación de las ondas sísmicas. La astenosfera se supone débil, parcialmente fundida y se considera un medio visco-elástico capaz de deformarse y fluir plásticamente.

La *corteza*, la capa exterior del planeta, es muy delgada en relación con el radio de la tierra. Es rígida y está constituida principalmente por rocas cristalinas de basalto y granito de gran dureza y resistencia. El espesor y las características físicas de la corteza difieren esencialmente en los continentes y en los océanos. La corteza continental tiene un espesor promedio de 35 km, pudiendo alcanzar espesores de 75 km bajo las grandes cadenas de montañas. La división convencional entre la corteza y el manto viene dada por una superficie donde se produce un cambio en la velocidad de la propagación de las ondas sísmicas, conocida como la *discontinuidad de Mohorovičić* o simplemente el *Moho*. El *Moho*, a una profundidad promedio de 35 km, es una zona de transición entre las rocas cristalinas de la corteza y las rocas más densas, no cristalizadas, del manto superior de la tierra. La *litosfera* se define como la envolvente externa rígida y resistente del planeta, está compuesta por la corteza propiamente dicha y por la parte exterior del manto superior que se considera sólida y rígida; tiene un espesor de aproximadamente 100 km y descansa sobre la astenosfera.

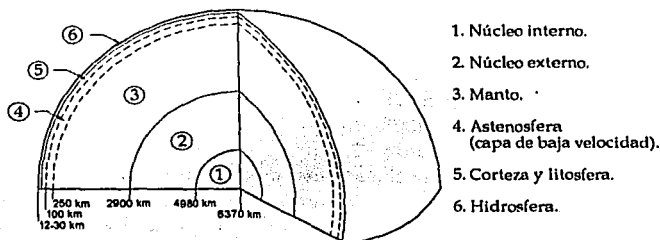


Figura I.1.1. Estructura de la tierra.

La corteza, aun siendo rígida y constituida por rocas resistentes, es deformada, plegada y fracturada por fuerzas que tienen su origen en *corrientes de convección térmica* que se generan en el manto; fuerzas que han contribuido a la configuración de la superficie terrestre.

Según la teoría de la tectónica de placas, la litosfera está dividida en placas o losas y estas placas litosféricas que incluyen la corteza, se mueven lateralmente sobre la astenosfera. Tenemos entonces que la corteza terrestre está dividida a manera de un mosaico, en unas 17 placas principales que se desplazan lateralmente unas respecto a otras, impulsadas por las corrientes de convección que se originan en el manto. De acuerdo con conceptos geofísicos modernos, la mayor parte de la actividad

sísmica en el mundo está asociada, directa o indirectamente, con el movimiento relativo de las placas litosféricas y con su interacción a lo largo de las zonas de contacto. En los bordes entre bloques rígidos de litosfera, se generan el 90% de los sismos registrados instrumentalmente.

Las placas litosféricas mayores son: Euro-Asia, África, Norteamérica, Indo-Australia, Pacífico y Antártida. Otras placas menores son: Nazca, Cocos, Caribe, Arabia, Filipinas y Somalia. Esta visión es solo parcial y simplificada, pues en realidad el globo terráqueo es más complejo de lo expuesto anteriormente.

El desplazamiento de las placas litosféricas alcanza velocidades del orden de varios centímetros por año, y el movimiento relativo entre las mismas puede ser de expansión o de separación, de sumersión o subducción, puede conducir a la colisión frontal, o ser simplemente un desplazamiento lateral paralelo a la falla que separa a las placas.

La principal actividad sísmica a nivel mundial, se sitúa en las zonas de deformación tectónica, o sea, en los límites entre los bloques de la corteza terrestre. Las placas litosféricas tienen tres tipos de límite o frontera, a saber:

1. *Borde divergente* o zonas de expansión.
2. *Borde convergente*, que corresponde a:
 - a) Zonas de subducción.
 - b) Zonas de colisión frontal.
3. *Borde transcurrente*, que corresponde a:
 - a) Fallas de transformación (movimiento relativo lateral).

La actividad sísmica en las zonas de expansión es generalmente menor debido a que en estas zonas la corteza es delgada y el material está caliente y débil, no permitiendo la acumulación de grandes cantidades de energía. Los sismos de mayor magnitud ocurren en las zonas de subducción, debido a que en estas zonas la litosfera tiene mayor espesor, es rígida y relativamente fría. Las fallas de transformación tienen una actividad sísmica intermedia entre las dos anteriores, sin embargo, no es una regla, ya que se han registrado sismos de gran magnitud en estas zonas.

La mayoría de los procesos geológicos a gran escala (vulcanismo, plutonismo y orogénesis), así como las grandes formaciones geológicas (cadenas montañosas, fosas y trincheras marinas profundas, y las cordilleras centro-oceánicas) se sitúan dentro de los límites entre placas litosféricas. Es en esta zona de deformación tectónica de la corteza donde se generan los principales terremotos, llamados *sismos inter placa*. La ocurrencia de eventos sísmicos, cuyos focos se localizan dentro de regiones continentales, lejos de los límites conocidos entre placas no se explican satisfactoriamente con la teoría de la tectónica de placas. No obstante, se acepta que estos eventos, denominados *sismos intra placa*, son el resultado de la deformación continental por el choque de placas o que ocurren en antiguas suturas y bordes de placas.

En el caso de México, el modelo tectónico a escala continental es el siguiente: durante el Terciario Inferior, pegado a las costas del Pacífico, existía una trinchera, en la que la corteza marina se hundía, produciendo un vulcanismo inicial dentro del continente. A mediados del Terciario el *Alto Pacífico Oriental* se introdujo debajo del continente en la región de Puerto Vallarta, reduciendo así la antigua trinchera a su tramo meridional: la moderna *Trinchera Mesoamericana*, también llamada "Trinchera de Acapulco". En ese momento nació a consecuencia del hundimiento de la Placa de Cocos en dicha

trinchera el vulcanismo del sur de México, expresándose primero en el vulcanismo oligocénico de la faja Temascaltepec-Taxco-Oaxaca y más tarde en aquel de la moderna *Faja Volcánica Transmexicana* (figura I.1.2 c), que comenzó su actividad principal en el Mioceno.

La presencia de centenares de volcanes comprueba que la corteza terrestre (unos 40 km de espesor debajo de la Cuenca de México) está quebrada, a tal grado que en varios puntos de la Franja Volcánica Transmexicana han surgido, especialmente en el Cuaternario, ciertos volúmenes de basaltos, originados probablemente en el manto superior. Sin embargo, la gran mayoría de los volcanes consisten de lavas intermedias, es decir, andesíticas, lo cual a la luz de la teoría de la Tectónica de Placas es un indicio de que este vulcanismo es derivado de la desintegración termal de la corteza marina (Placa de Cocos), la cual está en constante proceso de hundimiento o disolución debajo del continente en la Trinchera de Acapulco, como queda atestiguado por los constantes temblores aquí generados (figura I.1.2 b).

En efecto, los grandes temblores (con magnitud Richter $M \geq 7.0$) en México a lo largo de la costa del Pacífico son causados por la subducción de las placas oceánicas de Cocos y de La Rivera bajo la placa continental (o Norteamericana) (figura I.1.2 a). La placa de La Rivera, que es relativamente pequeña, se desplaza bajo el estado de Jalisco con velocidad relativa de 2.5 cm/año. La velocidad relativa de la placa de Cocos con respecto al continente varía desde unos 5 cm/año cerca de Manzanillo hasta 8 cm/año en Tehuantepec.

Por otro lado, también es posible que la Franja Volcánica Transmexicana represente simplemente la proyección a la superficie, desde el manto superior a unos 200 km de profundidad, del frente complejo de la Placa de Cocos, donde ésta se desintegra parcialmente por calor en burbujas magmáticas, algunas de las cuales ascienden a la corteza creando en la superficie el vulcanismo que nos ocupa. El arreglo zigzagueante, pues, reflejaría que la Placa de Cocos después de su hundimiento en la trinchera de Acapulco se divide en fragmentos, ligeramente traslapados y zigzagueantes también.

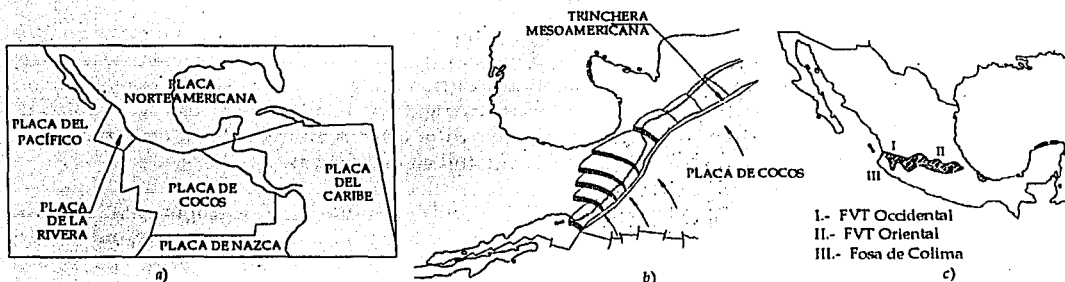


Figura I.1.2. Modelo tectónico en México: a) Placas en cuyos bordes se hayan las zonas sísmicas de México; b) Desintegración hipotética de la Placa de Cocos en fragmentos, vista desde el oeste; c) Extensión de la Faja Volcánica Transmexicana (FVT).

I.1.2. Teoría del rebote elástico y brecha sísmica.

La litosfera, en su parte superior (15 a 20 km de espesor), está constituida por rocas rígidas de gran dureza y resistencia, capaces de deformarse elásticamente y almacenar energía de deformación. A mayor profundidad (80 a 100 km de profundidad) el aumento de la temperatura convierte las rocas en un material más débil y dúctil, incapaz de deformarse elásticamente. El desplazamiento de la parte profunda de la litosfera produce una deformación elástica en la parte superior rígida. Dichas

deformaciones se concentran en una zona de ancho similar a la profundidad de la zona rígida de la litosfera, es decir, unos 30 km en ambos lados de la falla.

Los sismos son el resultado de un proceso gradual de deformación elástica y de acumulación de esfuerzos hasta superar la resistencia del material, instante en que se inicia la relajación súbita de los esfuerzos en una extensa zona de ruptura de la roca. La fractura de la roca es acompañada por un *rebote elástico* a ambos lados de la falla, así, a partir del foco (punto de inicio de la ruptura) y a lo largo de todo el plano de falla, la roca a ambos lados de la falla se desplaza en sentidos opuestos. Cuando la roca sufre esta dislocación violenta, se libera la energía elástica almacenada en la roca, gran parte de la cual es disipada en calor, que es generado por la fricción del material. Una parte menor de la energía es irradiada en forma de ondas elásticas, conocidas como *ondas sísmicas*, que se propagan en todas direcciones y hacen vibrar el terreno. Estas vibraciones son percibidas en el terreno como temblores.

Después del temblor, es necesario un nuevo periodo de acumulación de energía hasta que se sobrepase la resistencia de las rocas dando lugar a un nuevo temblor. Surge entonces la noción de *brecha sísmica* para designar a un segmento del área de contacto entre las placas en el cual no se ha producido un sismo de importancia en un lapso relativamente grande (en el caso de México, más de 30 años). Los grandes temblores recientes (Colima, 1973; Oaxaca, 1978; Petatlán, 1979; Playa Azul, 1981; doblete de Ometepec, 1982, Michoacán, 1985) han ocurrido en sitios considerados brechas sísmicas.

La noción de brecha sísmica, a la luz de la teoría del rebote elástico hace que, en general, el riesgo sísmico crezca con el tiempo que ha transcurrido sin temblar en los lugares considerados brecha sísmica. El sismo del 19 de septiembre de 1985 ($M = 8.1$) rompió la brecha de Michoacán. Sin embargo, es importante resaltar que el hecho de que ocurra un gran temblor en una brecha sísmica no implica necesariamente que quede liberada de su potencial sísmico en un futuro inmediato.

Un caso que destaca es el de la brecha de Guerrero, en cuya zona noreste (desde Petatlán hasta cerca de Acapulco) no se han producido grandes temblores en los últimos 80 años y cuya porción sureste (desde Acapulco hasta cerca de Ometepec) no ha dado lugar a eventos de importancia después de los sismos de 1957 y 1962. Existe un consenso general de la comunidad científica de que actualmente ésta es la zona con más alto potencial sísmico en el país. Utilizando datos correspondientes al periodo entre 1800 y 1989 se han trazado gráficas, cuyas envolventes estiman un momento sísmico acumulado (ΣM_0) de 15 a 20×10^{27} dina-cm. Se estima que un momento sísmico acumulado de 10 a 20×10^{27} dina-cm puede generar 1 ó 2 sismos de $M = 8.0$, o bien de 2 a 4 de $M = 7.8$ (Singh S., Ordaz M., 1990).

I.1.3. Tipos de fallas.

Se conoce como *falla* al plano en las estructuras geológicas en el cual se producen desplazamientos lentos, acompañados de dislocaciones súbitas y violentas de la roca. Una falla es *activa* cuando han ocurrido desplazamientos durante los últimos miles de años; es *inactiva* cuando no se observa actividad sísmica ni rasgos morfoestructurales, y que no se pueda determinar la ocurrencia de desplazamientos durante los últimos 10 000 a 40 000 años.

Tenemos tres tipos característicos de fallas: *transcurrente*, *normal* e *inversa*.

1. *Transcurrente*: es una falla en la que se producen desplazamientos horizontales y los dos bloques adyacentes se desplazan lateralmente en sentidos opuestos.
2. *Normal*: en este tipo de falla el plano es oblicuo respecto al horizonte, es decir, los desplazamientos se producen a la largo de una superficie inclinada. Los bloques están sometidos a fuerzas de tensión (divergencia), por lo que el bloque superior o techo desciende respecto al inferior o piso y se desliza siguiendo el ángulo de buzamiento de la falla.

3. *Inversa*: es una falla en que los bloques están sometidos a fuerzas de compresión perpendiculares a la falla (convergencia), y el bloque superior es forzado a deslizarse hacia arriba respecto al bloque inferior siguiendo el ángulo de buzamiento.

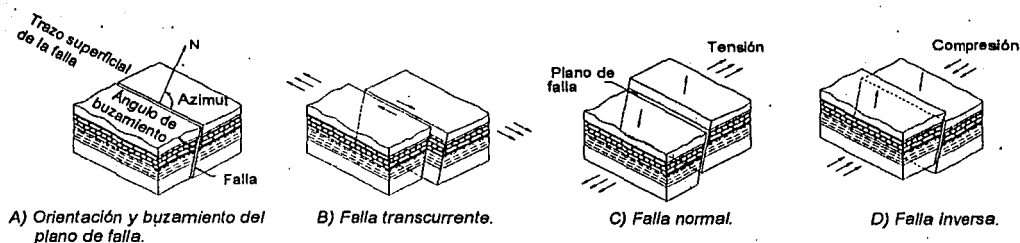


Figura I.1.3. Tipos de fallas.

Podríamos nombrar como un caso particular de las fallas normal e inversa una *falla vertical*, en la cual el plano de falla y la dislocación son predominantemente verticales.

A lo largo de toda la Franja Volcánica Transmexicana existen un gran número de fallas relativamente menores, que en su mayoría son transcurrencias. Éstas están generalmente entre los volcanes y llegan a medir varios kilómetros.

I.1.4. Tipos de ondas sísmicas.

Para poder determinar la forma en que vibra el terreno durante un sismo, qué intensidad tiene el movimiento y su duración, es preciso conocer las características de las ondas sísmicas y la forma en que la energía es irradiada a través del medio sólido de la tierra.

Las ondas sísmicas se propagan a partir de la zona donde se inició la ruptura, llamada *foco* o *hipocentro*. Existen principalmente dos tipos de ondas, que se propagan a través del medio sólido de la tierra, denominadas *ondas internas* o *de cuerpo* y las *ondas superficiales*.

A su vez tenemos dos tipos de ondas internas:

1. *Ondas primarias* u *ondas P*: son ondas que hacen vibrar una partícula en el sentido de propagación de las ondas, su movimiento es similar al de las ondas sonoras, comprimiendo y dilatando alternativamente el medio sólido a través del cual viajan. También son conocidas como *ondas longitudinales* o *de compresión*. Son capaces de propagarse tanto en el medio sólido como en el líquido. La velocidad promedio de este tipo de ondas oscila entre los 5 y 7 km/s.
2. *Ondas secundarias* u *ondas S*: hacen vibrar una partícula en sentido perpendicular a la trayectoria de las ondas, produciendo esfuerzos de cizalla (cortante) en el medio sólido en que se propagan. También se les conoce como *transversales* o *de cortante*. Estas ondas no se pueden propagar a través de medios líquidos. La velocidad promedio de este tipo de ondas oscila entre los 3 y 4 km/s.

Las ondas de superficie se propagan por la parte superior de la corteza, a una profundidad de unos 30 km aproximadamente. Las ondas de superficie a su vez se dividen en dos tipos:

1. *Ondas Love* u *ondas L*: su movimiento es similar al de las ondas S, haciendo vibrar la partícula horizontalmente en sentido perpendicular a la dirección de propagación, sin movimiento vertical.
2. *Ondas Rayleigh* u *ondas R*: su movimiento es similar al de las ondas en la superficie del agua (oleaje), haciendo vibrar una partícula sobre un plano que apunta en dirección de la trayectoria de las ondas, con movimiento elíptico horizontal y vertical simultáneamente.

Las ondas *P* se transmiten a mayor velocidad que las ondas *S*, así las primeras ondas que se perciben en la superficie son las ondas primarias. Pocos segundos después arriban las ondas *S*, que hacen vibrar la superficie horizontalmente. Las velocidades de dichas ondas dependen de la rigidez de la roca: entre más rígida es la roca la velocidad es mayor. Las ondas *S* tienen mayor amplitud y contenido de energía y son las que causan mayor daño a las edificaciones, razón por la cual son las de mayor interés para fines de ingeniería estructural.

El instrumento que se utiliza para registrar las ondas sísmicas se llama *sismógrafo*, así podemos medir y analizar el movimiento producido por un sismo. El registro resultante se denomina *sismograma*, que es un gráfico de las ondas sísmicas, una medida o representación amplificada del movimiento del terreno.

I.1.5. Localización de los sismos.

Se conoce como *epicentro* al sitio sobre la superficie terrestre que se proyecta directamente sobre el foco o hipocentro. La zona donde se registra la máxima intensidad y los mayores daños se conoce como *área epicentral*.

De manera un poco arbitraria, los sismos se clasifican de acuerdo a la profundidad del foco: se denominan *sismos superficiales* aquellos cuyo foco se sitúa entre 0 y 20 km de profundidad, *sismos de foco somero* aquellos cuya profundidad focal está comprendida entre los 20 y 70 km, *intermedios* con foco entre 70 y 300 km, y *profundos* con foco entre 300 y 700 km bajo la superficie. Los sismos de foco somero son los que causan más daños.

Para conocer la posición exacta de un foco se requiere al menos el registro de tres estaciones sismológicas. Se determina para cada estación la distancia al foco y mediante un procedimiento similar al de triangulación, se localiza el epicentro para dicho foco. Se trazan en un mapa tres arcos de círculo, con centro en la estación sismológica y con radio igual a la distancia del foco. Si las lecturas y los registros son precisos, los tres arcos de círculo se intersectan, al menos aproximadamente, en un punto. El punto de intersección es la posición del centro del foco. La longitud y latitud del foco y el tiempo de ocurrencia del evento se determinan combinando la información de registros de varias estaciones.

Los sismos no son eventos independientes, sino que tienden a agruparse en el espacio y en el tiempo. A esto se le conoce como *secuencias sísmicas*, las más estudiada es: *evento precursor - sacudida principal - réplicas*.

I.1.6. Escalas.

Existen dos parámetros importantes para designar el tamaño y la fuerza de un sismo, que son la *magnitud* y la *intensidad*.

La *magnitud* es una medida cuantitativa e instrumental del tamaño del evento, relacionada con la energía sísmica liberada durante el proceso de ruptura en la falla. La magnitud es una constante única

que se asigna a un sismo dado, es independiente del sitio de observación y está en función del área de ruptura

La *intensidad* es una medida de la fuerza del movimiento del terreno, del grado en que la vibración es registrada y sentida en determinada localidad, y de los efectos y daños causados por el sismo. La intensidad es una variable que depende del sitio de observación. Es una forma de medir el sismo un tanto subjetiva.

⇒ *Escalas de magnitud.*

La magnitud se determina midiendo la máxima amplitud de las ondas registradas en el sismograma correspondiente al evento. Existen varias escalas de magnitud según el tipo de onda en que se basa la medición de la amplitud. La escala de magnitud original fue diseñada por *Charles Richter* en 1935. La *escala Richter* está expresada en escala logarítmica y se designa con la letra *M*. La *magnitud Richter* se define como:

$$M = \log A - \log A_0$$

donde:

A = máxima amplitud del trazo registrado por un sismógrafo a cierta distancia del foco.

*A*₀ = trazo máximo para un evento tomado como patrón (evento normalizado).

Richter definió la magnitud de los sismos locales como el logaritmo base 10 de la máxima amplitud de la onda sísmica, expresada en milésimas de milímetro (micrones), registrada en un sismómetro estándar a una distancia de 100 km del epicentro del evento. El instrumento tomado como estándar es un sismómetro de torsión tipo Wood-Anderson. Richter tomó en consideración atenuación de las ondas sísmicas con la distancia epicentral, pero no especificó el tipo de onda en que se debía basar la medición de la amplitud. En la práctica, toma la onda con la máxima amplitud del sismograma (generalmente son las ondas S).

Teóricamente la magnitud no tiene límite superior, pero se puede decir que está limitada por la resistencia de las rocas en la corteza terrestre y de la longitud de la ruptura probable en la falla. Eventos con magnitud inferior a 5.0 se consideran *pequeños*, entre 5.5 y 6.5 *moderados*, superiores a 7.0 como *grandes* y superiores a 8.0 como *muy grandes*.

Así mismo existen otras dos escalas de magnitud diferentes a la Richter: *magnitud mb*, que mide la magnitud tomando la amplitud del trazo producido por las ondas de cuerpo; *magnitud Ms*, que hace lo propio con las ondas de superficie; y *magnitud momento (Mw)*, que se basa en el concepto del *momento sísmico*¹ (*Mo*), el cual es función directa de las propiedades físicas de la roca y de las dimensiones del área que sufre ruptura.

⇒ *Escalas de intensidad.*

La intensidad de un sismo se asigna mediante una apreciación subjetiva de los efectos producidos por el evento, y por lo tanto, depende de la distancia del observador a la fuente sísmica. Se emplean distintas escalas de intensidad, siendo la más difundida en el continente americano la *escala Mercalli Modificada (MM)* que va del grado I al XII. Cada grado de intensidad va acompañado de una descripción de cómo es sentido el movimiento sísmico por las personas, de sus efectos y los daños ocasionados por el evento (Tabla I.1.1).

¹ Franz Sauter F. *Introducción a la sismología*, p. 90.

Tabla I.1.1. Escala de intensidad Mercalli Modificada (MM).

GRADO	DESCRIPCIÓN
I	No es sentido por las personas; registrado por los instrumentos sismográficos.
II	Sentido solo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos superiores; objetos suspendidos pueden oscilar.
III	Sentido en el interior de las edificaciones, especialmente en pisos superiores, pero muchos pueden no reconocerlo como temblor; vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo liviano; objetos suspendidos oscilan.
IV	Objetos suspendidos oscilan visiblemente; vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo pesado; vehículos estacionados se bambolean; cristalería y vidrios suenan; puertas y paredes de madera crujen.
V	Sentido aun en el exterior de los edificios; permite estimar la dirección de las ondas; personas dormidas se despiertan; el contenido líquido de recipientes y tanques es perturbado y se puede derramar; objetos inestables son desplazados; las puertas giran y se abren o cierran; relojes de péndulos se paran.
VI	Sentido por todas las personas; muchos sufren pánico y corren hacia el exterior; se tiene dificultad para caminar establemente; vidrios y vajillas se quiebran; libros y objetos son lanzados de los anaqueles y estantes; los muebles son desplazados o volcados; el revoque y enlucido (aplanados) de mortero de baja calidad y mampostería tipo D se fisuran; campanas pequeñas tañen.
VII	Se tiene dificultad para mantenerse parado; percibido por los conductores de vehículos en marcha; muebles se rompen; daños y colapso de mampostería tipo D; algunas grietas en mampostería tipo C; las chimeneas se fracturan a nivel de techo; caída de revoque de mortero, tejas, cornisas y parapetos sin anclaje; algunas grietas en mampostería de calidad media; campanas grandes tañen; ondas en embalses y depósitos de agua.
VIII	La conducción de vehículos se dificulta; daños de consideración y colapso parcial de mampostería tipo C; algún daño a la mampostería tipo B; ningún daño a la mampostería tipo A; caída del revoque de mortero y de algunas paredes de mampostería; caída de chimeneas de fabricas, monumentos y tanques elevados; algunas ramas de los árboles se quiebran; cambio en el flujo y temperatura de pozos de agua; grietas en terreno húmedo y en taludes inclinados.
IX	Pánico general; construcciones de mampostería tipo D totalmente destruidas; daño severo y aún colapso de mampostería tipo C; daño de consideración en mampostería tipo B; daño a cimentaciones; daños y colapso de estructuras aporcadas; daños de embalses y depósitos de agua; ruptura de tubería enterrada; grietas significativas visibles en el terreno.
X	La mayoría de las construcciones de mampostería y a base de pórticos destruidas; algunas construcciones de madera de buena calidad dañadas; puentes destruidos; daño severo a represas, diques y terraplenes; grandes desplazamientos de tierra; el agua se rebasa en los bordes de ríos, lagos y embalses; rieles de ferrocarril deformados ligeramente.
XI	Los rieles de ferrocarril deformados severamente; ruptura de tuberías enterradas que quedan fuera de servicio.
XII	Destrucción total; grandes masas de roca desplazadas; las líneas de visión óptica distorsionadas; objetos lanzados al aire.

Definición de los tipos de mampostería (para el uso de la escala Mercalli Modificada):

Tipo A:	Buena calidad de ejecución, mortero y diseño; reforzada y confinada empleando varillas de acero; diseñada para resistir cargas laterales de sismo.
Tipo B:	Buena calidad de ejecución; reforzada, pero no diseñada específicamente para resistir cargas laterales de sismo.
Tipo C:	Calidad de ejecución medía, sin refuerzo y no diseñada para resistir cargas laterales.
Tipo D:	Materiales de baja resistencia, tal como adobe; baja calidad de ejecución; débil para resistir cargas laterales.

Otras escalas de intensidad son la *Rossi-Forel* de diez grados, la escala *MSK (Medredev-Sponheuer-Karnik)* de doce grados, ambas de uso común en Europa; y la escala japonesa *JMA (Japanese Meteorological Agency)* de siete grados.

I.1.6. Respuesta de los edificios a los sismos.

El diseño sismorresistente de edificios y otras obras civiles, requiere un conocimiento de las características de la sacudida del terreno; éstas están dadas por la amplitud de las ondas, por la composición o contenido de frecuencias y por la duración del movimiento.

El contenido de las frecuencias es una función del mecanismo en la fuente y de la propagación de las ondas. El periodo predominante de las ondas está asociado a la magnitud del evento y a la distancia epicentral. Cerca del epicentro la componente vertical es significativa y los terremotos son percibidos

por las personas como una vibración violenta, trepidante, de alta frecuencia. Los sismos lejanos son percibidos por las personas como un movimiento ondulatorio de periodo largo, que causa sensación de mareo; en este caso la componente vertical es pequeña en relación con la componente horizontal del movimiento.

Las obras construidas por el hombre son muy susceptibles al contenido de frecuencias de la vibración del terreno, pues ésta puede causar efectos de resonancia en las estructuras, dependiendo de su altura y rigidez. El caso más desfavorable es cuando el periodo natural de vibración de la estructura coincide con el periodo predominante del movimiento del terreno. Edificios bajos y rígidos, con periodos naturales de vibración cortos, responden con mayor intensidad a las vibraciones de alta frecuencia (ondas P y S cercanas al foco), y por tanto son vulnerables a los sismos de foco cercano. Edificios altos y flexibles, con periodos de vibración largos, se sustraen generalmente a las vibraciones de alta frecuencia producidas por los eventos cercanos, por efecto de amortiguamiento, pero son muy vulnerables a las vibraciones del terreno producidas por terremotos de foco lejano, cuyas ondas (aquí las ondas P, S, L y R son de muy baja frecuencia) tienen periodos predominantemente largos, que pueden coincidir con el periodo natural de vibración del edificio, produciendo el efecto de resonancia.

Entre los aparatos que existen para medir el movimiento de la superficie del terreno, los más importantes para la ingeniería estructural son los *acelerógrafos*, que miden la historia de las aceleraciones del lugar donde estén colocados; esta historia se conoce con el nombre de *acelerograma*. Desde el punto de vista del diseño sísmico, son muy importantes las características de los temblores que proceden de registros obtenidos mediante acelerógrafos, entre ellas están los desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas del terreno. A partir de estos registros sísmicos se calculan los diferentes espectros de respuesta.

Las aceleraciones del terreno ejercen fuerzas sobre una estructura debido a que también la aceleran. Esta fuerza puede determinarse con la segunda ley de Newton del movimiento, la cual puede ser expresada de la siguiente manera:

$$F = \frac{Wa}{g}$$

donde W es el peso del cuerpo, a es la aceleración que produce la fuerza F , y g es la aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2). Por conveniencia, la aceleración de un sismo generalmente se expresa como una relación respecto a la aceleración de la gravedad, esta relación se llama *coeficiente sísmico* (a/g). La ventaja de este sistema es que la fuerza ejercida sobre un cuerpo por una aceleración es simplemente el respectivo coeficiente sísmico multiplicado por el peso del cuerpo. Por ejemplo, si la aceleración de un terreno es de 0.981 m/s^2 , el coeficiente sísmico es de 0.10. Si un cuerpo de 5000 kg está sobre el terreno, la fuerza sísmica ejercida sobre él por el sismo será = $(5000)(0.10) = 500 \text{ kg}$.

Por lo anterior, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) establecen los valores del coeficiente sísmico (c), los cuales dependen de la sismicidad de la zona en la que se encuentra la estructura (es decir, la aceleración máxima esperada), que a su vez es función del tipo de terreno de la misma (zonas I, II ó III); también depende de la importancia de la estructura, ya que el reglamento establece que se debe incrementar un 50% para estructuras del grupo A.

Las estructuras del grupo A son aquellas edificaciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas; que contengan sustancias tóxicas o explosivas o cuyo funcionamiento es esencial en caso de una emergencia urbana. Las estructuras del grupo B son las edificaciones comunes destinadas a vivienda,

oficinas, locales comerciales, etc.; éstas se subdividen en los subgrupos B1 y B2, tal y como se indica en el Artículo 174 del RCDF (1993).

Así mismo, las NTCS definen otros parámetros con los que se construyen espectros de aceleraciones para diseño sísmico correspondientes a cada zona, como son las ordenadas espectrales (a y a_0) y los valores del periodo de vibración característicos del terreno (T_a , T_b) (ver tabla III.1.2, capítulo III)

Los espectros de diseño sísmico sirven para diseñar las estructuras en función del comportamiento que se espera tengan de acuerdo a sus propias características (masa y rigidez) y a las del terreno donde se edificarán. Por ejemplo, para el análisis estático puede emplearse el coeficiente sísmico c , o un coeficiente reducido según el valor del periodo fundamental de vibración de la estructura, T , con reglas que se establecen en la sección 8 de las NTCS. Básicamente, si el periodo de vibración de la estructura se encuentra fuera del rango establecido por los espectros de diseño como "peligroso" ($T_a \leq T \leq T_b$), es decir, que el periodo de vibración de la estructura puede coincidir con el periodo de vibración del terreno y producir un efecto de resonancia (ver sección III.2.6, capítulo III), las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura, y con las cuales se diseñan sus elementos, se pueden reducir; lo que hace más económica a la misma.



I.2. ELEMENTOS CONSTITUYENTES DE LA MAMPOSTERÍA.

Las características físicas y los usos de una estructura de mampostería dependen de los elementos con los que está hecha. Así mismo, el método que se elija para reparar una estructura de mampostería será función de los elementos que la componen. En este apartado estudiaremos de manera breve las características de los elementos que constituyen a la mampostería.

I.2.1. Definiciones.

Podemos definir, de forma muy general, como mampostería a toda aquella estructura la cual esta formada a base de piezas llamadas mampuestos, cuya característica principal es que se encuentran unidas por un material cementante. Dichas piezas pueden ser rocas naturales o elementos manufacturados.

Mamposterías de rocas naturales.

Son todas aquellas construidas con material extraído directamente de formaciones rocosas sea cual sea su origen (ígneo, metamórfico o sedimentario). Las rocas naturales pueden ser labradas o no.

Mamposterías de elementos manufacturados.

Son todas aquellas en las que el mampuesto se obtiene por medio de un proceso de manufactura, como es el caso de los adobes, ladrillos o tabiques, tabicónes, bloques de concreto, etc.

En lo que se refiere a las piezas que forman las mamposterías, se desprenden las siguientes definiciones:

- *Pieza maciza:* Es aquella que es sólida y cuya área neta sea igual o mayor al 75% de su área total.
- *Pieza hueca:* Es aquella que en su diseño tiene celdas, cuya área neta es menor al 75% de su área total, pero mayor al 50%.

El espesor de las paredes exteriores de una pieza hueca no deben ser menores de 15 mm. Para piezas huecas con dos hasta cuatro celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm. Para piezas multiperforadas, cuyas perforaciones sean de las mismas dimensiones y distribución uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores será de 7 mm. Se entiende por pieza multiperforada aquella con más de siete perforaciones o alvéolos.

- *Celda:* Son los espacios vacíos que se dejan en el interior de los bloque o tabiques, con el fin de aligerarlos y en ocasiones mejorar las condiciones estructurales.

Las celdas de los bloques de concreto no deben tener un área menor de 2500 mm² (5×5 cm). Las celdas de las piezas de barro (tabiques) no deben tener un área menor de 3000 mm² (propuesta de NTCM - 2001, sección 6.1.3).

- *Medida nominal:* Es aquella que considera las dimensiones reales del producto, más el espesor de la junta de albañilería.

- *Área total (bruta)*: Es resultante de multiplicar al largo por el ancho de la pieza.
- *Área neta (real)*: Es la superficie efectiva de la pieza, que se obtiene de restar el área de las celdas del área total.

A continuación se presentan las características más importantes de los elementos que componen una mampostería:

I.2.2. Rocas Naturales.

Las rocas naturales fueron durante mucho tiempo las más utilizadas en la construcción de mamposterías. Generalmente se tratan de rocas de la región, las que se conocen como rocas sin labrar o de tercera, en otras ocasiones se tratan de rocas labradas con motivo de ornato o estructural, que pueden provenir de un lugar específico. En la actualidad, las rocas naturales que pretendan utilizarse con fines estructurales en México deben cumplir con las especificaciones que aparecen en la sección 8 de la propuesta de Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de Mampostería (NTCM - 2001) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

En cuanto a la forma de las rocas naturales, las que sean utilizadas con fines estructurales no deben tener formas redondeadas o cantos redondos (se deben evitar las piedras de río). Así mismo, al menos el 70% del volumen del elemento estructural debe estar formado por rocas que pesen por lo menos 30 Kg cada una. Se recomienda este tamaño para no utilizar demasiado mortero en las juntas, ya que si tiene mucho mortero, falla con un menor esfuerzo por la diferencia de resistencia entre el mortero y la roca. Además, un mayor tamaño no es trabajable.

I.2.3. Adobes.

El adobe es uno de los materiales de construcción más antiguos del mundo, ya que muchas de las ruinas de las civilizaciones antiguas, como los casos de Grecia o Egipto, están construidas con estos elementos. En general se estima que las construcciones de adobe datan desde el año 1000 A.C.

Los adobes pueden estar fabricados de arcillas arenosas, como los utilizados en algunas construcciones coloniales. En general, son de forma muy irregular y están hechos de lodo o barro, reforzados con paja u otras fibras vegetales, como los utilizados en las zonas rurales de Latinoamérica. El uso de las fibras vegetales se debe a que reducen la evaporación de la pieza durante el curado y, por lo tanto, el agrietamiento de la misma. Los adobes hechos de esta manera poseen una resistencia muy baja a la compresión y aun más baja al corte, por lo que las viviendas rurales construidas con ellos son muy vulnerables a la acción de sismos.

Los ladrillos de adobe estabilizados o *adocretos* son ladrillos hechos con una mezcla de arcillas o arenas estabilizadas por medio de un agente químico. Se fabrican principalmente de dos maneras:

1. Se deposita la mezcla en moldes de madera, los cuales se retiran varias horas después de haberse colado. Los ladrillos se dejan curar al aire por un periodo de varias semanas, dependiendo de la humedad del medio ambiente y de la mezcla en si. Este el método que se utilizaba en la antigüedad.
2. Otro método más moderno, consiste en utilizar moldes metálicos semejantes a los empleados para la construcción de bloque de concreto, prensando al tabique de adobe. Se retiran los adobes para su curado en condiciones ambientales.

Existe una gran variedad de materiales que se utilizan como estabilizadores de los adobes:

- ⇒ *Emulsiones de asfalto*: Son el agente estabilizador más antiguo, y uno de los más eficaces, pues hacen a la pieza más compacta, además de que mejoran su impermeabilidad.
- ⇒ *Cemento Pórtland*: Su acción no es tan efectiva como la de los asfaltos, ya que si por una parte aumenta la resistencia a la compresión, por otra parte no mejora la impermeabilidad de las piezas.
- ⇒ *Limos*: mejoran la plasticidad del suelo utilizado, pero no su impermeabilidad.
- ⇒ *Cales y silicatos de calcio*: Mejoran la impermeabilidad de la pieza, sobre todo porque se utiliza como recubrimiento de las superficies de la pieza de adobe.

No existe norma mexicana (oficial o recomendada) que regule los criterios de fabricación, calidad y resistencia de los ladrillos de adobe estabilizado. Existen escasas pruebas sobre las características de resistencia a la compresión, y sobre todo de resistencia al corte, de especímenes o muros elaborados con este tipo de piezas. El problema que esta situación ha provocado es que los fabricantes de dichas piezas no cuenten con información fidedigna de pruebas experimentales profesionalmente realizadas, hecho que no ha impedido que las empresas fraccionadoras (que también son fabricantes) utilicen con frecuencia adobes estabilizados para la construcción de conjuntos habitacionales en México, sobre todo en la provincia. Dentro de este contexto, la propuesta de Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM - 2001), en su sección 1.2 establece que, para cualquier tipo de pieza (entre las que se encuentran los adobes), de refuerzo o de modalidad constructiva que no se encuentren debidamente especificadas en la propuesta de NTCM - 2001, deberán ser evaluados según lo establece el reglamento y el apéndice normativo A de la propuesta de NTCM - 2001. Este apéndice presenta un criterio de aceptación de sistemas constructivos a base de mampostería diseñada por sismo con base en pruebas experimentales.

1.2.4. Tabiques o ladrillos de barro recocido.

Se puede definir como ladrillo o tabique a aquel producto cerámico de forma prismática fabricado con arcillas mediante un proceso de cocción. Este tipo de piezas se han utilizado durante mucho tiempo, debido a sus propiedades ingenieriles, sobre todo en cuanto a durabilidad y resistencia ante cargas verticales y, a su apariencia estética.

La normatividad actual en lo que se refiere a los tabique se resume en el siguiente cuadro:

Tabla I.2.1. Normatividad para los tabiques.

NORMA	DESCRIPCIÓN
NMX-C-006-1976	Industria de la construcción. Ladrillos y bloques cerámicos de barro, arcilla o similares.
NMX-C-404-ONNCE ²	Industria de la construcción. Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural. Especificaciones y métodos de prueba.
ASTM ³ C62-91b	Standard Specification for building brick (Solid masonry made from clay or shale).
ASTM C67-91	Standard test methods of sampling and testing brick and structural clay tile.

² Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación.

³ American Society for Testing and Materials.

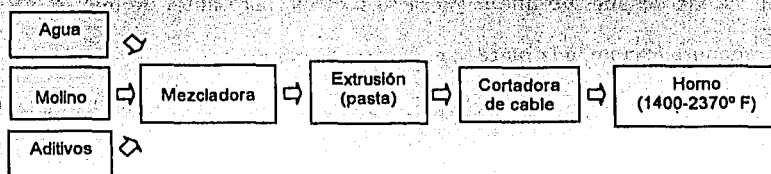
Las materias primas que se utilizan en la fabricación de tabiques son las siguientes:

- *Arcillas naturales:* se pueden clasificar de acuerdo a su origen en:
 - a) *Superficiales.*- arcillas de naturaleza sedimentaria.
 - b) *Esquisto o pizarras (shale).*- arcillas que han sido sujetas a altas presiones en la tierra, hasta que han endurecido para formar piedras laminadas.
 - c) *Fundidas.*- arcillas que se localizan a grandes profundidades. Generalmente cuentan con una menor cantidad de óxidos metálicos, en cambio, su resistencia a la vitrificación es mayor que para otras arcillas.
- *Silicatos hidratados de aluminio:* Reducen el acortamiento de las piezas por el efecto de cocción, sin embargo, en grandes cantidades reducen la cohesión.
- *Óxidos de hierro (FeO_2 , Fe_2O_3):* Mejoran la resistencia y alteran el color de la pieza.
- *Impurezas:* Minerales como el calcio, magnesio, sodio, titanio y potasio, principalmente.

⇒ *Procedimientos de manufactura.*

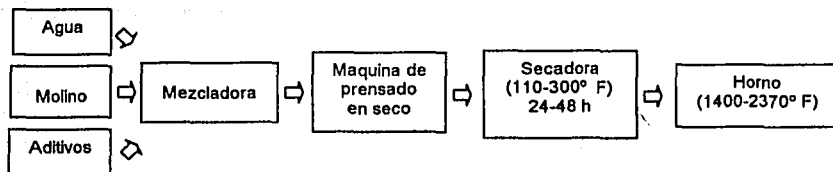
En la producción industrializada de ladrillos se utilizan principalmente tres métodos, con sus respectivas variantes:

1. *Lodo sólido o rígido (Stiff mud - wire cut):* Es un procedimiento utilizado principalmente en zonas áridas, y en el cual la masa de la arcilla (lodo) posee un contenido de agua de entre el 12% y 15%.



2. *Lodo blando (Soft mud):* Se utiliza entre el 20% y 30% de contenido de agua en la masa de arcilla (lodo). Se emplea exclusivamente en la producción de ladrillos, los cuales se forman en moldes. Generalmente en México la producción de estas piezas es artesanal, es decir, es fabricado de manera manual utilizando moldes de madera. La producción industrializada de estas piezas consiste en moldear a presión los ladrillos utilizando maquinaria especializada.

3. *Prensado en seco:* Es un procedimiento similar al lodo sólido, en el cual se utiliza entre el 7% y 12% de contenido de agua en el lodo. Los ladrillos se forman sujetos a presiones entre 500 y 1500 psi (35 -105 Kg/cm²).



Hay propiedades y características de los ladrillos que es importante tomar en cuenta ya que intervienen en el comportamiento de la pieza dentro de la mampostería. A continuación se mencionan algunas de ellas:

⇒ *Estados de fusión de un ladrillo:*

- *Incipiente.*- Las partículas suaves se agrupan.
- *Vitrificación.*- La masa de arcilla se solidifica y, dentro del horno, se encuentra en estado de absorción cero (punto óptimo).
- *Viscoso.*- La masa de la arcilla se desmorona o "derrite". Este estado debe evitarse.

Entre las propiedades significativas de las arcillas que constituyen los ladrillos podemos mencionar la plasticidad, fusibilidad, resistencia a la tensión y acortamiento elástico.

⇒ *Propiedades ingenieriles de los ladrillos:*

- *Absorción.*
- *Durabilidad.*
- *Conductividad térmica.*
- *Acústica.*
- *Resistencia al fuego.*
- *Resistencia a la compresión.*
- *Resistencia a la tensión (flexión).*
- *Resistencia al corte.*
- *Módulo de elasticidad.*
- *Acortamiento elástico.*- éste puede suceder de dos maneras:
 - a) *Aerobio:* sucede después de que la pieza se moldea, pero antes de que se introduzca al horno.
 - b) *Por cocción:* sucede cuando la pieza se encuentra en el horno.

Así mismo podemos identificar algunas características físicas de importancia en los ladrillos, como son:

- *Color.*- Depende de la materia prima, cantidad de óxidos e impurezas, aditivos colorantes, así como del grado de cocción. En este último rubro, un color claro (salmón) puede indicar un subcocimiento, mientras que un color oscuro un sobrecocimiento. Además, es importante aclarar que el color no nos indica nada acerca de la resistencia de la pieza.
- *Textura, forma y tamaño.*- Dependen del proceso de manufactura, del uso y del país donde se produce la pieza.

La norma NMX-C-404-ONNCCE, en su sección 6.3 determina las dimensiones nominales mínimas que deben cumplir los tabiques (ladrillos), que son las siguientes: 5 cm de alto, 10 cm de ancho y 19 cm de largo con una tolerancia de $\pm 4\%$, sin incluir la junta de albañilería. Esto se verificará de acuerdo a lo que marca la norma de método de prueba NMX-C-038 (Industria de la construcción, determinación de las dimensiones de bloque y ladrillos).

En lo que se refiere a las juntas de albañilería, tanto para tabiques, como para bloques y tabicones de uso estructural, deberá de ser de 1 cm de espesor como máximo con una tolerancia de ± 2 mm. Éstas deberán cumplir los valores mínimos que establecen en su caso los reglamentos de construcción locales (NMX-C-404-ONNCCE apéndice A.1).

1.2.5. Bloques de concreto.

Se puede definir como bloque de concreto a todo aquel componente para uso estructural de forma prismática, que se obtiene por el moldeo del concreto. Puede ser macizo o hueco.

La normatividad actual en lo que se refiere a los bloques de concreto se resume en el siguiente cuadro:

Tabla 1.2.2. Normatividad para los bloques de concreto.

NORMA	DESCRIPCIÓN
NMX-C-10-1986	Industria de la construcción. Bloques, tabiques y tabicones de concreto.
NMX-C-404-ONNCCE	Industria de la construcción. Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural. Especificaciones y métodos de prueba.
ASTM C90-90	Standard specification for Load-Bearing concrete masonry units.
ASTM C140-91	Standard methods of sampling and testing concrete masonry units.

Las materias primas que se utilizan en la fabricación de los bloques de concretos son:

- **Cemento Pórtland** (NMX-C-414-ONNCCE y ASTM C595 para cemento hidráulico, ASTM C150 ó C175 para cemento Pórtland con inclusores de aire).
- **Cal hidratada** (NMX-C-003-ONNCCE, ASTM C207 tipo S).
- **Puzolanas** (ASTM C618). Reducen las características de expansión en los agregados de naturaleza alcalina, incrementan la resistencia al ataque de los sulfatos y las propiedades cementantes.
- **Aditivos**: inclusores de aire (mejoran la trabajabilidad), colorantes, repelentes de agua, etc.
- **Agregados** (NMX-C-111, ASTM C33 para peso normal, ó ASTM C311 para peso ligero).

⇒ **Designaciones ASTM:**

La ASTM da a los bloques de concreto las siguientes denominaciones:

1. **Bloque hueco estructural** (ASTM C90): se clasifican de la siguiente forma:

Tabla 1.2.3. Clasificaciones para bloques huecos estructurales.

CLASIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN
Grado N	Para cualquier uso, por encima o debajo del nivel del terreno, expuesto o no a la humedad y a la intemperie.
Grado S	Limitado a usarse por encima del nivel del terreno y protegido del intemperismo por medio de recubrimientos o no exponiéndose al él.
Tipo I	Unidades con humedad controlada.
Tipo II	Unidades sin control de humedad.
U. de peso ligero	$\gamma \leq 1.68 \text{ ton/m}^3$.
U. de peso medio	$1.68 \text{ ton/m}^3 \leq \gamma \leq 2.0 \text{ ton/m}^3$.
U. de peso normal	$\gamma \geq 2.0 \text{ ton/m}^3$.

2. **Bloque sólido estructural** (ASTM C145): al menos el 75% del área de la sección transversal debe ser sólida. Tiene las mismas clasificaciones que los bloques huecos estructurales (Tabla 1.2.3).

3. *Tabique de concreto (ASTM C55)*: es una pieza completamente sólida, similar en sus dimensiones a los ladrillos de arcilla. En México, sus requerimientos de resistencia son, en general, considerablemente más altos que los de los tabiques rojos recocidos. También tiene dos clasificaciones:

- a) *Grado N.*- utilizado como fachada arquitectónica en muros exteriores y en muros donde se requiere una alta resistencia estructural, a la penetración del agua o heladas fuertes.
- b) *Grado S.*- para uso general, donde se requiera una moderada resistencia estructural, al agua y a las heladas.

4. *Bloques no estructurales huecos o sólidos (ASTM C129)*: se usan generalmente como muros de relleno.

5. *Unidades pre-acabadas de concreto y arena sílica (silicato de calcio), (ASTM C744)*.

6. *Ladrillos pre-acabados de arena sílica (ASTM C73)*.

⇒ *Método de manufactura.*

El procedimiento es altamente industrializado y se realiza en el siguiente orden:

- a) *Separación y peso de los agregados.*- Los agregados son almacenados separadamente de acuerdo a su densidad y tamaño, después de lo cual son pesados y transportados por medio de bandas o de pequeños vagones a la mezcladora.
- b) *Mezclado.*- El cemento, los agregados, el agua, los colorantes y otros aditivos se combinan para formar una mezcla húmeda.
- c) *Moldendo.*- La mezcla se vacía en moldes y se consolida por medio de vibración (etapa de alimentación), poco después, una plancha baja para compactar la mezcla dentro del molde. Se realiza una segunda vibración para consolidar la mezcla (etapa final).
- d) *Desmoldeado.*- Las unidades son lanzadas fuera de los moldes de tres en tres.
- e) *Curado.*- Las unidades se colocan en un horno de seis a ocho horas. El curado se realiza bajo condiciones de saturación. La temperatura se puede incrementar para acelerar la hidratación del cemento. Las unidades se almacenan a la intemperie para continuar su curado.

⇒ *Propiedades ingenieriles de los bloques.*

- *Absorción.*
- *Acortamiento lineal.*
- *Contenido de humedad.*
- *Resistencia a la compresión.*
- *Resistencia a la tensión (módulo de ruptura).*

Entre las propiedades físicas podemos mencionar el color, la textura, la forma y la dimensión. Las dimensiones se especifican en el siguiente orden: *ancho × alto × largo*. En la sección 6.2 de la norma NMX-C-404-ONNCCE se especifica que las dimensiones mínimas de un bloque deben ser 10 × 10 × 30 cm, con un espesor mínimo de pared de 2.5 cm. Las tolerancias en las dimensiones de las piezas no deberán ser mayores a ± 3 mm en la altura y ± 2 mm en el largo y en el ancho. Esto se verificará de acuerdo con el método de prueba especificado en la norma NMX-C-038.

1.2.6. Tabicones.

Se puede definir como un componente para uso estructural, de forma prismática, fabricado de concreto u otros materiales

La normatividad en lo referente a tabicones se muestra en el siguiente cuadro:

Tabla I.2.4. Normatividad para los Tabicones.

NORMA	DESCRIPCIÓN
NMX-C-10-1986	Industria de la construcción. Bloques, tabiques y tabicones de concreto.
NMX-C-404-ONNCCE	Industria de la construcción. Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural. Especificaciones y métodos de prueba.

En el mercado mexicano se producen tabicones con diversos materiales, los más comerciales son:

- Grava - cemento.
- Arena - cemento.
- Tepojal - cemento.

El método de manufactura de los tabicones es muy similar al de los bloques de concreto.

⇒ *Propiedades ingenieriles de los tabicones.*

- *Absorción.*
- *Resistencia a la compresión.*
- *Resistencia a la tensión (módulo de ruptura).*

En cuanto a sus dimensiones, la norma NMX-C-404-ONNCCE, en la sección 6.4, especifica que las dimensiones mínimas de un tabicón deben ser 10 × 6 × 24 cm. Las tolerancias en las dimensiones de las piezas no deberán ser mayores a ± 3 mm en la altura y ± 2 mm en el largo y en el ancho.

1.2.7. Morteros.

Se llama mortero al producto resultante de la combinación y mezcla de materiales cementantes con arena y agua. Sus ingredientes básicos son los siguientes:

1. *Cementantes:* cemento Pórtland (NMX-C-414-ONNCCE, ASTM C150), ó cemento de albañilería (NMX-C-021-ONNCCE, ASTM C91).

2. *Cales:* (NMX-C-033-ONNCCE).

⇒ Hidróxido de calcio: $Ca(OH)_2$

⇒ Óxido de calcio (cal rápida): CaO_2

3. *Arenas:* se pueden utilizar arenas de río, de playa o manufacturadas, siempre y cuando cumplan con los límites granulométricos prescritos por las normas (ASTM C144, NMX-C-111):

Malla	% que pasa la malla
4	100
8	95 - 100
100	25 máx.
200	10 máx.

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deben cumplir, entre otros, con los siguientes requisitos (propuesta de NTCM - 2001):

- La resistencia a la compresión de mortero será por lo menos de 40 kg/cm².
- El volumen de arena utilizado debe ser de 2.25 a 3 veces en volumen de los cementantes ($V_a/V_c \equiv 2.25 \rightarrow 3$). El volumen de arena se medirá en estado suelto. La razón de esta recomendación es que la arena tiene aproximadamente 1/3 de volumen de vacíos, por lo tanto, para hacer una mezcla densa, se rellena ese tercio de volumen de vacíos con los cementantes. Esta práctica reduce el acortamiento elástico y la porosidad del mortero.
- La cantidad de agua adicionada al mortero debe ser la mínima necesaria para fines de trabajabilidad. El exceso de agua puede tener como consecuencia un mortero demasiado fluido para soportar el peso de varias hiladas, además de la reducción de la resistencia e incremento de acortamiento elástico del mortero.

La siguiente tabla presenta las características de algunos proporcionamientos recomendados por la propuesta de NTCM - 2001:

Tabla I.2.5 *Proporcionamientos, en volumen, recomendados para mortero en elementos estructurales.*

Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal	Partes de arena*	Valor típico de la resistencia nominal en compresión, f_c^* , (kg/cm ²)
I	1 1	- 0 a 1/2	0 a 1/4 -	De 2.25 a 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
II	1 1	- 1/2 a 1	1/4 a 1/2 -		75
III	1	-	1/2 a 1 1/4		40

* El volumen de arena se medirá en estado suelto.

Así mismo, existen otras recomendaciones, como la siguiente:

Tabla I.2.6. *Proporcionamientos, en volumen, recomendados para mortero en elementos estructurales (clasificación estadounidense).*

Tipo de mortero	Partes de cemento Pórtland	Partes de limo o cal	Partes de arena
M	1	1/4	3 1/2
S	1	1/2	4 1/2
N	1	1	6
O	1	2	9

Una combinación *unidades-mortero* deseable en la mampostería son unidades con bajo índice de absorción inicial con morteros de alta retentividad de agua, lo que redundará en una buena adherencia y una buena resistencia. Esto se debe a que si el agua del mortero es absorbida rápidamente por la

unidad, el cemento del mortero puede no hidratarse completamente, lo que provocará una reducción de la adherencia.

La importancia de la cal en el mortero radica en que aumenta la retentividad de agua del mismo, lo que lleva a una mejor adherencia y resistencia de la mampostería en conjunto. Por otra parte, la cal disminuye la resistencia a la compresión del mortero. Podemos afirmar entonces que el incrementar la cantidad de cal en un mortero, dentro de ciertos límites, implica:

- ✓ Menor capacidad a la compresión del mortero en sí.
- ✓ Mayor adherencia en la mampostería.
- ✓ Mayor capacidad a la compresión de la mampostería en conjunto.

⇒ *Mezclado y remezclado del mortero.*

El mezclado del mortero puede ser hecho a mano con palas o con mezcladoras. Se recomienda que para uso en elementos estructurales el mezclado sea hecho en mezcladora.

Si se hace con mezcladora, se debe colocar el agua y la arena primero, mezclarlas, después agregar el cemento y por último la cal. El tiempo de mezclado, una vez que se agrega el agua, no debe ser menor a 4 minutos, ni del necesario para alcanzar 120 revoluciones (propuesta de NTCM - 2001, sección 9.2.1.2).

El mortero debe colocarse antes de que se solidifique (lo que puede presentarse en un tiempo tan corto como 20 minutos). El remezclado del mortero consiste en agregar el agua perdida por evaporación. Para el mortero ubicado en la paleta de colocación se permite hasta dos horas y media después de que se preparó la mezcla. En la propuesta de NTCM - 2001 solo se acepta un remezclado.

1.2.8. Morteros y concretos de relleno.

Los morteros y concretos de relleno son aquellos que se utilizan para rellenar las celdas de las piezas huecas donde se aloja el acero de refuerzo en la mampostería reforzada interiormente. La propuesta de NTCM - 2001 define esencialmente un mortero de relleno como un mortero tipo I según las mismas normas. Sus componentes principales son:

- *Cemento Pórtland.*
- *Agregado fino (arena).*
- *Agregado grueso: TMA = 3/8" (10 mm). Si la grava es ligera, debe de remojarse antes de mezclarse.*
- *Cal (en poca cantidad).*
- *Agua.*

Las relaciones volumétricas recomendadas de los distintos componentes se establecen en la siguiente tabla:

Tabla 1.2.7. Proporcionamientos, en volumen, recomendados para morteros y concretos de relleno en elementos estructurales.

Tipo	Partes de cemento hidráulico	Partes de cal hidratada	Partes de arena*	Partes de grava.
Mortero	1	0 a 0.25	2.25 a 3	-
Concreto	1	0 a 0.10	2.25 a 3	1 a 2

* El volumen de la arena se medirá en estado suelto.

El mortero de relleno debe ser lo suficientemente fluido para rellenar los huecos y recubrir completamente el acero de refuerzo. Sirve para:

1. Ensamblar o adosar muros dobles o triples.
2. Adherir a la mampostería con el refuerzo para que funcionen de alguna forma como una sección homogénea.
3. Incrementar el volumen de la mampostería para cargas permanentes y para su resistencia al fuego.

⇒ *Revenimiento.*

El revenimiento del mortero de relleno es aproximadamente de 10" (25 cm). Sin embargo, el tener un revenimiento tan grande trae consigo gran acortamiento elástico, lo que resulta indeseable porque no garantiza la adherencia con el refuerzo. Otros efectos indeseables son el sangrado y la reducción de la resistencia.

⇒ *Métodos de colado.*

- a) *Colado bajo:* Se coloca y consolida conforme se construyen las hiladas.
- b) *Colado alto:* Se coloca después de que se termina un piso, por lo cual se necesita un vibrador. Se necesita tener los huecos donde se dispone el refuerzo completamente limpios para garantizar que se rellenen completamente.

La propuesta de NTCM - 2001, en su sección 2.5.3, establece que los morteros y concretos de relleno que se emplean en elementos estructurales de mampostería para rellenar celdas de piezas huecas deberán cumplir con los siguientes requisitos:

1. Su resistencia en compresión será por lo menos de 125 kg/cm².
2. El tamaño máximo de agregado no excederá de 10 mm.
3. Se empleará la mínima cantidad de agua que permita que la mezcla sea lo suficientemente fluida para rellenar las celdas y cubrir completamente las barras de refuerzo vertical, en el caso de que se cuente con refuerzo interior. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad.
4. Los revenimientos máximos recomendados para morteros y concretos de relleno según la absorción de las piezas son los establecidos en la siguiente tabla, con un margen de tolerancia de 25 mm:

Absorción de la pieza (%)	Revenimiento máximo (mm)
8 a 10	150
10 a 15	175
15 a 20	200

En la sección 9.2.2.3 de la propuesta de NTCM - 2001 se establece criterios para la construcción de muros que contengan morteros o concretos de relleno, entre los que destacan los siguientes:

1. Los huecos deberán estar libres de materiales extraños y de mortero de la junta. En castillos y huecos interiores se colocará el concreto o mortero de manera que se obtenga un llenado completo de los huecos. Se admite la compactación del concreto y mortero, sin hacer vibrar excesivamente el refuerzo. El colado de elementos interiores verticales se efectuará en tramos no mayores de:

- a) 500 mm, si el área de la celda es de hasta 2500 mm² (5 x 5 cm –para un bloque–).
 - b) 1.5 m, si el área de la celda es mayor de 2500 mm².
2. Si por razones constructivas se interrumpiera la construcción del muro en ese día, el concreto o mortero de relleno deberá alcanzar hasta la mitad de la altura de la pieza.
 3. No es necesario llenar totalmente las perforaciones de las piezas multiperforadas.
 4. No se permite doblar el refuerzo una vez iniciada la colocación del mortero o concreto.
 5. En muros con piezas huecas y multiperforadas, solo se rellenarán las celdas de las piezas huecas.

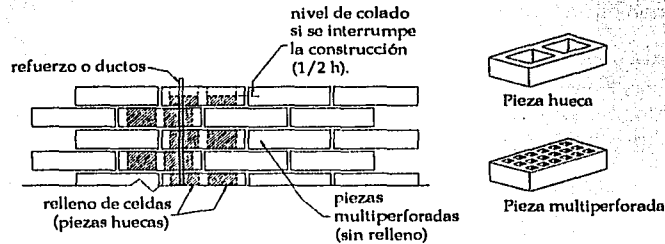


Figura I.2.1. Relleno de piezas en muros con piezas huecas y multiperforadas.

I.2.9. Acero de refuerzo.

Se utiliza en muros, columnas y vigas de mampostería. Los diámetros más comunes son del #3 (3/8") al #10 (1 1/4"). Los aceros que se utilizan son de Grado 40 (40 ksi = 2800 kg/cm²) y Grado 60 (60 ksi = 4200 kg/cm²). No se recomienda utilizar aceros de muy alta resistencia porque el acero no fluiría a niveles de deformación en que la mampostería se agrieta.

⇒ Refuerzo de la hilada o juntas.

Son refuerzos horizontales colocados sobre la hilada. Se les denomina *escalerillas* o *armaduras*, según se muestra en la siguiente figura:

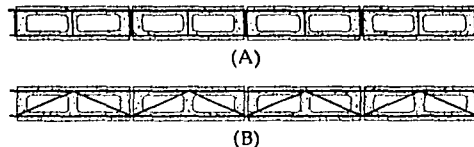


Figura I.2.2. Refuerzo horizontal de la hilada o juntas (vista en planta)
(A) Escalerilla, (B) Armadura.

Este tipo de refuerzo es de uso común en México. Tiene la ventaja de proporcionar una mayor adherencia con la mampostería que si se utilizarán barras de acero de refuerzo convencionales en las juntas, ya que tanto la armadura como la escalerilla, al ser de menor calibre, tienen un área de contacto más apropiada con la junta de mortero. Por otra parte, es muy importante que su anclaje con el acero de refuerzo vertical sea óptimo, ya que la resistencia al corte de un muro se incrementa cuando este

tipo de refuerzo se ancla de manera adecuada en los castillos con detalles de anclaje similares a los que se utilizan en estructuras de concreto reforzado. Si se garantiza tanto un buen anclaje como una buena adherencia, entonces el refuerzo deberá trabajar eficiente y rápidamente en el proceso de carga, con lo cual se logrará reducir el agrietamiento de la mampostería y mejorar las características de ductilidad del sistema.

El comportamiento de las armaduras es más confiable que el de las escalerillas, donde se han detectado fallas frágiles en pruebas experimentales, razón por la cual las escalerillas están excluidas como refuerzo horizontal para resistir fuerzas cortantes por sismo en la propuesta de NTCM - 2001 (secciones 5.4.3.1 y 6.4.3.1).

La propuesta de NTCM - 2001 estipula en su sección 2.6 el tipo y características del acero de refuerzo que se permite usar en estructuras de mampostería, que son las siguientes:

- ✓ El refuerzo que se emplee en castillos, dalas, elementos colocados en el interior del muro y/o en el exterior del muro, estará constituido por barras corrugadas, por malla de acero, por alambres corrugados laminados en frío, o por armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero para castillos y dalas, que cumplan con las normas mexicanas correspondientes.
- ✓ Se admitirá el uso de barras lisas, como el alambón, únicamente en estribos, en mallas de alambre soldado y conectores. El diámetro mínimo del alambón para ser usado en estribos es de 5.5 mm.
- ✓ Se podrán utilizar otros tipos de acero siempre y cuando se demuestre a satisfacción del Gobierno del Distrito Federal su eficiencia como refuerzo estructural.
- ✓ El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a 2×10^6 kg/cm² (2×10^5 MPa). Para el diseño se considerará el esfuerzo de fluencia mínimo, f_y , establecidos por las normas ($f_y = 4200$ kg/cm²).

Además, la propuesta de NTCM - 2001 presenta algunas mejoras respecto a versiones anteriores: incluyen en su sección 3.3 los requisitos de detallado del refuerzo para las distintas modalidades de mampostería incluidas en las normas, tales como el tamaño del refuerzo, la colocación y separación del refuerzo longitudinal, protección del refuerzo, dobleces y anclaje del refuerzo. En las secciones 9.2.2.4 y 10.1.2 se establecen lineamientos para el acero de refuerzo que deben supervisarse durante la construcción y control de obra.

1.2.10. Castillos y Dalas.

Se define como castillo a aquel elemento confinante vertical de la mampostería fabricado con concreto reforzado, y como dala al elemento confinante horizontal de la mampostería hecho con concreto reforzado.

La propuesta de NTCM - 2001, en su sección 5.1.1, señala las siguientes especificaciones para castillos y dalas a emplearse en mampostería confinada (castillos y dalas exteriores):

- ✓ Dimensión mínima igual al espesor del muro (t).
- ✓ Resistencia nominal mínima a la compresión del concreto $f'_c = 150$ kg/cm².
- ✓ El refuerzo longitudinal deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondiente del puntal de compresión que se desarrolle en la mampostería para resistir las

cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos tres barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la siguiente expresión:

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} l^2$$

donde A_s es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala.

Dicho acero estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.

Además, al dimensionar el refuerzo longitudinal se deben tener en cuenta lo siguiente (sección 3.3 propuesta de NTCM - 2001):

- a) El diámetro de la barra (d_b) más gruesa no deberá exceder un sexto de la menor dimensión del castillo o dala.
 - b) La distancia libre entre barras paralelas, empalmes de barras, o entre barras y empalmes, no será menor que el diámetro de la barra más gruesa, ni que 25 mm.
 - c) El recubrimiento mínimo de concreto es de 20 mm en castillos y dalas.
- ✓ Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área (A_{sc}) al menos igual a la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c}$$

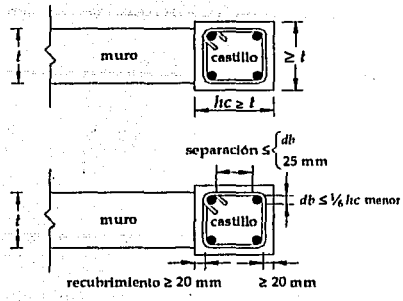
donde h_c es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro y s la separación de los estribos. Dicha separación no excederá de $1.5t$ ni de 200 mm, es decir:

$$s_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 1.5 t \\ 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

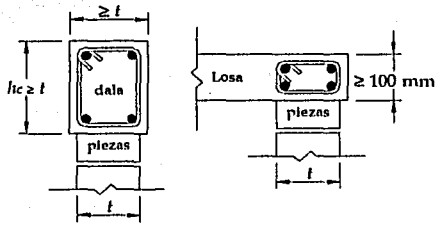
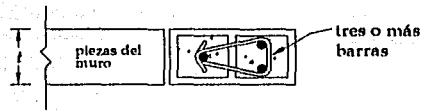
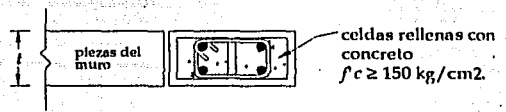
- ✓ Cuando el extremo del muro está ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte no menor de 10 cm (como una losa) no es necesaria la dala. Sin embargo, se debe colocar acero longitudinal y transversal como se establece en los puntos anteriores.
- ✓ Cuando la resistencia de diseño en compresión diagonal de la mampostería (v_m^*) sea superior a 6 kg/cm², se suministrará refuerzo transversal, con área igual a la calculada con la ecuación anterior y con una separación no mayor que una hilada dentro de una longitud H_0 en cada extremo de los castillos. H_0 se tomará como el mayor de $1/6 H$, $2h_c$ y 400 mm, es decir:

$$H_{0 \text{ min}} = \begin{cases} 1/6 H \\ 2h_c \\ 40 \text{ cm.} \end{cases}$$

Algunas de las especificaciones anteriores se pueden resumir como se muestra en la figura 1.2.3.



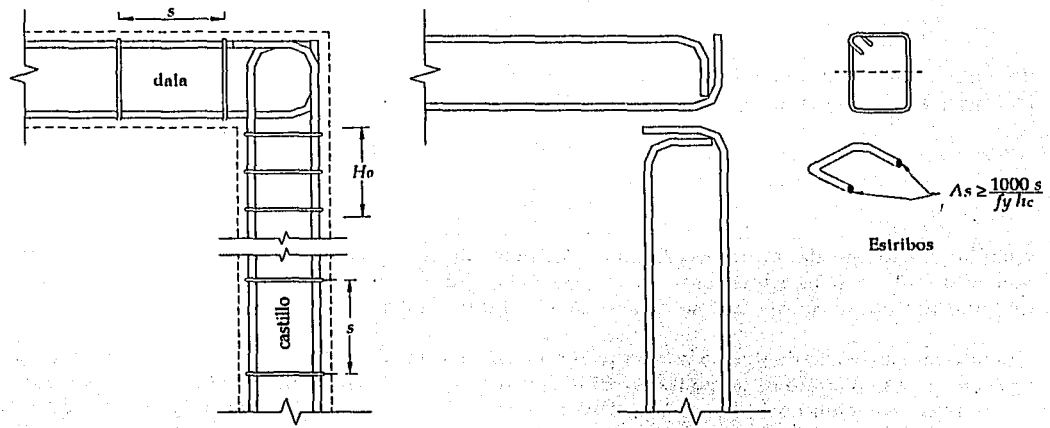
Castillo exterior (planta)



Dala (elevación)



Castillo interior (planta)



Armado y anclaje de castillos y dalas (elevación)

Figura I.2.3. Castillos y dalas



I.3.1. Absorción.

La absorción de una pieza componente de la mampostería, se refiere a la cantidad de agua que puede absorber en un periodo de tiempo determinado. Se define como la relación entre el peso de agua absorbida después de 24 horas de inmersión en agua fría y el peso seco de la pieza, expresada en porcentaje, según lo indica la siguiente expresión:

$$\text{absorción} = \frac{W_{24h} - W_s}{W_s} \times 100$$

donde:

W_{24h} = peso de la pieza sumergida 24 horas en agua fría.
 W_s = peso seco de la pieza.

En la tabla I.3.1 podemos observar los valores de absorción para distintos tipos de piezas indicados por las normas NMX-C-404-ONNCCE y ASTM C140. La determinación de la absorción del agua se indica en la norma NMX-C-037.

Tabla I.3.1. Absorción máxima de agua, en %, durante 24 horas para distintos tipos de piezas.

TIPO DE PIEZA		NMX-C-404-ONNCCE	ASTM C140
Piedra natural		4%	—
Tabique	Recocido	13 - 21%	—
	Extruido	12 - 19%	—
Bloques	Peso ligero	9 - 20%	14 - 19%
	Peso medio		10 - 14%
	Peso normal		8 - 10%
Tabicones		9 - 20%	—

I.3.2. Absorción inicial.

Es una prueba que mide las características de succión y capilaridad de la pieza. Consiste en sumergir entre 3 y 3.5 mm ($\pm 1/8''$) de profundidad a un ladrillo completamente seco por espacio de un minuto. Después del minuto se retira la pieza, se limpia con un trapo húmedo el exceso de agua y se pesa en una balanza con una precisión mínima de 0.1 g. La absorción máxima inicial se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{m1} = 193.55 \frac{W_h - W_s}{LB}$$

donde:

A_{m1} = absorción inicial ya corregida con respecto a un espécimen de 193.55 cm² de área neta.
 W_h = peso del espécimen después del periodo de contacto con el agua (en gramos).
 W_s = peso seco del espécimen (en gramos).
 LB = longitud y ancho de la pieza en cm. Si el espécimen es una pieza hueca o multiperforada, se sustituye el producto LB por el área neta de la pieza (A_n).

La norma NMX-C-404-ONNCCE ha adoptado un límite de $A_{mi} \leq 30$ gramos / minuto. Una absorción inicial grande indica que las piezas absorben a un ritmo muy rápido el agua del mortero, lo que tiene las siguientes implicaciones:

- El mortero se seque y se agriete.
- La trabajabilidad del mortero se reduzca.
- Disminuya la resistencia y adherencia de la unidad.
- La penetración de agua en la mampostería se empobrezca.

I.3.3. Resistencia al intemperismo.

Esta prueba determina la pérdida de peso de las piezas después de cinco ciclos en solución saturada de sulfato de sodio (prueba de intemperismo acelerado, ASTM C88-83). Un ciclo se define como la inmersión en sulfato de sodio de la muestra por 12 horas, paso seguido, secado en horno a una temperatura de 100°C por 12 horas. La resistencia al intemperismo, expresada en porcentaje, se determina con la siguiente expresión:

$$RI = \frac{W_s - W_{scss}}{W_s} \times 100$$

donde:

W_{scss} = peso de la muestra después de 5 ciclos en solución saturada de sulfato de sodio.
 W_s = peso seco de la muestra.

Su resistencia al intemperismo, medida como la máxima pérdida de peso después de cinco ciclos en solución saturada de sulfato de sodio está limitada a un 10% (propuesta de NTCM - 2001).

En los Estados Unidos se ha elaborado una escala de durabilidad para los ladrillos de acuerdo con su capacidad para funcionar en diferentes tipos de clima. La escala utilizada es la siguiente:

- **SW (Severe Weathering).**- Ladrillos para climas severos, capaces de resistir congelamientos y deshielos.
- **MW (Moderate Weathering).**- Ladrillos para climas moderados, capaces de resistir temperaturas bajas, pero sin que el agua tome parte cuando esas bajas temperaturas se presenten.
- **NW (No Weathering).**- Ladrillos para climas templados o climas donde no se presentan temperaturas bajas.

El tipo de ladrillos a utilizar se determina según el *Índice de Intemperismo (II)*, el cual se define como el producto entre el número de días de congelamiento-deshielo y la lluvia acumulada en el invierno (medida en pulgadas). En la siguiente tabla se resume el tipo de ladrillo a usar en función del índice de intemperismo:

Tipo de superficie	II < 500	II > 500
Vertical, en contacto con la tierra	MW	SW
Vertical, sin contacto con la tierra	MW	SW
Horizontal, en contacto con la tierra	SW	SW
Horizontal, sin contacto con la tierra	MW	SW

1.3.4 Coeficiente de saturación.

Esta prueba determina la porosidad (o cantidad de cavidades) de una pieza. El coeficiente de saturación se define como la relación entre el peso del agua absorbida después de 24 horas de inmersión en agua fría entre el peso de agua absorbida después de 5 horas de inmersión en agua hirviendo. De acuerdo con la norma ASTM C67-91 el coeficiente de saturación se determina con la siguiente expresión:

$$CS = \frac{W_{24h} - W_s}{W_{5h} - W_s} \leq 1.0$$

donde:

W_{24h} = peso de la pieza después de 24 horas de inmersión en agua fría.

W_{5h} = peso de la pieza después de 5 horas de inmersión en agua caliente.

W_s = peso seco de la pieza.

El agua fría es la que llega a las cavidades más grandes, llamadas cavidades primarias. Posteriormente se sumerge la pieza en agua caliente, que dilata al ladrillo; esto, junto con la baja densidad del agua, permite que las cavidades pequeñas (llamadas secundarias) puedan ser alcanzadas y llenadas por el agua caliente.

Un coeficiente de saturación bajo ($CS < 0.8$) indica que la pieza contiene muchas cavidades, lo que es bueno en climas extremos, porque permite acomodar deformaciones internas.

1.3.5. Módulo de elasticidad.

En general, el módulo de elasticidad (E) es el máximo esfuerzo que puede soportar un cuerpo sin deformarse permanentemente. Se define como la relación entre el esfuerzo resistente y la deformación unitaria de un material, es decir:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

El módulo de elasticidad se puede obtener a partir de las curvas esfuerzo-deformación del material en cuestión.

Para los tabiques de barro recocido, pruebas hechas en Estados Unidos calculan su módulo de elasticidad (E_p) entre 1400 y 5000 ksi (98 a 352 ton/cm²).

Para las mamposterías, la propuesta de NTCM - 2001 contiene disposiciones acerca de cómo se debe proceder para determinar experimentalmente su módulo de elasticidad (E_m) en su sección 2.7.5.1.

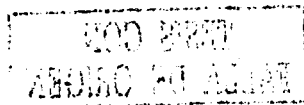
Los distintos reglamentos determinan los valores de E_m a partir de los valores de la resistencia de diseño en compresión de la mampostería. A continuación se presentan dichos valores:

⇒ *Propuesta de NTCM - 2001 (sección 2.7.5.2)*

Para mamposterías de bloques y tabiques de concreto:

$E_m = 800 f_m^*$ para cargas de corta duración (sismo, viento).

$E_m = 350 f_m^*$ para cargas sostenidas.



Para mamposterías de barro y otras piezas, excepto las de concreto:

$$E_m = 600 f_m^* \text{ para cargas de corta duración.}$$

$$E_m = 350 f_m^* \text{ para cargas sostenidas.}$$

⇒ Reglamento UBC⁴ - 97 (sección 2106.2.12.1)

Para bloques y tabiques de concreto, así como para mamposterías de barro:

$$E_m = 750 f_m' \leq 3000 \text{ ksi (210.93 ton/cm}^2\text{)}$$

La forma de calcular E_m es el mismo para los distintos tipos de mamposterías, tanto de barro como de concreto, porque las piezas de barro son más rígidas.

⇒ Reglamento ACI⁵ 530-95 (secciones 5.5.2.2 y 5.5.2.3)

Tabla I.3.2. Valores de E_m para unidades de arcilla o barro (ACI 530-95)

f'_p , psi (kg/cm ²)	E_m , ksi (ton/cm ²)		
	Mortero tipo N	Mortero tipo S	Mortero tipo M
≥ 12 000 (843.72)	2 800 (196.87)	3 000 (210.93)	3 000 (210.93)
10 000 (703.10)	2 400 (168.74)	2 900 (203.90)	3 000 (210.93)
8 000 (562.48)	2 000 (140.62)	2 400 (168.74)	2 800 (196.87)
6 000 (421.86)	1 600 (112.50)	1 900 (133.59)	2 200 (154.68)
4 000 (281.24)	1 200 (84.37)	1 400 (98.43)	1 600 (112.50)
2 000 (140.62)	800 (56.25)	900 (63.28)	1 000 (70.31)

Tabla I.3.3. Valores de E_m para unidades de concreto (ACI 530-95)

f'_p , psi (kg/cm ²)	E_m , ksi (ton/cm ²)	
	Mortero tipo N	Mortero tipo S
≥ 6 000 (421.86)	—	3 500 (246.09)
5 000 (351.55)	2 800 (196.87)	3 200 (224.99)
4 000 (281.24)	2 600 (182.81)	2 900 (203.90)
3 000 (210.93)	2 300 (161.71)	2 500 (175.78)
2 500 (175.78)	2 200 (154.68)	2 400 (168.74)
2 000 (140.62)	1 800 (126.56)	2 200 (154.68)
1 500 (105.47)	1 500 (105.47)	1 600 (112.50)

⁴ Uniform Building Code.

⁵ American Concrete Institute.

1.3.6. Peso Volumétrico.

El peso volumétrico es una propiedad de los materiales que representa el peso del material por unidad de volumen. Comúnmente se representa con la letra γ . Para las piezas componentes de la mampostería se determina de la siguiente manera:

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

Para los tabiques de barro recocido se estima que el valor de γ se encuentra en un intervalo entre 1.3 a 1.7 ton/m³. Para bloques huecos de concreto tenemos que $\gamma = 0.90$ kg/m³ (ligero), $\gamma = 1.30$ kg/m³ (intermedio) y $\gamma = 2.00$ kg/m³ (pesado).

1.3.7. Resistencia a la compresión.

Esta es una propiedad muy importante para el diseño de las estructuras de mampostería. Se determina tanto para las piezas como para la mampostería.

⇒ *Resistencia a la compresión en piezas.*

En lo que se refiere a las piezas, la propuesta de NTCM - 2001, en su sección 2.1.2, establece que su resistencia nominal a la compresión (f_p^*) para fines de diseño se determina en base a los resultados experimentales del ensaye de tres lotes de 10 piezas cada uno, realizados conforme al procedimiento de ensaye especificado en la norma NMX-C-036. La resistencia de diseño se calculará con la siguiente expresión:

$$f_p^* = \frac{\bar{f}_p}{1 + 2.5c_p}$$

donde:

\bar{f}_p = promedio de resistencias en compresión de las piezas ensayadas.

c_p = coeficiente de variación de la resistencia de las piezas ensayadas, cuyo valor será:

- ✓ $c_p \geq 0.20$ para piezas provenientes de planta mecanizadas con sistema de control de calidad de la resistencia.
- ✓ $c_p \geq 0.30$ para piezas de fabricación mecanizada, pero sin control de calidad de la resistencia.
- ✓ $c_p \geq 0.35$ para piezas de producción artesanal.

Los valores mínimos de f_p^* para distintas piezas se presenta en la siguiente tabla:

Tabla I.3.4. Valores mínimos de resistencia de diseño a la compresión para piezas componentes de mampostería.

PIEZA		NMX-C-404-ONNCCE	NTCM - 2001	ASTM ⁶
		f_p^* (kg/cm ²)		
Piedra Natural	En dirección normal a los planos de formación	—	150	—
	En dirección paralela a los planos de formación	—	100	—
Tabique	Recocido	60 (hueco horizontal)	60	60
	Extruido	100 (hueco vertical)	100	100
	Bloque	60	100	130 - 420
Tabicón		100	—	—

⇒ Resistencia a la compresión en mampostería.

La resistencia de diseño en compresión de la mampostería, en general, puede ser determinada a partir de tres métodos: 1) Pruebas experimentales, 2) A partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero. 3) Con valores indicativos.

La propuesta de NTCM - 2001, el Reglamento UBC-97 y el Reglamento ACI especifican la forma de determinar dicho valor utilizando cada uno de los métodos, los cuales se presentan a continuación:

1) Pruebas experimentales.

Propuesta de NTCM - 2001 (sección 2.7.1).

- Las pilas o prismas (figura I.3.1) que se ensayen deben estar construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra. Estas pilas estarán formadas por lo menos con tres piezas sobrepuestas, aunque lo recomendable es cinco (debido a que se tendrían más juntas y por lo tanto más mortero). Se requieren ensayar un mínimo de nueve pilas.

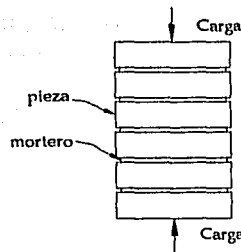


Figura I.3.1. Pila para prueba en compresión.

- La relación de esbeltez (altura-espesor) de la pila estará comprendida entre 2 y 5.
- Las pilas se ensayarán a los 28 días de edad.

⁶ La norma para los tabiques es la ASTM C67-91 y para los bloques la ASTM C140.

- La elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de prueba se harán conforme la norma mexicana correspondiente (NMX-C-83).
- La resistencia de la pila ensayada se calcula sobre el área neta, es decir:

$$f_m = \frac{P}{A_n}$$

donde:

P = carga.

A_n = área neta (o bruta).

El esfuerzo medio de las pilas ensayadas debe ser corregido multiplicándolo por un factor de corrección por esbeltez f_e , luego entonces:

$$\bar{f}_m = \left(\frac{1}{i} \sum \frac{P_i}{A_n} \right) f_e$$

f_e = factor de corrección por esbeltez:

Relación de esbeltez	2	3	4	5
f_e	0.75	0.90	1.00	1.05

**para esbeltez intermedia se interpolara linealmente*

- La resistencia de diseño se calculará como:

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

donde:

\bar{f}_m = promedio de la resistencia de pilas, corregida por su relación de esbeltez y referida al área neta.

c_m = coeficiente de variación de la resistencia de las pilas ensayadas, que en ningún caso se tomará menor a 0.15.

Reglamento UBC-97 (sección 2105.3.2)

- Los prismas deben ensayarse a los 28 días, de acuerdo con la especificación de prueba UBC-97 21-17.
- Los prismas pueden fabricarse con por lo menos dos piezas si la prueba es en campo o con tres si se hace en laboratorio (recomendable cinco).
- Se ensayaran por lo menos 5 prismas construidos con materiales especificados para el proyecto, antes de construir el elemento de mampostería.
- Si se realiza un diseño por esfuerzos permisibles en su totalidad, se deben ensayar por lo menos tres prismas por cada 465 m² de construcción (muro), o un mínimo de tres prismas si el área es menor de 465 m².
- Las resistencias a la compresión de los prismas deben exceder las resistencias de diseño. De lo contrario se tendría el riesgo de que la estructura, ante el efecto de una carga, fallara antes de lo previsto.
- La relación de esbeltez estará comprendida entre 1.5 y 5.
- La resistencia promedio se calcula como:

$$\bar{f}_m = \left(\frac{1}{i} \sum \frac{P_i}{A_n} \right) f_e$$

donde:

f_e = factor de corrección por esbeltez del prisma:

Relación de esbeltez	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
f_e	0.86	1.0	1.04	1.07	1.15	1.22

- La resistencia a compresión de la prueba tiene los siguientes valores:

$$f'_{m_{prueba}} = \text{el menor de } \begin{cases} \bar{f}_m \\ 1.25 f_{m_{menor}} \end{cases}$$

donde $f_{m_{menor}}$ es el menor de los valores de resistencia a la compresión obtenido en los ensayos de los prismas.

- La resistencia a la compresión de diseño se calcula como:

$$f'_m = 0.75 f'_{m_{prueba}}$$

Reglamento ACI 530.1-95 (sección 1.4.3)

- En esta prueba se ensayan tres prismas de acuerdo con la norma ASTM E - 447 método B. Se deben utilizar piezas completas.
- Los prismas se pueden construir con por lo menos dos piezas sobrepuestas (una sola junta) en pilas de piezas huecas.
- Se deben construir y ensayar por lo menos tres prismas.
- La resistencia a la compresión es el promedio de tres prismas, pero menor que la resistencia a compresión de las piezas, es decir, $f'_m < f'_p$ (de una sola pieza).
- Para unidades de arcilla (ladrillos), la relación de esbeltez deberá estar entre 2 y 5.
- Para unidades de concreto (bloques), la relación de esbeltez deberá estar entre 1.33 y 5.
- La resistencia a la compresión se calcula como:

$$f'_m = \left(\frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 \frac{P_i}{A_n} \right) f_e$$

Para unidades de arcilla:

Relación de esbeltez	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
f_e	0.82	0.85	0.88	0.91	0.94	0.97	1.0

Para unidades de concreto:

Relación de esbeltez	1.33	2.0	3.0	4.0	5.0
f_e	0.75	1.0	1.07	1.15	1.22

2) A partir de la resistencia de las piezas y el mortero.

Propuesta de NTCM - 2001 (secciones 2.7.1.2 y 2.7.1.3).

- La resistencia a la compresión para bloques y tabiques de concreto con relación de esbeltez ≥ 0.5 y $f_p^* \geq 100$ kg/cm² se podrán tomar de la siguiente tabla, si se comprueba que la piezas y el mortero cumplen con los requisitos de calidad especificados en las secciones 2.1 y 2.5 de la misma norma:

Tabla I.3.5. Resistencia de diseño a compresión de la mampostería de piezas de concreto (tabla 2.6, propuesta de NTCM - 2001)

f_p^* (kg/cm ²)	f_m^* , sobre área bruta (kg/cm ²)		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
100	50	45	40
150	75	60	60
200 o más	100	90	80

*Para valores intermedios se interpolará linealmente.

- La resistencia a la compresión para piezas de barro con relación de esbeltez ≥ 0.5 y $f_p^* \geq 60$ kg/cm², se podrá tomar de la siguiente tabla:

Tabla I.3.6. Resistencia de diseño a compresión de la mampostería de piezas de barro (tabla 2.7, propuesta de NTCM - 2001)

f_p^* (kg/cm ²)	f_m^* , sobre área bruta (kg/cm ²)		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
60	20	20	20
75	30	30	25
100	40	40	30
150	60	60	40
200	80	70	50
300	120	90	70
400	140	110	90
500 o más	160	130	110

*Para valores intermedios se interpolará linealmente.

Reglamento UBC-97 (sección 2105.3.4).

- La resistencia de las piezas, tanto de barro como de concreto, así como los morteros y morteros de relleno deberán cumplir con lo establecido en la tabla 21-D de dicho reglamento. Estas resistencias se verificarán con ensayos de las piezas antes y durante la construcción, realizados por cada 465 m² de área de construcción (muro), cuando se realice el diseño por esfuerzos permisibles en su totalidad.
- La f_p' para unidades sólidas de arcilla está referida a su área gruesa, mientras que para piezas huacas está referida a su área neta mínima. Así de manera análoga para la mampostería. Para valores intermedios se puede interpolar linealmente.

Tabla I.3.7. Esfuerzo nominal a la compresión de la mampostería (f'_m), basado en el esfuerzo a compresión especificado para la pieza (f'_p), (tabla 21-D, UBC-97).

f'_p , psi (kg/cm ²)	f'_m , psi (kg/cm ²)	
	Mortero tipo M 6 S	Mortero tipo N
Unidades de arcilla		
14 000 (984.34)	5 300 (372.64)	4 400 (309.36)
12 000 (843.72)	4 700 (330.46)	3 800 (267.18)
10 000 (703.10)	4 000 (281.24)	3 300 (232.02)
8 000 (562.48)	3 350 (235.54)	2 700 (189.84)
6 000 (421.86)	2 700 (189.84)	2 200 (154.68)
4 000 (281.24)	2 000 (140.62)	1 600 (112.50)
Unidades de concreto	Mortero tipo M 6 S	Mortero tipo N
4 800 (337.49)	3 000 (210.93)	2 800 (196.87)
3 750 (263.66)	2 500 (175.78)	2 350 (165.23)
2 800 (196.87)	2 000 (140.62)	1 850 (130.07)
1 900 (133.59)	1 500 (105.47)	1 350 (94.92)
1 250 (87.89)	1 000 (70.31)	950 (66.79)

Reglamento ACI 530.1-95 (sección 1.4.2)

- Las piezas de arcilla deben cumplir con las normas ASTM C-62, ASTM C-216 ó ASTM C-652 y ensayadas conforme a ASTM C-67. Las piezas de concreto deben cumplir con las normas ASTM C-55 ó ASTM C-90 y ensayadas conforme ASTM C-140.
- Las piezas rellenas con mortero deben cumplir con uno de los siguientes requisitos:
 - El mortero de relleno debe cumplir con la norma ASTM C416.
 - La resistencia a la compresión del mortero de relleno (f'_j) es igual o mayor a f'_m , pero en ningún caso $f'_j \geq 2000$ psi (140.62 kg/cm²). Dicha resistencia se determinará según ASTM C-1019.
- El espesor de las juntas horizontales de mortero no debe exceder de 5/8" (1.6 cm).

Tabla I.3.8. Resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m) basada en la resistencia a la compresión de piezas de arcilla (f'_p) y tipo de mortero utilizado (tabla 1, ACI 530.1-95), valores con base en el área neta.

f'_m , psi (kg/cm ²)	f'_p , psi (kg/cm ²)	
	Mortero tipo M 6 S	Mortero tipo N
1 000 (70.31)	2 400 (168.74)	3 000 (210.93)
1 500 (105.47)	4 400 (309.36)	5 500 (386.71)
2 000 (140.62)	6 400 (449.98)	8 000 (562.48)
2 500 (175.78)	8 400 (590.60)	10 500 (738.26)
3 000 (210.93)	10 400 (731.22)	13 000 (914.03)
3 500 (246.09)	12 400 (871.84)	—
4 000 (281.24)	14 000 (984.34)	—

Tabla I.3.9. Resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m) basada en la resistencia a la compresión de los bloques de concreto (f'_p) y tipo de mortero utilizado (tabla 2, ACI 530.1-95), valores con base en el área neta.

f'_m , psi (kg/cm ²)	f'_p , psi (kg/cm ²)	
	Mortero tipo M 6 S	Mortero tipo N
1 000 (70.31)	1 250 (87.89)	1 300 (91.40)
1 500 (105.47)	1 900 (133.59)	2 150 (151.17)
2 000 (140.62)	2 800 (196.87)	3 050 (214.45)
2 500 (175.78)	3 750 (263.66)	4 050 (284.76)
3 000 (210.93)	4 800 (337.49)	5 250 (369.13)

Nota: para piezas con altura menor a 4" (10.14 cm), se tomará el 85% del valor especificado para f'_m .

Las figuras I.3.2 y I.3.3, resumen y hacen una comparación de la resistencia a la compresión de la mampostería que indican los tres reglamentos ya citados, en función de la resistencia a la compresión de las piezas que la componen:

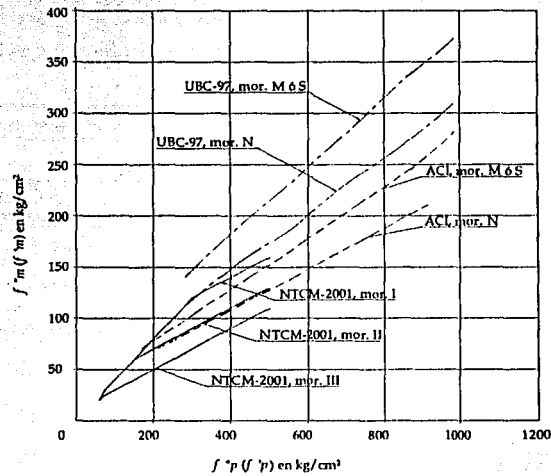


Figura I.3.2. Comparación de los valores de resistencia en compresión de la mampostería, f_m^* (f'_m), a partir de la resistencia de las piezas, f_p^* (f'_p), y de los morteros según la propuesta de NTCM - 2001, reglamentos UBC - 97 y ACI 530.1 - 95, para piezas de barro.

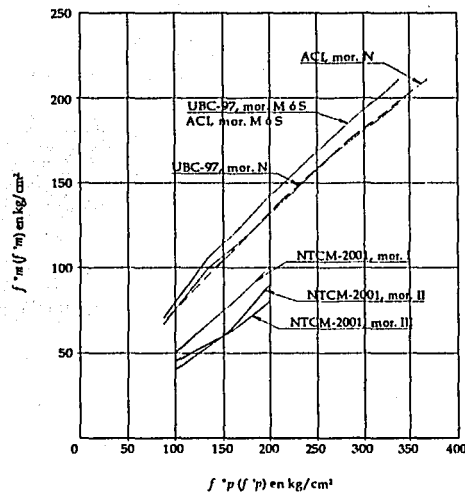


Figura I.3.3. Comparación de los valores de resistencia en compresión de la mampostería, f_m^* (f'_m), a partir de la resistencia de las piezas, f_p^* (f'_p), y de los morteros según la propuesta de NTCM - 2001, reglamentos UBC - 97 y ACI 530.1 - 95, para piezas de concreto.

3) Con valores indicativos.

Propuesta de NTCM - 2001 (sección 2.7.1.3)

Si no se realizan pruebas experimentales de las piezas, se podrán utilizar los valores indicativos de la siguiente tabla:

Tabla I.3.10. Resistencia a la compresión de la mampostería para algunos tipos de pieza, sobre área bruta (tabla 2.8, propuesta de NTCM - 2001).

Tipo de pieza	f_m^* (kg/cm ²)		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
Tabique de barro recocido ($f_p^* \geq 60$ kg/cm ²)	15	15	15
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* \geq 120$ kg/cm ²)	40	40	30
Bloque de concreto (pesado ¹) ($f_p^* \geq 100$ kg/cm ²)	20	15	15
Tabique de concreto (tabicón) ($f_p^* \geq 100$ kg/cm ²)	20	15	15

¹ con peso volumétrico neto, en estado seco, no menor de 2000 kg/m³ ($\gamma \geq 2$ ton/m³)

1.3.8. Resistencia al corte.

El valor de la resistencia al corte en mampostería se obtiene típicamente con una prueba experimental, la cual consiste en ensayar muretes cuadrados en diagonal ante una carga axial de compresión, por lo que también se conoce como *resistencia en compresión diagonal* (figura I.3.4).

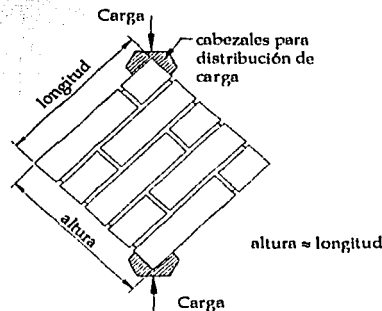


Figura I.3.4. Murete para prueba en compresión diagonal.

Las disposiciones de la propuesta de NTCM - 2001 sobre la resistencia en compresión diagonal de la mampostería (v_m^*) se contienen en la sección 2.7.2. El valor de v_m^* , sobre área bruta de la diagonal, se puede determinar según el procedimiento descrito en la sección 2.7.2.1 (ensaye experimental) o con los valores indicativos de la sección 2.7.2.2 de la propuesta de NTCM - 2001:

a) *Ensaye de muretes* (sección 2.7.2.1).

Los muretes deben tener una longitud de al menos 1.5 veces la longitud de la pieza y el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud.

Los muretes se ensayarán sometidos a una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal. Se ensayarán a los 28 días de edad. En su elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensayo de los especímenes se seguirá la norma mexicana correspondiente.

La determinación se hará sobre un mínimo de nueve muretes construidos con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes de la obra.

Para muros que dispongan de algún sistema de refuerzo cuya contribución a la resistencia se quiera evaluar o que tengan características que no se puedan representar en el tamaño del murete, las pruebas de compresión diagonal deberán realizarse en muros de al menos 2 m de lado.

La expresión para calcular el valor de la resistencia de diseño en compresión diagonal, v_m^* , es la siguiente:

$$v_m^* = \frac{\bar{v}_m}{1 + 2.5 c_v}$$

donde:

\bar{v}_m = media de la resistencia en compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga.

c_v = coeficiente de variación de la resistencia en compresión diagonal de muretes, que en ningún caso se tomará menor a 0.20.

b) Valores indicativos (sección 2.7.2.2).

Si no se realizan ensayos de muretes, v_m^* será la que indica la siguiente tabla:

Tabla I.3.11. Resistencia de diseño en compresión diagonal para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta (tabla 2.9, propuesta de NTCM - 2001).

PIEZA	Tipo de Mortero	v_m^* kg/cm ²
Tabique de barro recocido ($f_p^* \geq 60$ kg/cm ²)	I, II y III	3.5 3.0
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* \geq 120$ kg/cm ²)	I, II y III	3.0 2.0
Bloque de concreto (pesado) ¹ ($f_p^* \geq 100$ kg/cm ²)	I, II y III	3.5 2.5
Tabique de concreto (tabicón) ($f_p^* \geq 100$ kg/cm ²)	I, II y III	3.0 2.0

¹ cuando el valor de la tabla sea mayor que $0.8\sqrt{f_m^*}$, en kg/cm², se tomará este último valor como v_m^* .

² con peso volumétrico neto, en estado seco, no menor que 2000 kg/m³.

Los valores de v_m^* de esta tabla son válidos para piezas que cumplen con las resistencias f_p^* señaladas en ella y con la sección 2.1, y para mamposterías con espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm.

I.3.9. Resistencia a la tensión.

La propuesta de NTCM - 2001, en su sección 2.7.4, establece que la resistencia a tensión de la mampostería es nula en esfuerzos perpendiculares a las juntas. Si se requiere tener resistencia a tensión, se debe de proporcionar el acero de refuerzo que sea necesario.

El reglamento UBC-97, en su sección 2107.3.5, indica que la mampostería, con o sin refuerzo, puede tomar esfuerzos de tensión bajo combinaciones de esfuerzos de flexión y carga axial. Los esfuerzos admisibles de tensión de mampostería que no cuente con refuerzo no deben exceder los valores prescritos en la tabla 21-I del mismo reglamento. Dichos valores están sujetos a las siguientes consideraciones:

- ✓ Las juntas de mampostería deben estar en hiladas en cuatrapeado para esfuerzos normales a las juntas verticales. No se permiten esfuerzos de tensión normales en juntas verticales cuando el aparejo es en apilamiento.
- ✓ Los valores prescritos son para muros en flexión o elementos sin refuerzo a flexión con morteros tipo M ó S hechos con cemento Pórtland y cal hidratada. Estos valores no deberán utilizarse para miembros horizontales a flexión tales como vigas o apoyos de sistemas de piso (linteles).
- ✓ Para morteros tipo M ó S, hechos con cemento de albañilería, los valores prescritos deberán reducirse en un 40%.
- ✓ Para mortero tipo N, hecho con cemento Pórtland o cal hidratadas, los valores especificados deberán reducirse en un 25%.
- ✓ Para mortero tipo N, hecho con cemento de albañilería, los valores especificados deberán reducirse en un 63%.

Tabla I.3.12. Esfuerzos admisibles de tensión (F_t) para piezas de arcilla y de concreto (tabla 21-I, UBC-97).

Dirección del esfuerzo a tensión	F_t psi (kg/cm ²)			
	Cemento Pórtland		Cemento de albañilería	
	Mortero M ó S	Mortero N	Mortero M ó S	Mortero N
<i>Normal a las juntas horizontales:</i>				
Piezas sólidas	40 (2.81)	30 (2.11)	24 (1.69)	15 (1.05)
Piezas huecas	25 (1.76)	19 (1.34)	15 (1.05)	9 (0.63)
<i>Normal a las juntas verticales:</i>				
Piezas sólidas	80 (5.62)	60 (4.22)	48 (3.37)	30 (2.11)
Piezas huecas	50 (3.52)	38 (2.67)	30 (2.11)	18 (1.27)

Por su parte, el reglamento ACI 530-95, en su tabla 6.3.1.1, especifica los esfuerzos admisibles a tensión debida a flexión fuera del plano principal del elemento de mampostería. Si la mampostería está sujeta a tensión axial, no existirán esfuerzos permisibles de tensión.

Tabla I.3.13. Esfuerzos admisibles de tensión (F_t) para piezas de arcilla y de concreto (tabla 6.3.1.1, ACI 530-95).

Dirección del esfuerzo a tensión	F_t , psi (kg/cm ²)			
	Cemento Pórtland		Cemento de albañilería	
	Mortero M 6 S	Mortero N	Mortero M 6 S	Mortero N
<i>Normal a las juntas horizontales:</i>				
Piezas sólidas	40 (2.81)	30 (2.11)	24 (1.69)	15 (1.05)
Piezas huecas	25 (1.76)	19 (1.34)	15 (1.05)	9 (0.63)
Piezas completamente rellenas con mortero	68 (4.78)	58 (4.08)	41 (2.88)	26 (1.83)
<i>Normal a las juntas verticales:</i>				
Piezas sólidas	80 (5.62)	60 (4.22)	48 (3.37)	30 (2.11)
Piezas huecas	50 (3.52)	38 (2.67)	30 (2.11)	19 (1.34)
Piezas completamente rellenas con mortero	80 (5.62)	60 (4.22)	48 (3.37)	30 (2.11)

En la tabla anterior se pueden obtener los esfuerzos admisibles de tensión para piezas parcialmente rellenas interpolando linealmente entre los valores para piezas totalmente huecas y piezas totalmente rellenas con mortero de relleno.

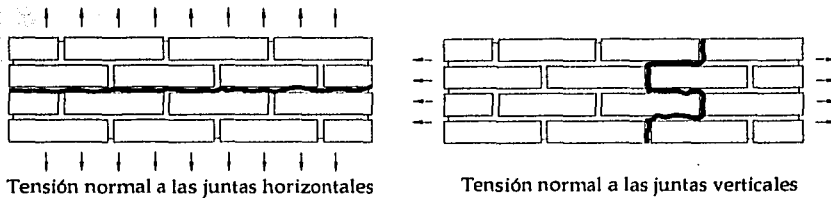


Figura I.3.5. Esfuerzos de tensión en la mampostería.

I.3.10. Módulo de ruptura.

El módulo de ruptura es una prueba que mide la resistencia a la tensión de las piezas. Se puede calcular con la siguiente expresión:

$$f_r = \frac{3 PL}{2 bt^2}$$

donde:

- P = carga aplicada.
- L = longitud de la pieza.
- b = ancho de la pieza.
- t = altura de la pieza.

La norma NMX-C-404-ONNCCE establece los siguientes valores mínimos de módulo de ruptura para distintas piezas:

Tabla I.3.14. Valores mínimos de módulo de ruptura.

Tipo de pieza	Módulo de ruptura kg/cm ²
Bloques	5
Tabique (ladrillo) recocido	6
Tabique (ladrillo) extruido	8
Tabicónes	8

Esto se verificará de acuerdo al método de prueba especificado en la norma NMX-O-015.

I.3.11. Módulo de Cortante.

El módulo de rigidez al cortante es un dato que se emplea en la determinación de deformaciones de los elementos y de distribución de esfuerzos, cuando se trata de una estructura de mampostería a base de muros.

La propuesta de NTCM - 2001, en su sección 2.7.6, dispone que el módulo de cortante de la mampostería se determinará con ensayos de muretes, construidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra (sección 2.7.6.1); o a partir del módulo de elasticidad de la mampostería (sección 2.7.6.2).

Si para la mampostería que estamos estudiando, el módulo de elasticidad (E_m) se determinó a partir de la resistencia de diseño en compresión (f_m^*), entonces el módulo de cortante lo debemos determinar a partir de E_m .

Tabla I.3.15. Determinación del módulo de cortante de la mampostería, en función del módulo de elasticidad, para distintos reglamentos.

Reglamento	Módulo de cortante	Relación de Poisson asociada al valor
NTCM - 2001, sección 2.7.6.2, para todo tipo de piezas.	$G_m = 0.4E_m$	$\nu = 0.25$
UBC-97, sección 2106.2.13, para todo tipo de piezas.	$G = 0.4E_m$	$\nu = 0.25$
ACI 530-95, secciones 5.5.2.2 y 5.5.2.3, para todo tipo de piezas.	$E_v = 0.4E_m$	$\nu = 0.25$

Como se puede ver, los tres reglamentos determinan el módulo de cortante de la misma forma. Esto es para hacerlo compatible con la teoría de elasticidad lineal, homogénea e isotrópica, que muchos programas de análisis y de elementos finitos utilizan para estudiar estructuras de mampostería.



TIPOS Y APLICACIONES DE LA MAMPOSTERÍA

II.1. MAMPOSTERÍA CONFINADA.

**II.2. MAMPOSTERÍA REFORZADA
INTERIORMENTE.**

**II.3. MAMPOSTERÍA NO CONFINADA NI
REFORZADA.**

II.4. APLICACIONES.



II.1. MAMPOSTERÍA CONFINADA.

Es la que está reforzada con castillos y dalas (ver sección I.2.10). Los requisitos geométricos con los que ésta debe cumplir se establecen en las secciones 5.1.1 a 5.1.4 de la propuesta de NTCM - 2001.

II.1.1. Características geométricas.

Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros, y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor de 1.5 veces su altura ó 4.0 m. Los parapetos y pretiles deberán tener castillos con una separación no mayor de 4.0 m.

Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos de que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado de al menos de 10 cm de peralte. Aun en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal como se indica en la sección 5.1.1 de dicha norma (ver sección I.2.10). Además existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3.0 m y en la parte superior de parapetos o pretiles cuya altura sea superior a los 50 cm.

Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas o castillos en el perímetro de todo abertura cuya dimensión horizontal exceda de la cuarta parte de la separación entre castillos (longitud del muro) o de 60 cm. También se colocarán elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual al muro.

El espesor de los muros (t) no debe ser menor de 10 cm. La relación altura libre-espesor del muro (H/t) no excederá de 30.

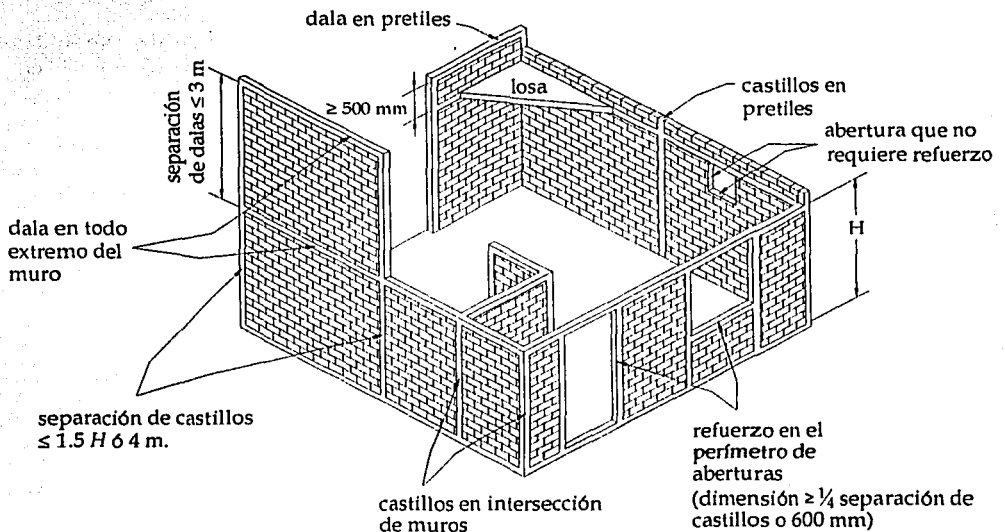


Figura II.1.1. Requisitos para mampostería confinada.

El espesor mínimo de las juntas, según la propuesta de NTCM - 2001 en su sección 9.2.2.1, es de 6 mm.

- ✓ Si la junta no tiene refuerzo, su espesor no debe exceder de 10 mm para piezas de fabricación mecanizada (bloques) ni de 15 mm para piezas de fabricación artesanal (tabique de barro).
- ✓ Si la junta tiene refuerzo, su espesor no debe exceder de 12 mm para piezas de fabricación mecanizada ni de 15 mm para piezas de fabricación artesanal.

⇒ *Muros con castillos interiores.*

En su sección 5.1.2, la propuesta de NTCM - 2001 establece que una estructura de mampostería con castillos y dalas interiores se puede considerar como confinada, si éstos cumplen con todos los incisos de la sección 5.1.1, excepto el referente a la dimensión mínima (l_c). Además, se deberán colocar estribos o grapas en los extremos de los castillos como se indica para castillos y dalas exteriores, independientemente del valor de v_m^* (Figura I.2.3).

En este tipo de muros se puede sustituir la dala de la parte inferior de una abertura por acero de refuerzo horizontal anclado a los castillos interiores que confinan la abertura. El refuerzo consistirá de barras capaces de alcanzar una tensión a la fluencia de 2980 kg.

⇒ *Refuerzo horizontal.*

La mampostería confinada puede utilizar acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas para resistir fuerza cortante. Este refuerzo consistirá de barras corrugadas a alambres corrugados laminados en frío que sean continuos a lo largo del muro. No se permite el uso de escalerillas para resistir la fuerza cortante inducida por el sismo (ver sección I.2.9).

- ✓ El diámetro del refuerzo horizontal (d_b) no será menor que 3.5 mm ni mayor que $\frac{3}{4}$ partes del espesor de la junta (ver figura II.1.2).
- ✓ La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal o malla de alambre soldado y el exterior del muro será la menor de: 10 mm o una vez diámetro de la barra (d_b). Deberá estar embebido en toda su longitud en mortero.
- ✓ El refuerzo horizontal deberá ser continuo a lo largo del muro, entre dos castillos. Deberá anclarse en los castillos, ya sean exteriores o interiores, mediante dobleces de 90°. El doblez del gancho se colocará verticalmente dentro del castillo lo más alejado posible de la cara del castillo en contacto con la mampostería.
- ✓ La separación máxima del refuerzo horizontal, s_{hr} , no excederá de cuatro hiladas o 600 mm.

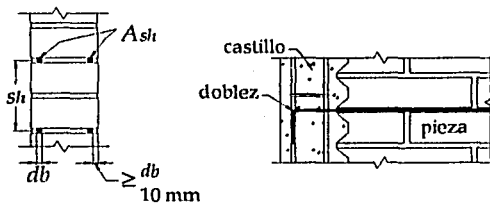


Figura II.1.2. Detalles del refuerzo horizontal

II.1.2. Aspectos generales de diseño.

Para el diseño sísmico se usará $Q = 2$ para piezas macizas o multiperforadas con cuantía de acero horizontal mínima y confinada con castillos. Para piezas huecas se usará $Q = 1.5$ en todos los casos.

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en las secciones 3.2.2 y 3.2.3 de la propuesta de NTCM - 2001 empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

Una estructura de mampostería confinada se debe diseñar para las siguientes condiciones:

- ✓ Resistencia a la compresión (cargas verticales), de acuerdo con la sección 5.3.1 de la propuesta de NTCM - 2001.
- ✓ Resistencia a la flexión pura o a la flexocompresión (en el plano del muro), de acuerdo con la sección 5.3.2 de la propuesta de NTCM - 2001.
- ✓ Resistencia a cargas laterales (fuerza cortante), de acuerdo con la sección 5.4 de la propuesta de NTCM - 2001. Aquí cabe destacar que la mampostería debe proporcionar la resistencia a cargas laterales (V_{mR}), pero como ya se mencionó, se acepta que parte de la fuerza cortante sea resistida por acero de refuerzo horizontal (V_{sR}).

Cuando sean aplicables los requisitos del método simplificado de diseño sísmico (sección 3.2.3.3, propuesta de NTCM - 2001), la revisión ante cargas laterales podrá limitarse a los efectos de la fuerza cortante. Cuando la estructura tenga más de tres niveles, adicionalmente a la fuerza cortante, se deberán revisar por flexión en el plano los muros que posean una relación altura a longitud, H/L , mayor que dos.

Estos muros se construirán e inspeccionarán de acuerdo con lo que indican los capítulos 9 y 10 de la propuesta de NTCM - 2001 respectivamente.



II.2. MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE.

Es aquella con muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en los huecos de las piezas, en ductos o en juntas. El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo largo y alto del muro. La propuesta de NTCM - 2001, en sus secciones 6.1.1 a 6.1.9, establece los requisitos que un muro reforzado debe cumplir.

II.2.1. Características geométricas.

El espesor del concreto o mortero de relleno, entre las barras o empalmes y la pared (en su cara interior) de la pieza será al menos de 6 mm. Si la cara del muro está expuesta a la tierra, el recubrimiento será de 35 mm para barras no mayores del #5 (5/8" de diámetro) o de 50 mm para barras más gruesas (ver figura II.2.1).

Las dimensiones de las celdas deben ser como se indica en la sección I.2.1 del presente trabajo, en la definición de celda.

El diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder la mitad de la menor dimensión libre de una celda. La distancia libre entre barras paralelas, empalmes de barras, o entre barras y empalmes, no será menor que el diámetro nominal de la barra más gruesa, ni que 25 mm. Solo se aceptan paquetes de dos barras como máximo dentro de la celda.

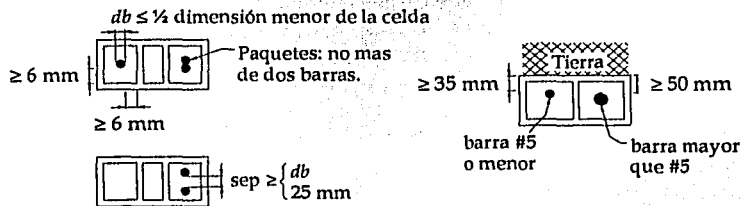


Figura II.2.1. Detalles del acero de refuerzo interior.

Existirá una dala en todo extremo horizontal del muro, a menos de que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm (como una losa). Aún en este caso, se debe colocar acero longitudinal y transversal tal como se indica en la sección I.2.10.

Deberá colocarse por lo menos una barra del #3 (3/8 ") en cada una de dos celdas consecutivas en todo extremo del muro, en las intersecciones entre muros o a cada 3 m. El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor de 6 veces el espesor del mismo ni mayor de 800 mm. Existirán elementos de refuerzo vertical (en dos celdas consecutivas) y horizontal (dala) en el perímetro de toda abertura cuya dimensión exceda de 1/4 de la longitud del muro, 1/4 de la distancia entre intersecciones de muros o de 600 mm, o bien en aberturas con altura igual a la del muro (figura II.2.2).

La separación máxima del refuerzo horizontal, s_{hr} , no excederá de 4 hiladas o 600 mm. El refuerzo horizontal deberá anclarse en las celdas rellenas reforzadas en los extremos del muro (doble celda reforzada) mediante dobles de 90°. El doble del gancho se colocará verticalmente dentro de la celda rellena lo más alejado posible de la pared de la celda rellena en contacto con la mampostería, de manera similar al anclaje de la figura II.1.2.

El espesor de los muros, t , no será menor de 100 mm y la relación H/t del muro no excederá de 30.

Los pretilos o parapetos deberán reforzarse con barras de refuerzo vertical de la misma forma que a un muro. Se debe de colocar una dala en la parte superior de parapetos o pretilos cuya altura sea superior a 500 mm (figura II.2.2).

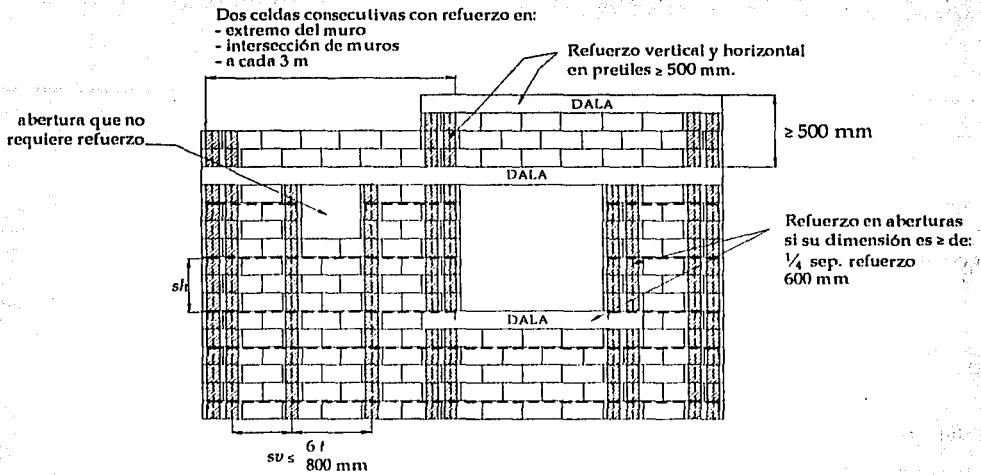


Figura II.2.2. Requisitos para mampostería con refuerzo interior.

Para el colado de las celdas donde se aloje el acero de refuerzo se pueden emplear morteros y concretos que se indican en la sección 2.5.3 de la propuesta de NTCM - 2001 (ver sección I.2.8).

Cuando los muros transversales sean de carga y lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura. Dichos dispositivos deberán ser capaces de resistir $1.33 v_m^*$ del muro transversal dividido entre el factor de resistencia correspondiente. En valor de v_m^* debe incluir la fuerza cortante resistida por la mampostería (V_{mR}) y, si aplica, la resistida por el refuerzo horizontal (V_{sR}). Alternativamente, el área de acero de estos dispositivos, A_{st} , colocados a una separación s en la altura del muro, con un espesor t y una longitud transversal L , se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$A_{st} = \frac{V_{mR} + V_{sR}}{4F_R} \cdot \frac{t}{L} \cdot \frac{s}{f_y}$$

Para esta expresión se tomará $F_R = 0.7$ y s no deberá exceder de 300 mm (ver figura II.2.3).

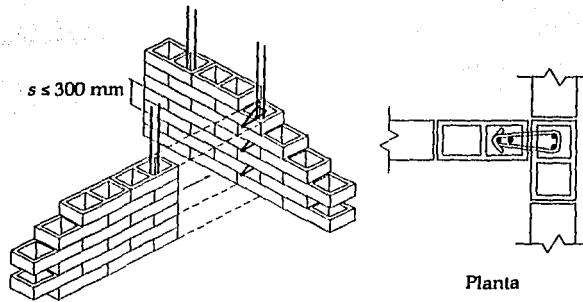


Figura II.2.3. Conectores entre muros sin traslape de piezas.

II.2.2. Aspectos generales de diseño.

La cuantía de acero de refuerzo horizontal (p_h) y vertical (p_v) se calculan con las siguientes expresiones:

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t} \geq 0.0007$$

$$p_v = \frac{A_{sv}}{s_v t} \geq 0.0007$$

donde:

A_{sh} = área de acero de refuerzo horizontal que se colocará a una separación s_h .

A_{sv} = área de acero de refuerzo vertical que se colocará a una separación s_v .

Como lo indican las expresiones anteriores, ninguna de las dos cuantías debe ser menor de 0.0007. Así mismo, la suma de dichas cuantías no debe ser menor que 0.002, es decir:

$$p_h + p_v \geq 0.002$$

Para el diseño por sismo se utilizará $Q = 1.5$.

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en las secciones 3.2.2 y 3.2.3 de la propuesta de NTCM - 2001 empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

Una estructura de mampostería reforzada interiormente se diseña para las siguientes condiciones:

- ✓ Resistencia a la compresión (cargas verticales), de acuerdo con la sección 6.3.1 de la propuesta de NTCM - 2001.
- ✓ Resistencia a la flexión pura o a la flexocompresión (en el plano del muro), de acuerdo con la sección 6.3.2 de la propuesta de NTCM - 2001.
- ✓ Resistencia a cargas laterales (fuerza cortante), de acuerdo con la sección 6.4 de la propuesta de NTCM - 2001. La fuerza cortante puede ser resistida en su totalidad por la mampostería, o bien, parte de ésta puede ser resistida por el acero de refuerzo horizontal.

Cuando sean aplicables los requisitos del método simplificado de diseño sísmico (sección 3.2.3.3, propuesta de NTCM - 2001), la revisión ante cargas laterales podrá limitarse a los efectos de la fuerza cortante. Cuando la estructura tenga más de tres niveles, adicionalmente a la fuerza cortante, se deberán revisar por flexión en el plano los muros que posean una relación altura a longitud, H/L , mayor que dos.

En este tipo de muros resulta muy importante la supervisión continua en la obra, para asegurar que el refuerzo sea colocado de acuerdo con lo indicado en los planos y que las celdas donde se aloja dicho refuerzo sean coladas completamente (ver sección I.2.8 en lo referente a métodos de colado).



II.3. MAMPOSTERÍA NO CONFINADA NI REFORZADA.

Se considera como muros no confinados ni reforzados aquellos que, contando con algún tipo de refuerzo interior o confinamiento (exterior o interior), no tenga el refuerzo necesario para ser incluido en alguna de las categorías mencionadas anteriormente en este capítulo.

II.3.1. Características geométricas.

⇒ *Refuerzo por integridad estructural.*

Con el objeto de mejorar la redundancia y capacidad de deformación de la estructura, en todo muro de carga se dispondrá de refuerzo por integridad, el cual estará alojado en secciones rectangulares de concreto reforzado de cuando menos 50 mm de lado (figura II.3.1 b). No se aceptarán detalles de uniones entre muros y entre muros y sistemas de piso / techo que dependan exclusivamente de cargas gravitacionales.

Los muros serán reforzados en sus extremos y a cada 4 m con al menos dos barras o alambres de acero de refuerzo continuos en la altura de la estructura. El área total de refuerzo vertical en el muro se calcula con la siguiente expresión:

$$A_s \geq \frac{2V_{mR}}{3F_R f_y}$$

donde:

A_s = total de refuerzo vertical colocado en el muro, es decir, $A_s = A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} + \dots + A_{sn}$ (figura II.3.1 a).

V_{mR} = En este caso se tomará de la sección 7.5 de la propuesta de NTCM - 2001.

$F_R = 0.4$ (sección 3.1.4, propuesta de NTCM - 2001).

Las barras deberán estar adecuadamente ancladas para alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia, f_y .

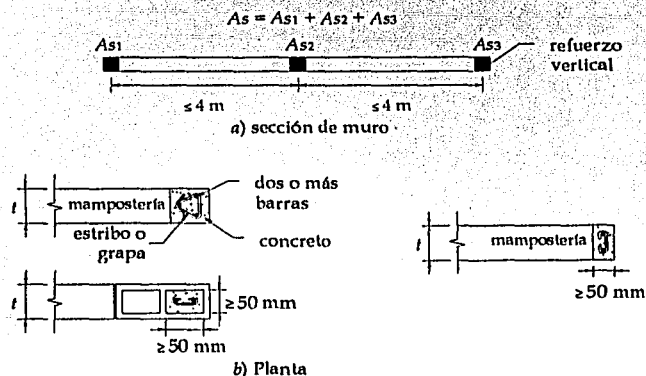


Figura II.3.1. Refuerzo por integridad estructural.

De igual forma se debe colocar acero de refuerzo horizontal, formado por al menos dos barras o alambres de acero de refuerzo continuos en la longitud de los muros, en unión de éstos con los sistemas de piso y techo. El área total de acero, A_s , se calcula con la expresión anterior utilizando el mismo criterio. Adicionalmente el resultado se debe multiplicar por la altura libre del muro, H , y se divide entre la separación del refuerzo vertical (sección 7.3.2, propuesta de NTCM - 2001).

El espesor de los muros no debe ser menor de 100 mm.

Cabe mencionar que el refuerzo por integridad indicado en la propuesta de NTCM - 2001 representa una mejora con respecto a sus versiones anteriores.

II.3.2. Aspectos generales de diseño.

Para diseño por sismo se usará un factor de comportamiento sísmico $Q = 1$.

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en las secciones 3.2.2 y 3.2.3 de la propuesta de NTCM - 2001 empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

Una estructura de mampostería no confinada ni reforzada se debe diseñar para las siguientes condiciones:

- ✓ Resistencia a la compresión (carga axial), de acuerdo con la sección 7.4.1 de la propuesta de NTCM - 2001.
- ✓ Resistencia a la flexocompresión el plano del muro, de acuerdo con la sección 7.4.2 de la propuesta de NTCM - 2001.
- ✓ Resistencia a cargas laterales (fuerza cortante), de acuerdo con la sección 7.5 de la propuesta de NTCM - 2001.

Cuando sean aplicables los requisitos del método simplificado de diseño sísmico (sección 3.2.3.3, propuesta de NTCM - 2001), la revisión ante cargas laterales podrá limitarse a los efectos de la fuerza cortante, siempre y cuando la estructura no exceda de tres niveles y la relación H/L del muro no exceda de dos. En caso contrario, se deberán valuar los efectos de la flexión en el plano del muro y de la fuerza cortante.



La principal aplicación de las estructuras de mampostería, en sus distintas modalidades mencionadas en las secciones anteriores de este capítulo, está sin lugar a duda la vivienda; ya sea ésta unifamiliar o multifamiliar, de nivel alto o de interés social. En México más del 90% de la vivienda se construye a base de muros de carga de mampostería. Esto hace que la edificación de vivienda a base de este sistema estructural represente un poco más del 50% del volumen total de la construcción que se hace en nuestro país⁷.

⇒ *Muros de carga.*

Los muros de carga resisten la acción de cargas verticales y horizontales. Trabajan de manera muy eficaz, ya que ante la presencia de cargas verticales se incrementa su resistencia a las fuerzas cortantes y a los momentos de volteo producidos por el sismo.

Además de muros de carga, la mampostería también se utiliza en:

- ✓ Cimentaciones.
- ✓ Muros de contención.
- ✓ Estructuras a base de arcos y bóvedas.
- ✓ Muros diafragma.
- ✓ Muros divisorios.

Las primeras tres estructuras bien se pueden construir con piezas artificiales, pero lo más común es que se construyan a base de piedras naturales, labradas o sin labrar, comúnmente conocidas como piedra braza o de tercera. Cabe hacer la aclaración que el término "tercera" no significa de baja calidad, pues como ya se mencionó en el primer capítulo (sección I.2.2) este material debe cumplir con lo indicado en la sección 8 de la propuesta de NTCM - 2001. Los muros diafragma se construyen con piezas artificiales.

Las cimentaciones a base de piedra son utilizadas con gran frecuencia para soportar estructuras pequeñas, debido a su economía. Uno de sus inconvenientes es que se requiere de mano de obra especializada para su colocación (la cual a la fecha ya no es tan fácil encontrar), así como de disponibilidad del material cerca del lugar de la obra. Actualmente, en el Distrito Federal y su área metropolitana, este material suele suministrarse sobre pedido. Estos factores aumentan el costo de este tipo de estructura y, junto con otros factores, hacen que la tendencia sea sustituir la cimentación de piedra por zapatas de concreto reforzado.

Los muros de contención a base de mampostería son comúnmente conocidos como "muros de gravedad", ya que efectivamente su estabilidad la obtienen gracias a su propio peso. Como consecuencia, no pueden tener gran altura son muy voluminosos, pero si el proyecto no requiere de altura y esbeltez, se pueden usar perfectamente. En cuanto a su construcción, presentan ventajas y desventajas similares a las de cimentaciones de piedra. Por otro lado los muros de concreto reforzado resultan ser más altos y esbeltos, ya que no necesitan del peso para tener estabilidad contra al volteo y el deslizamiento, razón por la cual (si el proyecto lo requiere) pueden preferirse en vez de los de mampostería.

⁷ Roberto Meli P., en *Edificaciones de mampostería para vivienda*, Fundación ICA - SMIE, p. xi.

Actualmente en México, tanto en el Distrito Federal como en el resto de los Estados, todavía se encuentran un gran número de estructuras tales como iglesias, catedrales, palacios, monumentos, haciendas, conventos, etc., pertenecientes a la época colonial, siglo XIX y primera mitad del siglo XX. Estas construcciones son de mampostería no reforzada a base de bloques de piedra natural. Su estructuración consta de arcos, bóvedas, columnas y contrafuertes esencialmente.

⇒ *Muros diafragma.*

Son muros contenidos dentro de traveses y columnas de un marco estructural, al que proporcionan rigidez y resistencia ante la acción de cargas laterales, ya que las cargas verticales son resistidas por los marcos estructurales de acero o concreto. Pueden ser de mampostería confinada, reforzada interiormente o no reforzada.

Debido a que estos muros contribuyen a resistir fuerzas laterales se deben ligar adecuadamente a los marcos estructurales y su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico.

La unión entre el marco y el muro diafragma deberá garantizar la estabilidad de éste (evitar la posibilidad de volteo), bajo la acción de fuerzas perpendiculares al plano del muro. El muro se puede integrar al marco de dos maneras:

1. Usándose como cimbra parcial de traveses y columnas.
2. Colocándose después del cimbrado del marco, usando dalas y castillos de "empaque" o morteros con aditivo expansor en la mezcla en lugar de la última hilada.
3. Colocándose elementos para unir el muro con la trabe, como ángulos, por ejemplo, los cuales se deben diseñar y detallar.

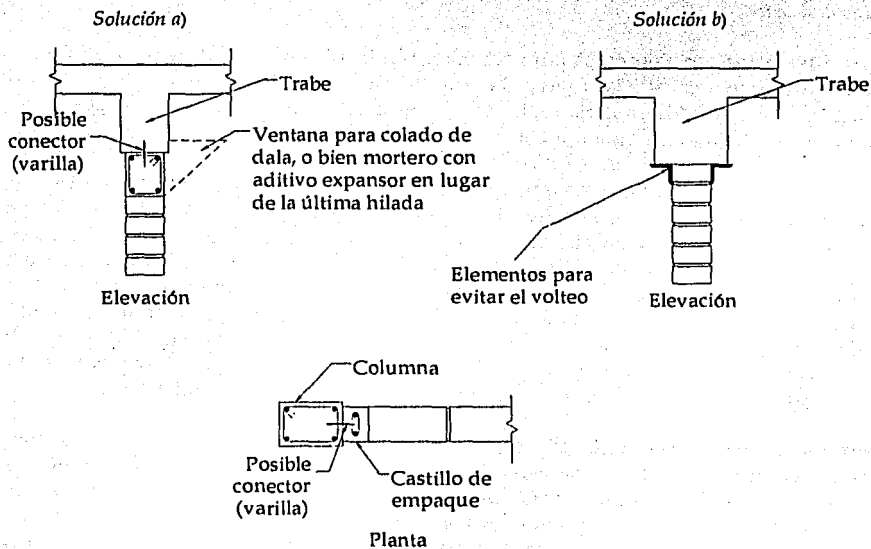


Figura II.4.1. Muro diafragma enmarcado en secciones de concreto

Las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral que actúa sobre el tablero (figura II.4.3).

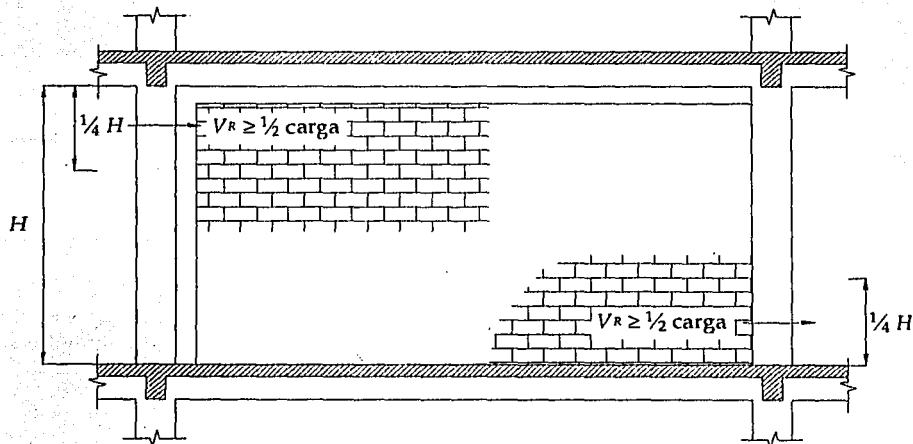


Figura II.4.3. Interacción marco - muro diafragma.

⇒ Muros divisorios.

Los muros divisorios son elementos arquitectónicos utilizados para confinar espacios o para fachadas, pero no contribuyen a resistir las fuerzas laterales (sísmicas) en la estructura principal. Generalmente se construyen de distintos materiales ligeros y flexibles, como tablaroca, multipanel, panel W o madera, pero en ocasiones se opta por construirlos de mampostería.

A diferencia de los muros diafragma, estos muros deben de estar desligados de la estructura principal, ya que pueden presentarse diversas situaciones: las deformaciones laterales de la estructura principal induce esfuerzos a la mampostería, y si se exceden los límites tolerables de deformación, dichos esfuerzos pueden sobrepasar la resistencia de la mampostería y llevarla a la falla. Otro problema es que la localización de los muros puede ser poco favorable para la respuesta sísmica de la estructura, y dar lugar a excentricidades en planta muy elevadas que inducen torsiones importantes en la estructura principal y en los muros mismos. Un inconveniente más es que en su carácter de divisorios, la remoción o cambio de lugar de los mismos durante la vida útil de la estructura pueden resultar en efectos radicalmente distintos a los que se consideraron en el diseño original.

Para permitir el libre movimiento de los muros de mampostería con respecto a la losa superior y asegurar la estabilidad de los mismos contra el volteo, existen diversos procedimientos eficaces y sencillos. La solución más usual es reforzando con castillos o con refuerzo en el interior de bloques huecos, diseñado para tomar los momentos de volteo del muro. Otras soluciones consisten en guiar arriba el muro mediante ángulos o canales, o mediante guías que entran en muescas preparadas en la losa (figura II.4.4). El problema principal en estas soluciones es que las holguras que se dejan entre muro y losa y entre muro y columna deben sellarse para proporcionar aislamiento acústico y térmico, y a la vez permitir la colocación de recubrimientos adecuados. Para los muros de mampostería lo más adecuado es rellenar la junta con espuma de poliestireno.

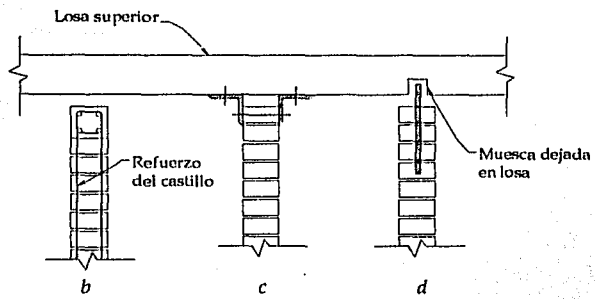
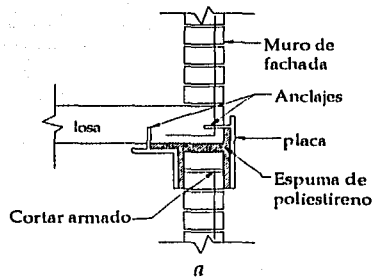


Figura II.4.4. Algunos procedimientos para desligar muros divisorios de mampostería.
a) muro de fachada, *b)* castillos, *c)* gutas de ángulo, *d)* espigones en muescas.



**PROBLEMÁTICA DE LAS ESTRUCTURAS DE
MAMPOSTERÍA POR LA ACCIÓN DE UN SISMO**

III.1. ANTECEDENTES SÍSMICOS DEL VALLE DE MÉXICO.

**III.2. PROBLEMAS QUE PROVOCA EL SISMO A LAS
ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.**

**III.3. TIPOS DE FALLAS OCASIONADAS POR EL SISMO A
ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.**

**III.4. COMPORTAMIENTOS SÍSMICO EN LAS
ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.**



III.1. ANTECEDENTES SÍSMICOS DEL VALLE DE MÉXICO.

La ciudad de México es una ciudad la cual sufre de constante actividad sísmica, como muchas otras metrópolis en el mundo. Sin embargo, existen condiciones tales que hacen que dicha actividad en nuestra urbe sea muy severa. ¿Por qué la actividad sísmica afecta de tal manera al valle de México? Algunas de las razones son las siguientes:

Por principio en el sur del país, en las costas de Guerrero y Oaxaca principalmente, se encuentra el límite de una placa tectónica conocida como *Cocos*, la cual se encuentra en constante proceso de hundimiento debajo del continente por la *Trinchera Mesoamericana*, mejor conocida como Trinchera de Acapulco (ver figura I.1.2a; Capítulo I). Este proceso es el causante del vulcanismo en el sur del país (y por ende, de la actividad sísmica), el cual comenzó su actividad principal en el Mioceno y formó la actual *Franja Volcánica Transmexicana*. Ésta es de un ancho que varía de 20 a 70 km; atraviesa con marcada expresión morfológica la República en dirección poniente-oriente, desde el Pacífico hasta el Atlántico, estando coronada por los grandes volcanes, entre los que destacan: el Volcán de Colima, el Tancitaro, el Nevado de Toluca, el Popocatepetl, la Malinche, el Citlaltepec (Pico de Orizaba), y el San Martín Tuxtla. Es posible dividir la Franja Volcánica Transmexicana en dos: la parte occidental, que es relativamente angosta y corta; y la parte oriental, que es de mayor desarrollo y complejidad (ver figura I.1.2b; Capítulo I).

Por otra parte, hablemos del valle de México. Éste es una cuenca con una superficie de 9600 km², localizada en la parte más alta y hacia el sur del altiplano mexicano. Abarca parte de los estados de México, Hidalgo, Tlaxcala, Puebla y el Distrito Federal. En la parte central de la cuenca se encuentra una zona de depósitos lacustres, donde originalmente se hallaba un gran cuerpo de agua formado por los lagos de Zumpango, Xaltocan, Texcoco, Xochimilco, Chalco, entre otros. Este cuerpo de agua se comenzó a drenar parcialmente desde la época colonial con diversas obras, hasta su definitivo desagüe con obras como el *Túnel de Tequixquiac*, el *Gran Canal del Desagüe* y el *Sistema de Drenaje Profundo*. En lo que fue la cuenca original aun subsisten los lagos de Texcoco, Xochimilco y la laguna de Zumpango.

Como consecuencia, gran parte de la superficie donde actualmente se encuentra situada la ciudad de México es de origen lacustre; un terreno arcilloso, limoso, a veces compacto, pero de resistencia muy reducida (en algunos lugares la resistencia es del orden de 2 a 3 ton/m²). La arcilla del valle de México tiene un peso volumétrico promedio $\gamma = 1300 \text{ kg/cm}^3$. La arcilla y el limo, en partes, se hallan interrumpidos por capas de arena o de arena y arcilla más compacta, que tienen una resistencia mucho mayor que la del resto del terreno. Por algunas de esas capas circula el agua que surte los pozos artesianos. En el fondo del valle hay ondulaciones que llegan a constituir lomeros y cerros, en los que el terreno es firme, al igual que el terreno que va constituyendo las estribaciones de las montañas que rodean al valle y de las cuales algunas colindan con el oeste y el sur del Distrito Federal.

Además de las características del suelo, la actividad sísmica del valle de México también está relacionada con su ubicación respecto a las zonas donde existen fallas tectónicas activas, es decir, de su peligro sísmico.

Las ondas sísmicas que se generan en la corteza terrestre por un evento de gran magnitud se propagan a mucha distancia, pero su amplitud disminuye con la distancia por efectos de dispersión y de amortiguamiento. El peligro sísmico en un sitio determinado depende de su cercanía a fuentes de eventos de magnitud suficiente para producir intensidades significativas en el sitio. En la república mexicana, las máximas intensidades que se han presentado por los sismos más importantes ocurridos desde 1850 se han observado en la costa del Pacífico, debido a, como se mencionó al principio de esta sección, la subducción de la Placa de Cocos en el continente; sin embargo, existen otras zonas donde se han presentado intensidades importantes. El peligro sísmico se puede expresar en términos de

probabilidad, es decir, la probabilidad que tiene una intensidad de ser excedida en un lapso de tiempo determinado (comparable a la vida útil esperada de las edificaciones). En base a estos conceptos se hacen regionalizaciones sísmicas en distintos países. La regionalización sísmica de México divide al país en cuatro regiones de peligro sísmico creciente, de la A hasta la D (figura III.1.1).

Por otra parte, el movimiento en la superficie del terreno en un sitio dado puede diferir radicalmente del que se tiene en la roca base, debido a efectos geológicos, topográficos y de rigidez del subsuelo. Estas alteraciones, llamadas *efectos locales*, crean la necesidad de estudios de microzonificación en las áreas de asentamientos humanos para detectar aquellas que presentan problemas especiales. En general, la intensidad sísmica aumenta en los sitios de terreno blando y los daños son más importantes que en los sitios de terreno firme.



Figura III.1.1. Regionalización sísmica de México.

Según la regionalización de la figura III.1.1, el valle de México se ubica en una región de peligro sísmico moderado (región B), por estar lejos de la costa del Pacífico, donde se generan sismos de gran magnitud. Sin embargo, los efectos locales en el valle son de extrema importancia, ya que las ondas sísmicas que llegan por la roca base sufren modificaciones y amplificaciones extraordinarias al transmitirse hacia la superficie a través de los estratos de arcilla sumamente compresible que existen en las zonas correspondientes a los lechos de los antiguos lagos que hubo en el valle de México. La importancia del problema se aprecia en la figura III.1.2, donde se reproducen a una misma escala los acelerogramas registrados en distintos sitios del valle de México durante un sismo de intensidad moderada originado en la costa del Pacífico el 25 de abril 1989⁸.

⁸ Bazán E., Meli R., *Diseño sísmico de edificios*, p.27.

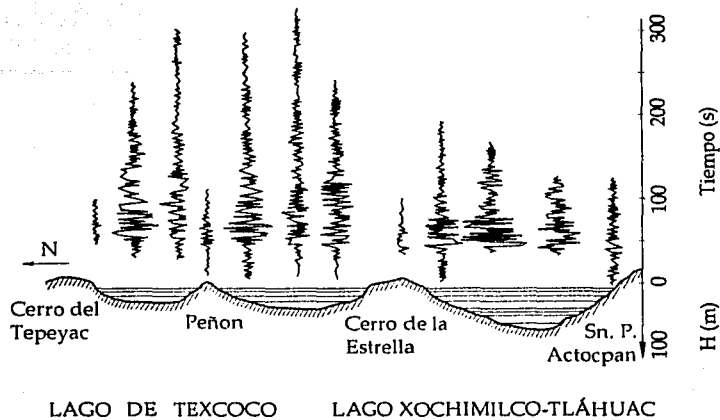


Figura III.1.2. Perfil esquemático del valle de México.
(Depósitos profundos, zonas de lago y algunos acelerogramas del 25 de abril de 1989).

De la figura anterior observamos que las amplitudes del movimiento son varias veces mayores en el terreno blando que en el terreno firme. El tránsito por un grueso estrato de arcillas blandas filtra, y hace prácticamente desaparecer, las ondas que tienen frecuencias de vibración diferentes a la frecuencia fundamental del estrato. De esta manera llega a la superficie un movimiento casi armónico, con un periodo de vibración que es el del estrato de arcilla subyacente y que en el valle varía principalmente con el espesor de las estratos de arcilla.

Los estudios de microzonificación de la ciudad de México han dado lugar a su subdivisión en tres zonas:

Zona I.- Mejor conocida como "*Zona de Lomas*", formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre. Esta zona es de peligro sísmico menor. Los depósitos incompresibles se encuentran a profundidad menor de 3 metros.

Zona II.- Llamada "*Zona de Transición*", en la que los depósitos incompresibles se encuentran a una profundidad de 20 m o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo - arcillosos intercalados con capas de arcilla lacustre. El espesor de los estratos de arcilla varían entre decenas de centímetros y pocos metros, éstos producen amplificaciones importantes, pero menos graves que en la zona III.

Zona III.- "*Zona de Lago*", en la cual los depósitos incompresibles están a más de 20 m de profundidad. Está integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo y arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Esta zona corresponde al peligro sísmico mayor.

En la propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2001 puede consultarse dicha zonificación, la cual no difiere de forma importante con la publicada en las NTCS - 1993. La diferencia radica en que la propuesta de NTCS - 2001 subdivide a la zona III en cuatro subzonas: III_a, III_b, III_c y III_d (figura III.1.3).

Tomando como referencia la zonificación geotécnica de la ciudad de México, elaborada por la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) y publicada en el "Manual de Diseño Geotécnico" (figura B 16), podemos observar la relación que existe entre dicha zonificación y la presentada en la propuesta de NTCS - 2001:

Tabla III.1.1. Correspondencia entre las zonificaciones geotécnicas del D.F. publicadas por COVITUR y la propuesta de NTCS - 2001.

Zona COVITUR*	Zona NTCS - 2001
Cerros; Transición abrupta; Derrames basálticos del Xitle.	Zona I
Transición alta (TA)	Zona II
Transición baja (TB)	Zona IIIa; Zona IIIb
Lago Centro I (C-I); Lago Centro II (C-II)	Zona IIIc
Lago Virgen (LV)	Zona IIId

La anterior comparación se hace con el fin de establecer de alguna manera las características de los suelos correspondientes a las subdivisiones de la Zona III. Ya que a la fecha de elaboración de este trabajo no se ha publicado de manera oficial el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal con las modificaciones de las NTC - 2001, en el cual debe aparecer la definición de dichas subdivisiones en el Título Sexto (Seguridad estructural) en el capítulo correspondiente a diseño de cimentaciones.

Por el momento, a continuación se presentan las definiciones de las zonas TB, C-I, C-II y LV, con la reserva de esta comparación es puramente por superposición de los mapas:

Lago Virgen (LV).- Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo. La estratigrafía y propiedades típicas de esta zona se presentan a continuación:

Estrato*	Espesor (m)	γ (ton/m ³)	Cohesión (ton/m ²)	ϕ
Costra superficial	1 a 2.5	1.4	1	20°
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1	-
Capa dura**	1 a 2	-	0 a 10	25 a 36°
Serie arcillosa inferior	15 a 30	1.25	3 a 4	-

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

Lago Centro I (C - I).- Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló a partir de principios del siglo XX y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre el Lago Virgen y el Lago Centro II. Las características estratigráficas propias de esta subzona se presentan a continuación:

Estrato*	Espesor (m)	γ (ton/m ³)	Cohesión (ton/m ²)	ϕ
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25°
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1 a 2	-
Capa dura**	3 a 5	1.5 - 1.6	0 a 10	25 a 36°
Serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 - 1.35	5 a 8	-

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

⁹ La información estratigráfica del subsuelo de la ciudad de México publicada por COVITUR esta basada principalmente en estudios geotécnicos realizados para las distintas líneas del metro.

Lago centro II (C - II).- Corresponde a la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones Aztecas y coloniales; b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos de tiempo y; c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida. A continuación se resume la estratigrafía característica de esta subzona:

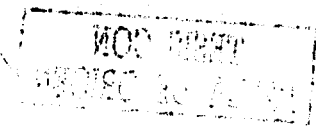
Estrato*	Espesor (m)	γ (ton/m ³)	Cohesión (ton/m ²)	ϕ
Costra superficial	6 a 10	1.7	4	25°
Serie arcillosa superior	20 a 35	1.3	3	-
Capa dura**	3 a 5	1.5 - 1.6	0 a 10	25 a 36°
Serie arcillosa inferior	6 a 8	1.3 - 1.4	6 a 12	-

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

Transición Baja (TB).- Corresponde a la transición vecina a la zona de lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de los antiguos ríos y barrancas. Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona de Lago Centro I o Centro II, teniendo en cuenta que: a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme; b) los materiales compresibles se extiende únicamente a profundidades máximas del orden de 20 m; c) existe interestratificación de arcilla y suelos limo-arenosos y; d) se presentan mantos colgados.

Es muy importante tener en cuenta que en relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas de lago y transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al corte; fenómenos que ocurren en pocos años y aún en meses a consecuencia de el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, el efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales, el peso de las estructuras, el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos, entre otros. Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía, ya que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.



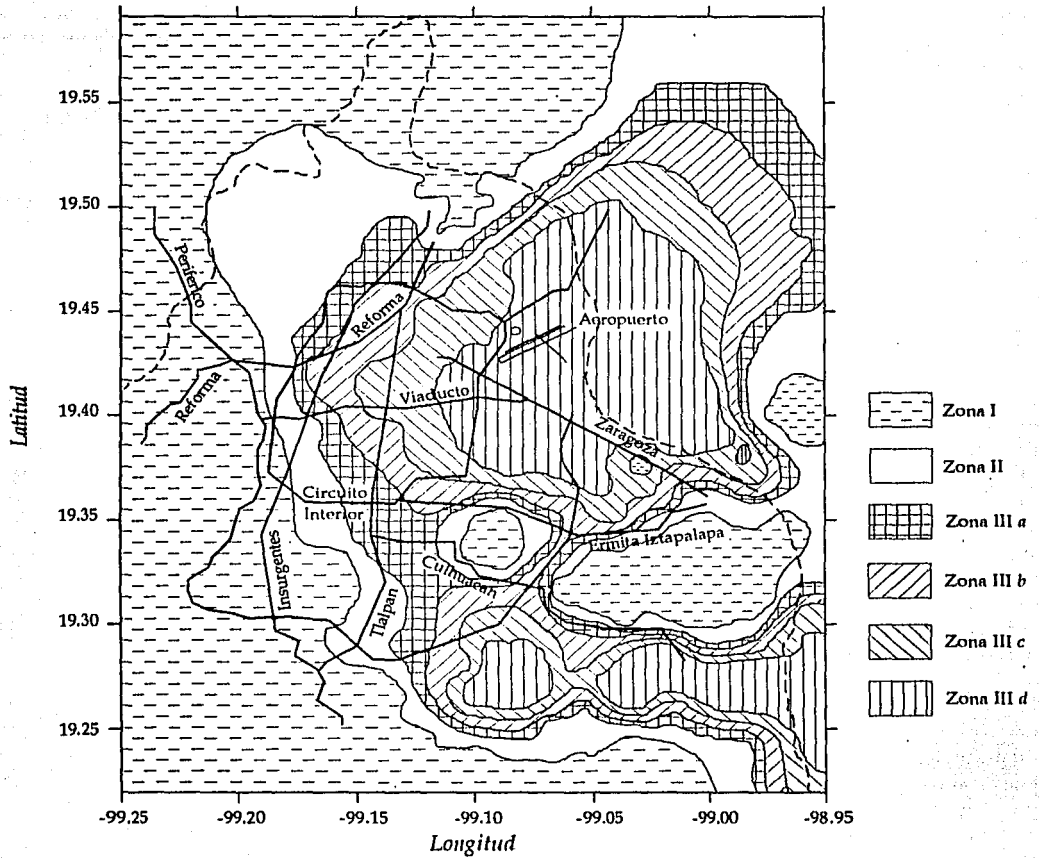


Figura II.1.3. Zonificación del D.F. para fines de diseño sísmico (propuesta de NTCM-2001)

El resto de la superficie del Distrito Federal que no se encuentra comprendida en alguna de las tres zonas anteriores, se podría clasificar como Zona IV, la cual es poco conocida (figura III.1.4).

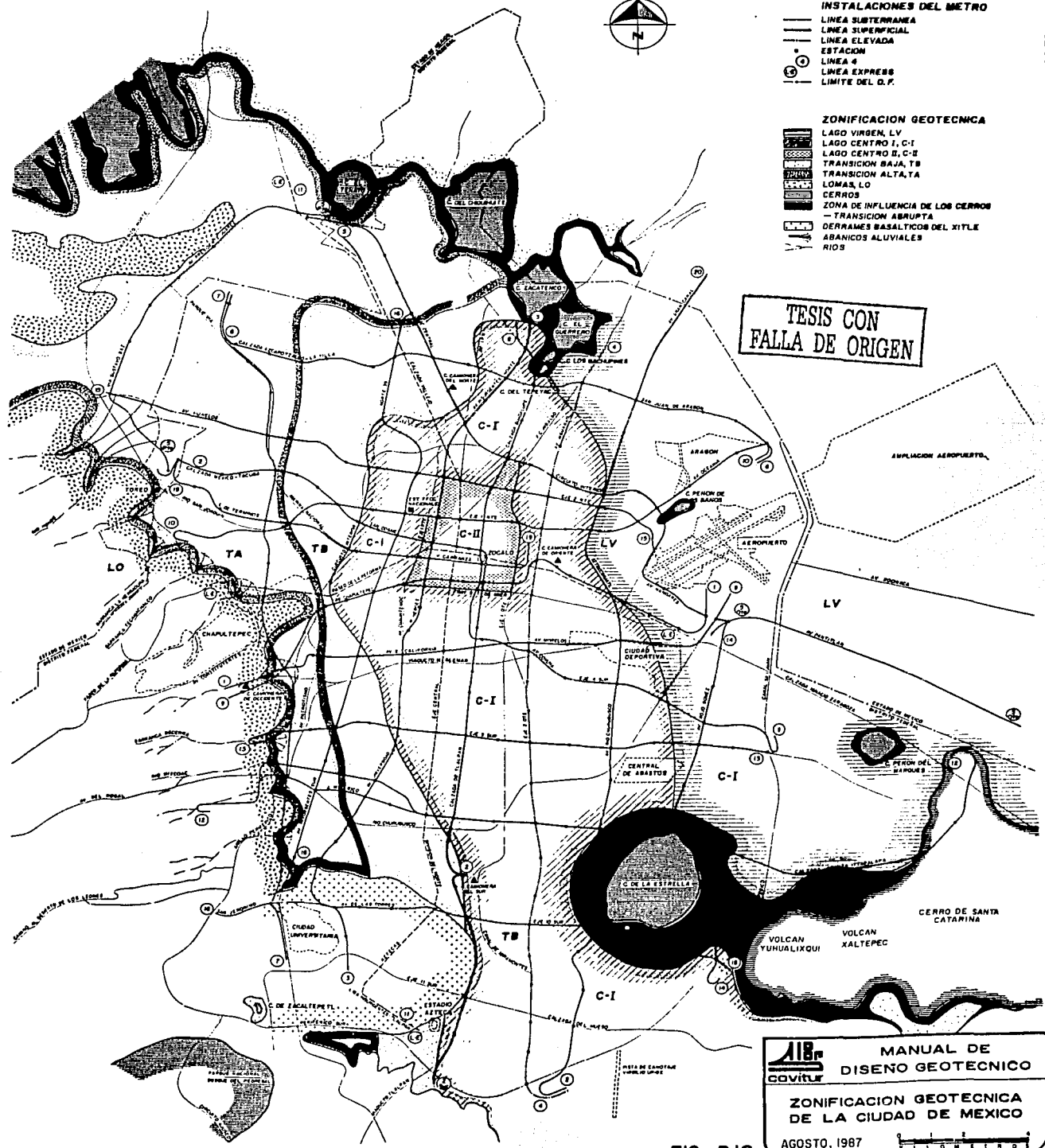
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



- INSTALACIONES DEL METRO**
- LINEA SUBTERRANEA
 - LINEA SUPERFICIAL
 - LINEA ELEVADA
 - ESTACION
 - ④ LINEA 4
 - ⑤ LINEA EXPRESS
 - LIMITE DEL D.F.

- ZONIFICACION GEOTECNICA**
- ▨ LAGO VIRGEN, LV
 - ▨ LAGO CENTRO I, C-I
 - ▨ LAGO CENTRO II, C-II
 - ▨ TRANSICION BAJA, TB
 - ▨ TRANSICION ALTA, TA
 - ▨ LOMAS, LO
 - ▨ CERROS
 - ▨ ZONA DE INFLUENCIA DE LOS CERROS
 - ▨ TRANSICION ABRUPTA
 - ▨ DERRAMES BASALTICOS DEL XITLE
 - ▨ ARANCOS ALUVIALES
 - ▨ RIOS

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



AIB covitur MANUAL DE DISEÑO GEOTECNICO

ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO

AGOSTO, 1987

FIG B16



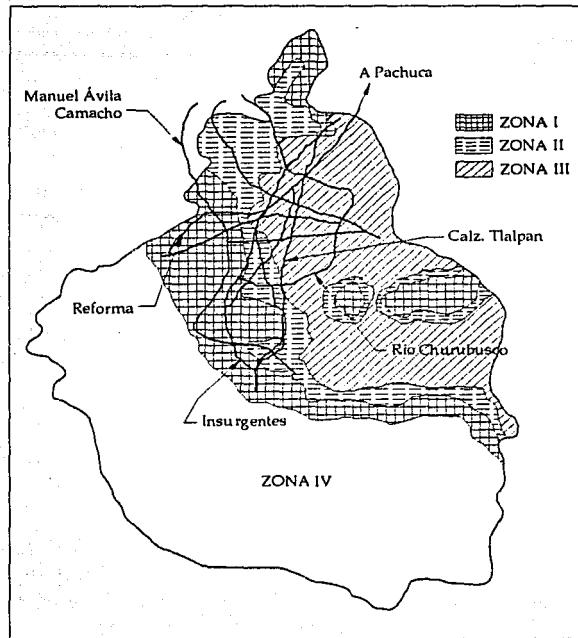


Figura III.1.4. Zonificación del Distrito Federal, según el tipo de suelo.

Así mismo, la propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2001, también establece los periodos característicos de vibración del terreno de las tres zonas del D.F. (la zona III con sus subdivisiones), que están comprendidos en un intervalo $T_a - T_b$. Con estos valores como abscisas y los valores de a como ordenadas (que se definen en el capítulo 3 de dichas normas técnicas) se pueden definir curvas que muestran la variación de la aceleración espectral de diseño con el periodo T , conocidas como *espectros para diseño sísmico* (figura III.1.5). Se pueden trazar los espectros para diseño sísmico para cada una de las zonas en que se divide el D.F. según el coeficiente sísmico que le corresponda¹⁰. Estos espectros se utilizan para valorar las fuerzas sísmicas que actúan sobre una estructura estimando el periodo fundamental de vibración de la estructura, y en su caso, reducirlas. (ver sección I.1.6).

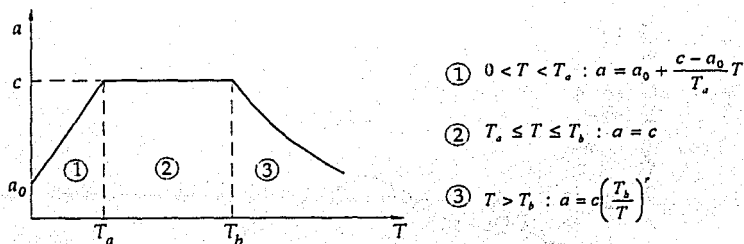


Figura III.1.5. Espectros para diseño sísmico.

¹⁰ Crespo Pérez W., *Acciones y cargas*, p. 50.

De la figura III.1.5 tenemos que:

a = ordenada espectral.

a_0 = ordenada espectral para $T = 0$.

c = coeficiente sísmico básico.

r = exponente adimensional.

T = período natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos.

T_a, T_b = períodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos.

Tabla III.1.2. Valores que definen los espectros para diseño sísmico en el D.F. (propuesta de NTCS - 2001).

Zona	T_a (seg.)	T_b (seg.)	a_0	c (const. del grupo B)	c (const. del grupo A)*	r
I	0.20	1.35	0.04	0.16	0.24	1.0
II	0.20	1.35	0.08	0.32	0.48	1.33
III _a	0.53	1.80	0.10	0.40	0.60	2
III _b	0.85	3.00	0.11	0.45	0.68	2
III _c	1.25	4.20	0.10	0.40	0.60	2
III _d	0.85	4.20	0.10	0.30	0.45	2

* para const. del grupo A, el coeficiente sísmico se incrementa un 50%

En general, los espectros de respuesta son gráficas que muestran que varía la respuesta de un sistema ante las vibraciones del terreno; éstos se generan a partir de los acelerogramas. La respuesta del sistema está en función de su propio período de vibración y la fracción de amortiguamiento crítico ξ . Para trazar los espectros de respuesta es conveniente mantener fija ξ e ir calculando la respuesta (aceleración) para distintos valores de T ; los resultados se grafican con T como abscisa. Dicha respuesta será máxima cuando la relación entre el período del sistema y el período del terreno se acerque a la unidad, es decir, que el período de vibración de una estructura coincida con el período de vibración del terreno.

Los espectros de respuesta de sismos reales tienen formas muy irregulares, sin embargo, entre mayor es la fracción de amortiguamiento crítico del sistema, el espectro se suaviza, es decir, las respuestas son menores. Cabe mencionar que para cualquiera que sea la fracción de amortiguamiento crítico que se utilice para calcular la respuesta del sistema, siempre habrá períodos para los que la respuesta será sensiblemente mayor que para los demás. Otra característica de estos espectros es que cuando $T = 0$, la ordenada espectral es igual a la aceleración máxima del terreno (figura III.1.6).

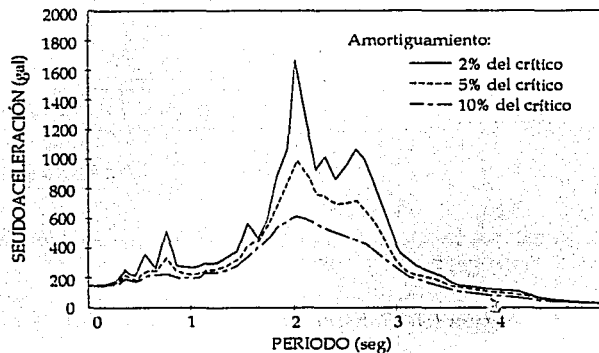


Figura III.1.6. Espectros de pseudoaceleraciones del registro de la S.C.T. del sismo de 1985.

Lo anterior se refleja en los espectros de diseño del RCDF de la siguiente manera:

- ✓ Tienen la forma presentada en la figura III.1.5. Son una versión suavizada en la que se han ensanchado las crestas y eliminado los valles, esto por la influencia del amortiguamiento, que hace menos bruscas las variaciones de los espectros; a que no se conoce con certeza el periodo natural por incertidumbres que existen en el cálculo de masas y rigideces; a las incursiones de la estructura en el rango inelástico; así como a la interacción suelo - estructura, que modifica el periodo fundamental de vibración.
- ✓ Los coeficientes sísmicos de cada zona representan las cotas superiores de dichos espectros de diseño, que corresponden a su parte plana. Los espectros así construidos son "elásticos".
- ✓ $T_a \leq T \leq T_b$ es el intervalo en el cual la respuesta del sistema será máxima, por lo cual no se hace ninguna reducción de fuerzas sísmicas dentro de este intervalo.
- ✓ La ordenada espectral a_0 representa la aceleración máxima del terreno.



III.2. PROBLEMAS QUE PROVOCA EL SISMO A LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.

Como ya se ha mencionado, cuando ocurre un sismo, éste induce a las estructuras fuerzas sísmicas. Una estructura, al reaccionar ante estas acciones, experimenta una serie de efectos que actúan sobre ella, tales como aceleraciones, vibraciones, etc., las cuales afectan severamente la estabilidad de la misma.

Por otra parte, el como sismo induce a una estructura una serie de fuerzas en todas direcciones, sería difícil poder evaluar dichas reacciones, así que para simplificar el problema suponemos que al presentarse un sismo, la construcción va a quedar sujeta a una serie de fuerzas horizontales o verticales sobre sus principales ejes. De esta manera podemos calcular los elementos de dicha estructura para que soporten las cargas sísmicas de manera estática o dinámica. Es decir, un cálculo estático si consideramos los efectos de las fuerzas sobre la estructura, ambas en reposo o, un cálculo dinámico cuando la consideración es que las fuerzas sísmicas no son constantes y además, si tomamos en cuenta los movimientos que éstas provocan a la construcción.

En general, el sismo provoca en una estructura los siguientes efectos:

III.2.1. Inercia.

Es la propiedad que tienen los cuerpos para oponerse al movimiento cuando están en reposo relativo, y al cambio de velocidad cuando se mueven. Como, aunque sea por adherencia, un edificio está ligado al terreno, éste al moverse, lo arrastra en su movimiento; sin embargo, por inercia, la construcción tiende a quedarse en su posición inicial, y así hay en ella fuerzas de reacción cuya resultante es igual y de sentido contrario a la acción (figura III.2.1).

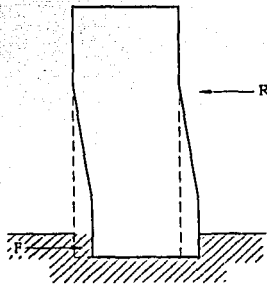


Figura III.2.1. Efecto de inercia.

III.2.2. Elasticidad.

Es la propiedad que tiene los cuerpos, en mayor o menor grado, para volver a su forma inicial una vez que cesa la fuerza que los ha deformado temporalmente. El terreno tiene elasticidad y por ella tiende a volver a su posición inicial cuando el sismo lo mueve, aunque también a veces, por su plasticidad, puede conservar parte de su deformación. Si un edificio pudiera ser suficientemente rígido y resistiera el impacto del sismo sin romperse, seguiría los movimientos del terreno. Cuando el edificio es bajo y está apoyado sobre fuertes muros de carga, puede considerarse como rígido y se comporta como si lo

fuera. Si la construcción es flexible, como sucede cuando está hecha con estructura de columnas y traveses (marcos), el edificio no seguirá exactamente los movimientos del terreno y, además, por su elasticidad, antes de volver a su estado de reposo se moverá de un lado a otro aunque el suelo solo haya experimentado un solo movimiento de vaivén.

III.2.3. Aceleración.

Como ya se ha mencionado, cuando ocurre un sismo, éste acelera el terreno, lo cual produce un impacto en la estructura que está adherida a él. Entre mayor sea la aceleración, mayor será la intensidad del sismo y por lo tanto, mayor el impacto que éste induce a las estructuras. Por ejemplo, si un automóvil aumenta su velocidad en de 20 a 30 m/s en 10 segundos, experimenta una aceleración de 1 m/s^2 ; en ese momento, los ocupantes del auto deben sentir un pequeño impulso hacia atrás. Pero si el mismo automóvil, desplazándose a 20 m/s suspende su movimiento en $1/100$ de segundo, experimenta una aceleración negativa de 2000 m/s^2 , lo cual produce un fuerte impacto en los ocupantes del auto debido a la mayor magnitud de la aceleración (desaceleración en este caso), quienes seguramente se estrellarían contra el parabrisas.

En general, las aceleraciones ocasionadas por los sismos se pueden determinar de forma estadística, con la ayuda de acelerómetros, sin dejar de tomar en cuenta una variada serie de factores (como la ubicación del lugar, tipo de terreno, etc), que intervienen en su magnitud. Para hacer intervenir el efecto de la aceleración del terreno en el cálculo de estructuras, se emplea el *coeficiente sísmico* (ver secciones III.1 y I.1.6).

III.2.4. Movimiento pendular y velocidad angular.

Si un cuerpo fuese lanzado al espacio, donde no hubiera aire o fuerza de gravedad, seguiría moviéndose siempre. En el caso de un péndulo, aunque iniciara su movimiento con un solo impulso, si no hubiera aire que le hiciera resistencia ni disipación de energía por rozamiento del hilo con la argolla que lo sostiene, quedaría meciéndose eternamente. Un periodo completo es el tiempo que emplea el péndulo en hacer su recorrido de un lado a otro, ida y vuelta. Dicho periodo T , expresado de manera práctica, es igual a 0.2 por la raíz cuadrada de su longitud L expresada en centímetros, es decir: $T = 0.2\sqrt{L}$ (en segundos). Aunque la fuerza que lo impulse varíe de magnitud, el periodo es casi constante, y sólo se podrá alterar cambiando la longitud de la cuerda. Su duración es independiente del peso de la masa y de la amplitud de la oscilación. A mayor impulso habrá un recorrido más amplio pero el periodo será el mismo, pues su velocidad también será mayor (figura III.2.2 a). Al pasar por el centro de su recorrido la velocidad del péndulo es máxima y se anula al llegar a los extremos para regresar.

Con una masa sujeta a una barra, que a su vez está empotrada al terreno, sucede lo mismo que con el péndulo, solo que su posición está invertida (figura III.2.2 b).

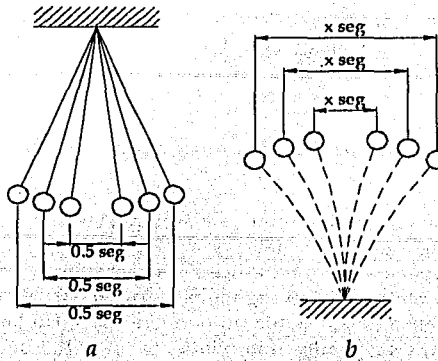


Figura III.2.2. Movimiento pendular.

Además de la resistencia del aire, el movimiento del péndulo disminuye por el rozamiento del hilo con la argolla de la que pende. En la barra empotrada, el movimiento del péndulo disminuye porque la energía se disipa debido a la resistencia de la misma. La barra puede modificar su estructura, al romper las partículas de su estructura o deformándolas plásticamente o elásticamente; en cualquiera de los casos, la energía se convierte en calor.

En igualdad de circunstancias, y dentro de los límites de la elasticidad en los que la barra no tenga roturas ni deformaciones plásticas, tendrá un mismo periodo. Una barra empotrada puede tener varias masas, y todo edificio, con algunas reservas, puede considerarse como una barra empotrada en el terreno, suponiendo que las masas están concentradas a la altura de los diferentes entrepisos del mismo.

Por otra parte, el movimiento de la masa puede compararse con el que tendría si recorriera un círculo con velocidad uniforme (figura III.2.3). Como el recorrido siempre mide $2\pi r$, cualquiera que sea su tamaño será de 6.28 radianes. Si la masa diera una vuelta completa en el círculo, por ejemplo, en tres segundos, se dice que la velocidad angular es de $6.28/3 = 2.09$ radianes por segundo, y se llama precisamente así porque se relaciona con el ángulo que traza el péndulo y no con la magnitud de su recorrido.

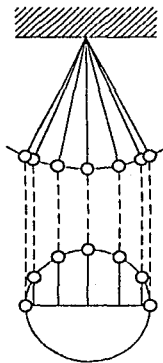


Figura III.2.3. Velocidad angular.

Un movimiento semejante al del péndulo, aunque en sentido inverso, tiene una barra elástica bien empotrada en el terreno.

III.2.5. Modos de vibración.

Si una barra empotrada en el terreno tiene tres masas, como en la figura III.2.4 a, podrá tener tres maneras distintas de vibrar, según varíe la velocidad del terreno en que se empotra. Si las masas se mueven uniformemente, de un lado a otro, su manera de vibrar se llama *modo fundamental* o *primer modo de vibración* (figura. III.2.4 a). Si la velocidad del terreno aumenta, la barra puede moverse de una manera semejante a la indicada en la figura III.2.4 b, llamado *segundo modo de vibración*, o llegar hasta el caso de la figura III.2.4 c, que recibe el nombre de *tercer modo de vibración*. Si la barra tuviera cuatro o cinco masas, también tendría cuatro o cinco modos de vibración, pues éstos corresponden al número de masas.

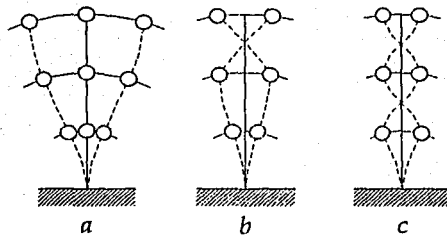


Figura III.2.4. Modos de vibración.

En un edificio se puede suponer que la carga que recibe cada nivel se comporta como una masa y teóricamente, si es alto y tiene veinte niveles, se podría mover de veinte modos, sin embargo, como después del primero las deformaciones y los esfuerzos generalmente disminuyen, por muy alto que sea basta estudiar los tres primeros modos de vibración.

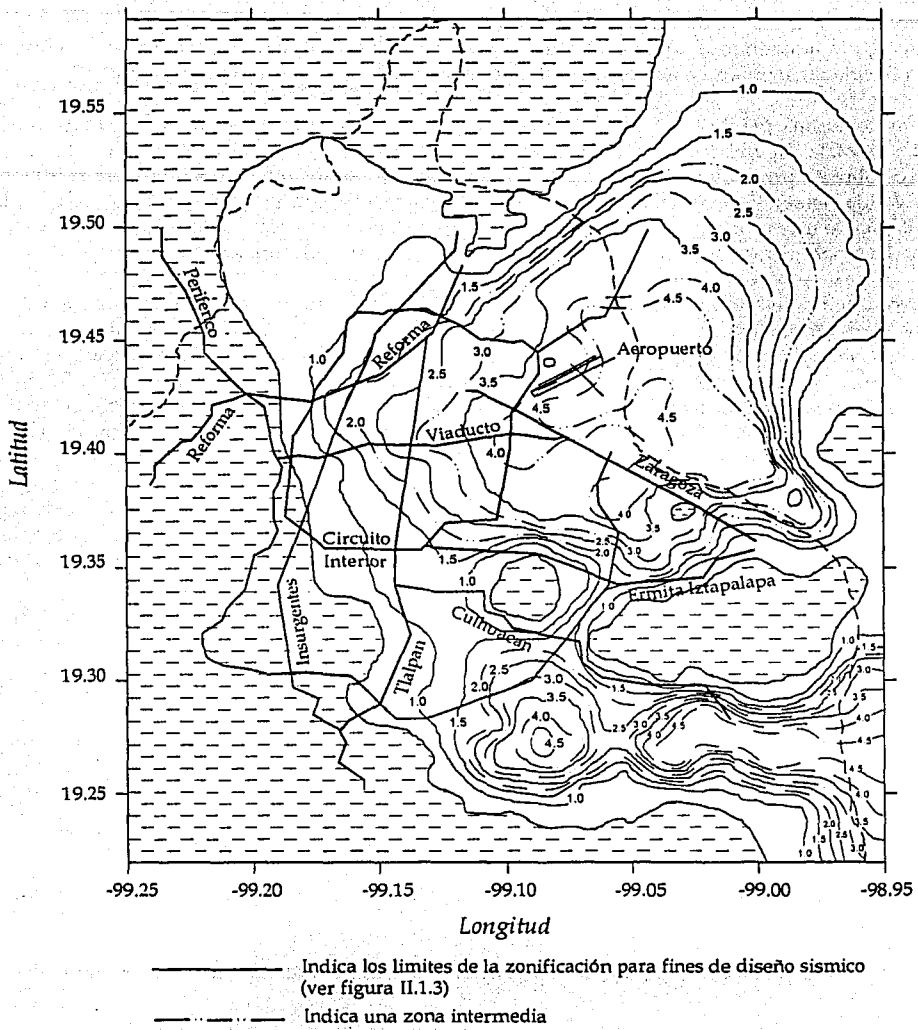
Cabe mencionar que en cualquier caso, para que haya equilibrio, se requiere que en el desplante, la suma algebraica de las fuerzas sea correcta, teniendo en cuenta que en los movimientos siguientes al primero, no todas las masas los reciben en el mismo sentido.

Con los terrenos sucede algo semejante a lo que pasa con la barra empotrada, el péndulo u otro elemento sujeto vibración: independientemente de la fuerza con la que los agite un sismo, vibran según sus características y localización con un periodo relativamente constante. Sin embargo, su manera de vibrar es más compleja, debido a que las ondas de movimiento vienen directamente reflejadas o refractadas, aunque con algunas desviaciones, y el resultado final es efectivamente movimientos complejos; ya que constituyen las resultantes de otros movimientos de características diversas.

Las ondas longitudinales al propagarse, alargan el promedio de sus periodos en la medida en que se alejan del foco de movimiento que las produce y, al menos dentro de ciertos límites, hacen variar los periodos del medio en que se propagan, que en este caso es el terreno. Éste al romperse cambia, como las estructuras, sus condiciones vibratorias. En arcillas y arenas, la plasticidad es enorme y hasta en terrenos rocosos, es natural que los intersticios sean de distinta condición, dando como resultado comportamientos sísmicamente distintos según la dirección en que se propague el movimiento. De hecho, es difícil que un mismo suelo tenga el mismo periodo cuando se mueve en direcciones distintas.

Sin embargo, es indispensable suponer, con base a los resultados obtenidos experimentalmente, si no el periodo fijo al movimiento del terreno donde se va a construir, al menos sí los posibles valores de sus periodos dominantes; pues según el periodo de ese movimiento, la estructura se moverá de algún modo y de acuerdo con él soportará distintos esfuerzos.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2001, en su apéndice normativo A indica el valor de los periodos dominantes más largos del terreno (T_s) para el Distrito Federal y su área metropolitana (figura III.2.5), sin embargo, cuando la importancia de la estructura lo justifique, el valor de T_s se debe determinar a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo del sitio de interés.



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Figura III.2.5. Periodos predominantes del suelo, T_s , en segundos (propuesta de NTCS - 2001)

En esta figura se hace una distinción que no aparece en la propuesta de NTCS - 2001, pero resulta interesante observar. Las líneas continuas corresponden con la zonificación para fines de diseño sísmico (figura II.1.3), y las intermitentes a áreas intermedias. De lo anterior podemos observar, por ejemplo, que para la Zona III b los periodos predominantes del terreno oscilan entre los 1.5 y 2.5 seg.

III.2.6. Sincronización y resonancia.

Por inercia y por la elasticidad de la barra o del edificio, después de las primeras vibraciones las masas pueden seguir moviéndose cuando el terreno ya está quieto, y mientras permanece en movimiento, llegar a desplazarse mucho más que él. Esto es causa del fenómeno de sincronización.

Por ejemplo, si una persona mece a otra en un columpio, inicialmente necesitará de un gran esfuerzo para desplazarla digamos unos 50 cm. Si deja que el columpio vaya y vuelva ya sin hacer ningún esfuerzo sobre él, probablemente no se desplazará a su regreso los mismos 50 cm, pero sí lo hará unos 40 cm, y si la persona aprovechando este impulso da otro, el columpio con seguridad podrá alcanzar unos 60 cm. De este modo el columpio podría terminar dando la vuelta completa, lo cual indica que la persona ha sincronizado sus esfuerzos con los movimientos del columpio.

La sincronización de movimiento o impulsos entre el péndulo y su punto de sostén, también es posible entre la barra empotrada (con una o varias masas) y el terreno que la sostiene. A este fenómeno se le llama *resonancia* (aunque el término resonancia, más bien se refiere a la sincronización de sonidos). Durante los sismos puede haber sincronización del terreno con las estructuras, ésta aumenta los esfuerzos y, mientras más concuerde el periodo de vibración de la estructura (T) con el del terreno (T_s), habrá más sincronización. En cambio, cuanto más diferentes sean T y T_s , habrá menos probabilidades de sincronización y por tanto que el edificio entre en resonancia.

Teóricamente, si el sismo durara mucho tiempo, sus movimientos se verificarán en un solo sentido y se efectuará una completa resonancia con la estructura de algún edificio y, por muy resistente que fuera, siempre acabaría por fallar. Afortunadamente, contra la sincronización hay varias atenuantes como:

- ✓ Los sismos se traducen en movimientos de múltiples direcciones y, sobre todo en sus impulsos fuertes, son de poca duración.
- ✓ Después de las deformaciones elásticas en los elementos de una estructura, vienen las plásticas, que no solamente ya no producen efectos activos, sino que neutralizan a los primeros.
- ✓ Los elementos secundarios, respecto de su resistencia, como por ejemplo, los muros divisorios, aunque no sean de carga, cambian totalmente el comportamiento elástico de la estructura. El mismo efecto se obtiene cuando los componentes de la estructura empiezan a tener grietas pequeñas o fallas, aunque no reduzcan necesariamente la estabilidad de la misma.
- ✓ Al deformarse cualquier elemento estructural, hay en él una disipación de energía que transforma el movimiento en calor.
- ✓ Como ya se menciona, los periodos de vibración del terreno pueden variar aun durante el sismo.

III.2.7. Ductilidad.

Es la propiedad de algunos cuerpos capaces de modificar su forma o posición sin romperse al recibir un esfuerzo, después de su elasticidad, pero aún dentro de su plasticidad, por ejemplo, el acero.

En general, son más dúctiles las estructuras de acero con columnas relativamente delgadas y vigas no muy peraltadas; las estructuras de concreto armado elásticas y flexibles, con bastante armado de acero y las estructuras de madera. La ductilidad de las construcciones como casas o edificios, que se apoyan en muros de carga, se considera de media a muy poca.

El hecho de que una construcción sea dúctil o poco dúctil puede tener sus pro y contra. Por ejemplo, se podría pensar que una construcción de muros rígidos de carga, con poca ductilidad, no sea conveniente ya que presenta poco amortiguamiento, sin embargo, en cambio puede que tenga la resistencia necesaria para soportar el movimiento. En general podemos afirmar que en terrenos de vibración lenta conviene hacer estructuras rígidas y de poca altura, que tienen periodos de vibración rápidos; y en terrenos de vibración rápida, estructuras altas, dúctiles y flexibles, cuyos periodos de vibración son más lentos (ver sección I.1.6).



III.3. TIPOS DE FALLAS OCACIONADAS POR EL SISMO A ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.

Durante su vida útil, una estructura de mampostería estará sujeta a los siguientes efectos principales:

1. Carga vertical debido al peso propio, peso de las losas y carga viva.
2. Fuerza lateral 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.

Si los efectos anteriores o sus combinaciones exceden la capacidad de la estructura a base de mampostería pueden presentarse en éstas distintos tipos de fallas. De manera simplificada, se puede considerar que en las estructuras de mampostería ocurren los siguientes tres tipos de fallas:

- ✓ Por carga axial.
- ✓ Por flexión (volteo).
- ✓ Por cortante.

Por otra parte, es importante conocer bajo que características se presenta cada uno de estos tipos de falla. En general, antes de agrietarse, la mampostería experimenta deformaciones laterales bastante bajas y tiene un comportamiento elástico lineal. Inmediatamente después del agrietamiento, su comportamiento dependerá de la cantidad y disposición del refuerzo. Si éste es el caso, los ciclos histéresis encerrarán poca área si el refuerzo es reducido, mostrando poca capacidad para disipar energía. Si se cuenta con refuerzo suficiente en los castillos o en el interior del muro, los ciclos de histéresis serán amplios, indicando que el muro es capaz de soportar altos niveles de carga con deformaciones laterales importantes antes de llegar al colapso. En otras palabras, para evitar la falla frágil de la mampostería, es necesario que ésta se refuerce adecuadamente.

III.3.1. Falla por carga axial.

La falla por carga axial se presenta debido a incrementos importantes de carga vertical, por lo cual la mampostería se aplasta.

El comportamiento y los modos de falla de la mampostería ante cargas axiales depende en forma importante de la interacción de las piezas y el mortero; ésta puede interpretarse de la siguiente manera: las piezas y el mortero tienen características esfuerzo-deformación diferentes, por lo tanto, al ser sometidos a un mismo esfuerzo se produce una interacción entre ambos que consiste en que el material menos deformable (las piezas) restringe las deformaciones transversales del material más deformable (el mortero). Efectivamente, el mortero al tener su deformación transversal restringida por las piezas, introduce en éstas esfuerzos de compresión en dirección transversal. Por el contrario, en el mortero se introducen esfuerzos transversales de tensión que disminuyen su resistencia.

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 produce la inestabilidad del elemento y su falla. Para piezas de baja resistencia, la falla se presenta por aplastamiento en compresión de las

piezas mismas. El aplastamiento del mortero no ocasiona la falla cuando los esfuerzos son puramente axiales, ya que éste, cuando se aplasta, es retenido por fricción por las piezas, y el conjunto puede soportar cargas mayores; sin embargo, en elementos esbeltos el aplastamiento del mortero puede provocar problemas de inestabilidad

En realidad, este modo de falla es muy difícil que ocurra, ya que el área de los muros es generalmente lo suficientemente grande para resistir las cargas verticales elevadas. Puede favorecer a este tipo de falla el intemperismo o que las piezas de mampostería sean de baja calidad.

Para estudiar comportamiento de la mampostería bajo cargas axiales se utiliza el ensaye de compresión axial (ver sección I.3.7).

III.3.2. Falla por flexión.

Las grietas por flexión suelen aparecer súbitamente, pues de manera semejante al concreto la mampostería presenta una capacidad muy baja a la tensión. Estas grietas se manifiestan de forma horizontal en los extremos del muro, son de mayor longitud en la parte inferior y van disminuyendo a medida que ascienden.

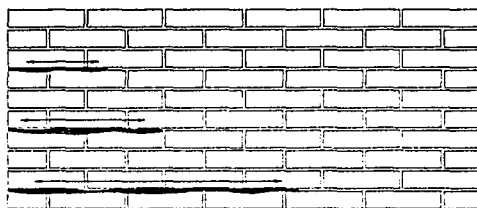


Figura III.3.1. Flexión en muros.

Se puede esperar este tipo de falla en las estructuras de mampostería, ya sean de adobe o de piezas de barro o concreto, si éstas no cuentan con refuerzo adecuado.

Caso especial es el de las estructuras de adobe, éstas se caracterizan por tener un cuerpo principal de un solo piso, planta rectangular alargada de 30 a 50 m², muros de 3 a 3.5 m de altura con espesores de 30 a 40 cm sin refuerzo, frecuentemente sin muros divisorios, escasa restricción en la parte superior de los mismos y con techos de madera o lámina¹¹; dichas características hacen que el comportamiento de sus muros esté regido por la flexión en dirección normal a sus planos. Al vibrar los muros durante un sismo, se inducen momentos flexionantes críticos en las esquinas superiores de los mismos, los cuales se agrietan progresivamente hacia abajo, de manera que el muro frontal comienza a vibrar como en voladizo, ocurriendo el volteo cuando la altura agrietada del muro es suficiente para que la resultante de las fuerzas caiga fuera de la sección del muro. El volteo ocurre casi siempre hacia afuera, ayudado por el coceo del techo.

En el caso de estructuras de mampostería de tabique de barro o bloque de concreto sin refuerzo, la liga que se logra entre muros transversales por el simple cuatrapeo de las piezas no es suficiente para impedir el volteo de los mismos ante empujes en su plano; así mismo, pueden ocurrir fallas frágiles por el efecto de las cargas en el plano del muro. La falla por flexión ocurre cuando se alcanza el

¹¹ Hernández B. O., Procedimientos de reparación de estructuras dañadas por sismo (primera etapa), p. 24.

esfuerzo resistente en tensión de la mampostería, el cual es muy bajo (del orden de 1 a 2 kg/cm²), o inclusive se considera nulo (ver sección I.3.9). Esta falla puede ocurrir en el plano del muro o perpendicular a éste (ver figura I.3.3, capítulo I).

No son muy comunes en una estructura de mampostería los problemas por flexión (siempre y cuando esté adecuadamente reforzada) debido a que la carga vertical sobre los muros contrarresta los efectos de los momentos de volteo, o porque lo evita el acero de refuerzo colocado en los extremos del muro.

III.3.3 Falla por cortante.

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 al efecto de un sismo, 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, o cuando existe una distribución poco uniforme de cargas verticales en un muro determinado.

Para estudiar el comportamiento de la mampostería en tensión diagonal se utiliza el ensaye de compresión diagonal (ver sección 1.3.8). En este ensaye, el murete de prueba es sometido a un estado de esfuerzos en 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 en 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, y aunque se trate de un ensaye de compresión diagonal, la falla es prácticamente en todos los casos por tensión diagonal.

Otro ensaye que se utiliza en muros de mampostería para evaluar su resistencia ante cargas laterales es el llamado *en voladizo* (figura III.3.2), en el cual, al espécimen ensayado se le introducen esfuerzos cortantes simultáneamente con esfuerzos de flexión.

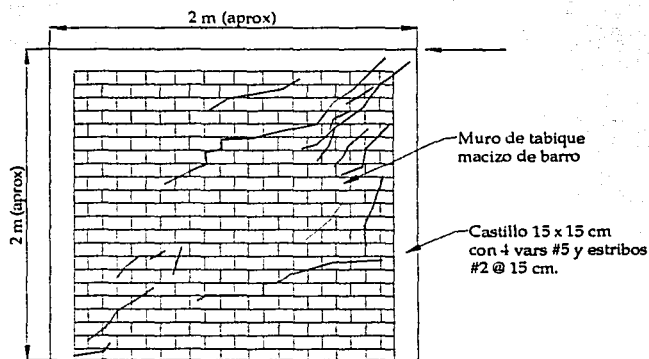


Figura III.3.2. Ensaye en voladizo de un muro de mampostería confinada.

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

En un muro confinado en un marco estructural y sujeto a fuerzas laterales, se observa que el muro y el marco trabajan como una columna global ancha en la que las columnas del marco proporcionan casi toda la rigidez a flexión mientras que el muro absorbe la mayoría de los esfuerzos cortantes. Si el muro no está conectado al marco de manera adecuada (*muros diafragma*, ver sección II.4), bastan cargas relativamente pequeñas para que ambos se separen en esquinas opuestas de forma que el marco se apoya sobre el muro. Esto provoca fuerzas axiales así como momentos cortantes en vigas y columnas. Los momentos son de poca importancia, dado que las fuerzas de interacción se desarrollan en la proximidad de los nudos; las fuerzas cortantes, por el contrario, si son de consideración, ya que en el muro aparecen esfuerzos de compresión apreciables en las esquinas en contacto con el marco. En la dirección de la diagonal que une a las esquinas del muro separadas del marco, se generan esfuerzos de tensión en la mampostería que ocasionan el agrietamiento diagonal en el muro (figura III.3.3).

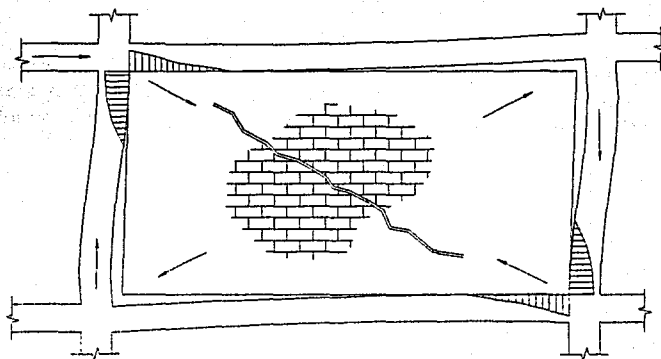


Figura III.3.3. Falla por tensión diagonal en muros diafragma.

Para alcanzar la falla debida a un esfuerzo cortante, es necesario que no se alcance la falla por flexión en primera instancia, es decir, la falla por cortante sólo ocurre cuando existe carga vertical sobre el muro que contrarresta el efecto de la flexión. También se alcanza en muros de gran longitud o en aquellos con aberturas importantes sin el refuerzo adecuado.

Se identifican dos formas de falla en cortante: en una de ellas la grieta diagonal corre solamente a través de las juntas de mortero (tipo escalera), a ésta se le conoce propiamente como falla por cortante; mientras que si la grieta es casi una diagonal recta que rompe las piezas, se dice que la falla es por tensión diagonal.

La falla por tensión diagonal se da generalmente cuando la resistencia a la tensión de las piezas es menor en relación con la resistencia de adherencia del mortero con las piezas. La falla por cortante 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. Cuando el esfuerzo resistente a la tensión de las piezas es semejante a la adherencia entre las piezas y el mortero, se da un tipo de falla mixta en que el agrietamiento diagonal se da tanto en las piezas como en las juntas.

Hay que hacer notar que el hecho de que un muro de mampostería se confine en dadas y castillos no evita la posibilidad de agrietamientos diagonales en los muros, ya que la resistencia en tensión diagonal no se incrementa notablemente por la presencia de estos elementos ni del refuerzo horizontal.

En el caso de muros de mampostería confinada, su comportamiento hasta el primer agrietamiento diagonal es prácticamente igual al de los muros de mampostería no reforzada. Después del agrietamiento diagonal existe una importante distribución de esfuerzos, y el puntal de compresión de la mampostería incrementa significativamente las demandas de flexión pero principalmente de cortante en los extremos de los castillos. Este incremento en fuerza cortante puede producir la falla del castillo en la esquina, dando lugar a una reducción drástica de la capacidad resistente del muro. Si la sección y armado del castillo en su parte inferior y superior es capaz de soportar 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. 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 logra si la separación de los estribos se reduce a la mitad en una longitud de dos veces la dimensión del castillo o 40 cm aproximadamente. Así mismo se recomienda se ancle por medio de ganchos de 180° el acero longitudinal de las dalas en el acero longitudinal de los castillos (ver figura I.2.3, Capítulo I).

Como se mencionó al principio de esta sección, la finalidad de reforzar la mampostería no radica en aumentar su resistencia, sino en aumentar su capacidad de deformación y precisamente evitar la falla frágil cuando ésta se agrieta, además de proporcionar una efectiva liga con los elementos adyacentes.



III.4. COMPORTAMIENTO SÍSMICO OBSERVADO EN LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.

Por su propia naturaleza, las estructuras de mampostería tienen un buen comportamiento ante la acción sísmica, ya que un muro puede tomar grandes esfuerzos horizontales, a causa de la fricción, con el aumento de la carga vertical. En edificaciones de gran altura, en los pisos superiores, al disminuir las cargas verticales también se disminuye la resistencia de los muros a los esfuerzos horizontales; pero esto coincide, al menos en el primer modo de vibración, con la reducción de los esfuerzos cortantes. De lo anterior podemos decir, de manera muy general, las edificaciones de mampostería son muy resistentes a los sismos, sobre todo cuando se hallan en terrenos de largo periodo de vibración; pero también tienen la desventaja, por ser poco deformables, de no amortiguar los impulsos de los suelos que tienen un periodo de vibración corto, razón por la cual es indispensable que cuenten con algún tipo de refuerzo para su buen desempeño.

Los sismos registrados en la ciudad de México en septiembre de 1985, los cuales causaron grandes daños debido a sus características excepcionales, motivaron a la revisión y adecuación de la normatividad vigente en materia de seguridad estructural: se incrementaron los coeficientes sísmicos para las zonas donde se registraron aceleraciones considerablemente elevadas, como la zona de transición y de lago; se asignaron nuevos factores de comportamiento sísmico en función de los materiales y proceso constructivo a las distintas edificaciones. Se adecuaron factores de reducción de la resistencia, propiedades mecánicas de los materiales y el control de calidad durante el proceso constructivo.

En general, se puede decir que el comportamiento sísmico observado en las estructuras de mamposterías durante y en evaluaciones posteriores a dichos eventos fue satisfactoria, no obstante que en su construcción se adoptaron los requisitos normativos vigentes desde 1976. Los daños observados en muros de mampostería se debieron al deterioro de los materiales débiles (como el adobe y la mampostería sin refuerzo), intemperismo, filtraciones, hundimientos diferenciales y errores en la estructuración (como muros de relleno con capacidad de deformación menor al marco confinante, o baja densidad de muros en la dirección resistente).

Sin embargo, las construcciones para vivienda han sufrido mayores daños en las regiones cercanas a la fuente sísmica (en este caso las costas del Pacífico del sureste de la república). En estos lugares las ondas sísmicas son de alta frecuencia, de mayor intensidad (ver sección I.1.6) y el terreno es usualmente duro con periodos de vibración cortos, lo cual aunado a las características dinámicas de las construcciones de mampostería (elevada rigidez y periodos de vibración predominantemente cortos) y su procedimiento constructivo (generalmente autoconstrucción) hace que su comportamiento sísmico no sea satisfactorio.

A continuación se describe brevemente el comportamiento observado en edificaciones de mampostería de adobe, sin refuerzo, confinada, reforzada interiormente y de relleno (diafragmas).

III.4.1. Mampostería de adobe.

La mampostería de adobe es ampliamente usada para la construcción de vivienda unifamiliar de uno y hasta dos niveles en las áreas rurales localizadas en zonas de alta sismicidad del país, realizada por autoconstrucción. Como consecuencia de lo anterior, en dichos lugares el desempeño de las edificaciones construidas con piezas de adobe sin ningún tipo de refuerzo ha sido malo ante eventos sísmicos moderados o intensos. Inspecciones de campo hechas en edificaciones de mampostería de

adobe a raíz de sismos registrados en 1995 en poblados como Ometepec, Gro. (septiembre), Manzanillo, Col. y Villa Flores, Chis. (octubre), confirmaron que las edificaciones con ningún tipo de refuerzo fueron las más afectadas. Se observó agrietamiento vertical en las esquinas de las casas debido a la falta de liga de los muros en la unión, provocado por flexión fuera del plano de los mismos, así como concentración de grietas en las aberturas (puertas y ventanas) por falta de elementos de cierre. En cambio, las construcciones que contaban con algún tipo de refuerzo vertical (inclusive polines de madera) mostraron un mejor comportamiento.

En resumen, el daño observado en las viviendas de adobe se atribuye a las siguientes causas:

- ⇒ Baja capacidad a tensión de las piezas de adobe debido a su baja calidad (mezcla pobre de barro y sin paja o algún otro material que tome los esfuerzos de tensión).
- ⇒ Falta de adherencia de las piezas, ya que generalmente se colocan superpuestas sin ningún tipo de aglomerante que mejore su adherencia.
- ⇒ Ausencia de confinamiento perimetral, tanto en muros como en aberturas (puertas y ventanas).
- ⇒ Inadecuada liga entre las esquinas de los muros transversales, ya que muchas veces el traslape no es correcto o es insuficiente.
- ⇒ Peso excesivo en la techumbre, debido al uso de techumbres o rellenos de tierra.
- ⇒ Falta de mantenimiento de vigas (de madera) del sistema de techo, deterioradas por efecto de la intemperie.

Como recomendaciones generales para mejorar el comportamiento sísmico de estas construcciones, se puede mencionar:

- ✓ Hacer una selección cuidadosa de los suelos con que se fabrica el adobe (de preferencia suelos que sean volumétricamente estables) y su mejoramiento con fibras o aditivos estabilizadores.
- ✓ Reducir la altura de los muros al mínimo admisible para la habitabilidad de la vivienda.
- ✓ Subdividir los espacios interiores mediante muros ligados entre sí con el mejor cuatrapeo posibles de las piezas.
- ✓ Evitar techos pesados y estructurar éstos para que tengan rigidez en su plano.
- ✓ Reforzar puertas y ventanas con polines de madera y confinar los muros con refuerzo por integridad estructural (ver sección II.3.1).

Cabe mencionar, dado que para la vivienda de mampostería de adobe predomina la autoconstrucción, las recomendaciones anteriores así como muchas otras que pudieran sugerirse, deben difundirse de manera masiva y en un lenguaje práctico a través de manuales y guías de fácil aplicación, sin descuidar, claro, el ámbito académico.

III.4.2. Mampostería sin refuerzo.

Las edificaciones de mampostería construidas con piezas macizas de tipo artesanal que no cuentan con ningún tipo de refuerzo, ya sea interior o perimetral, tienen un patrón de daño muy similar al descrito para viviendas de adobe. Al igual que éstas, su uso es muy popular tanto en zonas rurales como urbanas. Muchas edificaciones antiguas para uso habitacional están construidas con este sistema.

Una de las principales causas de su mal comportamiento sísmico observadas fueron deficiencias en la configuración estructural: algunas veces sobre una estructura original de mampostería sin refuerzo, se añaden pisos superiores de mampostería confinada con dadas y castillos de concreto reforzado, con una inadecuada conexión entre los elementos nuevos con los existentes. Otra causa se debe al uso inadecuado de polines de madera a manera de elementos de confinamiento, o bien el uso de castillos

de concreto sin ligarlos al muro de mampostería, originándose la falla por flexión fuera del plano del muro.

En términos generales, 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 de dichos elementos, fallará ante la acción sísmica, presentando agrietamiento inclinado originado por esfuerzos de tensión diagonal, agrietamiento en las juntas por esfuerzos cortantes o agrietamientos verticales en las esquinas y el centro originadas por la flexión fuera del plano del muro y volteo de la estructura.

III.4.3. Mampostería confinada.

Este sistema constructivo es el más usado para la construcción de vivienda tanto unifamiliar como multifamiliar. En general, el comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería confinada construidas en base a criterios ingenieriles ha sido satisfactorio. Caso contrario es el de las edificaciones unifamiliares concebidas por autoconstrucción, ya que por su irregular configuración es ineficiente para resistir la acción sísmica; con grandes aberturas en los muros sin el refuerzo necesario, ausencia de una cantidad suficiente de muros en la planta baja (lo cual forma un mecanismo de *piso débil* en viviendas de dos o más niveles), distribución irregular de muros y separación insuficiente entre construcciones colindantes.

Un estudio realizado a raíz de del sismo de 1985 en 23 edificaciones de hasta cuatro niveles en la zona de mayor densidad de daño en la ciudad de México, evidencio que el 56% de los daños se originaron por la presencia de hundimientos diferenciales, empleo de materiales pobres o deteriorados por la humedad e intemperismo, así como la ausencia de elementos de confinamiento suficientes; en el 44% restante el daño se atribuyó a una reducida cantidad de muros, en una o en ambas direcciones, aunada a una distribución asimétrica de los mismos que originó torsiones importantes en la planta.

III.4.4. Mampostería reforzada interiormente.

La mampostería con refuerzo interior es un sistema que se emplea con menor medida para la construcción vivienda unifamiliar, sin embargo, su uso se ha generalizado para la construcción de vivienda multifamiliar de interés social y de locales comerciales tipo nave industrial.

En México, puede decirse que su comportamiento sísmico no ha sido adecuado, esto debido a que para la práctica constructiva mexicana resulta difícil la supervisión de su construcción, siendo ésta mucho más detallada para obtener un correcto colado de los huecos donde se aloja en refuerzo, así como una correcta y suficiente colocación del mismo, lo que ha contribuido a una mala reputación del sistema.

Además de falta de supervisión durante el proceso constructivo, otras causas observadas del mal comportamiento sísmico en la mampostería con refuerzo interior son: fallas locales de las piezas huecas por el desprendimiento de sus paredes, inadecuado anclaje del refuerzo interior con los elementos exteriores, uso de piezas con alvéolos pequeños que dificultan la colocación y compactación del mortero de relleno, así como el uso de mortero de pega como mortero de relleno. Por una parte, el mortero de pega, generalmente, tiene una menor resistencia que el mortero de relleno, que es más fluido; además la colocación del mortero de pega en los alvéolos deja cavidades no compactadas, lo que se traduce en una reducción de la capacidad del muro.

Cabe mencionar que si este sistema constructivo se lleva a cabo de manera adecuada, utilizando morteros de relleno de elevada fluidez, cuantías de refuerzo horizontal y vertical suficientes y

correctamente colocadas, se obtiene un comportamiento sísmico muy satisfactorio (como el observado en países como Estados Unidos y Japón), al incrementar la resistencia ante cargas laterales y en la capacidad de desplazamiento vertical.

III.4.5. Mampostería empleada como relleno.

Los muros de mampostería que se utilizan como relleno, parcial o total, en las crujeas de marcos de concreto reforzado o acero resistentes a momento, se denominan como *muros diafragma* (en algunas regiones del país también se conocen como *muros tapón*). Este tipo de muros son considerados como elementos no estructurales y ha sido común ignorar su participación en el modelo numérico de la estructura. Sin embargo, en la práctica constructiva mexicana a sido costumbre ligarlos al marco principal, lo cual, evidentemente conduce a aumentar la rigidez lateral de los marcos y, por consiguiente, modifican la distribución de fuerzas entre los elementos resistentes y las propiedades dinámicas de la estructura completa.

Durante los recorridos de evaluación después de los sismos de 1985 se pudo observar agrietamiento diagonal, por tensión diagonal o cortante en los muros, o bien, concentración de daño en las esquinas producto de la incompatibilidad en la capacidad de deformación del marco principal y el muro. Otra de las causas de daño frecuentemente observada cuando se emplea este tipo de muros se atribuye al fenómeno de *columna corta*, es decir, a que el muro de mampostería llena parcialmente la altura de la crujía del marco, ocasionando que la parte superior de la columna quede sujeta a una fuerza cortante mayor a la considerada en su diseño, debido al incremento de rigidez proporcionado por el muro (figura III.4.1).

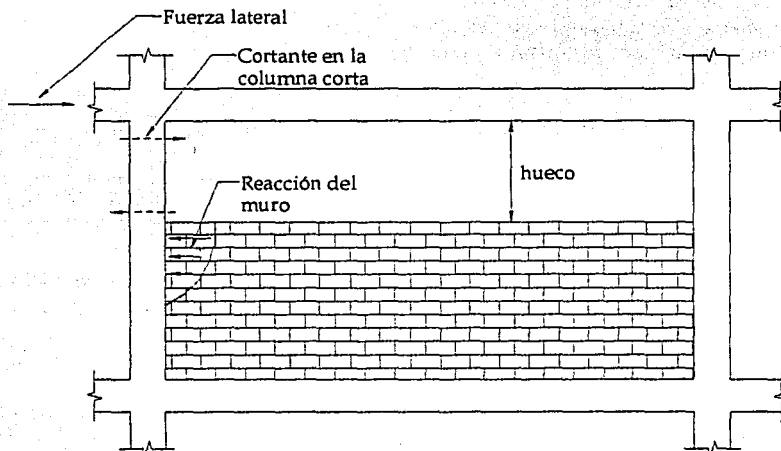


Figura III.4.1. Efecto de columna corta en muro diafragma de altura incompleta.

En general, para evitar el mal comportamiento sísmico de este tipo de muros el diseñador tiene que determinar si la participación del muro es estructural o no estructural. Si es estructural, es necesario calcular la rigidez lateral y los elementos mecánicos que originan las cargas sísmicas en el marco y muro; para tal propósito podemos idealizar cada muro confinado como una diagonal equivalente en

compresión dentro del marco¹², además de tomar las medidas necesarias para ligar el muro al marco adecuadamente (ver sección II.4, *muros diafragma*). Si es no estructural, se deben tomar las medidas necesarias para desligar al muro de la estructura principal (ver sección II.4, *muros divisorios*).



¹² Bazán E., Meli R., Diseño sísmico de edificios, p.73.

**TÉCNICAS DE RAPARACIÓN Y REFUERZO DE
ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DAÑADAS POR
SISMO**

IV.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.

III.2. TÉCNICAS DE REPARACIÓN Y REFUERZO.



IV.1. CONSIDERACIONES PREVIAS.

En el presente capítulo se tratarán las distintas técnicas que se utilizan para reparar y reforzar una estructura existente de mampostería la cual a sido dañada por la acción de un sismo. Pero antes hablaremos de manera breve sobre algunos aspectos que resultan fundamentales para poder llevar a cabo de manera exitosa un proyecto de reparación y refuerzo.

Un punto importante al respecto es mencionar la diferencia entre *reforzar* y *reparar*. Reparar se refiere a la serie de actividades necesarias para restituir las condiciones iniciales de un elemento o estructura dañado, es decir, devolver a éstos su resistencia original. Por otra parte, reforzar se refiere a las actividades encaminadas a incrementar la resistencia, rigidez o capacidad de deformación de un elemento o estructura, es decir, mejorar su comportamiento ante eventos sísmicos.

Básicamente existen tres razones por las cuales los edificios son reforzados: en primer lugar está el reforzamiento de un edificio dañado por sismo, para mejorar su comportamiento ante eventos futuros; en segundo, muchos reglamentos o normas de construcción (sobre todo en zonas de alta sismicidad de Estados Unidos) exigen que los edificios más viejos sean reforzados de acuerdo con las normas sísmicas de los reglamentos actuales, cuando el uso del edificio cambia y aumenta su ocupación o peligro potencial; por último, un edificio se puede reforzar voluntariamente como medida preventiva, tanto por seguridad de sus ocupantes, como por protección de la inversión financiera de sus propietarios.

Se han sugerido tres filosofías para mejorar el comportamiento de una estructura ante acciones sísmicas: una es incrementar la resistencia, otra es aumentar la capacidad de deformación inelástica, o bien, incrementar ambas. Sin embargo, existen otras posibilidades, como son, debilitamiento local para cambiar el modo de falla, mejorar la configuración estructural, entre otras (Loring, 1986).

En general, una estructura de mampostería tiene un comportamiento sísmico adecuado cuando cumple con lo siguiente:

- ✓ Una distribución de muros en planta sensiblemente simétrica y regular, muros arriostrados entre sí, y un arreglo similar de muros en todos sus pisos (una elevación regular).
- ✓ Una densidad de muros adecuada, la cual garantice su resistencia ante sismos.
- ✓ Empleo de cimentaciones continuas y reforzadas de acuerdo al tipo de terreno.
- ✓ Uso de materiales (piezas, morteros y refuerzo) que cumplen con las normas vigentes, tanto en calidad como en resistencia.
- ✓ Aberturas en muros bien distribuidas; éstas deben estar alejadas de las esquinas del muro $\frac{1}{4}$ de la altura de la abertura o 60 cm, su tamaño ser el más pequeño posible y estar confinadas por dalas y castillos. Además se recomienda que la suma de anchos de las aberturas sea menor que la mitad de la longitud del muro.
- ✓ Empleo de elementos confinantes, como dalas y castillos, que cumplen con normas vigentes. Lo anterior mejora el comportamiento sísmico de muros y los hacen más estables. Además,

promueven el trabajo de la estructura como una sola unidad conectando adecuadamente los muros con el diafragma del sistema de piso.

- ✓ Un mantenimiento periódico para reparar daños tales como: penetración de humedad en elementos, corrosión de refuerzos, asentamientos y deterioro en piezas y morteros. Este mantenimiento es muy importante en edificios históricos debido a que disminuye los daños después de un sismo.

IV.1.1. Evaluación y análisis de edificios de mampostería.

Después de un sismo hay que hacer una evaluación rápida de daños en una estructura, determinar si son de importancia, si se presentan daños mínimos o nulos. En caso de que existan daños y éstos puedan afectar la resistencia de la estructura ante cargas laterales, las acciones inmediatas se deben considerar en función del grado del daño: restringir el acceso al edificio y en zonas adyacentes, apuntalamiento de emergencia y reducción de cargas, son algunas medidas adecuadas si el daño es muy grave, mientras se realiza una evaluación más detallada.

En la evaluación detallada de una estructura dañada, es necesario determinar cómo se comportó la estructura. Esto requiere de una inspección detallada del edificio y una lista de todos los elementos dañados, en ocasiones puede ser necesario abrir áreas ocultas para permitir una investigación completa. Se debe analizar después la estructura y entender a fondo por qué ocurrió el daño, determinar si los elementos fallaron debido a cortante, compresión, tensión, flexión, anclaje de varillas en dadas y castillos insuficiente, etc. Se deben considerar los efectos de elementos no estructurales como muros de relleno (tipo diafragma o a media altura), así como incluir en la evaluación a los elementos fabricados con otros materiales además de la mampostería.

Sin duda, una de las dificultades más importantes en la evaluación es alcanzar un nivel de confianza adecuado sobre las condiciones "reales" del edificio y su comportamiento. Por principio, probablemente el edificio se ha diseñado atendiendo a reglamentos anteriores a los actuales, se desconocen las propiedades de los materiales, el estado de esfuerzos de los elementos y el flujo de fuerzas, entre otras cosas. La meta de la evaluación es identificar las variables y características más relevantes de una estructura para desarrollar un análisis estructural lo suficientemente completo. Los distintos niveles de evaluación estarán en función de la importancia del edificio, del tiempo y recursos con que se cuenten, así como de los objetivos y metas que se pretenden alcanzar con la rehabilitación¹³.

El procedimiento para realizar la evaluación de una estructura es el siguiente:

- ⇒ Registro documental.
- ⇒ Inspección.
- ⇒ Obtener propiedades de los materiales.
- ⇒ Evaluación de grietas.
- ⇒ Definir el criterio de seguridad de la reparación.

¹³ Se utilizará la palabra rehabilitación para hacer referencia a las actividades y procesos encaminados a reparar y/o reforzar.

Es muy importante recuperar todo el material documental disponible que ayude a caracterizar el diseño original, construcción, modificaciones posteriores, configuración actual y características del suelo.

Posteriormente se debe llevar a cabo una inspección para confirmar el registro documental y para identificar los daños. Se debe revisar: a) configuración de la estructura, para la verificación de las dimensiones del edificio, disposición de los elementos, tipo de materiales utilizados, etc; b) condición estructural de elementos resistentes y su deterioro, prestando atención a puntos de aplicación de carga, conexiones entre muros, muros con sistemas de piso (ya que éstos tienen una función importante en la transmisión de carga y disipación de energía), así como cuantificar las propiedades mecánicas de los materiales por inspecciones visuales y ensayos; y c) detectar las deficiencias de la estructura, como irregularidades (en planta y elevación), elementos o regiones de la estructura más débiles que otros, materiales de construcción inapropiados, detalles inadecuados, etc.

Aquí es importante mencionar que para realizar la inspección postsísmica de una edificación, existen formatos de evaluación rápida y detallada, que tienen como finalidad proporcionar a distintos grupos de trabajo (formados por ingenieros, arquitectos y técnicos relacionados con la ingeniería sísmica y estructural) una herramienta que les ayude a realizar su trabajo utilizando criterios uniformes, lo cual implica obtener cierto nivel de confiabilidad y congruencia. Además, de esta manera es posible identificar las características generales de los daños, las que pueden influir en mejoras o cambios en los reglamentos de construcción vigentes. Dichos formatos pueden ser consultados en el *Manual de Evaluación Postsísmica de la Seguridad Estructural de Edificaciones*.

Obtener las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la estructura es uno de los problemas más difíciles de resolver, ya que la mayoría de las veces es complicado obtener probetas de los elementos de carga. Se debe tener cuidado con la selección de los métodos de muestreo para evitar demoliciones o daños a recubrimientos valiosos.

La evaluación de grietas merece atención especial, ya que es la causa más frecuente de falla en la mampostería. Una grieta aparece cuando las deformaciones del muro exceden la capacidad de deformación de la mampostería. La aparición de una grieta no implica, en la mayoría de los casos, el colapso de la estructura, pero sí una alteración en el nivel de su desempeño. La anchura de una grieta no es necesariamente el indicador del grado de peligrosidad de la misma, dicho grado depende además de otros factores, como la función de la estructura, tipo de acción, forma de grieta, entre otras. La siguiente tabla presenta el criterio comúnmente usado para determinar el grado de daño en edificaciones a base de muros de mampostería:

Tabla IV.1.1 Criterios para determinar el grado de daño en muros de mampostería después de un sismo.

GRADO	ESTADO DE DAÑO
I	Grietas pequeñas, difícilmente visibles sobre la superficie del muro. Grietas mínimas en castillos y dalas de confinamiento, grietas con anchuras menores que 0.2 mm.
II	Grietas claramente visibles sobre la superficie del muro, con anchuras entre 0.2 y 1.0 mm.
III	Inicio de la formación de agrietamiento diagonal en muros confinados con dalas y castillos. Grietas grandes en la superficie del muro con anchuras entre 1.0 y 3.0 mm.
IV	Agrietamiento diagonal en muros confinados con castillos y dalas, o en muros de relleno ligados a marcos. Grietas con anchuras mayores de 3.0 mm. Inicio de la formación del agrietamiento diagonal en muros sin castillos y dalas.
V	Desprendimiento de partes de piezas. Aplastamiento local de la mampostería. Prolongación del agrietamiento diagonal en castillos o dalas (anchuras de grietas superiores a 1.0 mm). Agrietamiento diagonal en muros sin castillos y dalas. Deformación, inclinación horizontal o vertical apreciable del muro.

Las grietas pueden servir de entrada para lluvia u otros agentes agresivos, pero según datos recabados en estructuras de mampostería en Noruega, las grietas con anchuras menores a 0.15 mm no permiten la entrada de agua de lluvia arrojada por el viento contra el muro, lo cual no implica que grietas con anchuras mayores permitirán el paso de agua. Sin embargo, hay que tener en cuenta que el coeficiente de variación de la anchura de las grietas en estructuras de mampostería es del orden del 40%, esto significa que la anchura máxima de alguna grieta puede ser de hasta poco menos del doble de la anchura media en un solo elemento.

Cuando sucede un agrietamiento en una estructura, hay que registrar el patrón de grietas (horizontal, vertical, inclinado, etc.), su longitud, anchura (uniforme o variable uniformemente), profundidad (indicar si pasa a través del recubrimiento) y edad. La manera más sencilla para medir su anchura es mediante la comparación de la grieta con las marcas pintadas en una lámina de plástico llamada *grietómetro*. Si se requiere mayor precisión se pueden utilizar transductores de desplazamiento (de corriente alterna o directa) conectados a equipos electrónicos de captura de información.

Otro aspecto que es importante determinar es si la grieta está activa o pasiva. Las grietas activas manifiestan desplazamientos y anchuras mayores, mientras que las pasivas no cambian en anchura ni en longitud. Para determinar si la grieta está activa o pasiva se pueden hacer mediciones periódicas (en una misma grieta y en un lugar seleccionado con anterioridad) con la ayuda de un *grietómetro*, testigos de yeso o monitores plásticos de grietas.

Finalmente debemos definir el criterio de seguridad de la rehabilitación, esto significa establecer el alcance que debe tener nuestra rehabilitación para responder satisfactoriamente a las acciones de diseño: podemos simplemente reparar o bien podemos reparar y reforzar para mejorar las características de su desempeño, evidentemente, esto estará en función de la importancia de la estructura así como del grado del daño. De acuerdo con lo anterior se deben seleccionar los criterios, sistemas estructurales y métodos de rehabilitación apropiados; se debe dimensionar y detallar tanto la estructura como los elementos no estructurales y elegir los materiales adecuados; se debe asegurar y controlar la calidad durante la construcción así como el mantenimiento a largo plazo.

Por ejemplo, una estructura se diseña con un valor de aceleración esperada del terreno para un periodo de retorno determinado; en el caso de una estructura nueva, la probabilidad de que ocurra dicha aceleración máxima dentro de su vida útil (que generalmente se considera de 50 años) evidentemente es mayor que en una estructura con una vida útil remanente menor. Así las cosas, en teoría, para el caso de rehabilitar una estructura con vida útil remanente corta se podrían utilizar valores menores de aceleración esperada del terreno.

Por su parte, los reglamentos del país no permiten reducir los valores de diseño sísmico en función de la vida útil remanente, tampoco permiten escoger libremente algún nivel de desempeño. Lo que hacen es establecer estados límite y prescribir requisitos que deben ser satisfechos. Este es el criterio que se utiliza para verificar la seguridad estructural. Por ejemplo, la rehabilitación es obligatoria en aquellos casos en que se añaden nuevas áreas útiles a la estructura, cuando las cargas gravitacionales se incrementan en más de un 20%, cuando se altera el sistema estructural o cuando hay daños de consideración.

Para determinar la seguridad estructural de una edificación existente de mampostería, y así poder determinar la conveniencia de rehabilitarla, se recomienda utilizar los métodos de análisis simplificado o estático, ya que estas estructuras generalmente son de baja altura y de estructuración simple. También se pueden utilizar modelos de paneles, de columna ancha, e inclusive apoyarse en la

densidad de muros¹⁴ (cuyo valor se puede relacionar con las demandas de resistencia y rigidez que establecen los reglamentos). En todos los casos se debe prestar atención a los cambios de rigidez que pueda sufrir la estructura (ya que de éstos dependerá la distribución de los elementos mecánicos obtenidos en análisis elásticos) y al periodo fundamental de vibración para diseño sísmico. Asimismo, para seleccionar el factor de comportamiento sísmico Q se debe considerar cualquier modificación en las capacidades de deformación y disipación de energía que haya sufrido la estructura por daño o por la rehabilitación. En algunas ocasiones, sobre todo cuando la estructura sea de un gran valor histórico o estético sobresaliente, se justifican análisis no lineales de tipo dinámico.

Los coeficientes de diseño sísmico que se empleen deben ser consistentes con el peligro sísmico de la zona, se deben adoptar los señalados en los reglamentos locales actualizados o, en su defecto, los señalados en el *Manual de diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1994)*.

Por lo general, en las revisiones de estructuras existentes y en el diseño de las opciones de rehabilitación, se emplean los mismos factores de seguridad (de carga y de reducción de la resistencia) que para edificios nuevos. En el caso de estructuras dañadas, los valores de los factores de reducción de resistencia pueden ser menores, a manera de considerar los efectos que el daño tiene en la resistencia remanente del elemento.

Una vez que, después de la evaluación, se ha concluido que es necesario rehabilitar, la decisión se debe centrar en minimizar la intervención y optimizar los costos. La selección del tipo de técnica y la extensión de la misma dependen de la urgencia de la rehabilitación y de la información con que se cuenta. En general, en la rehabilitación se debe buscar modificar al mínimo las rigideces locales, incrementar al máximo la ductilidad local disponibles de la estructura y cumplir con todos los requisitos de resistencia que marquen los reglamentos locales. Habrá casos en los que quizá sea conveniente aumentar la rigidez, sobre todo si existen elementos no estructurales vulnerables a los movimientos esperados de la estructura. Otro caso puede ser cuando una edificación es irregular en su rigidez o tiene sobrerresistencias importantes, aquí al rehabilitar se debe buscar disminuir o eliminar estos problemas.

Alcocer (1999) recomienda el siguiente algoritmo para el diseño de una rehabilitación:

1. Diseño conceptual, que involucra:

- ✓ Seleccionar, justificadamente, las técnicas, materiales y morfología de la rehabilitación.
- ✓ Estimar las dimensiones de elementos estructurales adicionales.
- ✓ Estimar la rigidez modificada de los elementos reparados o reforzados.
- ✓ Estimar un factor de comportamiento sísmico.

2. Análisis, que incluye:

- ✓ Calcular las acciones verticales y sísmicas.
- ✓ Seleccionar modificaciones a factores de seguridad.
- ✓ Determinar los cambios en los efectos de las acciones, debido a las rigideces modificadas.

¹⁴ La densidad de muros se define como la suma de las áreas transversales de los muros en la dirección en estudio dividida por el área de la planta del edificio.

3. Verificar:

- ✓ La selección del modelo de comportamiento de los elementos rehabilitados.
- ✓ El cálculo de las resistencias.
- ✓ La selección de factores de reducción de resistencia.
- ✓ Que las desigualdades de seguridad se satisfagan ante acciones normales y sísmicas, en los estados límite (o niveles de desempeño) de interés.
- ✓ Que el factor de comportamiento sísmico sea adecuado.

En el caso de construcciones históricas vulnerables a sismos el procedimiento es similar, pero adicionalmente se deben tomar en cuenta otros aspectos, como son: que el sistema de rehabilitación respete apariencia e integridad de la construcción, sea visualmente compatible, respete los materiales históricos lo más posible y que el sistema se pueda renovar en el futuro por otro mejor. Se requiere de personal especializado para realizar el proyecto y la obra, así como el empleo de códigos adecuados para este tipo de edificaciones (como el código unificado para conservación de construcciones y el código para construcciones históricas del estado de California, E.U.). El aspecto económico también es muy importante, ya que rehabilitación de estas construcciones puede tener muy alto costo.

IV.1.2. Técnicas de evaluación y ensayos *in situ* de estructuras de mampostería.

Las técnicas de evaluación y ensayos *in situ* son aquellas que se realizan directamente en la mampostería que compone la estructura, con el fin de conocer las condiciones en que se encuentra la misma. Estos métodos pueden ser destructivos o no destructivos, algunos miden directamente la resistencia, otros requieren de correlaciones con pilas o corazones para estimar la resistencia. Durante su ejecución se puede producir polvo, ruido, cascajo e inclusive radiación; para su realización algunos requieren de energía eléctrica, gas, aire comprimido, accesos especiales, andamios, equipos de izaje, etc. Además de lo antes mencionado, su aplicación también está en función de la condición que se desee medir (tabla IV.1.2). Algunas de estas técnicas y ensayos son los siguientes:

Inspección visual.- Consiste en la inspección de grietas, efectos de intemperismo, deterioro del mortero, corrosión, eflorescencia¹⁵ y otros defectos que pueden ser detectados con lupas de baja potencia; también incluye la medición de asentamientos diferenciales así como la detección de grietas y vacíos con equipos de fibra óptica.

Martillo de rebote.- Esta prueba se utiliza para determinar la uniformidad de la mampostería, así como para delimitar las zonas débiles o de baja calidad en la misma. El martillo de rebote (o esclerómetro) consiste en un pistón de acero endurecido que es accionado por un resorte conectado a una masa; se coloca ortogonalmente contra la mampostería y la masa rebota en la superficie; la distancia del rebote es medida en una escala arbitraria. Se recomienda realizar la prueba 3 ó 4 veces en cada uno de los puntos de interés hasta que el valor medido se estabilice; entonces, se aplican 10 pruebas más sin retirar la punta del pistón de la mampostería. El "número de rebote" se calcula como la media de las 5 lecturas mayores; se recomienda descartar valores afectados por inclinaciones u otras causas, sin embargo, existen expresiones correctivas para el caso de inclinaciones. Se debe evitar realizar la prueba cerca de orillas, aberturas, piezas desconchadas o agrietadas.

¹⁵ Sal que se forma en la superficie de los muros, generalmente constituida por carbonatos o sulfatos alcalinos.

Hay varios tipos de martillos: *Tipo N*, que es para piezas de arcilla, concreto y arcilla antigua, aunque puede dañar a estas dos últimas; *Tipo L*, que se utiliza en piezas suaves; y *Tipo P* (pendular), con el martillo colocado en un péndulo, que se emplea para juntas de mortero o materiales de baja resistencia.

Se puede correlacionar el número de rebote con la resistencia de la mampostería a compresión, para esto, se recomienda realizar conjuntamente ensayos destructivos con los de esclerómetro.

Tabla IV.1.2. Aplicabilidad de los métodos de evaluación y ensayos in situ.

CONDICIÓN	MÉTODO DE PRUEBA																
	Inspección visual	Martillo de rebote	Extracción	Barenado	Penetración	Corte	Corazones	Adherencia	Gatos planos	Velocidad de pulso	Impacto eco	Magnético	Radiografías	Termografía infrarroja	Potencial de corrosión	Petrografía	Pruebas de carga
Resistencia en el plano		✓	✓		✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓						✓
Uniformidad en el plano	✓	✓	✓	✓	✓				✓	✓							
Deformabilidad en el plano									✓								✓
Nivel de esfuerzos en el plano									✓								
Localización de grietas	✓									✓	✓		✓				
Movimiento de grietas	✓																
Desempeño ante carga																	✓
Tamaño de barra, localización y recub.												✓	✓	✓			
Localización de anclas												✓	✓	✓			
Vacios en mortero fluido	✓									✓	✓		✓	✓			
Vacios en la mampostería	✓									✓	✓		✓	✓			
Corrosión del acero de refuerzo	✓														✓		
Problemas de durabilidad	✓									✓	✓					✓	

Prueba de extracción.- Este tipo de pruebas sirven para determinar la resistencia a tensión o cortante de anclas o fijadores colocados en la mampostería. Se mide la fuerza aplicada en el extremo libre de un fijador (que se instala mediante resinas epóxicas en la pieza o en la junta), ya sea de tensión directa, de corte (fuerza aplicada perpendicular al eje del fijador) o bien una combinación tensión - cortante, según sea la función del fijador. Se puede usar para validar un criterio de comportamiento basado en niveles de desplazamiento del fijador; así, la fuerza necesaria para que el fijador alcance un desplazamiento señalado se considera como la resistencia última. La fuerza medida se puede

relacionar con otras pruebas que estiman la resistencia a tensión, pero también se pueden emplear para evaluar la uniformidad del material.

Las pruebas de extracción son ligeramente destructivas; la falla típica es en forma de cono. Proporcionan información sobre las propiedades locales exteriores de las piezas y el mortero, pero no suministran datos sobre la condición del interior de la mampostería.

Barrenado.- Se usa para determinar la uniformidad de las juntas así como para identificar áreas de mortero deteriorado. En este método se mide la energía consumida para perforar una junta de mortero con una broca.

Prueba de penetración.- Sirve para conocer la uniformidad de las piezas y las juntas. Se determina la resistencia de fijadores o probetas de acero a penetrar en la mampostería midiendo la profundidad de la penetración, ya que ésta es afectada por la resistencia, rigidez y densidad del material que rodea la zona de prueba, así como por la deformación elástica de la masa contra la que la probeta es disparada. Evidentemente, la probeta de acero penetrará más en materiales suaves, débiles o porosos que en aquellos más duros y densos; luego entonces, penetran más en mampostería deteriorada que en sana. La interpretación de los resultados arroja áreas de materiales deteriorados o de baja calidad.

El equipo para realizar esta prueba consiste en un aparato en forma de pistola que dirige una carga (empuje neumático producido con un cartucho de pólvora o bien resultado de un resorte comprimido), probetas de acero endurecido de 6.4 mm de diámetro dentro de una funda plástica (especiales para mampostería, ya que también existen para ensayar concreto) y un micrómetro para medir la penetración. Tiene dos niveles de potencia: el bajo, para mortero y piezas suaves con resistencias a la compresión esperadas de 140 kg/cm²; y el alto, para piezas de arcilla y mampostería con huecos rellenos con mortero. El valor de la penetración se considera como la media de tres probetas, las cuales deben estar separadas al menos 180 mm. Una vez que ha penetrado la probeta, se debe revisar con martillo que no haya quedado suelta; se deben descartar las sueltas y la que no hayan penetrado perpendicularmente a la superficie. Para medir la profundidad de penetración se deben retirar las probetas.

La resistencia a la penetración se puede relacionar con la resistencia a la compresión; ensayos de laboratorio muestran correlaciones que varían entre 0.60 y 0.95.

Pruebas de corte.- Mide la resistencia a la fuerza cortante de una junta de mortero, desplazando horizontalmente una pieza de mampostería con un gato hidráulico. Para instalar el gato se debe de retirar una pieza, teniendo cuidado de remover el mortero superior e inferior que queda adherido en ese hueco, así como también el mortero de la junta vertical en el extremo hacia donde moverá la pieza cargada. Se utiliza un gato hidráulico calibrado, bomba hidráulica manual con manómetro de carátula, placas de acero de 12 mm, una rótula para aplicar la carga y transductores de desplazamiento (mecánicos o electrónicos). El gato se alinea y entre éste y la pieza por cargar se coloca la placa de 12 mm, la rótula sirve para evitar concentraciones de carga por una mala alineación del gato (figura IV.1.1a). La prueba también se puede realizar con un gato plano colocado en la junta vertical. Las normas establecen que se practique una prueba cada 150 m² de muro, al menos una por muro o eje de muros resistiendo carga lateral o un mínimo de ocho pruebas en la estructura; se debe aplicar en lugares representativos de las características de los materiales, mano de obra, intemperismo o deterioro, evitando piezas rotas o lugares donde las juntas no sean paralelas.

La resistencia de la junta de mortero se calcula como el cociente de la carga aplicada al primer desplazamiento y el área total de las juntas superior e inferior ensayadas. Es conveniente obtener la

curva carga - desplazamiento de todo el ensaye, el cambio de pendiente en dicha curva estará asociado al primer desplazamiento de la pieza. De los resultados de esta prueba, se debe calcular a su vez el valor asociado al percentil indicado en las de normas de diseño de la localidad. Es usual obtener resultados con coeficiente de variación de entre 20 y 30%.

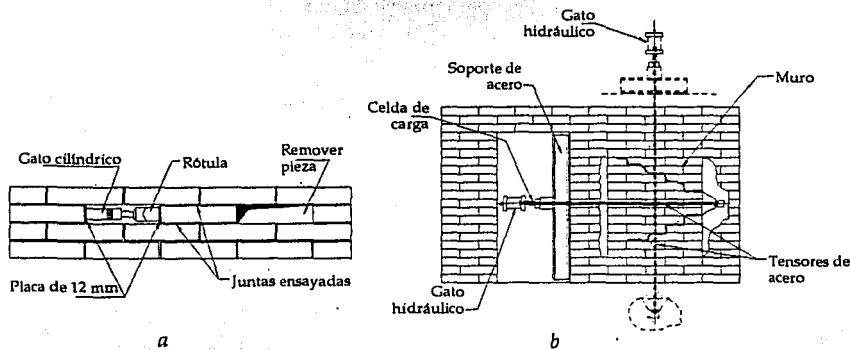


Figura IV.1.1. Prueba de corte in situ para mampostería (Tomazevic y Anicic, 1989).
a) en las juntas; b) en una porción de muro.

Una variable que resulta importante conocer es el esfuerzo normal que obra sobre la junta, ya que de éste depende la resistencia a cargas laterales (ver sección III.4); su magnitud se puede estimar mediante una bajada de carga convencional o mediante gatos planos. Utilizando esta última técnica también se puede controlar la magnitud del esfuerzo normal que obra sobre la pieza, lo que es muy conveniente porque se puede determinar la relación entre el desempeño a cortante y el esfuerzo normal. Para ello, se colocan gatos planos horizontalmente (para controlar el esfuerzo normal) separados entre sí por cinco hiladas, de modo que la pieza por cargar quede a la mitad. Para un esfuerzo normal dado, se aplica presión al gato colocado en la junta vertical (esfuerzo de cortante) hasta que se desplace la pieza; en ese momento, se incrementa el esfuerzo vertical y se repite la prueba. En esta modalidad se recomienda que el gato de esfuerzo cortante sea plano, para evitar concentraciones de esfuerzos normales en las esquinas del hueco usado para introducir el gato cilíndrico. El análisis de la información se hace suponiendo un modelo de comportamiento tipo Mohr-Coulomb; así, en el plano esfuerzo cortante - esfuerzo normal se ajusta una línea recta que representa la superficie de falla. La pendiente de esta recta es el coeficiente de fricción μ .

Otro ensaye de corte que se realiza in situ es el que se aplica a elementos que han sido aislados y se les aplica una carga lateral mediante gatos hidráulicos. Esto se hace en los casos en que, por sus características, la extrapolación de los resultados obtenidos en la prueba de corte antes descrita no serían representativos de todo el elemento de mampostería o serían difíciles de obtener (dado que en sí la mampostería es un material no homogéneo y anisótropo). Así, este tipo de ensaye requiere retirar la mampostería alrededor de la probeta (figura IV.1.1b) e instalar gatos y bombas hidráulicas de tamaño y capacidad adecuados, y transductores de carga y desplazamiento. En particular interesa medir la carga lateral aplicada, las deformaciones horizontales y diagonales. Por su complejidad y tamaño, la prueba debe efectuarse bajo una estricta planeación y alto nivel de seguridad; se debe buscar ensayar el espécimen más pequeño posible, pero con tamaño suficiente para ser representativo, así como evitar elementos críticos para la estabilidad a cargas verticales de la estructura.

Finalmente se debe evitar aplicar este tipo de pruebas a elementos esbeltos, ya que su tipo de falla está gobernada por flexión; o a elementos muy robustos cuya falla esperada es por tensión diagonal con grietas a través de las juntas y la piezas indistintamente.

Corazones de prueba.- Esta prueba se utiliza para medir la resistencia a cortante - adherencia de la piezas y el mortero; es útil cuando la prueba de corte en el plano no es aplicable ya que el modo de falla esperado o registrado es por tensión diagonal de la mampostería. Se ensayan a compresión corazones con diámetros cercanos a la longitud de una pieza (comúnmente se usan corazones de 200 mm de diámetro); se cargan diametralmente de modo que la línea de acción de la carga forme 15° con respecto a la junta diametral del corazón (figura IV.1.2). La resistencia media a cortante se determina como el cociente de $P \cos \alpha$ y el área de la junta, donde P es la carga aplicada y α es el ángulo entre la junta diametral y la línea de acción de P . Se recomienda que el número de corazones por extraer sea igual al número de pruebas de corte en el plano del muro.

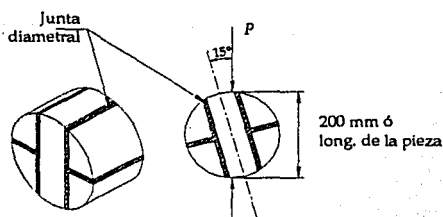


Figura IV.1.2. Ensayo de corazones de mampostería.

La principal dificultad de este método es obtener corazones inalterados en mamposterías con morteros débiles (comúnmente de cal). Por otra parte, afectan la estética del edificio y los coeficientes de variación son elevados, inclusive superiores al 30%. En ocasiones, resulta conveniente extraer especímenes en forma de muretes para ser ensayados en compresión diagonal (ver sección I.3.8).

Medición de la adherencia mortero - pieza.- Se hace aplicando esfuerzos de flexión a la junta de mortero mediante un sencillo aparato, el cual consta de una mordaza que se coloca sobre una pieza y una llave de torque. Debido a las irregularidades en las caras de las piezas, se colocan láminas de neopreno entre la mordaza y la pieza (figura IV.1.3). La carga se aplica hacia abajo con la llave de torque (torquímetro), es decir, se aplica una carga axial y un momento flexionante con respecto al eje longitudinal de la pieza (y de la mordaza). El cálculo del esfuerzo máximo de tensión se hace

aplicando la fórmula de la escuadría a la junta:
$$\sigma = \frac{P}{A} \pm 6 \frac{M_x}{I_x} \pm 6 \frac{M_y}{I_y}$$

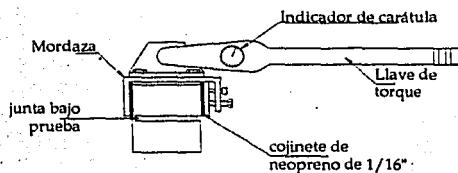


Figura IV.1.3 Prueba de adherencia en el sitio

El ensayo requiere quitar las piezas arriba de la pieza por cargar, así como las juntas verticales de los costados de dicha pieza. Antes de retirar las juntas verticales, se recomienda precomprimir la pieza

para evitar dañar la adherencia con la vibración. La mordaza se fija a la pieza mediante tornillos con punta que se insertan en la pieza mediante alguna llave o pinza (para evitar vibración); se recomienda que el torque de fijación de los tornillos a la pieza sea el mismo en todos los ensayos. Es indispensable que la carga vertical se aplique en el mismo lugar del torquímetro durante el ensayo, así como que se registre su ubicación ya que es necesaria para el cálculo de la adherencia. El plano de falla se puede presentar en la interfase pieza-mortero, a través de la pieza o del mortero. Puesto que la adherencia es afectada por varios factores, como el tipo de mano de obra, medio ambiente, etc., es necesario un amplio muestreo para obtener un nivel de confianza razonable con los resultados. Como mínimo, se deben de realizar entre 5 y 10 pruebas por cada área por ser investigada.

Gatos Planos.- La técnica de gatos planos (también conocidos como Freyssinet) nos permite conocer tanto el estado de esfuerzos a compresión de la mampostería como su deformabilidad.

El estado de esfuerzos a compresión en la mampostería puede estar inducido por cargas gravitacionales, cambios térmicos o contracción de los materiales. Para medirlo, se coloca un gato plano en una ranura practicada en la junta de mortero, la cual provoca una relajación de esfuerzos en la mampostería y por tanto un desplazamiento, el cual se puede controlar colocando puntos de referencia arriba y debajo de la inserción, simétricamente opuestos (figura IV.1.4); se aplica después presión en el fluido hidráulico del gato hasta que se restituya la distancia original entre dichos puntos. Para fabricar la ranura en el mortero se recomienda usar discos de diamante enfriados en agua o barrenar el mortero en serie a modo de ir formando la ranura; hay que evitar el uso de rotomartillos, ya que producen vibración. Los gatos planos pueden ser fabricados con cualquier forma y tamaño, pero se recomienda que sean de forma rectangular, con longitud igual o superior a dos veces la longitud de la pieza. Antes de su aplicación, se requiere calibrar el gato para obtener la relación entre la presión aplicada y el esfuerzo de la mampostería. Se recomienda no colocar los puntos fijos de medición en la hilada inmediata superior de la ranura, para no dañar las piezas; asimismo, es conveniente tener cuando menos tres líneas de medición y promediar los datos. El método de prueba para determinar el estado de esfuerzos en la mampostería se puede consultar a detalle en la norma ASTM C-1196-91. Algunos investigadores han estimado que el error en la determinación del estado de esfuerzos es de alrededor del 20%. Ofrece la ventaja de que en el ensayo no existen hipótesis sobre flujo de fuerzas u otros. Tiene la desventaja de que el estado de esfuerzos medido corresponde exclusivamente al de la hilada ensayada.

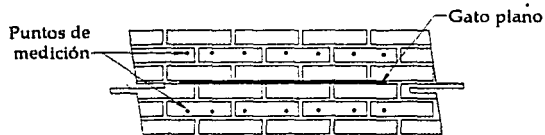


Figura IV.1.4. Determinación in situ del estado de esfuerzos de compresión existente dentro de la mampostería.

Si se colocan dos gatos planos en inserciones paralelas y se aplica presión en ellos, es posible obtener la curva esfuerzo-deformación de la mampostería. Las deformaciones a compresión de la mampostería se miden mediante transductores de desplazamiento montados sobre la superficie del muro. Es recomendable que la separación entre los gatos sea de 3 a 5 hiladas. El método de prueba para determinar las propiedades de deformabilidad de la mampostería se encuentra en la norma ASTM C-1197-91.

Velocidad de pulso ultrasónico.- Las técnicas de transmisión de pulso son las más frecuentes dentro de los métodos no destructivos de evaluación de la mampostería. En ellas se mide el tiempo que tarda una

onda, generada por un transductor electro-acústico o por un martillo, en atravesar la mampostería. La velocidad de transmisión de pulso es una característica de cada material que depende de su densidad ρ y de su módulo de rigidez dinámica E_d , según la siguiente relación:

$$v^2 = \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left(\frac{E_d}{\rho} \right)$$

Esta relación es válida para materiales homogéneos e isotrópicos, de modo que estrictamente no se puede aplicar a la mampostería porque los resultados no son un reflejo absoluto del módulo de rigidez dinámica. Otra situación que pone en duda la validez de las técnicas de transmisión de pulso es la presencia de acero de refuerzo en el elemento por evaluar, ya que la velocidad de pulso en el acero es mucho mayor a la de la mampostería. Se ha encontrado que si el acero de refuerzo es perpendicular a la dirección de transmisión, su efecto es despreciable; pero cuando se encuentra paralelo a la dirección de transmisión se debe desechar la prueba.

De cualquier forma, la transmisión de pulso no deja de ser útil para determinar la presencia de grietas, huecos o agua en la mampostería, ya que las superficies de dichos factores reflejan el pulso, atenuando su energía; por ello, un punto fundamental para la determinación de grietas o huecos es la frecuencia y la cantidad de energía del pulso. En general, las grietas y huecos menores que la longitud de onda no modifican la transmisión del pulso, de modo que nos son identificables. Así, para localizar huecos o grietas relativamente pequeñas se utilizan pulsos ultrasónicos con frecuencias del orden de 55 kHz, y para grandes espesores de mampostería, como la de los monumentos históricos, se ha comprobado que pulsos sónicos con frecuencias del orden de 1 a 10 kHz, con mayor cantidad de energía y producidos por equipos mecánicos de impacto, son los más adecuados para identificar fallas.

Para realizar la prueba de velocidad de pulso ultrasónico se utilizan dos transductores de tipo piezoeléctrico¹⁶ (uno de transmisión y otro de recepción) de 50 mm de diámetro y que transmiten a una frecuencia de entre 50 y 100 kHz. La energía mecánica transformada en eléctrica es enviada a una unidad de procesamiento, la cual controla el envío de 10 pulsos por segundo mientras un reloj interno mide el tiempo de transmisión-recepción del pulso. La unidad de procesamiento debe ser calibrada al inicio de la prueba con la ayuda de una probeta de calibración. Como medio de acoplamiento de las transductores se recomienda usar cera o grasa de espesores de 1.5 mm.

Se considera que una lectura es aceptable si la variación es de unas cuantas unidades porcentuales; en el caso de que las lecturas no se estabilicen (caso frecuente en mampostería severamente dañada) se debe de registrar en bitácora. Para realizar la prueba se puede seguir lo indicado en la norma ASTM C-597 "Método de prueba estándar para velocidad de pulso a través de concreto".

De acuerdo con la posición relativa de los transductores, las lecturas pueden ser directas, indirectas o de medición de eco (figura IV.1.5). Las mediciones indirectas se recomiendan para localizar huecos y grietas superficiales. Es frecuente que los resultados se presenten gráficamente para facilitar su interpretación; así, se sugiere dejar un transductor fijo y mover el otro a distancias y direcciones predeterminadas, usar la distancia de transductores como variable independiente y las lecturas de transmisión como variable dependiente. Si el material no tiene grietas o huecos, los puntos se ajustarán a una línea recta, cuya pendiente será la velocidad media de transmisión. Las grietas se identificarán si

¹⁶ La piezoelectricidad es una propiedad de ciertos cristales, como el cuarzo, que al estar sometidos a presiones o deformaciones mecánicas producen electricidad. Así, podemos traducir oscilaciones mecánicas en eléctricas y viceversa.

la tendencia de las lecturas exhibe cambios de pendiente; mientras mayor sea este cambio, el defecto será de mayor anchura o tamaño.

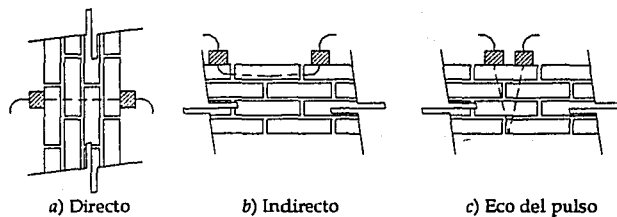


Figura IV.1.5. Orientación de los transductores en ensayos de transmisión de pulso.

Medición del eco producido por impactos.- Este método se aplica básicamente en estructuras de concreto, aunque también es aplicable en estructuras de mampostería. Usa la reflexión de ondas de esfuerzo transitorias a través del material para detectar o delimitar discontinuidades internas de la mampostería, e inclusive, la naturaleza y orientación de ellas. Debido a este estado de múltiple reflexión de ondas, se crea una condición de resonancia transitoria entre la superficie y los defectos internos. Si se conoce la velocidad de transmisión de pulso del material, se podrá determinar la profundidad de la discontinuidad a partir de los tiempos de reflexión. Mientras menor sea el tiempo de impacto, mayores serán las frecuencias y más cortas las longitudes de onda, de modo que el método será más sensible a defectos pequeños. Esta técnica también es útil para localizar acero de refuerzo y verificar el llenado de grietas inyectadas con lechada.

Métodos magnéticos.- Permiten localizar barras y otros elementos de acero mediante aparatos portátiles de tipo magnético. Los más modernos (como el *Ferroscaan FS 10*, marca Hilti) permiten determinar la distancia de la barra a la superficie, así como el tamaño de la barra de refuerzo. Se miden las variaciones en el campo magnético inducido, las cuales son proporcionales a la profundidad y/o cuantía de acero.

Radiografías.- Se emplean radiaciones X para determinar la localización del refuerzo, así como huecos y defectos. La descarga de energía se hace en una cara del elemento y en la otra se coloca una película sensible para registrar la imagen: los rayos son alterados por la presencia de mortero, piezas, acero, huecos, que contribuyen a atenuar la energía. También se emplean radiaciones gamma, las cuales además, pueden determinar los perfiles de humedad y sales en la superficie de un material. En el espectro de intensidades de rayos gamma se observan picos asociados a elementos químicos presentes. El uso de estas pruebas es poco común, debido al peso y tamaño de los equipos, a su alto consumo de voltaje, a que para su realización se requiere de personal especializado y, por supuesto, al riesgo que implica trabajar con este tipo de radiaciones.

Termografía infrarroja.- Este método se utiliza para localizar grietas en concreto reforzado, huecos en muros de piezas macizas, acero de refuerzo y áreas donde el mortero de relleno no penetró en las piezas huecas de la mampostería. Se usan frecuencias infrarrojas para obtener una representación de alta resolución del calor emitido por el elemento; así se pueden identificar patrones de calor que son característicos de ciertos defectos. Por ejemplo, un elemento sometido a un esfuerzo mayor emite más calor que uno menos esforzado, debido a la disipación de energía; el área más esforzada de un elemento, y por tanto la más caliente, es la eventual zona de falla. El método no proporciona información cuantitativa sobre las propiedades de la mampostería, pero permite evaluar grandes zonas (inclusive la estructura completa), con la ventaja de poder hacer las evaluaciones a larga

distancia, sin necesidad de tener acceso al elemento, y así localizar las zonas en las cuales se requiere más estudio.

Potencial de corrosión.- Esta prueba es utilizada para conocer el estado de corrosión en el acero de refuerzo de elementos de concreto, como son los elementos confinantes de la mampostería, así como el refuerzo interior en muros. Se determina mediante mediciones en los cambios de potencial eléctrico entre el acero de refuerzo de interés y una celda hecha con una esponja porosa saturada de solución de cobre y sulfato de cobre colocada sobre la superficie del elemento. Por lo general, se puede suponer que voltajes mayores a $-20V$ están asociados a un 90% de probabilidad de ausencia de corrosión; entre -25 y $-35V$, la corrosión es incierta; y voltajes menores de $-35V$ indican un 90% de probabilidad de corrosión. Si se obtienen valores positivos, significa que la humedad en el concreto es baja y los resultados no son válidos.

Una barra de refuerzo afectada por la corrosión pierde sección, lo que evidentemente afecta su resistencia remanente. Se ha encontrado que si el porcentaje de corrosión es de hasta 1.5%, las resistencia es igual a la nominal; si el porcentaje de corrosión es de 4.5%, la resistencia es 15% menor que la nominal. Si las barras han perdido más del 25% de su sección, es necesario remplazarlas o bien colocar barras supletorias ancladas adecuadamente.

En el presente trabajo no se contempla la reparación de elementos de mampostería dañados por efecto de la corrosión. Al respecto se puede consultar a Alcocer (1999).

Petrografía.- A través de observaciones microscópicas, en ocasiones en combinación con otras técnicas, permite evaluar muestras de mortero y piezas de mampostería. Se puede detectar contenido de aire, carbonatación, adherencia, ingredientes y dosificación del mortero, contaminantes, etc.

Existen otras técnicas interesantes para la evaluación de la mampostería, por ejemplo, la *Emisión acústica*; esta técnica, de aplicación reciente en la industria de la construcción, se basa en la disipación de energía de deformación de un material esforzado cuando se agrieta, la cual se refleja en ondas transitorias que pueden ser registradas por acelerómetros muy sensibles. Es muy útil para determinar los niveles de esfuerzo en el umbral del daño, la severidad del mismo, agrietamiento por fatiga bajo ciclaje y para identificar efectos de flujo plástico debidos a cargas sostenidas.

Si se presenta un caso en el que sea necesario observar la condición interna de la mampostería, se puede recurrir a una prueba de *endoscopia*. Consiste en introducir una sonda de fibra óptica con iluminación en la punta en un orificio de 10 a 15 mm. Los movimientos de la sonda son controlados desde un equipo portátil, el cual generalmente cuenta con cámaras fotográficas y de video para facilitar el registro de la imágenes; en ocasiones, los extremos de las sondas cuentan con escalas graduadas para facilitar la identificación y medición de los objetos. Sus aplicaciones incluyen la determinación del material y calidad de construcción de muros de gran espesor, inspección de la corrosión en barras o accesorios metálicos, así como de grietas y vacíos internos que han sido localizados con alguna otra técnica.



IV.2. TÉCNICAS DE REPARACIÓN Y REFUERZO.

Una vez que se ha hecho la evaluación de la estructura dañada, se conocen las causas de la falla y las condiciones en las que se encuentra actualmente; podemos llevar a cabo la acción correctiva.

En el presente trabajo se hablará principalmente de cuatro maneras distintas de reparar las estructuras de mampostería, cuya aplicación está en función del tipo de daño:

- Sustitución de materiales (piezas y tramos de elementos confinantes)
- Reparación de grietas.
- Encamisado de muros.
- Adición de elementos confinantes.
- Introducción de sistemas de liga.

En efecto, la aplicabilidad de las distintas técnicas de reparación y refuerzo dependen del nivel del daño, el cual se observa en el agrietamiento del elemento (ver tabla IV.1.1). Por otra parte, como se mencionó en la sección anterior, el hecho de que un muro presente agrietamiento no implica su colapso, pero a cierto nivel de agrietamiento disminuye su desempeño ante cargas laterales. En la figura IV.2.1 se muestra de manera cuantitativa la relación entre el desempeño que ha exhibido la estructura por rehabilitar y el nivel de agrietamiento, así como las técnicas de reparación y refuerzo que pueden ser aplicadas en relación con el nivel de agrietamiento.

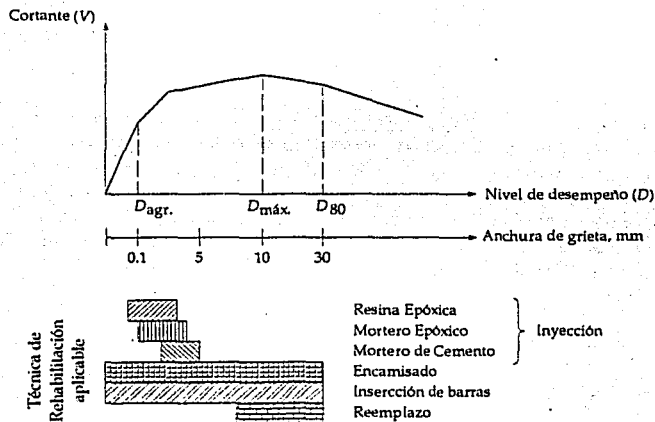


Figura IV.2.1. Desempeño de un muro de mampostería existente, nivel de daño esperado (agrietamiento) y posibles esquemas de rehabilitación (Alcocer, 1999).

La figura anterior nos indica lo siguiente: para cierta magnitud de fuerza lateral se presentan los primeros agrietamientos (con anchos del orden de 0.1 mm) en este momento la capacidad de carga del muro se ve disminuida (obsérvese el cambio de pendiente en la curva) pero el muro continúa cargando hasta alcanzar su desempeño máximo (cuando las grietas alcanzan un espesor de alrededor de 10 mm); en ese momento la capacidad de carga del muro disminuye, es decir, el muro ya no cumple su función por completo, pero tampoco se colapsa; de hecho, en la gráfica se puede ver que

con agrietamientos de 30 mm de espesor el muro se encuentra trabajando al 80% de su capacidad. Por otra parte podemos observar que cuando tenemos agrietamientos menores de 0.1 mm y hasta de 3 mm podemos utilizar resina epóxica para rehabilitar; para grietas de 0.1 a poco menos de 5 mm, puede aplicar el mortero epóxico; para grietas de 1 hasta 5 mm aplica el mortero de cemento. Para grietas mayores de 5 mm ya no es viable aplicar técnicas de inyección, ya que sería muy costoso por la cantidad de resina necesaria para rellenar esos espesores y su efecto no sería el mismo; para estos casos es más conveniente utilizar encamisado o inserción de barras de acero. Para grietas de 10 a 30 mm se puede pensar mejor en el reemplazo de piezas.

IV.2.1. Reemplazo de piezas y tramos en elementos confinantes.

Esta técnica se aplica cuando se tienen daños severos en muros o en los elementos confinantes (dadas y castillos), como son el aplastamiento de piezas a lo largo de las grietas inclinadas, así como el aplastamiento y desconchamiento del concreto y el pandeo del acero de refuerzo en los elementos confinantes. Consiste en la reconstrucción del elemento, reemplazando los materiales dañados por otros en buen estado. Para llevar a cabo el reemplazo, es necesario liberar de carga al elemento en reparación mediante apuntalamiento, ya sea que se trate de un muro o de un castillo. En el caso particular de la reparación de castillos, contrario a lo que se podría pensar, es necesario apuntalar la estructura. Como se mencionó en la sección III.3, la función primordial de los elementos confinantes es incrementar la capacidad de deformación lateral de la estructura y dar estabilidad a su comportamiento, pero además participan en la capacidad de carga vertical de modo determinante.

La preparación de las superficies de unión entre los materiales viejos y los nuevos requiere de una limpieza previa, la cual puede ser mediante chorro de arena (*sandblasting*) o con cepillo de alambre y chorro de aire; posteriormente debe saturar con agua o aplicar lechada o de algún adhesivo a base de resinas.

En los muros de mampostería se procede a retirar las piezas dañadas para sustituirlas por nuevas utilizando mortero para el junteo. En los elementos confinantes se procede a remover el concreto dañado dejando una superficie rugosa, y en caso de que se requiera, se sustituyen los tramos de refuerzo dañados (varillas y/o estribos) por otros en buen estado, mediante su traslape con el refuerzo viejo, o con ayuda de soldadura o algún otro tipo de unión (figura IV.2.2). Si el daño es muy severo en todo el elemento y resulta factible, se puede pensar en sustituir el elemento por uno nuevo, con las mismas características que el original y una adecuada liga a la estructura.

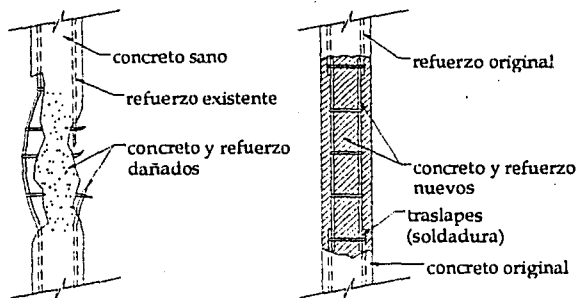


Figura IV.2.2. Sustitución de materiales en elementos confinantes.

Para un correcto reemplazo se debe reducir la contracción por fraguado en lechadas, morteros y concretos utilizando aditivos estabilizadores de volumen. En estos aditivos el principal componente es un agregado metálico: algunos contienen fierro debidamente graduado y libre de grasas y metales no ferrosos, agentes oxidantes y agentes de dispersión de cemento; las partículas de fierro al oxidarse durante el periodo de fraguado aumentan de volumen y compensan las contracciones y, a través del uso del agente de dispersión del cemento, se requiere menos agua para dar cierta plasticidad a la mezcla reduciendo la contracción. Otros están constituidos por estereato de amonio con polvo de aluminio integrado; el primero sirve como impermeabilizante integral y el segundo como agente generador de hidrógeno¹⁷, que forma diminutas burbujas de gas que se distribuyen por millones en toda la masa, causando una ligera expansión de la mezcla cuando aún se haya en estado plástico forzándola a ocupar totalmente el espacio en el cual se encuentra confinada; también contienen humectantes que tienen por objeto suprimir la tensión superficial, tanto de las partículas de cemento como del componente metálico, facilitando su hidratación. Cuando la expansión se encuentra restringida, la resistencia del concreto o del mortero puede resultar ligeramente aumentada. Por otra parte, en una mezcla se puede reducir el agrietamiento por contracción utilizando un alto contenido de agregados, evitar altos consumos de agua, procurar los más bajos consumos de cemento asociados a la resistencia esperada y curar adecuadamente. Existen en el mercado productos (*grouts*) a base de cemento, aditivos y arenas seleccionadas que se distribuyen en dosificaciones específicas para lograr mezclas de baja contracción que desarrollan altas resistencias a edad temprana.

Como regla general, para el reemplazo de piezas y de concreto dañados se debe utilizar material del mismo tipo y con una resistencia cuando menos igual a la resistencia original. Es un error pensar que la reparación será más efectiva si se utilizan materiales con características mecánicas superiores a las de los originales. Se debe tener en cuenta que características mecánicas muy diferentes provocan concentraciones de esfuerzos que pueden dañar a la estructura más adelante.

IV.2.2. Reparación de grietas.

La reparación de grietas consiste, en general, en cerrarlas o rellenarlas con materiales similares o diferentes de la mampostería original. Se pueden distinguir tres tipos de reparación de grietas:

- a) Inyección de grietas.
- b) Rajuleo.
- c) Inserción de barras de refuerzo.

Para cualquiera que sea el tipo de reparación, se debe retirar el aplanado de la zona de la grieta, cuando menos en los 30 cm adyacentes (Alcocer, 1999).

La inyección de grietas representa una manera viable de mantener la funcionalidad del edificio, incrementar su seguridad y durabilidad, pero sin alterar su estética. Consiste en rellenar las grietas mediante la inyección de resinas epóxicas, morteros epóxicos o morteros fluidos de cemento (con consistencia de lechada). Es aplicable en muros que presentan pocas grietas bien definidas; como son los muros sin refuerzo horizontal o baja cuantía de refuerzo horizontal y vertical. Para muros con alto número de fisuras de anchura pequeña, la inyección de grietas sería muy difícil y costosa.

¹⁷ Ciertas sustancias, cuando son agregadas al concreto o al mortero, reaccionan químicamente con los constituyentes alcalinos del cemento y generan gas, generalmente hidrógeno.

El equipo de inyección puede ser tan simple como una pistola de calafateo, o tan complejo como un sistema que efectúe la dosificación y la mezcla de los componentes de la resina en forma automática en el momento de la inyección.

IV.2.2.1. Inyección de resinas y morteros epóxicos.

Las resinas se emplean para la inyección de grietas de menos de 0.5 mm de ancho. Estos materiales son por lo general sistemas compuestos por una resina (epoxi¹⁰, poliéster, acrílico, etc.) y su endurecedor. Ambos se pueden conseguir en forma líquida o sólida. Una vez mezclados, el endurecimiento se produce después de unos minutos, lapso que debe ser aprovechado para su aplicación. La resistencia final se alcanza en unas cuantas horas. Para la preparación y empleo de las resinas deben seguirse las instrucciones especificadas por los fabricantes. Las propiedades más relevantes de las resinas son: excelente capacidad adhesiva, alta resistencia mecánica y dureza, resistencia a los ácidos, álcalis y solventes, baja contracción y gran durabilidad. Su principal inconveniente es su baja resistencia al calor, pues pierden su resistencia a temperaturas por encima de los 100° C.

Para lograr que la resina tenga una penetración completa en la grieta, ésta debe tener una viscosidad adecuada, la cual estará en función del ancho de la grieta. Mientras mayor sea el ancho de la grieta, mayor será la viscosidad. Las resinas poseen altas resistencias a la tensión (del orden de 30 a 50 MPa -306 a 510 kg/cm² -) y a la adherencia con las piezas, lo que obliga a las nuevas grietas que se formen a ser paralelas a las existentes; es decir, no se abren las existentes.

Dependiendo del ancho de la grieta, ésta puede ser llenada a presión o por gravedad. El ancho mínimo para rellenar grietas a presión es de 0.05 mm y por gravedad de 0.30 mm. En caso de que se tengan piezas de mampostería muy porosas que puedan absorber la resina, conviene aplicar resinas espumantes con aditivos estabilizadores de volumen.

El proceso se inicia con la limpieza de las grietas, retirando todo residuo de polvo y de material flojo o suelto. Con otros métodos de refuerzo se lava la grieta con agua a presión; con este método no es recomendable a menos de que se asegure que se evapore en su totalidad antes de inyectar el material epóxico. Esto obedece a que los materiales epóxicos no se adhieren a las superficies húmedas; para este caso lo recomendable es limpiar la grieta con una aspiradora industrial. Posteriormente, se sellan las grietas (generalmente con una capa de viniléster o poliéster) para contener la resina y se colocan las boquillas de inyección (tubos con diámetro de 5 mm y longitud de 30 mm). Se recomienda que la separación entre éstas a lo largo de la grieta sea de una vez el espesor del muro. La inyección a presión se practica mediante bombas diseñadas para tal efecto. No se recomienda inyectar por vacío dada la variabilidad que se obtiene en la penetración y rellenado de la pieza (figura IV.2.3).

La inyección de la grieta se realiza de abajo hacia arriba a lo largo de la grieta. Se comienza la inyección por la primera boquilla más baja; cuando la resina comienza a escurrir por la boquilla superior inmediata, se cierra la primera y se precede a inyectar en la superior inmediata, y se continua así de forma consecutiva.

Una vez terminada la inyección de las grietas del muro, se pueden retirar las boquillas y los sellos con calor.

¹⁰ El prefijo *Epoxi* es usado en química para indicar la presencia en un cuerpo de la función *Epóxido*, la cual está constituida por el enlace de dos átomos de carbono pertenecientes a una cadena con un átomo de oxígeno ajeno a la misma.

Con esta técnica, si se ejecuta adecuadamente, se restituye entre el 70 y 90% de la resistencia, 30 a 80% de la rigidez y del 75 al 90% de la capacidad de deformación del muro original.

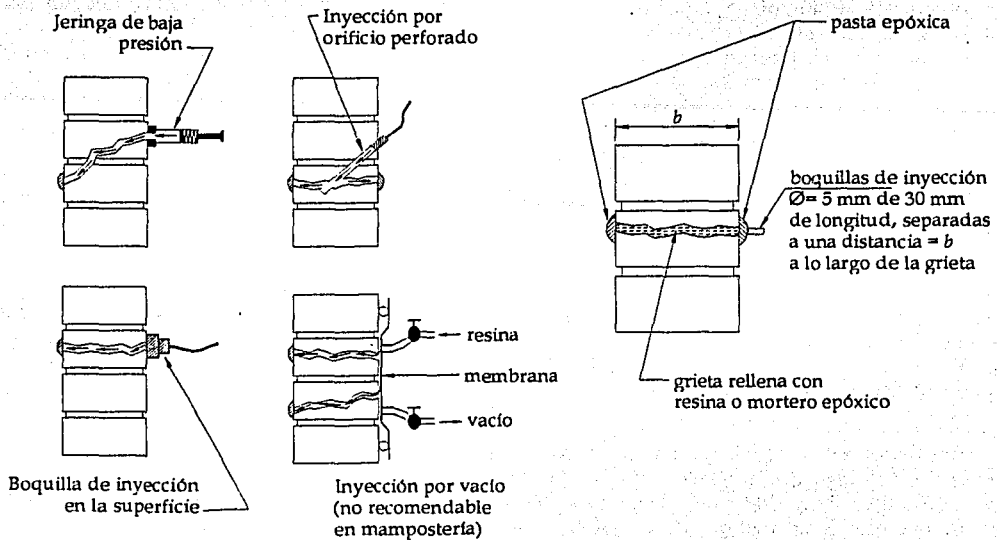


Figura IV.2.3. Técnicas de inyección de resinas en estructuras de mampostería.

IV.2.2.2. Inyección de morteros de cemento.

Los morteros fluidos o lechadas de cemento se pueden aplicar a grietas de hasta 5 mm (figura IV.2.1), sin embargo, si se diseñan adecuadamente, se pueden utilizar en grietas de 0.08 a 12 mm (Atkinson y Schuller, 1993). Una mezcla bien diseñada debe de ser:

- Inyectable.**- se refiere a la capacidad que tiene para fluir a través de la grieta y vacíos, que depende de características propias como su viscosidad, fluidez, tamaño de partículas (las cuales deben ser pequeñas) y cohesión.
- Estable.**- se refiere a que tenga baja segregación, es decir, a que mantenga su homogeneidad sin estar mezclando constantemente, sangrado controlado y una reducida contracción plástica. Una mezcla inestable exhibe rápida sedimentación y segregación durante y después de la inyección, obligando a una penetración pobre y llenado incompleto de los huecos de la grieta.
- Resistente.**- se refiere a sus resistencias a la compresión, tensión y adherencia con las piezas de mampostería.

Para la mezcla de la lechada se recomienda aplicar 3500 rpm, para deshacer los componentes de las partículas individuales más pequeñas. El tiempo de mezclado depende del equipo empleado; generalmente, es del orden de 3 min con intervalos para remezclado de 5 min. Para verificar la fluidez de la mezcla, y de ahí su idoneidad para la inyección, se puede usar el viscosímetro de Marsh para lechadas muy fluidas, o bien la técnica de vaciado para lechadas con arena. La técnica de vaciado

consiste vaciar desde 30 cm la lechada contenida en un cilindro de 5 por 10 cm en un material impermeable; el diámetro de la lechada así derramada es un índice de su fluidez.

Tomazevic y Anicic (1989) recomiendan que la mezcla debe estar compuesta con 90% de cemento Pórtland y 10% de puzolana. La cantidad de agua depende del tamaño de las grietas, usualmente la relación agua/cemento que recomiendan es de 1:1.2. En caso de grietas con anchos de 5 a 10 mm se puede utilizar arena fina en la mezcla. Se ha encontrado que si la relación agua/sólidos aumenta, mejora la penetración de la lechada en las grietas, pero se incrementa la segregación y el sangrado. La estabilidad de la lechada se puede mejorar si se usan aditivos superfluidizantes o humo de sílice. Si se usa cemento Pórtland tipo III y humo sílice se obtienen resistencia superiores a la tensión y adherencia, así como lechadas más estables. Atkinson y Schuller (1993) recomiendan mantener la relación agua/cementantes entre 0.75 y 1.0 para cemento Pórtland tipo I, usar aditivos superfluidizantes y estabilizadores de volumen, así como humo de sílice para mejorar la estabilidad e incrementar la resistencia a la tensión y la adherencia. Sugieren dosificar el superfluidizante en 2% del peso de los cementantes.

El humo de sílice tiene la ventaja adicional de retener el agua y de reducir la tendencia de la lechada a endurecerse prematuramente mientras fluye por aberturas pequeñas. Se ha observado que la cal, la ceniza volante y el mortero para albañilería no mejoran las características de la lechada de modo importante, así que no es recomendable su uso.

El proceso de relleno de la grieta inicia con remover el aplanado del muro para posteriormente barrenar a lo largo de la grieta a fin de colocar las boquillas de inyección. Estas deben de estar separadas entre 70 y 300 mm; dicha separación depende del ancho de la grieta. Alcocer (1999) recomienda que si la anchura de la grieta es menor de 1.0 mm, se coloquen boquillas dentro de barrenos con un diámetro entre 6 y 12 mm y una profundidad de 50 mm separadas entre sí 70 mm; para fijar y sellar las boquillas al muro recomienda utilizar sellador de silicón. Si las grietas son de mayor anchura, recomienda usar boquillas de superficie, que constan de una base metálica que se adhiere al muro, con una boquilla perpendicular que se conecta a la manguera. Si el agrietamiento es por corte, es decir, sigue las juntas de mortero, recomienda colocar boquillas a la mitad de las juntas verticales, ya que es menos probable ahí la presencia de finos o partículas que bloqueen el flujo de la lechada.

Posteriormente se limpia la grieta y los barrenos, retirando el polvo y material flojo o suelto con aspiradora. Para barrenar el muro es recomendable usar taladros con un implemento de succión que aspiran el material (polvo) mientras se perfora; si se usan brocas convencionales, éstas tienden a forzar el polvo y pedazos dentro de la grieta que se pretende inyectar, de modo que bloquean el paso de la lechada. Después de la limpieza se sellan las grietas con algún material de fraguado rápido y capaz de resistir la presión de la inyección. Generalmente, se usa pasta de viniléster o poliéster. Las pastas a base de vinil poseen la desventaja de ser ligeramente solubles al agua, de modo que pueden fugar durante la inyección.

Se procede a retirar las partículas de la grieta con agua a presión ($1 \text{ kg/cm}^2 = 0.10 \text{ MPa}$) empezando desde la parte más alta. Se debe dejar que el agua fluya hasta que salga por las boquillas libre de partículas. Con esto se logra saturar el muro, evitando así el fraguado prematuro de la lechada. Esta limpieza se debe hacer 24 horas antes de la inyección. El muro, cuando está seco, tiende a absorber el agua de la lechada; esto es perjudicial porque se pierde adherencia entre la lechada y la mampostería. Para evitarlo, se debe aplicar un ligero flujo de agua unos 30 min antes de la inyección.

La inyección de la lechada se hace lentamente comenzando por la parte más baja de la grieta hacia arriba (figura IV.2.4). La presión en el depósito que contiene la lechada se debe incrementar de manera

lenta hasta 0.3 MPa (3 kg/cm²) y se mantiene constante hasta que el muro absorba la lechada. Posteriormente, la presión se incrementa hasta 0.4 MPa (4 kg/cm²) manteniéndose constante de 5 a 10 minutos. Schuller, Atkinson y Borgsmiller (1994) recomiendan que la inyección debe hacerse a presiones de 0.05 a 0.1 MPa (0.5 a 1 kg/cm²), aunque la presión dependerá del nivel de daño del muro y de la calidad de la mampostería. Si se emplean altas presiones, es probable que burbujas de aire queden atrapadas dentro de la lechada, de modo que pueden provocar una rápida separación o filtrado de los sólidos al penetrar en la grieta. Esto se resuelve usando la presión más baja posible. Una vez que la lechada sale por la boquilla superior inmediata, conviene mantener la inyección 30 segundos adicionales para asegurar la compactación de la lechada. Es recomendable iniciar la inyección con las grietas de mayor anchura.

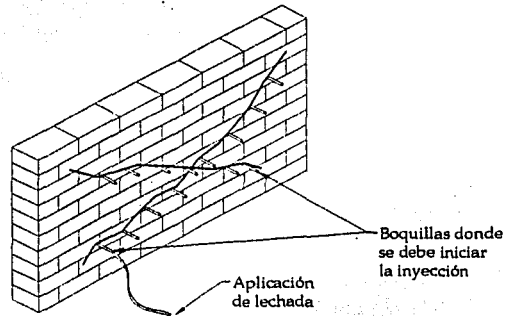


Figura IV.2.4. Inyección de lachada de cemento en grietas en un muro de prueba en un laboratorio (Tomazevic y Anicic, 1989)

El efecto que se tiene en muros con grietas rellenadas con lechada de cemento, en cuanto a resistencia lateral, obtenidas de pruebas experimentales variando el tipo de mampostería y la calidad del mortero se pueden observar en la figura IV.2.5, la cual indica un mejoramiento en su comportamiento de resistencia lateral.

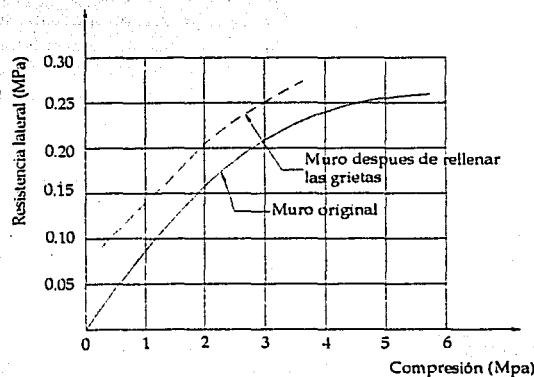


Figura IV.2.5. Efecto de la inyección de lachada de cemento en las grietas de un muro respecto a su resistencia lateral (Tomazevic y Anicic, 1989)

Para muros de mampostería a base de piedra el procedimiento de inyección de lechada es similar al descrito anteriormente para muros de tabique o block. Es recomendable agregar aditivos para evitar la propagación de la humedad en el muro y las boquillas que se colocan a lo largo de la grieta pueden estar separadas de 0.5 a 1 m. Este procedimiento no es recomendable para edificios y monumentos históricos.

Muros que han sido reparados mediante la inyección de morteros de cemento han recuperado, e incluso mejorado, su resistencia (80 a 120% de recuperación), rigidez (50 a 100%) y la capacidad de deformación (80 a 90%) con respecto a sus propiedades originales.

Para evaluar la calidad de la inyección de grietas se pueden utilizar técnicas de transmisión de pulso (ultrasónico o mecánico) (ver sección IV.1.2) ya que estudios de laboratorio y de campo han indicado que estas técnicas son muy útiles para este fin.

IV.2.2.3. Reparación de grietas con rajuelas.

Cuando las grietas tienen una anchura superior de 5 mm, resulta recomendable repararlas con rajuelas, que son pedazos de piezas que se insertan en cajas abiertas en la grieta para tal propósito. Las rajuelas deben acuñarse debidamente y pegarse con mortero tipo I (propuesta de NTCM - 2001). Antes de colocar el mortero, se debe limpiar y humedecer las superficies que están en contacto con él. Es conveniente usar un aditivo estabilizador de volumen en el mortero de pega, de modo de controlar los cambios volumétricos y la contracción por fraguado que pueda sufrir.

IV.2.2.4. Inserción de barras de refuerzo.

Esta técnica de rehabilitación de muros de mampostería consiste en colocar barras de refuerzo a lo largo de las juntas de mortero (cuando la grieta es por cortante), o bien de colocar grapas que crucen la grieta.

Para alojar barras de refuerzo a lo largo de las juntas, se requiere preparar la junta con ranuras longitudinales y practicar barrenos transversales al muro a ciertos intervalos para amarrar a las barras entre sí (figura IV.2.6). Una vez colocadas las barras, generalmente una a cada lado del muro, se recubren con mortero de cemento o de tipo epóxico. Las barras se deben anclar a los extremos del muro, preferentemente con ganchos estándar de 90° en los elementos confinantes, si es que existen. Para estimar la contribución de las barras a la resistencia lateral, así como su cuantía, se puede seguir lo indicado en la propuesta de NTCM - 2001 (sección 5.4).

Aunque con esta técnica se alcancen recuperaciones aceptables de resistencia, rigidez y capacidad de deformación, exige un procedimiento muy laborioso y con una buena supervisión. Su desempeño es altamente dependiente de la calidad de la ejecución, así que se recomienda evaluar con cuidado la idoneidad de usar esta técnica en función de la condición del sitio, mano de obra y supervisión de la localidad.

Si la grieta es por tensión diagonal (atraviesa piezas y juntas), ésta se pueden engrapar. Este método es práctico si el número de grietas es pequeño. Consiste en alojar barras de refuerzo con ganchos a 90° en sus extremos (de forma de una grapa para papel) en sendas ranuradas y barrenos practicados en el muro (figura IV.2.7). Las ranuras y barrenos se rellenan con mortero de cemento o, de preferencia, epóxico. Las grapas se deben colocar ortogonalmente a la grieta de modo que resistan las tensiones que se producen cuando la grieta tiende a abrirse. Resultados de laboratorio indican que los muros

reparados con esta técnica tienen un pobre comportamiento ante la acción sísmica, debido al pandeo de las grapas inclinadas cuando el sentido de la aplicación de la acción se invierte y las grapas tienen que trabajar a compresión. Sin embargo, su desempeño ante acciones monótonas ha sido satisfactorio. Si esta técnica se aplica para reparar daño debido a un sismo, se deberán tomar precauciones para evitar el pandeo de las grapas durante los ciclos de desplazamiento.

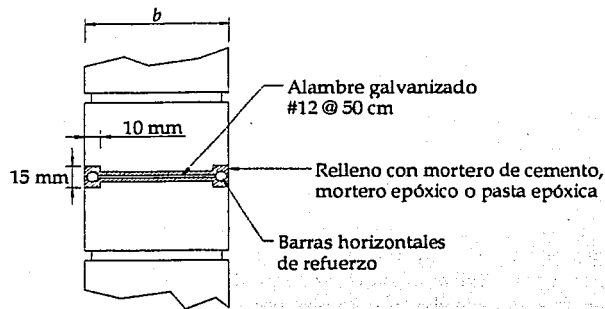


Figura IV.2.6. Inserción de barras de refuerzo en las juntas de un muro.

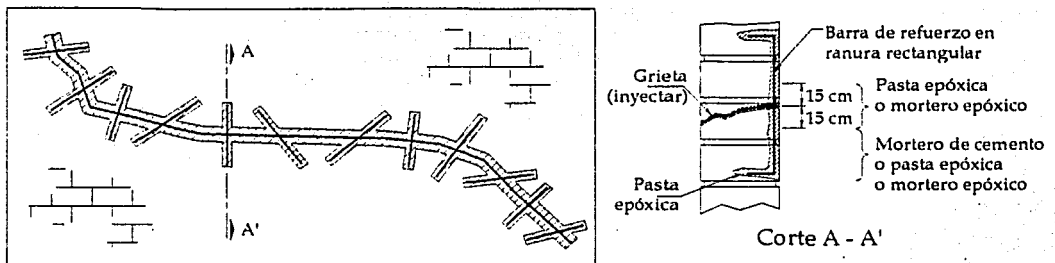


Figura IV.2.7. Colocación de grapas sobre grietas en muros de mampostería.

IV.2.3. Encamisado de muros.

El encamisado de muros de mampostería consiste en aumentar su sección transversal al cubrirla, en una o en sus dos caras, con una capa de concreto lanzado reforzado con barras convencionales, mortero de cemento reforzado con malla metálica electrosoldada, o resina reforzada con fibras plásticas o fibras de carbón. Esta técnica incrementa la resistencia y ductilidad del muro, mejorando su capacidad de flexión; no obstante, su principal desventaja es que cambia la apariencia de la superficie que cubre. El encamisado no debe hacerse de manera individual a un muro, sino extenderse a todos los muros de la estructura, aún los no dañados, ya que una diferencia de propiedades mecánicas en los elementos puede provocar concentración de esfuerzos que afectarán a la estructura. De no ser posible, por lo menos se deben reforzar los elementos necesarios, dañados o no, de tal manera que la respuesta dinámica de la estructura sea adecuada.

IV.2.3.1. Encamisado con mallas metálicas.

Esta es la técnica más confiable, segura y económica para reparar y reforzar muros de mampostería que han sido dañados por la acción del sismo. Con esta técnica se pueden esperar incrementos en resistencia del 50%, rigidez del 20% y capacidad de deformación del 100%. Esta técnica es usada en muchos países del mundo. La primera vez que se utilizó fue en Italia, en 1976, después del sismo de Friuli.

Las mallas son comúnmente de tipo electrosoldada¹⁹ o bien hechas con barras convencionales. Puede ser aplicado localmente a una grieta (figura IV.2.8 a), o a un muro completo (figura IV.2.8 b). Aunque el encamisado de los muros puede hacerse solo por una cara, se obtienen mejores resultados si se hace por ambas caras. Antes de realizar el encamisado las grietas deben ser reparadas con alguna técnica de inyección.

El proceso inicia con el tratamiento de la superficie a reforzar, con el fin de lograr un comportamiento monolítico. Se debe retirar todo el recubrimiento del muro, y en su caso, los fragmentos y piezas sueltas de la superficie, así como retirar el mortero de 10 a 15 mm de profundidad en las juntas de las piezas y alrededor de las grietas. Se debe limpiar la superficie y el interior de las grietas con chorro de agua y, como se ya se mencionó, reparar las grietas con alguna técnica de inyección.

Tomazevic y Anicic (1989) recomiendan colocar una primera capa de cemento, de 10 a 15 mm de espesor, colocar la malla de refuerzo (de 4 a 6 mm de diámetro con intervalos de 100 a 150 mm en ambas direcciones) en ambos lados del muro y conectarlas con barras de 6 mm de diámetro ubicadas dentro de barrenos practicados al muro transversalmente con una separación de entre 50 y 60 cm (de 6 a 4 piezas por cada m² de superficie de muro; dichos barrenos, una vez colocada la barra, deben ser rellenados con resina epóxica); para posteriormente colocar una segunda capa de mortero para lograr un espesor total de 25 a 30 mm (figura IV.2.8 b). Moderna (1989) recomienda utilizar capas de mortero lanzado con espesores de entre 30 y 50 mm, con malla de refuerzo de entre 3 y 4 mm de diámetro con separación de 150 mm en ambas direcciones; así como conectores transversales de entre 4 y 6 mm de diámetro con una densidad de 2 a 4 piezas por m² (figura IV.2.8 b).

Cuando las mallas son de calibres pequeños (8 y 10), pueden ser colocadas directamente en el muro. Para piezas macizas y calibres 8 y 10, las mallas se pueden fijar con clavos de madera de 64 mm de longitud (2 1/2") colocados manualmente con martillo, con una densidad de 9 clavos por m²; cuando las piezas son de mala calidad, la densidad de clavos se puede incrementar a 16 por m². Para mallas de mayor calibre (4 o alambres de calibre mayor) se pueden utilizar clavos *Hilti X-ZF* o similar, de 51 mm de longitud (2") con arandela, fijados con pistola especial, espaciados 450 mm (9/m²) (figura VI.2.9). Los clavos *Hilti* también pueden ser usados en calibres pequeños. La solución con clavos *Hilti* con respecto a los conectores transversales resulta más económica, ya que para esta última hay que perforar el muro en todo su espesor en varios lugares y rellenar el espacio entre el alambre y el barreno con alguna resina; y sin embargo, su comportamiento es muy similar. Para fijar la malla también se pueden utilizar separadores, sin embargo, ensayos de laboratorio han demostrado que su uso disminuye la resistencia al corte del sistema muro-fijador-malla, aumenta la flexibilidad del fijador y facilita su propia extracción (Alcocer, 1999).

¹⁹ La denominación comercial de las mallas electrosoldadas más comunes en México son: G-G/4-4 ($\phi = 5.72$ mm), G-G/6-6 ($\phi = 4.88$ mm), G-G/8-8 ($\phi = 4.11$ mm) y G-G/10-10 ($\phi = 3.43$ mm).

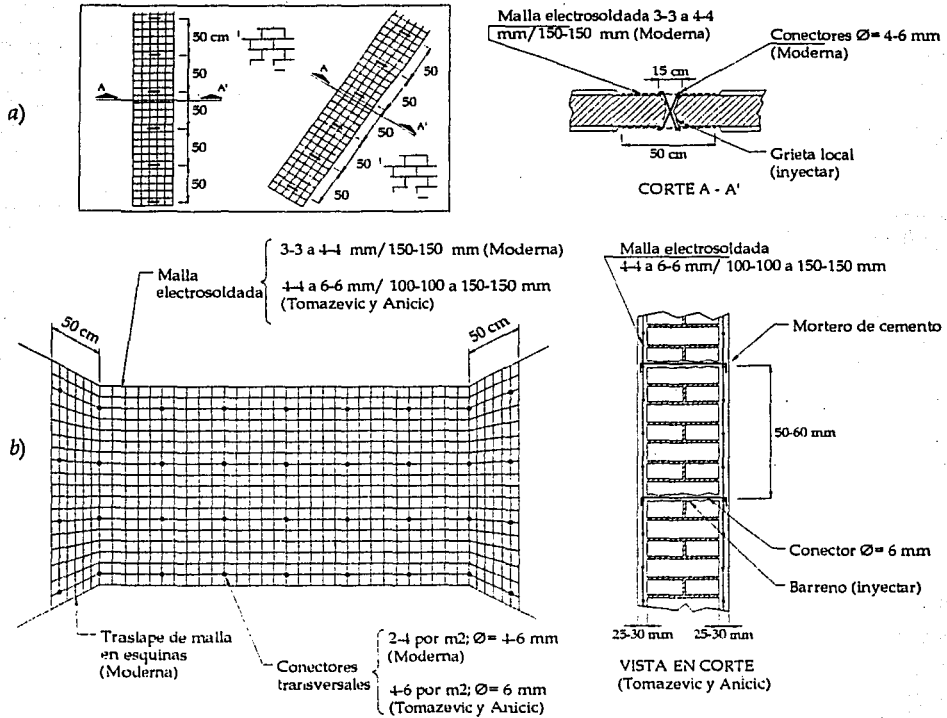


Figura IV.2.8 Encamisado de muros de mampostería con mortero reforzado (Tomazevic y Anicic, 1989; Moderna, 1989).

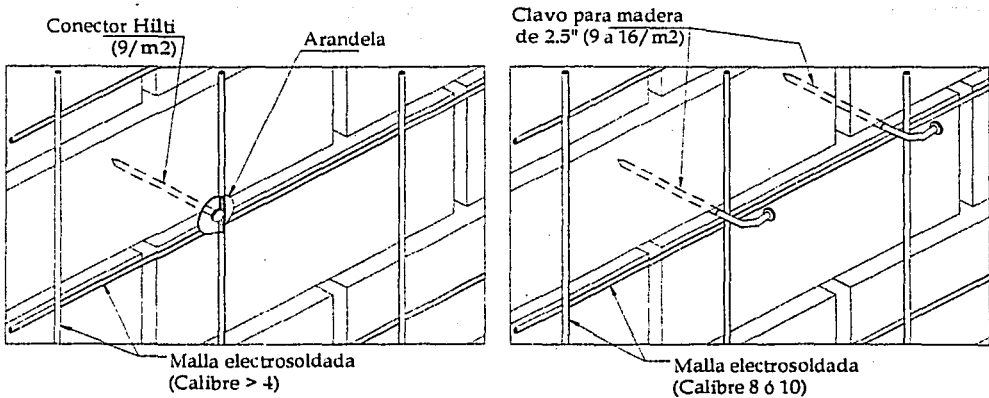


Figura IV.2.9. Malla metálica anclada a un muro con clavos de madera o clavos tipo Hilti (Alcocer, 1999).

Evidentemente el calibre de la malla que se utilice estará en función del grado del daño y el nivel de desempeño que se espera obtener con la reparación y refuerzo. El cálculo de la cuantía se hace como lo indican la propuesta de NTCM - 2001 (sección 5.4); en éste, se debe incluir el espesor de los aplanados de mortero de cemento que se colocará por una o por ambas caras de los muros (Alcocer, 1999). El factor de eficiencia, η , mencionado en la sección 5.4.3.4 de la propuesta de NTCM - 2001 (*Diseño del refuerzo horizontal*) considera la distribución de deformaciones de la malla, la eficiencia del anclaje de la malla y la resistencia del mortero del recubrimiento. Así, a menor resistencia del mortero, menor será la contribución del refuerzo de la malla; ya que si la resistencia a la compresión del mortero es baja, se aplastará y se desprenderá a bajos niveles de distorsión²⁰, lo que anulará el comportamiento del muro como sección compuesta. Se recomienda que la distorsión máxima de diseño sea de 0.007.

El efecto del recubrimiento de muros con mallas y morteros en su resistencia lateral han sido investigados ampliamente en laboratorio e *in-situ*. En ambos casos los experimentos indican la importancia del anclaje de la malla al muro. Si el número de anclas no es suficiente, el recubrimiento se separa del muro en el instante que ocurre la primera grieta y se pandea, y con esto la mayor parte de la carga lateral es soportada por el muro. Los efectos del revestimiento en la resistencia lateral del muro es inversamente proporcional a la calidad original. Esto es significativo en el caso de recubrimientos de calidad pobre en muros poco resistentes, pero no es demasiado importante en el caso de muros de buena calidad.

Las mallas deben ser continuas en muros ortogonales, deben rodear las esquinas del muro o castillos, si existen; así como rodear las aberturas en los muros. Si las mallas no se pueden doblar, debido particularmente a que son de alto calibre, se pueden cortar y usar mallas de menor calibre traslapadas adecuadamente. En cambios de dirección es recomendable incrementar la densidad de fijadores, así como traslapar la malla por lo menos 50 cm (figura IV.2.8 b).

En el caso de muros con piezas huecas, como los bloques de concreto, se han utilizado para el anclaje de la malla alcaiyatas hechas de acero de bajo carbono (tipo A-36) o de barra corrugada de refuerzo convencional. En estudios efectuados para evaluar estos fijadores (Flores y Alcocer, 1998), indican que se puede obtener un comportamiento satisfactorio si las alcaiyatas se alojan en las juntas del mortero o en barrenos practicados en todo el espesor del muro, a manera de que la alcaiyata quede apoyada en las dos cáscaras exteriores del muro (figura IV.2.10). En contraste, si la alcaiyata se conecta solo en una cara del muro, la conexión es flexible y poco resistente.

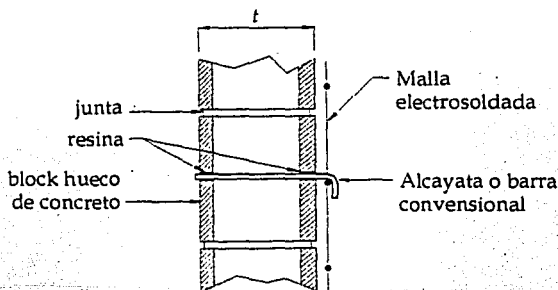


Figura IV.2.10. Anclaje de malla en piezas huecas (Flores y Alcocer, 1998).

²⁰ La distorsión de un muro se define como el cociente entre el desplazamiento lateral relativo de un nivel y la altura del muro.

El barreno para la colocación del anclaje se debe hacer con una broca del diámetro nominal de la alcayata; se debe limpiar con un escobillón para retirar fragmentos sueltos del material y limpiar con aire a presión; se aplica resina en la superficie tanto del barreno como de la alcayata, y ésta se introduce en el barreno con un movimiento giratorio. No es necesario ningún otro tipo de anclaje en el extremo posterior de la alcayata; la reacción de ésta en su longitud, ya sea sobre las paredes de la pieza o sobre la junta de mortero, es suficiente para desarrollar la fluencia del acero.

En el caso de muros de mampostería de piedra, o muros con mezcla de tabique y piedra, el espesor de la capa de mortero reforzado con malla debe de incrementarse; además, es muy frecuente que el encamisado de estos muros se haga únicamente por una cara. Así las cosas, el método para realizar el encamisado se debe modificar con respecto al utilizado en muros de tabique. Como ya se ha mencionado, las anclas o algún otro tipo de conexión a intervalos uniformes es esencial para una apropiada unión entre el muro existente y el encamisado nuevo. Una alternativa para realizar este anclaje se muestra en la figura IV.2.11. Se pueden remover piedras del muro a intervalos regulares para ubicar jaulas de reforzamiento en las ranuras así formadas. Se rellena la ranura con concreto formando un conector a cortante que transfiere de manera eficiente las cargas del muro al encamisado. Este sistema es usado donde solo es posible encamisar un lado del muro únicamente, así como en aquellos donde la dureza de las rocas hace que taladrar barrenos para colocar las anclas sea impráctico (Tomazevic y Anicic, 1989).

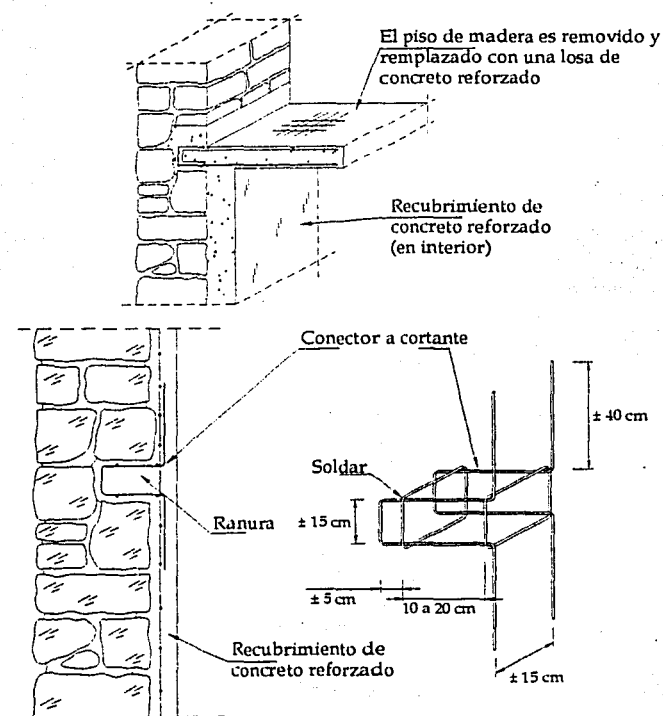


Figura IV.2.11. Anclaje de malla en muros de mampostería de piedra (Tomazevic y Anicic, 1989).

El mortero se puede colocar manualmente o bien con dispositivos neumáticos (lanzado), siguiendo los procedimientos para el concreto lanzado. Se ha observado que, con una buena ejecución, muros con recubrimiento de mortero lanzado tienen una mayor resistencia y rigidez que aquellos con mortero colocado manualmente. En cualquier caso, antes de aplicar el mortero se debe saturar la superficie del muro. Para el mortero lanzado se puede seguir el método de la mezcla seca o el de la húmeda. En el primero, se premezclan los cementantes y los agregados, se llevan mediante aire comprimido a la boquilla y ahí se mezclan con agua para su lanzamiento. Un problema asociado a este método es la presencia de huecos en el mortero lanzado debido al rebote de la mezcla en la superficie de la malla. Otro problema es el agrietamiento por contracción, asociado a las mezclas con alto consumo de cemento, exceso de agua y curado inadecuado. Para aliviar estos problemas, se recomienda utilizar aditivos con humos de sílice o fibras de prolipopileno. Los humos de sílice, además, permiten incrementar el espesor de la capa que se puede aplicar, aumentan la densidad de la mezcla, incrementan la resistencia a los agentes químicos, a los ciclos de congelamiento y descongelamiento, a la adherencia, a la flexión y a la compresión; y disminuyen el rebote del material lanzado. Las fibras de prolipopileno reducen el agrietamiento por contracción plástica. En el método de mortero lanzado por vía húmeda, se mezclan los cementantes, agregados y agua en un recipiente, para posteriormente ser inyectados mediante aire comprimido a través de una manguera y ser expulsados por una boquilla. Los problemas y soluciones en su aplicación son similares a los del método por la vía seca.

Conviene que el mortero que se utilice para recubrir las mallas sea lo más resistente y rígido posible. Se recomienda el uso de mortero tipo I indicado en la propuesta de NTCM - 2001. Para incrementar la durabilidad del mortero, se recomienda poner especial atención en la graduación de la arena, ya que si ésta contiene demasiados finos, se incrementa la probabilidad de fisuramiento por contracción, lo que facilita la penetración de humedad y cloruros, y aumenta el riesgo de corrosión.

Es conveniente extender el encamisado de los muros de planta baja a los cimientos del muro. Si es necesario reforzar estos últimos, se deben abrir cepas de tamaño suficiente para aumentar la base del cimiento, limpiando perfectamente las caras de la mampostería y quitando las piedras necesarias para formar llaves de corte con el mortero de recubrimiento. Así mismo, habrá que impermeabilizar el encamisado que esté en contacto con la humedad del terreno. El reforzar los cimientos es conveniente, porque con el recubrimiento de las mallas ancladas en el muro se incrementa el peso del mismo y de la estructura en su conjunto.

IV.2.3.2. Encamisado con mallas o bandas plásticas.

El empleo de fibras plásticas en reparaciones o refuerzos de estructuras de mampostería es una técnica relativamente nueva que ya se aplica ampliamente en los Estados Unidos y Japón, y que además se continúa investigando por su potencial: Triantafillou, 1998; Ehsani y Saadatmanesh, 1996; Kolsch, 1998; entre otros.

Las fibras plásticas se vienen aplicando en la industria aeronáutica desde 1944. Actualmente se emplean en la industria espacial, construcción de buques, procesos químicos, en la medicina y en la industria automotriz. De la gran cantidad de materiales desarrollados y ensayados por estas industrias, sólo unos cuantos se han adoptado y refinado para ser usados en estructuras.

Las fibras utilizadas para este fin son largas y continuas, y están hechas principalmente de vidrio (GFPR), carbón (CFRP) o aramid (AFRP); éstas son adheridas al muro por medio de una resina, que puede ser epóxica, de poliéster o viniléster, la cual protege a las fibras y transmite las cargas entre éstas y el muro. Las fibras pueden tener varias configuraciones, como cables, telas o bandas unidireccionales. Son utilizadas como material de reforzamiento debido a su adecuada capacidad de carga a la tensión. Esta propiedad se puede utilizar para reforzar a flexión, corte o compresión,

dependiendo de cómo se oriente el material plástico. Por ejemplo, para reforzar a flexión un muro, el material compuesto se coloca externamente sobre la cara a tensión, de manera que la fibras largas sean colineales con el eje vertical del muro. Otras razones por las que se ha incrementado recientemente su aplicación son su alta resistencia y rigidez contra bajo peso y su durabilidad. A continuación se presentan algunos parámetros de este tipo de fibras así como una comparación cualitativa de algunas de sus propiedades físicas y mecánicas:

Tabla IV.2.1. Comparación de propiedades de fibras plásticas y acero de refuerzo.

Parámetro	Fibra de Vidrio	Aramid	Carbono de alta resistencia	Acero grado 42
Densidad (Kg/m ³)	2 540	1 450	1 800	7 850
Resistencia a la tensión (MPa)	3 450	3 620	3 800	620
Rigidez a la tensión (GPa)	72.4	131	227	200
Deformación a la falla (%)	4.8	2.8	1.7	12

Tabla IV.2.2. Comparación cualitativa entre fibras plásticas para rehabilitación estructural.

Parámetro	Fibra de Vidrio	Aramid	Carbono de alta resistencia
Resistencia a la tensión	Moderada	Alta	Alta
Rigidez a la tensión	Baja	Baja	Moderada
Deformación a la falla	Moderada	Moderada	Baja
Resistencia a la fatiga	Baja	Moderada	Alta
Resistencia al flujo	Moderada	Moderada	Alta
Nivel de esfuerzo a la falla	Bajo	Moderado	Alto
Resistencia al impacto	Alta	Alta	Moderada
Estabilidad frente al calor	Alta	Moderada	Alta
Resistencia a álcalis	Baja	Moderada	Alta
Costo	Bajo	Alto	Alto

Las fibras generalmente tienen un comportamiento elástico lineal de su curva esfuerzo-deformación, por ejemplo, las fibras *E-glass* tienen una resistencia a la tensión de 21,000 kg/cm² y un módulo de elasticidad de 703,100 kg/cm². En la figura IV.2.12 se presentan las curvas típicas esfuerzo-deformación de fibras de vidrio, carbón y de mallas de acero.

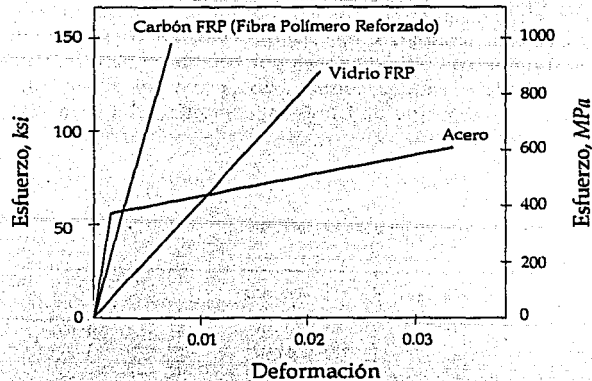


Figura IV.2.12. Gráfica de comportamiento esfuerzo-deformación del acero y fibras compuestas (Ehsani y Saadatmanesh, 1996).

Hay tres tipos de fibra de vidrio: E, S y AR. La fibra de vidrio más usada es la tipo E (*E-glass*). La tipo S tiene una mayor resistencia a tensión y la AR mejor resistencia a los álcalis; sin embargo, ambas son muy costosas.

Las fibras de aramid son mejor conocidas por el nombre comercial de una de ellas: *Kevlar*. Éstas poseen una alta resistencia, bajo peso y una excelente resistencia al impacto. Es la menos usada de los tres grupos.

Las fibras de carbono poseen propiedades mecánicas y una resistencia al ambiente idóneas para uso externo en rehabilitación estructural. La rigidez a tensión de las fibras de alta resistencia es mayor que la de fibra de vidrio, no obstante, se pueden usar fibras más rígidas aún.

El papel de las resinas, o del material de la matriz de los materiales sintéticos, es distribuir la carga de las fibras. La resina sirve también para mantener a las fibras alineadas, así como para protegerlas del ambiente. Las tres resinas que más se usan son el poliéster isoftálico, viniléster y epóxica.

Las resinas de poliéster isofático son de bajo precio, aunque sus propiedades son inferiores a las de otras resinas. Exhiben altas contracciones cuando curan; sin embargo, esta desventaja se puede eliminar si se aplican en camisas prefabricadas.

La formulación química de las resinas de viniléster está relacionada con la de los poliésteres y epóxicos, de aquí que exhiben características de ambas. Al igual que con la resina de poliéster, su uso en camisas prefabricadas reduce el efecto de su alta contracción volumétrica.

Las resinas epóxicas poseen propiedades mecánicas bien conocidas y una excelente adhesión a varias fibras, así como al material base (la mampostería). A diferencia de los productos con poliéster y viniléster, las resinas epóxicas no emiten estirenos.

El tipo de resina y la clase de fibra deben ser compatibles para la aplicación deseada. Las resinas de poliéster y viniléster se aplican con fibra de vidrio, mientras que las epóxicas se pueden utilizar para los tres tipos de fibras. A continuación se presenta una comparación cualitativa de las resinas:

Tabla IV.2.3. Comparación cualitativa entre resinas).

Parámetro	Poliéster (curado en planta)	Viniléster (curado en planta)	Epóxica (curado en horno)	Epóxica (curado a temperatura ambiente)
Resistencia a la tensión	Baja a moderada	Moderada	Moderada a alta	Moderada a alta
Rigidez a la tensión	Baja a moderada	Moderada a alta	Moderada a alta	Moderada
Deformación a la falla	Baja	Baja a moderada	Moderada a alta	Moderada a alta
Flexibilidad	Baja	Baja	Moderada	Moderada
Resistencia a flujo plástico	Alta	Alta	Moderada	Moderada
Resiliencia ²¹	Baja	Baja a moderada	Moderada	Moderada
Resistencia al impacto	Baja	Baja a moderada	Moderada	Moderada
Estabilidad al calor	Baja a moderada	Moderada	Moderada	Moderada
Resistencia a la humedad	Moderada	Moderada	Moderada a alta	Moderada a alta
Resistencia a álcalis	Baja a moderada	Moderada	Alta	Alta
Resistencia a la radiación UV	Baja	Baja	Baja	Baja
Costo del material	Bajo	Moderado	Moderado	Moderado

Las fibras plásticas no exhiben deterioro en su resistencia a tensión por exposición a rayos ultravioleta (UV); no así la resina epóxica, que se vuelve blanca con la exposición. Por tanto, si se espera que el sistema fibra-resina esté expuesto a la luz solar directa, será necesario protegerlo con una capa que limite la radiación UV.

El reforzar un muro de mampostería sin refuerzo por medio de fibras plásticas hace que el elemento de mampostería, que no resiste tensiones, ahora con la adición de una delgada tela de fibras plásticas de alta capacidad a tensión adherida al muro por medio de un epóxico, incrementa sus resistencias a flexión y cortante debido a la disposición horizontal y vertical de las fibras. Triantafillou (1998) presenta un procedimiento para el cálculo de resistencias a flexión, cortante, carga axial y flexocompresión para muros de mampostería reforzados con fibras plásticas, bajo acciones de corta duración y monótonas, en su plano y fuera de él. Considera que las fallas pueden ser de tres tipos: por aplastamiento de la mampostería, agrietamiento en mampostería por tensión debida a la excesiva deformación de las fibras y por pérdida de adherencia en la superficie de contacto del muro y la capa (fibras y epóxico).

Los principales métodos de aplicación de fibras plásticas para reparación y refuerzo de estructuras se mencionan a continuación (Alcocer, 1999):

1. *Placas rígidas.*- Su aplicación es similar a la de las placas metálicas. De una hoja de material compuesto, ya curado, se corta una placa con la longitud y anchura necesarias, y se adhiere a la superficie ya preparada del elemento por ser reparado.
2. *Camisas prefabricadas.*- Son tubos circulares u ovales, de gran diámetro y espesor pequeño, que se fabrican y curan en taller. Las camisas, que poseen un corte longitudinal, se colocan envolviendo al elemento y se cierran con adhesivos, zunchándolas mientras curan.

²¹ La resiliencia es un número que caracteriza la fragilidad de un cuerpo, o sea, su resistencia a los choques. Sus unidades son kg/cm^2 .

3. *Cables enrollados.*- Se enrollan cables de fibra en elementos tipo columna. Los cables pueden ser impregnados con resina en campo o bien pueden llegar de fabrica ya impregnados (tipo *prepeg*).
4. *Bandas pultruidas.*- El término pultrusión se refiere al proceso de estirado de fibras continuas a través de un dado simultáneamente a la impregnación de la resina sin curar, de modo de formar una banda angosta de sección transversal constante. Este proceso se lleva a cabo en fábricas, de modo que, la banda ya curada, es adherida a las superficies de los elementos ya preparadas.
5. *Colocación en húmedo.*- En este método, una tela u hoja se satura con resina en el sitio y se coloca sobre el elemento formando una lámina de material compuesto. La saturación se puede lograr con técnicas manuales o mecánicas.

El proceso de aplicación de refuerzo con fibras plásticas variará un poco dependiendo del método que se elija; sin embargo, de manera general podemos decir que es el siguiente (Ehsani y Saadatmanesh, 1996):

- a) Se libera la superficie del muro de cualquier aplanado o recubrimiento que tenga.
- b) Si es necesario, se reparan juntas de mortero, elementos confinantes o grietas, si existen.
- c) Se aplica una delgada capa de epóxico sobre la superficie del muro donde se va a colocar la fibra. Si existen elementos confinantes, se aplica sobre éstos también (figura IV.2.13).
- d) Las fibras plásticas son colocadas y prensadas (con un rodillo) sobre el epóxico.
- e) Si se requiere, se aplica otra capa siguiendo los pasos *c* y *d*.
- f) Por último se aplica otra capa de epóxico, hasta saturar completamente las fibras.
- g) El epóxico seca en una hora y endurece completamente en 24 horas.
- h) Finalmente si se desea, se recubre el muro con algún aplanado, pintura, papel tapiz, etc. que pueda proteger al epóxico de rayos ultravioleta y del fuego.

Esta técnica de reparación para muros de mampostería tiene muchas ventajas sobre soluciones convencionales, algunas de ellas son:

- ✓ El sistema proporciona confinamiento, lo que hace que el muro funcione como una sola unidad y se traduce en resistencias superiores y una mayor capacidad de deformación.
- ✓ En muchos casos previene el colapso, al lograr una buena conexión con los elementos confinantes, y en el caso de que se presente no deja que los bloques se desprendan.
- ✓ Mejora notablemente la capacidad a flexión fuera de su plano de muros no reforzados; así como la resistencia al corte en el plano.
- ✓ Aumenta la masa del edificio y el espesor de muros en cantidades despreciables.
- ✓ Por el poco peso adicionado no es necesario reforzar la cimentación.

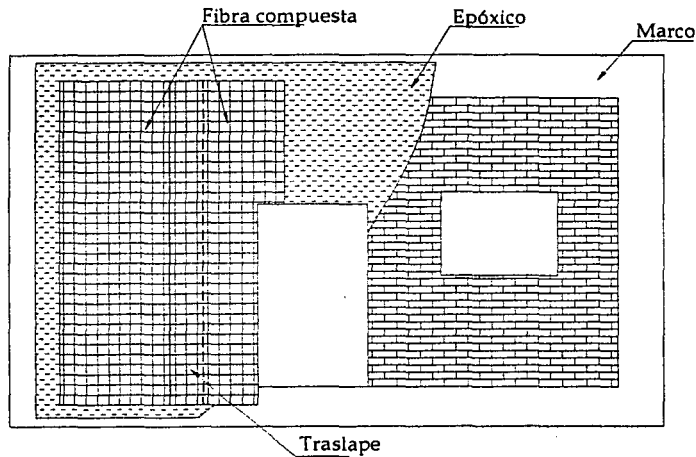


Figura IV.2.13. Sistema de refuerzo propuesto (Ehsani y Saadatmanesh, 1996).

- ✓ Se incrementa el espesor del muro 3 mm por cara (aproximadamente).
- ✓ No hay problemas de corrosión.
- ✓ La telas, bandas o cables de fibra plástica se pueden cortar fácilmente en obra y así librar los huecos existentes en los muros.
- ✓ Elimina la necesidad de emplear conectores, no se requiere taladrar los muros.
- ✓ La ligereza de las fibras, la facilidad de corte y su sencilla transportación, reduce los tiempos de construcción.
- ✓ Comparado con otras alternativas este sistema de refuerzo resulta mucho más caro por m^2 , pero en ocasiones, resulta más barata por proyecto completo.

Las fuerzas que se pueden transmitir a las camisas sintéticas están limitadas por la resistencia al corte rasante o la resistencia a la tensión de la mampostería, ya que por lo general, las resinas poliméricas exhiben resistencias superiores que el material base (concreto o mampostería). Si la resistencia a la tensión del material base es baja, se pueden producir fallas prematuras caracterizadas por desprendimiento de las láminas debajo de la resina.

Recientemente se ha evaluado un método que consiste en utilizar fibras de carbón adheridas a una matriz cementante (CFCM) (Kolsch, 1988). Este sistema es muy similar al de fibras plásticas adheridas con resinas epóxicas; pero ofrece ventajas adicionales, ya que la matriz cementante es compatible con el material base (mampostería) en términos de adherencia, permeabilidad y coeficiente de expansión térmica. Es durable, de fácil aplicación y no es combustible.

La técnica de fibras de carbón con una matriz cementante (CFCM) combina avanzadas fibras de carbón en forma de tela con una matriz cementante a base de cemento, polímeros modificados, aditivos y agua, para formar un recubrimiento estructural y así una sección compuesta. La tela es penetrada por el material de la matriz lo que mejora sustancialmente la adherencia entre la matriz y la tela, logrando un colado monolítico entre estos elementos. La matriz debe poseer propiedades mecánicas adecuadas para transmitir la carga; una consistencia adecuada para penetrar las telas

sintéticas; buena adherencia; compatibilidad térmica y química con las fibras y el material base; buena resistencia a la temperatura y fuego; además de ser trabajable en el sitio.

El proceso de aplicación de las CFCM es muy similar al utilizado para los epóxicos, la diferencia radica en que en lugar de aplicar la matriz de resinas se aplica la matriz cementante. En casos especiales se puede aplicar una impregnación estabilizadora en la superficie del muro antes de la primera capa. Se pueden aplicar hasta cuatro capas, aunque lo recomendable es que sean tres, lo cual nos da un espesor de 4.5 mm aproximadamente.

IV.2.4. Adición de elementos confinantes.

El término *adición de elementos confinantes*, en esta sección, no se refiere a la adición de dadas y castillos; sino a la adición de elementos, de acero y de concreto reforzado, que confinan elementos de mampostería (como columnas) con el fin de repararlas o reforzarlas; tal como se describe a continuación.

IV.2.4.1. Refuerzo de columnas de mampostería por medio de cinturones de acero.

El refuerzo con cinturones de acero en columnas de mampostería se utiliza cuando es necesario incrementar la capacidad de carga de la misma, o bien, ésta a sido demasiado dañada. Los cinturones de acero son habilitados alrededor de la columna de mampostería. Éstos consisten en cuatro ángulos verticales y varios amarres de acero horizontales que deben ser soldados a los ángulos.

Los perfiles verticales son elementos estructurales adicionales los cuales resisten las cargas verticales aplicadas a la columna, junto con la mampostería existente o sin ella. La placa horizontal confina y contribuye al incremento de la capacidad de carga y rigidez en la mampostería existente, en el caso de que ésta no haya sido demasiado dañada.

Para este método, al igual que en otras técnicas, se deben remover los aplanados y partes sueltas de la mampostería, y si existen huecos, se deben de rellenar con mortero. Antes de colocar los ángulos verticales de acero, se debe colocar una capa de mortero nuevo en las orillas verticales de la columna; después, los ángulos son presionados dentro de la capa de mortero, con el objeto de lograr un completo contacto entre ellos. El siguiente paso es colocar los amarres horizontales. Para ello, primero es soldada una punta del amarre a uno de los ángulos; posteriormente, el amarre es calentado a una temperatura de entre 80 y 120° C y es soldado al ángulo opuesto apropiado. El amarre horizontal es calentado con el fin de que se expanda, y una vez soldado a los ángulos, al enfriarse queda pre-esforzado. Se deben de colocar amarres horizontales adicionales, tanto en la parte inferior como superior de la columna reforzada, con el fin de dar mayor resistencia al corte a la estructura de acero (figura IV.2.14).

Tomando como base una columna de sección rectangular (a = lado corto; b = lado largo), la separación de los cinturones no debe ser mayor que $a \leq 50$ cm; $b \leq 90$ cm y $b/a \leq 1.2$. Los lados de los ángulos que se utilicen no deben ser menores que $0.1a$, o bien, de 40x40x4 mm a 100x100x12 mm. Las placas para los cinturones pueden ser de 35x5 mm a 60x12 mm. Después de colocar el refuerzo de la columna debe ser aplanada.

Para estimar la capacidad de carga de una columna de mampostería reforzada con cinturones de acero baja carga axial (sin considerar efectos de esbeltez) se puede consultar a Pume (1989).

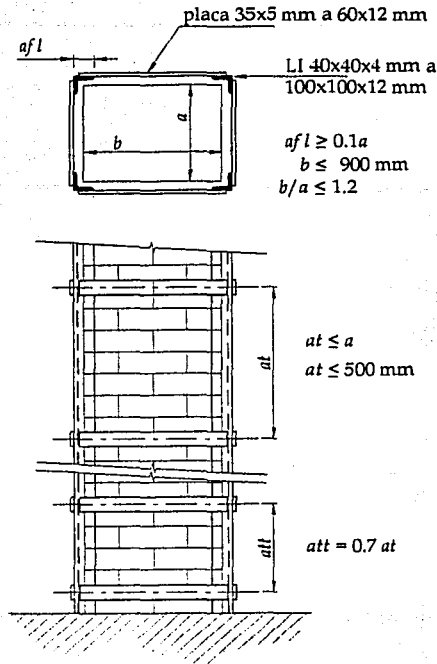


Figura IV.2.14. Reforzamiento de columnas de mampostería con cinturones de acero (Pume, 1989).

IV.2.4.2. Refuerzo de columnas de mampostería con recubrimientos de concreto reforzado.

La colocación de concreto reforzado alrededor de columnas de mampostería dañadas por sismo es otra técnica de refuerzo. Al igual que las otras técnicas, en ésta se deben retirar los aplanados, partes y el mortero en las juntas que estén sueltos, así como limpiar cuidadosamente la superficie de la columna. Si es necesario, el reforzamiento debe de ser amarrado a la columna con anclas. El armado consiste en barras verticales y estribos horizontales, cuyo arreglo se muestra en la figura IV.2.15.

El concreto puede ser colocado de forma manual o lanzado. El espesor de la capa de concreto puede variar entre los 6 y 15 mm. Los detalles del refuerzo que se utilice en el encamisado de concreto se pueden estimar considerando la acción de las cargas verticales sobre la sección total del reforzamiento, o solo sobre la sección de la mampostería existente.

Las columnas de mampostería también pueden ser reforzadas con recubrimientos de mortero reforzado, de manera muy similar a como se hace con el concreto. Puede ser colocado de forma manual o lanzado. En este caso los espesores pueden ser de 30 a 50 mm.

Para estimar la capacidad de carga de una columna de mampostería reforzada con recubrimiento de concreto o mortero reforzado bajo carga axial (sin considerar efectos de esbeltez) se puede consultar a Pume (1989).

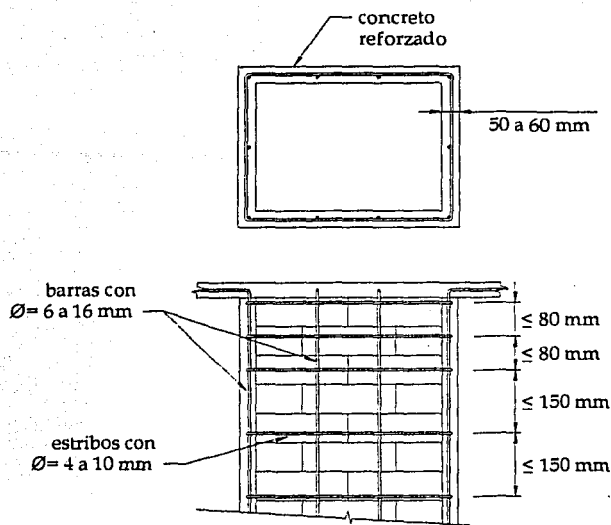


Figura IV.2.15. Reforzamiento de columnas de mampostería con recubrimiento de concreto reforzado (Pume, 1989).

IV.2.5. Introducción de sistemas de liga.

La mampostería sin confinamiento tiene la tendencia al volteo de sus muros por efecto del sismo, debido a la precaria unión entre ellos. La introducción de un sistema de liga constituye un buen refuerzo para este tipo de estructuras, cuyo representante más típico son las casas de adobe.

IV.2.5.1. Reforzamiento de esquinas e intersección de muros.

Las esquinas de muros e intersecciones son particularmente vulnerables a los daños por solicitaciones sísmicas. Para remediar esta debilidad de las construcciones de mampostería, las intersecciones de muros se pueden amarrar utilizando barras de acero en combinación con un reforzamiento local.

En el caso de grietas verticales formadas en la intersección de dos muros de mampostería de piedra, se puede recurrir al uso de piedras colocadas a través de la grieta para proporcionar rigidez a la esquina. En tal caso, se remueven piedras adyacentes a la zona de la esquina, y se colocan "piedras de rigidez" nuevas en su lugar, con una separación de 70 cm, conectadas diagonalmente a los muros adyacentes. Las piedras así colocadas deben ser bañadas con mortero de cemento (figura IV.2.16a).

Otra alternativa para unir muros separados es utilizar placas de acero, embebidas en mortero de cemento entre dos capas de piedra o piezas de mampostería después de haber removido algunas de éstas (figura IV.2.16 b y c). En todos los casos, después de hacer el amarre en la esquina dañada o en la

intersección de muros, éstas deben ser inyectadas con mortero de cemento utilizando la técnica antes mencionada.

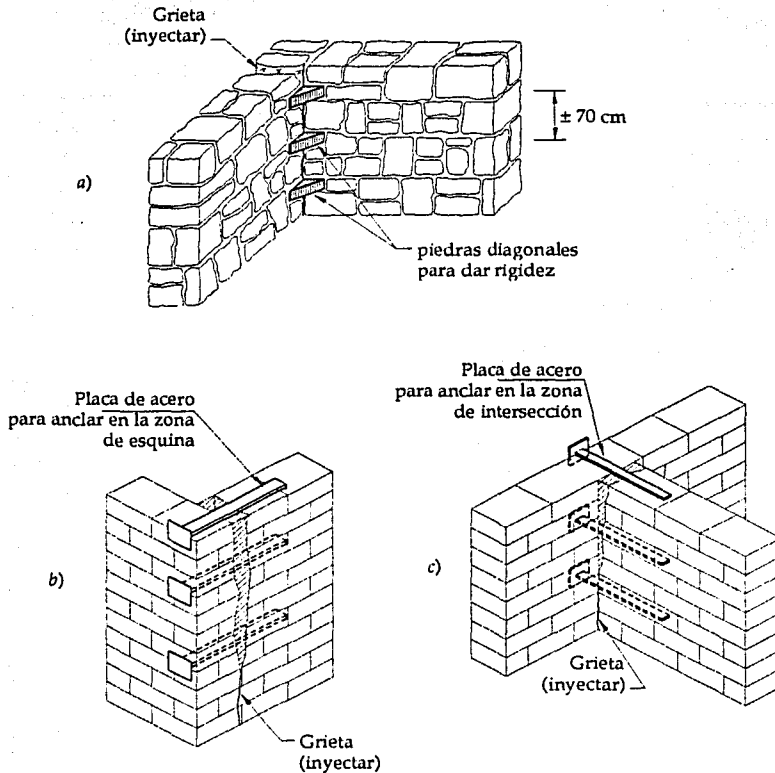


Figura IV.2.16. Reforzamiento en esquinas e intersección de muros; a) reforzamiento de la esquina de un muro de mampostería de piedra con "piedras de rigidez"; b) anclaje en esquina con placas de acero; c) anclaje en intersección con placas de acero (Tomazevic y Anicic, 1989).

IV.2.5.2. Construcción de elementos de confinamiento y amarre.

El modo de falla de algunas estructuras de mampostería, principalmente las hechas a base de adobe, se deben a la ausencia de elementos estructurales que obliguen a trabajar a los muros como una unidad tridimensional.

Para promover el trabajo en conjunto, una opción es construir una dala perimetral de concreto o de madera, con o sin contrafuertes adicionales, que sea continua y que esté debidamente conectada al sistema piso/techo (figura IV.2.17). Esta opción tiene la desventaja de que hay que retirar el techo. La

solución con polines de madera tiene el inconveniente de que la madera sin el tratamiento adecuado, se pudre y se rompe.

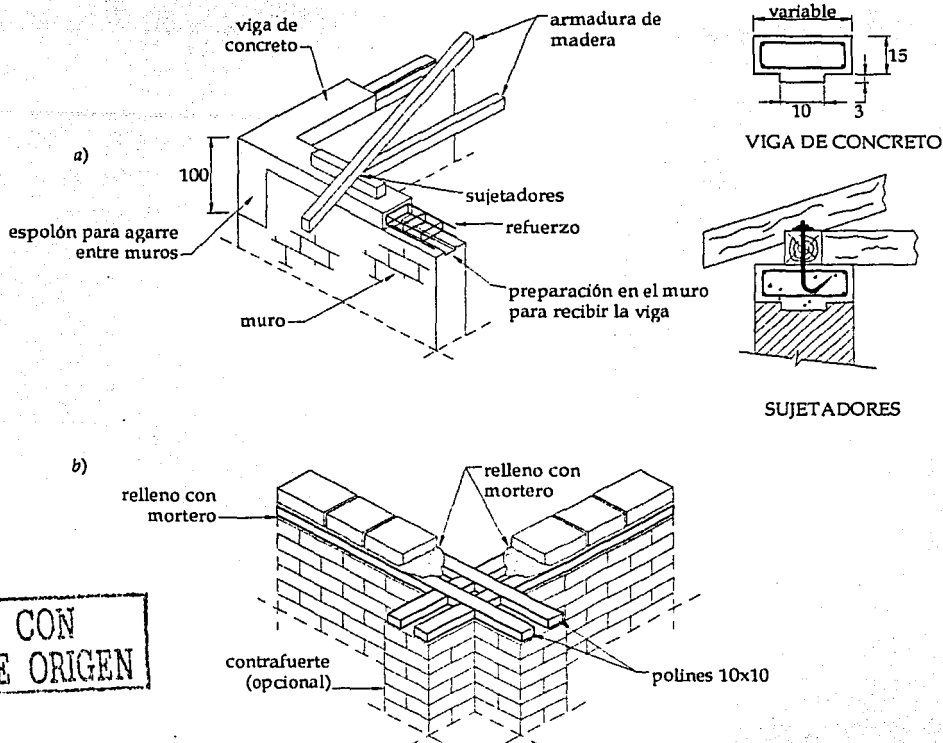


Figura IV.2.17. Confinamiento de muros de mampostería a base de adobe; a) viga de concreto; b) viga de madera.

Otra técnica que pretende amarrar los muros entre sí, consiste en colocar tensores horizontales en la parte superior de los muros, o bien, horizontales y verticales (figura IV.2.18). Los tensores se alojan en ranuras practicadas longitudinalmente en los muros, sean horizontales o verticales según se requiera. Los tensores son, por lo general, alambres o barras de acero con roscas en sus extremos. Estos elementos se tensan en las esquinas mediante tuercas y arandelas que se apoyan en ángulos metálicos debidamente colocados en las esquinas de la construcción.

Aunque la solución anterior ha demostrado comportamientos satisfactorios en laboratorio, tiene la desventaja de que es necesario revisar el torque (o tensión) de manera periódica. Evidentemente, si el torque es bajo o nulo, los tensores participarán poco o nada en el comportamiento.

La construcción de castillos y dalas dentro de cajas practicadas en los muros de adobe es una de las técnicas que con más frecuencia se utilizan en nuestro país. Para su correcto desempeño se requiere

construir cimientos para los nuevos castillos, así como retirar el sistema piso/techo para construir las dalas (figura IV.2.19). Su desempeño depende de lograr que los nuevos elementos trabajen monolíticamente con los muros de adobe. Puesto que el adobe y el concreto tienen magnitudes diferentes de cambio volumétrico por cambios de temperatura (estacional), se debe prestar atención a promover una adecuada conexión adobe-concreto. Alcocer (1999) recomienda colocar llaves de corte tanto en castillos como en cadenas, practicando cajas en el adobe, o bien, se puede hacer mediante fijadores metálicos alojados en ranuras practicadas en el adobe.

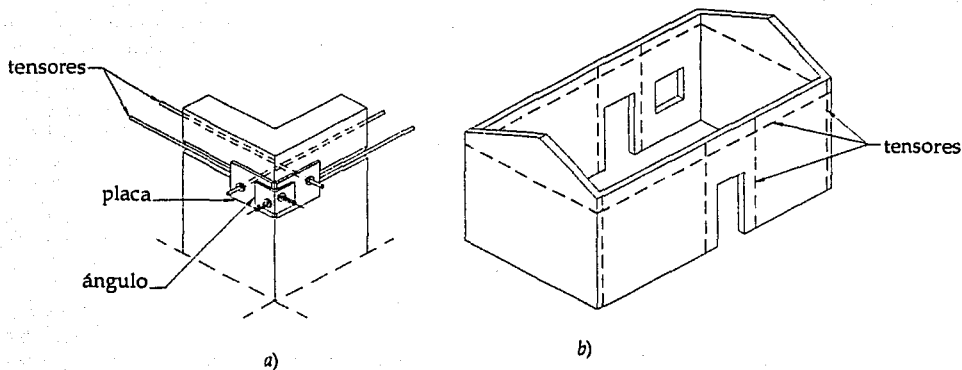


Figura IV.2.18. Amarre de muros de adobe con tensores metálicos; a) tensores horizontales; b) posible ubicación de tensores horizontales y verticales (Alcocer, 1999).

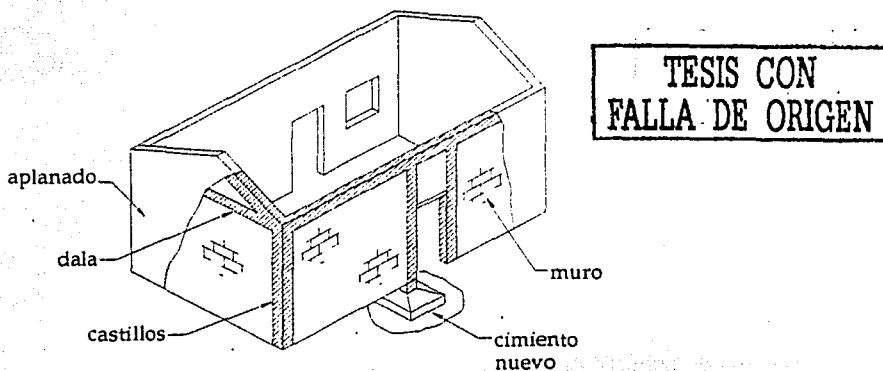


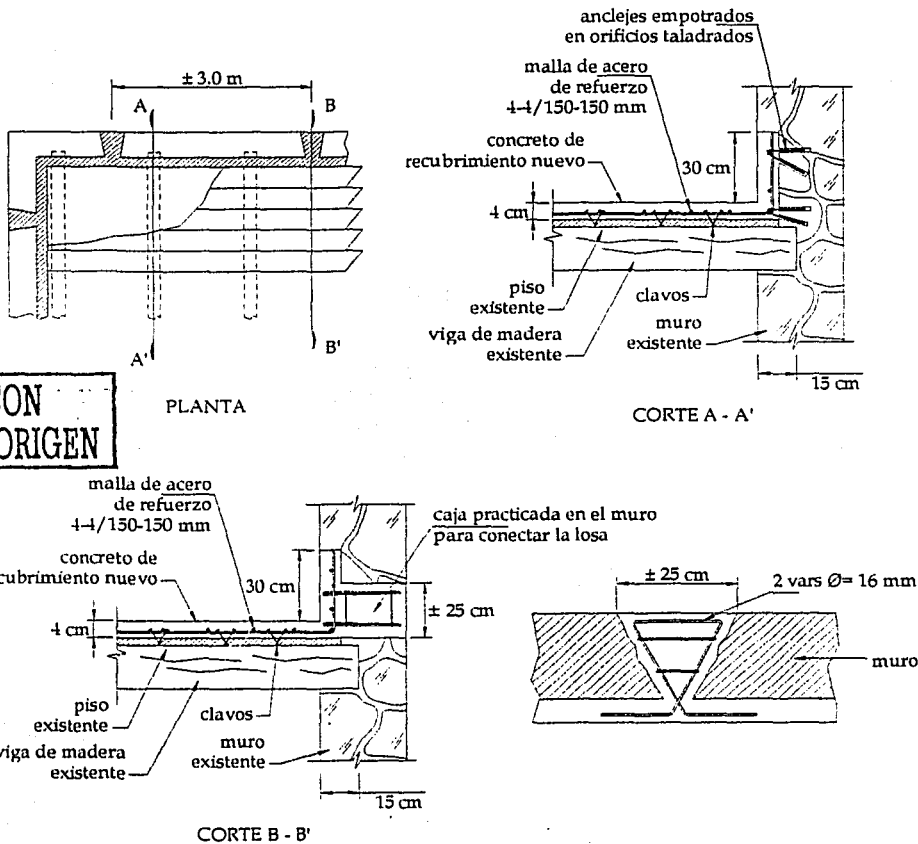
Figura IV.2.19. Adición de castillos y dalas a una casa de adobe (Alcocer, 1999).

IV.2.5.3. Modificaciones de techos.

Se ha observado en ensayos experimentales que la resistencia al sismo de construcciones viejas de mampostería es significativamente mejorada simplemente amarrando los muros al sistema de piso. Al rigidizar y anclar los pisos a los muros de una estructura, se mantiene a éstos trabajando juntos y se

distribuyen las fuerzas sísmicas entre ellos. Así mismo, al reforzar la liga entre techo y muro se evita su volteo. Generalmente la solución es construir una nueva losa rígida, o bien, reforzar la existente.

En el caso pisos de madera (comunes en edificios antiguos de mampostería), cuyas vigas ya son muy viejas o están podridas, éstas deben ser remplazadas, a menos que sean piezas de valor histórico y se requiera su conservación. Los pisos de madera son usualmente remplazados (o reforzados) con pisos macizos de concreto reforzado, ya sea que se fabriquen en el sitio o sean hechos con elementos prefabricados colocados por encima de piso existente. La losa colada encima del piso de madera debe de ser delgada (± 4 cm de espesor); la malla de acero de la losa de concreto se debe conectar a los muros mediante anclajes, así como clavarse al piso existente (figura IV.2.20). La losa debe conectarse a los muros de preferencia a través de cajas practicadas en los muros y reforzadas con acero anclado en la losa (figura IV.2.20 y IV.2.21).



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura IV.2.20. Incremento de la rigidez en pisos de madera utilizando concreto reforzado.

En combinación o no con el concreto reforzado, los pisos de madera se pueden rigidizar anclando las vigas de madera al muro por medio de pernos y placas de acero, y reforzar por medio de tensores diagonales que se anclan en las esquinas de los muros (figura IV.2.22a). Después de colocar los tensores, éstos pueden ser ocultos con tabloncillos de madera o algún otro acabado. Otra forma de rigidizar el piso consiste en colocar tabloncillos clavados perpendicularmente a los existentes (figura IV.2.22b).

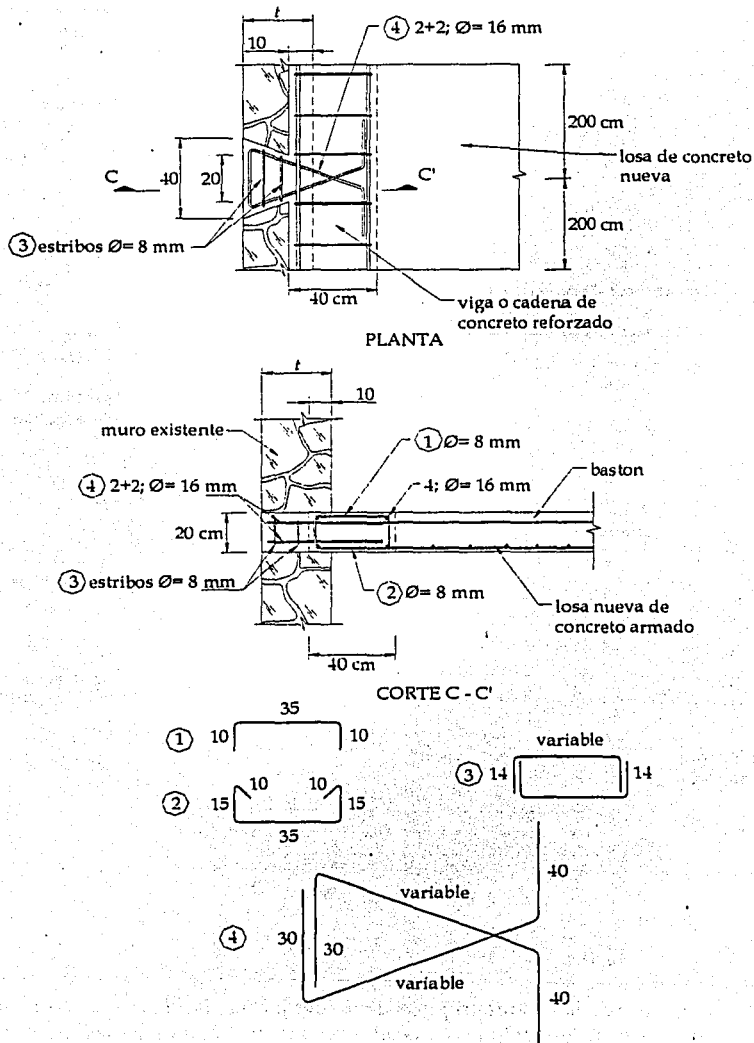


Figura IV.2.21. Conexión de una losa nueva de refuerzo a los muros de carga (Tomazevic y Anicic, 1989).

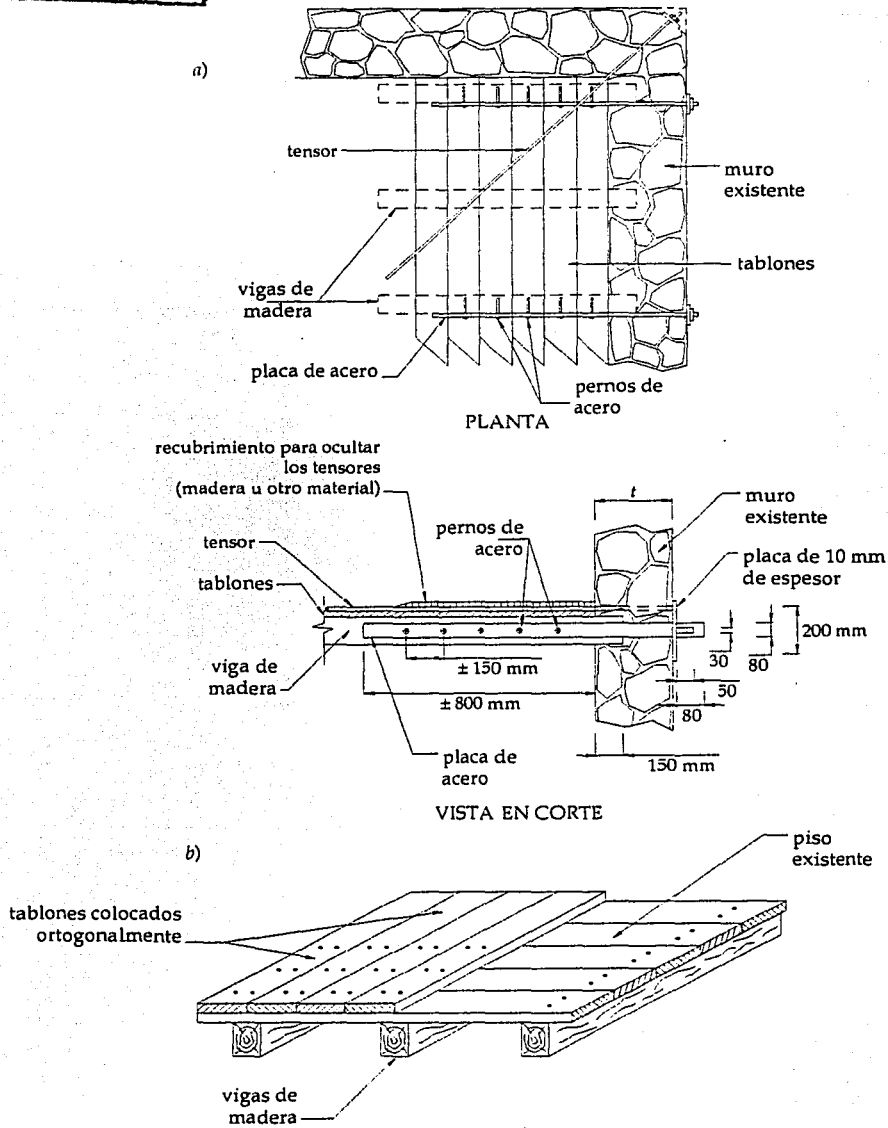


Figura IV.2.22. Incremento de la rigidez en pisos de madera; a) anclando el piso al muro a través de placas y tensores de acero; b) con tablones colocados en dos direcciones ortogonales (Tomazevic y Anicic, 1989).



COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA SOMETIDAS A REPARACIÓN O REFUERZO

V.1. ALGUNAS INVESTIGACIONES REALIZADAS EN MÉXICO.



V.1. ALGUNAS INVESTIGACIONES REALIZADAS EN MÉXICO.

Las técnicas de reparación y refuerzo de muros de mampostería descritas en este trabajo, han sido de algunos años a la fecha, motivo de amplias investigaciones; tanto en nuestro país como en el extranjero. Por ejemplo, en Europa los estudios experimentales a este respecto comenzaron a raíz de los sismos de Skopje, Yugoslavia (1963) y los de Friuli, Italia (1975). Las experiencias derivadas de estos y otros estudios han sido expuestas por *The Masonry Society*, *The American Society of Civil Engineers*, entre otros, en distintos seminarios, conferencias y artículos internacionales de ingeniería estructural. En Latinoamérica también se cuenta con programas de investigación para evaluar la factibilidad y eficiencia de diversas propuestas de reparación y refuerzo para edificaciones a base de muros de mampostería confinada.

Nuestro país no es la excepción. En los últimos años, la investigación acerca de las técnicas de reparación y refuerzo de estructuras de mampostería han tenido gran aceptación en México. Ello se debe a la necesidad de rehabilitar²², en la mayoría de los casos, edificaciones urbanas de carácter histórico y habitacional que han sufrido daño por el efecto destructivo de los sismos.

El Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), en colaboración con la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, han sido los encargados de llevar a cabo esta investigación en años recientes. Sus estudios están encaminados principalmente a mejorar el diseño y construcción de vivienda de bajo costo en nuestro país.

Como ya hemos visto, entre las propuestas de rehabilitación se encuentran el relleno de grietas principales (con morteros y lechadas de cemento o resinas), el empleo de acero de refuerzo en forma de grapas a lo largo del agrietamiento principal, la inserción y anclaje de alambres de acero en ranuras practicadas a lo largo de las juntas horizontales, el uso de malla de alambre anclada a los muros y recubierta con mortero de cemento, así como el uso de mallas a base de fibras compuestas recubiertas con resinas epóxicas. En una revisión de la literatura existente sobre el comportamiento experimental de estas técnicas, se exponen las ventajas que ofrece la adición de malla de alambre electrosoldada recubierta con mortero sobre los otros esquemas de rehabilitación para muros de mampostería confinada con un grado de daño moderado o severo (Ruiz, 1995). Esta es una de las razones por lo cual la atención de los investigadores de nuestro país se ha dirigido hacia esta técnica en particular, la cual, si es aplicada correctamente, permite aumentar la resistencia ante cargas laterales, incrementar la rigidez remanente, así como la capacidad de deformación y disipación de energía.

El objetivo de esta serie de investigaciones es determinar si el encamisado de muros podría ser una opción factible para incrementar la resistencia al cortante y/o la capacidad de deformación de muros de mampostería confinada. Además, si se logra un buen comportamiento sísmico con este esquema de refuerzo, los muros de mampostería confinada encamisados pueden sustituir a los muros de concreto reforzado usados en la actualidad en los primeros niveles de edificios de departamentos de cuatro a cinco niveles.

Por lo anterior, en el presente capítulo se presentarán de forma breve algunas de las investigaciones realizadas respecto al comportamiento que han presentado en laboratorio muros reforzados y/o reparados con malla electrosoldada.

²² Los investigadores que se ocupan de este estudio, definen *rehabilitación* como el proceso de recuperación y mejoramiento de las características originales de una estructura o elementos constitutivos, para devolver o incrementar su funcionalidad y seguridad estructural ante nuevos eventos sísmicos.

Una de las primeras investigaciones sobre el comportamiento de muros de mampostería reforzados con malla fue realizada por Hernández (1981), como parte de un programa experimental exploratorio realizado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, con miras a plantear un proyecto de investigación más ambicioso, tendiente a determinar los procedimientos más efectivos para la reparación de mamposterías dañadas por sismo o hundimientos diferenciales. La calidad del recubrimiento y el tipo de refuerzo fueron las variables consideradas en una serie de ocho muros; los seis primeros construidos con tabique extruido, castillos y dalas en sus extremos y llevados a la falla bajo carga monolítica; los dos restantes eran de tabique rojo recocido, igualmente confinados y llevados a la falla mediante cargas laterales alternadas.

En los muros 1, 2 y 4 fue reparada únicamente la grieta, sin colocar malla en el recubrimiento. Los muros restantes fueron reforzados con distintas mallas de acero.

El muro 3, que falló por tensión diagonal, se reparó mediante rajueleo con mortero de cemento, colocando después malla de alambre (tipo gallinero) en un lado del muro, la cual se cubrió con un aplanado de yeso. En el muro 5 se reparó la zona dañada con mortero común, se colocó después una malla de alambre entrelazada de 7 cm por lado, que se fija mediante taquetes al marco perimetral y al muro, y se añadió un aplanado de yeso-cemento. En el muro 6 se eliminó el aplanado de yeso que tenía para colocarle una malla tipo gallinero, después de haber rajueleado la zona de falla con un mortero de cemento; posteriormente se colocó un aplanado de yeso-cemento. En el muro 7 se resanó la grieta con mortero de alta resistencia, se colocó una capa de malla electrosoldada 6-6/14-14 por ambas caras (conectadas entre sí) y se cubrió con aplanado de mortero cemento-arena en proporción 1:3 (en volumen). El muro 8 era igual que el cuatro, solo que con el doble de refuerzo.

El muro 3 alcanzó casi totalmente la resistencia original y conservó la misma rigidez; se considera que el aplanado es el que contribuyó esencialmente a proporcionar la resistencia y rigidez al muro reparado y que el acero de refuerzo trabajó sólo después del agrietamiento, proporcionando ductilidad al muro para cargas menores a la del agrietamiento original; lo anterior se debió a la baja cantidad de refuerzo empleado y a que el tipo de malla usada no es eficiente para estos fines.

El muro 5 conservó la rigidez original hasta el agrietamiento, el que se presentó cuando se rebasó la contribución del aplanado; no disminuyó la resistencia original gracias al efecto de la malla de refuerzo.

El muro 6 no alcanzó su rigidez original, debido a que el aplanado que se utilizó después de reparar la grieta (yeso-cemento) era de menor calidad que el original (yeso). La malla de alambre comenzó a funcionar después de que se agrietó el muro, incrementando la resistencia hasta que se dañó el marco perimetral; no se llegó a igualar la resistencia original debido a la poca cuantía de refuerzo y por el tipo de malla utilizada.

Las curvas carga diagonal-deformación angular, tanto para el muro original como para el reparado, se presentan en la figura V.1.1. Las características originales de los muros y las que se determinaron después de la reparación se resumen en la tabla V.1.1.

Tabla V.1.1. Resultados en muros de mampostería confinada reparados con malla de acero (Hernández, 1981).

Espécimen	Grado de daño	Tipo de pieza	Tipo de recubrimiento	Tipo de malla	P_n (%)	V_R/V_0	R_R/R_0
M-3	Severo	Extruido	Yeso común	Gallinero	0.08	0.92	0.99
M-5	Severo	Extruido	Yeso y cemento	Trenzada	0.10	0.79	1.90
M-6	Severo	Extruido	Yeso y cemento	Gallinero	0.08	0.82	2.03
M-7	Severo	Macizo	MC 1:3	Electrosoldada	0.08	2.28	—
M-8	Severo	Macizo	MC 1:3	Electrosoldada	0.15	2.24	—

Notación:

- R Distorsión = Desplazamiento lateral/ Altura del espécimen.
- V_R Resistencia ante cargas laterales del espécimen rehabilitado.
- V_O Resistencia ante cargas laterales del espécimen original.
- R_R Distorsión correspondiente a la resistencia del espécimen rehabilitado.
- R_O Distorsión correspondiente a la resistencia del espécimen original.
- MC Mortero de cemento.

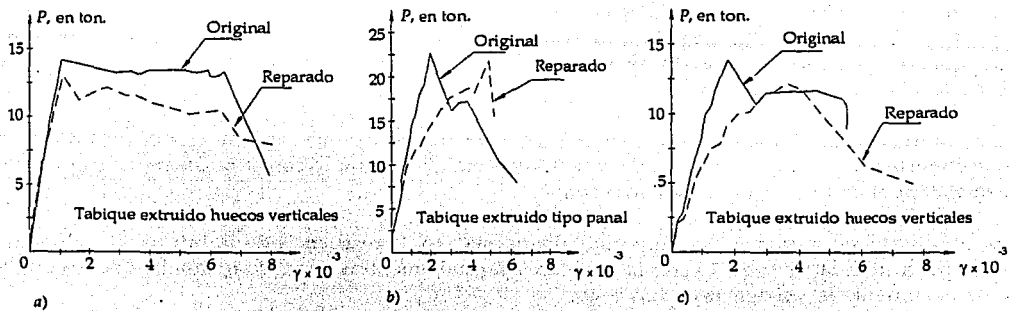


Figura V.1.1. Reparación de muros: a) reparación de grieta con mortero común, malla de gallinero y aplanado de yeso; b) reparación de grieta con mortero común, malla trenzada y aplanado yeso-cemento; c) reparación de grieta con mortero común, malla de gallinero y aplanado yeso-cemento. (Hernández, 1981).

Los muros 3, 5 y 6 reparados aumentaron en promedio un 64% su capacidad de deformación. En éstos se observó que para deformaciones grandes (distorsiones del orden del 0.40%) el aplanado se despegaba del muro haciendo que la malla se desprendiera sobre la diagonal de compresión, dando lugar a una disminución de la resistencia. Este no fue el caso de los muros 7 y 8, en los cuales las capas de malla estaban conectadas entre sí, evitando el desprendimiento del aplanado y mejorando su comportamiento, como se muestra en la figura V.1.2; evidenciando así la conveniencia de sujetar mejor el refuerzo al muro. La resistencia de los muros así reparados, en promedio, fue superior en 2.26 veces respecto a los originales.

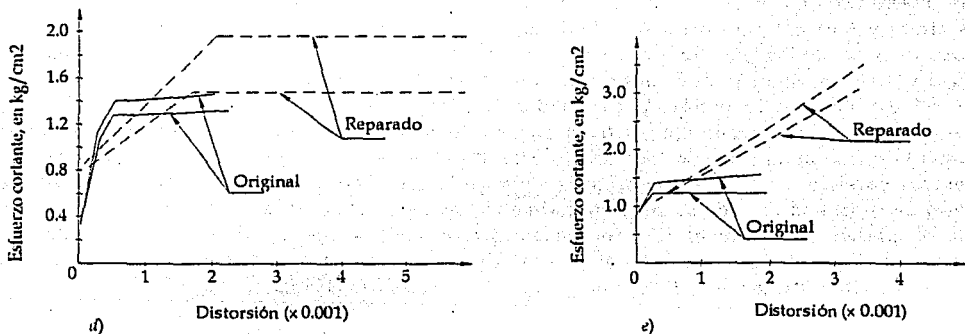


Figura V.1.2. Reparación de muros: d) reparación de grieta con mortero de alta resistencia, malla electrosoldada 6-6/14-14 y aplanado de mortero cemento-arena 1:3; e) *idem*, con el doble de refuerzo. (Hernández, 1981).

Otra investigación es la que realizó Delfín y colaboradores (1991). En esta ocasión las variables estudiadas fueron el nivel de daño del muro por reparar y el método de aplicación del recubrimiento (manual o neumático), mediante la construcción de once especímenes a escala natural contruidos con ladrillos cerámicos de arcilla perforados hechos a maquina (tipo rejilla) y sólidos hechos a mano (tipo artesanal). Se utilizó mortero de cemento como recubrimiento, con espesor de 4 a 5 cm en cada lado del muro. La malla que se utilizó para todos los casos fue de tipo electrosoldada con diámetro de 4.2 mm.

Al comparar dos muros contruidos con ladrillo macizo de tipo artesanal y reparados con el mismo grado de daño (moderado), se pudo observar que la resistencia en el muro rehabilitado aumento un 89% cuando se aplicó el mortero en forma manual, y en 69% cuando se aplicó mortero lanzado, respecto a los muros originales.

En los muros contruidos con tabique cerámico, se pudo observar que la resistencia del muro al cual se aplicó mortero lanzado fue mayor en un 16%, respecto a la del muro con el recubrimiento aplicado en forma manual (ambos con igual grado de daño).

Por otra parte, en muros contruidos con tabique macizo, la resistencia de un muro rehabilitado con malla por ambos lados fue 2.1 veces la del muro original, mientras un muro rehabilitado con malla por un lado aumentó la resistencia en 1.35 veces.

Los resultados de esta investigación nos muestran que no es necesario colocar el mortero para el recubrimiento de forma neumática, e inclusive, se obtienen mejores resultados con la colocación manual. Así mismo muestran la conveniencia de utilizar la malla de refuerzo por ambas caras del muro.

Dentro de un extenso programa de investigación sobre seguridad estructural de la vivienda económica en México, se llevo a cabo el ensaye destructivo en una estructura tridimensional de dos niveles a escala natural, contruida de mampostería confinada con piezas macizas de barro recocido (modelo 3D) (Alcocer, Sánchez y Meli, 1993). El modelo original exhibió un grado de daño que puede considerarse como severo para este tipo de estructuras. Posteriormente fue rehabilitado empleando malla de alambre electrosoldada recubierta con mortero de cemento (modelo 3DR) y reensayado hasta la falla (Ruiz, 1995). Antes de la colocación de la malla, se puso especial cuidado en la restauración de los castillos y en la preparación de la superficie de los muros de mampostería. En las caras exteriores de los paneles de mampostería del primer nivel se colocó malla de alambre electrosoldada (con denominación comercial 6-6/10-10). La relación de aspecto de los paneles fue $H/L = 1.0$ y 1.5 (donde H es la altura y L es la longitud). La malla de alambre se ancló al muro de mampostería con clavos de madera de 5 cm de longitud (2") y corcholatas comunes. Los clavos se introdujeron a la mampostería alrededor de 4 cm y fueron doblados por la "cabeza" para fijar la malla. De esta manera, la variable en estudio fue el número de anclajes por unidad de área (6 anclajes/m² en la cara Sur y 9 anclajes/m² en la cara Norte). El recubrimiento consistió en una mezcla de cemento-arena (con proporción 1:3 en volumen) de 2.5 cm de espesor. La malla de alambre y el recubrimiento de mortero solo se colocó en los muros paralelos a la dirección de aplicación de la carga del primer nivel. No se realizó ningún proceso de reparación en los muros longitudinales del segundo nivel, muros cabeceros, dadas o losas. Tanto el modelo 3D como el 3DR fueron ensayados ante cargas laterales cíclicas alternadas. Los detalles del diseño y construcción del proceso de rehabilitación así como de la instrumentación y ensaye destructivo del modelo 3DR pueden encontrarse en Ruiz (1995).

Al final del ensaye destructivo pudo apreciarse que la rehabilitación permitió distribuir el agrietamiento en la planta baja de manera uniforme, contrario al típico patrón de grietas inclinadas concentradas sobre la diagonal de los paneles de mampostería observado en el modelo original. No obstante, el modo de falla del 3DR fue controlado por las deformaciones por corte.

El uso de la malla de alambre recubierta con mortero de cemento permitió recuperar e incrementar la capacidad ante cargas laterales del espécimen original. De hecho, tanto en el modelo 3D como en el 3DR, la resistencia ante cargas laterales calculada con la normatividad vigente (RCDF, 1993) considerando un factor de reducción de la resistencia unitario, fue superada por la obtenida en los ensayos de laboratorio 1.36 y 2.32 veces, respectivamente. La resistencia del modelo 3DR fue 1.64 veces, en promedio, mayor a la medida para el modelo 3D; permitiendo grandes desplazamientos antes de ocurrir el deterioro en su capacidad ante cargas laterales. En la figura V.1.3a se presenta la envolvente de la respuesta para los modelos 3D y 3DR. De acuerdo con la evidencia experimental, se ha observado que la expresión propuesta por la normatividad vigente para estimar la capacidad ante cargas laterales de muros de mampostería confinada considerando un factor de reducción de la resistencia unitario coincide, aproximadamente, con la carga de agrietamiento (V_{ag}) medida en los especímenes ensayados (Sánchez, 1998).

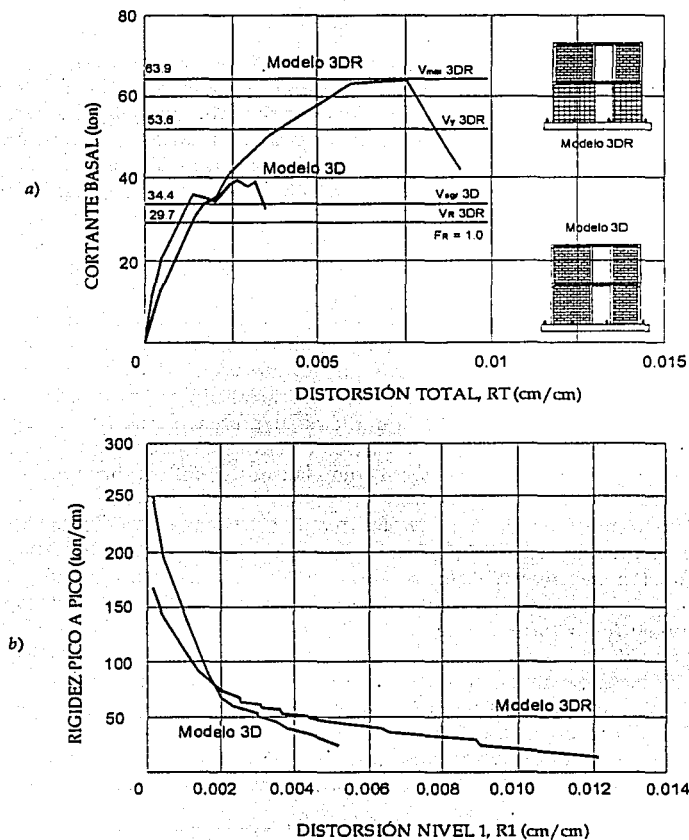


Figura V.1.3. Ensaye de los modelos 3D y 3DR; a) envolventes de respuesta; b) degradación de la rigidez. (Alcocer, Sánchez y Meli, 1993; Ruiz, 1995).

La técnica de rehabilitación empleada permitió recuperar 2/3 de la rigidez inicial y 6.7 veces la *rigidez remanente*²³ del modelo 3D. La tasa de deterioro (o degradación) de la rigidez lateral decreció con una tendencia exponencial en ambos especímenes (figura V.1.3b); sin embargo, la cantidad y tipo de refuerzo retrasaron la formación de un *piso suave* en el modelo rehabilitado, inclusive hasta un nivel de distorsión de entrepiso del 0.35%, el cual es considerado como excesivo para estructuras de mampostería confinada.

La participación de los alambres horizontales permitió al modelo 3DR incrementar su capacidad de desplazamiento. Éste alcanzó su resistencia a una distorsión del primer nivel del 0.94%, mientras que en el modelo 3D ocurrió a una distorsión del 0.36%. Así mismo, el espécimen rehabilitado alcanzó a disipar dos veces la cantidad de energía de la estructura original.

A partir del análisis de los deformímetros colocados en la malla de alambre se estimó la eficiencia (η) de los alambres horizontales y verticales. El factor de eficiencia horizontal se estimó como el promedio del cociente entre la fuerza media en los alambres horizontales que cruzan la grieta y la fuerza cortante de fluencia de los mismos. Este factor refleja la no uniformidad de la distribución de deformaciones del refuerzo en la altura del muro. La eficiencia de los alambres horizontales, en su participación a la resistencia, varió con el nivel de distorsión, la densidad de anclajes y la relación de aspecto de los paneles. En los paneles con relación de aspecto igual a 1 se midió una mayor eficiencia (hasta 72%) que en los paneles con relación de aspecto igual a 1.5 (hasta 67%); ambos situados en el lado con mayor densidad de anclajes, para el nivel de distorsión correspondiente a la resistencia del 3DR ($R = 0.94\%$, en el primer nivel). La eficiencia máxima promedio del refuerzo en todos los paneles fue de 64% para una distorsión del primer nivel de entre 0.67 y 0.75%. El deterioro de la resistencia del modelo coincidió con una disminución en la eficiencia del refuerzo horizontal, asociado a la falla de los anclajes utilizados y a la fractura o desprendimiento de algunos alambres horizontales.

Los resultados de esta investigación indican que el uso de malla de alambre y recubrimiento de mortero como técnica de rehabilitación para estructuras de mampostería confinada permite incrementar la capacidad ante cargas laterales, disminuir la tasa de deterioro de la rigidez lateral y aumentar la capacidad de desplazamiento en estructuras de mampostería con daño severo. La resistencia ante cargas laterales que aporta la malla de alambre electrosoldada depende de la cantidad y la eficiencia de los alambres horizontales, la calidad y la densidad de los anclajes para ligar la malla al muro, la relación de aspecto de los paneles, así como la calidad del recubrimiento.

Resulta interesante detenerse un poco en lo que a la degradación de la rigidez se refiere. La investigación nos indican que la rigidez inicial disminuye a una tasa de deterioro de forma exponencial en función del nivel de desplazamiento lateral (ver figura V.1.3b); esto se ha observado tanto en sistemas acoplados tridimensionales como en muros aislados de mampostería confinada a escala natural sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles (Sánchez, 1998). Así las cosas, la degradación de la rigidez es un parámetro muy importante que debe de tomarse en cuenta, tanto en la evaluación de estructuras existentes como en el diseño de nuevas estructuras de mampostería, y que es mayor en medida aumenta la distorsión lateral (o demanda de deformación lateral). En base a los resultados experimentales obtenidos tanto en sistemas tridimensionales como en muros aislados de mampostería confinada, una buena aproximación del *índice de degradación de lateral* (i.e., el cociente de la rigidez lateral, K , y la rigidez lateral elástica, K_0) en función del nivel de distorsión estaría dada por la siguiente relación:

²³ En este estudio se consideró como *rigidez remanente* a la obtenida para el último ciclo de carga del modelo 3D, la cual correspondió aproximadamente al 10% de la rigidez original.

$$\frac{K}{K_s} = \frac{1}{1 + \alpha R^\beta}$$

donde α y β son parámetros que definen la degradación de la rigidez y R es la distorsión lateral definida como el desplazamiento relativo entre la altura del entrepiso. A partir de análisis de regresión, los valores de $\alpha = 5300$ y $\beta = 1.2$ proporcionan una buena estimación de la degradación de la rigidez. A fin de evitar un rápido deterioro de la rigidez lateral asociado a un grave daño en los muros de mampostería y la posibilidad de formar un piso suave en la estructura se sugiere limitar la distorsión de entrepiso a un valor máximo del 30% (Ruiz, Sánchez y Alcocer, 1998).

Así mismo, en la literatura acerca del tema se pueden encontrar expresiones para estimar la resistencia ante cargas laterales de una estructura rehabilitada, la participación de la malla de alambre, así como su eficiencia (Ruiz, Sánchez y Alcocer, 1998; propuesta de NTCM - 2001).

Zepeda, Pineda y Alcocer (1996) realizaron una serie de ensayos con cuatro muros cuadrados a escala natural bajo cargas laterales cíclicas alternadas, con la finalidad de evaluar la factibilidad del encamisado como opción para incrementar la resistencia a cortante y/o capacidad de deformación en muros de mampostería confinada.

Los muros eran de mampostería de tabique rojo recocido. La medida promedio de las piezas fue $24 \times 12.5 \times 6$ cm. El mortero empleado en las juntas tuvo una proporción cemento-arena 1:4 (en volumen); la resistencia promedio de los cubos fue de 100 kg/cm^2 . La resistencia promedio de la mampostería en compresión axial fue de 53 kg/cm^2 y de 7 kg/cm^2 en compresión diagonal. El los castillos se colocaron 10 estribos con una separación de 7 cm en los extremos para mejorar su resistencia al cortante.

Las variables experimentales fueron la cuantía de acero de refuerzo proporcionada por la malla, y el tipo y espaciamiento de los anclajes. El muro M-0 no tuvo ningún refuerzo (espécimen de control). Los muros M-072, M-147 y M-211 fueron reforzados como se resume en la siguiente tabla:

Especimen	Refuerzo en el muro	$p_h = p_v$ (%)	p_h/y (kg/cm^2)	Tipo	Anclaje		Resist. prom. mortero de recubrimiento (kg/cm^2)
					Espaciamiento cm (densidad)		
					Cara Norte	Cara Sur	
M-0	Ninguno	0	0	—	—	—	—
M-072	Malla 6-6/10-10	0.072	3.60	clavo de 64 mm	30 (9/ m^2)	45 (16/ m^2)	124
M-147	Malla 6-6/6-6	0.147	7.35	clavo de 64 mm	30 (9/ m^2)	45 (16/ m^2)	79
M-211	Malla 6-6 / $\frac{1}{4}$ "- $\frac{1}{4}$ "	0.211	10.55	fijador Hilti 51 mm	45 (16/ m^2)	45 (16/ m^2)	144

En los muros M-072 y M-147 los clavos se introdujeron en el muro 40 mm cerca de la intersección de los alambres y la cabeza de dobló para fijar la malla. En el muro M-211 los fijadores Hilti se colocaron con arandela y pistola neumática. En M-072 y M-211 se colocó malla alrededor de un castillo, traslapada 50 cm de la malla principal y anclada a la mampostería. En M-147 se colocó en ambos castillos. En todos los especímenes el espesor del recubrimiento de mortero fue de 2.5 cm; antes de colocarlo las superficies del muro se saturaron. La resistencia del mortero más baja en M-147 se debió a la diferente calidad de la arena utilizada en su fabricación. Esta situación tuvo un gran impacto en el comportamiento del muro. El espécimen fue reparado y reensayado; la reparación consistió en retirar el mortero de baja calidad y sustituirlo por uno por un mortero de 250 kg/cm^2 ; los anclajes sueltos fueron sustituidos.

La historia de carga consistió de una fase controlada por carga en la que se aplicaron ciclos hasta el primer agrietamiento inclinado en el tablero. Después, el ensayo se controló por desplazamientos alcanzando niveles de distorsión monótonamente crecientes. Se aplicó un esfuerzo vertical constante

de 5 kg/cm² durante el ensaye. Este esfuerzo se calculó utilizando el área de mampostería transversal del muro sin considerar el encamisado. Este valor de esfuerzo se ha encontrado en edificios de vivienda de interés social con cuatro y cinco niveles.

M-0 mostró agrietamiento inclinado concentrado en todo lo largo de las diagonales del tablero. Al final del ensaye se observó aplastamiento en las piezas y cizallamiento de los castillos. M-072 mostró un agrietamiento inclinado bien distribuido; el espécimen falló por corte después de la rotura de alambres horizontales en todo lo largo de una de las diagonales del muro. A la falla, el castillo confinado con malla estaba menos dañado que el castillo opuesto; la malla de alambre principal se corrió sobre el castillo sin confinamiento de malla acelerando la falla por corte en esa parte. M-147 falló prematuramente debido al agrietamiento y aplastamiento del mortero en la parte central del tablero. M-211 mostró un agrietamiento bien distribuido sobre el tablero, con grietas horizontales angostas en los cantos del muro debidas a flexión y a expansión en el plano. El ensaye de esta estructura terminó cuando se alcanzó la capacidad de anclaje de los castillos en la viga de cimentación. Al final del ensaye de M-072 y M-147 se encontraron todos los clavos bien anclados a la mampostería. En M-211 el fijador Hilti también exhibió un desempeño excelente. Se observó una distribución más uniforme del daño en las caras del muro con 16 anclajes/m²; no obstante, el patrón de agrietamiento en la cara con 9 anclajes/m² fue aceptable.

El comportamiento de los modelos se puede comparar mediante envolventes de respuesta (figura V.1.4). Las curvas se obtuvieron de los cortantes máximos para mismas distorsiones en ciclos positivos.

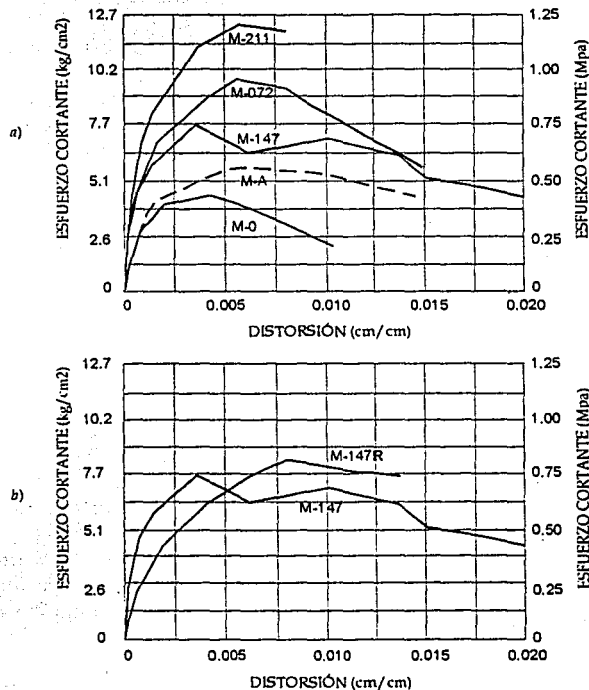


Figura V.1.4. Envolventes de respuesta de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada sometidos a cargas laterales cíclicas (Zepeda, Pineda y Alcocer, 1996).

Las características de la respuesta de los muros ensayados se muestran en la tabla V.1.2:

Tabla V.1.2. Características de la respuesta de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada sometidos a cargas laterales cíclicas (Zepeda, Pineda y Alcocer, 1996).

Especimen	p_h/f_y (kg/cm ²)	Esfuerzo cortante (kg/cm ²)				η	Distorsión a la resistencia (%)	Distorsión última (%)
		Agriet.	Máximo	Máximo Agriet.	Máximo Máx. control			
M-0		3.4	4.6	1.4	1.0		0.42	0.60
M-072	3.60	6.5	9.6	1.5	2.1	0.67	0.60	0.96
M-147	7.35	6.8	7.7	1.1	1.7	0.52	0.40	0.73
M-147R	7.35	6.4	8.5	1.3	1.9			1.50
M-211	10.55	8.5	11.9	1.4	2.6	0.46	0.58	1.00

Nota.- Para los especímenes encamisados se consideró el espesor del recubrimiento de mortero.

De la tabla anterior se puede observar que, en promedio, las resistencias de los muros encamisados fueron 2 veces las de M-0. El incremento de la resistencia se debe a la participación del mortero de cemento y de las mallas. Para evaluar la participación de las mallas se usó un factor de eficiencia, η , que se calculó como el cociente de la carga resistida por los alambres y su resistencia nominal (esfuerzo de fluencia). La carga resistida por cada alambre se obtuvo de la conversión de deformaciones medidas en el ensayo a esfuerzos, mediante una relación esfuerzo-deformación obtenida previamente. El factor η refleja la distribución no uniforme de deformaciones del refuerzo en la altura del muro. Se ha obtenido que esta distribución depende de la anchura del agrietamiento inclinado, de la eficiencia del anclaje de la malla y de la calidad del mortero. Se encontró que η varía con la cuantía de refuerzo longitudinal, p_h y el nivel de distorsión. Mientras mayor es p_h/f_y más elevadas son las cargas, y por ende, las deformaciones necesarias para movilizar las mallas. Lo anterior explica los valores bajos para M-211.

En la figura V.1.4a se ha incluido la envolvente del modelo M-A. Este muro tiene la misma geometría empleada y fue ensayado por Aguilar (1996) en un programa diseñado para evaluar la participación de refuerzo horizontal colocado en las hiladas. Puesto que la cuantía de refuerzo horizontal de M-A (0.071%) es similar a la de M-072, se puede comparar su comportamiento. Se puede observar que la resistencia que se logra con encamisado es muy superior a la obtenida con alambres horizontales.

Para cuantificar la capacidad de deformación lateral de los especímenes, se utilizaron la *distorsión a la resistencia* y la *distorsión última*; definida ésta como la distorsión a la cual se pudo sostener el 85% de la carga máxima. Se puede observar que la resistencia de los especímenes encamisados se alcanzó a desplazamientos mayores en comparación con el modelo de control.

En el muro M-147R, la rigidez inicial fue 2/3 la del modelo original (M-147). La distorsión a la resistencia de M-147R fue dos veces la de la estructura original. En general, las distorsiones últimas fueron considerablemente mayores (más del 60%) que la del espécimen M-0.

Los resultados de esta investigación indican que el encamisado de los muros condujo a un incremento notable de la resistencia al corte y capacidad de deformación en comparación con el modelo de control sin refuerzo y con geometría similar. Se considera que la distorsión máxima de diseño puede ser 0.007. Se observó que los clavos para madera sin espaciadores son apropiados para fijar las mallas con alambres de 3.43 y 4.88 mm de diámetro. Los anclajes Hilti resultaron efectivos para fijar mallas con alambres de 6.35 mm de diámetro. Así mismo indica que una densidad de 9 anclajes/m² es adecuada. Para mejorar la estabilidad del comportamiento cíclico del muro y el confinamiento de los castillos, estos elementos también deben ser rodeados por mallas de alambre y cubiertos con mortero.

Flores y Alcocer (1998) llevaron a cabo un estudio experimental para evaluar el desempeño de las diversas soluciones de anclaje para las mallas usadas en la práctica (rehabilitación de centrales telefónicas). Se programó una serie de ensayos en muretes contruídos con block hueco de concreto, mortero de pega tipo I (NTCM - 93) y malla electrosoldada con denominación 6-6/4-4. Las variables experimentales fueron (figura V.1.5):

- ✓ Alcayatas hechas con barra corrugada del no. 3, acero grado 42.
- ✓ Alcayatas hechas con barra corrugada del no. 4, acero grado 42.
- ✓ Alcayatas hechas con barra lisa del no. 4, acero grado 36, que atravesaron las piezas y con una placa en la parte posterior del murete.
- ✓ Anclaje colocado en las juntas del mortero de unión de las piezas de mampostería.
- ✓ Anclaje colocado en la intersección de los alambres de las mallas.
- ✓ Anclaje colocado en los elementos de concreto que rodean al murete.
- ✓ Especímenes sin recubrimiento de concreto.
- ✓ Especímenes con recubrimiento de concreto.

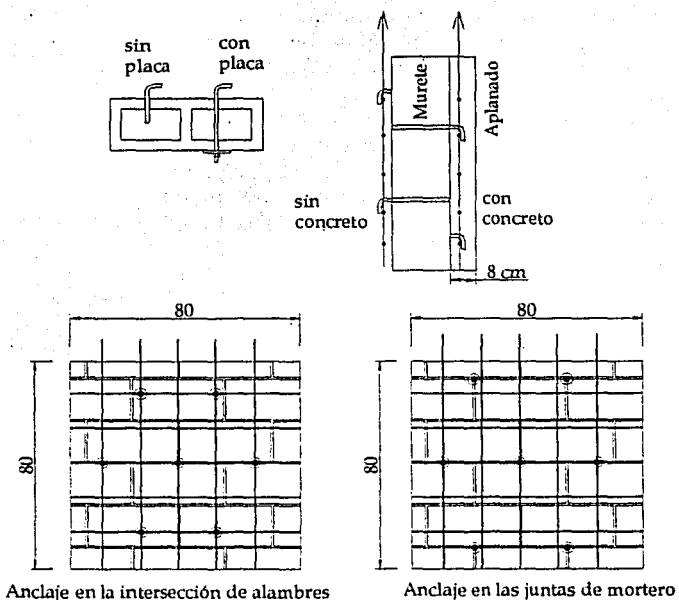


Figura V.1.5. Variables experimentales en el ensayo de anclas en muros de block hueco (Flores y Alcocer, 1998).

El ensayo consistió en traccionar la malla de acero electrosoldada mientras se mantenía sujeto el murete. El objetivo de hacer las pruebas sin concreto fue poder observar e identificar el mecanismo de falla del anclaje sin la obstrucción del concreto. Para la colocación de los alambres se practicó una perforación previa con broca del diámetro nominal de la barra. Las perforaciones se limpiaron con un escobillón para remover fragmentos sueltos de material y aplicando aire a presión. Para la aplicación de la resina se untó ésta en el ancla y se colocó parte de la misma en la perforación, introduciendo posteriormente el ancla con un movimiento giratorio.

Para ensayar lo muretes se preparó un marco de carga capaz de aplicar una fuerza de tracción uniforme a los alambres verticales de la malla, mientras se mantenía sujeto el murete contra la losa del laboratorio. Para registrar electrónicamente la carga a tensión y la deformación sufrida por la probeta, se colocaron una celda de carga y un transductor de movimiento de 10 cm de carrera. Este transductor se colocó en el centro del murete en su parte superior y midió la separación entre el murete de bloque y el dispositivo de sujeción de alambres.

La diferencia entre las cargas resistentes de las anclas colocadas en las juntas y la anclas colocadas en la intersección de alambres fue que, en las primeras sólo tres de las siete anclas se apoyaron en los alambres horizontales mientras las restantes quedaron alejadas y no se apoyaron en los mismos (ver figura V.1.5). En el caso de los muretes sin concreto era obvio que estas anclas no iban a trabajar, pero se mantuvo la configuración ya que después se probarían con aplanado de concreto. Para el análisis de los resultados se consideró en número de anclas efectivas en cada caso (3 ó 7). En la figura V.1.6 se muestra una interpretación cualitativa del trabajo de los anclajes.

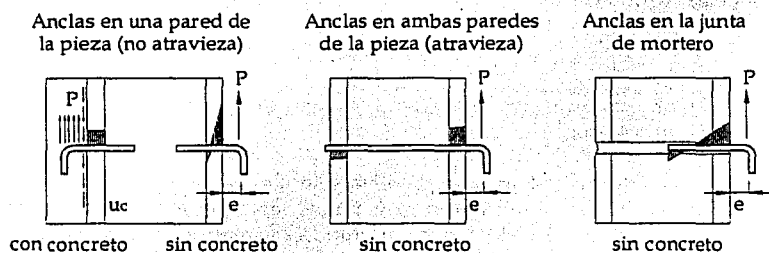


Figura V.1.6. Fuerzas inducidas en las piezas de mampostería (Flores y Alcocer, 1998).

Aunque la tracción homogénea de los alambres se aseguró con el dispositivo de sujeción, la restricción que presentaron los anclajes fue diferente entre ellos, ya que, mientras algunos ya se apoyaban en los alambres horizontales, otros lo hacían poco después. De forma similar, después de que fallaba un ancla, la carga se redistribuía entre las restantes.

En los especímenes con anclaje corto (colocados en la intersección de alambres; en la pared del bloque; sin placa), después de haberse alcanzado la carga máxima, se presentó una caída súbita en la resistencia debido al desprendimiento de la pared de la pieza de mampostería. En oposición, los anclajes mantuvieron la carga mientras se seguía aplastando el mortero.

En el caso del espécimen con barra de acero grado 36, que atravesaba la pieza con la placa en la parte posterior, la falla ocurrió por la plastificación del ancla por flexión en la cara del bloque. Aunque el esfuerzo de fluencia medido de este tipo de acero era menor al de las anclas sin placa (que no atravesaban), el mejor comportamiento del anclaje se debió al apoyo que se proporcionó a la barra en ambas paredes del bloque, reduciendo los esfuerzos debidos a la flexión impuesta. La presencia de la placa posterior no manifestó influencia alguna en el trabajo del ancla.

En cuanto a los ensayos de tracción de alambres con aplanado de concreto, en todos los casos las fallas se presentaron en los alambres verticales sin afectar en lo más mínimo el plano de contacto entre el concreto y el murete.

Para el análisis de los resultados de los ensayos de tracción de la malla, se consideró que la resistencia ante el aplastamiento de la pieza se puede calcular con el área de contacto del ancla y el esfuerzo resistente a compresión de las piezas sobre área neta, es decir:

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

$$V_{aplast} = dt f_{p,net}$$

donde:

d = diámetro nominal de la barra.

t = espesor de la pared del bloque.

$f_{p,net}$ = resistencia a la compresión de la pieza sobre área neta.

Para este estudio, se obtuvo un valor de $V_n = 316$ kg para anclas del #4, que resultó muy cercano a los valores de resistencia por anclaje medidos en los ensayos (350 kg en promedio).

Así mismo, se consideró que la falla por cortante de las anclas se puede calcular a partir del esfuerzo a cortante del acero que es aproximadamente $0.6f_y$ multiplicado por el área transversal de la barra. Jiménez y Kreger (1993) recomiendan sustituir el coeficiente 0.6 por un factor α , cuyo valor varía entre 0.53 y 0.75; para anclas contra concreto recomiendan $\alpha = 0.55$. Luego entonces:

$$V_{ancla} = \alpha A_s f_y$$

Para anclas del #4, se obtuvo un valor de $V_{ancla} = 3150$ kg. Este valor es superior a la resistencia por aplastamiento de la mampostería.

Por otra parte, la falla por flexión del ancla se presenta sólo si no se cuenta con aplanado de concreto y si la malla está separada de la cara del muro; pero puede ser representativo de un muro altamente dañado con el aplanado aplastado y desconchado, donde apareciera una separación entre éste y la mampostería. El esfuerzo así producido se puede calcular con la siguiente expresión:

$$V_{flex} = \frac{d^3 f_y}{6e}$$

donde:

e = separación entre la cara del muro y la malla de refuerzo (aplanado).

Para las anclas del #4 con una separación $e = 4$ cm se obtuvo $V_{flex} = 305$ kg. Este fue el tipo de falla de las anclas que atravesaban la pieza, cuyas resistencias promedio fueron de 470 kg por anclaje.

A fin de comparar el comportamiento de los anclajes con el aplanado, se realizaron ensayos a cortante directo, de tal forma que se obligara a los especímenes a fallar en la superficie entre el murete de block y el aplanado de concreto.

El esfuerzo de adherencia entre el concreto y el bloque se pretendió estudiar con un espécimen sin ningún tipo de anclaje, sólo el aplanado de concreto, con la malla a la mitad del espesor. La falla en éste y en los demás muros ensayados a corte directo se presentó al fracturarse las piezas de mampostería en sus paredes normales al plano del murete, mientras las paredes (cáscaras) en contacto con el aplanado permanecieron adheridas a éste. El esfuerzo de adherencia del concreto a la mampostería así medido (± 3 kg/cm²; Flores y Alcocer, 1998), resulta ser más bien el esfuerzo cortante que resistieron las piezas.

Los resultados de los ensayos de anclaje en pruebas a cortante directo arrojaron resistencias de 5390 kg por anclaje (en promedio) para las anclas que atravesaban la pieza y de 3980 kg para anclas cortas (barras #4). Estos valores son mayores que el calculado anteriormente ($V_{ancla} = 3150$ kg), lo que indica que la contribución de la adherencia del concreto juega un papel importante en la resistencia final.

Los resultados de esta investigación indican que las anclas que atraviesan la pieza tienen un mejor comportamiento, ya que reducen los esfuerzos de flexión en la barra, al contar ésta con dos apoyos, y a su vez proporcionan un mejor apoyo a todo el bloque y restringen su separación del murete en dos puntos; porque como ya se mencionó, la falla en los muretes, más que por adherencia, se debió a la fractura de las piezas de mampostería.

Así mismo, Flores y Alcocer (1998) recomiendan utilizar las expresiones antes señaladas para predecir la resistencia de las anclas similares a las estudiadas, las cuales se deberán afectar por un factor de reducción de la resistencia. También recomiendan para el diseño de anclas, considerar un esfuerzo de adherencia del concreto de entre 0.5 y 1 kg/cm², siempre y cuando el muro esté libre de pinturas y otros recubrimientos. Aún si el cálculo anterior indicara que no se requieren anclajes, recomiendan considerar una contribución máxima de la adherencia del 50% de la fuerza que se debe transmitir, complementando con anclajes.



CONCLUSIONES

Como se pudo observar en el desarrollo de los primeros capítulos, la mampostería no es un material simple. Tanto la mampostería en conjunto como los elementos que la componen proporcionan un amplio campo de estudio para la ingeniería estructural. Determinación de propiedades mecánicas, análisis de esfuerzos, diseño ante sollicitaciones estáticas y dinámicas, procedimientos de construcción, comportamiento estructural, rehabilitación y mantenimiento, nuevas soluciones, entre otros, son sólo algunos ejemplos de las posibilidades de este material.

Tanto la mampostería como sus elementos constituyentes están perfectamente normalizados. En México contamos la Norma Oficial Mexicana y organismos especializados (NMX - ONNCCCE) y con las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de Mampostería (NTCM), que a la fecha de la elaboración de este trabajo, cuenta con una interesante y muy completa propuesta (abril 2001). Así mismo, existen instituciones que cuentan con un amplio acervo al respecto, como la *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE)*, el *Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED)* o el *Instituto de Ingeniería de la UNAM*. Si se requieren otros criterios de diseño, como los utilizados en algunos países del extranjero, la *American Society for Testing and Materials (ASTM)*, el *American Concrete Institute (ACI)*, el *Uniform Building Code (UBC)*, *The Masonry Society*, entre otros, son algunas de las fuentes que pueden ser consultadas.

Por otro lado, podemos observar que la actividad sísmica en México no es nada despreciable. Su frecuencia e intensidad se deben a la actividad tectónica existente en las costas sur del Pacífico, sobre todo en la zona de los estados de Guerrero y Oaxaca. En la zona del valle de México, que merece especial atención debido a que es la región con mayor número de habitantes en el país, el problema se agudiza; ya que a pesar de encontrarse relativamente lejos de las fuentes sísmicas, las características del suelo (de origen lacustre) crean efectos locales que son muy desfavorables para la seguridad de las estructuras.

En efecto, las ondas sísmicas en las zonas cercanas a las costas de Guerrero y Oaxaca son de periodo corto, ya que se encuentran cerca de la fuente sísmica. Las estructuras que resultan más dañadas por este tipo de ondas son aquellas muy rígidas, de poca altura y con periodos fundamentales de vibración cortos, ya que así se sincronizan con las ondas sísmicas produciéndose mayores esfuerzos en ellas. Estas son precisamente las características de una estructura de mampostería, aunque es un hecho que una estructura de mampostería construida bajo los criterios señalados por las normas no deben tener mayor problema. Desafortunadamente en esta zona se acostumbra construir vivienda con mampostería a base de rocas naturales o piezas artesanales (de adobe o tabique de barro), concebida por autoconstrucción (sin la asesoría adecuada) lo que en la mayoría de los casos conlleva a configuraciones estructurales inadecuadas para soportar la acción sísmica, además de contar con poco o nulo confinamiento; lo que reduce drásticamente su capacidad de deformación y disipación de energía, llevando a la estructura inevitablemente a la falla.

En el valle de México el panorama no es muy diferente. Por estar lejos de las fuentes sísmicas, las ondas que llegan son de periodo largo; aquí el problema es para la estructuras altas y flexibles, con periodo fundamental de vibración largo y que se pueden sincronizar con las ondas sísmicas. En teoría, las estructuras de mampostería (de poca altura) no deben tener problema ya que su periodo fundamental de vibración corto amortigua las ondas sísmicas. Sin embargo, por una parte, tenemos que el efecto local en el valle de México, en las zonas de suelos blandos (estratos de arcilla sumamente compresible correspondientes a los lechos de los antiguos lagos existentes en el valle) es una amplificación importante de las ondas sísmicas, las cuales posteriormente se filtran por dichos estratos hasta prácticamente igualar el periodo fundamental de vibración del terreno, creando un movimiento casi armónico que varía con el espesor del estrato. Así mismo, tenemos que en las últimas décadas

dichas áreas (sobre todo las ubicadas al oriente de la ciudad) se han poblado a una velocidad impresionante. Los habitantes que se han establecido en esta zona, en la mayoría de los casos han optado por la autoconstrucción, repitiéndose la misma problemática enunciada en el párrafo anterior y con las mismas consecuencias.

El problema de la autoconstrucción no es el único. Podemos ver como edificios habitacionales construidos por empresas constructoras o de bienes raíces formalmente establecidas, tienen un pésimo desempeño, algunas veces por errores de diseño, otras tantas por la poca o nula supervisión, y en la mayoría de los casos por un mal manejo de los recursos, lo que resulta en el uso de materiales que no cumplen con la calidad y cantidad especificados por las normas.

Tampoco debemos olvidar el hecho de que una estructura, diseñada y construida adecuadamente, a lo largo de su vida útil requerirá de mantenimiento, ya sea preventivo o correctivo para mantenerse dentro de lo marcado en el RCDF en lo que seguridad estructural se refiere. Caso similar es el de las edificaciones históricas.

Todo lo anterior nos lleva a reconocer la importancia que tiene el desarrollo de técnicas eficientes para reparar y/o reforzar estructuras de mampostería que han sido dañadas por sismo. Afortunadamente en México contamos con programas de investigación encaminados a mejorar el diseño y la construcción de vivienda de bajo costo, dentro de los cuales se contemplan ensayos destructivos de elementos reparados o reforzados para evaluar su desempeño ante cargas cíclicas reversibles (que simulan el efecto del sismo).

La experiencia nacional se confirma y complementa con el gran número de investigaciones hechas en el extranjero, para las diversas soluciones de reparación y refuerzo de estructuras de mampostería.

En general, podemos clasificar dichas técnicas en cinco tipos: sustitución de materiales (piezas y tramos de elementos confinantes), reparación de grietas, encamisado de muros, adición de elementos confinantes e introducción de sistemas de liga. Estas técnicas se pueden aplicar de manera individual o en conjunto. Ello dependerá del grado del daño que se pretende reparar y/o del desempeño esperado, la importancia de la estructura, restricciones de tipo estético o arquitectónico, etc. Así que es muy importante realizar una evaluación previa del inmueble; hay que obtener registros documentales, realizar inspecciones, determinar propiedades mecánicas de los materiales *in situ*, evaluar grietas (las cuales son representativas del grado del daño) y establecer los criterios de diseño para cumplir con los estados límite de interés.

La sustitución de materiales se hace cuando las piezas o los castillos de algún elemento estructural han sufrido graves daños. En este caso, es recomendable que los materiales de sustitución sean del mismo tipo que los existentes y posean propiedades mecánicas similares; ya que distintas propiedades mecánicas en un elemento pueden generar concentraciones de esfuerzos que pueden dañar al resto de la estructura.

La reparación de grietas se hace por medio rajuelo o inyección, ya sea de morteros o lechadas de cemento, o de resinas y morteros epóxicos. Esta técnica representa una manera viable de mantener la funcionalidad de la estructura, incrementar su seguridad y durabilidad, pero sin alterar su estética. Se reconoce que la técnica de inyección de resinas epóxicas es muy efectiva, pero también muy costosa, ya que las resinas epóxicas no son muy comerciales. Se espera que conforme se introduzcan más en el mercado, disminuyan su costo y así se incentive su uso.

Al parecer de los investigadores nacionales, el encamisado de muros con malla metálica de tipo electrosoldada y recubrimiento de mortero representa en la mayoría de los casos la mejor opción. La aplicación de esta técnica siempre está precedida de la reparación de grietas, razón por la cual siempre

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

se pueden esperar desempeños mayores al 100% del elemento original. Su colocación es relativamente sencilla, es muy eficiente y económica. Conduce a un incremento notable en la resistencia al corte y capacidad de deformación. La contribución a la resistencia de las mallas de alambre electrosoldadas dependerá de la cuantía de refuerzo horizontal, y factores como la calidad del mortero, tipo de anclaje y distribución de esfuerzos en la superficie del muro, reflejados en el factor de eficiencia η . La experiencia de esta técnica recomienda unir las mallas al muro por medio de conectores que atraviesen el muro en todo su espesor por medio de barrenos, los cuales deben ser rellenados. Sin embargo, ensayos experimentales han demostrado que el uso de clavos de madera sin espaciadores son adecuados para fijar mallas de calibres delgados. Así mismo, los anclajes con clavos tipo Hilti resultan eficientes para calibres mayores. La ventaja de usar este tipo de conectores es que no hay que practicar ni rellenar ningún barreno para su fijación. Una de las desventajas de esta técnica es que agrega un peso considerable a la estructura, por lo que muchas veces resulta necesario recimentar.

El encamisado con fibras plásticas embebidas en resina epóxica son muy efectivas para reforzar muros de mampostería. Su gran resistencia a la tensión puede ser ocupada para reforzar a flexión, corte o compresión, dependiendo de cómo se oriente el material plástico. También se pueden utilizar fibras de carbón con una matriz cementante. Esta opción cuenta con la ventaja de que las propiedades de la matriz cementante son semejantes a las de la mampostería, a diferencia de las resinas, que por lo general son más rígidas. Algunas ventajas de esta técnica es que agregan un peso y espesores al muro de mampostería prácticamente despreciables; así mismo, no adolece de problemas de corrosión. Una de sus desventajas es que su colocación debe de ser completamente en seco y que es muy costosa.

Una desventaja general de las técnicas de encamisado, es que cambian la apariencia de la estructura en que se aplican, lo cual puede ser determinante en estructuras de gran valor estético y/o histórico.

La adición de elementos confinantes así como de sistemas de liga representan una buena opción para estructuras antiguas o de adobe, con sistemas de "piso suave" que en la mayoría de los casos provocan el volteo de muros. Al ligar los muros entre sí, y con el sistema de piso, se proporciona confinamiento y rigidez, y por lo tanto un mejor desempeño ante cargas laterales.

Es importante resaltar que la reparación o refuerzo de edificios históricos difiere en varios aspectos de la reparación de un edificio contemporáneo. Se requiere de un equipo de especialistas, no sólo en reparación, sino en las demás áreas que se puedan relacionar para realizar un buen proyecto de restauración.

Reparar o reforzar una edificación requiere un estudio de todo el sistema estructural para encontrar la causa de la falla en los elementos, así como el comportamiento que tendrá una vez reforzado; no basta con reparar o reforzar individualmente cada elemento. Cuando hablamos de reparar o reforzar un edificio, hablamos de posiblemente extenderse hacia toda la edificación, inclusive en aquellas zonas donde no haya daño. Entre más valiosa sea la estructura, se tienen que aplicar estudios más detallados como son: análisis estructurales sofisticados, investigación de las propiedades en materiales de elementos existentes en la estructura; así como el uso de códigos especializados y la colaboración de profesionales con experiencia en el tema.



BIBLIOGRAFÍA

1. Aguilar G., *et al.*, (1996), "Influence of Horizontal Reinforcement on the Behavior of Confined Masonry Walls", Proceedings of 11 WCEE, México.
2. Alcocer S. M., (1999), "Rehabilitación de estructuras de mampostería", en "Edificaciones de mampostería para vivienda", Fundación ICA, México, pp. 211 - 297.
3. Alcocer S. M., Sánchez T. A., Meli R., (1993), "Comportamiento de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles del CENAPRED", Centro Nacional de Prevención de Desastres, México D.F., 64 pp.
4. Atkinson R. H., Schuller M. P., (1993), "Evaluation of injectable cementitious grouts for repair and retrofit of masonry", en "Masonry - Design and Construction, Problems and Repair", American Society for Testing and Materials, STP 1180, pp. 355 - 388.
5. Bazán Zurita E., Meli Piralla R., (1999), "Diseño sísmico de edificios", Ed. Limusa, México.
6. Creixell M. José, (1993), "Construcciones asísmicas y resistentes al viento", Ed. Limusa, México.
7. Crespo Pérez W., (1996), "Acciones y cargas", cuadernos de la ENEP Aragón, No. 61, Ingeniería Civil, Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón, UNAM.
8. De la Torre Oscar, (1999), "Sistemas constructivos para vivienda de mampostería", en "Edificaciones de mampostería para vivienda", Fundación ICA, México, pp. 35 - 54.
9. Delfin F., Astroza M., Águila V., Sepúlveda L., (1991), "Evaluación de la eficiencia de soluciones de reparación para muros con daños del tipo sísmico en muros de albañilería confinada", Memorias Primer Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y III de Control de Calidad, Córdoba, Argentina.
10. Departamento del Distrito Federal, 2 de Agosto (1993), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, segunda sección.
11. Ehsani M., Saadatmanesh H., (1996), "Sismic retrofit of URM walls with fiber composites", The Masonry Society Journal, The Masonry Society, Vol. 14, No. 2, diciembre, pp. 63 - 72.
12. Flores L. E., Alcocer S. M., (1998), "Evaluación experimental del desempeño de muros de block hueco de concreto reforzados con malla electrosoldada y recubrimiento de concreto", XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, Nuevo León, México, noviembre, pp. 802 - 811.
13. Franz Sauter F., (1989), "Fundamentos de ingeniería sísmica v.1: Introducción a la sismología", Ed. Tecnológica de Costa Rica, Costa Rica.
14. Gobierno del Distrito Federal, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., (1998), "Manual de evaluación postsísmica de la seguridad estructural de edificaciones".
15. Hernández B. Oscar, (1981), "Procedimientos de reparación de estructuras dañadas por sismo (primera etapa)", Instituto de Ingeniería, UNAM.

16. Iglesias J. J., Robles F., De la Cera J., González C. O. M., (1988), "Reparación de estructuras de concreto y mampostería," Ingeniería Sísmica I, UAM, Unidad Azcapotzalco, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Departamento de Materiales, México.
17. Kolsch H., (1998), "Carbon fiber cement matrix (CFCM) overlay system for masonry strengthening", Journal of Composites for Construction, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, No. 2, mayo, pp. 105 - 109.
18. Loring A. Wyllie, Jr., (1986), "Reforzamiento de edificios existentes de concreto y mampostería para resistencia sísmica", revista IMCYC, No. 184, Vol. XXIV, septiembre, pp. 41 - 47.
19. Memoria de las obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal, (1975), Secretaria de Obras y Servicios, D.D.F.
20. Miranda Eduardo, (1999), "Comportamiento mecánico de la mampostería no reforzada", en "Edificaciones de mampostería para vivienda", Fundación ICA, México, pp. 59 - 69.
21. Miranda Eduardo, (1999), "Comportamiento mecánico de la mampostería confinada", en "Edificaciones de mampostería para vivienda", Fundación ICA, México, pp. 73 - 82.
22. Moderna C., (1989), "Italian practice in evaluating, strengthening, and retrofitting masonry buildings", International Seminar Evaluating, Strengthening and Retrofitting Masonry Buildings, The Masonry Society, octubre.
23. NMX - C - 404 - 1997 - ONNCCE, Industria de la construcción; Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural; Especificaciones y métodos de prueba.
24. Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Abril (2001), Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, en www.smie.org.mx/articulos.
25. Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Abril (2001), Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, en www.smie.org.mx/articulos.
26. Pume D., (1989), "Czechoslovakian practice in evaluating, strengthening, and retrofitting masonry buildings", International Seminar Evaluating, Strengthening and Retrofitting Masonry Buildings, The Masonry Society, octubre.
27. Ruiz J., (1995), "Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de dos niveles a escala natural", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 251 pp.
28. Ruiz J., Sánchez T., Alcocer S. M., (1998), "Rehabilitación de muros de mampostería confinada mediante malla de alambre y recubrimiento de mortero", XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, Nuevo León, México, noviembre, pp. 880 - 889.
29. Ruiz J., Sánchez T., Miranda E., (1999), "Observaciones sobre el comportamiento y diseño de edificaciones de mampostería en zonas sísmicas", en "Edificaciones de mampostería para vivienda", Fundación ICA, México, pp. 155 - 180.

30. Sánchez T.A., (1998), "Comportamiento de estructuras de mampostería confinada sujetas a cargas laterales", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de la Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 212 pp.
31. Schuller M. P., Atkinson R. H., Borgsmiller J. T., (1994), "Injection grouting for repair and retrofit of unreinforced masonry", Memorias de la 10ª Conferencia Internacional sobre Mampostería de Bloques y Ladrillos, Calgary, Canadá, julio.
32. Tamez E., Santoyo E., Mooser F., Gutiérrez C. E., (1987), "Manual de diseño Geotécnico", Vol. I, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, Secretaría General de Obras, D.D.F.
33. Tena Colunga A., (2000), "Apuntes de la materia de diseño de estructuras de mampostería", División de estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
34. Tomazevic M., Anicic D., (1989), "Research, technology and evaluating, strengthening, and retrofitting masonry buildings: some Yugoslavian experiences", International Seminar Evaluating, Strengthening and Retrofitting Masonry Buildings, The Masonry Society, octubre.
35. Triantafillou T. C., (1998), "Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates", Journal of Composites for Construction, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, No. 2, mayo, pp. 96 - 104.
36. Velázquez D. J., Ehsani M. R., Saadatmanesh H., (2000), "Out-of-plane behavior of brick masonry walls strengthened with fiber composites," Journal of ACI Structural, Vol. 97, No. 3, pp. 377 - 386.
37. Zepeda J. A., Pineda J. A., Alcocer S. M., (1996), "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada", X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, Yucatán, México, noviembre, pp. 919 - 925.

