

Edificaciones de MAMPOSTERÍA

SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, A.C.



SMIE®

Sociedad Mexicana de
Ingeniería Estructural, A.C.

LIMUSA

EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA

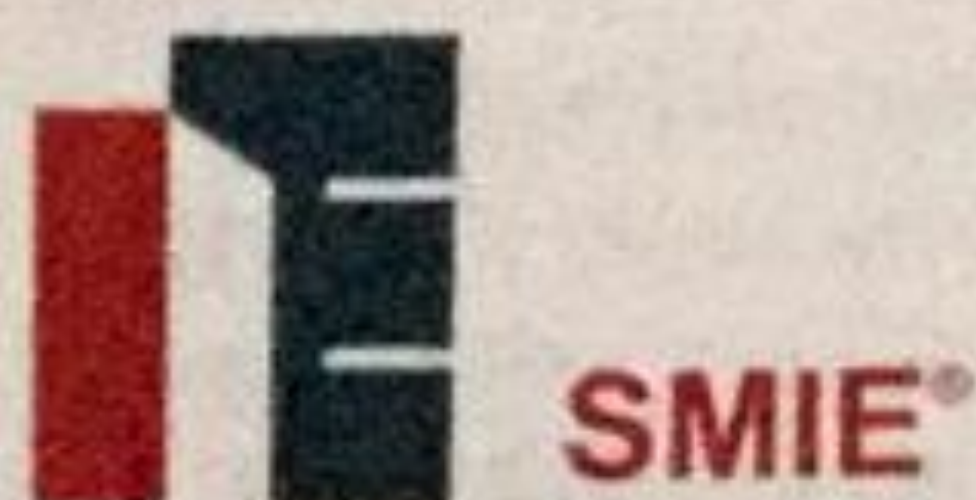
Editores:

Bernardo Gómez González

Raúl Jean Perrilliat

José Álvaro Pérez Gómez

Ernesto Leopoldo Treviño Treviño



Sociedad Mexicana de
Ingeniería Estructural, A.C.

LIMUSA

Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural
Edificaciones de mampostería / SMIE. -- México : Limusa.

2019

420 p.: il.; 25.5 x 20 cm.

ISBN: 978-607-05-0861-5

Rústica

1. Mampostería -- Manuales, etc. 2. Albañilería -- Manuales,
etc. 3. Materiales de construcción -- Manuales, etc.

Dewey: 693 I 22 / S639I

LC: TH5311

Editores:

Bernardo Gómez González

Raúl Jean Perrilliat

José Álvaro Pérez Gómez

Ernesto Leopoldo Treviño Treviño

DISEÑO DE PORTADA: PABLO IBARGÜENGOITIA ARIAS

DISEÑO DE INTERIORES: SERVICIOS CORPORATIVOS LIMUS, S.A.
DE C.V.

COEDICIÓN: EDITORIAL LIMUSA, SOCIEDAD MEXICANA
DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, A.C.

LA PRESENTACIÓN Y DISPOSICIÓN EN CONJUNTO DE

EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA

SON PROPIEDAD DEL EDITOR. NINGUNA PARTE DE ESTA OBRA PUEDE
SER REPRODUCIDA O TRANSMITIDA, MEDIANTE NINGÚN SISTEMA
O MÉTODO, ELECTRÓNICO O MECÁNICO (INCLUYENDO EL FOTO-
COPIADO, LA GRABACIÓN O CUALQUIER SISTEMA DE RECUPERACIÓN
Y ALMACENAMIENTO DE INFORMACIÓN), SIN CONSENTIMIENTO POR
ESCRITO DEL EDITOR.

DERECHOS RESERVADOS:

© 2019, EDITORIAL LIMUSA, S. A. DE C. V.

GRUPO NORIEGA EDITORES

BALDERAS 95, MÉXICO, D.F.

C. P. 06040

☎ 5130 0700

☎ 5512 2903

✉ limusa@noriegaeditores.com

★ www.noriega.com.mx

CANIEM NÚM. 121

PRIMERA EDICIÓN

HECHO EN MÉXICO

ISBN: 978-607-05-0861-5



Prólogo a la segunda edición

A casi 20 años de la publicación de la primera edición de esta obra, la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE) ha preparado esta segunda edición. Hay que agradecer a la SMIE, y particularmente a los autores de los distintos capítulos, el esfuerzo y empeño que han puesto para poner este libro a disposición de los estudiantes y los profesionales del proyecto y construcción de vivienda y otras obras de mampostería.

Los factores que más justifican esta iniciativa están relacionados con los cambios que ha habido en la práctica constructiva y en la normativa, así como en los avances en el conocimiento sobre el desempeño de las estructuras de este material.

La mampostería sigue siendo el material predominante en la vivienda unifamiliar y, además, su uso se está extendiendo a edificios de cada vez mayor altura, sobre todo por la densificación de la población en los grandes centros urbanos.

En lo que respecta a la tecnología, se dispone de materiales industrializados cada vez de mayor resistencia. Se ha pasado del tabique artesanal, a las piezas de concreto o cerámica con resistencias a compresión que superan los 180 kg/cm² sobre área bruta. De los morteros mezclados en obra, se ha pasado a los predosificados a base de cemento con aditivos poliméricos que garantizan mayor uniformidad y mejoran las prestaciones de los muros estructurales, de manera que la resistencia a compresión de la mampostería llega a alcanzar los 200 kg/cm². La mampostería confinada con castillos y dadas sigue siendo la solución más utilizada; el refuerzo con barras o alambres de alta resistencia y de pequeño diámetro, colocadas en las juntas horizontales, permite incrementar notablemente la resistencia y la ductilidad de las estructuras a base de muros de mampostería.

La investigación sobre estos nuevos tipos de estructuras ha seguido generando nuevos conocimientos, en especial sobre el comportamiento ante los sismos, y ha continuado a proveer nuevas soluciones y métodos más refinados de análisis.

La práctica de diseño de las estructuras de mampostería ha pasado de los métodos simplificados con bases empíricas, a tener bases racionales apoyadas en evidencia experimental y modelos numéricos cada vez más refinados, en forma semejante a lo que ha ocurrido con las estructuras de concreto. El uso de procedimientos más avanzados de análisis se justifica sobre todo para proyectos tipo que se repiten cientos o hasta miles de veces.

El libro contiene las bases y procedimientos para la aplicación de la nueva versión de las Normas Técnicas para Diseño de las Estructuras de Mampostería, complementarias del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, que permiten aprovechar los nuevos conocimientos y las técnicas más eficientes.

Se trata de un texto para cursos de licenciatura y maestría, orgánico, compacto y práctico, y que incluye capítulos sobre la historia de la mampostería y acerca de la práctica de la construcción en mampostería en otros países.

Se cubren de manera muy amplia los métodos actuales de análisis y diseño, y se tratan también los procedimientos de construcción y los criterios y las técnicas de rehabilitación de edificaciones deterioradas o con daños estructurales por sismo u otros eventos destructivos.

Entre otros, el libro contiene un capítulo entero dedicado a cómo resolver el problema del entrepiso blando, que ha sido la causa más frecuente de colapsos de edificios a base de muros de mampostería que han sido sometidos a sismos intensos. También contiene un capítulo sobre análisis no lineal de edificios de mampostería, que

es una herramienta compleja pero necesaria para evaluar la idoneidad de las soluciones estructurales dadas a proyectos arquitectónicos muy audaces que obligan a arreglos estructurales muy irregulares para los cuales los métodos usuales de análisis pierden precisión.

Roberto Meli Piralla
Ciudad de México

Breve reseña de las construcciones de mampostería

Las construcciones de mampostería han estado presentes desde que comenzó el sedentarismo de la humanidad, ya que, para protegerse de las inclemencias del tiempo, el hombre creó refugios artificiales cuyas técnicas constructivas fueron evolucionando con el paso del tiempo.

Se considera que las primeras construcciones de mampostería fueron hechas con ramas de árboles chapeadas con lodo, técnica similar al denominado bajareque que se utiliza, afortunadamente, cada vez menos en la República Mexicana. Posteriormente, el hombre pasó a protegerse con construcciones de piedra y techos de troncos, ramas y hojas, pasando después a crear piedras artificiales y desarrollar sistemas de techo más elaborados.

La referencia más antigua sobre las construcciones de mampostería se encuentra en la Biblia, ya que en los versículos 3 y 4 del capítulo 11 del Génesis se narra:

1. Un día se dijeron unos a otros: “vamos a hacer ladrillos y a cocerlos en el fuego”. Así, usaron ladrillos en lugar de piedras y asfalto natural en lugar de mezcla.
2. Después dijeron: “Vengan, vamos a construir una ciudad y una torre que llegue hasta el cielo. De este modo nos haremos famosos y no tendremos que dispersarnos por toda la Tierra”.

Este relato bíblico se refiere a la mítica Torre de Babel.

Un aspecto importante relacionado con las construcciones de mampostería, es su reglamentación. Esto se ve reflejado en el Código de Hammurabi en la antigua Mesopotamia, el cual es un compendio de diversas leyes que abarcan distintos aspectos de la sociedad de aquel tiempo. En lo referente a las construcciones, marca penalidades para aquellos constructores que hicieran mal su trabajo, llegando incluso a dictar la muerte del constructor si el propietario perdía la vida como consecuencia del derrumbe de la construcción.

En México, las construcciones de mampostería son un aspecto importante tanto desde el punto de vista económico como social, ya que cerca de noventa por ciento de los habitantes del país viven o trabajan dentro de una construcción de mampostería. Entonces, cualquier mal comportamiento de estas estructuras puede poner en peligro la vida de sus residentes o causar la pérdida de su patrimonio, lo cual, desde el punto de vista social, es inaceptable. Esto, aun cuando las construcciones hayan sido diseñadas con los requerimientos que exige la normatividad; sin embargo, aceptemos que es casi imposible diseñar una construcción, de cualquier tipo, para que nunca falle o tenga daños.

Desde el punto de vista económico, la construcción de estructuras de mampostería representaba, hasta hace unos años, aproximadamente 50% de la actividad constructora del país, principalmente por la construcción de viviendas de interés social que implementaron diversos organismos estatales y federales, empezando desde las 10,000 viviendas anuales a principios de los años sesenta del siglo XX, hasta el millón de viviendas anuales en los últimos años.

Lo anterior, a excepción del gobierno que comenzó en el año 2012, el cual detuvo prácticamente la construcción de viviendas durante dos años, creando una fuerte crisis en la industria de la construcción, para dar lugar a lo que ahora se denominan “acciones de vivienda”, que pueden ser: la remodelación de construcciones existentes, la compra de vivienda de segunda mano o la compra de vivienda nueva.

No obstante que la vivienda ya no se construye de forma masiva, ahora constructores particulares hacen la oferta de la misma, perdiéndose de cierta manera el control sobre su seguridad. Esto se hizo evidente durante el sismo del 19 de septiembre del 2017, con el colapso de algunas edificaciones de mampostería de cinco y seis niveles, relativamente nuevas. En cambio, grandes unidades habitacionales construidas en los años setenta y posteriores del siglo pasado, soportaron prácticamente sin daño los efectos de los sismos de 1985 y 2017. ¿Dónde estuvo el problema?

No se tiene conocimiento hasta el momento de los dictámenes oficiales de las causas que llevaron a esas construcciones a colapsar, pero a la vista de la experiencia de los que nos dedicamos al diseño estructural, dichas fallas fueron una combinación del uso de materiales y detalles que no cumplían con las normas técnicas y del mal uso y deficiente detallado de la "planta baja flexible", como suele denominarse en nuestro medio.

De lo comentado en el párrafo anterior, es evidente que la falta de cumplimiento de la normatividad es una fuente segura del comportamiento deficiente de las estructuras, pero también es importante que dicha normatividad prevea, en lo posible, las condiciones que pueden llevar a una estructura a presentar un comportamiento deficiente. En este sentido, las normas de mampostería han tratado siempre de estar un paso adelante, y por eso se hacen modificaciones, ligeras o de fondo, para asegurar que tengan un buen comportamiento.

Los primeros lineamientos para construcciones de mampostería se dieron en el reglamento aparecido en el año 1966; mientras que la Norma Técnica para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM), aparecería en el Reglamento de 1977 como resultado de las investigaciones teórico experimentales realizadas a partir de 1957 en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México y que continuaban hasta la fecha.

En los reglamentos posteriores emitidos por las autoridades: el de emergencia, puesto en vigor después del sismo de 1985 (en el que, por cierto, se comportaron muy bien las edificaciones de mampostería diseñadas con las NTCM de 1977), así como en las NTCM de 1987 y 1993 (vigente hasta el 2004), se hicieron ligeros cambios al criterio de diseño con el objetivo de mejorar el comportamiento de las estructuras de mampostería, buscando principalmente darles cierta capacidad de deformación. Las NTCM del año 2004 fueron un parteaguas, ya que se modificó el criterio de diseño y se impusieron límites a la deformabilidad que debía tener una construcción de mampostería.

En las NTCM anteriores al 2004, la resistencia de los muros se calculaba con base en la resistencia de la mampostería (V_{MR}) y se permitía un ligero incremento cuando los muros se reforzaban con acero horizontal entre las juntas de mortero. En las NTCM 2004, la resistencia se calcula como la suma de lo que resiste la mampostería V_{MR} , más lo que resiste el acero fluyendo (V_S); la crítica a este criterio es que no hay un límite con respecto a la resistencia a cortante de la mampostería, tal como se hace en concreto, donde la contribución máxima del acero a cortante en muros es 1.35 veces la del concreto. En cuanto a la deformabilidad, los valores asignados a los diferentes sistemas constructivos de muros eran bastante restrictivos, tal que en la práctica estos valores no se respetaban y, de querer hacerlo, resultaba en una cantidad muy grande de muros de concreto.

En las normas emitidas el 15 de diciembre del 2017 se trataron de subsanar los aspectos mencionados en el párrafo anterior y se complementaron los requisitos para el diseño, por lo que, al aplicarlas, hay que observar si las adecuaciones hechas se compaginan con la realidad de la práctica profesional.

Siempre he estado consciente de que el análisis y diseño de una estructura de mampostería es más complicado que el de las estructuras a base de marcos de concreto o acero, de ahí la importancia de las contribuciones que la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural realiza mediante la organización de congresos, simposios, cursos, publicaciones y conferencias, entre otros.

Espero que con la nueva normatividad se continúe logrando que las estructuras de mampostería, dentro de sus limitaciones, sean las construcciones más económicas e igualmente confiables que las estructuras de concreto, de acero o de madera.

Contenido

PRÓLOGO A LA SEGUNDA EDICIÓN	5
BREVE RESEÑA DE LAS CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERÍA	7
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	19
1.1. Antecedentes históricos	19
1.2. La mampostería contemporánea	23
1.3. Comportamiento general de muros de mampostería confinada ante cargas coplanares	35
1.4. Modelación analítica del comportamiento histerético. Curva de capacidad	38
1.5. Alcance de esta obra	39
1.6. Referencias	40
1.7. Fuentes electrónicas sobre mampostería	48
1.8. Glosario	48
CAPÍTULO 2 MATERIALES Y COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA	55
2.1. Materiales para mampostería	55
2.1.1. Resistencia a compresión	55
2.1.2. Absorción máxima de agua	56
2.1.3. Absorción inicial	56
2.1.4. Contracción por secado	58
2.1.5. Tolerancias dimensionales	58
2.1.6. Peso volumétrico	58
2.2. Tipos de piezas	58
2.2.1. Piezas macizas	58
2.2.2. Piezas huecas	58
2.3. Piezas de barro	58
2.3.1. Procesos de fabricación	58
2.4. Piezas de concreto	62
2.4.1. Proceso de fabricación	62
2.5. Morteros	63
2.5.1. Morteros para pegar piezas	63
2.5.2. Morteros para recubrimiento	68
2.6. Morteros y concretos de relleno	70
2.7. Acero de refuerzo	71
2.7.1. Aceros de alta resistencia estirados en frío	71
2.7.2. Varillas de refuerzo de alta resistencia	72
2.7.3. Escalerilla	72

	2.7.4.	Castillos electrosoldados	73
	2.7.5.	Mallas electrosoldadas	73
2.8.		Comportamiento mecánico de las piezas	74
	2.8.1.	Resistencia a la compresión axial	74
2.9.		Comportamiento mecánico de la mampostería	75
	2.9.1.	Resistencia a la compresión axial	75
	2.9.2.	Resistencia a la compresión diagonal	78
	2.9.3.	Módulo de elasticidad y de cortante de la mampostería	80
2.10.		Modelos esfuerzo-deformación axial para mampostería	82
2.11.		Variabilidad de las propiedades mecánicas de la mampostería	83
2.12.		Valores índices para fines de diseño	84
	2.12.1.	Resistencia de diseño a la compresión de las piezas	85
	2.12.2.	Resistencia de diseño a la compresión del mortero	85
	2.12.3.	Resistencia de diseño a la compresión de la mampostería	85
	2.12.4.	Resistencia de diseño a cortante por compresión diagonal de la mampostería	86
	2.12.5.	Resistencia de diseño al aplastamiento de la mampostería	86
	2.12.6.	Resistencia a la tensión de la mampostería	87
	2.12.7.	Módulo de elasticidad y módulo de cortante de la mampostería	87
2.13.		Referencias	87

CAPÍTULO	3	OBSERVACIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA EN ZONAS SÍSMICAS	89
	3.1.	Introducción	89
	3.2.	Desempeño sísmico observado de edificaciones de mampostería	90
		3.2.1. Edificaciones de adobe	90
		3.2.2. Edificaciones de mampostería sin refuerzo	95
		3.2.3. Edificaciones de mampostería confinada	98
		3.2.4. Edificaciones de mampostería con refuerzo interior	102
		3.2.5. Muros diafragma	103
		3.2.6. Muros de relleno	105
	3.3.	Nomenclatura	105
	3.4.	Referencias	105

CAPÍTULO	4	ENTREPISO BLANDO RELACIONADO CON ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	109
	4.1.	Introducción	109
	4.2.	La arquitectura moderna	109
	4.3.	Una historia de tropiezos y contradicciones	111
	4.4.	Conceptos básicos de sismo-resistencia	116
	4.5.	El problema representado por un entrepiso blando	120
	4.6.	Enfoques normativos y sus limitaciones	126
	4.7.	Recomendaciones	128
	4.8.	Comentarios finales	128
	4.9.	Nomenclatura	131
	4.10.	Referencias	131

CAPÍTULO	5	ANÁLISIS LINEAL	133
	5.1.	Introducción	133
	5.2.	Obtención de las fuerzas sísmicas	134
	5.2.1.	<i>Ecuación de movimiento</i>	134
	5.2.2.	<i>Análisis modal</i>	134
	5.2.3.	<i>Respuesta máxima probable</i>	136
	5.2.4.	<i>Pesos efectivos</i>	137
	5.2.5.	<i>El método estático de las NTC-DS</i>	138
	5.2.6.	<i>Respuesta inelástica</i>	140
	5.2.7.	<i>Condiciones de regularidad</i>	141
	5.3.	Repartición de la fuerza sísmica en los elementos resistentes	141
	5.3.1.	<i>Cortante directo</i>	142
	5.3.2.	<i>Análisis por torsión</i>	142
	5.4.	Rigidez lateral de muros	148
	5.4.1.	<i>Materiales</i>	149
	5.5.	Columna ancha	150
	5.5.1.	<i>Introducción</i>	150
	5.5.2.	<i>Propiedades de la sección transversal</i>	152
	5.5.3.	<i>Modelación</i>	153
	5.5.4.	<i>División de un muro en segmentos</i>	154
	5.5.5.	<i>Muros en T o L</i>	155
	5.5.6.	<i>Murete en esquina</i>	156
	5.5.7.	<i>Muros a eje y secciones completas</i>	156
	5.5.8.	<i>Variabilidad de los resultados</i>	156
	5.5.9.	<i>Modelos sin castillos</i>	157
	5.6.	Elemento finito	158
	5.6.1.	<i>Tipos de elementos</i>	158
	5.6.2.	<i>Recuperación de resultados</i>	159
	5.6.3.	<i>Variación de los resultados con elementos finitos</i>	159
	5.7.	Diafragma	160
	5.8.	Muros diafragma	160
	5.8.1.	<i>Modelo de análisis</i>	160
	5.9.	Referencias	164
CAPÍTULO	6	DISEÑO	165
	6.1.	Consideraciones generales	165
	6.1.1.	<i>Resistencias y acciones de diseño</i>	165
	6.1.2.	<i>Tipos de acciones y su intensidad</i>	166
	6.1.3.	<i>Combinaciones de carga</i>	166
	6.1.4.	<i>Estado límite de servicio</i>	166
	6.1.5.	<i>Estado límite de falla</i>	167
	6.1.6.	<i>Distorsiones inelásticas admisibles</i>	167
	6.1.7.	<i>Ductilidad global y del primer nivel</i>	168
	6.1.8.	<i>Determinación de la ductilidad</i>	169
	6.2.	Modos de falla	170
	6.3.	Resistencia de muros a compresión	171
	6.3.1.	<i>El factor de esbeltez</i>	172
	6.4.	Muros desplantados sobre vigas	173
	6.4.1.	<i>Rigidez relativa muro-viga</i>	174

6.4.2.	Factor de concentración de esfuerzos y revisión de esfuerzos	174
6.4.3.	Revisión por desplazamientos	175
6.5.	Resistencia de muros a flexocompresión	175
6.5.1.	Resistencia a flexocompresión por compatibilidad de deformaciones	176
6.5.2.	Resistencia a flexocompresión, método alternativo	179
6.5.3.	Sección agrietada	180
6.6.	Resistencia de muros a cortante	181
6.6.1.	Comportamiento general	181
6.6.2.	El primer agrietamiento por tensión	181
6.6.3.	Resistencia máxima de muros sin refuerzo	188
6.6.4.	Contribución del refuerzo horizontal	189
6.6.5.	Resistencia a corte de muros con refuerzo	194
6.6.6.	Resistencia debida al refuerzo	196
6.6.7.	Cuantía resistente mínima	196
6.6.8.	Cuantía resistente máxima	196
6.6.9.	Cuantía resistente efectiva en mampostería con baja resistencia a compresión	197
6.6.10.	Resistencia a corte formato tradicional	197
6.6.11.	Resistencia calcula vs experimental	197
6.6.12.	Resistencia a corte de muros en tensión	199
6.7.	Mampostería reforzada interiormente	199
6.8.	Muros diafragma	199
6.8.1.	Comportamiento	200
6.8.2.	Confinamiento y refuerzo interior	200
6.8.3.	Resistencia a corte por aplastamiento de la diagonal	201
6.8.4.	Fuerza cortante resistente por deslizamiento	201
6.8.5.	Resistencia a corte por tensión diagonal	201
6.8.6.	Comparación de los distintos modos de falla	201
6.9.	Referencias	203
CAPÍTULO 7	EJEMPLOS PARA LA APLICACIÓN DE LAS NTC-DCM	205
7.1.	Introducción	205
7.2.	Ejemplo 1	205
7.3.	Ejemplo 2. Cálculo de la resistencia a cargas laterales y verticales de un muro confinado con refuerzo horizontal	206
7.3.1.	Diseño a cortante	207
7.3.2.	Diseño a compresión y flexocompresión en el plano del muro	209
7.4.	Ejemplo 3. Cálculo de la resistencia a cargas laterales y verticales de un muro reforzado interiormente que forma parte de una estructura tipo I	210
7.4.1.	Diseño por cortante de acuerdo con el inciso 6.4.4.1	211
7.4.2.	Diseño a compresión y a flexocompresión en el plano del muro	213
7.5.	Ejemplo 4. Diseño de un muro diafragma	214
7.5.1.	Determinación de la resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal	214
7.5.2.	Cálculo de la fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma	216
7.5.3.	Cálculo de la fuerza cortante resistente a tensión diagonal del muro	216
7.6.	Referencias	217

CAPÍTULO	8	TIPOS DE MAMPOSTERÍA Y DETALLADO	219
	8.1.	Mampostería confinada	220
	8.1.1.	<i>Requisitos de confinamiento</i>	222
	8.1.2.	<i>Requisitos para refuerzo horizontal</i>	225
	8.2.	Mampostería reforzada interiormente	226
	8.3.	Detallado de sistemas de mampostería	229
	8.3.1.	<i>Juntas de mortero</i>	229
	8.3.2.	<i>Aparejo</i>	230
	8.3.3.	<i>Concreto y morteros de relleno</i>	231
	8.3.4.	<i>Refuerzo</i>	231
	8.3.5.	<i>Traslape de barras</i>	238
	8.3.6.	<i>Tuberías y ductos</i>	240
	8.3.7.	<i>Requisitos adicionales</i>	241
	8.3.8.	<i>Inspección durante la construcción</i>	243
	8.4.	Nomenclatura	244
	8.5.	Referencias	244
CAPÍTULO	9	CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	247
	9.1.	Aspectos generales	247
	9.1.1.	<i>Elementos de una estructura de mampostería</i>	247
	9.1.2.	<i>Herramientas y términos de obra</i>	249
	9.2.	Elementos del muro	249
	9.2.1.	<i>Mortero</i>	250
	9.2.2.	<i>Bloques y ladrillos</i>	251
	9.2.3.	<i>Acero de refuerzo</i>	253
	9.2.4.	<i>Castillos</i>	253
	9.2.5.	<i>Dalas</i>	254
	9.3.	Aparejos	255
	9.4.	Trabajos previos	257
	9.4.1.	<i>Trazo y nivelación</i>	257
	9.4.2.	<i>Desplante</i>	258
	9.5.	Cimentación	258
	9.5.1.	<i>Generalidades</i>	258
	9.5.2.	<i>Cimientos de piedra natural</i>	259
	9.5.3.	<i>Cimientos de concreto. Zapatas corridas</i>	260
	9.5.4.	<i>Losa de cimentación</i>	260
	9.5.5.	<i>Cimentaciones en suelos altamente compresibles</i>	262
	9.5.6.	<i>Cimentaciones en arenas</i>	263
	9.5.7.	<i>Cimentaciones en arcillas expansivas</i>	263
	9.5.8.	<i>Instalaciones</i>	264
	9.5.9.	<i>La cercanía de las edificaciones con los árboles</i>	265
	9.6.	Construcción de muros	265
	9.6.1.	<i>Preparación del sitio de trabajo</i>	266
	9.6.2.	<i>Preparación de las piezas</i>	266
	9.6.3.	<i>Colocación</i>	266
	9.6.4.	<i>Recomendaciones de tendido</i>	267
	9.6.5.	<i>Apuntalamiento durante la construcción</i>	268
	9.7.	Vanos en puertas y ventanas	268
	9.8.	Techos	270

	9.8.1.	<i>Tipos de techos</i>	270
	9.8.2.	<i>Losa maciza</i>	270
	9.8.3.	<i>Vigueta y bovedilla</i>	273
9.9.		<i>Supervisión y control de calidad</i>	276
	9.9.1.	<i>Propiedades índices de los muros</i>	276
	9.9.2.	<i>Pruebas durante el proceso</i>	277
	9.9.3.	<i>Absorción de agua</i>	277
	9.9.4.	<i>Pruebas destructivas</i>	277
	9.9.5.	<i>Orden y limpieza en la obra</i>	278
	9.9.6.	<i>Almacén de materiales</i>	278
	9.9.7.	<i>Control del consumo de materiales</i>	278
9.10.		<i>Programación de obra</i>	278
	9.10.1.	<i>Importancia de contar con el material cuando se requiere</i>	279
	9.10.2.	<i>Programa de obra</i>	279
9.11.		<i>Referencias</i>	279
CAPÍTULO	10	REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	281
	10.1.	<i>Introducción</i>	281
	10.2.	<i>Evaluación y análisis de edificios de mampostería existentes</i>	282
	10.2.1.	<i>Evaluación de edificios existentes</i>	282
	10.2.2.	<i>Registro documental de diseño y construcción</i>	283
	10.2.3.	<i>Inspecciones</i>	283
	10.2.4.	<i>Propiedades de los materiales</i>	283
	10.2.5.	<i>Evaluación de grietas</i>	284
	10.2.6.	<i>Criterio de seguridad de la rehabilitación</i>	286
	10.2.7.	<i>Toma de decisiones sobre una rehabilitación</i>	287
10.3.		<i>Técnicas de evaluación y ensayos en el sitio de estructuras de mampostería</i>	289
	10.3.1.	<i>Métodos de observación</i>	289
	10.3.2.	<i>Métodos no destructivos</i>	290
	10.3.3.	<i>Métodos destructivos</i>	294
10.4.		<i>Técnicas de rehabilitación</i>	297
	10.4.1.	<i>Modalidades de conexión a la mampostería existente</i>	298
	10.4.2.	<i>Reemplazo de piezas y concreto dañados</i>	299
	10.4.3.	<i>Reparación de grietas</i>	300
	10.4.4.	<i>Inserción de barras de refuerzo</i>	303
	10.4.5.	<i>Encamisado de muros</i>	304
	10.4.6.	<i>Encamisado con morteros especiales con fibras</i>	314
	10.4.7.	<i>Adición de elementos confinantes de concreto reforzado</i>	315
10.5.		<i>Rehabilitación de estructuras de mampostería simple y de adobe</i>	315
	10.5.1.	<i>Daños observados en estructuras de mampostería simple</i>	315
10.6.		<i>Evaluación y rehabilitación según las NTC-Mampostería</i>	322
10.7.		<i>Ejemplos de diseño</i>	323
	10.7.1.	<i>Ejemplo 1. Muro de mampostería rehabilitado con rajuelas, nuevos castillos y encamisado con mallas de alambre soldado y recubrimiento de mortero</i>	323
	10.7.2.	<i>Ejemplo 2. Vivienda de adobe rehabilitada con encamisado de muros</i>	328
	10.7.3.	<i>Ejemplo 3. Muro de mampostería confinado rehabilitado con fibras de materiales compuestos (FRP)</i>	329
10.8.		<i>Referencias</i>	334

CAPÍTULO	11	LA MAMPOSTERÍA EN LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA	339
	11.1.	Introducción	339
	11.2.	Fundamentos de la mampostería en los Estados Unidos de América	339
	11.2.1.	<i>Unidades</i>	339
	11.2.2.	<i>Mortero de pega</i>	340
	11.2.3.	<i>Mortero de relleno</i>	341
	11.2.4.	<i>Accesorios</i>	341
	11.3.	Nomenclatura de la mampostería	342
	11.3.1.	<i>Nomenclatura por función arquitectónica</i>	342
	11.3.2.	<i>Nomenclatura por función estructural</i>	342
	11.3.3.	<i>Nomenclatura según su diseño</i>	343
	11.4.	Construcción de la mampostería moderna en los Estados Unidos de América	343
	11.4.1.	<i>Fachadas de mampostería</i>	343
	11.4.2.	<i>Particiones de mampostería</i>	343
	11.4.3.	<i>Muros tipo panel de mampostería</i>	343
	11.4.4.	<i>Muros tipo cortina de mampostería</i>	343
	11.4.5.	<i>Muros de carga y cortantes de mampostería</i>	344
	11.4.6.	<i>Muros diafragma de mampostería</i>	344
	11.4.7.	<i>Mampostería confinada</i>	345
	11.4.8.	<i>Vigas y columnas de mampostería</i>	345
	11.4.9.	<i>Diafragmas horizontales</i>	345
	11.5.	La normativa de mampostería en los Estados Unidos de América	345
	11.5.1.	<i>Resumen del proceso normativo en los Estados Unidos de América</i>	345
	11.5.2.	<i>Normas para el diseño y construcción de mampostería en los Estados Unidos de América</i>	346
	11.5.3.	<i>Diseño por resistencia</i>	346
	11.5.4.	<i>Diseño por esfuerzos admisibles</i>	347
	11.5.5.	<i>Diseño empírico</i>	347
	11.6.	Fundamentos del diseño sísmico de la mampostería en los Estados Unidos de América	347
	11.7.	Requisitos de la Norma MSJC para el diseño sísmico	348
	11.7.1.	<i>Bosquejo de los requisitos sísmicos MSJC</i>	348
	11.7.2.	<i>Tipos de muros cortantes</i>	349
	11.7.3.	<i>Restricciones sísmicas sobre materiales</i>	349
	11.7.4.	<i>Restricciones sísmicas sobre enfoques de diseño</i>	349
	11.7.5.	<i>Requisitos sísmicos de detallado</i>	350
	11.8.	Rehabilitación sísmica de la mampostería histórica en los Estados Unidos de América	350
	11.8.1.	<i>Principios básicos de la rehabilitación sísmica de la mampostería histórica</i>	350
	11.8.2.	<i>Guías en los Estados Unidos de América para rehabilitación sísmica de la mampostería histórica</i>	350
	11.9.	Referencias	351
CAPÍTULO	12	LA MAMPOSTERÍA EN EUROPA	353
	12.1.	Introducción	353
	12.2.	El Eurocódigo y la mampostería	353

	12.2.1.	Acciones de diseño	354
	12.2.2.	Combinaciones de carga	355
	12.2.3.	Propiedades de los materiales	355
	12.2.4.	Estados límite	356
12.3.		Materiales	356
	12.3.1.	Piezas de mampostería	356
	12.3.2.	Mortero	357
	12.3.3.	Concreto	357
	12.3.4.	Acero de refuerzo	358
12.4.		Propiedades de la mampostería	358
	12.4.1.	Resistencia a compresión	359
	12.4.2.	Resistencia a corte	360
	12.4.3.	Resistencia a flexión	362
	12.4.4.	Relaciones esfuerzo-deformación	364
12.5.		Análisis estructural	365
12.6.		Resistencia de la mampostería no reforzada	365
	12.6.1.	Resistencia a compresión de la mampostería no reforzada	365
	12.6.2.	Resistencia a corte de la mampostería no reforzada	368
	12.6.3.	Resistencia a flexión fuera del plano de la mampostería no reforzada	369
12.7.		Mampostería reforzada	370
	12.7.1.	Resistencia a compresión de la mampostería reforzada	370
	12.7.2.	Resistencia a corte de la mampostería reforzada	370
	12.7.3.	Resistencia a flexión de la mampostería reforzada	372
12.8.		Mampostería confinada	372
12.9.		Diseño sísmico de las estructuras de mampostería	373
12.10.		Ejemplo de diseño de mampostería confinada	377
	12.10.1.	Cálculo de la resistencia característica a compresión y a corte de la mampostería	378
	12.10.2.	Revisión de la resistencia de diseño a compresión axial	378
	12.10.3.	Revisión de la resistencia de diseño a corte	379
	12.10.4.	Revisión de la resistencia de diseño a flexión	380
12.11.		Mampostería prefabricada	380
12.12.		Referencias	382
CAPÍTULO	13	LA MAMPOSTERÍA EN PERÚ	385
	13.1.	Introducción	385
	13.2.	Los usos de la mampostería en Perú	385
	13.2.1.	Unidades	385
	13.2.2.	Mortero de pega	386
	13.2.3.	Concreto líquido o grout	387
	13.2.4.	Acero de refuerzo	387
	13.2.5.	Concreto	387
	13.3.	Tipos de mampostería	387
	13.4.	La normativa peruana sobre mampostería	388
	13.5.	Mal uso de unidades en construcciones peruanas	388
	13.6.	Construcción de mampostería	389
	13.6.1.	Tratamiento previo de las unidades	389
	13.6.2.	Conexión en mampostería confinada	389

13.7.	Análisis y diseño estructural	390
13.7.1.	<i>Análisis ante cargas de gravedad</i>	390
13.7.2.	<i>Modelo estructural</i>	390
13.7.3.	<i>Análisis sísmico</i>	390
APÉNDICE A	ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL	393
A.1.	Introducción	393
A.1.1.	<i>Antecedentes</i>	393
A.1.2.	<i>¿Cómo controlar el daño por sismo?</i>	394
A.1.3.	<i>Procedimientos basados en desplazamientos</i>	395
A.1.4.	<i>Control de la respuesta sísmica</i>	396
A.2.	Bases para un procedimiento basado en desplazamientos para edificaciones de mampostería confinada	397
A.2.1.	<i>Comportamiento de muros de mampostería ante carga lateral</i>	398
A.2.2.	<i>Curva de capacidad de muros de mampostería confinada</i>	401
A.2.3.	<i>Modelo de la columna ancha para el análisis elástico de edificaciones de mampostería confinada</i>	402
A.2.4.	<i>Evaluación del desplazamiento lateral en edificaciones de mampostería confinada</i>	403
A.3.	Análisis no lineal de edificaciones de mampostería confinada	404
A.3.1.	<i>Bases para el modelo modificado de la columna ancha</i>	404
A.3.2.	<i>Análisis estático no lineal</i>	405
A.4.	Ejemplo ilustrativo	406
A.4.1.	<i>Propiedades del edificio</i>	407
A.4.2.	<i>Desplazamiento de azotea</i>	410
A.4.3.	<i>Evaluación de daño</i>	411
A.4.4.	<i>Observaciones</i>	413
A.5.	Edificaciones altas de mampostería	413
A.6.	Perspectivas	417
A.7.	Referencias	418

CAPÍTULO 1

Introducción

ERNESTO LEOPOLDO TREVIÑO TREVIÑO
(SMIE-UNIVERSIDAD DE MONTERREY)

1.1. Antecedentes históricos 1.2. La mampostería contemporánea 1.3. Comportamiento general de muros de mampostería confinada ante cargas coplanares 1.4. Modelación analítica del comportamiento histerético. Curva de capacidad 1.5. Alcance de esta obra 1.6. Referencias 1.7. Fuentes electrónicas sobre mampostería 1.8. Glosario

1.1. Antecedentes históricos

La mampostería es uno de los materiales de construcción con mayor diversidad de usos tanto en el pasado como en el presente. Es quizá el más antiguo que se mantiene en uso generalizado alrededor del mundo en la actualidad. Fue sin duda el más importante material de construcción hasta el advenimiento del concreto reforzado y del acero estructural, hace aproximadamente una centuria. Los componentes utilizados a través del tiempo como sus elementos constitutivos han sido muchos y muy variados: desde la piedra simple en la prehistoria, los bloques de mármol usados en las majestuosas obras arquitectónicas del Renacimiento, hasta las unidades industrializadas de arcilla y de concreto y las piezas refractarias en la época contemporánea.

Es un hecho conocido que, desde tiempos prehistóricos, los hombres del Paleolítico Inferior se refugiaban en cavernas y que, a falta de ellas, improvisaban cobijos subterráneos. En el paso

del Paleolítico Inferior al Paleolítico Superior aparece el *Homo Sapiens*, que abandona las cavernas para habitar refugios artificiales, como cobertizos y chozas, que construía con los materiales que tenía disponibles, tales como ramaje, hojas de plantas, juncos, cañas y piedras. Fue al apilar las piedras cuando se inventó lo que hoy conocemos como mampostería. [De mampuesto, derivación de mano y puesto; latín: *manus*, mano, y *positura*, asiento; de *ponere*, poner. Sufijo: *ería*, trabajo artesanal. Piedra que se coloca con la mano.]

El siguiente paso en el proceso de desarrollo de la mampostería fue seguramente el uso del mortero de arcilla y agua, lo cual permitió asentar con más facilidad y a mayor altura las piedras naturales irregulares. Esto ocurrió probablemente durante la revolución del Neolítico, periodo en el que al intensificarse el desarrollo de la agricultura y la ganadería, se pasa del nomadismo al sedentarismo —aunque no definitivo todavía—, y se establecen las relaciones de vecindad para la atención de los intereses comunes, surgiendo así las primeras aldeas (Sandström, 1970).

La unidad o pieza de mampostería manufacturada por el hombre a partir de una masa de lodo y secada al sol para sustituir a la piedra natural, debió ocurrir en lugares donde ésta no podía encontrarse. El testimonio más antiguo del cual se tiene conocimiento proviene de las ruinas de Jericó y consiste en una pieza de barro en forma de una hogaza alargada rústica de pan, de unos quince kilogramos de peso, hecha a mano y secada al sol, correspondiente al Neolítico Inferior. Estas unidades de barro, hechas a mano y secadas al sol, y el mortero de barro para su acomodo, fueron el “estado del arte” de la mampostería en el umbral de la historia, la cual comenzó con la invención de la escritura hace seis milenios, aproximadamente (Gallegos & Casabonne, 2005).

Fueron los sumerios el primer pueblo civilizado de Mesopotamia quienes, obligados por la ausencia de piedras en su medio ambiente, crearon el molde y los adobes, los que, al ser prismá-

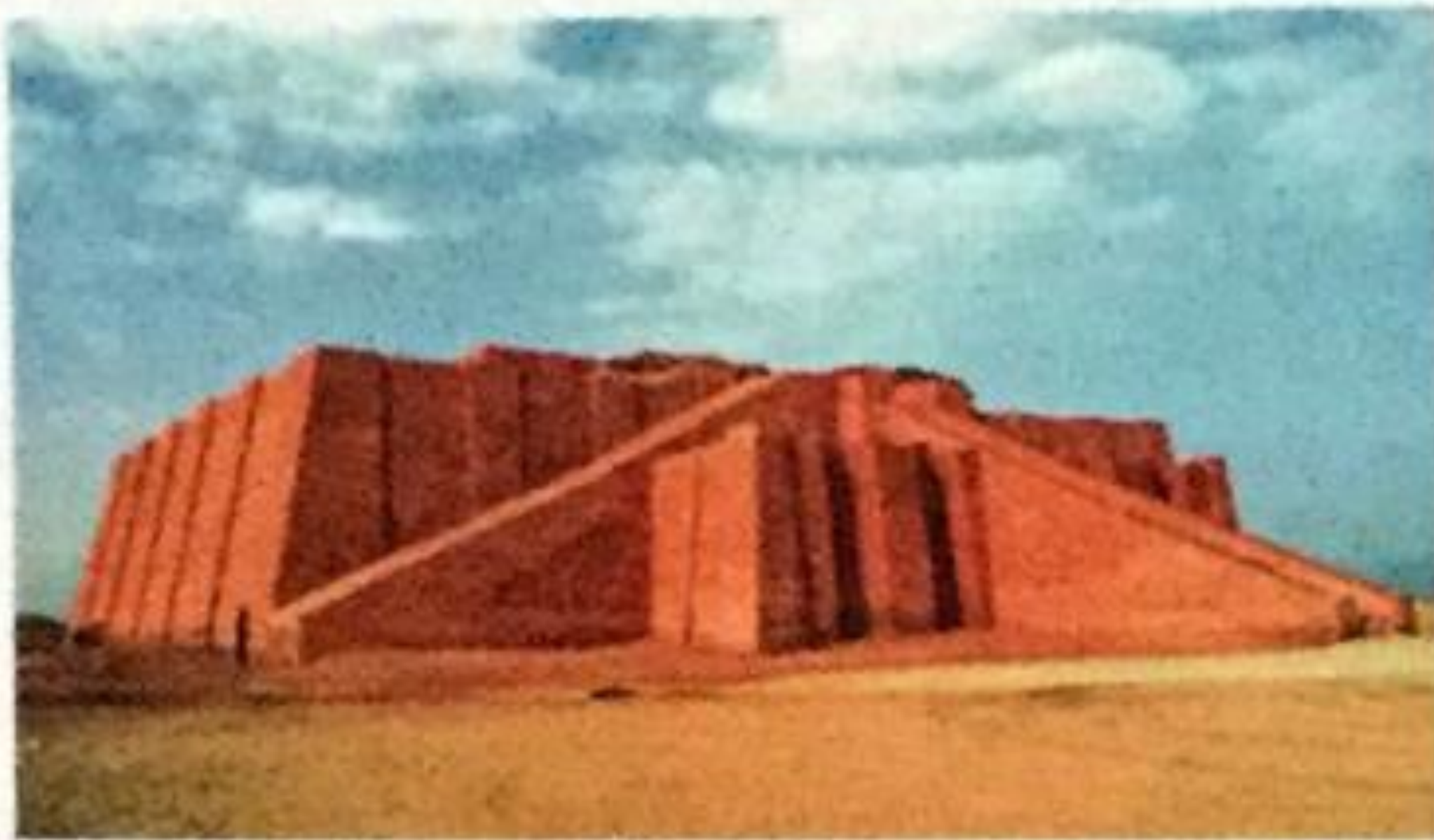
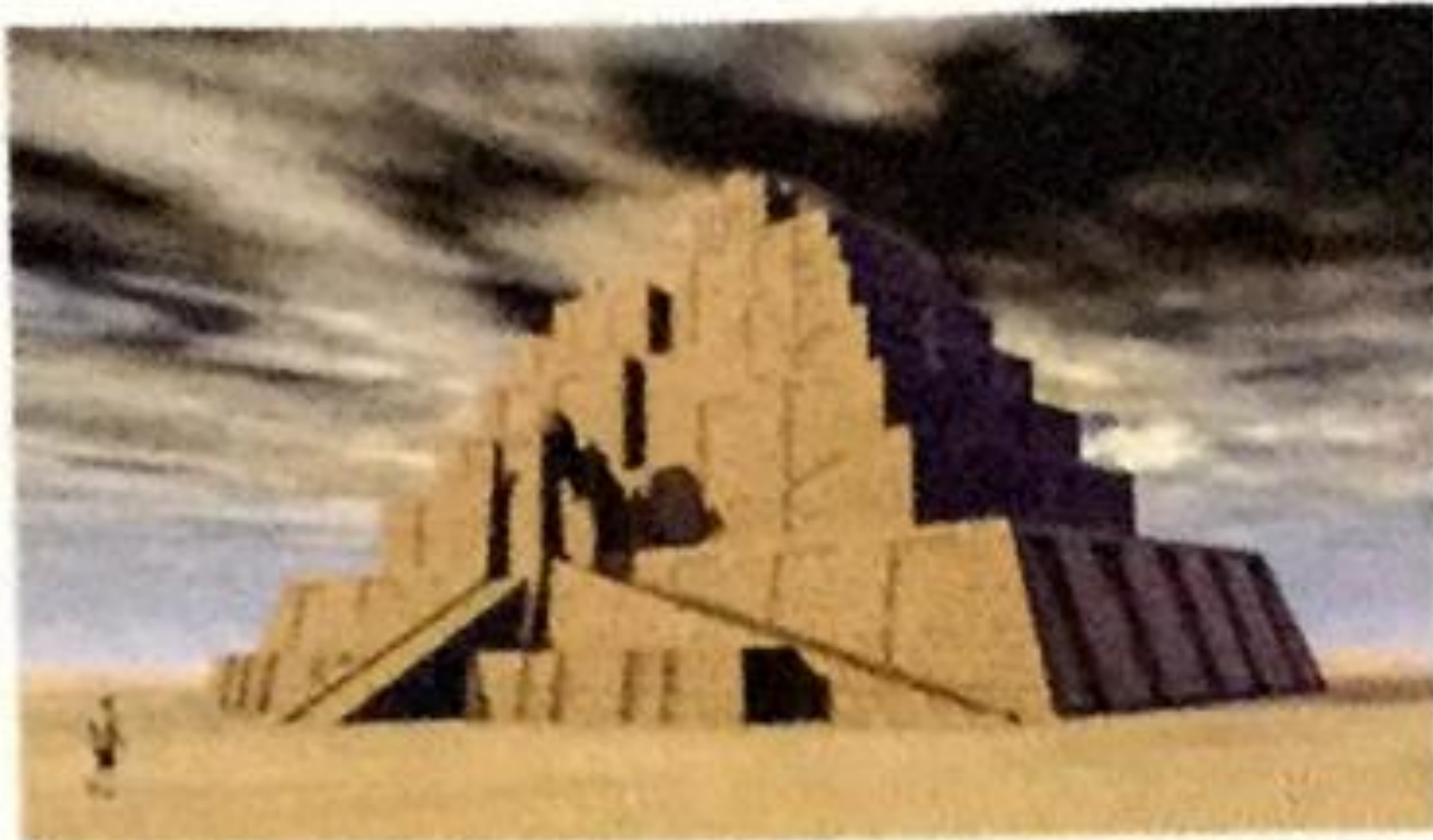


Figura 1.1 Gran Zigurat o templo de pirámide escalonada en la antigua ciudad sumeria de Ur.

ticos, dieron libertad a la forma de colocarlos y pegarlos, posibilitando las construcciones a escala monumental. Tiempo después, aproximadamente tres milenios a.C., el adobe fue llevado al horno en la ciudad de Ur, perteneciente a la cultura sumeria, para fabricar lo que ahora se denomina ladrillo de arcilla o cerámico, el cual era pegado con un mortero de arena y betún o alquitrán (figura 1.1).

Por la misma época, pero en otras civilizaciones, se efectuaban construcciones de mampostería aprovechando la materia prima existente en la región, como fue el caso de Egipto, donde se prefirió la roca de las montañas a lo largo del río Nilo para la construcción de las pirámides y templos, mientras que en las construcciones comunes usaron generalmente el adobe y muy raramente el ladrillo cerámico (figura 1.2).

En Grecia poseían grandes yacimientos de mármoles, por lo que adoptaron una arquitectura de lujo, usando este material para revestir la mampostería de piedra caliza pegada con mortero de cal. En otras culturas del mundo también

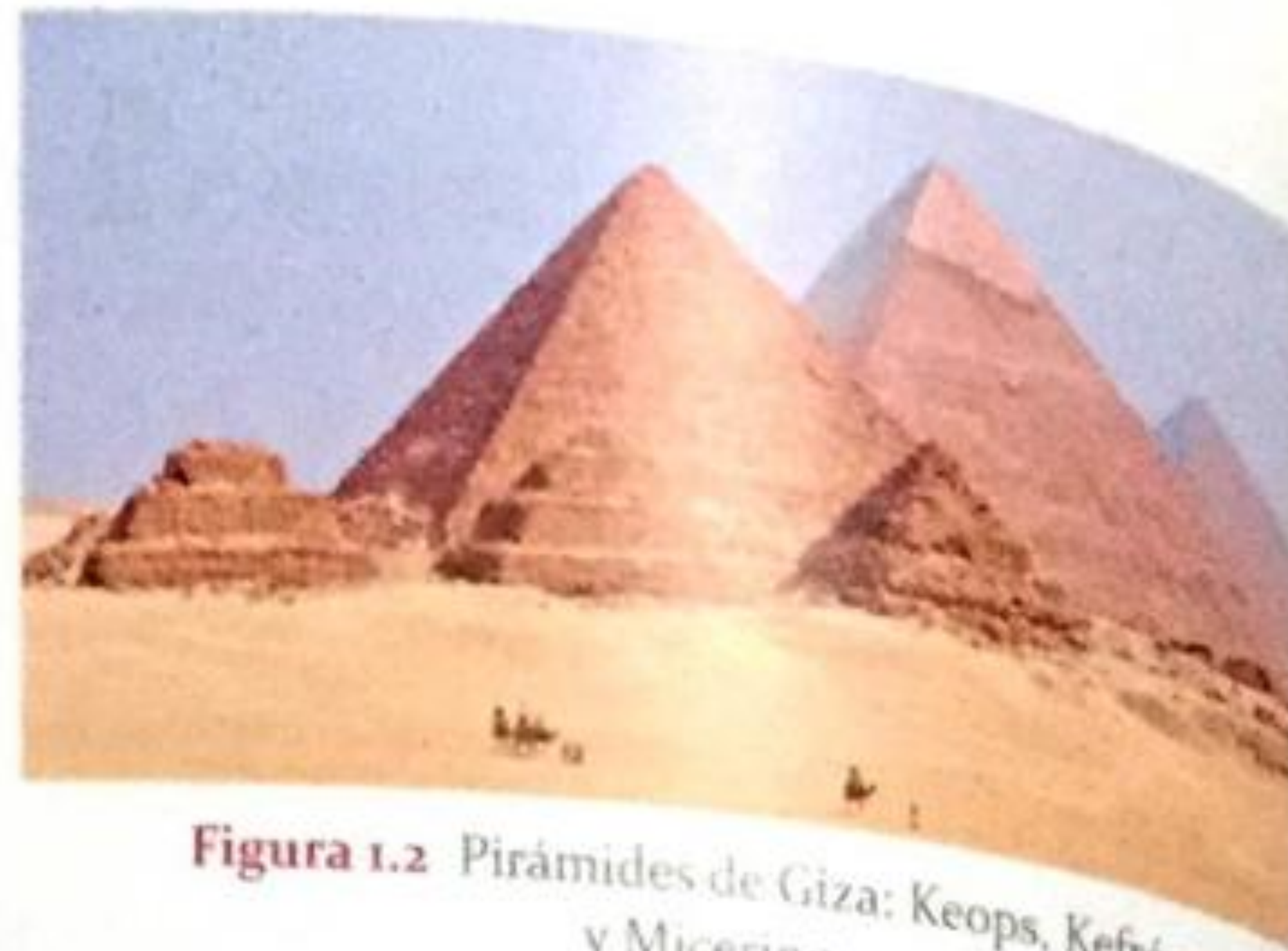


Figura 1.2 Pirámides de Giza: Keops, Kefrén y Micerino.

se utilizaba la mampostería, como es el caso de la gran muralla china y de las mezquitas y minaretes árabes (Sandström, 1970; Gallegos & Casabonne, 2005).

En Roma predominó el uso de piedra caliza, tufa volcánica, travertino y ladrillos de arcilla cocida con tecnología sumeria. Los romanos descubrieron las propiedades aglomerantes de la puzolana —polvo o “arena” de Pozzuoli, Golfo de Nápoles— mezclada con cal, e inventaron lo que hoy se conoce como concreto u hormigón, al combinarlas con agregados gruesos y agua. Además, desarrollaron nuevas tecnologías para la construcción de paredes, arcos, bóvedas, cúpulas y lucernarios de mampostería (Pannell, 1964) (figura 1.3).

La mampostería de ladrillo fue una de las artes que logró sobrevivir exitosamente después de la caída de Roma por el ataque de los bárbaros en



Figura 1.3 El Coliseo Romano.

el siglo V, difundándose desde el norte de Italia hacia el noroeste de Alemania y a los Países Bajos, en los que se desarrollaron estilos arquitectónicos propios de gran belleza, a través de la utilización del ladrillo. Para el siglo XIV, la mampostería de ladrillo ya había cruzado el Mar del Norte y se había introducido en Gran Bretaña, donde la existencia de muchas regiones arcillosas alentó el empleo del ladrillo, y superó en algunos casos a la madera, principalmente para los muros exteriores de las edificaciones (Pannell, 1964).

Asimismo, la mampostería fue muy importante en Europa occidental para controlar los incendios que con frecuencia destruían sus ciudades medievales (Gallegos & Casabonne, 2005). Tal fue el caso de Londres, que dejó de ser una ciudad de madera para transformarse en una de mampostería, al ser reconstruida después del voraz incendio que sufrió por espacio de seis días, y que la dejó convertida en cenizas a mediados del siglo XVII (Sandström, 1970).

En contraste con lo anterior, en Europa desaparecieron los morteros y el concreto de cemento puzolánico después de la caída de Roma, deteniéndose su avance por varias centurias. Durante ese tiempo todos los morteros se fabricaron con cal, hasta que la tecnología del cemento romano fue redescubierta en el siglo XVIII por John Smeaton en Inglaterra, quien, después de numerosas pruebas, seleccionó la puzolana italiana de Civitavecchia mezclada con piedra caliza de Aberthaw, para la reconstrucción del Faro de Eddystone (Pannell, 1964) (figura 1.4).

Por su parte, las culturas mesoamericanas lograron desarrollos extraordinarios en la construcción basada fundamentalmente en la mampostería de piedras naturales y artificiales. Son testimonio de lo anterior las sorprendentes edificaciones que todavía permanecen y asombran a propios y extraños. Descubrieron la actividad puzolánica de diferentes materiales, como el nejayote, las cenizas volcánicas y las arcillas calcinadas y finamente molidas.

Algunas culturas, como los mayas y los totónacas, dominaron la tecnología del concreto en

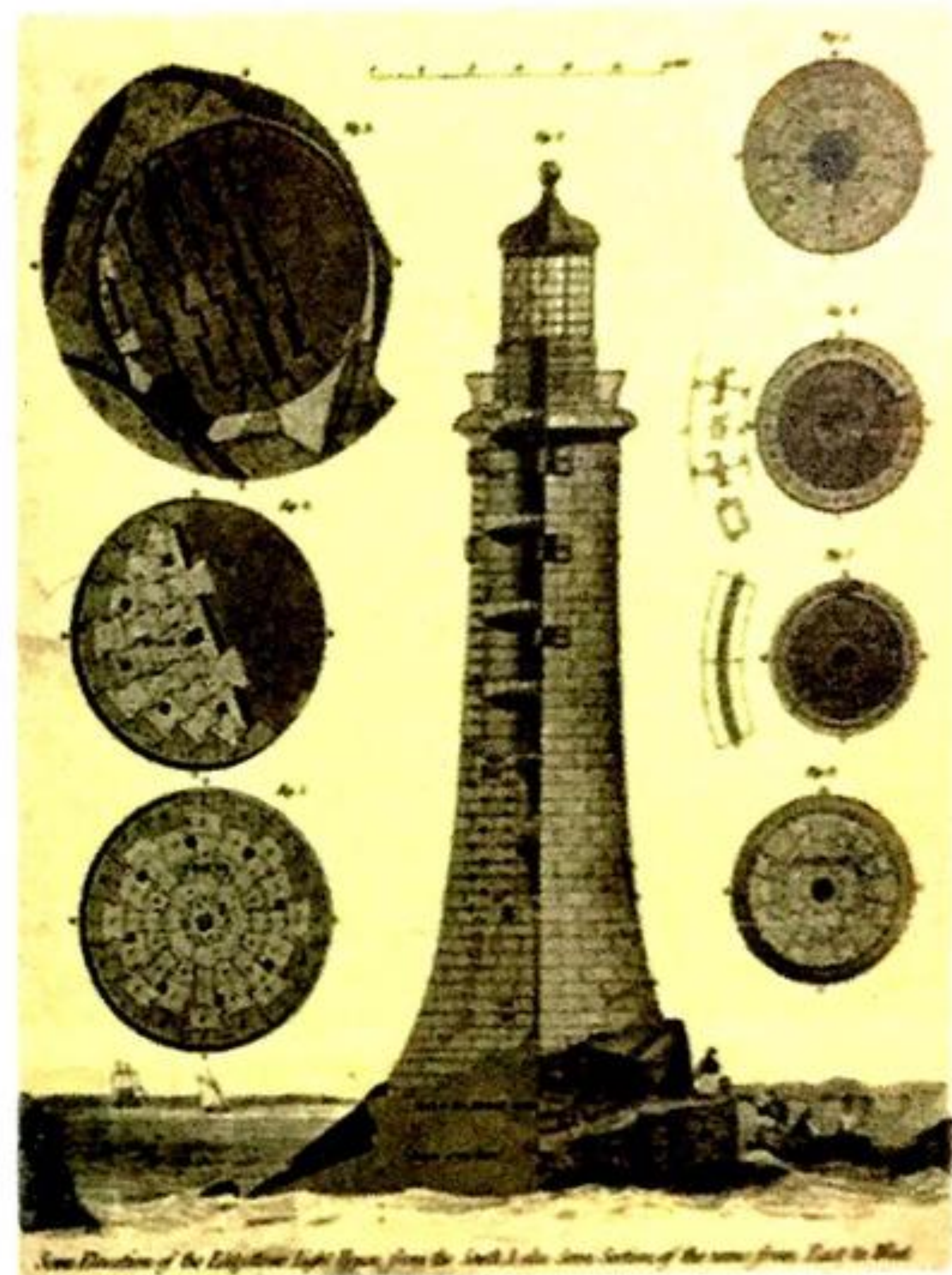


Figura 1.4 El Faro de Eddystone.

forma similar —pero independiente— a la desarrollada por los romanos (Gallegos & Ramírez, 2003).

En el aspecto estructural, la arquitectura maya se basa en tres elementos: las piedras, los cementantes y los soportes. Además, desarrollaron la bóveda “en saledizo” o arco falso, cuya silueta semeja la del arco ojival, la cual es uno de sus rasgos distintivos (figura 1.5). Merece mencionarse la tecnología de mampostería de ladrillo de arcilla cocida —muy semejante a la usada en la actualidad— desarrollada por los mayas en Comalcalco, ante la carencia de yacimientos de piedra cercanos a dicho lugar (Gallegos & Ramírez, 2003).

La mampostería de ladrillo llegó al nuevo mundo traída por los europeos, aunque como se mencionó, esta tecnología ya había sido utilizada por los mayas de Comalcalco. En México la mayoría de las grandes edificaciones civiles y religio-



Figura 1.5 Bóveda maya "en saledizo" y el gran arco maya de Labná.

En las colonias estadounidenses se produjeron grandes cantidades de ladrillo de arcilla cocida, de fabricación artesanal, empleando la misma tecnología que había sido inventada por los sumerios; y con obreros holandeses —los mejores de la colonia— edificaron lo que actualmente es la parte antigua de muchas de sus ciudades (Gallegos, 1991) (figura 1.6).



Figura 1.6 Vieja casa del Estado. Boston, Massachusetts.

Con la Revolución Industrial —que comenzó en Inglaterra—, en los siglos XVIII y XIX se extendió la aplicación de la mampostería de piedra artificial con los siguientes avances: a) el perfeccionamiento de los hornos y su complementación con maquinaria auxiliar, como molinos, trituradoras, mezcladoras, extrusoras y prensas, hasta lograr la producción continua; b) la graduada implantación de métodos científicos en sustitución de los métodos empíricos para la fabricación de las piezas de arcilla cocida, y c) la invención de la patente del cemento Portland, por Joseph Aspdin en 1824 (Straub, 1964).

A partir de entonces, el paso del tiempo trajo consigo la evolución e innovación tanto en los componentes como en los sistemas constructivos con mampostería. Merecen señalarse los siguientes acontecimientos:

- a) La construcción en 1825, por Marc Isambard Brunell, de la que se conoce como la primera obra de mampostería reforzada: dos accesos verticales al túnel bajo el río Támesis de 15 m de diámetro, 20 m de profundidad, con paredes de mampostería de 75 cm de espesor, reforzadas verticalmente con pernos de hierro forjado y horizontalmente con anillos metálicos.
- b) La invención y patente del bloque de concreto por Gibbs en 1850.
- c) La invención y patente del ladrillo silicocalcáreo por Michaelis en 1866.
- d) La invención del concreto reforzado por T. Hyatt en 1850, W.B. Wilkinson en 1854, J.L. Lambot en 1855 y F. Coignet en 1861, que culminó con las patentes obtenidas por Joseph Monier a partir de 1867.
- e) La incorporación de alambres verticales dentro de las perforaciones de los ladrillos, y de alambres horizontales embebidos en el mortero de las juntas de los muros exteriores, de 12 cm de espesor, en la iglesia Saint Jean de Montmartre de París por Anatole de Baudot (figura 1.7), quien adaptó la patente de mortero reforzado obtenida por Paul Cottancin en 1889, creando así la mampostería reforzada, semejante a la que usamos en la actualidad.
- f) La creación de la mampostería confinada por ingenieros italianos, después de la destrucción de la totalidad de las viviendas construidas con mampostería no reforzada por el sismo de 1908 en la ciudad de Messina, en la isla de Sicilia, el cual causó más de 70,000 muertes.
- g) El inicio del estudio racional de la mampostería en los Estados Unidos en 1913; y en la India en 1920, que sentaron las bases para el desarrollo y la investigación modernas sobre la mampostería estructural (Straub, 1964; Pannell, 1964; Kirby, Withington, Darling & Kilgour, 1990; Flores y Jiménez, 1985, citados por Blondet, Mayes, Kelly, Villablanca & Klingner, 1989).

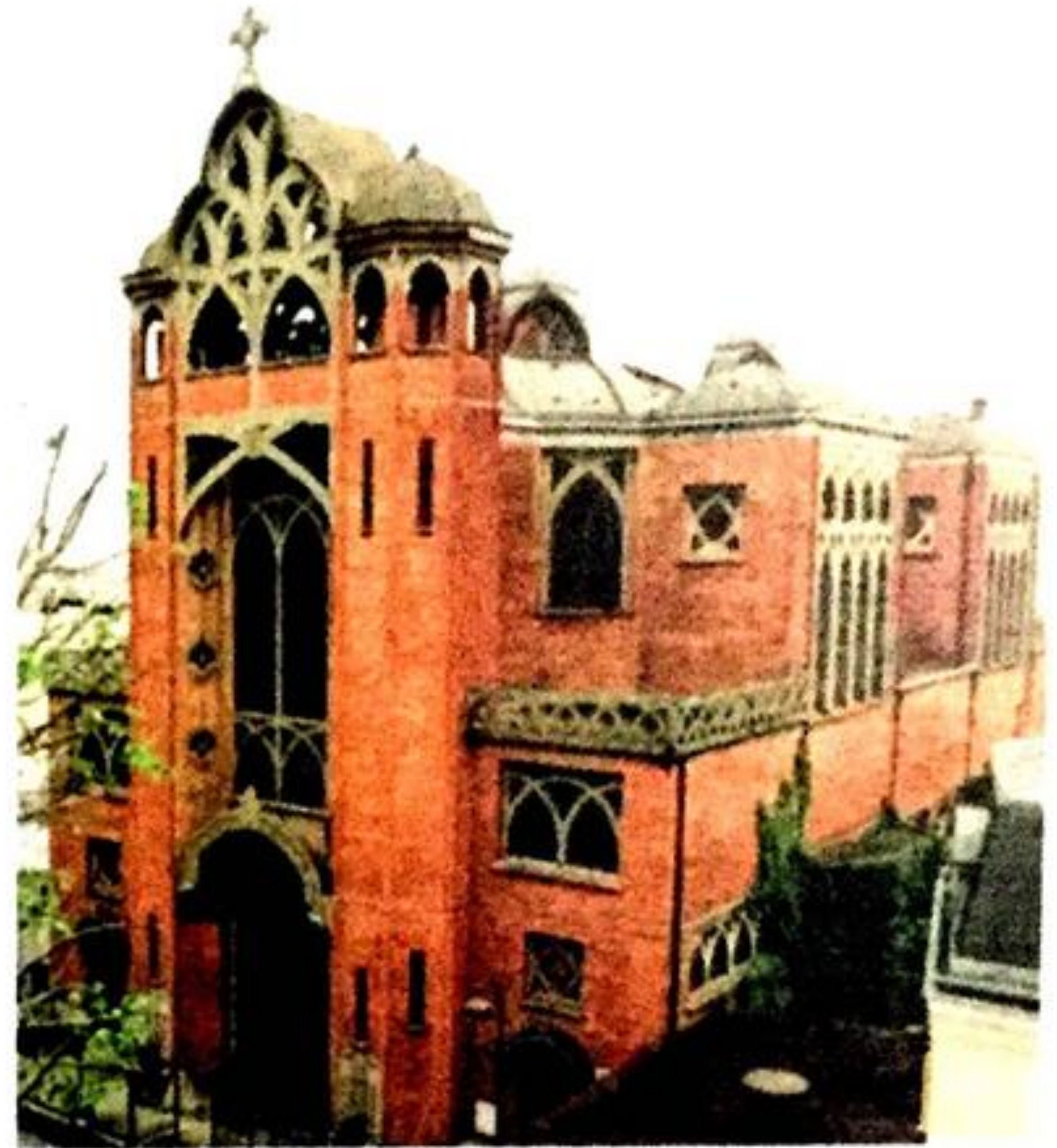


Figura 1.7 Iglesia de Saint Jean de Montmartre en París. Primera edificación de mampostería reforzada de manera semejante a la actual.

1.2. La mampostería contemporánea

Generalidades. En la actualidad se define a la mampostería como un material estructural compuesto, integrado por piezas de origen pétreo, naturales o artificiales, unidas entre sí por un mortero aglutinante. Aunque todavía se dan algunas aplicaciones en arcos, bóvedas y cúpulas (figura 1.8), el muro de piedras artificiales prismáticas es, por mucho, el elemento preponderante en la práctica contemporánea de la mampostería (figuras 1.9 y 1.10).

Desde el punto de vista de su función estructural, los muros se clasifican en: a) de carga, cargadores o portantes; b) no cargadores o no portantes, y c) muros diafragma (San Bartolomé A., 1994).

Se entiende por muros no cargadores o no portantes aquellos que no soportan carga vertical, tales como las bardas, los pretilos, los parapetos y los muros divisorios. Las solicitaciones para las que se dimensionan estos muros, son básicamente perpendiculares a su plano, como las

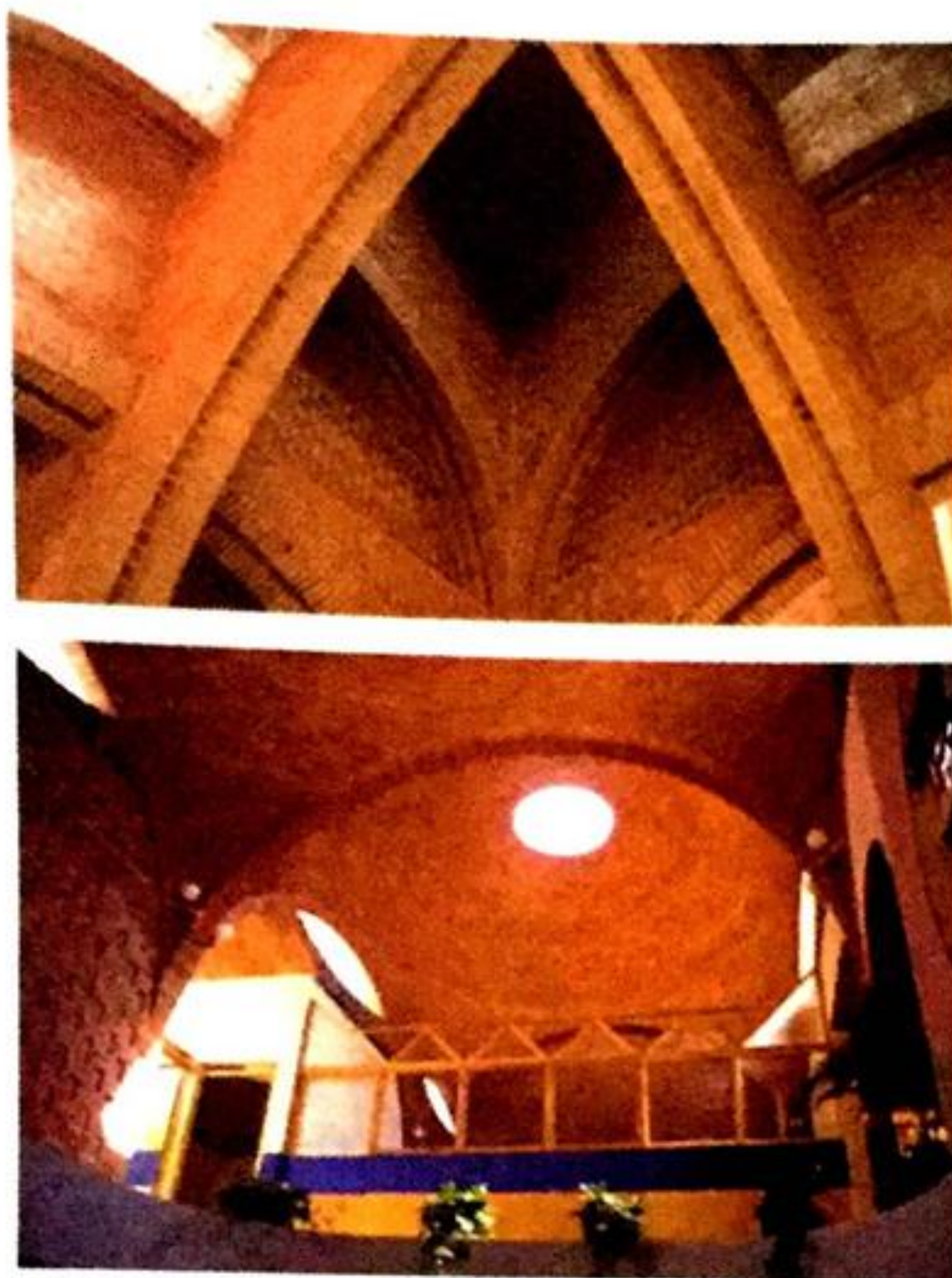


Figura 1.8 Arriba: interior de la Iglesia Episcopal de Cristo en la Ciudad de México.

(Fuente: Arq. Carlos Mijares Bracho.)

Abajo: interior de Clínica Hospital en Guanajuato.

(Fuente: Arq. Alfonso Ramírez Ponce.)

inducidas por viento o sismo. Los muros de carga, cargadores o portantes son los que se emplean como elementos estructurales para soportar todo tipo de solicitaciones, verticales y horizontales, tanto contenidas en su plano como perpendiculares a él. Los muros diafragma son los que se colocan dentro de los vanos de estructuras esqueléticas, de concreto reforzado y de acero estructural, con el objetivo de resistir las fuerzas horizontales e incrementar su rigidez lateral.

Por su propia naturaleza, la mampostería es débil a esfuerzos de tensión, ante los cuales exhibe un comportamiento frágil, caracterizado por una rápida degradación de resistencia y rigidez. Afortunadamente, este comportamiento es susceptible de mejorarse significativamente mediante la inclusión de acero de refuerzo, lo cual



Figura 1.9 Edificio de vivienda multifamiliar en la Ciudad de México. (Fuente: M.I. Raúl Jean Perrilliat.)

es relativamente sencillo de lograr en el caso de muros de mampostería de piedras prismáticas artificiales, en los que las juntas, al seguir el contorno de los bloques o ladrillos, quedan alineadas tanto horizontal como verticalmente.

En este caso, las juntas horizontales siempre deben ser continuas, mientras que las verticales deben ser discontinuas, para lo cual las unidades de mampostería en una hilada se colocan traslapándolas con las de las hiladas inferior y superior en una distancia usualmente igual a la mitad de la longitud de las piezas. Esta forma de colocación de las unidades se denomina “cuatrapeada” o “a tresbolillo”. En ningún caso debe permitirse un traslape menor a un cuarto de la longitud de las piezas. Esto es importante en virtud de que las expresiones y procedimientos de cálculo estable-



Figura 1.10 Conjunto habitacional en Bogotá, Colombia.
(Fuente: Ladrillera Santafé, S.A.)

cidos en la normativa, aplican sólo si las unidades se colocan en forma “cuatrapeada”.

De esta forma, y desde el punto de vista de la cuantía y la disposición del acero de refuerzo, es posible distinguir tres tipos de sistemas constructivos a base de muros de mampostería; a saber: a) mampostería confinada, b) mampostería reforzada interiormente, y c) mampostería simple o no reforzada (Tomazevic M., 1999).

En la mampostería confinada, el acero de refuerzo se concentra dentro de elementos de concreto, de sección transversal relativamente pequeña, denominados “castillos” y “dalas”, de dimensiones típicamente iguales al espesor del muro, que lo rodean o confinan, y cuyas funciones primordiales son: a) proporcionar continuidad a los muros, tanto entre sí como con las losas de entrepiso y azotea; y b) mejorar las capacidades de resistencia, de deformación y de disipación de energía ante sollicitaciones laterales cíclicas reversibles, como las inducidas por los sismos. En este sistema constructivo es posible, además, incorporar refuerzo embebido en algunas de las juntas horizontales de mortero entre hiladas, incrementando aún más las capacidades de deformación y de disipación de energía.

En el sistema de mampostería confinada, el procedimiento constructivo a seguir debe consis-

tir en: primero, levantar los tableros de muro, y previo cimbrado, posteriormente colar los “castillos” y “dalas” de concreto reforzado que los rodean. Además, es recomendable que los bordes verticales de los tableros de muro estén “dentalados” o cuenten con conectores o con refuerzo embebido en las juntas horizontales (figura 1.11).

En la mampostería reforzada interiormente, el acero de refuerzo se distribuye tanto en la dirección vertical como en la horizontal, colocándolo dentro de las juntas entre hiladas y dentro de las celdas de las piezas, respectivamente. Las celdas que alojan al acero de refuerzo, cuando menos, se rellenan posteriormente con concreto fluido, elaborado a base de cemento, arena y grava con tamaño máximo de 10 mm. En este sistema, el comportamiento resulta comparable al de muros estructurales de concreto reforzado (figura 1.12).

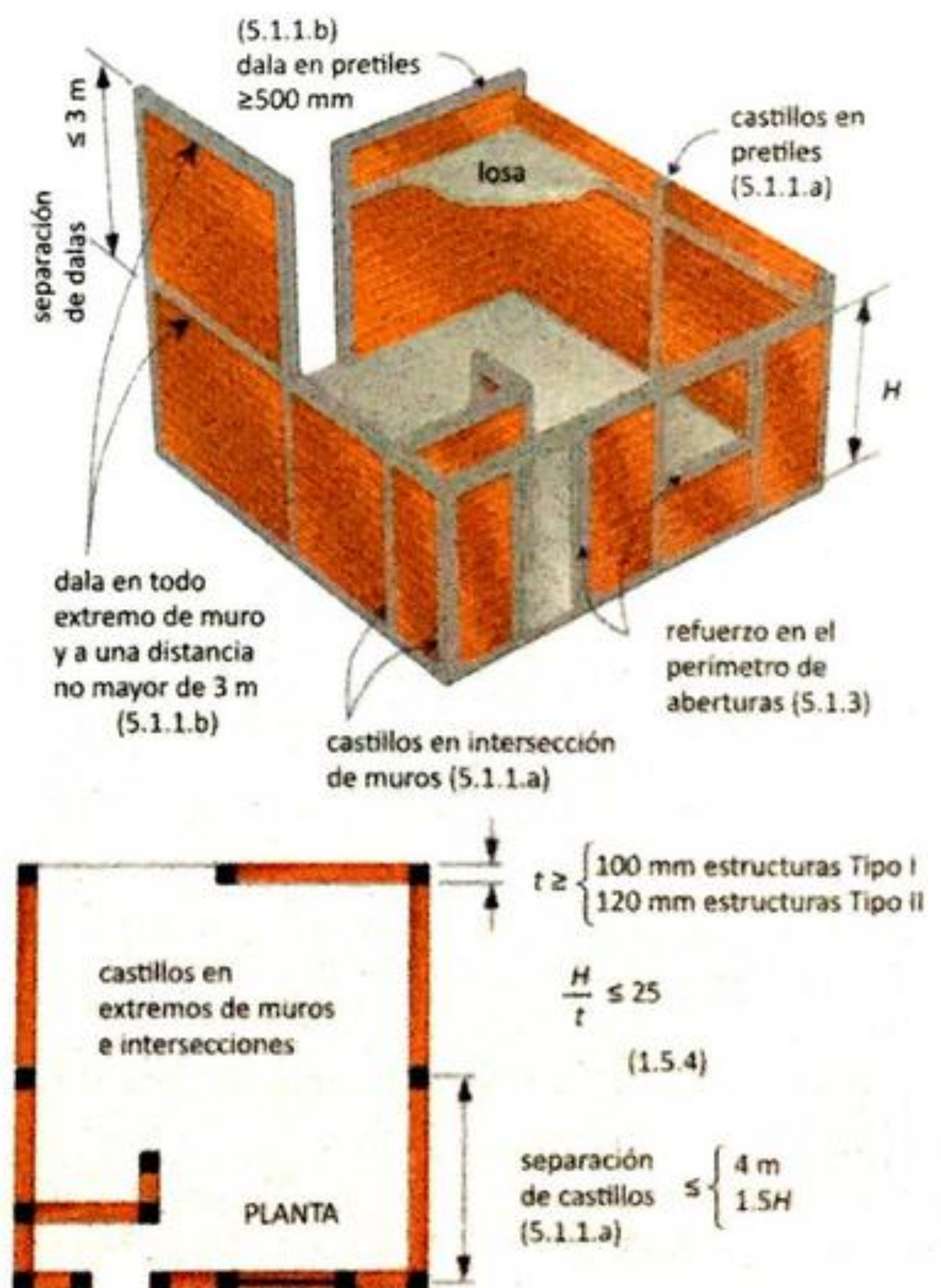


Figura 1.11 Sistema constructivo de mampostería confinada (NTC-DCM, 2017).

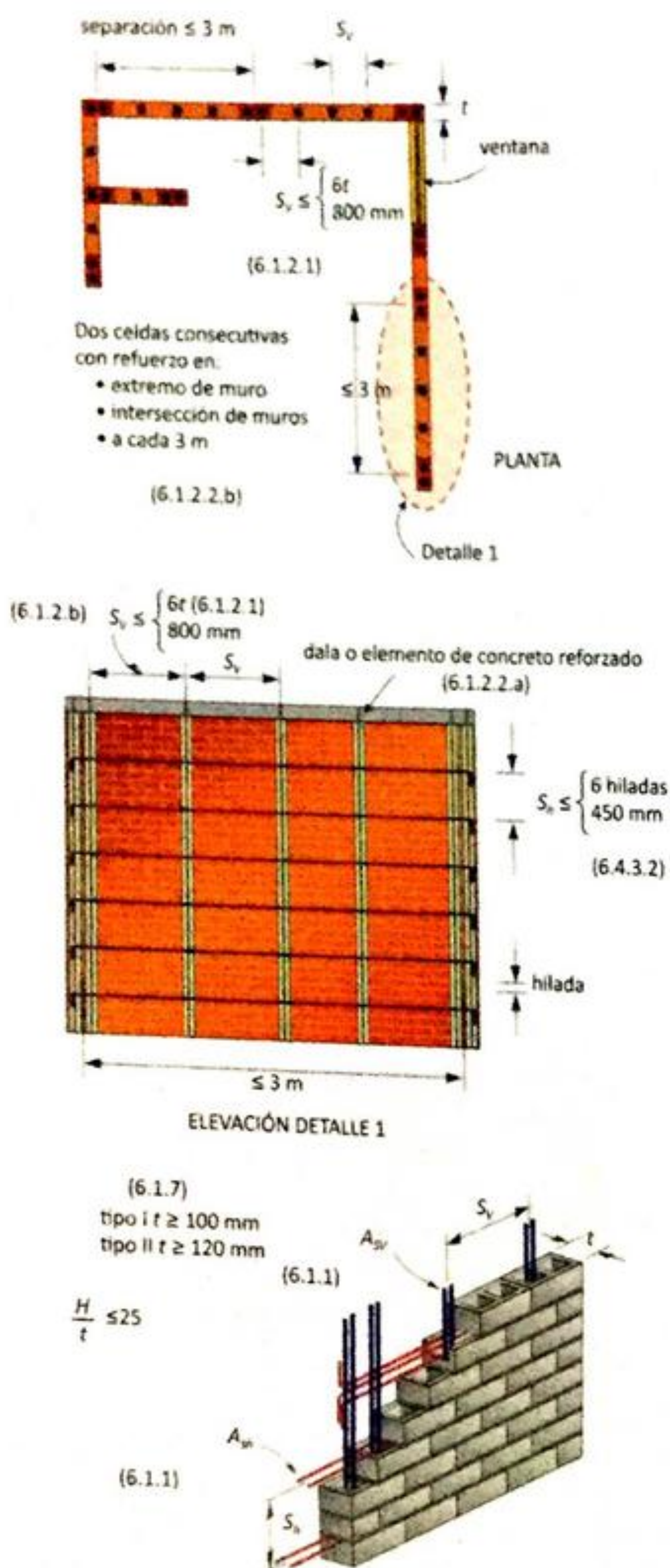


Figura 1.12 Sistema constructivo de mampostería reforzada interiormente (NTC-DCM, 2017).

Finalmente, en la mampostería simple no se coloca refuerzo alguno.

En Estados Unidos y Canadá, particularmente en regiones de clima muy frío y lluvias intensas, son muy comunes los muros dobles ("cavity wall"), los cuales se utilizan principal-

mente en las paredes exteriores para suministrar una barrera térmica y de vapor y por razones de índole arquitectónico para dotar a la edificación de fachadas estéticamente agradables.

Estos muros dobles o de "dos hojas", están constituidos por dos muros sencillos: uno exterior o de fachada y otro interior o de respaldo, separados entre sí por una cámara de aire cuyo espesor oscila entre 50 y 150 mm. Ambos muros (o ambas "hojas") se unen entre sí por medio de conectores comerciales o de anclajes fabricados en obra. En este espacio se alojan placas rígidas de aislamiento térmico y los accesorios necesarios para drenar el agua de lluvia que pudiese ingresar a través del muro de fachada y así lograr la estanqueidad de la edificación. Se dimensionan para resistir, además de su peso propio, solamente las solicitaciones eólicas y sísmicas perpendiculares a su plano.

El muro exterior o de fachada suele ser de unidades industrializadas de arcilla. Éste, a su vez, transfiere las solicitaciones fuera del plano al muro interior o de respaldo, el que usualmente es de bloques de concreto (figura 1.13).

En México, la mampostería confinada es el sistema más empleado en la construcción de viviendas unifamiliares y de edificios multifamiliares de baja y mediana altura (cuatro a cinco niveles), en los que el requerimiento de dividir el área disponible en espacios relativamente pequeños, conduce a una buena densidad de muros.

Asimismo, es también el sistema más empleado en la construcción de suntuosas residencias, inclusive de gran sofisticación arquitectónica.

En los casos en que los muros sean revestidos con aplanados, éstos se ignoran en lo que respecta a su comportamiento estructural, con excepción de recubrimientos diseñados específicamente para ese fin, como aplanados de mortero de buena resistencia reforzados con mallas de acero.

De manera semejante, el sistema constructivo de mampostería confinada es ampliamente utilizado en la mayoría de los países latinoamericanos y también —aunque en menor medida—



Figura 1.13 Muro de dos hojas, muy utilizado en Estados Unidos y Canadá (*Cavity Wall*, en inglés).

en algunos países de Asia y Europa, existiendo, desde luego, algunas particularidades de uso que varían de país a país, las cuales señalamos a continuación.

En Colombia se utilizan tanto ladrillos macizos de arcilla cocida de fabricación artesanal, como unidades sólidas y huecas de fabricación industrial. En todas las ciudades importantes de ese país se fabrican bloques huecos de concreto; sin embargo, el ladrillón macizo de concreto no se utiliza.

En la ciudad de Bogotá se usa además el ladrillo silicocalcáreo. El sistema constructivo que predomina para edificaciones de mediana altura, es el de mampostería confinada, que se empezó a utilizar en la década de los años treinta del siglo pasado. La mampostería simple se usa en edificaciones no mayores de dos pisos y en regiones de bajo riesgo sísmico. Para el caso de edificios altos, con más de diez pisos, se usa la mampostería reforzada interiormente, la cual fue introducida a ese país en los años setenta del siglo pasado (García & Yamin, 1994).

En años recientes se han construido edificios en zonas de alto y mediano riesgo sísmico, hasta de 45 y 60 m de altura, respectivamente, de mam-

postería reforzada interiormente "totalmente inyectada", conformada por unidades de arcilla y morteros de pega de alta resistencia, así como en combinación con muros de concreto reforzado (Arango-Tobón, 2005, 2011) (figura 1.14).

En Perú, la mampostería confinada —como sistema constructivo— se utiliza desde la década de los años cuarenta del siglo pasado. En cuanto a las piezas, predomina el uso de ladrillos de fabricación industrial, de arcilla o silicocalcáreos, sólidos o multiperforados con no más de 25% de área de huecos. También se usan ladrillos de concreto, en cantidades menores. En general, los bloques de concreto no se utilizan. A partir de la década de los ochenta del siglo pasado se ha venido popularizando el uso de mampostería reforzada interiormente de manera similar a como se usa en Estados Unidos, excepto que en lugar de



Figura 1.14 Edificios altos en Colombia, estructurados con muros de mampostería y muros de concreto reforzado. (Fuente: Ing. Jesús Arango Tobón.)

bloques de concreto, se usan ladrillos huecos de cerámica o silicocalcáreos. También en los últimos años se ha desarrollado un sistema constructivo de mampostería reforzada interiormente utilizando unidades apilables de diseño especial, sin mortero de pega, con alvéolos verticales y canales horizontales, donde se coloca refuerzo en ambas direcciones y se rellenan de concreto fluido (Gallegos, *Masonry in Peru*, 1994; Gallegos & Casabonne, 2005) (figura 1.15).

En Venezuela predomina la mampostería confinada de bloques de concreto (Castilla, 1998), y en menor proporción se ha venido utilizando también la mampostería reforzada interiormente, tanto con bloques de concreto pegados con mortero, como con unidades apilables de junta seca, de manera semejante al sistema desarrollado en Perú (Casabonne, 1994). En Ecuador se utiliza mayormente la mampostería confinada de bloques de concreto (Vaca, 1991).

En Cuba, hasta la década de los sesenta del siglo pasado se utilizó la mampostería simple de ladrillos de barro cocido de fabricación artesanal para viviendas de uno y dos niveles. A partir de los años setenta del siglo XX, la mayoría de las piezas que se utilizan son de producción industrializada, principalmente ladrillos huecos de arcilla y bloques huecos de concreto. Para edificaciones de vivienda multifamiliar hasta de cinco pisos de altura, predominan los sistemas constructivos a base de elementos prefabricados de concreto reforzado, con muros de relleno de mampostería simple (De las Cuevas, 2001; Ruiz-Alejo, 2005; Navarro-Campos, 2007).

En Chile y Argentina predomina el uso de la mampostería confinada de ladrillos macizos de arcilla cocida, de fabricación artesanal, aunque también se utilizan bloques huecos industrializados de arcilla y de concreto. En los casos de mampostería reforzada interiormente, su utilización es prácticamente igual que en Estados Unidos cuando las unidades son bloques de concreto, pero se dan algunas diferencias cuando se usan piezas huecas de arcilla (Hidalgo, 1994; Casabonne, 1994; Decanini, Payer & Ochat, 1991).

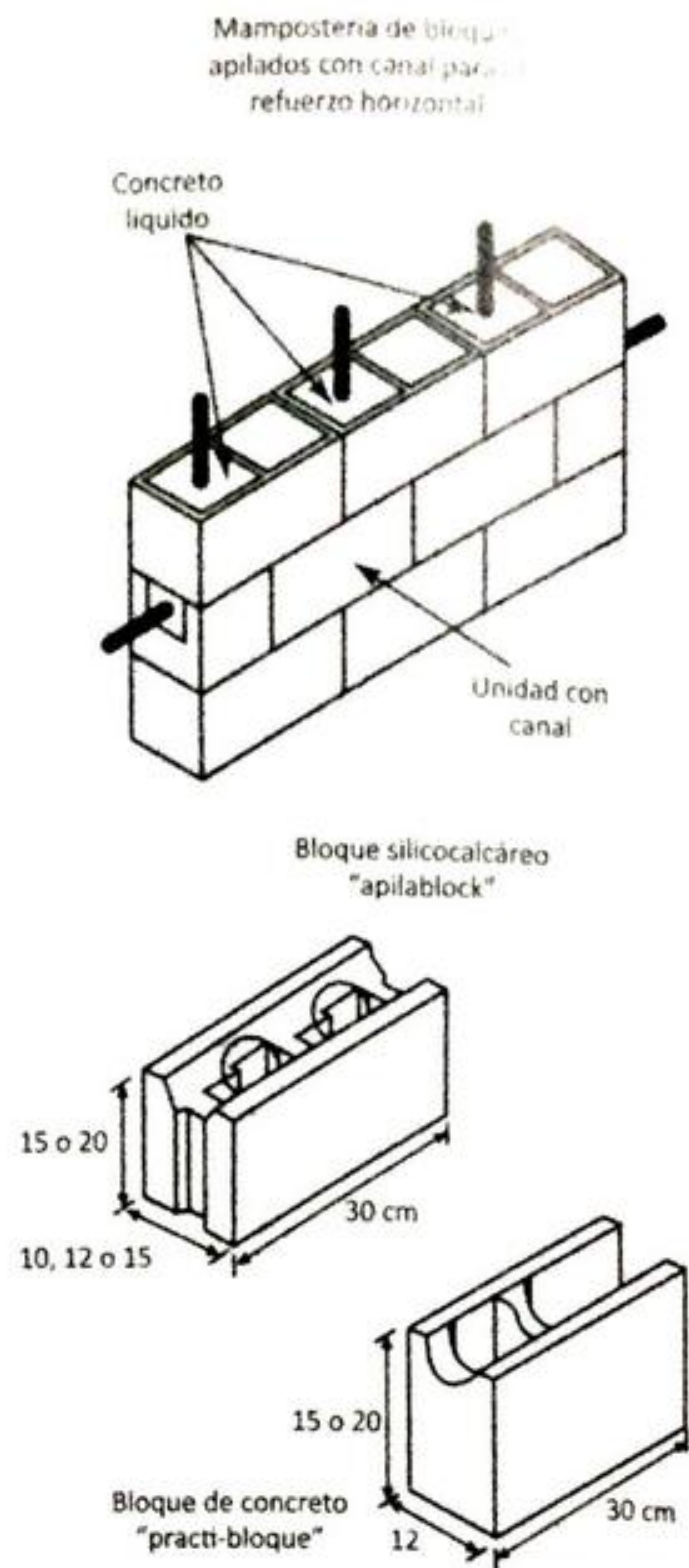


Figura 1.15 Sistema constructivo desarrollado en Perú, de unidades apilables de mampostería (Gallegos & Casabonne, 2005).

En Honduras, en proyectos estatales de vivienda predomina el uso de mampostería simple de bloque de concreto y de arcilla, usándose en algunos casos la mampostería confinada (Zúñiga, 1991). En las zonas urbanas de la República Dominicana predomina el uso de bloques huecos de concreto, mientras que el ladrillo cocido de arcilla se usa muy poco (O'Reilly, 1991).

En las zonas urbanas de El Salvador, el sector formal de la construcción utiliza tanto la mampostería confinada como la reforzada interiormente (Hernández-Flores, 1991). En Nicaragua, la mampostería confinada de ladrillo rojo cocido de arcilla, y de ladrillos y bloques huecos de con-

creto, es el sistema más utilizado después de los sistemas constructivos tradicionales de “taquezal” y de madera (Suazo & González, 1991).

Costa Rica es la excepción a todo lo anterior, ya que, aunque por muchos años el sistema constructivo más popular fue el de mampostería confinada de unidades de arcilla sólidas y huecas, a partir de la segunda mitad del siglo pasado los bloques huecos de concreto fueron ganando posición en el mercado, de tal forma que en la actualidad son prácticamente las únicas piezas que se utilizan, tanto para fines no estructurales como estructurales, en las modalidades de mampostería reforzada interiormente y mampostería mixta, es decir, reforzada interiormente y confinada a la vez (Bermúdez, 1994; Gamboa, 1997).

La mampostería confinada, como sistema constructivo para edificaciones de vivienda de baja y mediana altura, también se emplea en algunos países europeos y asiáticos, como Eslovenia, Italia, Serbia, Portugal, Grecia, Irán, Argelia, Marruecos, Indonesia, Pakistán y China, en los que se utilizan tanto unidades de arcilla de fabricación artesanal e industrial, como piezas de concreto sólidas y huecas, según se infiere de lo señalado por algunos investigadores en sus publicaciones (EERI/IAEE, 2010).

Por otra parte, la mampostería reforzada interiormente es la única opción utilizada en países como Estados Unidos, Canadá, Nueva Zelanda y Japón, en los que ya se tienen prácticas bien establecidas para su eficiente y confiable construcción. Por excepción, en algunos casos de edificios altos, puede ser necesario el uso de muros dobles de mampostería reforzada interiormente, unidos entre sí mediante conectores.

En la figura 1.16 se muestra el caso de un edificio de 17 pisos construido en Estados Unidos con mampostería de este tipo, en el cual no se reportaron daños estructurales después del sismo de Northridge en 1994 (Klingner R., 2004).

En México, sin embargo, la mampostería reforzada interiormente no ha cobrado auge, ya que “no se ha podido implantar una práctica local para su correcta ejecución”. Prueba de ello es que



Figura 1.16 Edificio de 17 niveles de mampostería reforzada interiormente en Northridge, Estados Unidos, sin reporte de daños estructurales después del sismo de 1994 (Klingner R., 2004).

“en diversos casos en que se ha aplicado, se ha encontrado que el refuerzo no se había colocado en la cantidad y posición adecuadas y que el colado de los huecos interiores se había efectuado de manera defectuosa” (Meli R., 1994). A 24 años de distancia de la cita inmediata anterior, la situación ahí descrita continúa prevaleciendo, aunque en menor medida, dado que, sin duda, se han establecido mejoras significativas en la práctica constructiva de este sistema.

El uso de la mampostería reforzada interiormente en América Central y del Sur, varía de país a país, pero en todos los casos solamente se utili-

zan muros sencillos o de una hoja. El uso estructural de muros dobles en América Latina es una verdadera excepción, y cuando llegan a utilizarse, se hace únicamente con propósitos arquitectónicos, de aislamiento y de estanqueidad, es decir, semejantes a los muros de dos hojas (*cavity wall*), ya descritos en párrafos anteriores.

El buen comportamiento ante sollicitaciones sísmicas observado en diversos países del mundo en la mampostería correctamente reforzada y construida, así como los casos de fallas y colapsos de edificaciones, claramente imputables tanto a errores de diseño como a malas prácticas constructivas, dieron un fuerte impulso —a partir de la década de los años cincuenta del siglo pasado— a extensos programas de investigación, principalmente de carácter experimental, en afán por determinar tipos y configuraciones, así como procedimientos para su análisis y diseño racionales; sin embargo, fue a partir de la década de los ochenta del siglo XX, que cobraron mayor importancia tanto en países latinoamericanos como europeos y asiáticos.

Es pertinente hacer notar que la evolución que ha traído el paulatino paso del tiempo en la mampostería, se ha dado en el utillaje o herramientas y en los componentes que la conforman —piezas y mortero—, no así en la forma de colocación, que sigue siendo a mano, por lo que el factor humano continúa siendo un elemento fundamental en la calidad del producto terminado. Esta realidad, aunada al hecho de que el desarrollo de la mampostería ha seguido diferentes rutas en cada país, o inclusive dentro de un mismo país, dio como resultado que actualmente exista una gran diversidad de materiales y procedimientos constructivos, lo cual hace muy difícil su comparación entre regiones de un solo país, y aún más entre un país y otro.

Es por ello que los trabajos experimentales realizados por los diferentes investigadores alrededor del mundo, en su afán por caracterizar el comportamiento de la mampostería confinada para las condiciones particulares imperantes en sus propios países, reportan el estudio de las mis-

mas variables en forma repetitiva, aparentemente redundante; a saber: el tipo y la calidad de las piezas o unidades de mampostería, así como del mortero de pega; el tipo, calidad y disposición del acero de refuerzo; el tipo de carga —monótona o cíclica— y sus características de aplicación; las dimensiones y relación de aspecto de los muros; la magnitud del esfuerzo vertical; el grado de acoplamiento entre muros y la influencia de aberturas de diferente tamaño, entre otras.

El caso de México. En nuestro país, en la década de los sesenta del siglo pasado —después de los sismos de 1957— se emprendió un extenso programa de investigación sobre mampostería en el Instituto y en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, el cual ha continuado casi ininterrumpidamente hasta la fecha.

Este programa comenzó con el ensayo a compresión axial de 47 muros de mampostería de ladrillo de barro recocido, de ladrillo silicocalcáreo y de bloques huecos de concreto y de barro recocido (Esteva, 1961), y con el ensayo de 28 muros diafragma de mampostería de ladrillo de barro recocido, de bloque hueco de concreto y de ladrillo de concreto ligero como relleno de los vanos de marcos rígidos de concreto reforzado, sometidos a distorsiones laterales cíclicas controladas (Esteva, 1966).

En una segunda etapa se estudiaron la ductilidad y la disipación de energía, y la variación de estas propiedades con la repetición de ciclos de carga, mediante: a) el ensayo de 18 muros de mampostería de bloque hueco de concreto y de ladrillo hueco de barro recocido, sometidos a carga lateral alternada (Meli, Zeevaert & Esteva, 1968); y b) el ensayo de 46 muros de mampostería confinada de bloque hueco de concreto y de ladrillo de barro recocido macizo y hueco, sometidos a cargas laterales monotónicamente crecientes y alternadas (Meli & Salgado, 1969).

También se llevó a cabo el ensayo a compresión axial de 26 muros de mampostería de bloque de concreto, de ladrillo de barro recocido macizo

y hueco y de ladrillo ligero fabricado con arena de tepetate, cemento Portland y asfalto (Madinaveitia & Rodríguez, 1970), y el ensayo de 36 muros de mampostería de ladrillo de barro macizo y hueco y de bloque hueco de concreto, sometidos a cargas verticales excéntricas (Madinaveitia, 1971).

La siguiente etapa tuvo como propósito conocer las propiedades de los materiales componentes de la mampostería, así como las del conjunto, y sus modos de falla ante sollicitaciones básicas, y definir ensayos sencillos para determinar propiedades índice que pudiesen asociarse con el comportamiento de los muros. En esta etapa se realizó el estudio estadístico de las propiedades mecánicas de siete tipos de piezas de mampostería producidas en la Ciudad de México (Meli & Hernández, 1971), y el estudio estadístico de pilas a compresión axial, de muretes a compresión diagonal y de tercias a cortante por las juntas, fabricados con esos siete tipos de piezas (Meli & Reyes, 1971).

En otra etapa se estudió la relación distorsión-agrietamiento mediante el ensayo de 20 muros y 200 muretes de mampostería de ladrillo de barro macizo y hueco y de ladrillo silicocalcáreo, sometidos a compresión diagonal (Meli & Hernández, 1975). Poco después se ensayaron 15 muros de mampostería de bloque de concreto y de ladrillo hueco de barro recocido, confinada y reforzada interiormente, sometidos a carga lateral alternada (Hernández & Meli, 1976), y muros de mampostería de bloque de concreto de junta seca, unida con aplanados de mortero de fibra de vidrio (Hernández O., 1977).

Las etapas descritas culminaron con la presentación —en forma global— de los resultados recogidos en los distintos estudios realizados, conjuntamente con algunas observaciones de los efectos en las estructuras causados por sismos que ocurrieron en esa época, y con recomendaciones sobre el diseño sísmico de estructuras a base de muros de mampostería (Meli R., 1979).

En la década de los ochenta se realizaron estudios con el objetivo principal de proponer re-

comendaciones para mejorar el comportamiento de muros de mampostería de adobe ante sollicitaciones sísmicas, material con el que están construidas la mayoría de las viviendas en las áreas rurales y poblaciones pequeñas de nuestro país (Bazán, Padilla & Meli, 1980; Hernández, Meli, Padilla & Valencia, 1981).

En esa misma época, se introdujeron al mercado nacional varillas de acero laminadas en frío y armazones electrosoldados prefabricados con ellas, tanto para reforzar los castillos y dadas, como para incorporar refuerzo en las juntas horizontales. Para estudiar el efecto de la utilización de esos productos como refuerzo de los elementos confinantes, se llevó a cabo el ensayo de cuatro muros de mampostería de ladrillo macizo de barro recocido, reforzados con acero de grados 42 y 50 (Hernández & Guzmán, 1987; Hernández O., 1991).

Posteriormente, con el objetivo de encontrar modalidades de refuerzo distintas de las convencionales, que pudiesen redundar en mejoras a la resistencia y a la capacidad de deformación, se ensayaron nueve muros construidos con ladrillo industrializado de barro multiperforado, utilizando varillas y alambres de acero de grados 42 y 60, dispuestos en diferentes configuraciones y combinaciones (Hernández & Guzmán, 1996; Hernández O., 1998; Hernández & Basilio, 2000).

A fines de la década de los noventa, se ensayaron tres muros de mampostería confinada de barro macizo recocido, a escala 1:3, sometiéndolos a una excitación armónica en mesa vibradora, con el objetivo de estudiar la influencia de la relación de aspecto y la efectividad de aplanados de mortero reforzados con malla electrosoldada, como técnica para rehabilitación estructural (Alcocer, Murià & Peña, 1999; Alcocer & Murià-Vila, 2000).

Debido a las consecuencias catastróficas de los sismos de septiembre de 1985, surgieron iniciativas para fundar un organismo especializado que estudiara los aspectos técnicos de la preven-

ción de desastres: a) el gobierno federal publicó, el 6 de mayo de 1986, ocho meses después de los sismos, el decreto por el cual se estableció el Sistema Nacional de Protección Civil; b) la Universidad Nacional Autónoma de México decidió estimular a personal académico para que se dedicara a actividades de investigación en materia de prevención de desastres, y c) el gobierno de Japón ofreció apoyo a nuestro país en lo relativo a la prevención de desastres sísmicos.

Las tres iniciativas mencionadas, concurrieron en la creación, el 19 de septiembre de 1988, del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) con carácter de órgano administrativo desconcentrado, jerárquicamente subordinado a la Secretaría de Gobernación. La Universidad Nacional Autónoma de México proporcionó el terreno para su construcción, y gracias a las aportaciones del gobierno japonés, tanto de índole económico como técnico, se construyeron las actuales instalaciones, que fueron inauguradas el 11 de mayo de 1990.

Sin duda, la creación y el desarrollo del CENAPRED fueron posibles, en gran parte, por el apoyo del gobierno de Japón. En el inicio de sus operaciones, se suscribió un convenio de cooperación técnica Japón-México que comprendió: a) el envío al CENAPRED de una misión de expertos japoneses para la planeación y la ejecución de proyectos conjuntos; b) la capacitación en Japón del personal mexicano, y c) la donación de equipo de laboratorio, entre otros.

A partir de su creación, el CENAPRED sumó a las investigaciones del Instituto y de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, el programa que se lleva a cabo desde entonces sobre seguridad sísmica de la vivienda económica (Alcocer & Meli, 1995; Alcocer S., 1996). La parte experimental de este programa incluye el ensayo de componentes y sistemas estructurales de mampostería confinada, a escala natural, para estudiar su comportamiento ante sollicitaciones sísmicas (Alcocer, Sánchez & Meli, 1993; Alcocer, Meli, Sánchez & Flores, 1994; Alcocer, Sánchez, Vázquez & Díaz, 1994; Álvarez & Alcocer, 1994; Alcocer, Aguilar &

Cano, 1995; Alcocer, Zepeda & Ojeda, 1997; Flores & Alcocer, 1998).

Desde el comienzo de este siglo y hasta la fecha, los trabajos de investigación, tanto de carácter experimental como analítico, en torno a las estructuras de mampostería, han continuado con ímpetu renovado no sólo por los académicos del II-UNAM y del CENAPRED, sino también por académicos de la UAM y por destacados profesionales de la práctica. Como testimonio de ello, sin pretender ser exhaustivos, baste citar aquí solamente algunos de los trabajos más representativos:

- a) Los estudios consistentes en la construcción y el ensayo en mesa vibradora de modelos tridimensionales a escala reducida, representativos de las viviendas de mampostería confinada, unifamiliares y multifamiliares, más comunes en el país, con la finalidad de proponer una metodología de diseño basada en los desplazamientos de la estructura, asociados a diferentes niveles de desempeño (Alcocer, Arias & Vázquez, 2004; Arias, Alcocer & Vázquez, 2004; Barragán, Arias, Vázquez & Alcocer, 2005; Arias, 2005; Barragán, 2005; Vázquez, 2005).
- b) Los ensayos de muros con aberturas, con y sin refuerzo en su perímetro (Flores, Mendoza & Reyes, 2004); los ensayos de los mismos muros rehabilitados (Flores, Mendoza & Reyes, 2004; Flores & Mendoza, 2007); los ensayos de muros a compresión pura (García, Flores & Reyes, 2004; León, Flores & Reyes, 2004); y los ensayos de muros con refuerzo interior para el estudio del traslape de las barras alojadas en las celdas (Flores & Mendoza, 2010).
- c) Los ensayos de mampostería rellena y el proyecto de un prototipo de edificio de cinco niveles para vivienda multifamiliar económica (Pérez-Gómez & Jean, 2000); el estudio paramétrico encaminado a revalorar el factor de área efectiva establecido en las NTC-DCEM (2004) cuando se utiliza el método simplifi-

cado de análisis (Tena-Colunga, Pérez & Cano, 2002); el estudio del impacto de los errores constructivos en el desempeño de las edificaciones de mampostería ante sollicitaciones sísmicas (Rodríguez, Rangel & Jean, 2008); y el estudio para la evaluación de la aplicación del análisis modal espectral en combinación con el modelo de la columna ancha, en un prototipo de vivienda de dos niveles de mampostería reforzada interiormente (Martínez, Miranda, Pérez-Gómez, & Pérez-Pérez, 2008).

- d) Los ensayos cíclicos de dos muros de mampostería de la modalidad “combinada y confinada” que se emplea actualmente en algunas zonas sísmicas de México (Tena-Colunga, Juárez-Ángeles & Salinas-Vallejo, 2009); el estudio encaminado a sentar las bases para el diseño de edificios altos de mampostería confinada en la Ciudad de México (Espinosa, Terán, Zúñiga & Jean, 2012); la propuesta de actualización de los valores índice estipulados en las NTC-DCEM (2004) de la resistencia a la compresión de mamposterías de piezas de concreto sólidas fabricadas con la materia prima de mayor uso en el Valle de México (Tena-Colunga, Liga, Pérez & González, 2016); y la propuesta de adaptación del método simplificado de las NTC-DCEM (2004) para el diseño de estructuras con base en muros de carga aisladas sísmicamente (Tena-Colunga, 2016).
- e) El proyecto emprendido por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural con el objetivo fundamental de brindar recomendaciones para el análisis estático y dinámico de estructuras de mampostería confinada orientadas a sugerir —a los ingenieros de la práctica— modelos basados en la teoría elástica lineal, de tal forma que los resultados sean congruentes con la normatividad vigente.

Este proyecto incluyó la revisión de los métodos para el modelado y el análisis de estructuras de mampostería de uso común en la práctica profesional, y su comparación y calibración contra los resultados de un programa de investigación ex-

perimental que consistió en el ensayo ante carga lateral cíclica de una serie de diez muros de mampostería confinada contruidos con piezas multiperforadas de arcilla industrializada.

Dicha serie se conformó por siete muros cerrados con relaciones de aspecto $0.27 \leq H/L \leq 2.1$, todos de 250 cm de altura y 12 cm de espesor; dos muros con abertura en forma de ventana y un espécimen constituido por dos muros perpendiculares entre sí, con sección transversal en planta en forma de “T” (Pérez-Gavilán, Flores & Olalde, 2008; Pérez-Gavilán, Flores & Cruz, 2009).

Aportaciones benéficas para la sociedad. De los conocimientos del material y de su comportamiento estructural adquiridos a partir de los trabajos de investigación que se iniciaron desde principios de la década de los años sesenta del siglo pasado bajo el impulso eximio y sostenido del doctor Roberto Meli Piralla, tanto como investigador en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, como coordinador de investigación y director general del Centro Nacional para la Prevención de Desastres, y con la incorporación de nuevas generaciones de profesionales, se derivaron aportaciones muy significativas que han redundado en beneficio de la sociedad en general, al poder contar con viviendas y edificaciones cada vez más confiables y seguras.

En este orden de ideas, destacan las sucesivas versiones de la normativa mexicana que han sido referentes a escala mundial en esta materia: a) las disposiciones relativas a las edificaciones de mampostería incluidas en el capítulo XXVI del Reglamento de Construcciones y Servicios Urbanos del Distrito Federal de 1966; b) la edición de las primeras Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de 1976 y sus actualizaciones subsecuentes de 1985, 1987, 1989, 1995 y 2004 (Alcocer y otros, 2003; RCDF, 2004; NTC-DCEM, 2004), y c) la última versión con vigencia efectiva a partir del 15 de diciembre de 2017 (NTC-DCEM, 2017).

De particular relevancia ha sido la publicación —por la Sociedad Mexicana de Ingeniería

Estructural— de la *Guía para el Análisis de Estructuras de Mampostería* y del libro *Análisis de Estructuras de Mampostería*, ambos como resultado del trabajo del Comité de Mampostería, bajo la presidencia del doctor Juan José Pérez-Gavilán Escalante (SMIE, 2012; SMIE, 2015).

Otras entidades federativas. Dentro de este contexto, a partir de los últimos años del siglo pasado, se han realizado trabajos de investigación experimental y analítica en otras instituciones y en otros estados de la República.

Sin afán de ser exhaustivos, mencionaremos algunos de ellos: a) Colima: Tejeda y Silva (2002); Cárdenas, Licea & Orduña (2009); Sánchez y otros (2010); Valencia, Meneses, Sánchez y Orduña (2016); b) Chiapas: Ruiz-Sibaja y Aguilar (2006); González, Aguilar & Gómez (2008); c) Guerrero: Chavelas, Sánchez y Arroyo (2002); Ortega y Arroyo (2008); d) Jalisco: Urzúa-Pineda (1999); Escobedo y Urzúa-Pineda (2002); Hernández y Urzúa-Pineda (2002), y e) Estado de México: Torres (2007); Vera, Morales, Albiter y Miranda (1998); Ramírez y Carreón (2002); Tena-Colunga, Juárez y Salinas (2009).

También se realizan trabajos de investigación experimental y analítica en: a) Michoacán: Alarcón-Chaires & Alcocer (1997); Ruiz, Terán & Zúñiga (2010); Cruz-Díaz y García (2012); b) Nuevo León: Treviño y otros (2004); Treviño y otros (2014); c) Puebla: De Gante y otros (2002); d) Querétaro: Arroyo, Cabrera y Muñoz (2002); e) Sinaloa: Quiñones y otros (2008); Quiñones y otros (2010), y f) Yucatán: Varela y otros (2008); Varela, Moreno y Fernández (2012); Navarrete, Varela y Fernández (2014); Fernández, Solís y Varela (2016).

Investigadores en otros países. Además de México, en otros países de América Latina, un buen número de investigadores se han ocupado de la mampostería, entre los que destacan: Crisafulli, Decanini, Ochat, Michelini y Olivencia en Argentina; Yamin, García y Arango en Colombia; Gutiérrez, Bermúdez y Cruz en Costa Rica; Hi-

dalgo, Astroza, Delfín, Lüders y Moroni en Chile; O'Reilly en República Dominicana; Vaca en Ecuador; Hernández en El Salvador; Gándara en Guatemala; Zúñiga en Honduras; Gallegos, San Bartolomé, Blondet, Casabonne, Quiun, Bariola y Pastorutti en Perú; y Carvajal, Castilla y La Fuente en Venezuela.

En Estados Unidos de Norteamérica sobresalen las aportaciones del Comité Técnico Coordinador para la Investigación de Mampostería (Wallace, Klinger & Shuller, 1998), cuyo trabajo durante diez años culminó con el establecimiento de las bases técnicas para el diseño por estados límite de edificaciones de mampostería reforzada interiormente y de sus componentes en zonas sísmicas.

Mención especial merecen las investigaciones realizadas a partir de la última década del siglo pasado en Eslovenia por Tomazevic (1999), Tomazevic & Vlechovsky (1992), Tomazevic & Weiss (1994), Tomazevic, Klemenc, Petkovic & Lutman (1996), Tomazevic & Klemenc (1997a, 1997b), Tomazevic, Bosiljkovic & Weiss (2004), y en Portugal por Lourenço (1996, 1997, 2001), Lourenço, Rots & Blaauwendraad (1998), Lourenço & Ramos (2004), Lourenço, Almeida & Barros (2005), Lourenço, Milani, Tralli & Zucchini (2007).

Asimismo, mención especial merecen el desarrollo y las investigaciones realizadas en la Universidad de Newcastle sobre muros de mampostería "SIM" (Semi-Interlocking Masonry), para ser utilizados como muros diafragma o muros de relleno disipadores de energía, encaminados a mejorar el comportamiento sísmico de una estructura esquelética conformada por marcos (Totoev & Lin, 2012; Totoev & Wang, 2013; Totoev, Williamson & Wang, 2014; Totoev & Pérez-Gavilán, 2015).

Divulgación. Con respecto a trabajos para divulgación de las bondades de la construcción con mampostería y para la promoción de su correcta utilización, no podemos dejar de mencionar las excelentes publicaciones de: a) la Asociación Argentina del Bloque de Hormigón (ICPA, 2007); b) la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica

(ACIS, 2001); c) Svetlana Brzev para el Instituto Tecnológico de Kanpur, India (Brzev, 2008); d) Marcial Blondet de la Pontificia Universidad Católica del Perú (Blondet M., 2005); e) Tom Schacher de la Agencia Suiza para la Cooperación y el Desarrollo (Schacher, 2009); f) la Asociación Canadiense de Fabricantes de Mampostería de Concreto (Anderson & Brzev, 2009), y g) Teddy Boen del Centro para el Desarrollo Regional de las Naciones Unidas (Boen, 2009), entre otros.

Asimismo, dignos de mencionarse son los siguientes documentos elaborados en nuestro país: a) la Cartilla Breve para el Refuerzo de la Vivienda Rural de Autoconstrucción contra Sismo y Viento publicada por el Centro Nacional de Prevención de Desastre, y b) las Guías para Autoconstrucción y para Reparación de Viviendas publicadas por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.

1.3. Comportamiento general de muros de mampostería confinada ante cargas coplanares

El comportamiento mecánico de la mampostería confinada difiere significativamente de la mampostería simple. Como se mencionó con anterioridad, el confinamiento se logra mediante elementos de concreto reforzado de sección transversal pequeña, denominados “castillos” y “dalas”, los cuales, si son colocados adecuadamente, dan origen a la formación de tableros ligados entre sí en una forma que resulta muy efectiva. Este confinamiento se traduce en un excelente desempeño del sistema, principalmente cuando es solicitado por fuerzas horizontales de gran magnitud, como las inducidas en regiones de alta sismicidad. Lo anterior ha sido confirmado, al observar las siguientes características típicas de su comportamiento estructural (Jean & Cesin, 2000):

a) La estabilidad ante cargas gravitacionales —principalmente después de ocurrir los agrietamientos diagonales inducidos por cargas horizontales o asentamientos diferencia-

les—, depende del confinamiento. Para distorsiones altas, en las que la mampostería está sumamente dañada, la función del confinamiento es mantener y garantizar la capacidad de carga vertical.

- b) La contribución del confinamiento para resistir la carga horizontal en el plano del muro que genera el agrietamiento diagonal, es insignificante; sin embargo, una vez que éste ocurre, la evolución del deterioro es controlada por el confinamiento.
- c) El refuerzo transversal de los castillos, en forma de estribos o cercos con separaciones y en áreas adecuadas, contribuye a la generación de lazos histeréticos estables, con buena capacidad de deformación, así como de disipación de energía.
- d) El desempeño posterior al agrietamiento depende de la resistencia de los elementos confinantes, los cuales mantienen una buena resistencia y rigidez del muro, aun para altos niveles de distorsión.
- e) Para distorsiones similares, los muros confinados con castillos exteriores exhiben un mejor comportamiento, en términos de nivel de daño y de degradación de resistencia y de rigidez, que los confinados con castillos ahogados dentro de las celdas de las unidades.
- f) La incorporación de refuerzo embebido en las juntas horizontales de mortero entre hiladas, aporta mejoras significativas en el desempeño estructural de los muros confinados, principalmente ante sollicitaciones sísmicas, tales como incrementos de la resistencia a cortante, de la capacidad de deformación y de la disipación de energía; y disminución de la anchura y distribución más uniforme de las grietas.

Con base en los resultados de investigaciones experimentales y en el comportamiento observado en estructuras reales que fueron sometidas a sismos, se han identificado los siguientes tres modos de falla en muros de mampostería confinada, los cuales dependen de la calidad de los materiales, de la relación de aspecto del muro, de las condi-

ciones de borde en la interfase mampostería-castillos, de la magnitud y el tipo de las cargas actuantes y, finalmente, de la cuantía de refuerzo en los castillos confinantes (Gallegos & Casabonne, 2005; Paulay & Priestley, 1992; Alcocer S., 1997):

Falla por flexión, que puede ocurrir en muros cortos —con relación de aspecto $h/l > 4/3$, aproximadamente— en los que se presentan esfuerzos altos en los castillos de confinamiento, que producen fluencia del acero de refuerzo vertical en el extremo de tensión, así como el aplastamiento de la mampostería en el extremo opuesto a compresión (figura 1.17).

Falla por cortante o tensión diagonal, que se caracteriza por el agrietamiento diagonal a través de las piezas (figura 1.18), o siguiendo las juntas de mortero (figura 1.19), o ambas, y ocurre cuando los esfuerzos principales de tensión diagonal exceden la resistencia de la mampostería.

Una variante de este modo es la falla por compresión diagonal, que se produce por el efecto de puntal que genera grandes esfuerzos de compresión en las esquinas del tablero, lo cual puede conducir al aplastamiento de las piezas cuando éstas son de baja calidad, o cuando se usan unidades multiperforadas, o son huecas de pared delgada. También puede ocurrir cuando los muros fueron reforzados a lo largo de las juntas horizontales, o con mallas embebidas en los aplastados con cuantías altas, generalmente mayores a 0.2%, o bien cuando la carga horizontal se combina con una carga vertical alta (figura 1.20).

Falla por deslizamiento, que se produce a lo largo de las juntas horizontales de mortero como consecuencia de una falla de adherencia, por cizallamiento, en la junta, esto es, a bajos niveles de carga vertical (figura 1.21).

En el caso, no muy frecuente, de muros de mampostería confinada sometidos en forma predominante a cargas axiales, la falla puede ocurrir por pandeo o inestabilidad perpendicular a su plano, o por aplastamiento si se alcanza la resistencia a compresión de la mampostería (figura 1.22).

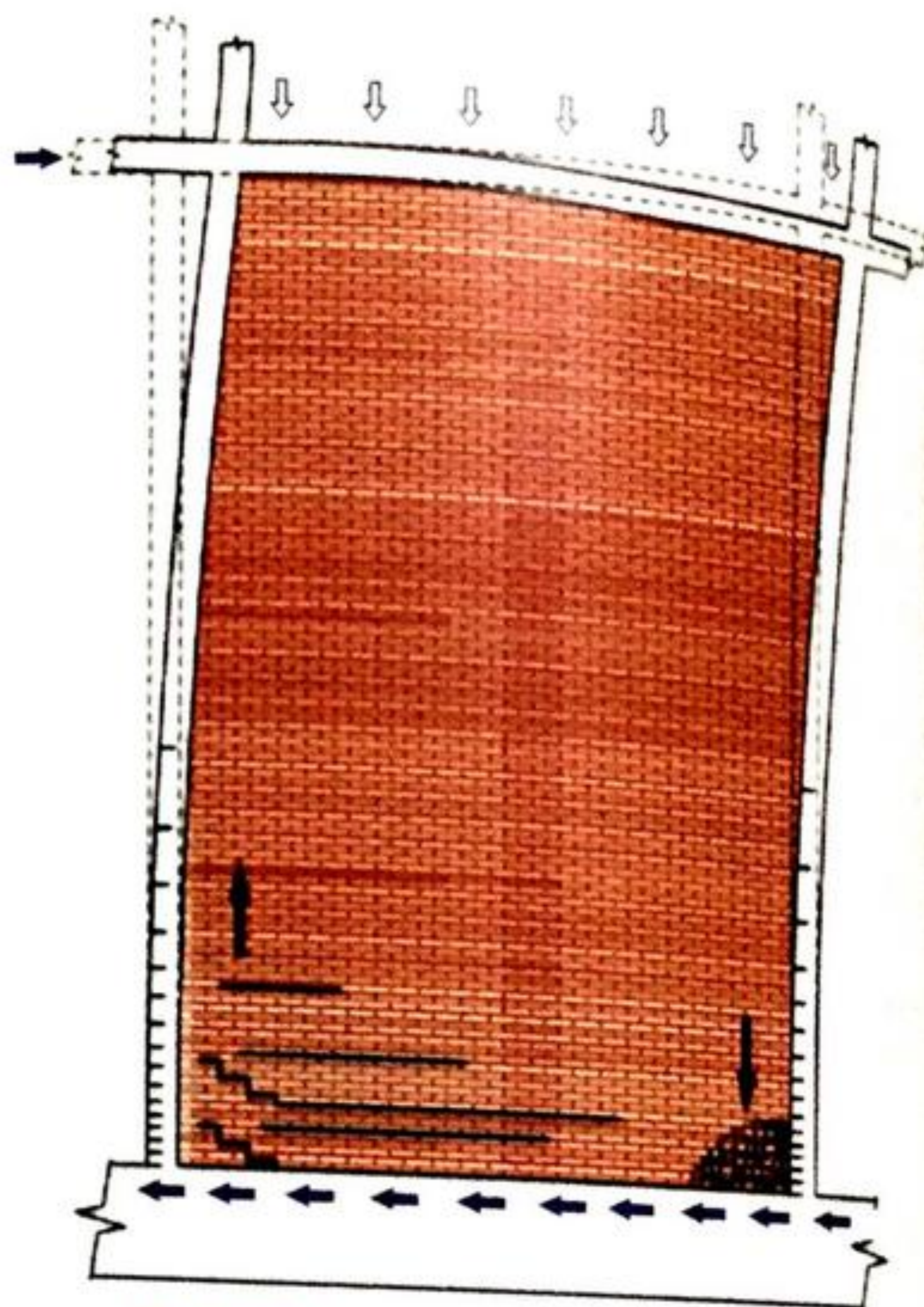


Figura 1.17 Modo de falla por flexión en un muro corto ($h/l > 4/3$).

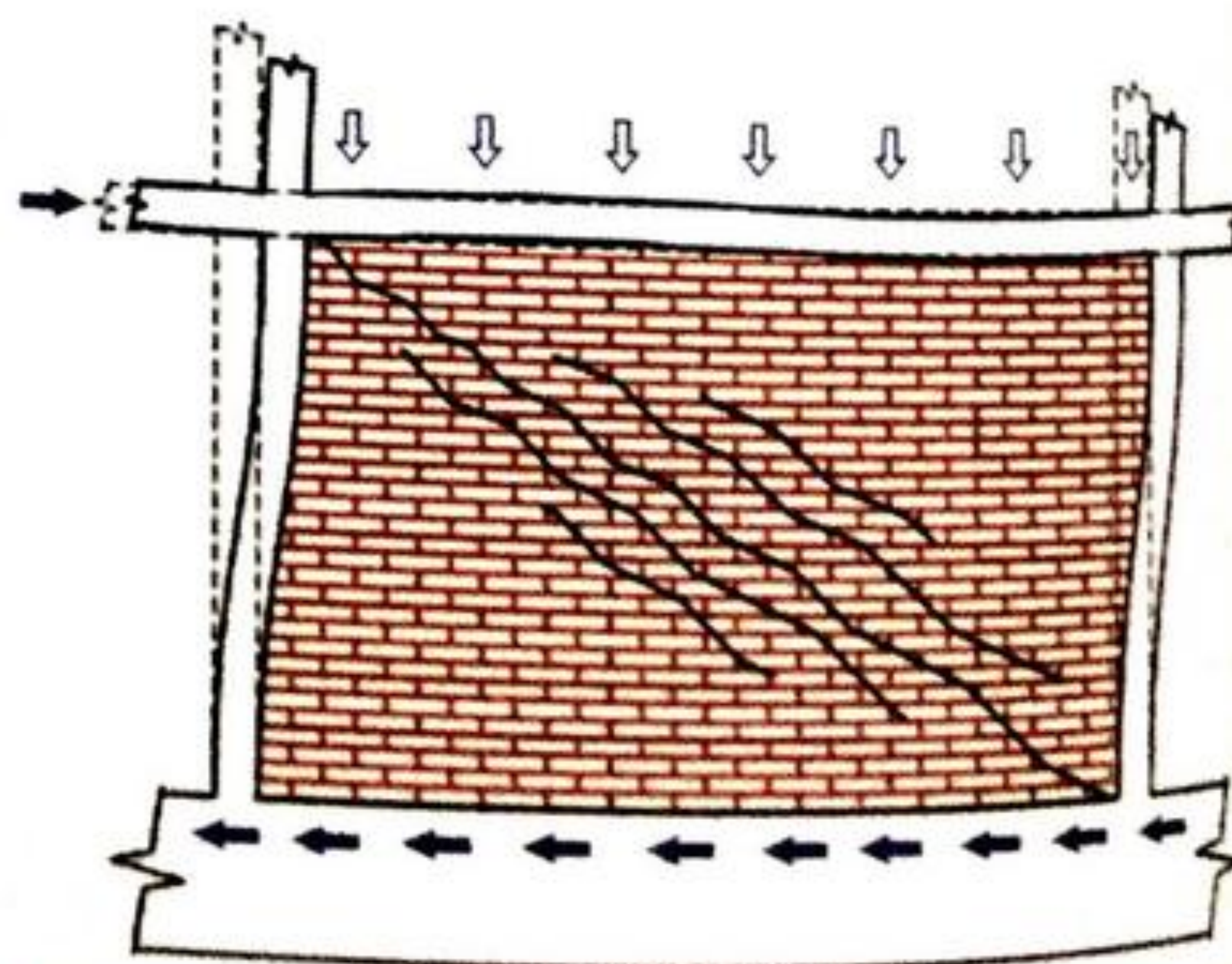


Figura 1.18 Modo de falla por cortante o tensión diagonal a través de las piezas.

Tomazevic (1996) ha desarrollado diagramas de interacción, los cuales permiten predecir el modo de falla que ocurrirá, para distintas combinaciones de carga vertical y de momento flexionante (Figura 1.23).

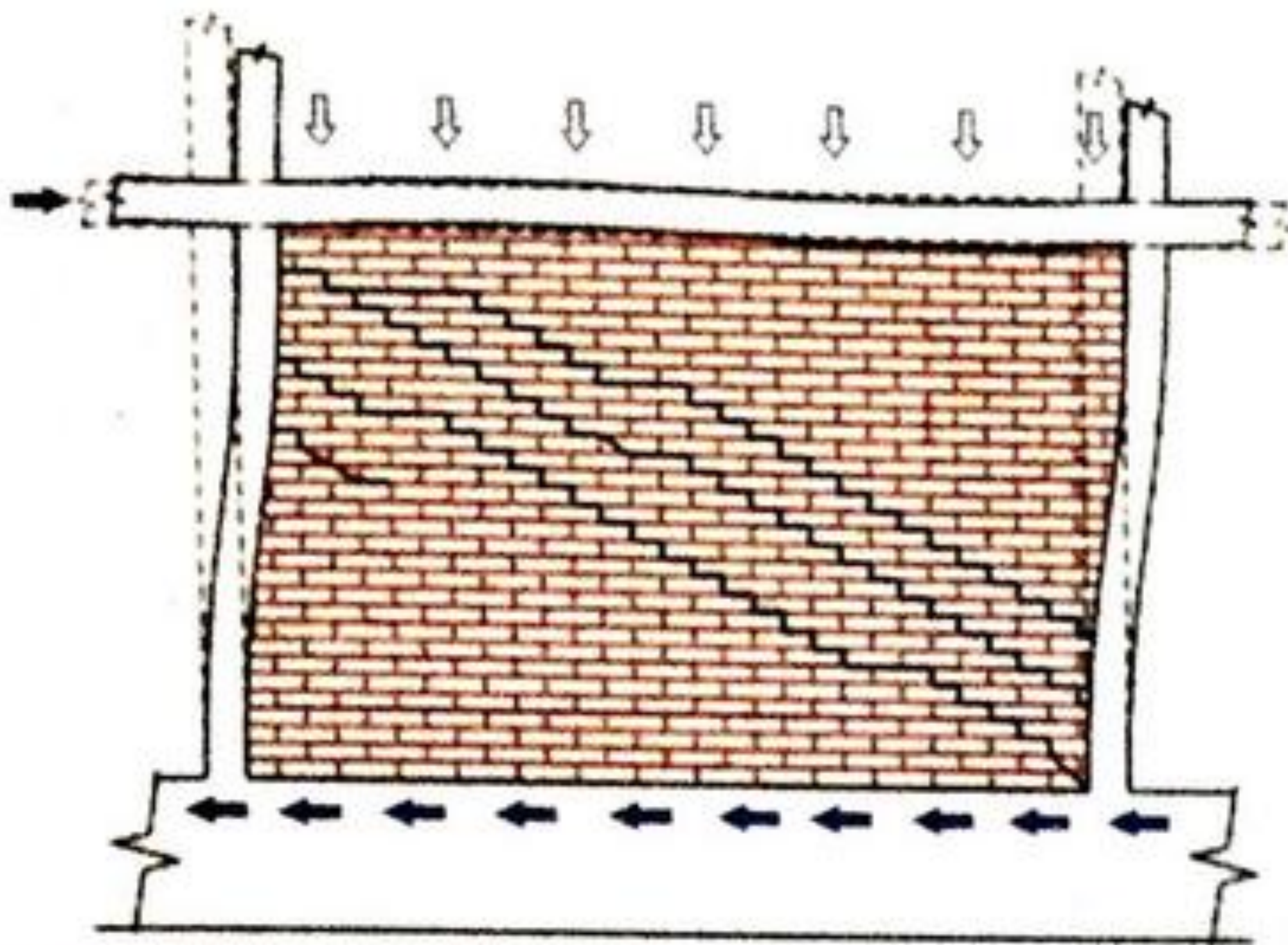


Figura 1.19 Modo de falla por cortante o tensión diagonal siguiendo las juntas de mortero.

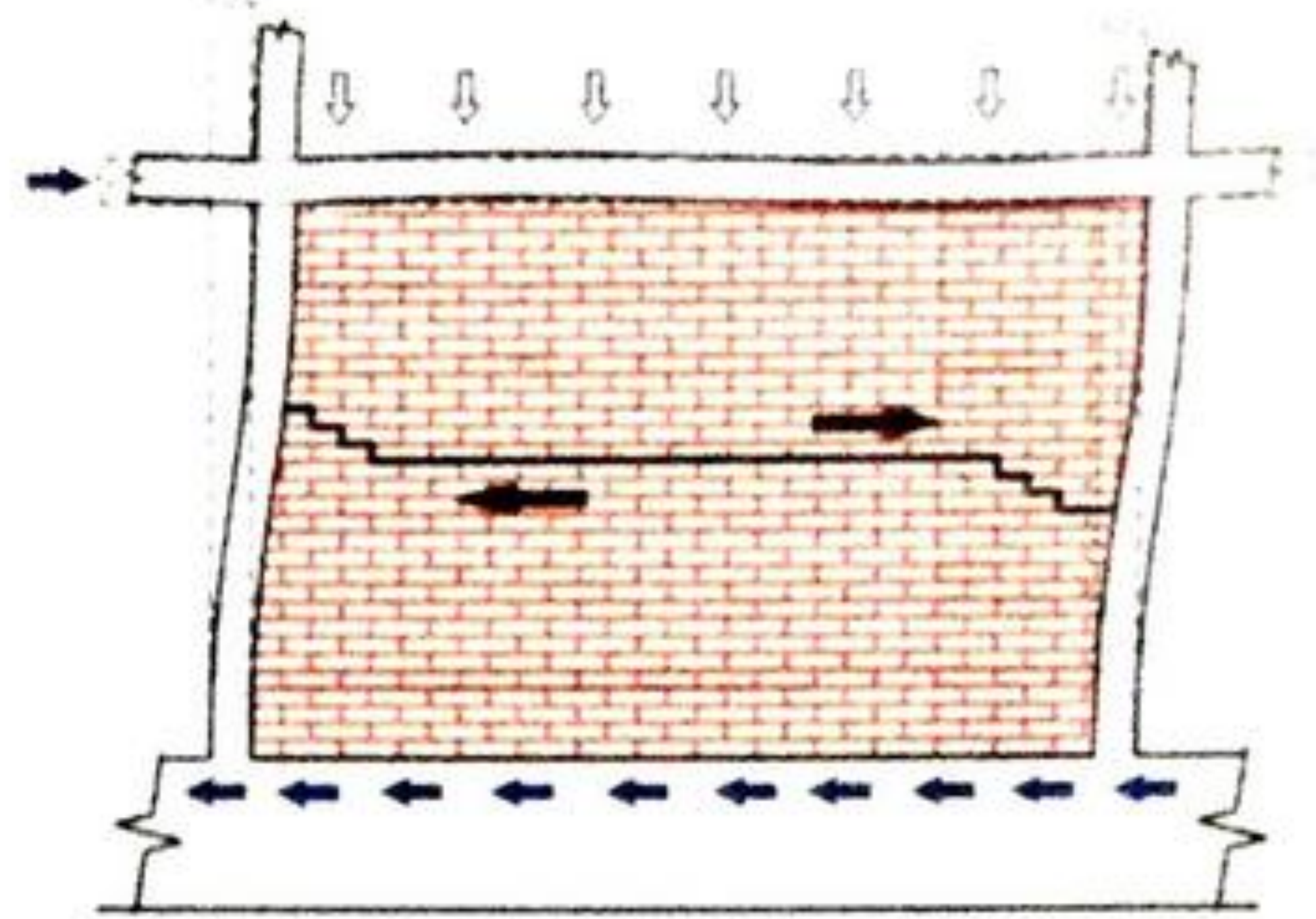


Figura 1.21 Modo de falla por deslizamiento.

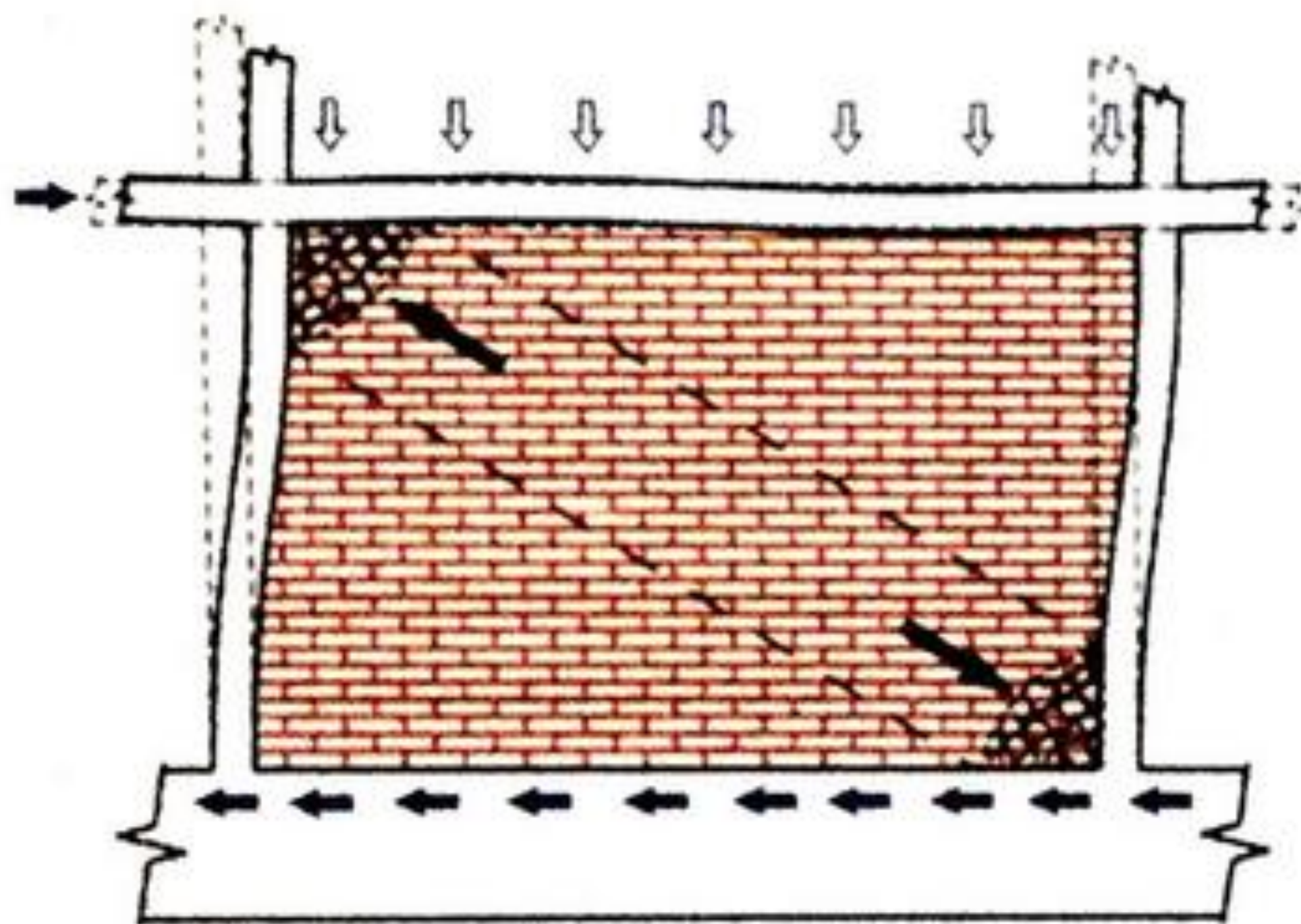


Figura 1.20 Modo de falla por compresión diagonal.

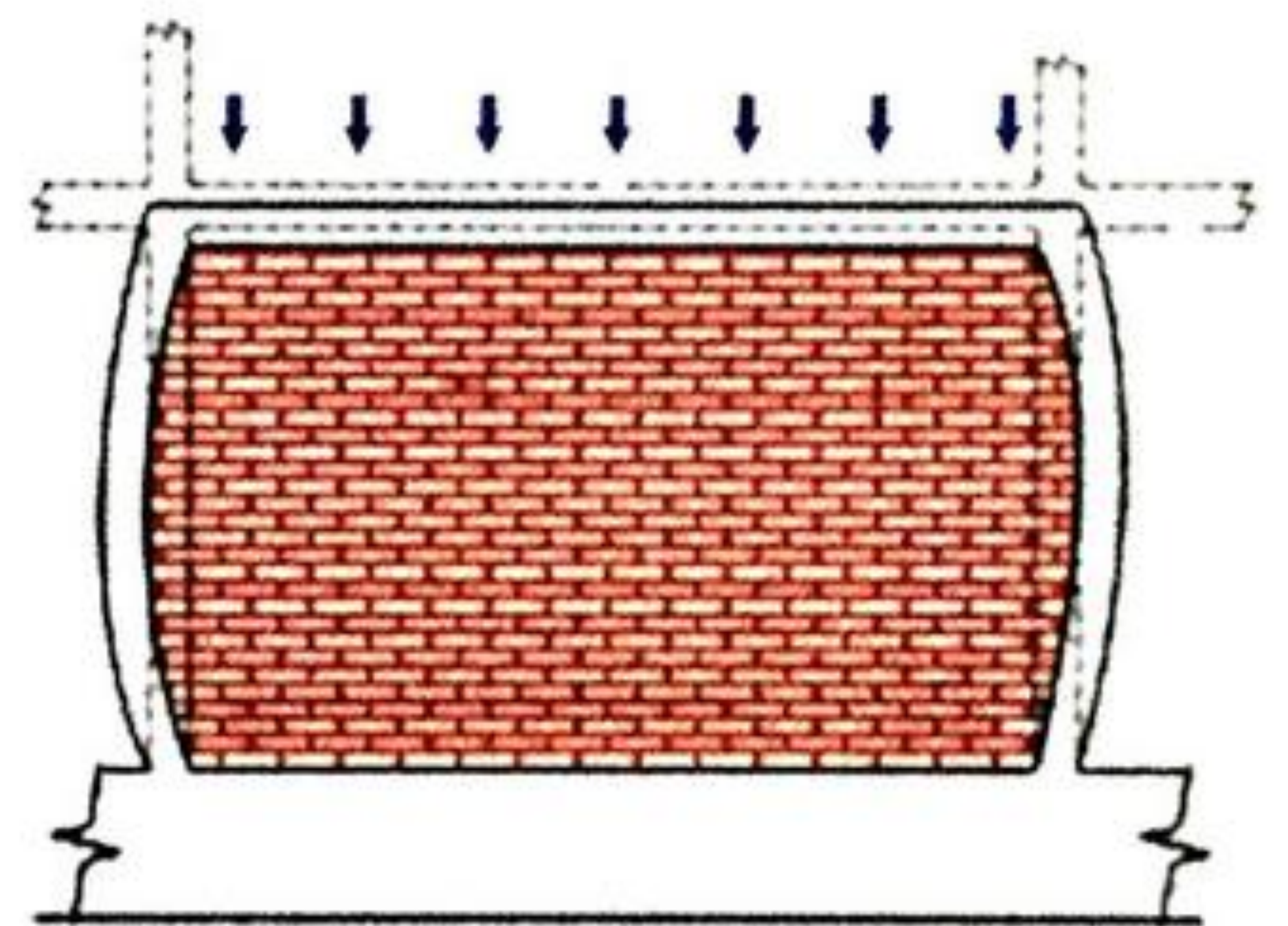


Figura 1.22 Modo de falla por compresión de la mampostería.

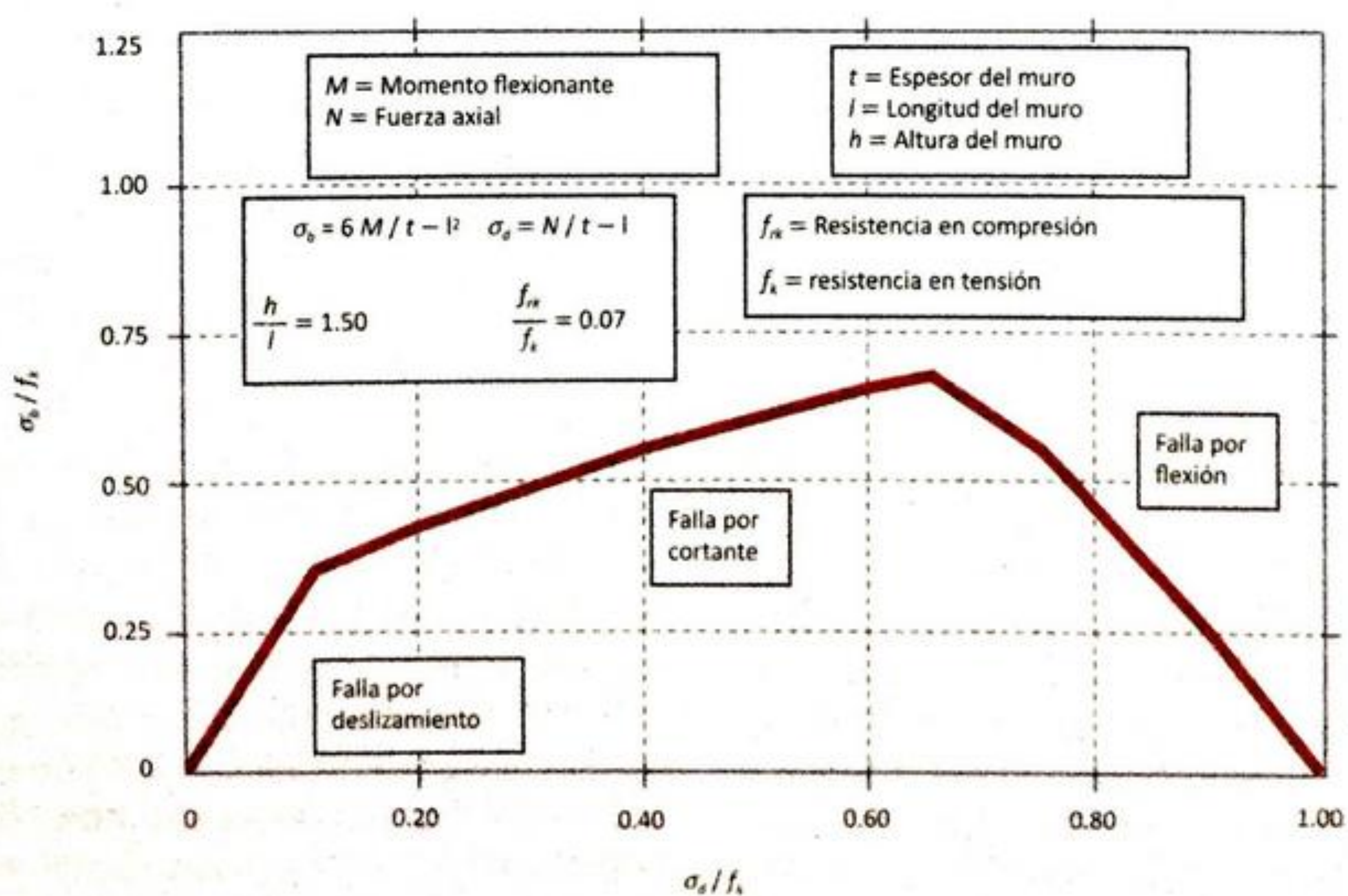


Figura 1.23 Diagrama de interacción adimensional momento-carga axial (adaptado de Tomazevic, 1996).

1.4. Modelación analítica del comportamiento histerético. Curva de capacidad

Generalidades. La representación matemática del comportamiento de un elemento o de un sistema estructural, de tal forma que al someterlo a un estado de carga en forma numérica se obtenga una respuesta equivalente a la de la estructura real, es de gran utilidad e importancia, tanto para fines de investigación como en la práctica profesional de la ingeniería estructural.

Específicamente, la “curva de capacidad” de muros de mampostería, entendida como la gráfica representativa del comportamiento histerético desplazamiento lateral vs carga lateral cuando se le somete a carga cíclica en su plano, es fundamental para estar en posibilidad de establecer la “curva de capacidad” de una edificación completa. La “curva de capacidad” de un muro corresponde a la envolvente de los ciclos histeréticos obtenidos experimentalmente cuando se le somete a carga cíclica en su plano.

Lo inmediato anterior, a su vez, constituye la base para llevar a cabo el diseño sísmico de nuevas edificaciones, así como la evaluación de estructuras existentes mediante procedimientos basados en desplazamientos, los cuales requieren de técnicas de análisis no lineal para estimar las demandas de deformación inelástica.

Algunos modelos desarrollados. Con base en los resultados de las investigaciones realizadas en las décadas de los años sesenta y setenta del siglo pasado en la Universidad Nacional Autónoma de México sobre muros aislados ensayados en voladizo y a compresión diagonal, Meli (1979) y Bazán (1980) propusieron un comportamiento idealizado por una relación trilineal carga lateral-distorsión, en la cual el primer tramo describe el comportamiento hasta el agrietamiento inclinado; el segundo tramo —de menor rigidez— corresponde a la zona entre el agrietamiento inclinado y la carga máxima, y finalmente, un tercer tramo horizontal, hasta la falla (figura 1.24).

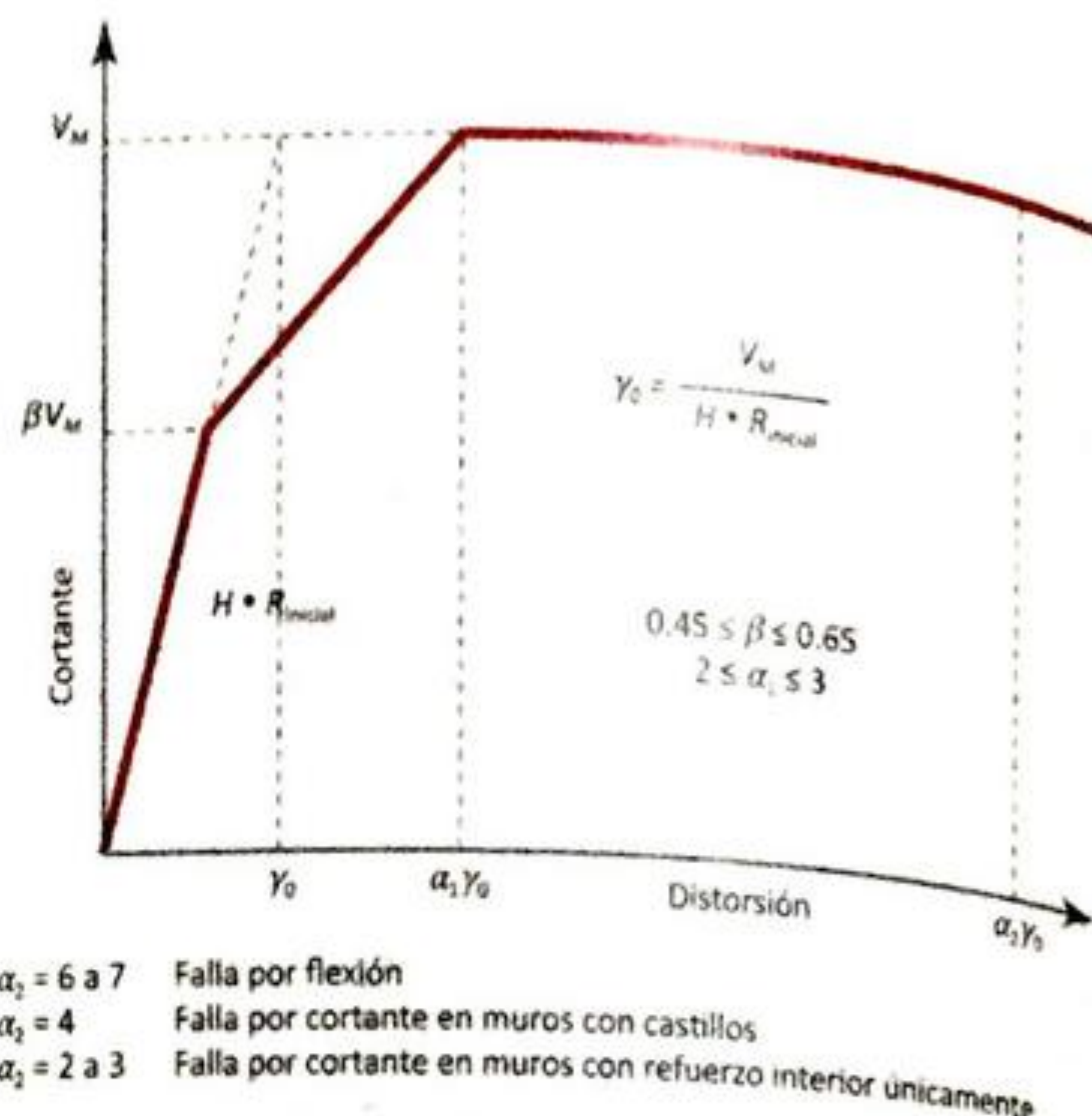
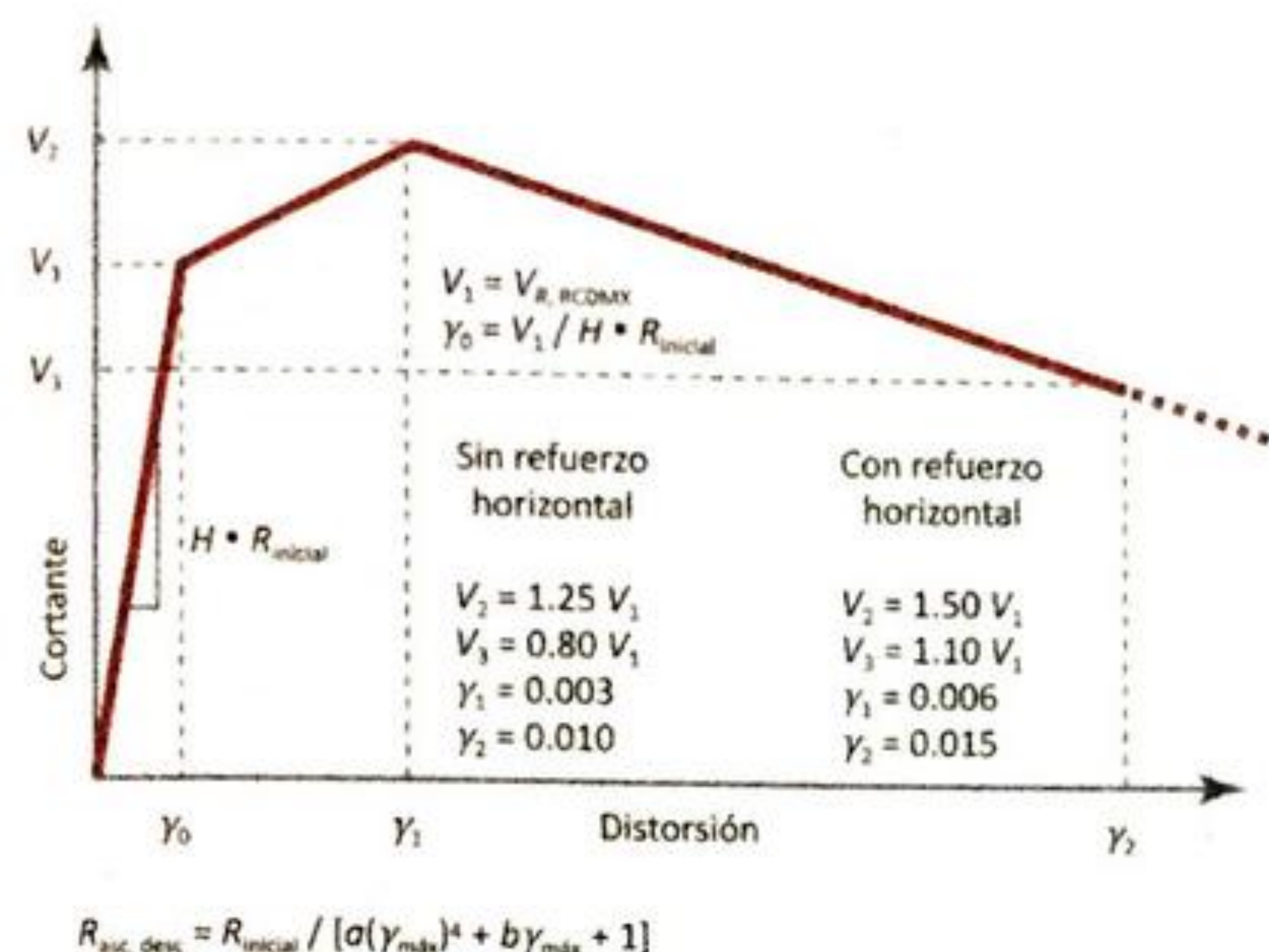


Figura 1.24 Modelo trilineal para muros de mampostería confinada ante cargas monótonas (Meli R., 1979).

A partir de los ensayos realizados por Diez (1987) y por Herrera (1991) en la Universidad de Chile sobre muros de mampostería confinada construidos con ladrillos de arcilla hechos a máquina, Navarrete (1991) y Astroza, Moroni y Navarrete (1991) propusieron un modelo para representar el comportamiento no lineal observado. Posteriormente, Moroni, Astroza y Tavonatti (1994) calibraron el mismo modelo con base en resultados de investigaciones experimentales realizadas en varios países de América Latina. El modelo propuesto se caracteriza por una envolvente trilineal y lazos histeréticos con rigidez degradante.

Basándose en las investigaciones realizadas en el Centro Nacional de Prevención de Desastres durante la primera mitad de la década de los años noventa del siglo XX, Flores (1995) propuso un modelo histerético cuya envolvente es trilineal, pero, a diferencia de los anteriores, el tercer tramo considera degradación de resistencia. De acuerdo con el modelo propuesto, la rigidez en las ramas de carga es constante hasta alcanzar la envolvente. Si se imponen distorsiones mayores, la rama de carga seguirá la curva envolvente. Los criterios de calibración y resultados de análisis de edificios sometidos a acelerógramas de sismos reales, se describen con detalle en Flores y Alcocer (1996) (figura 1.25).



	Especímenes sin refuerzo horizontal		Especímenes con refuerzo horizontal	
	Rama ascendente	Rama descendente	Rama ascendente	Rama descendente
a	1×10^9	1×10^8	1×10^8	1×10^7
b	1000	600	1000	300

Figura 1.25 Modelo trilineal con degradación de resistencia para muros de mampostería confinada (Flores L., 1995).

Tomazevic y Lutman (1996) desarrollaron un modelo tomando como base el propuesto por Park, Reinhorn y Kunnath (1987, citados por Tomazevic & Lutman, 1996), conocido en la literatura como el *modelo de los tres parámetros*, para reproducir la respuesta histerética de 32 muros de mampostería reforzada interiormente, ensayados en el Instituto Nacional de Edificaciones e Ingeniería Civil de Ljubljana, Eslovenia (Tomazevic, Lutman & Petkovic, 1996).

Por su parte, Ruiz y Miranda (2003) utilizaron la versión del *modelo de los tres parámetros*, que fue modificada por Cheok, Stone y Kunnath (1998), y lo calibraron con base en la respuesta histerética experimental de doce muros de mampostería confinada ensayados en México (Aguilar, Meli, Díaz & Vázquez del Mercado, 1996; Alcocer, Pineda, Ruiz & Zepeda, 1996; Sánchez, Flores, Alcocer & Meli, 1991; 1992), y de dos muros de mampostería reforzada interiormente ensayados en Eslovenia (Tomazevic, Lutman & Petkovic, 1996).

Riahi, Elwood y Alcocer (2008, 2009) propusieron un modelo trilineal capaz de predecir la curva de capacidad de muros de mampostería confinada, el cual fue desarrollado utilizando los resultados recopilados en una base de datos de 102 muros ensayados en voladizo y en doble curvatura, y derivado de un análisis de regresión lineal iterativo. La información detallada del desarrollo de este modelo puede consultarse en Riahi (2007).

Zúñiga y Terán (2008) desarrollaron una modificación al modelo de la "columna ancha", el cual permite obtener una estimación razonablemente conservadora de la curva de capacidad de edificaciones de mampostería a partir de un análisis estático no-lineal bajo desplazamiento lateral monótonamente creciente.

Para lo anterior, el modelo vincula la totalidad de la degradación de rigidez lateral de los muros a la componente de deformación por corte, es decir, el modelo implica que después de ocurrir el agrietamiento diagonal de la mampostería, la rigidez a flexión se mantiene constante, mientras que la rigidez por corte se modifica en función de la degradación que sufre el muro expresada en términos de la degradación de la rigidez de ciclo (Terán-Gilmore, Zúñiga-Cuevas & Ruiz-García, 2008).

1.5. Alcance de esta obra

En virtud de lo señalado en los epígrafes anteriores de este capítulo introductorio, el alcance del presente libro comprende el estudio de los sistemas constructivos de muros de carga o muros portantes de mampostería confinada y los de mampostería reforzada interiormente.

Con el propósito de proporcionar al lector una visión general de los temas que más adelante se tratarán a profundidad, enseguida se presenta una descripción sumaria del contenido de cada uno de los capítulos en que se ha dividido la presente obra.

Como anexo de este capítulo introductorio, se incluye un glosario que contiene las definicio-

nes de un buen número de términos utilizados en el léxico sobre mampostería usual en nuestro país. Además, en lo posible, se han tratado de señalar sus equivalencias con las palabras utilizadas en otros países de habla hispana, así como en el inglés de Estados Unidos. En este capítulo se incluye también un amplio listado de referencias bibliográficas y de vínculos que permiten ingresar a sitios de internet profesionales sobre mampostería estructural.

En el segundo capítulo se trata lo concerniente a los materiales y al comportamiento mecánico y las propiedades índice de la mampostería. En el tercer capítulo se describe el comportamiento observado de diversos tipos de edificaciones de mampostería después de verse sometidas a perturbaciones sísmicas.

El cuarto capítulo cubre la problemática del entrepiso blando, y los capítulos quinto y sexto se dedican al análisis lineal y a la revisión y dimensionamiento de muros de mampostería. En

el capítulo séptimo se presentan cuatro ejemplos prácticos de aplicación de las NTC-DCEM-2017.

En los capítulos octavo, noveno y décimo se expone lo concerniente al detallado, a diversos aspectos de carácter constructivo y a técnicas para la evaluación y rehabilitación de las edificaciones de mampostería, respectivamente. Se incluyen, además, sendos ejemplos de diseño de la rehabilitación de tres muros mediante las técnicas expuestas.

En los capítulos décimo primero, décimo segundo y décimo tercero se describen —en forma sucinta— diversos aspectos de la práctica profesional y de la normatividad sobre la mampostería en Estados Unidos, Europa y Perú, respectivamente.

Finalmente, como tema indispensable en la actualidad, complementario a lo expuesto en los capítulos que le preceden, se ha incluido un anexo en el que se trata el tema del análisis sísmico no lineal de edificaciones de mampostería confinada.

1.6. Referencias

- ACIS (2001). *Manual de Construcción, Evaluación y Rehabilitación Sismorresistente de Viviendas de Mampostería*. Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Aguilar, G., Meli, R., Díaz, R. & Vázquez del Mercado, A. (1996). "Influence of horizontal reinforcement on the behavior of confined masonry walls". *11th World Conf. Earthquake Engineering*. Acapulco, México.
- Alarcón-Chaires, P. & Alcocer, S. (1997). "Repercusión de las características mecánicas de la mampostería en el diseño sísmico". *Memorias. XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* (págs. 625-634), México.
- Alcocer, S. (1996). "Implications Derived from Recent Research in Mexico on Confined Masonry Structures". *Memorias. Committee on Concrete and Masonry Structures (CCMS) Symposium* (págs. 82-92), Chicago, Estados Unidos: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.
- Alcocer, S. (1997). "Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión". *Memorias. XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* (págs. 164-191), México.
- Alcocer, S. & Meli, R. (1995). "Test program on the seismic behavior of confined masonry structures". *The Masonry Society*, 13(2), 68-76.
- Alcocer, S. & Murià-Vila, D. (2000). "Ensayos en mesa vibradora de sistemas de muros de mampostería confinada a escala 1:3". *Información Tecnológica*, 11(5), 113-122.
- Alcocer, S., Aguilar, G. & Cano, G. (1995). "Determinación de las propiedades mecánicas de los tabiques extruidos tipo Vintex, Multex y Aremax". *Informe ES/01/95*. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Alcocer, S., Arias, J. & Vázquez, A. (2004). "Response assessment of Mexican confined masonry structures through shaking table test". *Memorias. 13a Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Vancouver, Canadá.
- Alcocer, S., Cesin, J., Flores, L., Hernández, O., Meli, R., Tena, A. & Vasconcelos, D. (2003). "The New Mexico City building code requirements for design

- and construction of masonry structures". *Memorias. 9a Conferencia Norteamericana de Mampostería* (págs. 656-667), Estados Unidos.
- Alcocer, S., Meli, R., Sánchez, T. & Flores, L. (1994). "Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con diferentes grados de acoplamiento a flexión". En *Cuaderno de Investigación No. 17*. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Alcocer, S., Murià, D. & Peña, J. (1999). "Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada". *Series del Instituto de Ingeniería No. 616*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Alcocer, S., Pineda, J., Ruiz, J. & Zepeda, J. (1996). "Retrofitting of confined masonry walls with wire-welded mesh". *Memorias. 11º Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, México.
- Alcocer, S., Sánchez, T. & Meli, R. (1993). "Comportamiento de la estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles del Cenapred". *Informe ES/01/93*. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Alcocer, S., Sánchez, T., Vázquez, R. & Díaz, R. (1994). "Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con distintos tipos de refuerzo horizontal". En *Cuaderno de Investigación No. 17*. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Alcocer, S., Zepeda, J. & Ojeda, M. (1997). "Estudio de la factibilidad técnica del uso de tabique Vintex y Multex para vivienda económica". *Informe IEG/01/97*. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Álvarez, J. & Alcocer, S. (1994). "Influencia del refuerzo horizontal y de la relación de aspecto en muros de mampostería confinada". *Memorias. IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural* (págs. 815-825), México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Anderson, D. & Brzev, S. (2009). *Seismic Design Guide for Masonry Buildings*. Toronto, Canadá: Canadian Concrete Masonry Producers Association.
- Aragón-Tobón, J. (2011). "Consideraciones básicas para el diseño y construcción de edificios altos de mampostería". *Memorias. VII Simposio Nacional de Edificaciones de Mampostería y Vivienda*. Cuernavaca, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Aragón-Tobón, J. (2005). "Soluciones y avances de las edificaciones de mampostería en Colombia". *Memorias. IV Simposio Nacional de Edificaciones de Mampostería y Vivienda*. Veracruz, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Arias, J. (2005). *Ensayos en mesa vibradora de un modelo a escala 1:2 de un edificio de mampostería confinada de tres niveles*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Arias, J., Alcocer, S. & Vázquez, A. (2004). "Respuesta dinámica de modelos a escala 1:2 de viviendas de mampostería confinada de uno y tres pisos ensayados en mesa vibradora". *Memorias. XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Arroyo, M., Cabrera, O. & Muñoz, M. (2002). "Estudio de las propiedades físicas y mecánicas del tabique rojo recocido utilizado en la construcción del municipio de Querétaro". *Memorias. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Puebla, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Astroza, M., Moroni, M. & Navarrete, R. (1991). "Análisis no lineal de edificios de albañilería confinada". *Memorias. XXV JSSE, IV, Brasil*.
- Barragán, R. (2005). *Ensayo de una vivienda a escala, de dos niveles, de mampostería confinada*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Barragán, R., Arias, J., Vázquez, A. & Alcocer, S. (2005). "Comparación de la respuesta dinámica del ensayo de viviendas a escala de uno, dos y tres niveles de mampostería confinada". *Memorias. XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- Bazán, E., Padilla, M. & Meli, R. (1980). "Seguridad de casas de adobe ante sismos". *Informe No. 423*. México: Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Bermúdez, J. (1994). "Structural masonry in Costa Rica". *Masonry in the Americas, SP 147*, 263-282. Estados Unidos: American Concrete Institute.
- Blondet, J., Mayes, R., Kelly, T., Villablanca, R. & Klingner, R. (1989). *Performance of Engineered Masonry in the Chilean Earthquake of March 3, 1985: Implications for U.S. Design Practice*. Austin: University of Texas at Austin.
- Blondet, M. (2005). *Construcción y mantenimiento de viviendas de albañilería. Para albañiles y maestros de obra*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

- Boen, T. (2009). *Constructing Seismic Resistant Masonry Houses in Indonesia* (segunda ed.). United Nations Centre for Regional Development. Disaster Management Planning Hyogo Office.
- Brzev, S. (2008). *Earthquake-Resistant Confined Masonry Construction*. Kanpur, India: National Information Centre for Earthquake Engineering.
- Cárdenas, S., Licea, R. & Orduña, A. (2009). "Caracterización física y mecánica de piezas y pilas de mampostería utilizadas en la zona conurbada Colima-Villa de Álvarez". *Memorias. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Puebla, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- Casabonne, C. (1994). "General description of systems and construction practices". *Masonry in the Americas*, SP 147, 57-83. Estados Unidos: American Concrete Institute.
- Castilla, E. (1998). *Evaluación de la respuesta de muros confinados de bloques de concreto contra ciclos severos de carga lateral*. Caracas: Universidad Central de Venezuela.
- Chavelas, J., Sánchez, S. & Arroyo, R. (2002). "Evaluación de la capacidad sismorresistente en estructuras de mampostería confinada de la ciudad de Chilpancingo, Gro." *Memorias. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Puebla, México.
- Cheok, G., Stone, W. & Kunnath, S. (1998). "Seismic response of precast concrete frames with hybrid connections". *ACI Structural Journal*, 95(5), 527-539.
- Cruz-Díaz, J. & García, J. (2012). "Evaluación paramétrica del refuerzo horizontal en muros de mampostería confinada con diferente relación de aspecto". *Memorias. XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- De Gante, J., Contreras, S., Torres, H. & Serrano, S. (2002). "Obtención de propiedades de piezas de mampostería empleadas en las construcciones de la ciudad de Puebla". *Memorias. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Puebla, México.
- De las Cuevas, J. (2001). *500 Años de Construcciones en Cuba*. Madrid: Chauvin, Servicios Gráficos y Editoriales, S.L.
- Decanini, L., Payer, A. & Ochat, E. (1991). "Mampostería encadenada. Estudio dirigido a la verificación del actual reglamento argentino". *Memorias. Primer Simposio Internacional sobre Seguridad Sísmica de la Vivienda Económica* (págs. 446-495), México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Diez, J. (1987). *Estudio experimental de muros de albañilería sometidos a carga lateral alternada*. Chile: Universidad de Chile.
- EERI/IAEE (2010). *World Housing Encyclopedia*. Obtenido de Earthquake Engineering Research Institute and the International Association for Earthquake Engineering: www.world-housing.net.
- Escobedo, A. & Urzúa-Pineda, D. (2002). "Análisis y diseño de estructuras de mampostería pumítica sometidas a cargas laterales: aplicación de resultados experimentales y analíticos". *Memorias. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puebla, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Espinosa, E., Terán, A., Zúñiga, O. & Jean, R. (2012). "Bases para el diseño de edificios altos de mampostería confinada en la Ciudad de México". *Memorias. XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Esteva, L. (1961). "Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga vertical". *Informe No. 46*. México: Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Esteva, L. (1966). "Behavior Under Alternating Loads of Masonry Diaphragms Framed by Reinforced Concrete Members". *Memorias. Simposio Internacional Sobre los Efectos de Cargas Repetidas en Materiales y Elementos Estructurales*, México: RILEM.
- Fernández, L., Solís, E. & Varela, J. (2016). "Rehabilitación y reforzamiento de muros de mampostería confinada sujetos a cargas en el plano". *Memorias. XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Flores, L. (agosto de 1995). *Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada*. Tesis profesional. México, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Flores, L. & Alcocer, S. (1996). "Calculated response of confined masonry structures". *Memorias. II Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, México.
- Flores, L. & Alcocer, S. (1998). "Evaluación experimental del desempeño de muros de bloque hueco de concreto reforzado con malla electrosoldada y recubrimiento de concreto". *Memorias. XI Congreso*

Nacional de Ingeniería Estructural (págs. 802-811), México.

- Flores, L. & Mendoza, J. (2007). "Ensaye sísmico y rehabilitación de un muro de mampostería sin refuerzo en las ventanas". *Memorias. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Ixtapa, México.
- Flores, L. & Mendoza, J. (2010). "Ensaye de dos muros de mampostería con refuerzo interior para el estudio del traslape de las barras verticales". *Memorias. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, México.
- Flores, L., Mendoza, J. & Reyes, C. (2004). "Ensaye de muros de mampostería con y sin refuerzo alrededor de la abertura". *Memorias. XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, México.
- Gallegos, H. (1991). *Albañilería estructural*. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Gallegos, H. (1994). "Masonry in Peru". *Masonry in the Americas*, SP 147, 307-332, Estados Unidos: American Concrete Institute.
- Gallegos, H. & Casabonne, C. (2005). *Albañilería estructural* (tercera ed.). Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Gallegos, H. & Ramírez, H. (2003). "Las estructuras de mampostería". En *Edificaciones de mampostería para vivienda*, México: Fundación ICA, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural y Comisión Nacional de Fomento a la Vivienda.
- Gamboa, S. (1997). *Determinación de la resistencia al cortante en paredes de mampostería*. Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- García, I., Flores, L. & Reyes, C. (2004). "Estudio experimental de muros de mampostería de barro sometidos a compresión pura". *Memorias. XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- García, L. & Yamin, L. (1994). "A review of masonry construction in Colombia". *Masonry in the Americas*, SP 147, 283-306, Estados Unidos: American Concrete Institute.
- González, R., Aguilar, J. & Gómez, C. (2008). "Vulnerabilidad de viviendas de adobe en Chiapas y alternativas de reparación". *Memorias. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Veracruz, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Hernández, O. & Basilio, I. (2000). "Comportamiento ante cargas laterales alternadas de muros construidos con tabique multiperforado". *Memorias. XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- Hernández, E. & Urzúa-Pineda, D. (2002). "Pruebas dinámicas de resistencia sísmica de muros de mampostería confinada construidos con materiales pumíticos". *Memorias. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puebla, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Hernández, O. (1977). "Mampostería de bloque unida con mortero a base de fibra de vidrio. Comportamiento y diseño". *Informe No. 394*, México: Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Hernández, O. (1991). "Mampostería reforzada con acero de alta resistencia: una opción segura y económica para la vivienda de bajo costo". *Memorias. Simposio Internacional sobre Seguridad Sísmica en la Vivienda Económica* (págs. 570-581), México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Hernández, O. (1998). "Comportamiento de muros confinados construidos con tabique Tabimax ante cargas laterales alternadas". *Informe 01/98*, México: Laboratorio de Materiales, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Hernández, O. & Guzmán, H. (1987). "Uso de aceros de alto grado de fluencia para confinar muros de tabique rojo". *Informe Interno*, México: Laboratorio de Materiales, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Hernández, O., & Guzmán, H. (1996). "Ensaye bajo cargas laterales alternadas de muros construidos con el tabique Multex". *Informe Interno*, México: Laboratorio de Materiales, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Hernández, O. & Meli, R. (1976). "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería". *Informe No. 382*, México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Hernández, O., Meli, R., Padilla, M. & Valencia, E. (1981). "Refuerzo de vivienda rural en zonas sísmicas". *Informe No. 441*, México: Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Hernández-Flores, H. (1991). "Materiales y procedimientos constructivos en El Salvador". *Memorias. Primer Simposio Internacional sobre Seguridad Sísmica de la Vivienda Económica* (págs. 212-237), México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.

- Riahi, Z., Elwood, K. & Alcocer, S. (2008). "Modelo envolvente del comportamiento de muros de mampostería confinada para un diseño sísmico basado en desempeño". *Memorias. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Veracruz, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Riahi, Z., Elwood, K. & Alcocer, S. (2009). "Backbone model for confined masonry walls for performance-based seismic design". *Journal of Structural Engineering*, 644-654.
- Rodríguez, A., Rangel, E. & Jean, R. (2008). "Impacto de los errores constructivos en la resistencia y desempeño de las estructuras de mampostería ante acciones sísmicas". *Memorias. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Veracruz, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Ruiz, J. & Miranda, E. (2003). "Evaluación de los factores de reducción de resistencia por ductilidad para estructuras de mampostería cimentadas en terreno firme". *Revista de Ingeniería Sísmica* (69), 1-23.
- Ruiz, J., Terán, A. & Zúñiga, O. (2010). "Simplified drift-based fragility assessment of confined masonry structures". *Memorias. 9a Conferencia Estadounidense y 10a Conferencia Canadiense de Ingeniería Sísmica*, Toronto, Canadá: EERI & CAEE.
- Ruiz-Alejo, S. (2005). Comunicación personal. Dr. Ing. Sixto Ruiz Alejo. Profesor titular de mérito, Facultad de Ingeniería Civil, Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría. Calle 127 s/n, Mariano, 16805, La Habana, Cuba.
- Ruiz-Sibaja, S. & Aguilar, J. (2006). "Caracterización geométrica y mecánica de piezas de ladrillo de barro rojo recocido de Tuxtla Guitierrez, Chiapas". *Memorias. XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- San Bartolomé, A. (1994). *Construcciones de Albañilería. Comportamiento sísmico y diseño estructural*. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Sánchez, E., Rincón, L., Licea, R. & Orduña, A. (2010). "Ensayo a compresión diagonal de muretes de mampostería elaborados con piezas utilizadas en la zona conurbada Colima-Villa de Álvarez". *Memorias. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Sánchez, T., Flores, L., Alcocer, S. & Meli, R. (1991). "Respuesta sísmica de muros de mampostería confinada con diferentes grados de acoplamiento a flexión". *Informe ES/02/91*, México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Sánchez, T., Flores, L., Alcocer, S. & Meli, R. (1992). "Respuesta sísmica de muros de mampostería confinada con diferentes tipos de refuerzo horizontal". *Informe ES/02/92*, México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Sandström, G. (1970). *Man the Builder*. Estocolmo, Suecia: McGraw-Hill Book Company.
- Schacher, T. (2009). *Confined masonry for one and two storey buildings in low-tech environments: A guidebook for technicians and artisans*. Kanpur, India: National Information Centre for Earthquake Engineering.
- SMIE (2012). *Guía para el análisis de estructuras de mampostería*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- SMIE (2015). *Análisis de estructuras de mampostería*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Straub, H. (1964). *A history of civil engineering*. Cambridge, Estados Unidos: The Massachusetts Institute of Technology.
- Suazo, T. & González, A. (1991). "Proyectos tipo y experiencias locales en vivienda de bajo costo en Nicaragua". *Memorias. Primer Simposio Internacional sobre Seguridad Sísmica de la Vivienda Económica* (págs. 366-397), México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Tejeda, J. & Silva, C. (2002). "Estudio de resistencia a compresión diagonal (cortante) de muretes de mampostería fabricados con materiales de la zona conurbada Colima-Villa de Álvarez". *Memorias. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puebla, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Tena-Colunga, A. (2016). "Método simplificado para el diseño de estructuras con base en muros de carga aisladas sísmicamente". *Memorias. XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Tena-Colunga, A., Juárez-Ángeles, A. & Salinas-Vallejo, V. (2009). "Cyclic behavior of combined and confined masonry walls". *Engineering Structures*, 31, 240-259.

- Tena-Colunga, A., Liga, A., Pérez, A. & González, F. (2016). "Resistencia índice a la compresión de mampostería de piezas de concreto con base experimental". *Memorias. XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Tena-Colunga, A., Pérez, M. & Cano, J. (2002). "Propuesta de modificación a la estimación de las fuerzas cortantes del método simplificado de análisis". *Memorias. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puebla, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Terán-Gilmore, A., Zúñiga-Cuevas, O. & Ruiz-García, J. (2008). "Model for the nonlinear analysis of confined masonry buildings". *Memorias. 14^o Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Beijing, China.
- Tomazevic, M. (1996). "Recent advances in earthquake-resistant design of masonry buildings: European prospective". *Memorias. 11a Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, México.
- Tomazevic, M. (1999). *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*. Londres, Inglaterra: Imperial College Press.
- Tomazevic, M. & Klemenc, I. (1997a). "Seismic behavior of confined masonry walls". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 1059-1071.
- Tomazevic, M. & Klemenc, I. (1997b). "Verification of seismic resistance of confined masonry buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 1073-1088.
- Tomazevic, M. & Lutman, M. (1996). "Seismic behavior of masonry walls: Modeling of hysteretic rules". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 122(9), 1048-1054.
- Tomazevic, M. & Vlechovsky, T. (1992). "Some aspects of testing small-scale masonry building models on earthquake simulators". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, 945-963.
- Tomazevic, M. & Weiss, P. (1994). "Seismic behavior of plain and reinforced masonry buildings". *Journal of Structural Engineering*, 120, 323-338.
- Tomazevic, M., Bosiljkov, V. & Weiss, P. (2004). "Structural behavior factor for masonry structures". *Memorias. 13a Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Vancouver, Canadá.
- Tomazevic, M., Klemenc, I., Petkovic, L. & Lutman, M. (1996). *Seismic Behavior of Confined Masonry Buildings, part one & two*. Ljubljana, Eslovenia: National Building and Civil Engineering Institute.
- Tomazevic, M. Lutman, M. & Petkovic, L. (1996). "Seismic behavior of masonry walls: Experimental Simulation". *Journal of Structural Engineering*, 122(9), 1040-1047.
- Torres, M. (2007). *Patrones de daño por sismo en muros estructurales de mampostería*. Universidad Autónoma del Estado de México.
- Totoev, Y. & Lin, K. (2012). "Frictional energy dissipation and damping capacity of framed SIM infill panel". *Memorias. 15th International Brick/Block Masonry Conference*, (pág. 10), Florianapolis, Brasil.
- Totoev, Y. & Pérez-Gavilán, J. (2015). "Una nueva mampostería sismorresistente". *Ingeniería Civil, CICM* (549), 31-34.
- Totoev, Y. & Wang, Z. (2013). "In-plane and out-of-plane tests on steel frame with SIM infill". *Memorias. 12th Canadian Masonry Symposium*, (pág. 11), Vancouver, British Columbia, Canadá.
- Totoev, Y., Williamson, D. & Wang, Z. (2014). "Vibrations of multi-storey RC frame with SIM panels: Numerical simulation". *Memorias. 9th International Masonry Conference* (pág. 12), Guimarães, Portugal.
- Treviño, E., Alcocer, S., Flores, L., Larrúa, R., Zárate, J. & Gallegos, L. (2004). "Investigación experimental del comportamiento de muros de mampostería confinada de bloques de concreto sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles". *Memorias. XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Treviño, E., Larrúa, R., Flores, L., Alcocer, S., Filiberto, Y. & Acevedo, A. (2014). "Evaluación de técnicas de inteligencia artificial para la predicción de la respuesta de muros de mampostería confinada". *Memorias. XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Urzúa-Pineda, D. (1999). *Investigación de la resistencia sísmica de muros de mampostería elaborados con materiales típicos de Guadalajara*. Tesis de maestría. México: Centro Universitario de Ciencias Exactas e Ingenierías, Universidad de Guadalajara.
- Vaca, F. (1991). *Comportamiento estructural de las viviendas del conjunto Pusuqui por efectos del sismo de Pomasqui del 10 de agosto de 1990*. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.

- Valencia, A., Meneses, B. Sánchez, A. & Orduña, A. (2016). "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería construidos con materiales típicos de Colima". *Memorias. XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Varela, J., González, V., Fernández, L. & Vargas, G. (2008). "Determinación de la resistencia a compresión axial y el módulo de elasticidad de la mampostería de bloques huecos de concreto". *Memorias. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Veracruz, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Varela, J., Moreno, H. & Fernández, L. (2012). "Flexión fuera del plano de muros de mampostería confinada con diferente relación de aspecto". *Memorias. XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Vázquez, A. (2005). *Estudio experimental de viviendas de mampostería confinada de un piso mediante el ensayo en mesa vibradora*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Vera, R., Morales, G., Albiter, A. & Miranda, S. (1998). "Evaluación de la capacidad sísmica de estructuras de adobe". *Memorias. XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Monterrey, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Wallace, M., Klinger, R. & Shuller, M. (octubre de 1998). "What TCCMAR Taught Us". *Masonry Construction*, 11, 523-529.
- Zúñiga, M. (1991). "Materiales y procedimientos de construcción en la vivienda de bajo costo en Honduras". *Memorias. Primer Simposio Internacional sobre Seguridad Sísmica de la Vivienda Económica* (págs. 275-287), México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Zúñiga-Cuevas, O. & Terán-Gilmore, A. (2008). "Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada". *Revista de Ingeniería Sísmica* (79), 25-48.

1.7. Fuentes electrónicas sobre mampostería

Además de las referencias citadas en el apartado anterior, enseguida se listan algunos sitios de divulgación sobre mampostería disponibles para consulta en internet:

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (ACIS): www.asosismica.org.co

Asociación de Productores de Mampostería de Concreto de Canadá (Canadian Concrete Masonry Producers Association-CCMPA): www.ccmppa.ca

Centro de las Naciones Unidas para el Desarrollo Regional (United Nations Centre for Regional Development. Disaster Management Planning, Hyogo Office): www.uncrd.or.jp

Centro Nacional de Información para Ingeniería Sísmo-resistente. Instituto Tecnológico de la India-Kanpur (Indian Institute of Technology-Kanpur-IITK): www.nicee.org/confinedmasonryr.php

Cuaderno de Bitácora (Blog) del Prof. Ángel San Bartolomé, de la Pontificia Universidad Católica del Perú: blog.pucp.edu.pe/blog/albanileria

Enciclopedia Mundial de la Vivienda (World Housing Encyclopedia. A joint project by EERI and IAEE): www.world-housing.net

Instituto del Cemento Portland Argentino (ICPA) y Asociación Argentina del Bloque de Hormigón (AABH): www.icpa.org.ar

Red de Mampostería Confinada (Confined Masonry Network-CMN): www.confinedmasonry.org

1.8. Glosario

A hueso (*Dry stack*)

Aparejo en el cual se colocan las unidades sin mortero de pega, es decir, con las juntas secas.

A tizón (*Header bond*)

Aparejo en el cual se colocan las piezas con su mayor dimensión en dirección perpendicular a la longitud del muro.

Al hilo (*Running bond-Stretcher bond*)

Aparejo en el cual se colocan las piezas con su mayor dimensión siguiendo la longitud del muro. En algunos países de habla hispana se utiliza también A soga.

Albañilería [del árabe: *al-banni*: el constructor, el albañil]

V. Mampostería

Antepecho (*Parapet*)

V. Parapeto (*Parapet*)

Aparejo (*Bondin-Bond pattern*)

Forma o modo de disponer o arreglar las unidades de mampostería para obtener el espesor deseado, asegurando una buena trabazón entre las mismas mediante el traslape, cuatrapeo o colocación a tresbolillo de las piezas.

Apilado (*Stacked bond*)

Patrón o forma de acomodo en el que las unidades de mampostería se colocan sin cuatrapeo, es decir, alineadas tanto horizontal como verticalmente o apiladas una sobre otra sin traslaparse.

Argamasa (*Mortar*)

V. Mortero (*Mortar*).

Asta (*Wall one brick thick*)

Espesor de un muro o pared igual al lado largo de un ladrillo. Un muro de asta completa comprende en su espesor un ladrillo a tizón o dos ladrillos a sogá o al hilo.

V. Muro de asta completa

Bloque (*Block*)

Unidad de mampostería de concreto hidráulico de cemento Portland, con forma de prisma recto, con una a cuatro celdas o perforaciones verticales, prefabricada industrialmente sometiendo a un proceso de vibración y compresión dentro de un molde a fin de asegurar la precisión dimensional y la compactación uniforme del material. Después de ser sometida a un proceso de curado controlado, debe cumplir con los requisitos de calidad estipulados en la normatividad vigente. El área neta de concreto en su sección transversal más desfavorable debe ser del 50 por ciento del área bruta, cuando menos. Usualmente se maneja con las dos manos.

Capacidad sísmica (*Seismic capacity*)

En este libro, el concepto de capacidad sísmica de una estructura se refiere a las características mecánicas que definen de modo sustancial su respuesta a sismo, como son la resistencia, la rigidez y la capacidad para disipar energía, así como para deformarse en el intervalo no lineal de los materiales constitutivos.

Capuchino (*Rowlock stretcher*)

Muro de ladrillo con aparejo al hilo en el cual las

piezas se asientan sobre las superficies que forman su espesor y su longitud. En algunos países de habla hispana se utilizan los vocablos *panderete* o *pandereta*, *de canto* o *a canto*.

Castillo (*Bond beam*)

Elementos estructurales verticales, los cuales, en conjunto con elementos horizontales denominados *dalas*, constituyen el bastidor perimetral de concreto reforzado que enmarca o rodea a los muros o a los tableros de mampostería con el fin de ligarlos entre sí y de proporcionarles un confinamiento que les confiera la capacidad para exhibir un buen comportamiento mecánico, principalmente ante la acción de cargas laterales coplanares como las inducidas por solicitaciones sísmicas. El espesor de los castillos y *dalas* es igual al del muro que confinan, y su peralte es de ese mismo orden de magnitud, lo cual conduce a secciones transversales relativamente pequeñas. En algunos países de habla hispana se utilizan los vocablos *cadena* y *machones*.

Cerramiento (*Lintel*)

Pieza horizontal usualmente de concreto reforzado, apoyada en sus extremos, que se coloca en la parte superior de las aberturas o vanos para puertas y ventanas que se dejan en los muros de mampostería, y cuya función es soportar la carga de la continuación del muro que se asienta sobre ella. Puede ser colada en sitio o prefabricada. También recibe el nombre de *dintel*.

Colapso (*Collapse*)

Falla extrema asociada al derrumbe, caída o ruina total de una edificación o de cualquier construcción. Implica la pérdida de cuantiosos bienes materiales y con frecuencia también de vidas humanas.

Cuatrapeo (*Offset*)

Forma de colocar las unidades de mampostería traslapándolas con las de las hiladas inferior y superior en una distancia usualmente igual a la mitad de la longitud de las piezas. En ningún caso debe permitirse un traslape menor a un cuarto de la longitud de las piezas. La palabra "cuatrapeo" no existe en el Diccionario de la Real Academia Española, puede considerarse un neologismo que se usa en México y en otros países de América Latina. Ver también Tresbolillo.

Dala (*Bond beam*)

V. Castillo (*Bond beam*).

Dintel (*Lintel*)

V. Cerramiento (*Lintel*).

Diseño por capacidad (*Capacity design*)

Filosofía de diseño sismorresistente cuyo objetivo es lograr que la estructura sea capaz —mediante la formación de un mecanismo definido por articulaciones plásticas asociadas a flexión— de disipar gran parte de la energía que una perturbación sísmica extrema le introduce. Implica dotar a la estructura de mayor ductilidad, es decir, con menor probabilidad de colapso ante sismos extremos. Lo anterior se logra mediante la selección de elementos del sistema primario resistente a fuerzas laterales, los cuales son adecuadamente diseñados y detallados para que se desarrollen las articulaciones plásticas en regiones críticas controladas por el proyectista.

Diseño por desempeño (*Performance-based design*)

Metodología refinada y más racional de aplicar el formato de diseño por estados límite al caso específico del diseño sismorresistente. A la fecha, del consenso de las comunidades científica y profesional se han llegado a definir cuatro estados límite de desempeño; a saber: operación plena o completa, ocupación inmediata, seguridad o protección de vidas y colapso incipiente; cada uno de ellos asociado a cuatro correspondientes niveles de sismo: frecuente, ocasional, raro y muy raro.

Encamisado (*Jacketing*)

Aumento de la sección transversal de un muro estructural mediante la colocación de una capa de concreto, mortero o material equivalente reforzado, entre otros, con barras de acero convencionales, mallas de alambre soldadas o mallas o bandas sintéticas.

Escantillón (*Straightedge, Gage bar*)

Patrón o guía a seguir en la construcción o fabricación de una cosa. Regla de madera utilizada por los albañiles para asegurar la horizontalidad y regularidad en el aparejo al levantar un muro. Marco de madera con la dimensión de los huecos de un muro para dejar el vano preciso para una puerta o una ventana.

Estado límite (*Limit state*)

Cualquier etapa del comportamiento de una estructura a partir de la cual su respuesta se considera no satisfactoria o inaceptable.

Estribo (*Stirrup, Tie*)

Refuerzo generalmente formado por varillas de

pequeño diámetro o por alambρόn, en forma de anillos o cercos, colocado transversalmente al eje longitudinal de elementos de concreto reforzados tales como vigas, columnas, castillos y dadas, enlazando las barras de refuerzo longitudinal y atándolas a ellas para proporcionar rigidez al conjunto y para facilitar el montaje. Su función es la de resistir los esfuerzos cortantes, confinar el núcleo de concreto que queda dentro de ellos y evitar el pandeo del refuerzo longitudinal.

Evaluación estructural (*Structural valuation-Appraisal-Assessment*)

Conjunto de actividades, estudios y trabajos de investigación técnica necesarios para detectar lesiones y disfunciones de una estructura e identificar sus causas, orígenes y mecanismos. Comprende la identificación de las variables y características relevantes de la estructura que permitan llevar a cabo un análisis lo suficientemente completo para establecer si su respuesta o comportamiento ante las acciones que se estima puedan ocurrir durante la vida útil remanente de la estructura, cumple con una determinada normatividad. Incluye además la determinación de si o no son necesarias intervenciones para capacitar a la estructura de modo que cumpla con la normatividad establecida y cómo deben ser ejecutadas. También comprende la recomendación de acciones inmediatas para reducir o eliminar el riesgo o peligro de colapso inminente cuando sea éste el caso.

Falla (*Failure*)

Cualquier defecto, disfunción, anomalía o imperfección que ocurra durante la vida de una estructura y que da origen a un comportamiento o desempeño que no concuerda con las expectativas previstas en el proyecto original, incapacitándola para desempeñar satisfactoriamente las funciones a las que estaba destinada. Usualmente conduce a llevar a cabo intervenciones para rehabilitarla en mayor o menor grado. Una falla no necesariamente implica un acontecimiento catastrófico. [Del latín: *fallere*: engañar, desilusionar, frustrar].

Fisura (*Fissure*)

V. Grieta (*Crack*).

Grieta (*Crack*)

Fractura, quiebre o abertura que se forma en la mampostería y —en general— en un cuerpo sólido. En este libro se usa indistintamente el voca-

blo fisura como sinónimo de grieta, sin implicar diferencia en su anchura.

Hilada (Course)

Cada uno de los tendidos de las piezas o unidades a lo largo de toda la longitud del muro, limitados por dos juntas horizontales continuas. En México también se utiliza el vocablo *carrera*.

Hilada de desplante (Bedding course)

La primera carrera de unidades de un muro.

Índice de densidad de muros (Wall density index)

Indicador adimensional para cada dirección ortogonal de una edificación de planta rectangular, cuya magnitud es igual al cociente de la suma de las áreas transversales efectivas de los muros en la dirección considerada, dividida entre el área de la planta de la edificación.

El "índice de densidad de muros" permite determinar la resistencia a cortante sísmico de un entrepiso de un edificio que satisfaga los requisitos reglamentarios del "método simplificado" de diseño sísmico. También, puede interpretarse como una medida de la resistencia sísmica requerida en cada entrepiso de un edificio en estudio.

En general, se tendrán dos valores requeridos de densidad de muros: uno para la dirección XX y otro para la dirección YY.

Inglete

Junta a 45° de dos elementos que se encuentran en ángulo recto, por lo general dos molduras, pero aplica también al encuentro en esquina de dos muros de unidades. "Corte a inglete": corte a 45°.

Junta (Joint)

El lugar ocupado por el mortero de pega. Las juntas horizontales deben formar una línea continua, mientras que las juntas verticales una línea discontinua, excepto cuando se colocan "apiladas". En todos los casos, deben ser de espesor constante.

Junta horizontal (Bed joint)

El lugar ocupado por el mortero de pega entre cada una de las hiladas de piezas de un muro.

Ladrillo (Brick)

Masa de arcilla en forma de paralelepípedo rectangular, la cual, después de cocida, constituye una de las unidades de mampostería de mayor utilización para construir diversas obras o edificaciones, tales como muros, arcos, bóvedas, ductos y chimeneas. Usualmente se maneja con una sola mano.

Mampostería (Masonry)

Material estructural compuesto, integrado por piezas de origen pétreo, naturales o artificiales, unidas entre sí por un mortero aglutinante. [De mampuesto, derivación de mano y puesto; latín: *manus*, mano, y *positura*, asiento; de *ponere*, poner. Sufijo: *ería*, trabajo artesanal. Piedra que se coloca con la mano.] En algunos países de habla hispana también se utiliza el vocablo *albañilería*.

Mampostería confinada (Confined masonry)

Sistema constructivo a base de muros en los que el acero de refuerzo se concentra dentro de elementos de concreto, de sección transversal relativamente pequeña, de dimensiones típicamente iguales al espesor del muro, que lo rodean o confinan. En México, los elementos confinantes verticales y horizontales reciben el nombre de castillos y dadas, respectivamente. En este sistema constructivo, los castillos, o porciones de ellos, se cuelan una vez construido el muro o la parte de él que corresponda. Además, es posible incorporar refuerzo embebido en algunas de las juntas horizontales de mortero entre hiladas. En algunos países de habla hispana se le designa como *albañilería encadenada*.

Mampostería no reforzada (Unreinforced masonry)

Se consideran muros no reforzados aquellos en los que no se coloca refuerzo alguno o en los que, aun contando con algún tipo de refuerzo interior o confinamiento, no tengan el necesario para calificar como confinados o como reforzados interiormente, según los requisitos estipulados en la normatividad vigente.

Mampostería reforzada interiormente (Reinforced Masonry)

Sistema constructivo a base de muros en los que el acero de refuerzo se distribuye tanto en la dirección vertical como en la horizontal, colocándolo dentro de las juntas entre hiladas y dentro de las celdas de las piezas, respectivamente. Las celdas que alojan al acero de refuerzo, cuando menos, se rellenan posteriormente con concreto fluido, elaborado a base de cemento, arena y grava. En algunos países de habla hispana se le designa como *albañilería armada*.

Mampostería simple (Plain masonry)

V. Mampostería no reforzada (*Unreinforced masonry*).

Media asta (Wall half brick thick)

Espesor de un muro o pared igual al ancho de un

ladrillo. Un muro de media asta está formado por hiladas a soga o al hilo, con espesor de un ladrillo.

V. Muro de media asta.

Mortero (Mortar)

Pasta aglutinante que resulta del amasado con agua de cantidades adecuadamente proporcionadas de arena y cemento, arena y cal o arena, cemento y cal, hasta obtener una mezcla homogénea y muy maleable, la cual se emplea para unir o pegar las piedras naturales o artificiales que constituyen las obras de mampostería. También se aplica como aplanado de revestimiento a paramentos de muros y a otros elementos de construcción, con el fin de protegerlos y obtener superficies regulares con las texturas deseadas.

Las principales funciones del mortero de pega son: a) constituir la cama de asiento y de material adherente de las unidades entre sí; b) permitir la correcta colocación y nivelación de las piezas, compensando sus irregularidades tolerables; c) constituir con las piezas un conjunto resistente a la compresión y al cortante, principalmente en el plano del muro; d) alojar y proteger las varillas de refuerzo cuando éste sea el caso; y e) sellar las juntas entre las piezas impidiendo el paso de agua y aire.

Muro (Wall)

Obra o conjunto formado por piezas de mampostería, levantada a plomo, de sección rectangular, que sirve para construir una edificación, aislar un espacio o dividirlo. En la actualidad es común emplear los términos "pared" y "muro" para designar el mismo elemento constructivo en un edificio. Desde el punto de vista de su función estructural, los muros se clasifican en: a) cargadores, de carga o portantes; b) no cargadores, no de carga o no portantes; y c) muros diafragma.

Anteriormente el vocablo muro se utilizaba sólo para designar a las paredes gruesas generalmente de sección trapezoidal destinadas a resistir empujes laterales, tales como los muros de contención, o a cumplir funciones de protección, como en el caso de las ciudades amuralladas.

Muro capuchino (Cappuccino wall)

V. Muro de un cuarto de asta.

Muro de asta completa (Wall one brick thick)

Muro o pared con espesor nominal igual al lado largo de las unidades. Se forma colocando las uni-

dades a tizón. Otra opción es colocar en forma alternada una hilada de dos piezas al hilo y otra hilada de piezas a tizón.

Muro de media asta (Wall half brick thick)

Espesor de un muro o pared igual al ancho de un ladrillo. Un muro de media asta está formado por hiladas a soga o al hilo, con espesor de un ladrillo.

Muro de relleno (Filler wall)

Muro no estructural con la función de dividir espacios sin proporcionar resistencia alguna.

V. Muro no portante (Non-Bearing wall)

Muro de tres cuartos de asta (Wall three-quarter brick thick)

Muro o pared con espesor nominal igual a tres cuartas partes del lado largo de las unidades. Se forma colocando en cada hilada dos capas de piezas a soga o al hilo con una pieza de canto y a soga. En hiladas sucesivas, se cambian de posición las piezas colocadas de canto.

Muro de un cuarto de asta (Wall quarter brick thick)

Muro o pared con espesor nominal igual a la cuarta parte del lado largo de las unidades. Se forma colocando las piezas de canto y al hilo en cada hilada. En México es más usual denominarlo *muro capuchino*.

Muro diafragma (Infill wall)

Los muros diafragma son los que se colocan dentro de los vanos de estructuras esqueléticas, de concreto reforzado y de acero estructural, con el objetivo de resistir las fuerzas horizontales e incrementar su rigidez lateral. Pueden ser de mampostería confinada, mampostería reforzada interiormente, mampostería no reforzada o mampostería de piedras naturales.

Muro no portante (Non-bearing wall)

Se entiende por muros no portantes, no de carga o no cargadores, aquellos que no soportan carga vertical, con excepción de su propio peso, tales como las bardas, los pretilos, los parapetos y los tabiques divisorios. Las solicitaciones a que se ven sometidos estos muros, son básicamente perpendiculares a su plano, como las inducidas por viento o sismo.

Muro portante (Bearing wall)

Los muros portantes, cargadores o de carga son los que se emplean como elementos estructurales para soportar todo tipo de solicitaciones, verticales y horizontales, tanto contenidas en su plano como perpendiculares a él.

Nejayote (*Nejayote*)

Agua amarillenta residual del proceso de nixtamalización (cocimiento de los granos del maíz con agua e hidróxido de calcio), mediante el cual se preparan la masa y harina de maíz.

Paño (*Face*)

Superficie interior o exterior de la pared o muro sobre la cual se sigue la plomada al asentar las unidades de mampostería. La superficie opuesta al paño es el contrapaño.

Paramento (*Wall face*)

Cada una de las dos caras de un muro o pared.

Parapeto (*Parapet*)

Muro no cargador de poca altura, no mayor de un metro, aproximadamente, formado por la elevación de las paredes exteriores de un edificio sobre la azotea. Sector de muro comprendido entre el piso y la ventana. Pared o baranda protectora que se coloca para evitar caídas en lugares altos, tales como puentes, escaleras, plataformas y balcones, entre otros. Antepecho o pretil.

Pared (*Wall*)

V. Muro (*Wall*).

Pieza de mampostería (*Masonry unit*)

V. Unidad de mampostería (*Masonry unit*).

Pieza de mampostería de arcilla (*Clay unit*)

Pieza formada predominantemente por arcilla, marga, suelo térreo o pizarra, horneada a una temperatura suficientemente alta para producir una condición cerámica adecuada.

Pieza de mampostería de concreto de agregado de peso ligero (*Light weight aggregate concrete unit*)

Pieza formada a partir de una mezcla de agregado inorgánico de baja densidad, aglutinante hidráulico y otros materiales, moldeada a presión o por vibración o por ambos procedimientos.

Pieza de mampostería de concreto de agregado de peso normal (*Normal weight aggregate concrete unit*)

Pieza formada a partir de una mezcla de agregado inorgánico de densidad normal, aglutinante hidráulico y otros materiales, moldeada a presión o por vibración o por ambos procedimientos.

Pieza de mampostería silicocalcárea (*Calcium silicate unit*)

Pieza formada predominantemente por una mezcla de materiales silíceos y cal moldeada bajo presión, en combinación de la acción de vapor a presión.

Pieza de piedra manufacturada (*Manufactured stone unit*)

Pieza formada por agregado y cementante, destinada a parecerse y a ser usada para propósitos semejantes a los de las piezas de piedra natural.

Pieza de piedra natural (*Natural stone unit*)

Pieza rústica labrada, de material mineral caracterizado por una elevada consistencia, dureza y solidez. Se extrae de canteras o explotaciones mineras.

Pieza de piedra tallada (*Dressed stone unit*)

Pieza de geometría rectangular o regular, formada a partir de piedra natural mediante cortes o fracturas apropiadas.

Pretil (*Parapet*)

V. Parapeto (*Parapet*).

Rajuela (*Riprap*)

Piedra delgada sin labrar, o fragmentos irregulares de las propias piezas de mampostería, que se utilizan durante el proceso de reparación de un muro para insertarse y acunarse en las grietas cuando la anchura de éstas es del orden de 5 mm o mayor.

Reestructuración

Modificación, en forma global, del sistema resistente a cargas o de la configuración estructural original de una edificación. En el proyecto de una reestructuración debe revisarse la transmisión de cargas a la cimentación, lo cual con frecuencia también suele conducir a la necesidad de modificarla. Los trabajos de reestructuración implican por lo general la ejecución de obras de gran extensión y complejidad que requieren de la puesta fuera de servicio de la edificación.

Refuerzo (*Strengthening*)

Incremento de la capacidad resistente de un elemento mediante procedimientos como el encaamisado con concreto reforzado o con acero estructural. El refuerzo de un elemento suele producir cambios en su rigidez que deberán tomarse en cuenta en los análisis para evaluar la respuesta de la estructura modificada.

Rehabilitación (*Retrofitting*)

Conjunto de actividades, procedimientos e intervenciones en una edificación o construcción necesarias para: a) restituir parcial o totalmente las características originales de alguno, algunos o la totalidad de sus elementos estructurales; b) incrementar su resistencia; c) incrementar su rigidez;

d) incrementar su capacidad de deformación; o
e) modificar la configuración de su sistema estructural.

Usualmente la rehabilitación implica la mejora de varias propiedades de la estructura, de tal forma que su respuesta sea satisfactoria al verse sometida a solicitaciones futuras, de acuerdo con la normatividad vigente. En el caso particular de perturbaciones sísmicas, se busca satisfacer los niveles de desempeño establecidos.

Reparación (*Repair*)

Recuperación de la capacidad resistente y rigidez originales del elemento o estructura. Usualmente, los trabajos de reparación pueden llevarse a cabo manteniendo la edificación en uso u operación. Esta técnica también se identifica como *restauración* y se aplica a casos en los que el elemento o estructura manifiesta signos de daño o deterioro factibles de corregir sin necesidad de recurrir a la demolición y reposición de sectores o elementos severamente lesionados.

Respuesta (*Response*)

Conjunto de parámetros físicos que describen el comportamiento de una estructura ante las acciones o solicitaciones que le son aplicadas.

Restauración (*Restoration*)

V. Reparación (*Repair*).

Reventón (*Guard thread*)

Hilo que se emplea para realizar trazos en obra. Siempre debe estar colocado en tensión para garantizar linealidad.

Rigidización (*Stiffening*)

Incremento de la rigidez de un elemento o estructura.

Tabique (*Partition*)

Pared delgada, sin función estructural, hecha generalmente con ladrillos, que sirve para separar las piezas interiores de una edificación [Del árabe: *taxbiq*]. Es importante aclarar que México es el único país de habla hispana donde se identifica como tabique al "ladrillón", que es una pieza de mampostería de arcilla con dimensiones estándar de $7 \times 14 \times 28$ cm.

Tresbolillo (*Staggered*)

A tresbolillo o al tresbolillo: locuciones adverbiales. Dicese al colocar plantas: en filas paralelas, de modo que las de cada fila correspondan al medio de los huecos de la fila inmediata, de suerte que formen triángulos equiláteros. Por extensión, aparejo a tresbolillo es equivalente al aparejo al hilo, a media asta.

Unidad de mampostería (*Masonry unit*)

Componente básico para la construcción de mampostería, el cual, por su origen, puede ser natural o artificial. Las unidades de piedra natural se utilizan sin labrar o labradas. Las unidades de piedras artificiales son de forma prismática y difieren entre sí tanto por la materia prima utilizada, como por sus características geométricas y por los procedimientos de fabricación empleados. Las materias primas más comunes son el barro y el concreto. Los procedimientos de construcción varían desde los artesanales, como el cocido en horno para los ladrillos comunes, hasta los industrializados, como la vibrocompactación para los bloques de concreto y la extrusión para el ladrillo hueco de barro. Por simplicidad, también se le identifica como *pieza*.

Unidad hueca (*Hollow unit*)

La que tiene en su sección transversal más desfavorable un área neta de 50 por ciento del área bruta por lo menos, y cuyas paredes exteriores no tienen espesor menor de 15 mm. Para unidades desde dos hasta cuatro celdas, el espesor de las paredes interiores no deberá ser menor de 13 mm.

Unidad maciza (*Solid unit*)

La que tiene en su sección transversal más desfavorable un área neta de 75 por ciento del área bruta por lo menos, y cuyas paredes exteriores no tienen espesor menor de 20 mm.

Unidad multiperforada

La que tiene más de siete perforaciones o alvéolos. Para unidades cuyas perforaciones están uniformemente distribuidas y son de las mismas dimensiones, el espesor de las paredes interiores no debe ser menor de 7 mm.

CAPÍTULO 2

Materiales y comportamiento mecánico de la mampostería

J. ÁLVARO PÉREZ GÓMEZ (IBM)

LEONARDO E. FLORES CORONA (CENAPRED)

DANIEL VÁZQUEZ OUBIÑA (IBM)

FELIPE GARCÍA CORTÉS (IBM)

ALFREDO MARTÍNEZ ALONSO (NOVACERAMIC)

AMÍLCAR SÁNCHEZ CABALLERO (NOVACERAMIC)

2.1. Materiales para mampostería 2.2. Tipos de piezas 2.3. Piezas de barro 2.4. Piezas de concreto 2.5. Morteros 2.6. Morteros y concretos de relleno 2.7. Acero de refuerzo 2.8. Comportamiento mecánico de las piezas 2.9. Comportamiento mecánico de la mampostería 2.10. Modelos esfuerzo-deformación axial para mampostería 2.11. Variabilidad de las propiedades mecánicas de la mampostería 2.12. Valores índices para fines de diseño 2.13. Referencias

2.1. Materiales para mampostería

La mampostería como sistema constructivo aporta soluciones estructurales y para dividir espacios, además de grandes posibilidades y ventajas en los acabados; sus materiales poseen características especiales, por lo que es necesario que quien vaya a utilizarlos, tenga conocimiento, antes de iniciar el trabajo, acerca de su comportamiento y los procesos que se deben seguir.

En este capítulo se incluyen referencias normativas sobre las propiedades de los materiales e insumos, así como recomendaciones basadas en la experiencia de obra que no están incluidas en normativa alguna pero que complementan y mejoran el desempeño de los materiales, y así evitar efectos no deseados que demeritan la calidad de la mampostería y generan perjuicios al usuario.

Los cuatro principales materiales usados en la mampostería reforzada son:

- Piezas de mampostería.
- Morteros.

- Concreto de relleno.
- Acero de refuerzo.

Estos materiales se colocan integralmente formando un sistema estructural homogéneo.

Las piezas de mampostería motivo de este estudio son solamente los bloques y ladrillos elaborados a base de concreto o de barro (arcilla) recocido y extruido, ya sean macizas o huecas; se excluyen las piezas naturales y artificiales, como piedras y canteras.

Los morteros son aquellos materiales que se emplean para unir y/o rellenar las piezas de mampostería creando una junta de adhesión y soporte al muro, aunque también se usan para recubrimiento y acabado del mismo.

El concreto de relleno es una mezcla de cemento Portland, arena, gravilla (granzón) y agua con consistencia fluida que permita un adecuado relleno en las cavidades de la mampostería.

El acero de refuerzo utilizado en la mampostería discrepa del acero de refuerzo utilizado en elementos de concreto por el hecho de utilizarse varillas estiradas en frío de alta resistencia con diámetros tan pequeños como 4 mm, así como elementos electrosoldados donde se tienen secciones prefabricadas de castillos.

2.1.1. Resistencia a compresión

Es la principal cualidad que deben tener las unidades de mampostería. Las piezas de mampostería consideradas en la norma NMX-C-404-ONNCCE-2012, deben cumplir con los valores de resistencia a compresión indicados en la tabla 2.1.

La resistencia de diseño a compresión, para fines de diseño estructural, se calcula utilizando la siguiente expresión:

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

Donde:

f_p^* es la resistencia de diseño a compresión, referida al área bruta. Esta expresión cambió en las NTC-M 2017 a f_p' .

Tabla 2.1 Resistencia a compresión

Tipos de pieza	Configuración	Resistencia media ($\bar{f}_p$)	Resistencia mínima individual ($f_{p \min}$)
		MPa (kg/cm ²)	MPa (kg/cm ²)
Bloque	Macizo	15 (150)	12 (120)
	Hueco	9 (90)	7 (70)
	Multiperforado	15 (150)	12 (120)
Tabique mayor a 300 mm de largo	Hueco	9 (90)	7 (70)
	Multiperforado	9 (90)	7 (70)
Tabique menor a 300 mm de largo	Macizo	11 (110)	7 (70)
	Hueco	9 (90)	7 (70)
	Multiperforado	15 (150)	12 (120)

$\bar{f}_p$ es la media de la resistencia a la compresión, referida al área bruta.

c_p es el coeficiente de variación de la resistencia de diseño a compresión de las piezas, calculado como el cociente de la desviación estándar entre la media de la resistencia a compresión. Se recomienda usar 0.20 para plantas mecanizadas con sistemas de control de calidad, 0.30 para plantas mecanizadas que no cuentan con sistemas de control de calidad y 0.35 para piezas de producción artesanal.

2.1.2. Absorción máxima de agua

Es la propiedad de las unidades de mampostería para absorber agua hasta llegar a su punto de saturación. Está directamente relacionada con su permeabilidad, o sea el paso de agua a través de sus paredes.

Es importante tener los menores niveles de absorción posibles, ya que a mayor absorción de las unidades, éstas sustraen más agua del mortero de pega y del concreto de relleno, reduciendo o anulando la hidratación del cemento en las superficies que los unen, con lo cual se pierde adherencia y se originan fisuras. Una absorción baja se convierte en un requisito de calidad para la durabilidad de los muros de mampostería.

2.1.3. Absorción inicial

También llamada succión, se relaciona con la velocidad de absorción de agua medida en g/min. Mide la cantidad que una pieza es capaz de incorporar inmediatamente después de ponerse en contacto con el agua. Este factor es considerado como el principal índice de las piezas de albañilería en relación con su adherencia (tabla 2.2).

No existe una relación consistente entre la absorción total y la absorción inicial (succión); algunas piezas con alta absorción total pueden tener baja succión, y viceversa.

Tabla 2.2 Valores máximos de absorción inicial y absorción total de agua en 24 horas

Tipo de material	Absorción inicial para muros expuestos al exterior (g/min)	Absorción inicial para muros interiores o con recubrimiento (g/min)	Absorción total en 24 horas en porcentaje
Concreto	5	7.5	12
Arcilla artesanal	-	-	23
Arcilla extruida o prensada	5	7.5	19

Las piezas de barro con alta succión tienden a absorber altas cantidades de agua del mortero, lo cual resulta en una pobre adhesión; por ello, es recomendable mojar las piezas unas horas antes de ser colocadas, pero evitando que las piezas estén saturadas y superficialmente húmedas, ya que esto causa una deficiente adhesión entre el mortero y la pieza, así como una falta de estabilidad en la colocación (figuras 2.1 a 2.5).

En el caso de las piezas de concreto, se deben evitar aquellas con alta succión, ya que

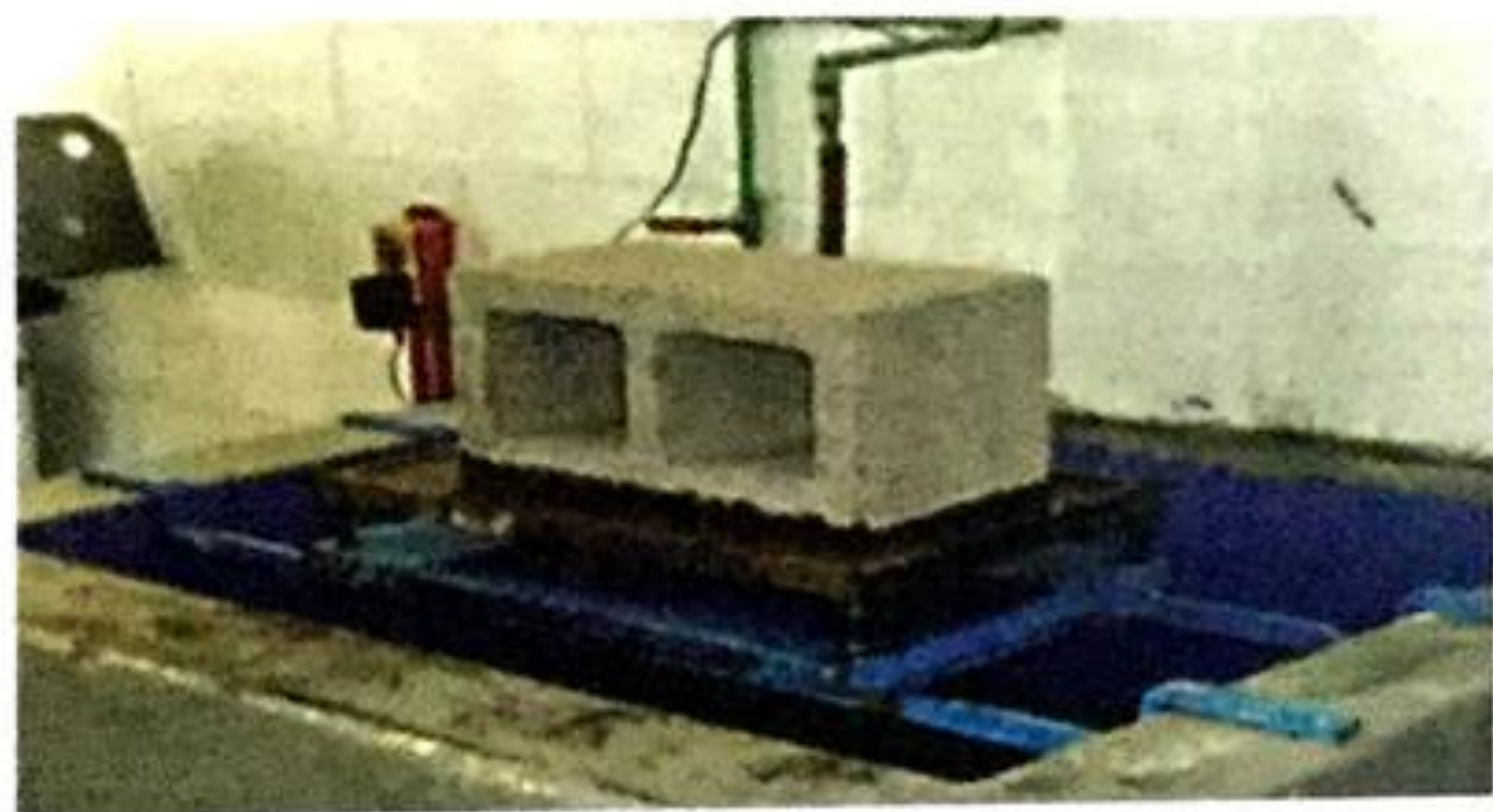


Figura 2.1 Absorción de bloque hueco de concreto.

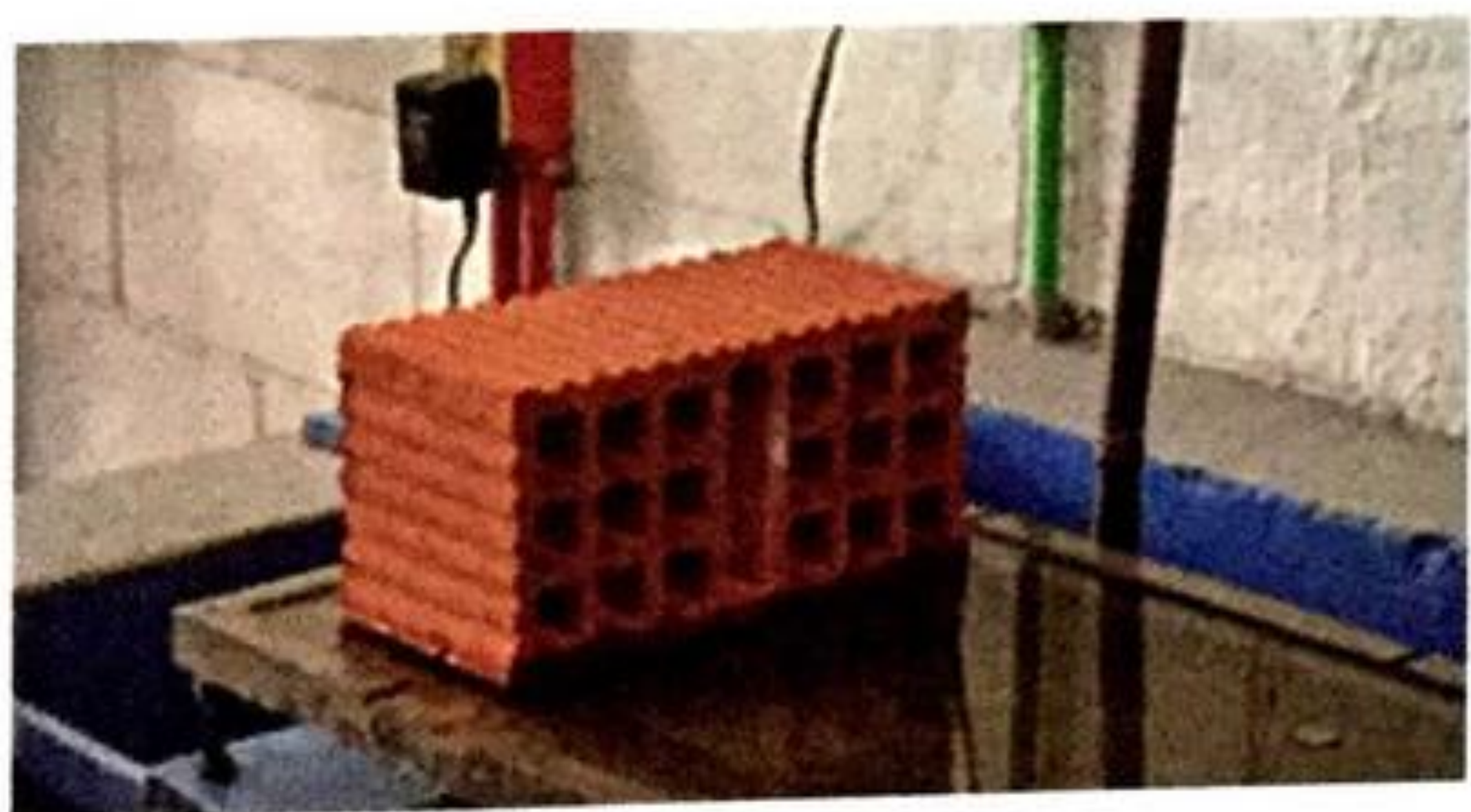


Figura 2.2 Absorción de tabique de barro extruido.



Figura 2.3 Absorción de tabicón.



Figura 2.4 Efecto de absorción excesiva en piezas de barro.

este índice no puede ser compensado mojando las piezas porque provocaría una inestabilidad dimensional debido a la contracción por secado.

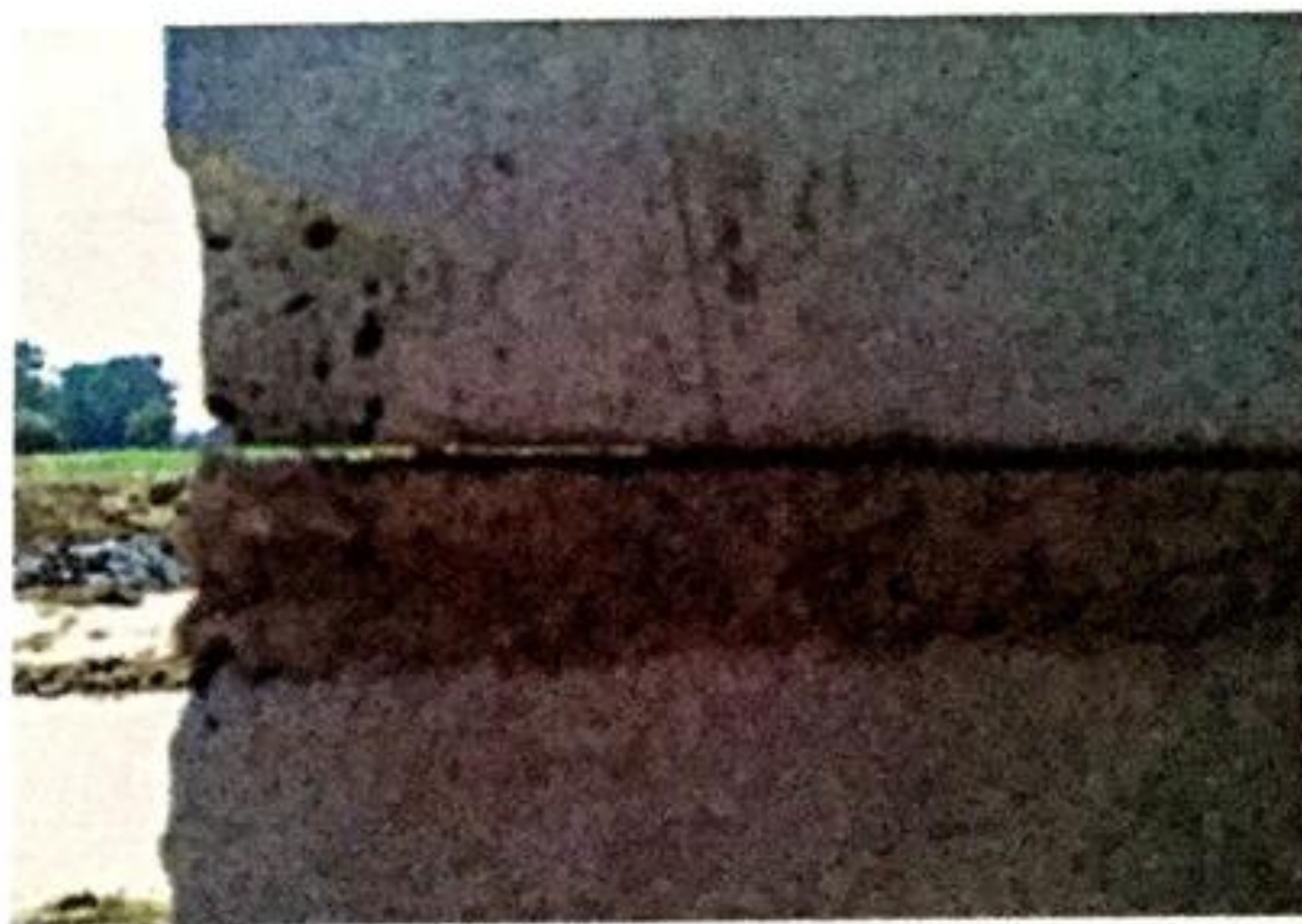


Figura 2.5 Efecto de absorción excesiva en piezas de concreto.

2.1.4. Contracción por secado

Es una característica de las unidades de mampostería de concreto dada por sus materiales, dosificación, proceso de fabricación y curado, que refleja el grado de sensibilidad dimensional de la unidad a los cambios de humedad en su interior. Es recomendable lograr y mantener en equilibrio el contenido de humedad de las piezas con respecto a la humedad del ambiente para reducir los efectos de contracción por secado; por ello, es necesario conservar las piezas protegidas de la lluvia en el sitio de trabajo.

El porcentaje máximo de contracción lineal total por secado es de 0.065%.

2.1.5. Tolerancias dimensionales

Las tolerancias en las dimensiones de las piezas de "block" son de ± 3 mm en la altura (B) y ± 2 mm en el largo y ancho (A y C) (figura 2.6).

Para los tabiques o piezas de arcilla, las tolerancias en las dimensiones de las piezas son de ± 3 mm en cualquier dimensión con respecto a las de fabricación (figura 2.7).

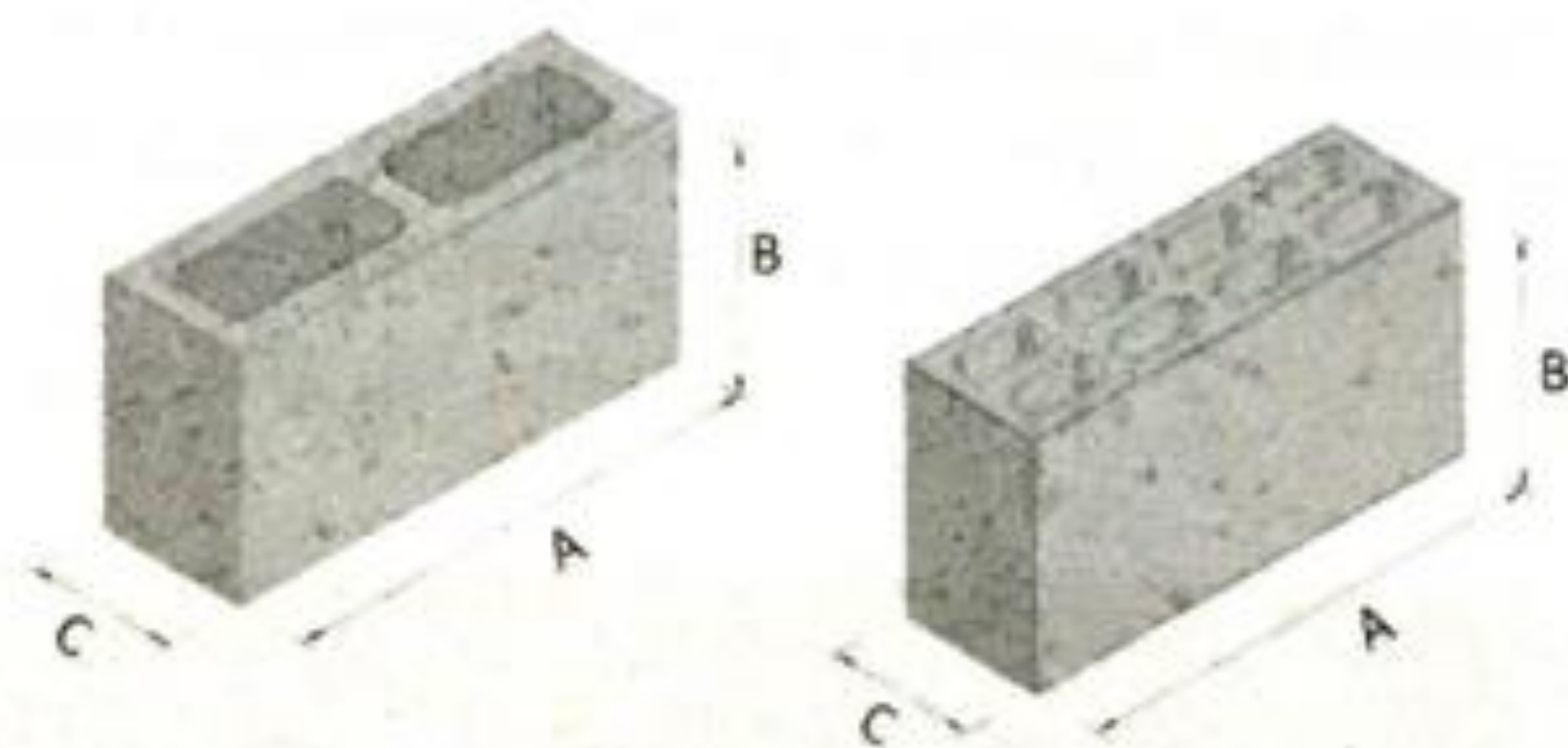


Figura 2.6 Dimensiones del bloque hueco de concreto.

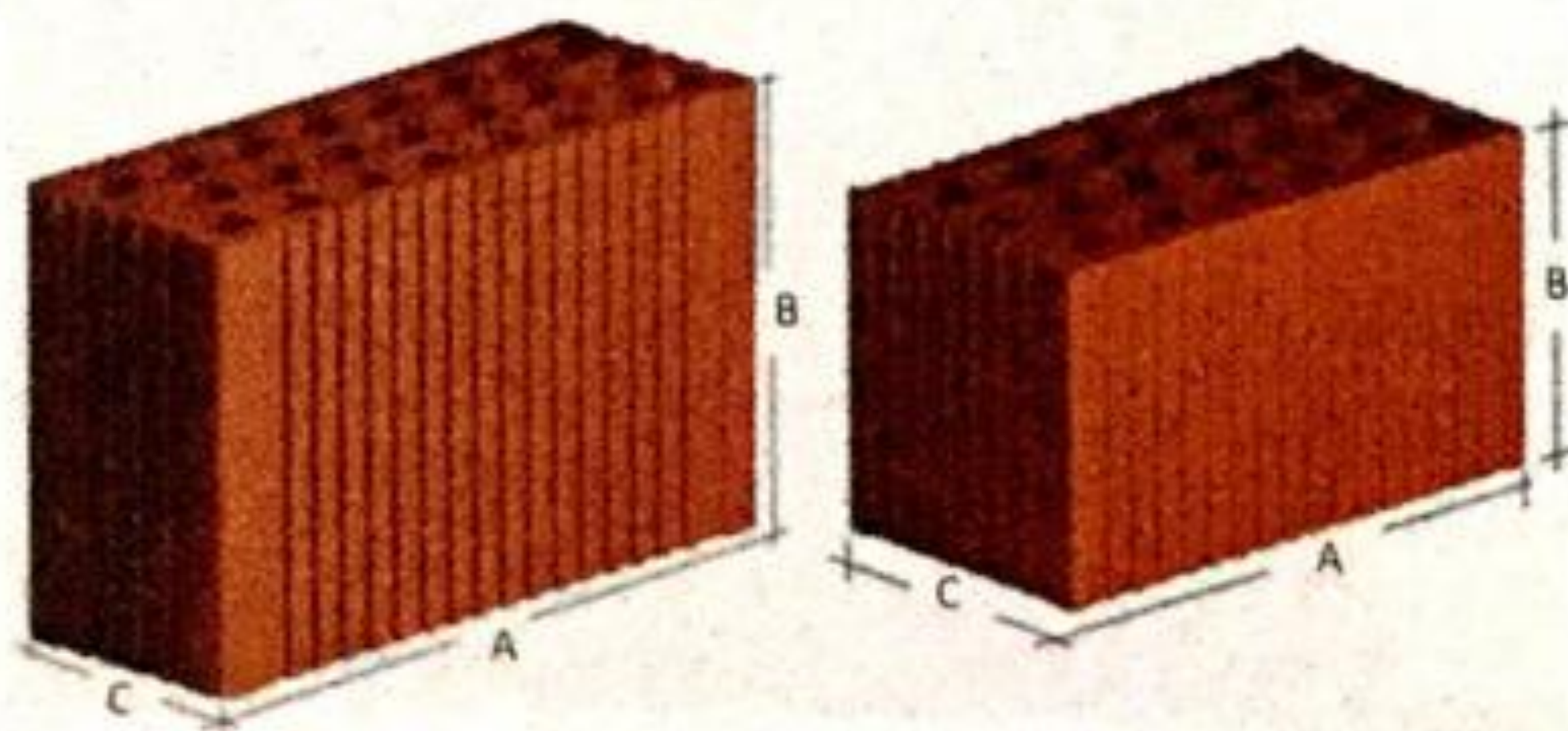


Figura 2.7 Dimensiones de tabiques o piezas multiperforados de arcilla.

2.1.6. Peso volumétrico

El peso volumétrico de las unidades de mampostería depende fundamentalmente del peso de los agregados y del proceso de fabricación. El peso volumétrico mínimo de las piezas en estado seco es el que se indica en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 Peso volumétrico

Tipo de pieza	Valores en KN/m ³ (kg/m ³)
Tabique de barro recocido	13 (1300)
Tabique de barro con huecos	17 (1700)
Bloque hueco de concreto	17 (1700)
Bloque macizo de concreto (tabicón)	15 (1500)

2.2. Tipos de piezas

2.2.1. Piezas macizas

Son aquellas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75% del área bruta y cuyas paredes exteriores no tienen espesores menores de 20 mm.

2.2.2. Piezas huecas

Son las que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 50% del área bruta; además, el espesor de sus paredes exteriores no es menor de 15 mm.

2.3. Piezas de barro

2.3.1. Procesos de fabricación

La arcilla es el material básico del ladrillo, debido a que cuando se humedece se convierte en una masa cómoda de manejar y se moldea muy fácilmente; esta masa (normalmente en forma de prisma rectangular), al ser sometida a altas temperaturas adquiere una gran dureza y resistencia.

Las bondades de una arcilla para la fabricación de un ladrillo dependen del tipo de plasticidad, capacidad de absorción, capacidad aglutinante, contracción en el secado, cocido y comportamiento al calor.

Una arcilla es plástica cuando, previa humectación, puede moldearse en bolas que, comprimidas en una dirección cualquiera, no originan grieta alguna; una arcilla tiene una capacidad aglutinante cuando, húmeda, puede llegar a admitir, entremezclada en su masa, cierta cantidad de materias pulverizadas más o menos granuladas.

Ladrillo extruido industrializado. El proceso de fabricación del ladrillo extruido industrializado se inicia con la preparación indirecta de la arcilla antes de entrar a proceso de fabricación: homogeneizar la arcilla y compensar las variaciones que pudieran presentar las arcillas de los diferentes bancos, asegurando un suministro a la planta de arcillas con características constantes de material en lo que se refiere a la plasticidad y contenido de humedad. Se comienza con un proceso de reposo de las arcillas aprovechando la acción física y mecánica de la intemperie (hielo, lluvia, sol, viento), para disgregar los grandes trozos de arcilla recién arrancada. Posteriormente principia la preparación directa de la arcilla dividiéndola en las siguientes fases: desmenuzado, dosificación, molienda, amasado y podrido de la arcilla.

Desmenuzado: con esta operación se consigue una subdivisión tal del material, que permite su posterior utilización sin problemas de dosificación, molienda y amasado.

Dosificación: permite una alimentación constante y regulada sobre las líneas de preparación (laminadores) (figura 2.8).

Molienda: se utilizan desintegradores y laminadores; el desintegrador sirve para disgregar con facilidad la arcilla, y el laminador determina el grado de molienda fina de la arcilla (figura 2.9).



Figura 2.8 Desmenuzado y dosificación.



Figura 2.9 Molienda.

Amasado: tiene como objeto homogeneizar las mezclas de arcilla y a su vez adicionar el agua necesaria para su reposo o maduración en el "pudriero" (figura 2.10).



Figura 2.10 Amasado.

Podrido de las arcillas: consiste en depositar éstas, después del amasado, en un patio a la intemperie formando conos cilíndricos con la misma arcilla (figura 2.11), obteniéndose con esto una homogeneización de la mezcla al caer e irse depositando en la superficie del patio. La acción del podrido se manifiesta por una mayor penetración del agua en las partículas, combinándose químicamente y produciendo modificaciones en la arcilla. Cuanto más tiempo esté la arcilla en contacto con la humedad, tanto más aumentará sus cualidades aglomerantes.

Una vez que las arcillas han madurado en el pudridero, se concentran en tolvas de almacenamiento (figura 2.12), que serán los alimentadores durante el proceso de fabricación.



Figura 2.11 Podrido de arcillas.



Figura 2.12 Almacenamiento en tolvas.

Extrusión: las arcillas se pasan a través de un laminador para reducir el tamaño de la partícula a 1 mm máximo, y se conducen a una extrusora, donde se realiza un vacío para extraer el aire de la pasta y así aumentar su compactación. Posteriormente se comprime la pasta contra un molde (diseño de la geometría de la pieza para dar forma al producto) a una presión de entre 15 y 30 kg/cm².

La barra del material extruido se pasa por cortadores de acuerdo con las dimensiones requeridas para el producto final (figura 2.13).

Secado: el secado es una de las fases más delicadas del proceso de fabricación. Las barras de arcilla, una vez cortadas según las dimensiones requeridas, se colocan en bandejas y se transpor-



Figura 2.13 Extrusión y geometría de piezas.



Figura 2.14 Zona de secado.

tan al secadero, que tiene una temperatura de entre 90 y 120 grados Celsius. En el secado convergen múltiples factores, tales como: naturaleza de la arcilla, diseño y formato de la pieza, grado de preparación y homogeneización, uniformidad de secado, etc., permitiendo al ladrillo conservar sólo entre 2 y 4% de humedad después de estar entre 20 y 48 horas en el proceso de secado (figura 2.14).

Apilado: después del proceso de secado, el ladrillo es descargado de la estantería en una banda que lo envía a la zona de apilado, el cual se lleva a cabo colocando los ladrillos de tal forma que el aire que circule dentro del horno pueda fluir uniformemente para dar una completa y total cocción (figura 2.15).

Cocción: con una duración de entre 50 y 70 horas y a más de 90 grados Celsius, es en esta etapa



Figura 2.15 Apilado del producto.

donde se confiere a las piezas las propiedades deseadas.

El material seco, antes de ser introducido en el horno, pasa a través de un prehorno para aumentar su temperatura gradualmente al ir llegando a la zona de cocción (figura 2.16).

El material seco introducido en el horno de cocción, permanece un promedio de 24 horas.

El horno consta de tres zonas claramente diferenciadas:

Zona de precalentamiento. En esta zona, el material procedente del prehorno avanza en sentido contrario al aire caliente que procede del área de cocción. En esta parte, el material, progresivamente, aumenta su temperatura y pierde agua (tanto la absorbida como la estructural).



Figura 2.16 Zona de entrada al horno.

Zona de cocción. El material procedente de la zona de precalentamiento, se somete a temperaturas mayores que $900\text{ }^{\circ}\text{C}$, donde permanece el tiempo necesario para su total cocción.

Zona de enfriamiento. En esta zona, el material se somete a un enfriamiento progresivo, de modo que se evita la aparición de grietas en las piezas como consecuencia de cambios bruscos de temperatura.

Una vez cocido el material, se lleva a la zona de envasado, donde se paletizan los ladrillos sobre tarimas de madera y se envuelven con plástico retráctil; la última etapa es llevar las tarimas con ladrillo industrializado al área de patio para su futuro embarque a la zona requerida.

Las piezas que se fabrican bajo este proceso pueden ser huecas o multiperforadas y tener diferentes dimensiones, algunas de ellas; por la orientación horizontal de sus huecos, sólo se usan para la construcción de muros divisorios (figuras 2.17 y 2.18).



Figura 2.17 Tabiques de barro extruido.

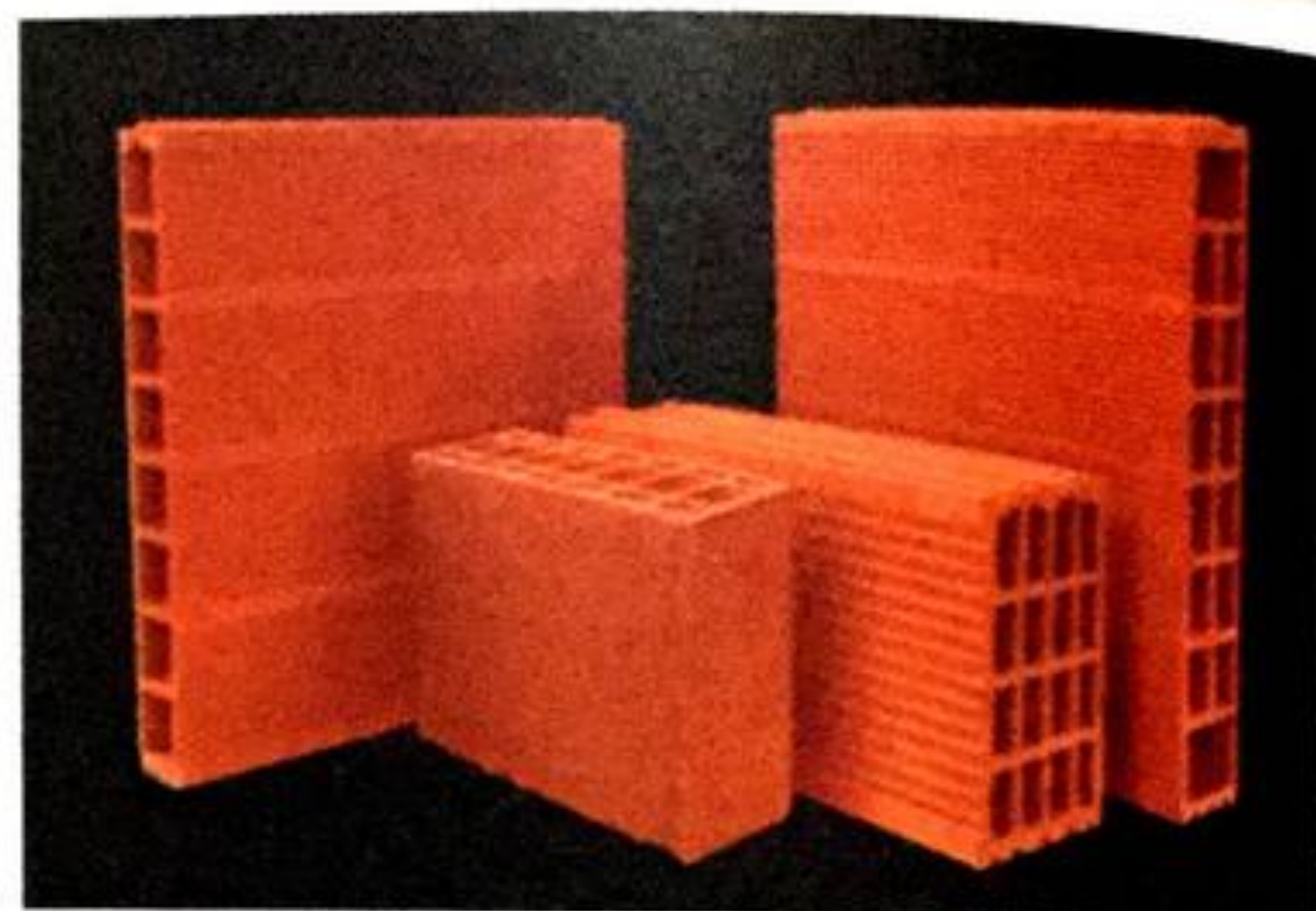


Figura 2.18 Piezas de barro extruido de diferentes formatos.

2.4. Piezas de concreto

2.4.1. Proceso de fabricación

La fabricación de las piezas de concreto se realiza mediante las siguientes etapas:

- Selección de agregados.
- Diseño de mezcla.
- Dosificación de insumos.
- Mezclado.
- Moldeado y vibrado.
- Curado.

La calidad y las propiedades de las piezas de concreto varían considerablemente según el tipo de maquinaria empleado en la fabricación, así como el proceso de curado, que puede ser con vapor en cámaras de baja presión, microas-

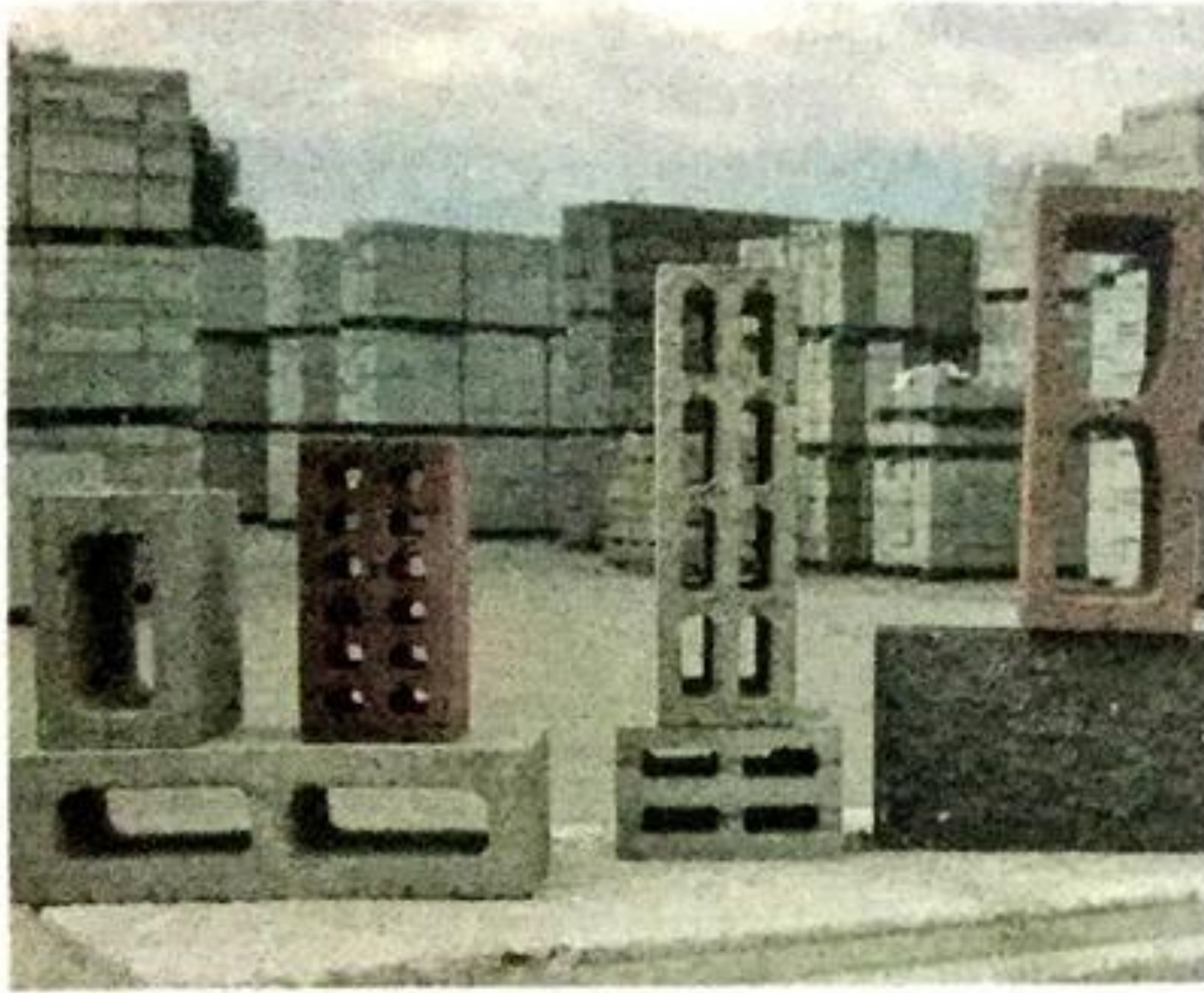


Figura 2.19 Variedad de piezas de concreto.

persión de agua en cámaras o riego de agua en espacios abiertos.

Las piezas de concreto más comunes son las denominadas como “block” hueco de concreto, los cuales se fabrican lisos, con color y con un acabado rústico o estriado (figura 2.19).

2.5. Morteros

Los morteros se definen como mezclas de uno o más conglomerantes inorgánicos, arenas, agua y a veces adiciones y/o aditivos. El mortero tiene la peculiaridad de ser empleado en muy distintas aplicaciones en la edificación. Estas posibilidades están determinadas por los siguientes factores:

Adaptabilidad formal. El mortero se debe adaptar a cualquier superficie, volumen, forma e intersticio.

Facilidad de aplicación. El mortero puede ser aplicado manualmente o por medios mecánicos.

Versatilidad en sus propiedades. El mortero debe tener la posibilidad de adaptar sus propie-

dades a las exigencias que se deseen conforme a la composición y dosificación precisa.

2.5.1. Morteros para pegar piezas

El mortero de pega es el elemento que une las piezas de mampostería a través de las juntas vertical y horizontal, en virtud de su capacidad de adherencia. Debe tener una buena plasticidad, consistencia y suficiente capacidad de retención de agua para que las unidades de mampostería no le roben la humedad y se pueda desarrollar la resistencia de la interfase mortero-unidad mediante la correcta hidratación del cemento del mortero.

El mortero forma solamente entre 10 y 20 por ciento del volumen total de una pared de mampostería. Sin embargo, su efecto en el comportamiento de la pared es mucho mayor que lo que indica este porcentaje. Estéticamente, el mortero puede añadir un colorido adicional o un acabado muy particular a las paredes. Funcionalmente, el mortero liga las unidades de mampostería y sirve de sello para impedir la penetración de aire y agua. Además, se adhiere al refuerzo de las juntas de tal modo, que hace que actúen conjuntamente. Para el desempeño de los muros ante cargas verticales y sísmicas, el comportamiento del mortero incide tanto como la resistencia de las piezas de mampostería y la mano de obra.

Materiales para fabricación de mortero de pega:

Conglomerantes

- Cemento hidráulico.
- Cemento de albañilería.
- Cal hidratada.

Agregados pétreos

- Agua.
- Aditivos.
- Pigmentos.

Cada uno de estos insumos tiene una contribución importante en el desempeño del mortero. El cemento contribuye a darle durabilidad, alta resistencia temprana y alta resistencia a compresión. La cal da trabajabilidad, retención de agua, elasticidad y mayor resistencia al paso de humedad. Tanto el cemento como la cal contribuyen a la resistencia de la unión de las piezas de mampostería. La arena actúa como un llenador y favorece la resistencia, y su granulometría debe cumplir con lo indicado en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 Arena para mortero de mampostería.
Apéndice NMX-C-486-ONNCCE-2014

Malla	Porcentaje que pasa	
	Arena natural	Arena procesada
No. 4	100	100
No. 8	95 - 100	95 - 100
No. 16	70 - 100	70 - 100
No. 30	45 - 75	45 - 75
No. 50	10 - 35	20 - 40
No. 100	2 - 15	10 - 25
No. 200	0 - 5	0 - 10

La arena debe estar libre de sustancias delezna- bles e impurezas orgánicas. Debe cumplir las especificaciones de la norma NMX-C-111-ONNCE, Agregados para concreto hidráulico.

El agua es el ingrediente que crea la plasticidad y trabajabilidad del mortero, y se requiere para la hidratación del cemento. Debe cumplir con lo especificado en la norma NMX-C-122-ONNCCE, Agua para concreto.

En cuanto a los aditivos para los morteros de pega, pueden recomendarse retenedores de agua con base de celulosa para aquellos casos donde se usen piezas de mampostería altamente absorbentes o cuando se apliquen en medios muy secos o calurosos. También pueden emplearse inclusores de aire que proporcionan una mejor trabajabilidad, pero teniendo cuidado en su proporción para no afectar su resistencia. Otro de los aditivos comúnmente usados son los retardantes de fraguado para la producción de un mortero de larga vida. No es recomendable usar aceleradores

de fraguado para esta aplicación. En todo caso, deben cumplir con la norma NMX-C-255-ONNCCE, Aditivos químicos para concreto.

Los pigmentos son por lo general óxidos de hierro, cromo o magnesio, que se utilizan para darle color a la junta; estos pigmentos se pueden adicionar en polvo como un porcentaje del peso del cemento de la mezcla de mortero. La dosificación máxima usualmente aceptada es 8%, por encima de la cual no se logra ningún efecto apreciable a simple vista.

Morteros para pegar piezas

Los tipos de mortero recomendados por la Norma Mexicana NMX-C-486-ONNCCE-2014, para uso estructural, son los indicados en la tabla 2.5.

Tabla 2.5 Tipos de mortero y resistencia de diseño a compresión

Tipo de mortero	Resistencia promedio a la compresión $\bar{f}_j$ MPa (kg/cm ²)	Resistencia mínima a la compresión $f_{j\min}$ MPa (kg/cm ²)
I	18.0 (180)	12.5 (125)
II	11.0 (110)	7.5 (75)
III	6.0 (60)	4.0 (40)

La resistencia de diseño a compresión, para fines de diseño estructural, se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$f_j^* = \frac{\bar{f}_j}{1 + 2.5c_j}$$

Donde:

f_j^* es la resistencia de diseño a compresión, referida a cubos de mortero. Esta expresión cambió en las NTC-M a f_j' .

$\bar{f}_j$ es la resistencia promedio a la compresión de cubos de mortero.

c_j es el coeficiente de variación de la resistencia de diseño a compresión del mortero. Se recomienda

utilizar un valor de 0.20 para morteros hechos en obra y 0.1 para morteros industrializados.

Mortero tradicional

El mortero es uno de los materiales que el contratista hace en obra. Por esto, es el material más propenso a tener variaciones, las cuales afectan la productividad del albañil y las características del mortero.

Una buena mezcla de mortero empieza con lo fundamental, que son las proporciones, lo cual no es un problema con el cemento y la cal, pero sí con la arena y el agua. Para dosificar la arena y el agua es recomendable tener un depósito con la cantidad que lleve cada revoltura para mantener constante los volúmenes una mezcla tras otra.

El orden más benéfico para lograr una buena mezcla es el siguiente: colocar $\frac{3}{4}$ del agua que se va a utilizar, luego la mitad de la arena y todos los materiales cementantes en el mezclador, y mezclarlos por unos pocos minutos. Luego añadir el resto de arena y el agua restante hasta conseguir la consistencia deseada.

Después de que todos los materiales se hayan añadido, mezclar de nuevo por lo menos tres minutos, pero no más de cinco. Tiempos de mezclado menores pueden resultar en falta de uniformidad, pobre trabajabilidad, baja retención de agua y contenido de aire menor al óptimo. Los tiempos mayores de mezclado pueden afectar adversamente el contenido de aire de los morteros con cemento o cal.

El mezclado manual es un procedimiento no recomendado, pero en caso de llevarse a cabo es necesario hacerlo en un recipiente o superficie de plástico o metálica. La arena debe distribuirse primero en esta caja de batido, luego los materiales cementantes de una manera uniforme sobre la arena. Los materiales secos se deben mezclar con una pala y se debe añadir tres cuartas partes del agua que va a utilizar, y la mezcla se debe hacer hasta lograr un compuesto homogéneo. El agua restante se agrega al final hasta alcanzar la consistencia deseada.

Mortero premezclado seco

Hoy en día, en algunas localidades es posible disponer de morteros premezclados secos envasados en sacos o *bigbags*, los cuales cumplen con las especificaciones exigidas por el reglamento de construcción y, además, poseen propiedades de retención de agua y contenido de aire controlado. Para el mezclado mecánico hay que colocar primero tres cuartas partes del agua que se especifica en el saco; para evitar que el polvo se adhiera al fondo de la mezcladora, se añade el contenido del saco y se deja mezclar durante 2 minutos; después se debe añadir el agua restante y mezclarlo durante otros 2 minutos más. Para el mezclado manual, el procedimiento es similar al mortero tradicional.

Mortero de larga vida

Del mismo modo que el concreto premezclado, este mortero se dosifica y mezcla en planta y se lleva a la obra en un camión mezclador. El uso de aditivos para prolongar el tiempo de fraguado del mortero hasta por 72 horas, ha hecho posible esto. El mortero entregado un día, se puede almacenar para ser usado dentro de las 72 horas siguientes.

Reacondicionamiento del mortero

El reacondicionamiento del mortero, mejor conocido como retemplado, consiste en recuperar la trabajabilidad del mortero agregando agua y re-mezclado, siempre y cuando no tenga más de 2.5 horas de "edad" (tiempo de fraguado inicial). Intentar reemplar a mayores "edades" (fraguado final), origina un mortero que no tendrá las características de resistencia y adherencia necesarias.

Propiedades del mortero de pega

Las propiedades del mortero se pueden clasificar en función de las dos etapas por las que pasa su estado físico, que se denominan como *estado fresco* y *estado endurecido*. La primera responde

a la fase del mortero una vez mezclado y amasado. Su duración varía de acuerdo con el tiempo de fraguado requerido por la proporción que integra la mezcla, así como por la temperatura, humedad, etc. En esta etapa el mortero es plástico y trabajable, lo que permite su puesta en obra. Superada esta fase, el mortero endurece hasta consolidarse. Las propiedades relativas al estado fresco se relacionan con la puesta en obra e influirán principalmente en el rendimiento y calidad de la ejecución.

Las propiedades en el estado endurecido son estipuladas por las prescripciones del proyecto y por el cumplimiento de las exigencias normativas y reglamentarias.

Características en estado fresco

Entre las características del mortero en estado fresco se encuentran la fluidez, la retención de agua y la retracción.

La fluidez define la manejabilidad o trabajabilidad del mortero; se consigue mediante la adición de agua en función de la granulometría del mortero, cantidad de fino, empleo de aditivos, absorción de agua del sustrato, condiciones ambientales, etc. La trabajabilidad mejora con la adición de cal, plastificantes o aireantes. La fluidez se determina con la mesa de sacudidas, de acuerdo con el procedimiento de la Norma Mexicana NMX-C-144-ONNCCE.

El valor de la fluidez para el mortero de pega se especifica en porcentaje y de acuerdo con la norma NMX-C-486-ONNCCE; su valor debe estar comprendido entre 105 y 130 (figura 2.20).

Como en la obra es más común el control del revenimiento que el de la fluidez, existe una correlación entre estas dos propiedades del mortero para facilitar la medición de la fluidez de manera indirecta con el revenimiento (figuras 2.21 y 2.22). En la tabla 2.6 se muestra una correlación entre estas propiedades (CTCC-CEMEX).

El tiempo de trabajabilidad del mortero, que depende de su consistencia, es el lapso durante el cual éste posee la suficiente trabajabilidad para



Figura 2.20 Equipo de medición de fluidez.



Figura 2.21 Muestra de fluidez sin impacto.



Figura 2.22 Muestra de fluidez después de los impactos.

Tabla 2.6 Correlación entre revenimiento y fluidez

Revenimiento (cm)	Fluidez (%)	Consistencia (mm)
16	129	63
17	130	70
20	131	79

ser utilizado sin adición posterior de agua, y se determina bajo el método establecido en la norma NMX-C-085-ONNCCE.

La retención del agua es la propiedad que le permite al mortero conservar el agua necesaria para la hidratación del cemento cuando se usa en ambientes secos o cálidos, y, en unidades de mampostería muy absorbentes.

La retracción es una contracción que experimenta el mortero por disminución de volumen durante el proceso de fraguado y principio de endurecimiento. Dicha retracción es provocada por la pérdida de agua sobrante tras la hidratación del mortero. Se ha demostrado que las contracciones son más elevadas cuanto más ricos en cemento y elementos finos son los morteros. También se ha observado que la retracción aumenta cuanto más es el agua de amasado.

Características en estado endurecido

Son cuatro las exigencias fundamentales en los morteros en estado endurecido que tienen influencia importante en el desempeño del muro terminado, las cuales son: resistencia a la compresión, adherencia, estanqueidad y estabilidad dimensional.

La resistencia a la compresión es el criterio más empleado para identificar y prescribir un mortero. La razón se debe a que es una de sus propiedades más importantes y es fácilmente medible. El aumento en la resistencia del mortero supone un incremento en la resistencia final del muro; sin embargo, esta ganancia no es extrapolable al aumento de resistencia del conjunto debido a la convergencia de otras variables incidentes.

En la obra, establecer una mezcla del mortero para alcanzar una resistencia determinada no siempre es fácil, ya que comúnmente aparecen múltiples factores negativos a la hora de la elaboración del mismo:

- Falta de control en las dosificaciones.
- Mano de obra poco calificada.

- Escaso control de los componentes.
- Contaminación de los componentes.
- Exceso de los tiempos de uso.
- Agua en exceso para recuperar la manejabilidad.

Las variables que inciden en la resistencia del mortero son múltiples; entre las más destacadas podemos distinguir las siguientes:

- Contenido de cemento.
- Contenido de agua.
- Relación agua-cemento.
- Retención de agua.
- Contenido de aire.
- Contenido de cal hidratada.
- Aditivos.
- Curado.

La adherencia es probablemente la propiedad más determinante de los morteros en el sistema constructivo de muros, pues de ésta depende que los materiales de la mampostería se comporten y respondan como un único elemento integrado.

El concepto de resistencia tratado en un apartado precedente, refiere a la resistencia a la compresión del elemento. La resistencia a la tracción de un muro está condicionada por la adherencia entre el mortero y las piezas componentes.

En el proceso de la unión mecánica entre el mortero y las piezas de albañilería, pueden identificarse las siguientes fases:

- Succión del agua desde el mortero hasta las unidades colocadas, que se inicia instantáneamente al contactar y dura minutos e incluso horas.
- Transporte del conglomerante por el agua succionada e introducción en los poros de la pieza.
- Hidratación y cristalización del conglomerante en los poros colmatados provocando los anclajes entre la pasta y las piezas.

El área crítica en el sistema mortero-pieza suele localizarse en la sección de junta del mortero con la pieza superior. Consecuentemente, resulta crucial para asegurar el monolitismo y la ausencia de fisuras en el conjunto, y garantizar la penetración del mortero en la superficie y las oquedades de la pieza superior.

La tensión adherente, alcanzada en la interfase mortero-pieza, depende del anclaje de los cristales de cemento del mortero en los poros de la pieza. En este proceso intervienen la cantidad, el grado de penetración y la hidratación del conglomerante en dichos poros.

Cuanto mayor sea el área de contacto eficaz entre la pasta del mortero y las piezas, mayor número de anclajes se extenderán y más adherencia final poseerá el conjunto. Tres aspectos fundamentales inciden en el resultado de la adherencia:

- Mortero.
- Pieza.
- Ejecución.

Es de capital importancia que estando las juntas en estado fresco y con el mortero aún en estado plástico, el albañil lleve a cabo un trabajo de "rejunteo" con el mismo mortero, a fin de subsanar todas aquellas deficiencias que hayan quedado durante la colocación de las piezas (figura 2.23). Con esto se logra una mejor unión y sellado del conjunto.



Figura 2.23 Técnica de rejunteo.

Es contraproducente mover o golpear las piezas ya colocadas para relinearlas o corregirlas una vez superados los movimientos de nivelación y alineación iniciales, pues las unidades no se volverán a adherir al mortero.

Estanqueidad es una de las exigencias fundamentales de un muro para impedir el paso de agua exterior en forma de lluvia o humedad. Se ha demostrado que la principal fuente de filtración de agua sucede a través de las microfisuras que pueden abrirse entre las piezas y el mortero debido a una insuficiente adherencia entre éstos.

La estabilidad dimensional del mortero se define como la propiedad para controlar el efecto de su contracción. Distinguimos así retracciones de secado y térmicas como causas que derivan en la contracción final del mortero. Estas variaciones se producen en las fases de fraguado y endurecimiento del mortero. Este efecto es más acusado cuanto mayor es la velocidad de absorción inicial por la succión de las piezas en contacto. Habitualmente los parámetros que aumentan la retracción o la hacen más evidente son:

- Alto contenido en agregados finos.
- Excesiva cantidad de cemento y agua.
- Sequedad del ambiente y cambios de temperatura.
- Espesores de junta grandes.

Los cambios de volumen por causas térmicas ocasionan contracciones y dilataciones que diferencialmente entre los elementos del muro no son significativas, pero sí son ponderables al considerar globalmente el muro o cerramiento ejecutado si no se prevén las juntas adecuadas.

2.5.2. Morteros para recubrimiento

Por recubrimiento entendemos el material de construcción que se aplica sobre la superficie externa de otro elemento o sistema constructivo, con el fin de cubrirlo por razones funcionales o simplemente estéticas.

La denominación de los tipos de mortero de revestimiento es muy extensa y heterogénea. Puede atender a los componentes del mortero, a su posición con respecto al soporte, a la textura, al relieve de la superficie, etcétera.

Dentro de las propiedades que deben cuidarse en un mortero para recubrimiento, están la resistencia, la adherencia y la estanqueidad.

Las resistencias mecánicas de los morteros destinados a revestimiento deben atender a las tensiones provocadas por pequeños movimientos diferenciales del soporte, tensiones generadas por cambios ambientales e impactos o agresiones externas. Se distinguen dos tipos de resistencias en los morteros de revestimiento: a la compresión y a la tensión.

La resistencia a la compresión proporciona una idea de la cohesión interna del mortero. Indica su capacidad para soportar presiones sin disgregarse. También se relaciona con el grado de estanqueidad que será capaz de alcanzar una vez dispuesto.

La resistencia a la tensión proporciona información sobre la dificultad que oponen las partículas a separarse.

Estas resistencias mecánicas no deben ser superiores a la de los soportes. El mortero debe ser lo suficientemente flexible para acompañar leves movimientos del soporte por causas térmicas o estructurales. Una excesiva rigidez provocaría la aparición de fisuras o agrietamientos.

En la tabla 2.7 se muestran los tipos de morteros según su resistencia.

Los morteros de las clases CS I y CS II se destinan para uso interior, pues no son adecuados para soportar cambios ambientales bruscos o extremos.

Tabla 2.7 Según norma UNEEN 998-1

	Categorías	Valores N/mm ²
Intervalo de resistencia a compresión	CS I	0.4 a 2.5
	CS II	1.5 a 5.0
	CS III	3.5 a 7.5
	CS IV	6.0

Los morteros tipos CS III y CS IV son aptos para uso exterior.

Factores que influyen en su resistencia:

- Adecuada elección de materiales, con una distribución granulométrica correcta.
- Uso de aditivos.
- Una mezcla homogénea.

La adherencia es la principal propiedad que se debe exigir al mortero de recubrimiento. Una adherencia correcta impide que el mortero se despreque del soporte como consecuencia de sus variaciones dimensionales. Estas variaciones son consecuencia de la acción de los agentes externos a que se encuentran sometidos (lluvia, hielo, frío-calor, etc.), y que dan lugar a contracciones, dilataciones y movimientos del soporte. Igualmente debe soportar los esfuerzos mecánicos y tensionales entre revestimiento y soporte.

En la ejecución de los aplanados, debe emplearse el mortero dentro del tiempo de utilización declarado por el fabricante. Retemplar puede producir una merma importante en la adherencia, así como fisuras en gran parte de la superficie.

La estanqueidad es la propiedad de los recubrimientos que evita la penetración del agua de lluvia hasta el interior, para impedir el deterioro de los materiales que conforman el interior.

La resistencia a la absorción de agua por capilaridad aumenta de manera importante con el empleo de aditivos hidrofugantes, aditivos retardadores de agua y un buen sellado, en caso de que se presenten fisuras o grietas en la superficie de recubrimiento.

Algunas causas de lo anterior pueden ser:

- Heladas y ataques fisicoquímicos.
- Eflorescencias.
- Fisuras y desprendimientos.
- Humedades.

2.6. Morteros y concretos de relleno

Son mezclas de cemento Portland, arena, grava (no mayor de 10 mm), agua necesaria para una consistencia fluida y aditivos. Proveen:

- Mayor área transversal, permitiendo a un muro con concreto de relleno distribuir mejor las fuerzas verticales y laterales que una pared sin concreto de relleno.
- Más resistencia a la transmisión de sonido, reduciendo por tanto el paso de sonido a través de la pared.
- Mayor resistencia al fuego.
- Mejor capacidad de almacenamiento de energía del muro.

Los concretos y morteros de relleno que se emplean en elementos estructurales de mampostería para rellenar celdas de piezas huecas, deben cumplir los siguientes requisitos:

- Resistencia a compresión igual a un mortero tipo I.
- Tamaño máximo de agregado: 10 mm.
- Mínima cantidad de agua que permita una mezcla lo suficientemente fluida para rellenar las celdas y cubrir las barras de refuerzo vertical (tabla 2.8).

Tabla 2.8 Revenimiento en función de la absorción de las piezas

Absorción de la pieza	Revenimiento nominal, mm
8 a 10	150
10 a 15	175
15 a 20	200

El concreto de relleno preparado en la obra, se debe mezclar por un tiempo mínimo de 5 minutos con el fin de asegurar una perfecta mezcla de los ingredientes, usando el agua necesaria para lograr el revenimiento sugerido anteriormente. Es recomendable el mezclado mecánico y evitar en lo posible mezclados manuales (tabla 2.9).

Tabla 2.9 Proporcionamientos de morteros y concretos de relleno

Tipo	Cemento hidráulico	Partes de Cal hidratada	Arena	Grava
Mortero	1	0 a 0.25	2.25	-
Concreto	1	0 a 0.1	2.25	1 a 2

En los concretos de relleno se recomienda usar aditivos para mejorar su desempeño. Los cuatro aditivos más comunes son:

- Aditivos para compensar la contracción. Usados para contrarrestar la pérdida de agua y la contracción del cemento por medio de la creación de gases expansivos.
- Aditivos plastificantes. Usados para obtener la alta fluidez requerida sin el uso excesivo de agua.
- Aditivos para reemplazo de cemento. Empleados para reducir las cantidades de cemento sin los efectos adversos en la compresión y la adherencia del producto. Entre los más comunes esta *fly ash* tipo C y F.
- Aditivos de aceleración de curado. En climas muy fríos se emplean para proteger del congelamiento al concreto de relleno.

Prueba de resistencia del concreto de relleno

La resistencia a compresión del concreto de relleno se determina de acuerdo con las normas NMX-C-160, Concreto, elaboración y curado en obra y NMX-C-083-ONNCCE, Determinación de la resistencia a compresión de cilindros de concreto.

Una prueba más representativa de la resistencia a compresión del concreto de relleno está definida en la norma ASTM C 1019, que reproduce de manera real el comportamiento del concreto dentro del muro. Para ello, los especímenes de concreto se hacen en moldes formados con

mismas piezas de mampostería que van a ser usadas en la construcción y en las mismas condiciones de humedad. Las unidades se acomodadas de manera que formen un hueco cuadrado de 10 x 10 cm de base por 20 cm de alto.

Para prevenir que el concreto de rellenos se adhiera a las paredes de las piezas, se colocan toallas de papel en las paredes del hueco antes del vaciado del concreto, permitiendo que el exceso de agua sea absorbido al interior de las unidades (figura 2.24).

Los especímenes permanecen en sus moldes 24 horas en reposo. Después de curados entre 24 y 48 horas en obra, los especímenes se llevan al laboratorio, donde permanecerán en una cámara de curado hasta completar 28 días para su prueba final (figura 2.25).



Figura 2.24 Probeta de mortero de relleno: preparación.



Figura 2.25 Probeta de mortero de relleno: terminada.

2.7. Acero de refuerzo

En la construcción de estructuras de concreto, el acero convencional es la varilla corrugada grado 42 fabricada bajo la norma NMX-B-506-CANACERO, pero en muros de mampostería, además de este tipo de acero de refuerzo, se utiliza otro tipo de acero denominado acero de alta resistencia estirado en frío, cuya presentación puede ser en varillas sueltas o en electrosoldados con formas específicas para eliminar el proceso de habilitado en sitio, denominados castillos, escalerillas y mallas. Las normas NTC-M-2004, permiten el uso de este tipo de aceros como acero de refuerzo en los muros de mampostería, siempre y cuando estén asociados a una norma mexicana de fabricación.

2.7.1. Aceros de alta resistencia estirados en frío

Estos aceros son producto de estirar, por procesos mecánicos en frío, alambres de un diámetro mayor, que al ir reduciendo su diámetro, van incrementando su resistencia a la tensión. El corrugado de estas varillas se logra también en frío, donde, al final del proceso de estiramiento, un conjunto de mordazas “muerden” las varillas, formando el corrugado que le da la adherencia con el concreto; a este proceso se le conoce como “trefilado”. Las varillas o alambres que se producen bajo este proceso, deben cumplir con la norma NMX-B-72, “Alambre Corrugado de Acero, Laminado en Frío para Refuerzo de Concreto”, y su esfuerzo de fluencia (F_y) es igual a 6000 kg/cm². Cuando las varillas o alambres van a formar parte de una malla electrosoldada, un castillo o cualquier elemento electrosoldado, su fabricación se rige normalmente bajo la norma NMX-B-253, “Alambre Liso de Acero Estirado en Frío para Refuerzo de Concreto”, y en este caso su esfuerzo de fluencia (F_y) es igual a 5000 kg/cm² y su diámetro se define en calibres como en los alambres. Solamente cuando la varilla o alambre forma parte de un elemento electrosoldado, se permite que su superficie sea lisa.

2.7.2. Varillas de refuerzo de alta resistencia

Las varillas de alta resistencia (figura 2.26) estiradas en frío, se conocen como varillas Grado 60, por tener un esfuerzo de fluencia mínimo de 6000 kg/cm^2 . Como se puede ver en la tabla 2.10, los diámetros de estas varillas son pequeños y se expresan comercialmente en una fracción de pulgada. Las varillas con diámetros menores, como $5/32''$ (3.97 mm) y $3/16''$ (4.76 mm), se recomiendan para utilizarse como refuerzo horizontal en los muros de mampostería, ya que por tener un diámetro pequeño, pueden alojarse dentro de la junta horizontal del mortero (la cual normalmente es de 1 a 1.2 cm), dejando el recubrimiento mínimo que las normas establecen, y en las intersecciones de los muros reforzados interiormente se evita que las juntas se engruesen cuando se crucen dos alambres para amarrarse en los castillos de la intersección.

Las varillas con diámetros mayores, como $1/4''$ (6.35 mm) y $5/16''$ (7.93 mm), se emplean como refuerzo vertical en muros reforzados interiormente de 10 y 12 cm de espesor, ya que sus áreas de acero permiten cumplir (con un margen aceptable) con los requisitos de cuantías mínimas que establecen las normas para este tipo de muros con los espesores señalados.

Las varillas, cuando se usan como refuerzo horizontal para incrementar la resistencia de los muros a cargas laterales, deben anclarse en los castillos extremos o intermedios y nunca traslaparse, ya que el acero trabaja sólo cuando está anclado en los extremos, como en el caso de estribos en las trabes.

Tabla 2.10 Varillas corrugadas de alta resistencia Grado 60

Número	Φ Alambre		Área cm^2	Peso kg/m
	mm	pulg		
2.5	7.93	5/16	0.49	0.387
2.0	6.35	1/4	0.32	0.248
1.5	4.76	3/16	0.18	0.140
1.25	3.97	5/32	0.12	0.097



Figura 2.26 Varillas de alta resistencia.

La longitud de traslape de las varillas utilizadas como refuerzo vertical en muros reforzados interiormente de acuerdo a las NTC de Mampostería 2017, se tiene que calcular conforme a las nuevas expresiones que se indican en el Capítulo 8, Tipos de Mampostería y Detallado.

2.7.3. Escalerilla

La escalerilla es un refuerzo que se coloca en las juntas horizontales de un muro de mampostería y está formado por dos alambres longitudinales de calibre 9 o 10 separados por alambres transversales unidos con soldadura eléctrica. La escalerilla es muy utilizada en la práctica norteamericana como refuerzo horizontal en los muros para tomar los esfuerzos por temperatura, derivados de las contracciones y expansiones a las que se ven sujetos los muros por las variaciones de temperatura que pueden darse a lo largo del día. En la zona norte del país es una práctica muy utilizada, principalmente para muros de mampostería a base de bloques de concreto, y su uso se ve justificado a fin de evitar fisuras por cambios volumétricos. Las NTC M 2004 no permiten tomar en cuenta este refuerzo en la contribución a la resistencia de muro a cargas laterales, debido a que se genera una falla frágil cerca de las uniones soldadas, por lo que el uso de la escalerilla debe limitarse solamente a un refuerzo por temperatura, y se recomienda utilizarla en zonas de bajo riesgo sísmico con climas extre-

mos. La escalerilla que se fabrica en el país, se obtiene de cortar tiras de mallas electrosoldadas diseñadas para tal fin.

2.7.4. Castillos electrosoldados

Los castillos electrosoldados (figura 2.27) son muy utilizados para formar los castillos y cadenas de los muros confinados en construcciones de mampostería de uno y dos niveles donde el acero de refuerzo de dichos elementos es suficiente para cumplir con los requisitos de acero mínimo para muros confinados que las NTC-M 2004 establecen, y con el acero que se requiere cuando los muros se diseñan a flexocompresión en zonas de bajo y moderado riesgo sísmico (tabla 2.11).

Tabla 2.11 Castillos electrosoldados

Tipo	Sección cm	Ø Alambre pulg	Estribos calibre	Peso kg/m
10 × 20 - 4	6 × 16	1/4	8 @ 15.8	1.34
12 × 12 - 3	8 × 8	1/4	8 @ 15.8	1.00
12 × 12 - 4	8 × 8	1/4	8 @ 15.8	1.30
12 × 20 - 4	8 × 16	1/4	8 @ 15.8	1.37
15 × 10 - 4	11 × 6	1/4	8 @ 15.8	1.31
15 × 15 - 3	11 × 11	1/4	8 @ 15.8	0.98
15 × 15 - 4	11 × 11	1/4	8 @ 15.8	1.31
15 × 20 - 4	11 × 16	1/4	8 @ 15.8	1.38
15 × 25 - 4	11 × 21	1/4	8 @ 15.8	1.44
15 × 30 - 4	11 × 26	1/4	8 @ 15.8	1.48



Figura 2.27 Castillos electrosoldados.

Los castillos electrosoldados se especifican normalmente como $B \times H - N$, donde B es el ancho de la sección bruta del castillo de concreto, H el peralte y N el número de varillas longitudinales del que está formado el castillo; éstas pueden ser 2, 3 y 4. La sección real del castillo resulta de considerar un recubrimiento libre de 2 cm en el largo y ancho de la sección, por ejemplo, un castillo de $12 \times 20 - 4$, tiene una sección real de 8×16 cm. Las varillas longitudinales son normalmente corrugadas de $\frac{1}{4}$ ", y los estribos son varillas lisas o corrugadas de calibre 8 (4.11 mm), con una separación estándar de 15.8 cm. La fabricación de estos elementos se rige con las normas NMX-B-72, NMX-B-253 y NMX-B-456, "Armaduras Soldadas de Alambre de Acero para Castillos y Dalas".

2.7.5. Mallas electrosoldadas

Las mallas electrosoldadas son parrillas de alambres que forman una cuadrícula, los cuales están unidos por medio de una soldadura eléctrica. La separación estándar de los alambres de las mallas fabricadas en el país son 6" o 15.2 cm, y sus diámetros se expresan en calibres, que van de un calibre 10, que es de menor diámetro (3.43 mm), a un calibre 1, que es el de mayor diámetro comercial (7.19 mm). La malla electrosoldada más conocida en el medio de la construcción es la 6 × 6 - 10/10, donde los dos primeros números indican la separación de los hilos en pulgadas y los otros dos el calibre del alambre. El área de acero de las mallas se mide en cm^2 por metro lineal de malla. La fabricación de las mallas debe cumplir con lo establecido en las normas NMX-B-253 y NMX-B-290, "Malla Electrosoldada de acero liso o Corrugado, para Refuerzo de Concreto". Aunque las NTC-M-2004 permiten el uso de las mallas electrosoldadas para especificarse en el diseño de muros ante cargas laterales, el principal uso que tienen es reforzar muros donde se ha detectado deficiencia en su refuerzo horizontal o muros dañados por cargas laterales o asentamientos dife-

renciales donde es necesaria su rehabilitación (tabla 2.12).

La presentación comercial de las mallas es en rollo con ancho de 2.50 m. Sin embargo, para la edificación de vivienda se ha vuelto una práctica el suministro de la malla en hoja y cortada a la medida, para facilitar su colocación y garantizar los recubrimientos (figura 2.28).

Tabla 2.12 Mallas electrosoldadas

Tipo	Ø Alambre mm	As/hilo cm ²	As cm ² /m	Peso kg/m ²
6 × 6 - 1/1	7.19	0.406	2.66	4.23
6 × 6 - 2/2	6.67	0.349	2.29	3.64
6 × 6 - 3/3	6.19	0.300	1.97	3.13
6 × 6 - 4/4	5.72	0.257	1.69	2.68
6 × 6 - 6/6	4.88	0.187	1.23	1.95
6 × 6 - 8/8	4.11	0.133	0.87	1.39
6 × 6 - 10/10	3.43	0.092	0.61	0.96



Figura 2.28 Mallas electrosoldadas cortadas en hoja.

2.8. Comportamiento mecánico de las piezas

2.8.1. Resistencia a la compresión axial

Para fines estructurales, la principal propiedad mecánica de las piezas es su resistencia a la compresión, la cual se determina mediante el ensaye en compresión uniaxial de una unidad completa



Figura 2.29 Ensayo de una pieza en compresión uniaxial

o de la mitad de ella, como se ilustra en la figura 2.29.

Sin embargo, cabe notar que este método de ensaye no proporciona un parámetro uniforme de calidad, dado que los resultados obtenidos en piezas con distinta tipología, materia prima o proceso de fabricación no son comparables entre sí. Más aún, la resistencia a la compresión de la pieza aislada no puede relacionarse directamente con la resistencia a la compresión que puede desarrollar un elemento estructural de mampostería. La razón de estas diferencias se atribuye a que las restricciones a las deformaciones transversales, ocasionadas por la fricción con las placas de la máquina de ensaye, introducen compresiones transversales que afectan la resistencia de las piezas (Meli & Hernández, 1971). Sin embargo, la prueba descrita anteriormente es una prueba de calidad simple y estandarizada. Cabe señalar que los resultados del ensaye de compresión uniaxial sólo son comparables para piezas del mismo tipo.

A partir del ensaye en compresión uniaxial de la pieza es posible obtener la curva esfuerzo-deformación unitaria, medida sobre el área bruta, para piezas construidas de diferentes materias primas. A partir de las curvas esfuerzo-deformación se pueden emitir los siguientes comentarios:

- Las curvas presentan una tendencia diferente, lo que implica que el comportamiento esfuerzo-deformación de la pieza depende de la materia prima.

- El módulo de elasticidad depende del tipo de pieza.
- Las deformaciones unitarias correspondientes a la carga máxima dependen de la materia prima de la pieza.
- Una vez alcanzada la carga máxima, las piezas de arcilla presentan un comportamiento más frágil que las piezas fabricadas con otros materiales.

A fin de determinar la envolvente de falla de piezas sujetas a compresión axial, Atkinson y otros (1985) desarrollaron un programa experimental en la Universidad de Colorado. En la figura 2.30 se ilustran los resultados experimentales para piezas de arcilla. Para definir la envolvente de falla de la pieza, se propuso la siguiente expresión:

$$\frac{f_{p,c}}{f'_{p,c}} = 1 - \left(\frac{f_{p,t}}{f'_{p,t}} \right)^{0.58}$$

Donde $f'_{p,c}$ y $f'_{p,t}$ son la resistencia máxima en compresión y tensión de la pieza, respectivamente.

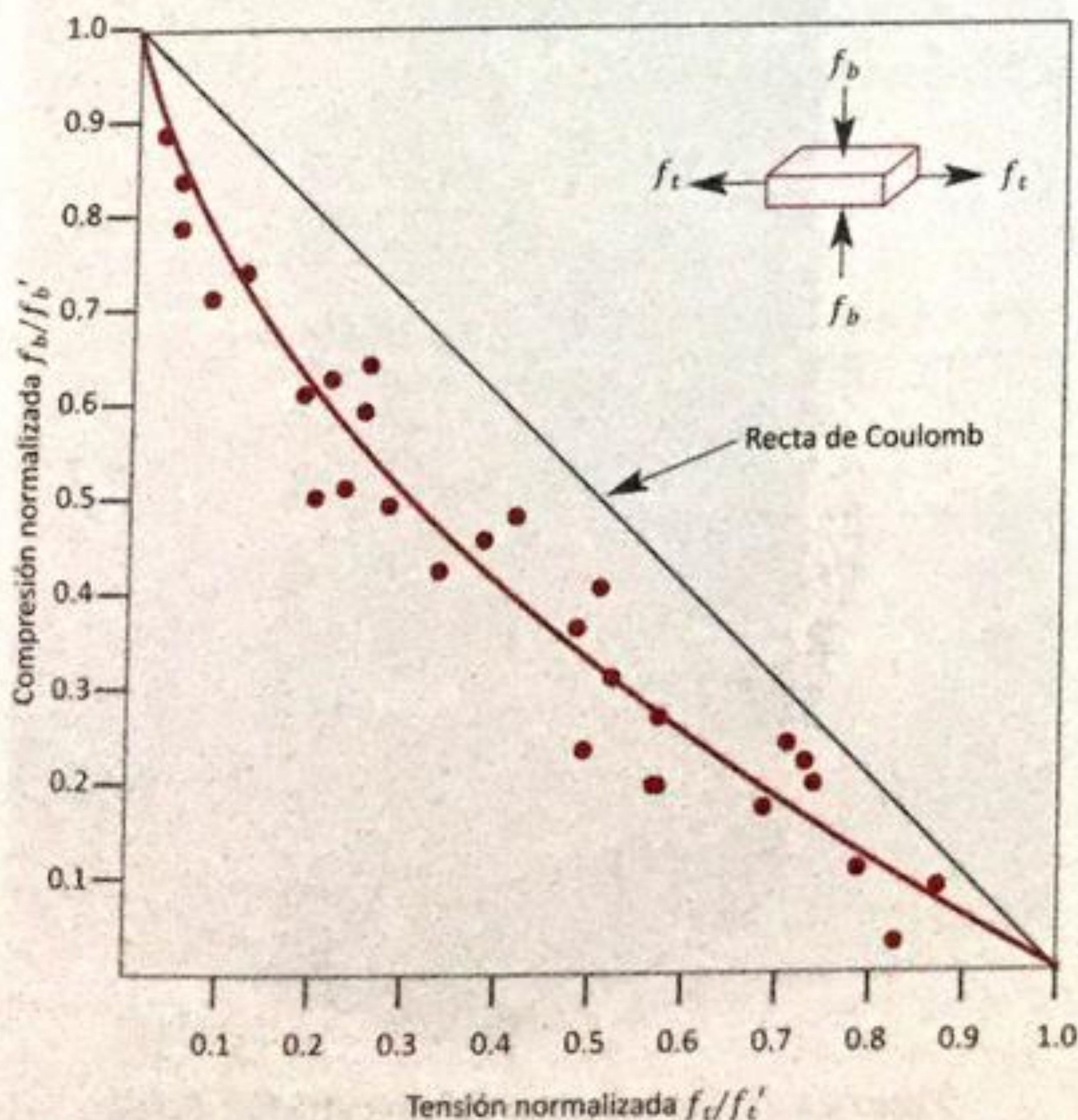


Figura 2.30 Envolvente de falla para unidades de arcilla propuesta por Atkinson y otros (1985).

2.9. Comportamiento mecánico de la mampostería

2.9.1. Resistencia a la compresión axial

Durante su vida útil, los muros en edificaciones de mampostería se encuentran sometidos principalmente a acciones gravitacionales, debidas a las cargas muertas y vivas. Por ello, es importante determinar la resistencia a la compresión axial de la mampostería. Para tal fin se emplea una probeta que consiste en una pila formada por piezas sobrepuestas cuya relación altura-espesor es igual a cuatro. La pila se somete a carga de compresión axial perpendicular a las hiladas de mortero y su resistencia se determina como la carga máxima que puede sostener antes de presentarse su falla (figura 2.31). Cabe notar que la resistencia a la compresión de una pila de mampostería será menor que la resistencia a la compresión de la pieza.

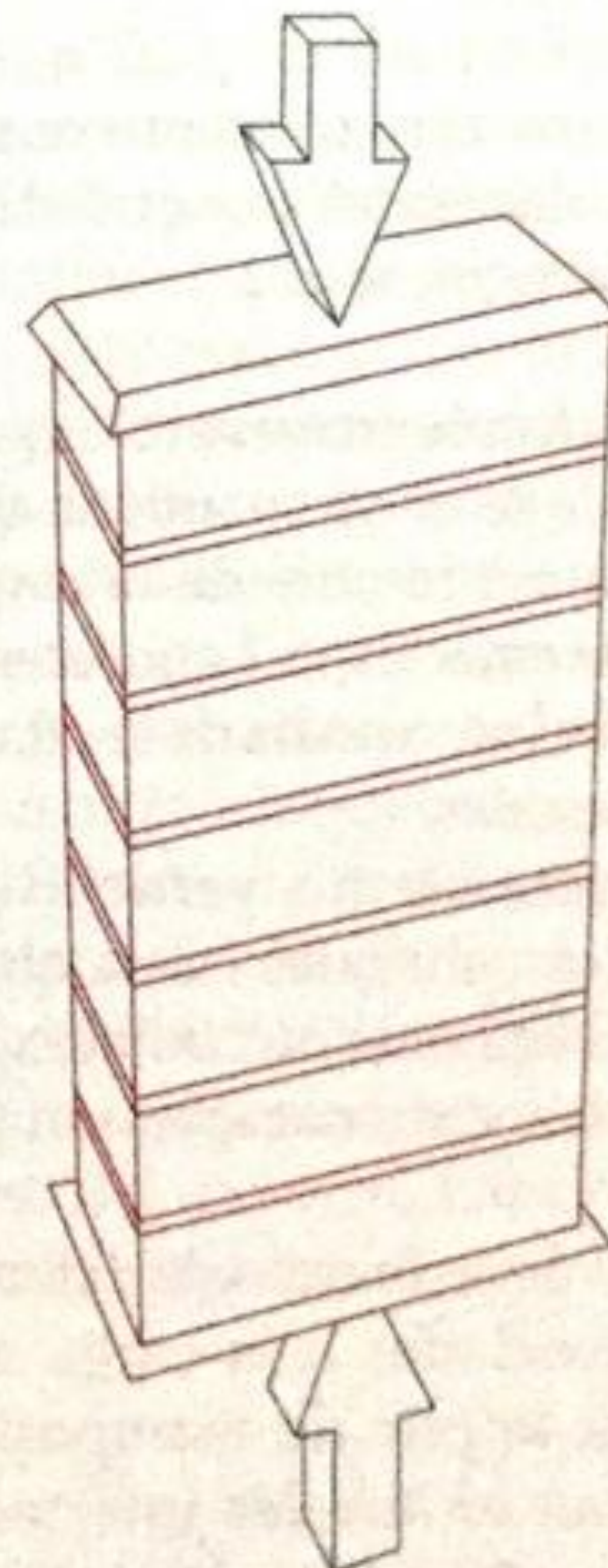


Figura 2.31 Ensayo para determinar la resistencia en compresión de pilas de mampostería.

A partir del ensaye de pilas de mampostería, se han observado tres modos de falla (Meli & Reyes, 1971): 1) por agrietamiento vertical, 2) por aplastamiento, y 3) combinado. Cuando se presenta el primer modo de falla, se puede observar una pequeña grieta vertical que se forma en uno de los costados de la pila. En la mayor parte de los casos esta única grieta vertical se extiende rápidamente hasta cubrir gran parte de la altura de la pila y provoca una falla por inestabilidad de las dos partes en que se subdividía el espécimen. Este tipo de falla es relativamente frágil, especialmente si se trata de piezas huecas para las cuales ocurre rápidamente la inestabilidad de las paredes laterales (Meli & Reyes, 1971).

En el segundo modo de falla, después de la aparición de la primera grieta, se forman otras grietas en la misma pieza hasta ocasionar una falla local de la pieza por aplastamiento o deformaciones transversales excesivas. Este tipo de falla se puede observar para piezas de muy baja resistencia, como el tabique recocido y el asfáltico (Meli & Reyes, 1971).

A partir del ensayo de pilas que presentan modo de falla por agrietamiento vertical, se han observado las siguientes características (Meli & Reyes, 1971; Gallegos, 1991):

- El agrietamiento sensiblemente vertical en la pila se inicia cuando se alcanza aproximadamente 70% de la carga máxima. Las primeras fisuras aparecen en la zona central e intermedia de la pila, alejadas de los cabezales.
- El agrietamiento vertical se extiende hacia los cabezales hasta que se alcanza la carga máxima en compresión, es decir, su resistencia a compresión (figuras 2.32 y 2.33).
- El nivel del esfuerzo y la deformación unitaria asociados a la carga máxima que alcanza la pila de mampostería, se encuentran en niveles intermedios de los que corresponden a la pieza y al mortero que conforman al murete.

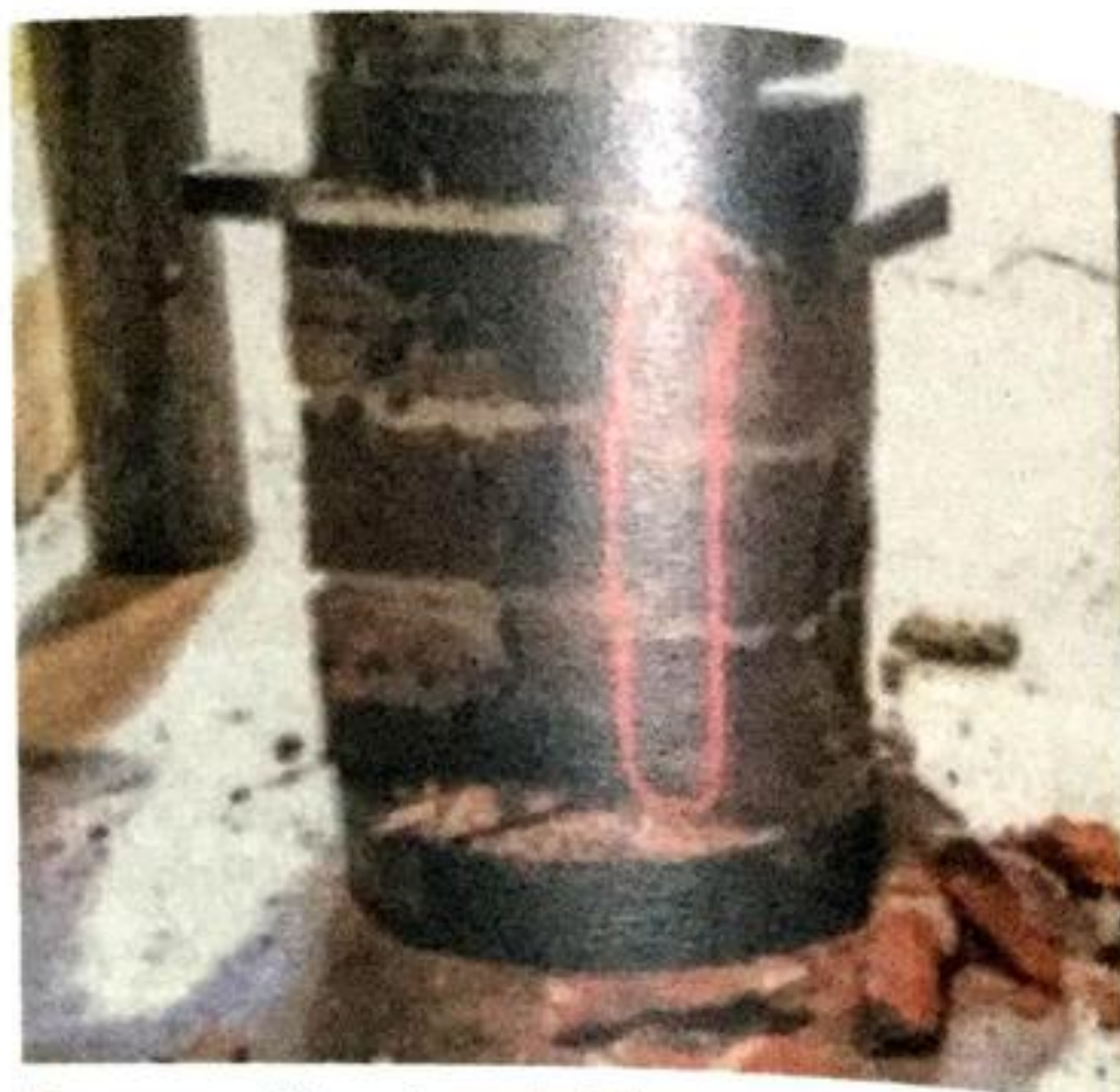


Figura 2.32 Mecanismo de falla por agrietamiento vertical de una pila de mampostería sujeta a compresión uniaxial (Coombs, 2007).

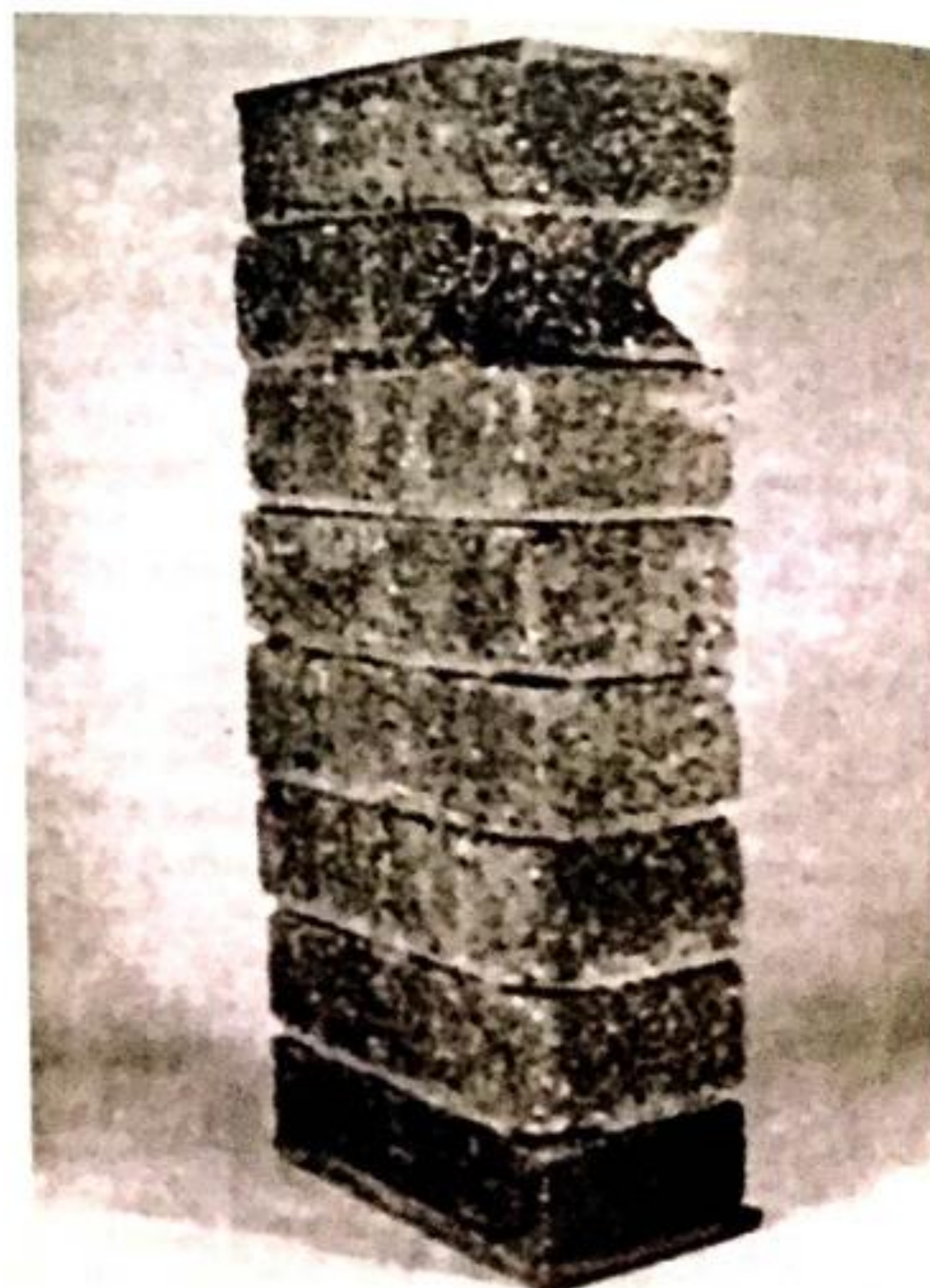


Figura 2.33 Otro ángulo del mecanismo de falla por agrietamiento vertical de una pila de mampostería sujeta a compresión uniaxial (Coombs, 2007).

Las características descritas anteriormente se atribuyen a que el mortero tiene una relación de Poisson (relación entre la deformación lateral y la deformación axial) mayor que la pieza. Es decir, conforme se incrementa la fuerza de compresión en la pila de mampostería, el mortero tiende a deformarse en la dirección perpendicular a la aplicación de carga una cantidad mayor que la deformación de la pieza (figura 2.34). De esta manera, debido a la adherencia, la pieza tiende a restringir la deformación lateral del mortero induciendo fuerzas horizontales en la interfase pieza-mortero, generando esfuerzos de tensión en la pieza, los cuales provocan agrietamiento vertical que se propaga en la altura de la pila. Lo anterior implica que, en una pila sujeta a compresión axial, el mortero se encuentre sujeto a un estado de esfuerzos de compresión triaxial mientras que la pieza se encuentra sujeta a una combinación de esfuerzo de compresión axial y tensión biaxial.

En la figura 2.35 se presentan las curvas esfuerzo-deformación unitaria obtenidas de ensayos a compresión uniaxial desarrollados en muretes contruidos con cuatro tipos de piezas empleadas comúnmente en la práctica mexicana (tabique de barro recocido, tabique extruido tipo

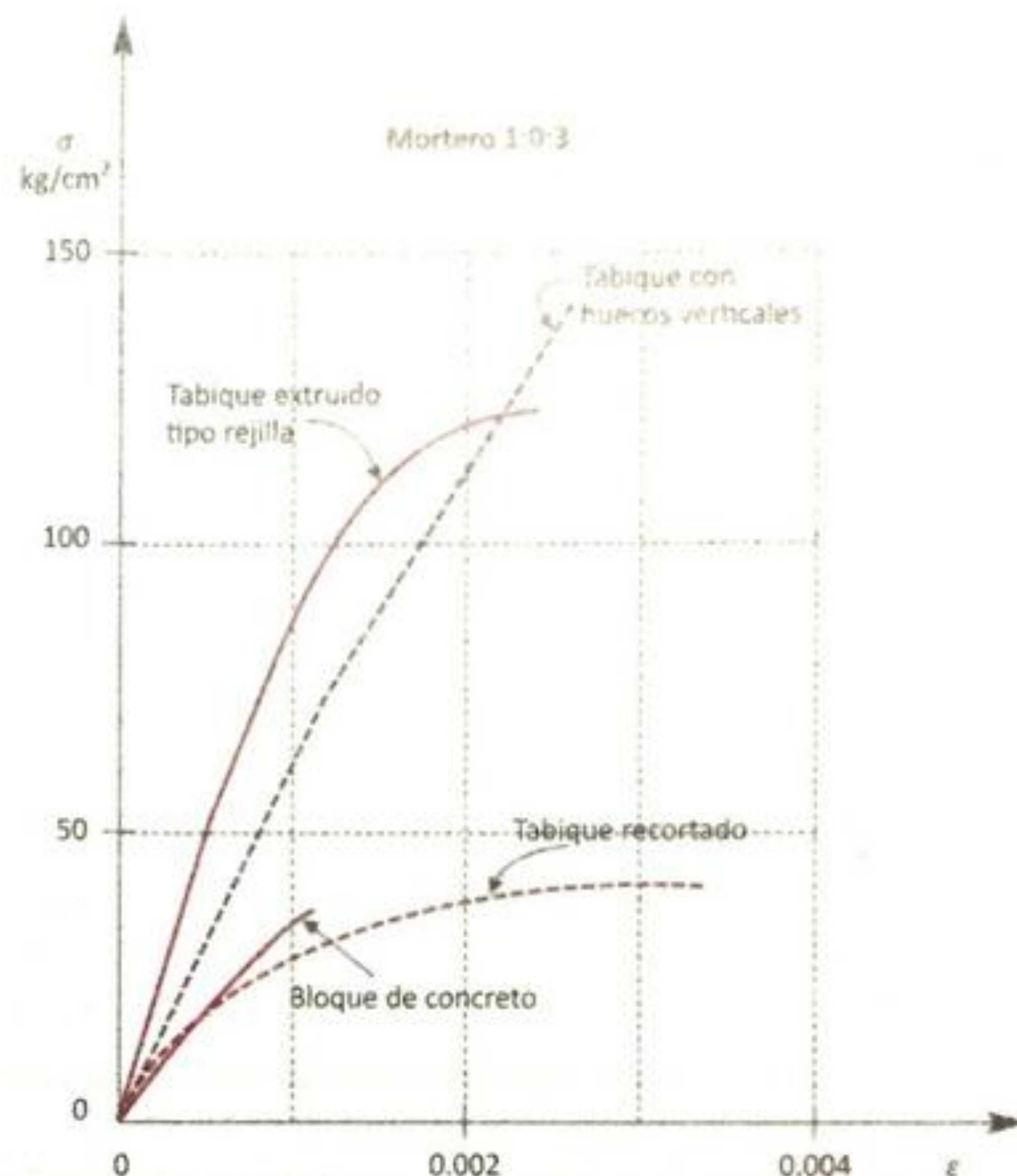


Figura 2.35 Curvas esfuerzo-deformación obtenidas del ensayo de pilas de mampostería en compresión (Meli, 1979).

rejilla, tabique con huecos verticales y bloque de concreto) (Meli, 1979). Puede verse que el tipo de pieza tiene influencia en la relación esfuerzo-deformación. Las piezas con menor resistencia a la compresión presentan una relación esfuerzo-deformación parabólica, mientras que las piezas con mayor resistencia presentan una relación esfuerzo-deformación lineal hasta la falla.

Diversas investigaciones se han desarrollado para determinar teóricamente la resistencia a la compresión de los muretes de mampostería (Hilsdorf, 1969; Mayes & Clough, 1975; Atkinson, Noland, Abrams D.P. & McNary, 1985). Por ejemplo, suponiendo un comportamiento elástico tanto de la pieza como del mortero, Hilsdorf (1969) propuso la siguiente expresión:

$$f'_m = \frac{f'_b}{U} \frac{4.1 + \alpha \frac{f'_j}{f'_{bt}}}{4.1 + \alpha \phi} \quad (2.1)$$

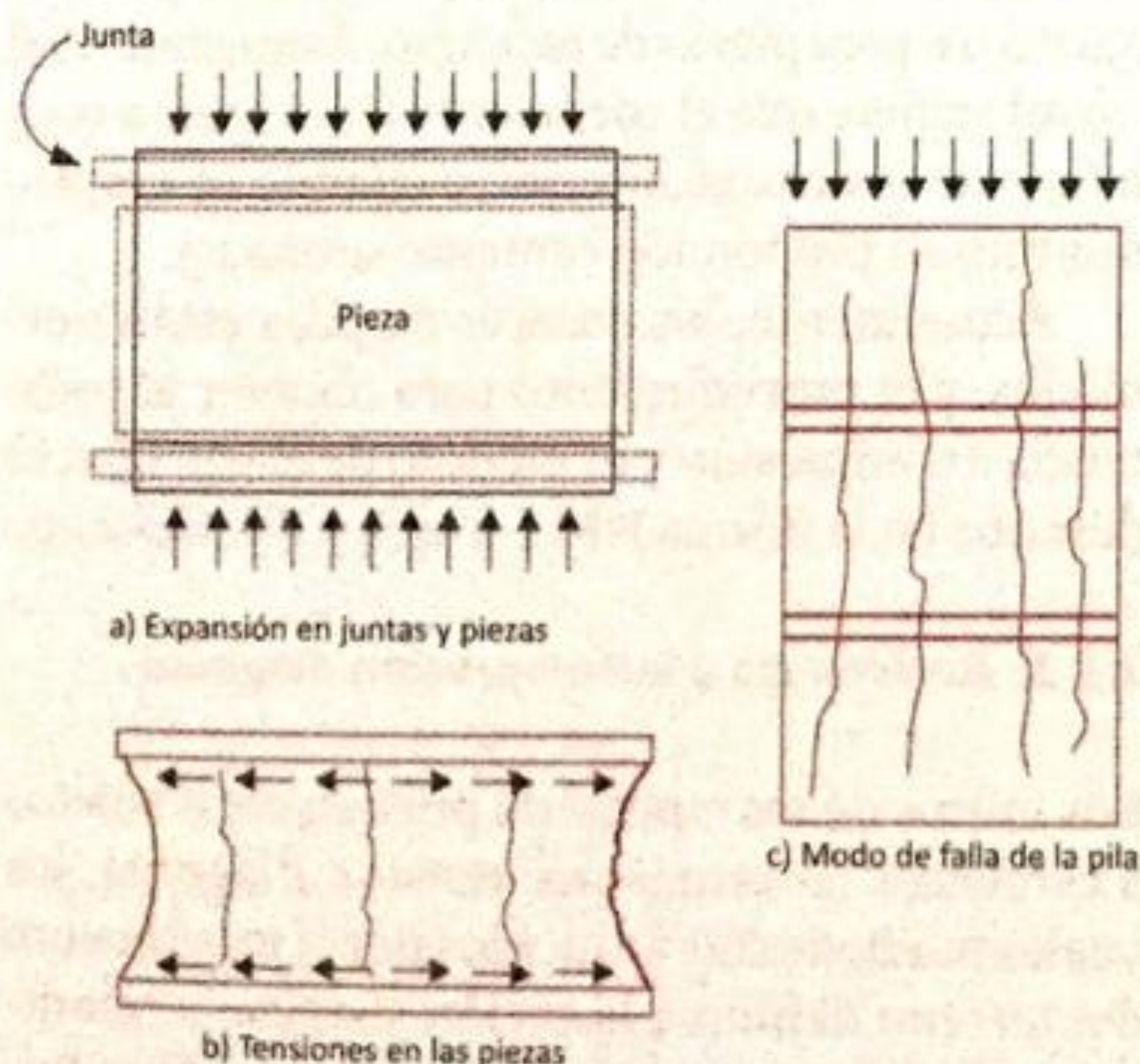


Figura 2.34 Mecanismo de falla de pilas sujetas a compresión (efecto de junta).

Donde f'_m es la resistencia en compresión uniaxial de la pila de mampostería, f'_j la resistencia en compresión del mortero, f'_b la resistencia en compresión de la pieza y U un factor de no uniformidad en la falla, el cual depende de la calidad de la construcción, el tipo y resistencia del mortero, el tipo de pieza y el espesor de la junta de mortero.

En la ecuación 2.1, los parámetros α y φ se definen de la siguiente manera:

$$\alpha = \frac{t_m}{t_b} \quad (2.2)$$

$$\varphi = \frac{f'_b}{f'_{bt}} \quad (2.3)$$

Donde t_m y t_b son el espesor del mortero y la altura de la pieza, respectivamente.

Cabe notar que la fórmula de Hilsdorf (1969) considera las siguientes simplificaciones:

- Piezas sólidas, sin considerar huecos.
- Para definir la envolvente de falla de la pieza sujeta a un estado de esfuerzos triaxial, se consideró una relación lineal entre la resistencia a la tensión biaxial y la resistencia a la compresión uniaxial.
- Los esfuerzos en las direcciones laterales de la pieza son iguales, lo que implica $\sigma_x = \sigma_z$.
- Existe adherencia perfecta entre la pieza y el mortero.

Reconociendo que f'_m depende tanto de la resistencia a la compresión de la pieza como de la resistencia a la compresión del mortero, el código europeo (CEN, 1996) propuso la siguiente expresión:

$$f'_m = K(f'_b)^\alpha (f'_j)^\beta \quad (2.4)$$

De acuerdo con el código europeo (CEN, 1996), los parámetros α y β son iguales a 0.65 y 0.25, mientras que el parámetro K varía entre 0.4 y 0.6,

dependiendo de las propiedades de la pieza y de la configuración entre pieza y mortero. Debe notarse que los valores de α y β reflejan que la resistencia en compresión de la pila de mampostería presenta mayor influencia de la resistencia de la pieza que de la resistencia del mortero.

Con base en resultados experimentales, los parámetros α , β y K pueden obtenerse mediante un análisis de regresión estadístico. Por ejemplo, Kaushick y otros (2007) obtuvieron estimaciones de α , β y K iguales a 0.49, 0.32 y 0.63, respectivamente, para predecir f'_m de prismas contruidos con piezas sólidas de arcilla.

Con base en un extenso programa de investigación experimental desarrollado en México, empleando piezas y morteros típicos de la práctica constructiva, Meli (1979) observó que la resistencia a la compresión de la pieza, f'_p , tiene influencia significativa en f'_m , mientras que la calidad del mortero tenía poca influencia en f'_m . Por ello, propuso la siguiente expresión para estimar f'_m :

$$f'_m = C f'_p \quad (2.5)$$

Donde el coeficiente C depende del tipo de pieza. Por ejemplo, C es igual a 0.45 para piezas de barro (sólidas o extruidas con perforaciones verticales u horizontales) y silicocalcáreas, mientras que C es igual a 0.6 para piezas de concreto. Asimismo, Meli (1979) sugiere que el coeficiente C sea igual a 0.5 y 0.65 para los casos anteriores cuando se emplee mortero en proporción cemento-arena 1:3.

Actualmente, los ensayos de pilas están normados, y el procedimiento para obtener la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad se describe en la norma NMX-C-464-OOCCE-2010.

2.9.2. Resistencia a la compresión diagonal

Los muros de mampostería pueden estar sujetos a esfuerzos cortantes por tensión diagonal, los cuales pueden estar inducidos por el movimiento del terreno debido a la acción sísmica, a hundimientos diferenciales, o bien ante una distribución no uniforme de las cargas gravitacionales.

Este estado de esfuerzos se refleja en un modo de falla caracterizado por fisuras sensiblemente diagonales en el plano del muro.

A fin de simular el estado de esfuerzos cortantes, se prepara una probeta, que consiste en un murete con relación de aspecto cercana a uno cuya base tenga una longitud de al menos una vez y media la máxima dimensión de la pieza (tabique o bloque), la cual se somete a una carga de compresión aplicada sobre su diagonal, como se ilustra en la figura 2.36.

Conforme se aplica la carga de compresión, se desarrollan tanto esfuerzos de compresión a lo largo de la diagonal, como esfuerzos de tensión perpendiculares a la diagonal principal. De esta manera, la resistencia a la compresión diagonal se determina como la carga máxima que puede sostener el murete, la cual coincide con la falla del murete.

En el ensaye de muretes de mampostería por compresión diagonal se pueden identificar tres pa-

trones típicos de agrietamiento asociados a tres mecanismos de falla (Meli, 1979): a) agrietamiento diagonal que atraviesa tanto la pieza como el mortero, b) el agrietamiento sigue las juntas de mortero en forma escalonada, y c) agrietamiento mixto. El primer patrón de agrietamiento se atribuye a una adecuada adherencia entre el mortero y la pieza, la cual es superior a la resistencia a la tensión de las piezas, lo cual conduce al agrietamiento en la dirección de la diagonal. El segundo patrón de agrietamiento ocurre cuando la resistencia de la pieza es mayor a la capacidad de adherencia entre el mortero y la pieza. Finalmente, la falla mixta se aprecia cuando el agrietamiento sigue la junta de mortero y también fractura la pieza. En las figuras 2.37 y 2.38 se ilustran los tres mecanismos de falla identificados a partir de la prueba por compresión diagonal.

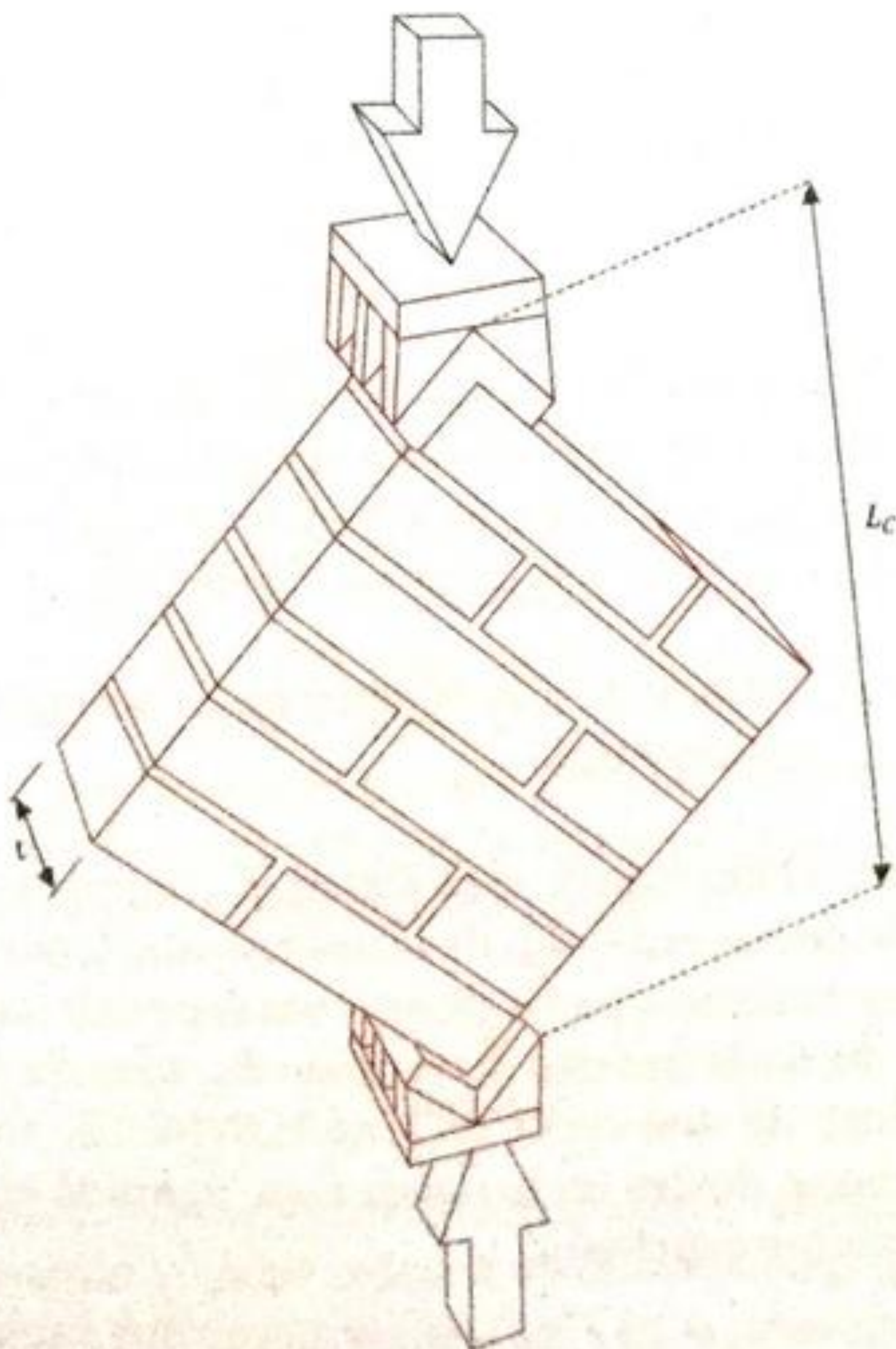


Figura 2.36 Ensaye para determinar la resistencia en compresión diagonal en muretes de mampostería.



Figura 2.37 Mecanismo de falla por tensión diagonal.



Figura 2.38 Mecanismo de falla combinado.

Cabe notar que el mecanismo de falla está asociado al tipo y calidad de la pieza y del mortero. Por ejemplo, un patrón de agrietamiento escalonado se presenta normalmente en muretes contruidos con piezas industrializadas, dado que presentan una resistencia a la tensión mayor que la resistencia a la adherencia de la pieza.

Usualmente, los resultados de este tipo de prueba se presentan en una gráfica esfuerzo cortante-deformación unitaria, $v_m - \gamma$, como las que se ilustran en la figura 2.39. La relación $v_m - \gamma$ presenta dos tendencias hasta que ocurre la falla. En principio, la relación $v_m - \gamma$ es lineal hasta que ocurre el primer agrietamiento y, posteriormente, tiene una tendencia no lineal, debido a la pérdida de rigidez una vez iniciado el agrietamiento diagonal, hasta alcanzar su resistencia.

Asimismo, en la figura se puede apreciar la influencia del tipo de pieza (tabique artesanal de barro recocido y tabique hueco industrializado) y del tipo de mortero (es decir, con diferente relación cemento-cal-arena). Puede observarse que la resistencia a la compresión diagonal en muretes contruidos con el mismo tipo de mortero, depende del tipo de pieza. Asimismo, para muretes contruidos con el mismo tipo de pieza, puede observarse que la resistencia a la compresión diagonal disminuye conforme disminuye la calidad del mortero (dado que el mortero que incluye cal

tiene menor resistencia a la compresión que el mortero de cemento-arena). Finalmente, cabe notar que la falla de los muretes ocurre a deformaciones unitarias por cortante muy similares.

Se ha observado que el esfuerzo cortante resistente cuando la falla se presenta por tensión diagonal, v , es proporcional a la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mampostería, f'_m , lo cual implica que (Meli, 1979):

$$v'_m \propto \sqrt{f'_m} \quad (2.6)$$

Lo anterior significa que, por ejemplo, para una mampostería contruida con tabiques de tabique de barro rojo recocido con una resistencia a la compresión de la pieza $f'_p = 70 \text{ kg/cm}^2$, la resistencia a la compresión de la mampostería, f'_m , será igual a 32 kg/cm^2 , empleando la ecuación 2.6, por lo que v'_m es igual a 5.6 kg/cm^2 .

Cabe notar que cuando se presenta otro tipo de falla, como es el caso de muretes contruidos con bloques de concreto, la siguiente expresión proporciona resultados aceptables:

$$v'_m = 0.8\sqrt{f'_m} \quad (2.7)$$

El procedimiento para la determinación de la resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante en muretes, se describe en la norma NMX-C-464-ONNCCE-2010 (ONNCCE, 2010).

2.9.3. Módulo de elasticidad y de cortante de la mampostería

Tanto el módulo de elasticidad, E_m , como el módulo de cortante, G_m , de la mampostería, pueden determinarse a partir de pruebas experimentales.

Se ha propuesto determinar E_m como la pendiente de una recta secante (ONNCCE, 2010), como se ilustra en la figura 2.40, definida por la siguiente expresión:

$$E_m = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - 0.00005} \quad (2.8)$$

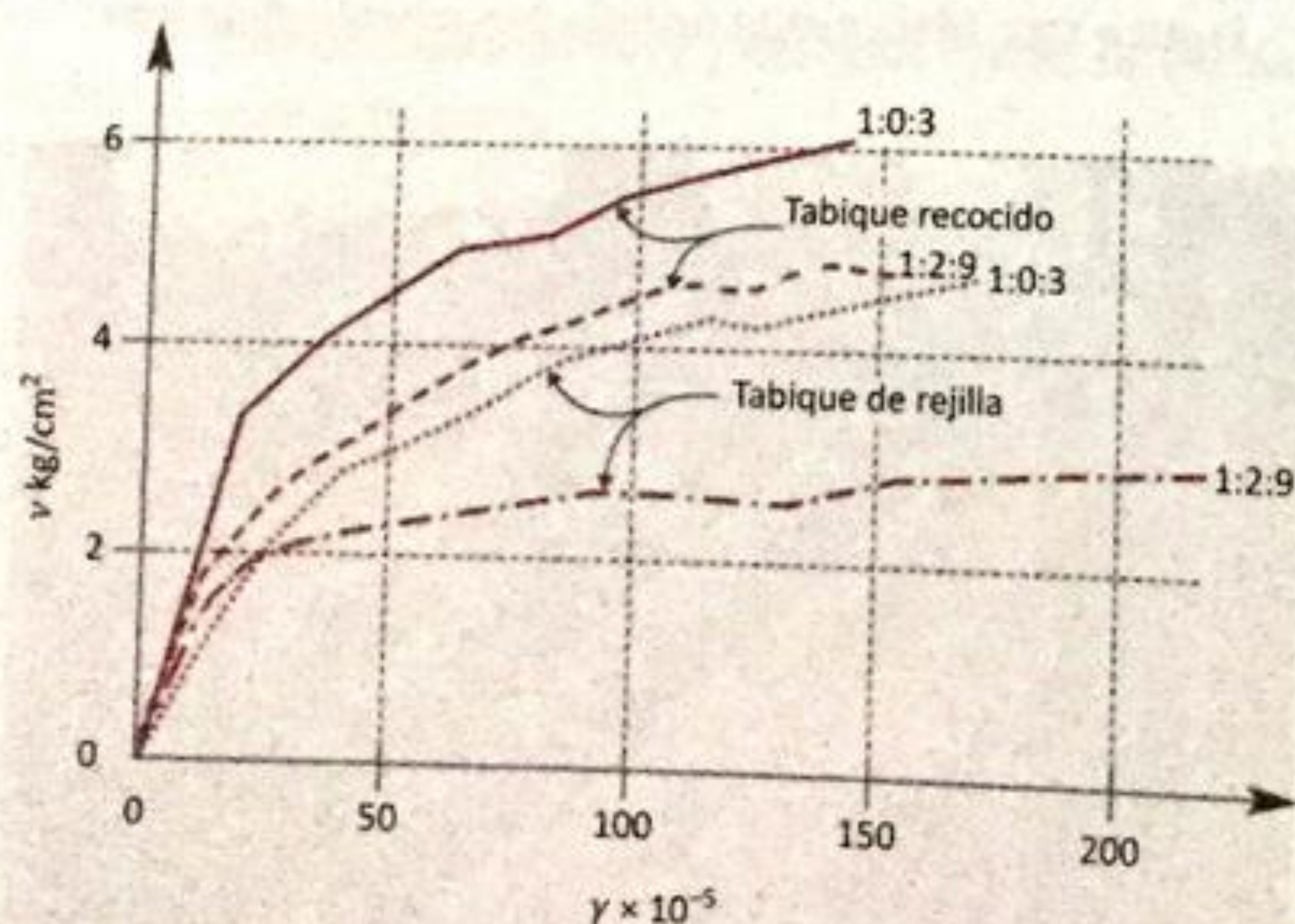


Figura 2.39 Curvas esfuerzo-deformación por cortante obtenidas de muretes ensayados en compresión diagonal.

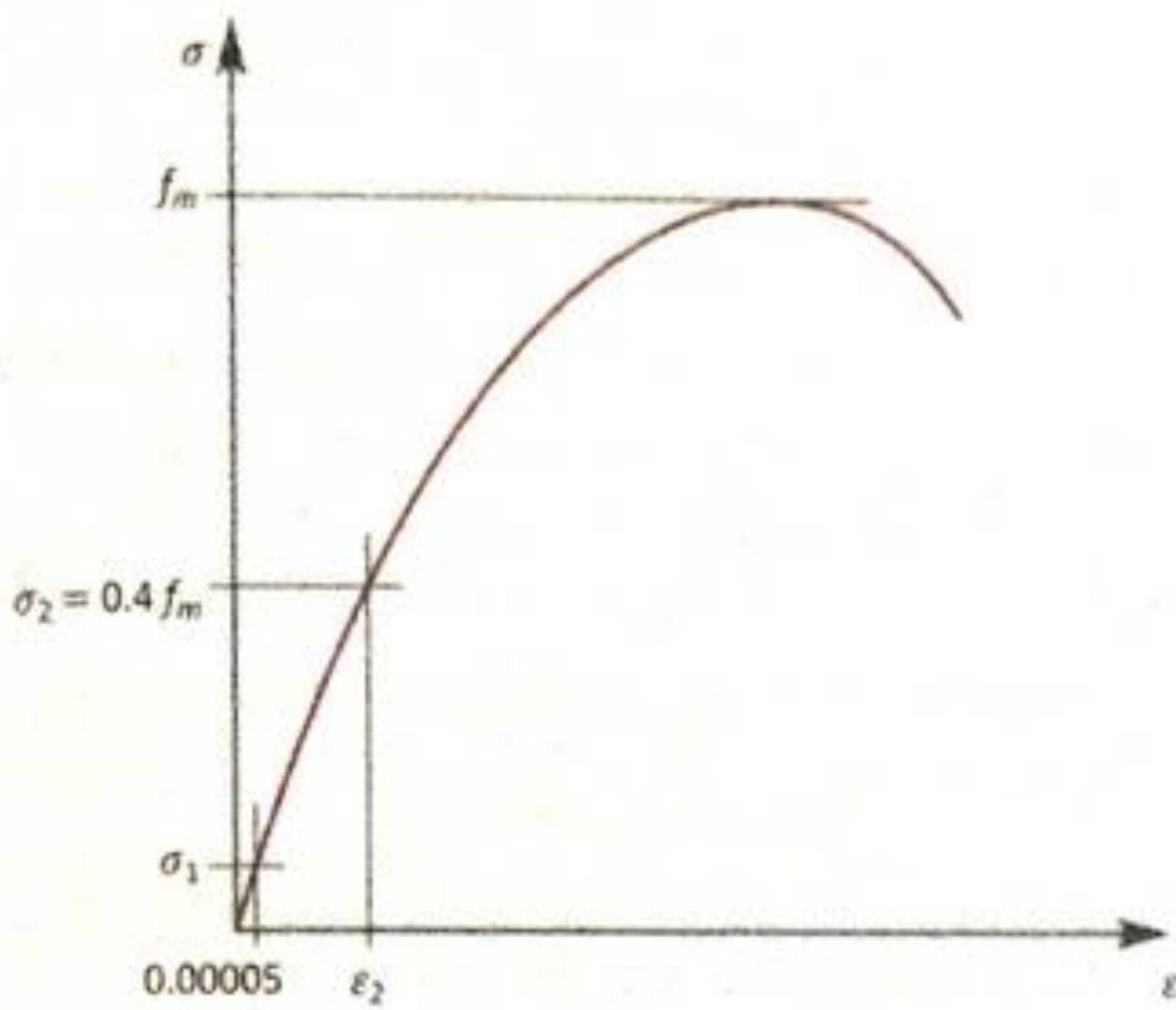


Figura 2.40 Criterio para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería a partir de la curva esfuerzo-deformación (ONNCCE, 2010).

Donde σ_1 es el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria igual a 0.00005, σ_2 el esfuerzo correspondiente a 40% de la resistencia en compresión y ε_2 la deformación unitaria correspondiente a σ_2 .

Por otra parte, a partir de las curvas $\tau - \gamma$ se puede obtener el módulo de cortante de la mampostería, G_m , el cual se obtiene idealmente de la pendiente en la etapa inicial. El módulo de cortante de la mampostería es una medida de la rigidez a cortante de la mampostería. Sin embargo, debe notarse que su determinación experimental está sujeta a una gran variabilidad dado que el primer agrietamiento ocurre a deformaciones muy pequeñas. Por ello, se ha propuesto determinar G_m como la pendiente de la recta secante correspondiente a los esfuerzos cortantes (ONNCCE, 2010), como se ilustra en la figura 2.41, definida por la siguiente expresión:

$$G_m = \frac{\tau_2 - \tau_1}{\gamma_2 - 0.00005} \quad (2.9)$$

Donde τ_1 es el esfuerzo correspondiente a una deformación angular unitaria igual a 0.00005, τ_2 el esfuerzo correspondiente a 40% de la resistencia en compresión y γ_2 la deformación unitaria correspondiente a τ_2 .

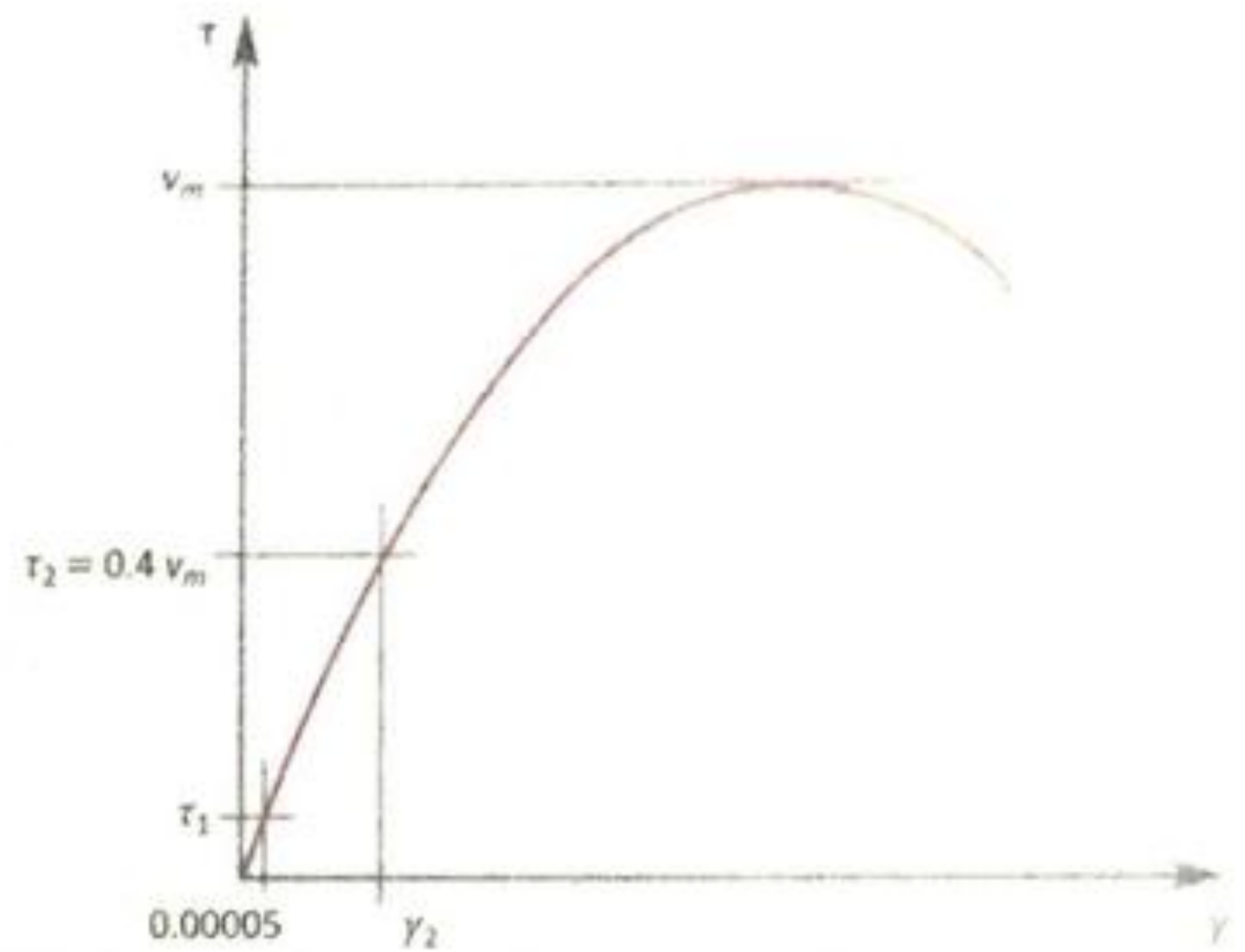


Figura 2.41 Criterio para obtener el módulo de cortante de la mampostería a partir de la curva esfuerzo-deformación (ONNCCE, 2010).

La relación del módulo de rigidez a cortante y el módulo de elasticidad calculado experimentalmente, G_m/E_m , varió entre 0.1 y 0.3, lo cual es menor de lo que se calcula considerando un comportamiento elástico en un material isotrópico y, de hecho, no cumpliría con la ley de la isotropía, ya que, de acuerdo con ella, el mínimo valor posible de G_m/E_m es 0.33 para satisfacer la teoría (considerando que el máximo valor teórico de la relación de Poisson es $\nu = 0.5$), por lo que lo anterior indica que modelar a la mampostería como isotrópica no es del todo adecuado y que debe tenerse especial cuidado en interpretar los resultados obtenidos de análisis que se basan en esta hipótesis. Las diferencias que desvían a la relación G_m/E_m de la teoría de la isotropía se deben, además de la anisotropía existente de las piezas, a las deformaciones de cortante y compresión del mortero, en el cual el efecto del confinamiento es distinto en los muretes en la prueba de compresión diagonal al que ocurre en pilas en la prueba de compresión. También hay que considerar que la aproximación con la que se pueden fijar los valores del módulo de cortante es muy pobre, ya que en el tramo lineal de la curva las deformaciones son muy pequeñas y pueden ser fácilmente afectadas por errores de medición de estas deformaciones.

Una de las modificaciones de las NTC-DCEM (NTC-DCEM, 2004) con respecto a versiones anteriores es adoptar que, para fines de análisis, $G_m = 0.4E_m$ cuando se determine a partir del módulo de elasticidad de la mampostería (E_m), para hacerlo totalmente compatible con la teoría de la elasticidad lineal, homogénea e isotrópica, ya que muchos programas de análisis y de elementos finitos que se utilizan en la práctica profesional para estudiar estructuras de mampostería, se basan en estas hipótesis. Esto conduce a valores de ν irreales que pueden introducir errores numéricos significativos en los análisis, que pueden redundar en estimaciones erróneas de esfuerzos y deformaciones.

Por lo anterior, en las NTC-M-2017 el valor de G_m será $0.2E_m$ siguiendo los lineamientos del Apéndice Normativo B.

2.10. Modelos esfuerzo-deformación axial para mampostería

La relación entre resistencia de diseño a compresión, f'_m , así como la curva esfuerzo-deformación unitaria, $f_m - \epsilon_m$, de la mampostería sujeta a compresión uniaxial ha sido propuesta por diversos investigadores con expresiones analíticas para determinar la envolvente $f_m - \epsilon_m$ de muretes de mampostería sujetos a compresión uniaxial (por ejemplo, Priestley y Elder, 1983; Paulay y Priestley, 1992; Ewin & Kowalsky, 2004; Kaushick et al., 2007). Con base en un programa de investigación experimental, Kaushick y otros (2007) propusieron expresiones para caracterizar la envolvente $f_m - \epsilon_m$ (figura 2.42).

Para la ascendente se propuso:

$$\frac{f_m}{f'_m} = 2 \frac{\epsilon_m}{\epsilon'_m} - \left(\frac{\epsilon_m}{\epsilon'_m} \right)^2 \quad (2.10)$$

Donde f_m y ϵ_m son el esfuerzo y la deformación unitaria de la mampostería, y ϵ'_m la deformación unitaria correspondiente a f'_m .

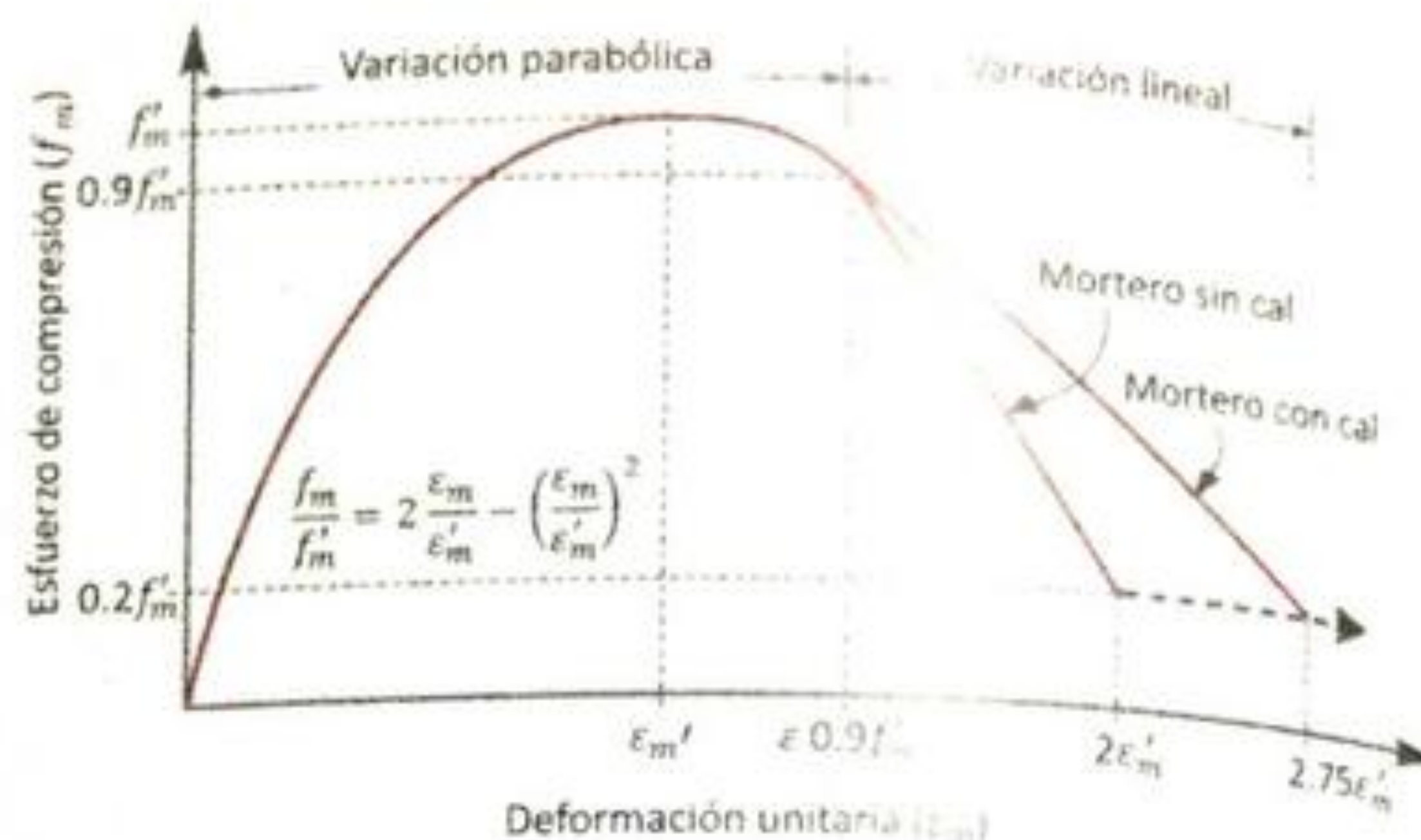


Figura 2.42 Curva esfuerzo-deformación analítica propuesta por Kaushick et al. (2007).

Para la rama descendente, los autores propusieron extender la curva parabólica dada por la ecuación 2.10 hasta un valor de $0.9f'_m$, considerando una variación lineal hasta alcanzar un esfuerzo residual de la mampostería igual a $0.2f'_m$:

$$f_m = 0.9f'_m - \left(\frac{0.9f'_m - 0.2f'_m}{c\epsilon'_m - \epsilon'_{m,0.9f'_m}} \right) \quad (2.11)$$

Donde c es un factor para tener en cuenta la presencia ($c = 2.75$) o ausencia para ($c = 2$) de cal en la mezcla de mortero.

Asimismo, reconociendo la dificultad para determinar experimentalmente, ϵ'_m los autores propusieron la siguiente expresión:

$$\epsilon'_m = C \left(\frac{f'_m}{E_m^{0.78}} \right) \quad (2.12)$$

Siendo C un factor que depende de la resistencia del mortero a emplear, y que puede evaluarse como:

$$C = \frac{0.27}{f_j^{0.25}} \quad (2.13)$$

Por otra parte, en México también se han desarrollado esfuerzos para caracterizar el comporta-

miento esfuerzo-deformación axial de la mampostería (Meli & Hernández, 1971). Recientemente, Flores y otros (2009) llevaron a cabo un estudio experimental para determinar las curvas esfuerzo-deformación uniaxial en pilas construidas con piezas de tabique de barro recocido, tabique extruido y tabicón sometidas a carga de compresión. A partir de sus resultados experimentales, los autores propusieron una curva para determinar analíticamente la curva esfuerzo-deformación uniaxial de la mampostería (figura 2.43), la cual se define de acuerdo con las siguientes expresiones:

- Rama ascendente ($\varepsilon \leq \varepsilon_1$)

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = \left(\frac{1}{\varepsilon_1^2} - \frac{\alpha}{\varepsilon_1} \right) \varepsilon^2 + \alpha \varepsilon \quad (2.14)$$

- Rama descendente ($\varepsilon_1 < \varepsilon \leq \varepsilon_2$)

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = 1 + \frac{\beta - 1}{(\varepsilon_2 - \varepsilon_1)(\varepsilon - \varepsilon_1)} \quad (2.15)$$

- Esfuerzo residual ($\varepsilon > \varepsilon_2$)

$$\frac{\sigma}{\sigma_{max}} = \beta \quad (2.16)$$

Siendo ε la deformación unitaria de interés, ε_1 la deformación unitaria asociada al esfuerzo máximo, ε_2 la deformación asociada al inicio del esfuerzo residual, ε_z la deformación última y β el esfuerzo residual. Asimismo, el parámetro α se define como:

$$\beta = \frac{E_m}{f'_m} \quad (2.17)$$

Donde E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería y f'_m la resistencia a la compresión de la mampostería.

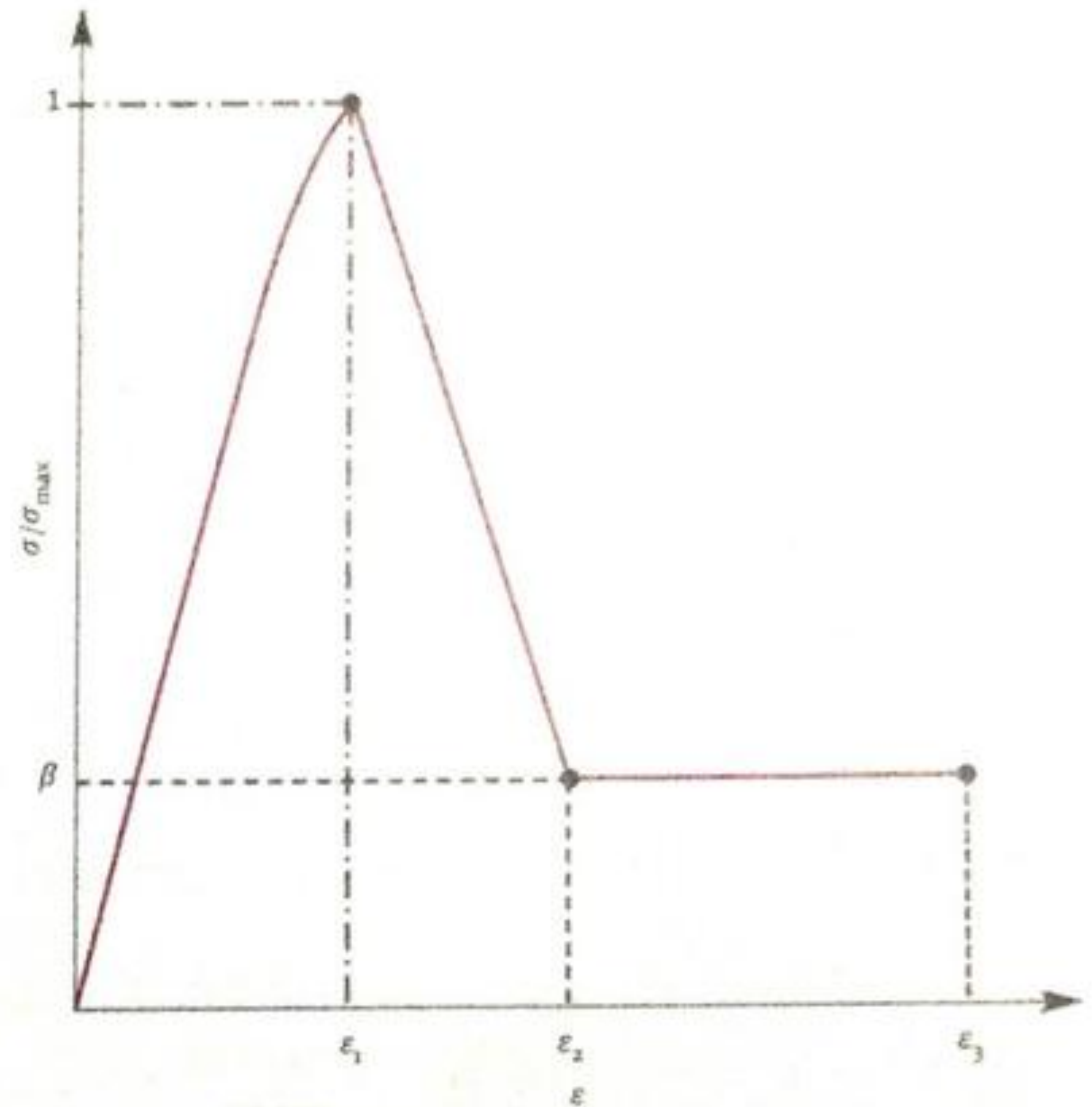


Figura 2.43 Curva esfuerzo-deformación analítica propuesta por Flores *et al.* (2009).

Cabe notar que la curva esfuerzo-deformación uniaxial de la mampostería depende de la *velocidad* de aplicación de carga. Parámetros representativos de mampostería construida con tabique de barro recocido (considerando una velocidad de carga de 0.0016 mm/seg) son: $\alpha = 199$, $\beta = 0.086$, $\varepsilon_1 = 0.0067$, $\varepsilon_2 = 0.0158$, $\varepsilon_z = 0.025$.

2.11. Variabilidad de las propiedades mecánicas de la mampostería

Un aspecto muy importante a considerar en el diseño de edificaciones de mampostería es la variabilidad en las propiedades mecánicas de sus materiales (piezas y mortero). Dicha variabilidad se atribuye, principalmente, al control de calidad de las materias primas y al proceso de fabricación. Por ejemplo, en un estudio estadístico realizado por Meli (1979) se obtuvo un coeficiente de variación de 0.54 en la estimación de la resistencia media a la compresión de tabiques de barro recocido producidos en 11 fábricas cercanas a la Ciudad de México (figura 2.44). Sin embargo,

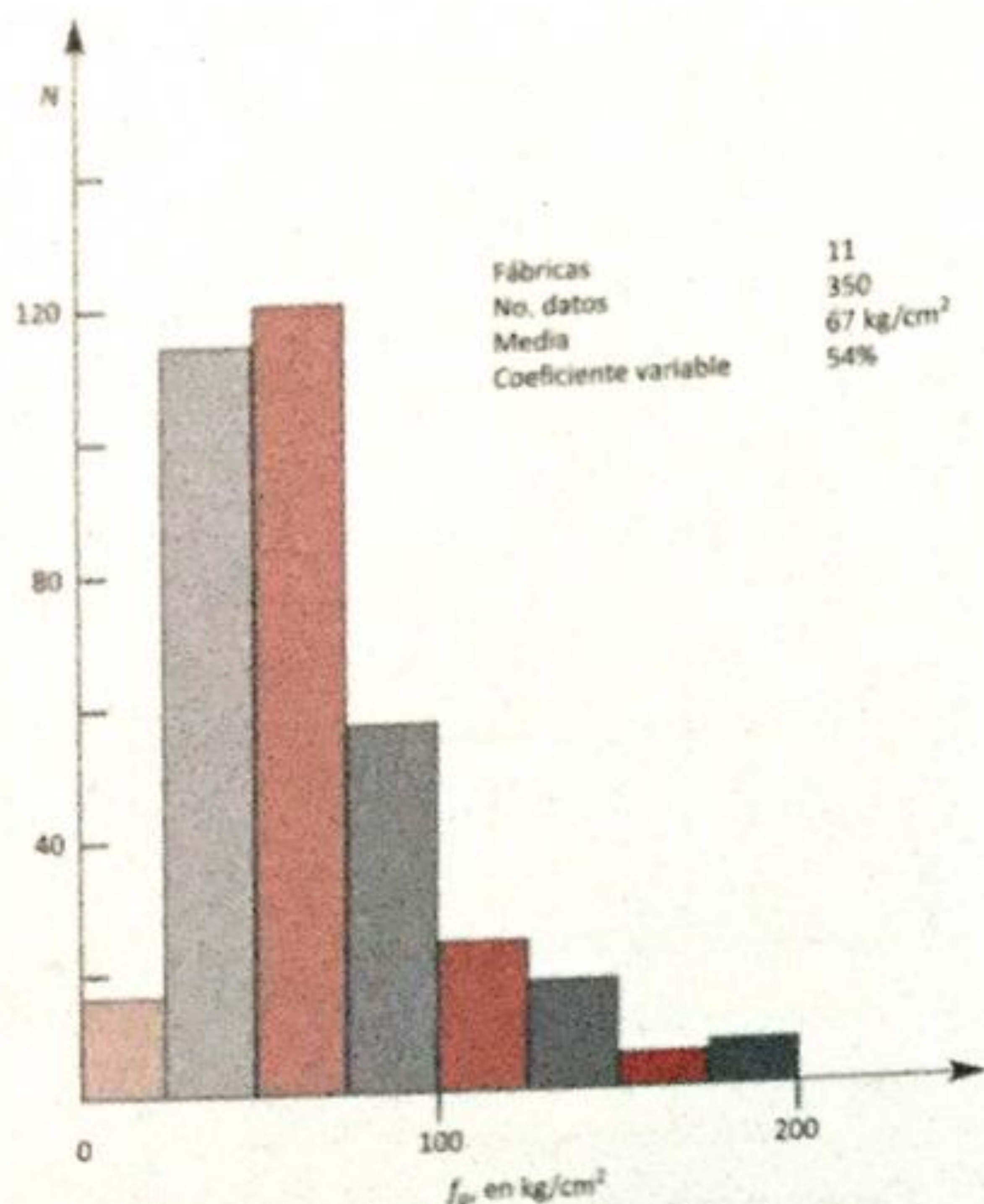


Figura 2.44 Histogramas de la resistencia a la compresión de piezas construidas con tabique de barro recocido (Meli, 1979).

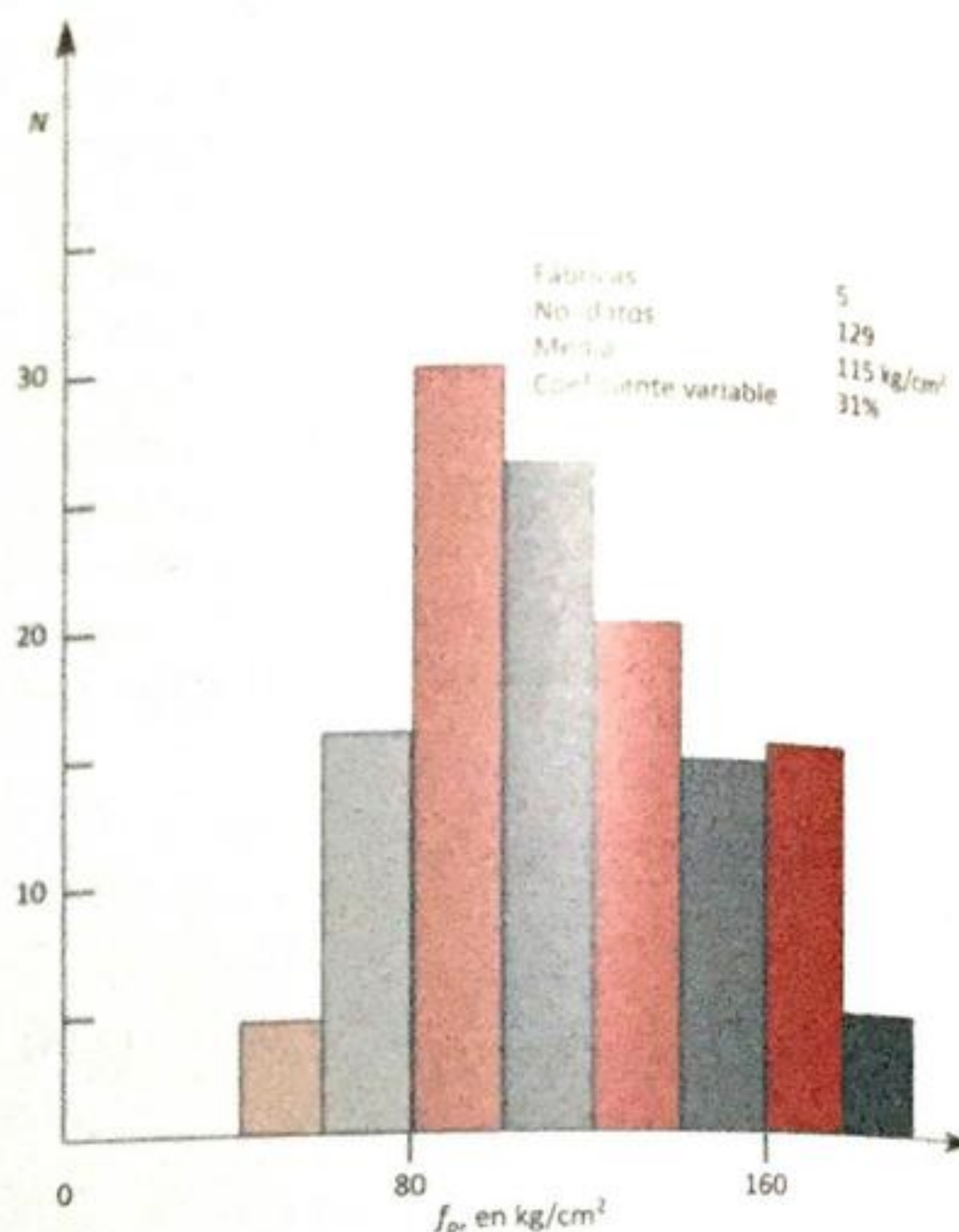


Figura 2.45 Histogramas de la resistencia a la compresión de piezas construidas con bloque de concreto tipo pesado (Meli R, 1979).

el coeficiente de variación promedio disminuyó a 35% cuando se estimó la resistencia a la compresión de piezas provenientes del mismo lote. Como parte del mismo estudio, Meli determinó un coeficiente de variación de 31% en la estimación de la resistencia media a la compresión de bloques de concreto tipo pesado (figura 2.45).

La diferencia en la variabilidad de la resistencia entre ambas piezas puede atribuirse al control de calidad en el proceso de fabricación, dado que el tabique de barro recocido se fabrica por medios artesanales, mientras que el bloque de concreto se fabrica en forma industrializada.

2.12. Valores índices para fines de diseño

Para fines de diseño estructural, la normatividad mexicana proporciona valores índice de las pro-

piedades mecánicas de las piezas, el mortero y la mampostería, los cuales tienen en cuenta la variabilidad observada. A fin de tomar en cuenta esta variabilidad, para fines de diseño se considera que las principales variables de los materiales tienen 2% de no ser alcanzadas (es decir, existe 98% de probabilidad de que se alcancen los valores de diseño). Con esta finalidad, Meli (1976) propuso una forma funcional aproximada para determinar los valores índice de las principales variables de las piezas, mortero y mampostería:

$$f^* = \frac{\bar{f}}{1 + 2.5c}$$

Donde $\bar{f}$ es la resistencia media y c el coeficiente de variación.

En las NTC-DCM 2004 se presentan los valores índice para los elementos de mampostería

construidos con cuatro tipos de piezas: a) tabique de barro recocido, b) tabique de barro con huecos verticales, c) bloque de concreto (pesado, con peso volumétrico, en estado seco, no menor de 2000 kg/cm²), y d) tabique de concreto (tabicón).

Los valores índice para fines de diseño indicados en las NTC-DCEM 2017, son más conservadores que los de la versión 2004, ya que lo que se busca es promover la realización de ensayos o utilizar materiales industrializados (tablas 2.13 y 2.14).

2.12.1. Resistencia de diseño a la compresión de las piezas

Para fines de diseño, la resistencia a la compresión de la unidad o pieza, f'_p , se determina con base en resultados experimentales del ensaye de cada tipo de pieza. Para ello, se ensayan al menos 30 piezas de tres muestras que contienen 10 piezas provenientes de tres lotes diferentes de la producción. De esta manera, la resistencia de diseño se determinará mediante la siguiente expresión:

$$f'_p = \frac{\bar{f}_p}{1 + 2.5c_p} \quad (2.18)$$

Donde $\bar{f}_p$ es la resistencia media a la compresión de las piezas y c_p el coeficiente de variación de la resistencia a la compresión de las piezas. Debe notarse que el coeficiente de variación no se considerará menor a: a) 0.20 para piezas provenientes de plantas mecanizadas cuya fabricación atienda el control de calidad requerido en la NMX-C-404-ONNCCE, b) 0.30 para piezas de fabricación mecanizada, pero cuya producción no cuente con un control de calidad, y c) 0.35 para piezas de producción artesanal.

2.12.2. Resistencia de diseño a la compresión del mortero

De acuerdo con la normatividad, la resistencia a la compresión del mortero, f'_j , para adherir pie-

zas, se determina a partir de los resultados experimentales del ensaye a compresión axial de cubos de 50 mm de lado de acuerdo con la NMX-C-061-ONNCCE. Para ello, se obtienen al menos tres muestras que incluyan, cada una, al menos tres cubos. La resistencia de diseño se determina de acuerdo con la siguiente expresión:

$$f'_j = \frac{\bar{f}_j}{1 + 2.5c_j} \quad (2.17)$$

Donde $\bar{f}_j$ es la resistencia promedio a la compresión de cubos de mortero y c_j el coeficiente de variación de la resistencia a la compresión del mortero, el cual no se considerará menor a 0.20.

2.12.3. Resistencia de diseño a la compresión de la mampostería

A fin de determinar la resistencia de diseño a la compresión de la mampostería, f'_m , las NTC-DCEM 2004 proporcionan tres criterios: 1) a partir de resultados experimentales de pilas construidas con las piezas y el tipo de mortero que se emplearán en la obra, 2) a partir de la resistencia a la compresión de la pieza, f'_p , y de la calidad del mortero, y 3) empleando valores indicativos para cuatro tipos de piezas unidas con morteros de tres tipos de calidad.

Para obtener el valor de f'_m a partir de resultados experimentales, se debe llevar a cabo un programa de ensayos a compresión axial de al menos nueve pilas construidas con piezas provenientes de tres lotes diferentes. La resistencia a la compresión de cada pila, f_m , se obtiene sobre el área bruta de la pila. En caso de que la relación altura-espesor de la pila sea distinta de cuatro, el valor obtenido de f_m se corregirá multiplicándolo por los factores indicados en las NTC-DCEM 2004. Finalmente, f'_m se determina empleando la siguiente expresión:

$$f'_m = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5c} \quad (2.20)$$

Siendo $\overline{f_m}$ la resistencia media a la compresión de las pilas y c_m el coeficiente de variación de la resistencia a la compresión de las pilas, el cual no se considerará menor a 0.15.

Asimismo, la resistencia de diseño a la compresión se podrá obtener a partir de la resistencia de diseño de las piezas, f'_p , y de la calidad del mortero. Cuando se emplea este criterio, se distinguen dos casos: a) para bloques y tabiques de concreto con relación altura a espesor no menor que 0.5, con $f'_p \geq 100 \text{ kg/cm}^2$, y unidos con juntas de mortero de entre 10 y 12 mm si son piezas de fabricación mecanizada, o bien de 15 mm si son de fabricación artesanal, y b) para piezas de barro con relación altura a espesor no menor que 0.5, unidas con juntas de mortero de entre 10 y 12 mm si son piezas de fabricación mecanizada, o bien de 15 mm si son de fabricación artesanal.

De manera alterna, se podrán emplear los valores indicativos de la resistencia de diseño a la compresión establecidos en las NTC-M-2017, los cuales se indican en la tabla 2.13.

Tabla 2.13 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f'_m , para algunos tipos de piezas, sobre el área bruta (NTC-DCCEM, 2017)

Tipo de pieza	f'_m , MPa (kg/cm ²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	1.5 (15)
Tabique de arcilla extruido	2.0 (20)
Bloque de concreto	1.5 (15)
Tabique de concreto (tabicón)	1.5 (15)

2.12.4. Resistencia de diseño a cortante por compresión diagonal de la mampostería

De acuerdo con las NTC-DCCEM 2004, la resistencia de diseño a compresión diagonal, v'_m , se podrá determinar a partir de: 1) resultados experimentales obtenidos a partir del ensaye de muretes contruidos con las piezas y el tipo de mortero que se empleará en obra, y 2) valores indicativos

para cuatro tipos de piezas unidas con morteros de tres tipos de calidad.

De acuerdo con la normatividad, cuando se obtenga el valor de v'_m , por medio de evidencia experimental, se deberán ensayar en compresión diagonal al menos nueve muretes contruidos con piezas provenientes de al menos tres lotes distintos. Finalmente, el valor de diseño se obtendrá con la siguiente expresión:

$$v'_m = \frac{\overline{v_m}}{1 + 2.5c_v} \quad (2.21)$$

Donde $\overline{v_m}$ es la resistencia media a la compresión diagonal de los muretes y c_v el coeficiente de variación de la resistencia a la compresión diagonal de los muretes, el cual no se considerará menor a 0.20.

De manera alterna, en ausencia de un programa experimental, las NTC-DCCEM 2004 proporcionan valores indicativos de la resistencia de diseño a la compresión diagonal. Para las NTC-DCCEM 2017, estos valores se indican en la tabla 2.14.

Tabla 2.14 Resistencia de diseño a compresión diagonal para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta (NTC-DCCEM, 2017)

Pieza	v'_m , MPa (kg/cm ²)
Tabique macizo de arcilla artesanal	0.2 (2)
Tabique de arcilla extruido	0.2 (2)
Bloque de concreto	0.2 (2)
Tabique de concreto (tabicón)	0.2 (2)

2.12.5. Resistencia de diseño al aplastamiento de la mampostería

Las NTC-DCCEM 2004 indican que el esfuerzo actuante debido a una carga concentrada que se transmite a la mampostería, no deberá exceder de $0.6f'_m$.

2.12.6. Resistencia a la tensión de la mampostería

Para fines de diseño estructural, las NTC-DCEM 2004 indican que la resistencia a la tensión perpendicular a las juntas de mortero se considerará nula. Asimismo, indican que la resistencia a la tensión deberá aportarla el acero de refuerzo necesario.

2.12.7. Módulo de elasticidad y módulo de cortante de la mampostería

De acuerdo con la normatividad, tanto el módulo de elasticidad, E_m , como el módulo de cortante, G_m , de la mampostería, pueden obtenerse mediante el ensaye de pilas construidas con las piezas y el mortero que se empleará en la obra.

En ausencia de evidencia experimental, el módulo de la elasticidad de la mampostería se podrá obtener a partir del tipo de pieza, de la resistencia a la compresión de la mampostería, y del tipo de acción de la carga (de corta duración o permanente) de acuerdo con los criterios siguientes:

- a) Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

$$E_m = 800f_m^* \text{ para cargas de corta duración}$$

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

- b) Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, excepto las de concreto:

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

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

Con respecto al módulo de cortante de la mampostería, en ausencia de resultados experimentales se podrá determinar a partir del módulo de elasticidad de la mampostería de acuerdo con la expresión siguiente:

$$G_m = 0.20E_m$$

Para esto se recomienda utilizar los lineamientos descritos en el Apéndice Normativo B de las NTC-DCEM 2017.

2.13. Referencias

- Atkinson, R., Noland, J., Abrams, D.P. & McNary, S. (1985). "A deformation failure theory for stack-bond brick masonry prisms in compression". *Third North American Masonry Conference*, Arlington, Texas.
- CEN (1996). *Eurocode 6 - Design of Masonry Structures - Part 1-1: General Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures*. European Committee for Standardization.
- Coombs, J. (2007). *Enhancement of masonry curriculums through development of virtual laboratory*. Universidad de Wyoming.
- Ewing, B. & Kowalsky, M. (2004). "Compressive behavior of unconfined and confined clay brick masonry". *Journal of Structural Engineering ASCE*, 130(4), 650-661.
- Flores, A., Castillo, J., Arroyo, D. & Quiroz, L. (2009). "Modelos esfuerzo-deformación axial para mampostería fabricada en México, D.F." *Memorias. VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puebla, Puebla.
- Gallegos, H. (1991). *Albañilería estructural*. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Hilsdorf, H. (1969). "Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression". *Proceedings of International Conference on Masonry Structural System* (págs. 34-41), Houston, Texas: Gulf Publishing Co.
- Kaushick, H., Rai, D. & Jain, S. (2007). "Stress-strain characteristics of clay brick masonry under axial compression". *Journal of Materials in Civil Engineering*, págs. 728-739.
- Mayes, R. & Clough, R. (1975). *State-of-the-art in seismic shear strength of masonry - An evaluation and review*. Berkeley, EUA: University of California.

- Meli, R. (1976). *Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Meli, R. (1979). "Comportamiento sísmico de muros de mampostería". Segunda edición, corregida y aumentada. *Informe No. 352*. México: Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Meli, R. & Hernández, O. (1971). "Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal". *Informe No. 297*. México: Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Meli, R. & Reyes, G. (1971). "Propiedades mecánicas de la mampostería". *Informe No. 288*. México: Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- NTC-DCEM (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería". En Gobierno del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal* (págs. 4-53), Ciudad de México.
- NTC-DCEM (15 de diciembre de 2017). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería". *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (220 Bis), págs. 614-688.
- ONNCCE (2010). "Determinación de la resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante de muretes, así como determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas de mampostería de arcilla o de concreto - Métodos de ensayo". *NMX-C-464-ONNCCE*. México: Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación.
- Paulay, T. & Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Nueva York, Estados Unidos: John Wiley & Sons, Inc.
- Priestley, M. & Elder, D. (1983). "Stress-strain curves for unconfined and confined concrete masonry". *Journal Proceedings*, 80(3), págs. 192-201.

CAPÍTULO 3

Observaciones sobre el comportamiento de edificaciones de mampostería en zonas sísmicas

BERNARDO GÓMEZ GONZÁLEZ (SMIE)
RAÚL JEAN PERRILLIAT (SMIE-UNAM)

3.1. Introducción 3.2. Desempeño sísmico observado de edificaciones de mampostería 3.3. Nomenclatura
3.4. Referencias

3.1. Introducción

A lo largo de la historia las estructuras de mampostería han experimentado sismos de distintas intensidades que, debido a los percances ocurridos, han dado origen a la necesidad de evaluar y mejorar el desempeño sismo-resistente en dichas construcciones.

Investigaciones y pruebas de laboratorio realizadas tanto en México como en otros países, han permitido estimar la resistencia y comportamiento de los distintos componentes de la mampostería y del sistema en conjunto. Esto ha conducido a cambios en los procesos constructivos, ecuaciones y parámetros de diseño, entre otros. Por otra parte, también ha habido cambios en la calidad de los materiales, principalmente en las piezas de mampostería.

Reportes realizados después de sismos de gran magnitud, destacan el alto número de colapsos en sistemas estructurales de mampostería. En el sismo del 3 de marzo de 1985 en Algarrobo,

Chile ($M_s = 7.8$),¹ la mayor parte de los 66,000 colapsos y las 127,000 viviendas dañadas eran construcciones de adobe y mampostería no reforzada de uno o dos pisos (Blondet, Mayes, Kelly, Villablanca & Klingner, 1989). Esto concuerda con el conocimiento de que los muros de mampostería tienen poca capacidad ante cargas laterales debido a su baja resistencia a la tensión, aunado a un comportamiento frágil del material. Sin embargo, Blondet (1989) menciona también que la mayor parte de las estructuras de mampostería confinada o reforzada tuvieron un buen desempeño.

Un ejemplo similar se presentó con el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México ($M_s = 7.8$),² el cual afectó a un número elevado de estructuras de mampostería. El comportamiento observado y posteriores evaluaciones indicaron que las construcciones de mampostería confinada, principalmente, tuvieron una respuesta muy satisfactoria cuando en su concepción se adoptaron los requisitos normativos vigentes de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Gobierno del Distrito Federal (NTC-DCEM, 1977). Este reglamento fue producto de los resultados obtenidos de un amplio programa experimental y analítico conducido por Meli (1975), donde se recomendaron sistemas, resistencias, parámetros y ecuaciones de diseño.

Por otra parte, la vulnerabilidad de las construcciones para vivienda es mayor en las regiones cercanas a la fuente sísmica. Esto se atribuye a: las características de las ondas sísmicas (mayor intensidad y de alta frecuencia), el tipo de terreno (usualmente duro y con periodo predominante bajo) y las propiedades dinámicas de las construcciones de mampostería (elevada rigidez inicial acompañada de un periodo fundamental de vibración bajo); y la vulnerabilidad, que se acentúa por una inadecuada configuración estructural (distribución irregular y baja densidad

¹ y ² Significant Earthquakes of the World 1985.

de muros en una o ambas direcciones), entre otros factores.

3.2. Desempeño sísmico observado de edificaciones de mampostería

Para dar claridad a la descripción, se distinguen los siguientes tipos de sistemas de edificación de mampostería: de adobe, sin refuerzo, confinada, con refuerzo interior, muros diafragma y elementos no estructurales (divisores o de relleno).

A continuación se presenta un panorama del comportamiento observado después de eventos sísmicos importantes, resaltando los modos de falla más comunes y las causas posibles que los originaron.

3.2.1. Edificaciones de adobe

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

Después del sismo originado frente a las costas de Guerrero el 14 de septiembre de 1995 ($M_s = 7.2$, $M_w = 7.4$),³ el cual afectó principalmente a la ciudad de Ometepepec y algunas poblaciones aledañas ubicadas cerca de la región del epicentro, se confirmó que numerosas edificaciones construidas con muros de adobe y que no contaban con ningún tipo de refuerzo adicional, fueron las más afectadas (Sordo y otros, 1996). Durante el recorrido de inspección se pudo observar que la mayor parte de las construcciones tenían un sistema de techo apoyado en una viga cumbrera de madera, en la dirección longitudinal, que oca-



Figura 3.1 Falla por flexión fuera del plano (Sordo y otros, 1996).

sionó agrietamiento vertical en los muros transversales (figura 3.1), al generarse fuerzas inerciales que actuaron fuera del plano de los mismos; soluciones diferentes para el sistema de techo generan otros modos de falla (Flores, Pacheco & Reyes, 2001).

No obstante el daño generalizado en la zona afectada, en las viviendas construidas con piezas de adobe que contaban con algún tipo de refuerzo vertical, principalmente polines de madera, y las construidas con mampostería confinada, exhibieron un mejor comportamiento (figura 3.2). Cabe



Figura 3.2 Construcción de adobe confinada con polines de madera (López Bátiz & Teshigawara, 1997).

³ Significant Earthquakes of the World 1995.

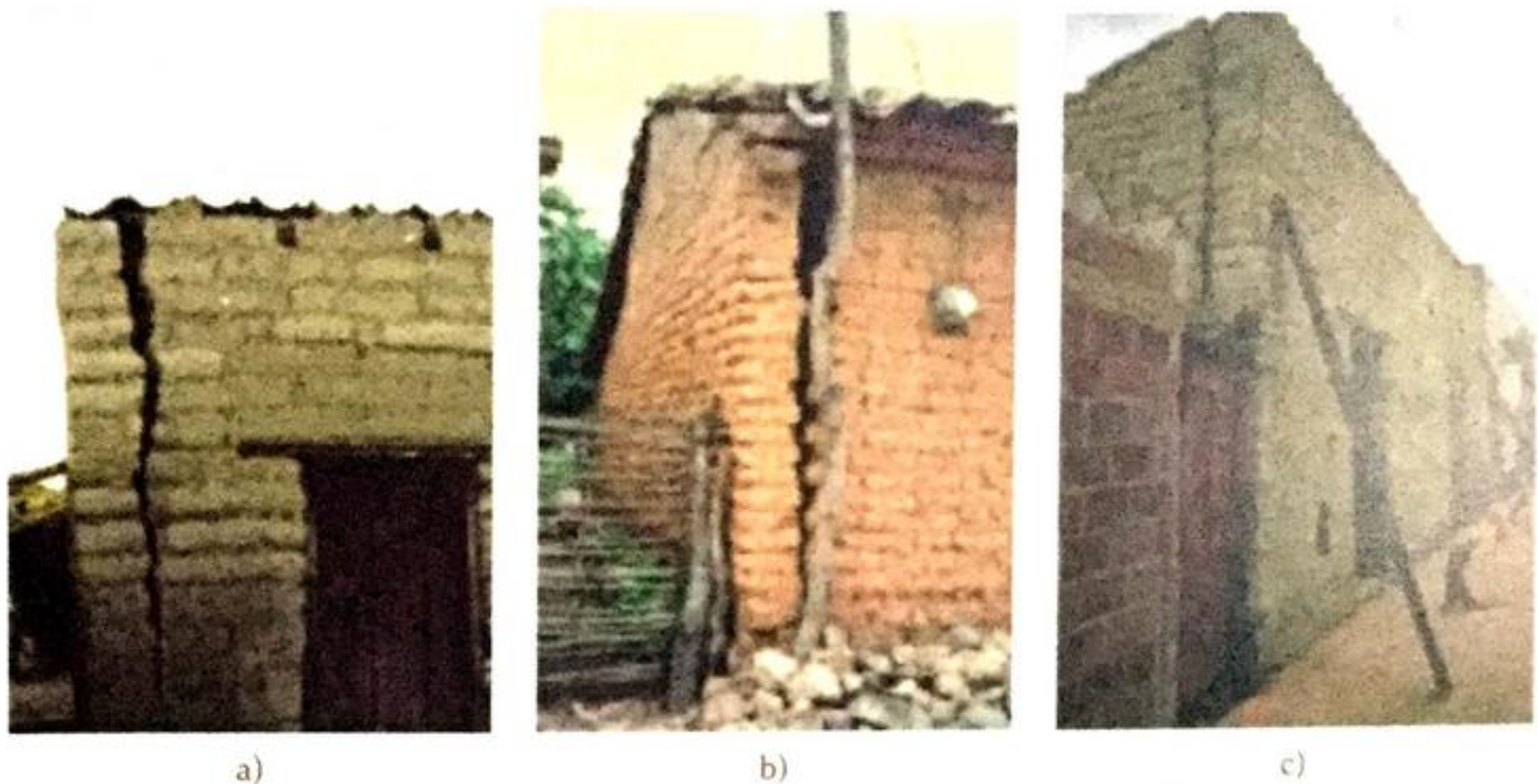


Figura 3.3 Agrietamiento vertical en esquinas (Juárez García, Gómez Bernal & Sordo Zabay, 2000).

aclarar que la mayor parte de las edificaciones no fueron construidas con criterios ingenieriles o guías normativas para su construcción, siendo casi todas viviendas de *autoconstrucción*.

El estado de daño observado en las viviendas de adobe después de los sismos del 9 y 21 de octubre de 1995 frente a las costas del puerto y ciudad de Manzanillo, Colima ($M_s = 7.4$, $M_w = 7.9$),⁴ y de la comunidad de Villa Flores, Chiapas ($M_w = 7.1$)⁵ fue muy similar al descrito anteriormente. Una estadística de los daños registrados en estas edificaciones a raíz del sismo del 11 de enero de 1997 ($M_s = 6.9$, $M_w = 7.2$),⁶ que afectó a varias comunidades en el estado de Michoacán, evidenció la alta vulnerabilidad de las construcciones de adobe, ya que sólo 1% de una muestra de 1770 edificaciones, no presentó daño, mientras que 74% exhibió daños considerados como reparables, y el 25% restante mostró daño severo o derrumbe de la estructura (Rodríguez, Patricia & Raquel, 1997).

En general, el tipo de falla más recurrente que se ha reportado en estructuras de adobe tras las visitas a zonas afectadas por sismo, es el agrietamiento vertical en las esquinas de la vivienda, en la unión de muros perpendiculares (figura 3.3). Ésta consiste en una grieta de separación entre dos muros, causada por la tendencia al volteo de los muros y la debilidad en la resistencia a la tensión de las piezas.

Otros daños observados han sido:

- a) Concentración de esfuerzos en las aberturas por falta de elementos de cierre en puertas y ventanas (figuras 3.4 y 3.5).
- b) Colapso de la parte central de muros largos (figura 3.6).
- c) Agrietamiento inclinado por cortante en muros (figura 3.7).
- d) Caída del sistema de techo.

En la figura 3.8 se presenta un resumen gráfico de los principales tipos de daño identificados en la vivienda de adobe.

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

⁴ ⁵ Significant Earthquakes of the World 1995.

⁶ Significant Earthquakes of the World 1997.



a) Socavación en la base de muro



b) Humedad en la base de muro



c) Humedad en techo y base de muro



d) Techo debilitado por humedad

Figura 3.9 Intemperismo en estructuras de adobe (Juárez García, Gómez Bernal & Sordo Zabay, 2000).

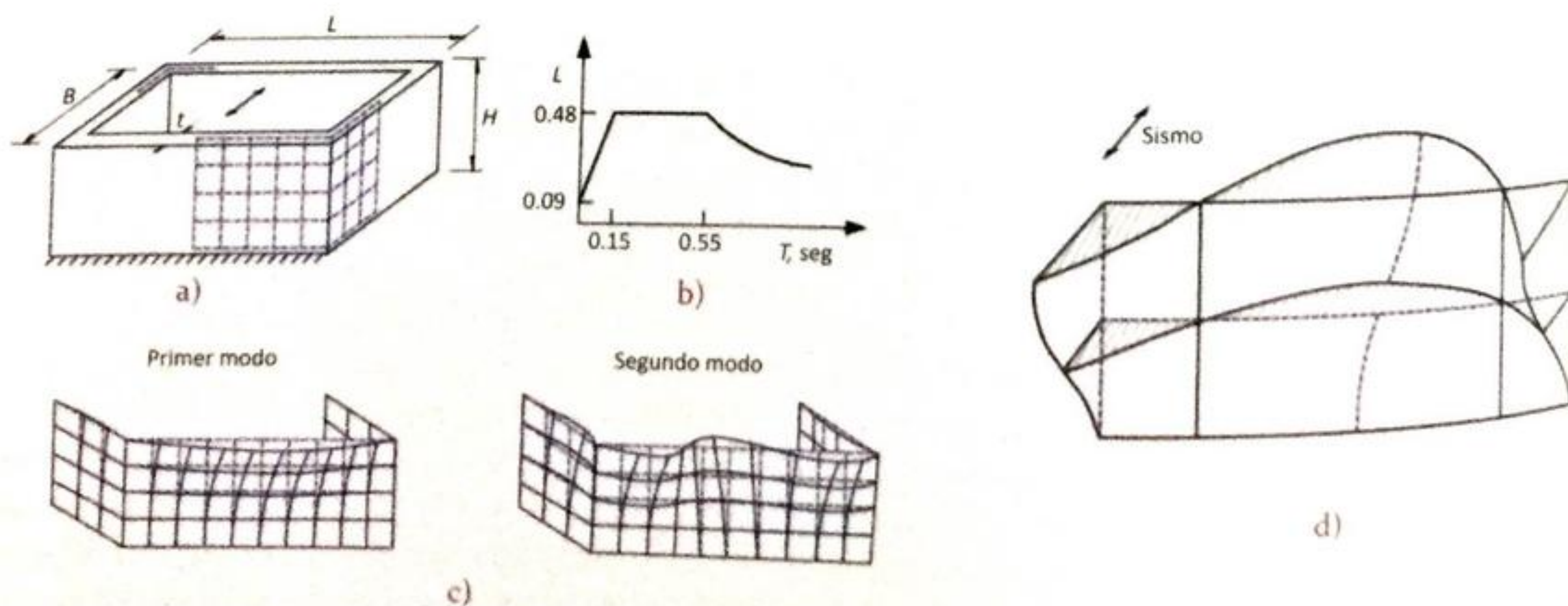


Figura 3.10 a) Geometría de los modelos e idealización; b) espectro de diseño usado; c) modos de vibrar, y d) diagramas de momentos flexionantes alrededor del eje vertical en dos secciones del muro largo (Bazán, Padilla & Meli, 1980).

teo de los muros fuera de su plano, lo que causa agrietamientos verticales en esquinas, volteo central en muros largos y la caída de techos. Para evitar este efecto, las técnicas de rehabilitación deben, en general, mejorar la liga entre los muros.

En zonas sísmicas es necesario mejorar el comportamiento de estas estructuras por medio de algún refuerzo que produzca una liga adecuada entre los elementos y proporcione cierto confinamiento y ductilidad a los muros. Apoyadas en la evidencia experimental, en la literatura se han sugerido diversas recomendaciones para mejorar el comportamiento sísmico de las viviendas de adobe. Entre las principales técnicas de rehabilitación está la construcción de dalas de concreto reforzado con dentellones en esquinas, la construcción de dalas y castillos de concreto como en las estructuras de mampostería confinada, y el uso de malla de alambre y recubrimiento de mortero ya sea en todo el muro o en bandas colocadas en los bordes y esquinas.

Sin embargo, ya que esta práctica constructiva se realiza por *autoconstrucción*, es necesaria la difusión masiva, con un lenguaje práctico, de los resultados anteriores a través de guías sencillas y de fácil aplicación, evitando que este esfuerzo se pierda en el ámbito académico.

3.2.2. Edificaciones de mampostería sin refuerzo

Como lo han documentado las inspecciones de campo en las zonas dañadas, el patrón de daño observado en las estructuras de mampostería, construidas básicamente con piezas macizas de tipo artesanal, que no contaban con algún tipo de refuerzo, ya sea interior o perimetral, es muy similar al de las viviendas de adobe.

Una de las principales causas de su mal comportamiento se debe a deficiencias en la configuración estructural. Por ejemplo, como consecuencia del sismo del 9 de octubre de 1995 en la ciudad de Manzanillo ($M_s = 7.4$, $M_w = 7.9$),⁷ se pudo observar que a las construcciones originales



Figura 3.11 Muros de mampostería reforzada con polines de madera (SMIS y EERI, 2006).

a base de muros de carga de mampostería sin refuerzo, se les fueron añadiendo pisos superiores, algunos de mampostería confinada con dalas y castillos de concreto reforzado, con una inadecuada conexión entre los elementos existentes y los nuevos elementos, con las consecuentes fallas por un anclaje o traslape inadecuado del refuerzo longitudinal de los castillos.

Otra causa de daño se debió al uso indebido de polines de madera a manera de elementos de confinamiento (figura 3.11), o bien el uso de castillos de concreto sin ligarlos al muro de mampostería, con la consecuente falla por flexión fuera del plano del muro (figura 3.12).

En términos generales, cuando los muros de mampostería no cuentan con un adecuado confinamiento mediante dalas y castillos de concreto reforzado, o bien una cantidad insuficiente o de-

⁷ Significant Earthquakes of the World 1995.



Figura 3.12 Inadecuada conexión de muros de mampostería con elementos confinantes (López Bátiz & Teshigawara, 1997).

tallado inadecuado del refuerzo en los elementos confinantes, se han detectado cuatro tipos de patrones de agrietamiento y causas de daño en los muros de mampostería:

- Agrietamiento inclinado, ocasionado por esfuerzos de tensión diagonal en las piezas (figura 3.13).
- Agrietamiento en forma de escalera siguiendo la junta de mortero, originado por esfuerzo de corte (figura 3.19).
- Agrietamiento vertical en las esquinas y el centro; originado por la flexión fuera del plano del muro y volteo de la estructura (figura 3.14).
- Agrietamiento en forma de placa perimetralmente apoyada, ocasionado por los esfuerzos de corte y volteo de la estructura.



Figura 3.13 Agrietamiento inclinado en muros de mampostería sin refuerzo a consecuencia del sismo de Tecomán (SMIS y EERI, 2006).



Figura 3.14 Daño en muros de mampostería sin refuerzo a consecuencia del sismo de Tecomán (SMIS y EERI, 2006).

El patrón de agrietamiento en "X" es un tipo de agrietamiento inclinado representativo de segmentos de muro entre aberturas (figura 3.15). La acción del sismo en una dirección genera el agrietamiento inclinado hacia un lado, y al cambiar a la dirección contraria, se produce la grieta en el otro lado (Alcocer Martínez de Castro y otros, 2003).

Las fachadas típicas poseen aberturas para puertas, ventanas, ventilas o medidores de suministro eléctrico; los huecos debilitan el segmento de muro en el que se ubican, generando una trayectoria débil por donde se extienden las grietas (figura 3.16).



Figura 3.15 Agrietamiento en "X" en un segmento de muro entre ventanas (Alcocer Martínez de Castro y otros, 2003).

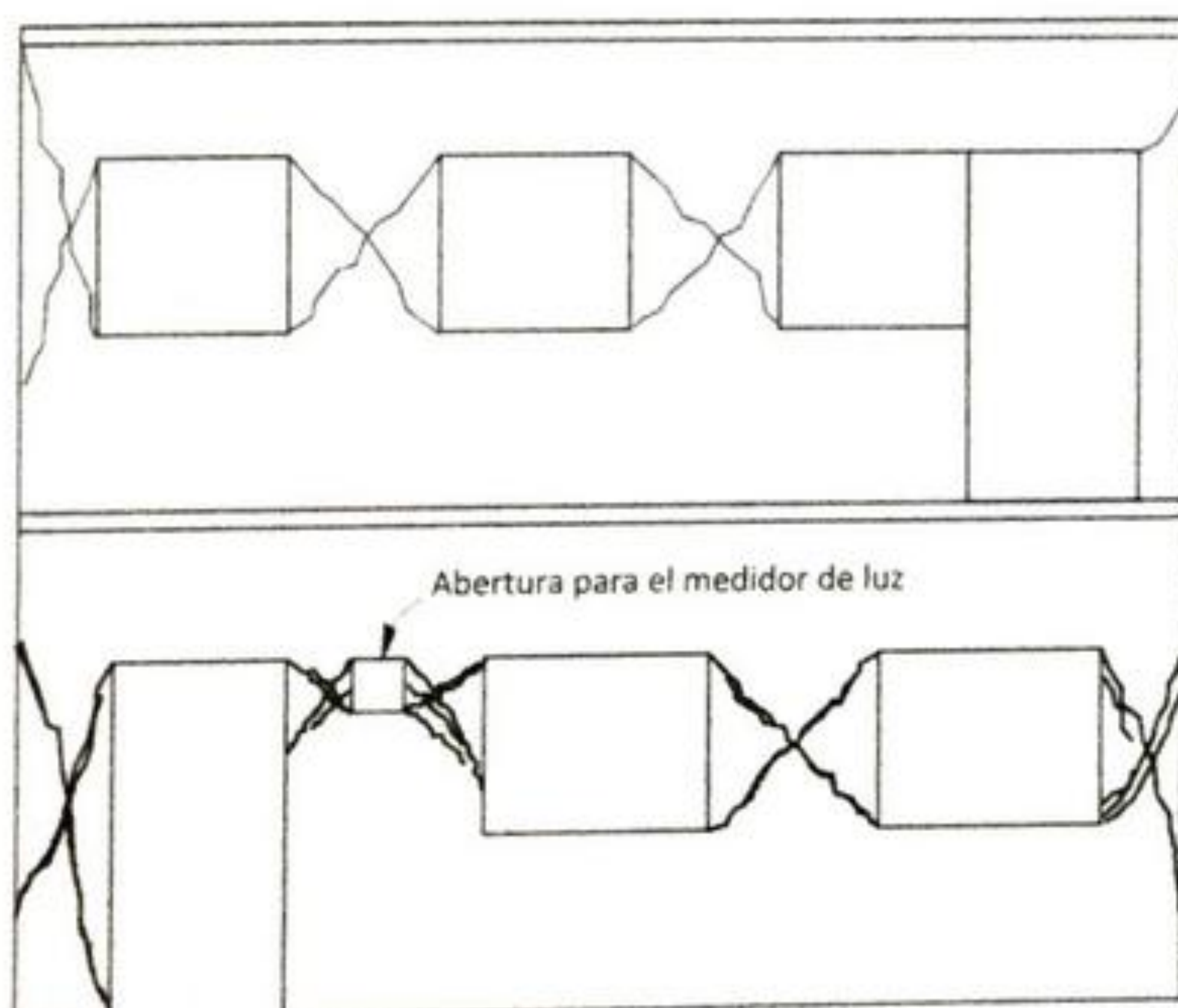


Figura 3.16 Geometría y patrón típico del agrietamiento en muros de fachada con aberturas (Alcocer Martínez de Castro y otros, 2003).

La falta de anclaje en este tipo de sistema de mampostería provoca también la falla hacia afuera del plano del muro. Un ejemplo de este efecto se presentó en el sismo del 3 de septiembre del 2010 en Darfield, Nueva Zelanda ($M_w = 7.0$),⁸ el cual dañó a casi 600 edificios de mampostería no reforzada en Christchurch (Griffith e Ingham, 2011). Inspecciones realizadas revelaron que los muros tenían poco o nulo agarre al diafragma su-



a)



b)

Figura 3.17 Falla fuera del plano en mampostería no reforzada (Griffith e Ingham, 2011).

perior, falla que se presentó en los muros superiores, los cuales cargaban sólo su peso propio (figura 3.17).

Un comportamiento similar se presentó en los parapetos superiores de los edificios. Desde 1940 se había implementado un plan de trabajo para dar restricción lateral a los parapetos de mampostería no reforzada en dicha ciudad (Griffith e Ingham, 2011); sin embargo, no suficiente soporte, o nulo, permitieron la falla fuera del plano (figura 3.18).

A casi seis meses del primer sismo, el 22 de febrero del 2011, una réplica produjo aceleraciones pico en Christchurch ($M_w = 6.1$).⁹ Esto afectó

⁸ Significant Earthquakes of The World 2010.

⁹ Significant Earthquakes of the World 2011.



a)



b)

Figura 3.18 Falla de parapeto (Griffith e Ingham, 2011).



Figura 3.19 Falla de tensión diagonal en muro de mampostería no reforzada (Dizhur y otros, 2011).

a edificios previamente dañados, pero permitió la oportunidad de estudiar tipos de modos de falla.

En la figura 3.19 se observa una falla por tensión diagonal con agrietamiento en forma de escalera siguiendo la junta de mortero.

3.2.3. Edificaciones de mampostería confinada

En general, el desempeño de las edificaciones de mampostería confinada construidas con base en los requisitos normativos vigentes en la Ciudad de México durante los sismos recientes ha sido satisfactorio (Meli, 1990). No obstante esta afirmación, la vulnerabilidad de las construcciones para vivienda ha sido mayor en las regiones cercanas a la fuente sísmica (Alcocer Martínez de Castro & Tena Colunga, 1997).

Con el fin de evaluar el desempeño de las edificaciones de mampostería confinada a raíz del sismo de 1985, se realizaron diversas inspecciones de campo y un estudio detallado del comportamiento de 23 edificaciones de mampostería de hasta cuatro niveles localizadas en la zona de mayor densidad de daño en la Ciudad de México (Berron, 1987). El estudio evidenció que en 56% de la muestra, el agrietamiento se originó por la presencia de hundimientos diferenciales, el empleo de materiales pobres o deteriorados por la humedad y el intemperismo, y la ausencia de elementos de confinamiento (dadas y castillos) suficientes. En el 44% restante, el daño se atribuyó a una reducida cantidad de muros, en una o en ambas direcciones, aunada a una distribución asimétrica de los mismos que originó torsiones importantes en planta. En la figura 3.20 se muestra la influencia de la densidad de muros con el nivel de daño (por ejemplo, una calificación de corresponde al daño irreparable o severo) exhibido en la muestra de edificaciones de mampostería confinada.

Como puede observarse en la figura 3.20, el daño más severo está asociado a una baja densidad de muros, y tiende a disminuir conforme aumenta la cantidad de muros. El nivel de daño

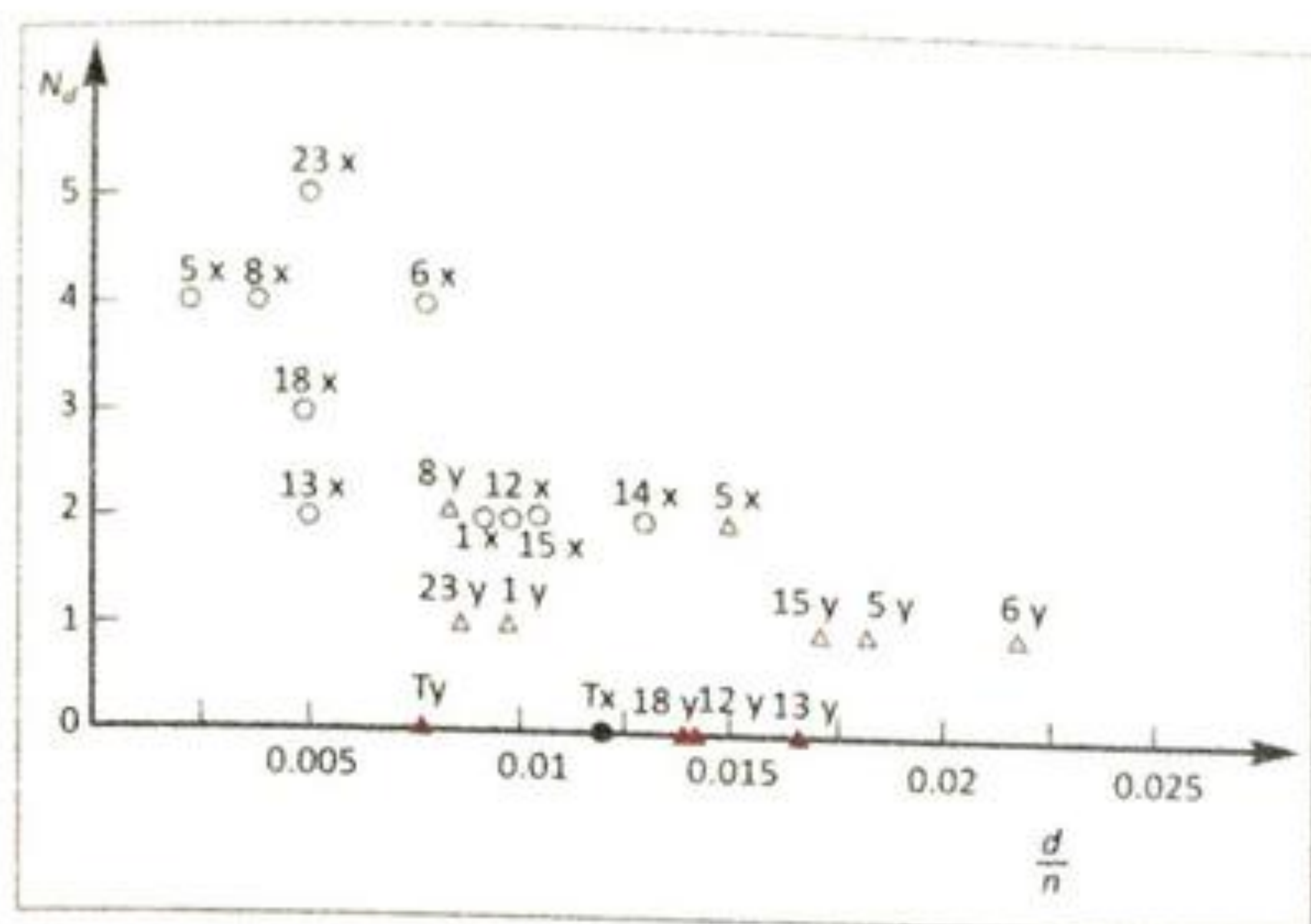


Figura 3.20 Relación entre densidad de muros y nivel de daño observado en edificios de mampostería después del sismo de 1985 (Meli, 1990).

intermedio asociado a edificaciones con altas densidades de muros, inclusive superiores a los requerimientos normativos en vigencia, se asoció a la presencia de hundimientos diferenciales en combinación con las acciones sísmicas.

Durante inspecciones técnicas en áreas afectadas por eventos sísmicos (por ejemplo los sismos de Manzanillo de 1995 y Tecmán del 2003), se ha podido apreciar una gran diferencia en el desempeño de las edificaciones construidas con mampostería confinada. En varias regiones del país, las edificaciones para vivienda unifamiliar son concebidas por *autoconstrucción*, lo que origina configuraciones estructurales ineficientes para resistir la acción sísmica. Por ejemplo, se han observado fallas estructurales debido a la presencia de grandes aberturas sin confinar en los muros (figura 3.21), o bien ausencia de elementos resistentes en la planta baja, distribución irregular de muro tanto en planta como en elevación y separación inadecuada entre construcciones colindantes (López Bátiz & Teshigawara, 1997; Alcocer Martínez de Castro & Tena Colunga, 1997).

Asimismo, la ausencia de una cantidad suficiente de muros en la planta baja, conduce a la formación de un mecanismo de *entrepiso blando* en algunas viviendas de dos o más niveles (figuras 3.22 y 3.23).



Figura 3.21 Daño en muro de mampostería confinada pero sin confinamiento en aberturas (SMIS y EERI, 2006).



Figura 3.22 Colapso debido a la escasez de muros en planta baja (López Bátiz & Teshigawara, 1997).



Figura 3.23 Formación de piso blando en planta baja debido a una baja densidad de muros (SMIS y EERI, 2006).

Un fenómeno derivado de la acción sísmica que puede causar daño en edificaciones de mampostería ubicadas frente a la costa, es la licuación, es decir, la deformación excesiva de los rellenos arenosos sobre los que se cimientan las edificaciones de mampostería (figura 3.24). Este fenómeno ocasiona el asentamiento de las construcciones y el levantamiento del piso de concreto sin ningún tipo de refuerzo, así como daño en los muros de mampostería de viviendas, como las ubicadas en la ciudad de Manzanillo durante el sismo de 1995 (López Bátiz & Teshigawara, 1997; Alcocer Martínez de Castro & Tena Colunga, 1997).

Un estudio acerca del desempeño estructural en las edificaciones de mampostería de ladrillo de barro rojo recocido, se llevó a cabo en el estado de Michoacán a raíz de la ocurrencia del sismo de Caleta de Campos, del 11 de enero de 1997 ($M_s = 6.9$, $M_w = 7.2$)¹⁰ con una muestra de 1170 construcciones localizadas en poblaciones cercanas a la región del epicentro (Rodríguez, Patricia & Raquel, 1997). Las estadísticas de los daños observados en esta región muestran que 78% no sufrió daño, mientras que en 20% se observó daño considerado como reparable y sólo 2% de la muestra exhibió daño severo. Sin embargo, en la ciudad de Arteaga, localizada a 55 km de la estación Caleta de Campos, el porcentaje de edificaciones con daño severo o derrumbe fue de 30% con res-



Figura 3.24 Asentamiento debido al fenómeno de licuación de arenas (López Bátiz & Teshigawara, 1997).

pecto a la población global de este tipo de construcciones. En la inspección realizada por los autores, se observó mala calidad de los materiales en la mayor parte de las construcciones revisadas, lo cual influyó en su desempeño ante cargas laterales.

La mampostería confinada ha sido ampliamente estudiada mediante ensayos en muros a escala natural ante fuerzas horizontales cíclicas reversibles. En los especímenes ensayados se ha observado que en los primeros ciclos, con distorsiones inferiores a las que producen el primer agrietamiento inclinado, se presenta un comportamiento aproximadamente elástico-lineal. Tras el primer agrietamiento inclinado se comienza a degradar la rigidez (figura 3.25a). Posteriormente, se generalizan las grietas inclinadas siguiendo la dirección de las diagonales de los tableros de mampostería.

Al extenderse el agrietamiento a todo lo largo de la diagonal, el elemento queda conformado por un par de bloques triangulares de mampostería, confinadas aún por el marco de concreto (castillos y dalas). La resistencia ante la fuerza horizontal la proporcionan los castillos con fuerzas cortantes concentradas en sus extremos más la contribución de la mampostería por el efecto de la fricción y la trabazón entre las superficies de las grietas en la mampostería (figura 3.25b).

La resistencia máxima se tiene cuando las grietas penetran en los extremos de los castillos desintegrándose el concreto y plegándose las barras longitudinales (figura 3.25c; ver detalle en la Figura 3.26).

El intervalo entre la aparición del primer agrietamiento inclinado y la resistencia máxima del elemento, se caracteriza por el aumento en el agrietamiento y la paulatina formación de grietas diagonales principales acompañados por una reducción en la rigidez lateral. No obstante, durante esta etapa, por lo general se alcanzan resistencias mayores a la del primer agrietamiento inclinado.

Posterior a la resistencia máxima, la respuesta de la estructura se caracteriza por grandes desplazamientos asociados a degradación de rigidez y de

¹⁰ Significant Earthquakes of the World 1997.

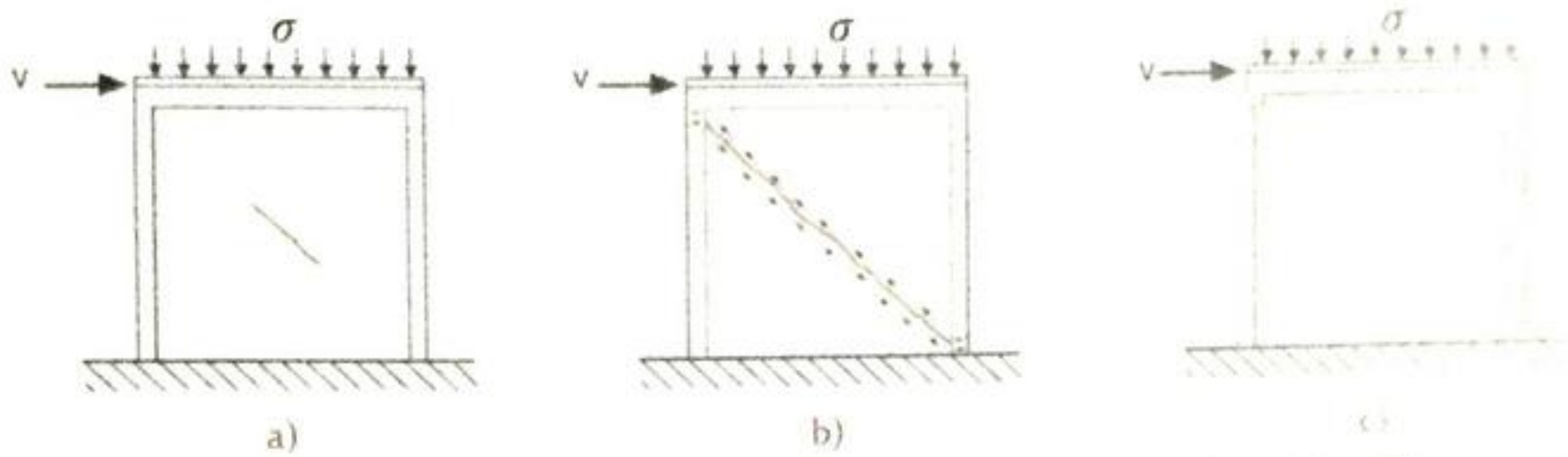


Figura 3.25 Patrón de daño ante fuerzas horizontales a distintos niveles de distorsión (Flores, 1995)



Figura 3.26 Penetración de grietas inclinadas en los extremos de castillos y plegamiento de las barras longitudinales (Aguilar Ramos, 1997).

resistencia. Eventualmente se alcanza una condición de inestabilidad ante la carga vertical que puede derivar en el colapso de la estructura.

El aspecto más importante en las estructuras con esta modalidad de refuerzo, es el hecho de que los muros realmente cumplan con los requisitos para mampostería confinada. En general, es fácil cumplir la reglamentación ya que los requisitos son relativamente sencillos: castillos y dalas con dimensión mínima del espesor del muro, con cierto armado, y colocados en extremos, intercepciones de muros y a una distancia máxima. Sin embargo, es muy común encontrar construcciones que se consideraron y diseñaron como mampostería confinada, pero que no cumplen con el refuerzo alrededor de las aberturas (puertas y ventanas). En la figura 3.27 se presentan gráficamente estos requisitos.

En la figura 3.28 se muestra un caso ocurrido en Oaxaca en el sismo del 30 de septiembre de 1999 ($M_w = 7.4$),¹¹ donde es evidente que, a pesar de contar con castillos y dalas, la colocación inadecuada de los castillos en los segmentos de muro entre ventanas provocó un comportamiento muy pobre. Estrictamente, la estructura no cumple con los requisitos para mampostería confinada, por lo que debe considerarse para diseño o revisión como mampostería simple (*Mampostería no confinada ni reforzada*, NTC-DCM, 2004), para lo cual el factor de comportamiento sísmico Q y los factores de reducción F_R resultan más estrictos. Similarmente, en la figura 3.21 se muestra un caso sucedido en Colima.

¹¹ Significant Earthquakes of the World 1999.

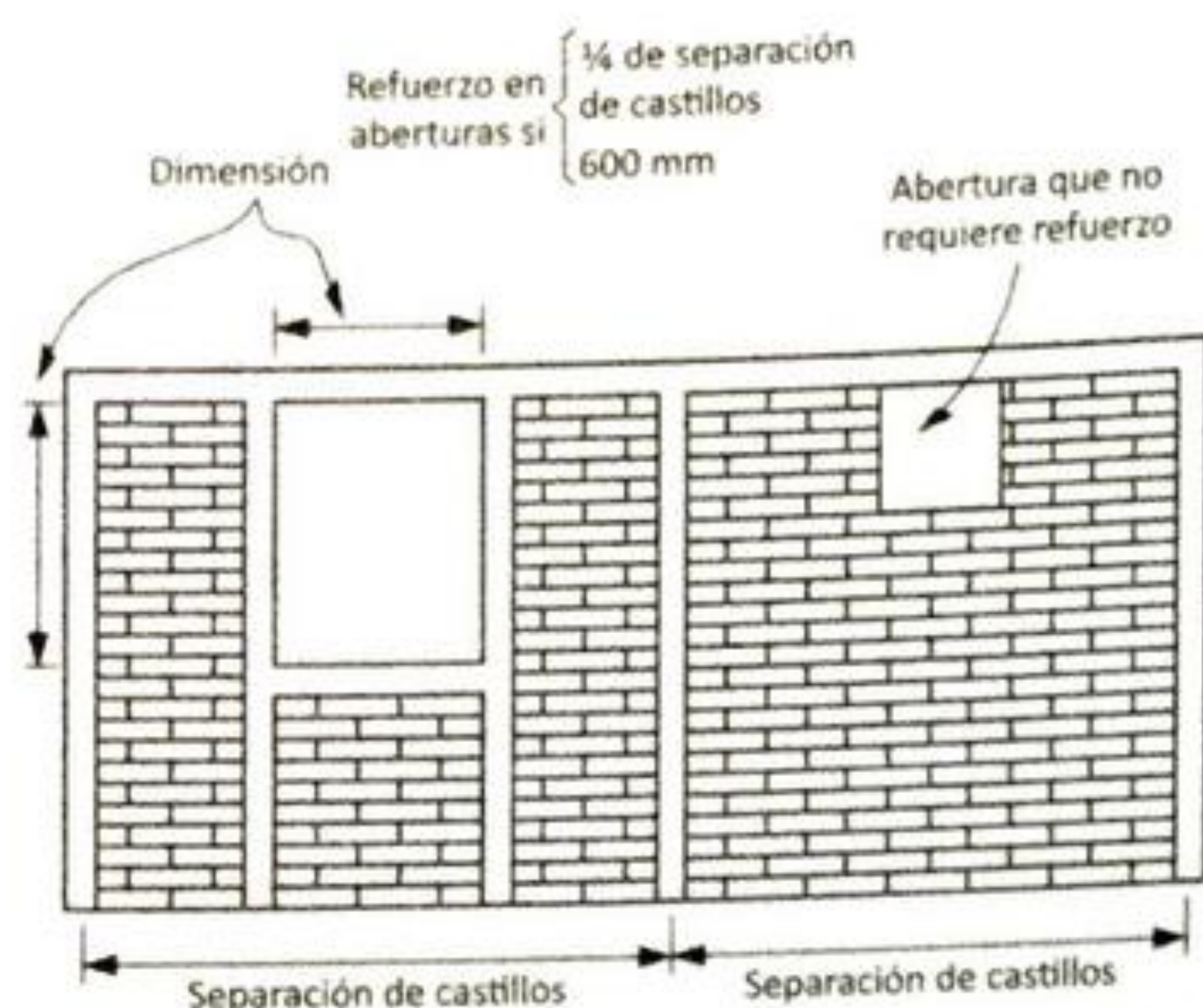


Figura 3.27 Requisitos de refuerzo en el perímetro de aberturas (NTC-DCEM, 2004).



Figura 3.28 Daño en un segmento de muro no confinado (Alcocer S.).

En resumen, los problemas que debilitan al sistema de mampostería confinada son los siguientes:

- Inadecuado confinamiento o ubicado en lugares no precisos.
- Aberturas sin confinar.
- Errores constructivos, como estribos muy espaciados en los extremos de los castillos o deficiencia en su colocación; deficiencia en el colado de los castillos.
- Piezas y morteros de mala calidad.
- Contracción de las juntas de mortero.
- Pobre o nulo anclaje a los castillos.
- El refuerzo horizontal mal anclado o traslapado.

Finalmente, cabe mencionar que las edificaciones de mampostería confinada para vivienda unifamiliar o multifamiliar, o para uso comercial en que se observan criterios ingenieriles en su construcción, exhiben un buen comportamiento ante acciones sísmicas (Tena Córdova & Del Valle Calderón, 1996).

3.2.4. Edificaciones de mampostería con refuerzo interior

Las dificultades constructivas, la falta de un control de calidad adecuado y el arraigo de la mampostería confinada han limitado el uso de la mampostería con refuerzo interior en edificaciones para uso habitacional. Para la práctica constructiva mexicana resulta difícil la supervisión de su construcción, siendo mucho más elaborada y detallada para obtener un correcto llenado o colado de los huecos, así como una correcta colocación del refuerzo interior, lo que ha contribuido a una mala reputación del sistema.

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

- Fallas locales de las piezas huecas por el desprendimiento de sus paredes.
- Inadecuado anclaje del refuerzo interior en los elementos exteriores (figura 3.29)
- Necesidad de altas cantidades de refuerzo interior para asegurar un buen comportamiento.
- Debilitamiento del sistema por errores de colado de los huecos.

Sin embargo, en otros países se ha difundido su uso en edificaciones de vivienda multifamiliar, principalmente. Es interesante mencionar que en Japón y Estados Unidos el sistema constructivo



Figura 3.29 a) Daño en muros de mampostería con refuerzo interior (Schultz A., 1994);
b) fallas en muros de mampostería con refuerzo interior deficiente (Alcocer y otros, 1999).

consiste en llenar completamente los huecos de todas las piezas. Se utiliza un mortero con elevada fluidez y se refuerza con elevadas cuantías de acero horizontal y vertical creando prácticamente un muro monolítico con el cual se obtiene un incremento en la resistencia ante cargas laterales y en la capacidad de desplazamiento lateral con respecto a la mampostería confinada.

3.2.5. Muros diafragma

Una mención especial merecen los muros de mampostería que se utilizan como relleno en las

crujías de marcos resistentes a momento de concreto reforzado o acero, los cuales se denominan *muros diafragma*. Usualmente se emplean en su construcción ladrillos del tipo artesanal o bloque de concreto. Es común que este tipo de muros sean considerados como elementos no estructurales y que se ignore su participación en el modelo numérico de la estructura. Sin embargo, en la práctica constructiva mexicana ha sido costumbre no desligarlos del marco principal, lo cual, evidentemente conduce a incrementar la rigidez lateral de los marcos y, por consiguiente, modifican la distribución de fuerzas entre los ele-

mentos resistentes y las propiedades dinámicas de la estructura completa.

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

Un aspecto que ha ocasionado un mal comportamiento global de la estructura ha sido su distribución asimétrica en planta, cuando se emplean muros diafragma en los marcos de colindancia y no son considerados como estructurales, lo cual provoca excentricidades excesivas en planta y, por consiguiente, importantes efectos de torsión. Este fenómeno puede explicar el número elevado (42%) de edificios en esquina que resultaron afectados durante los sismos de 1985 en la Ciudad de México (Fundación ICA, 1988). En otros casos ha sido frecuente su uso como pretilas en marcos de fachada, ocasionando una discontinuidad de rigideces en elevación, o bien la ausencia de los mismos en la planta baja con la eventual formación de un mecanismo de *piso blando*.

Para eludir este tipo de fallas, se sugiere desligar estos elementos del marco principal, por ejemplo mediante el uso de materiales flexibles entre el marco y el muro, para no permitir la concentración de esfuerzos en las esquinas. Para evitar una posible falla por flexión fuera del plano del muro, se ligan los elementos mediante conexiones metálicas, que impiden el movimiento fuera del plano del muro, con agujeros oblongos, para permitir el desplazamiento en la dirección paralela al movimiento. Algunas soluciones para estructurar muros diafragma se muestran en la figura 3.31.

Cabe reconocer que el proceso de desligar muros siempre será complicado y requiere de una buena supervisión constructiva. La norma de Perú no permite usar tabiques de relleno en marcos estructurales, y especifica que el muro debe

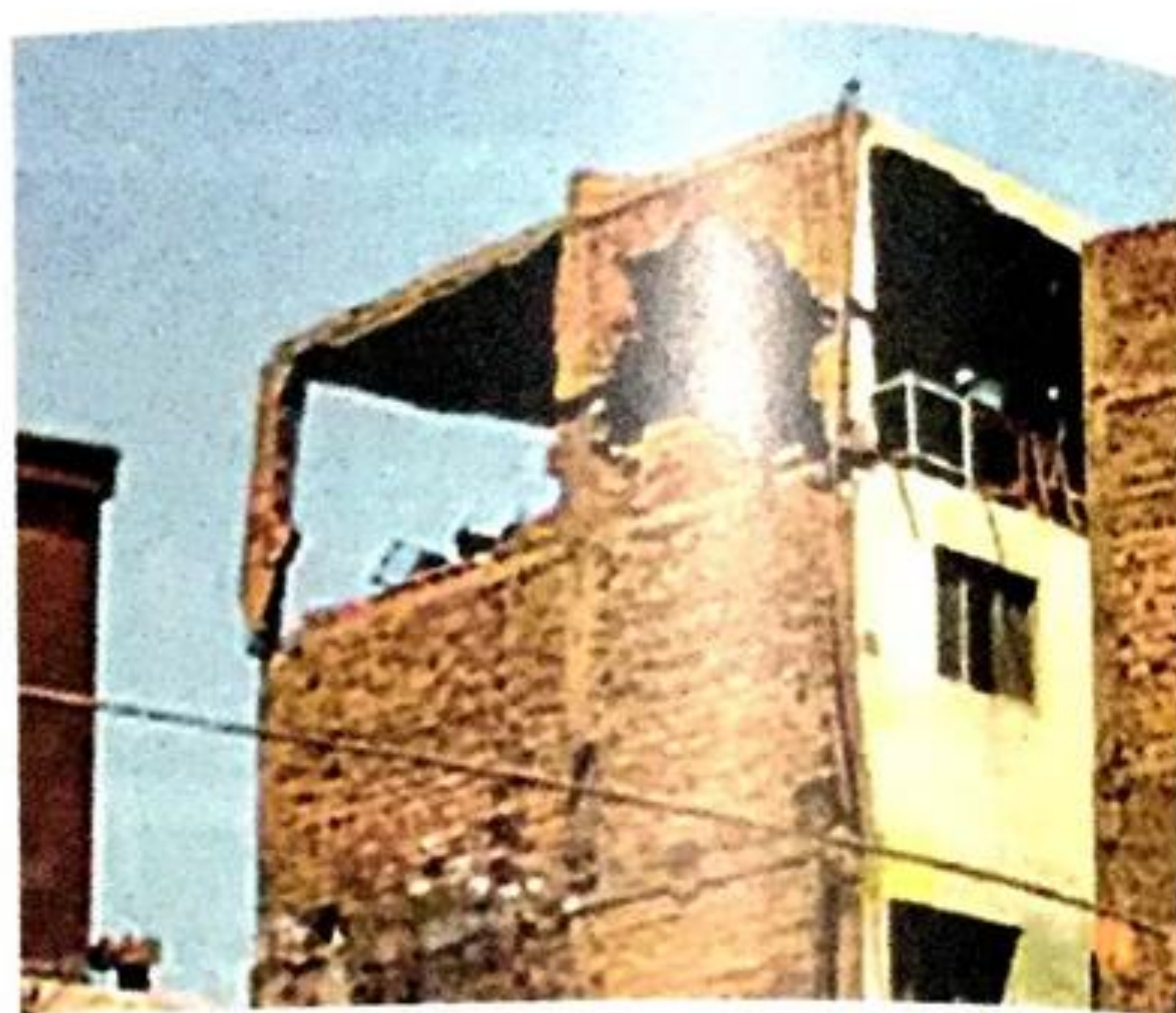


Figura 3.30 Volcamiento de muros desligados de las columnas (Quiun & San Bartolomé, 2010).

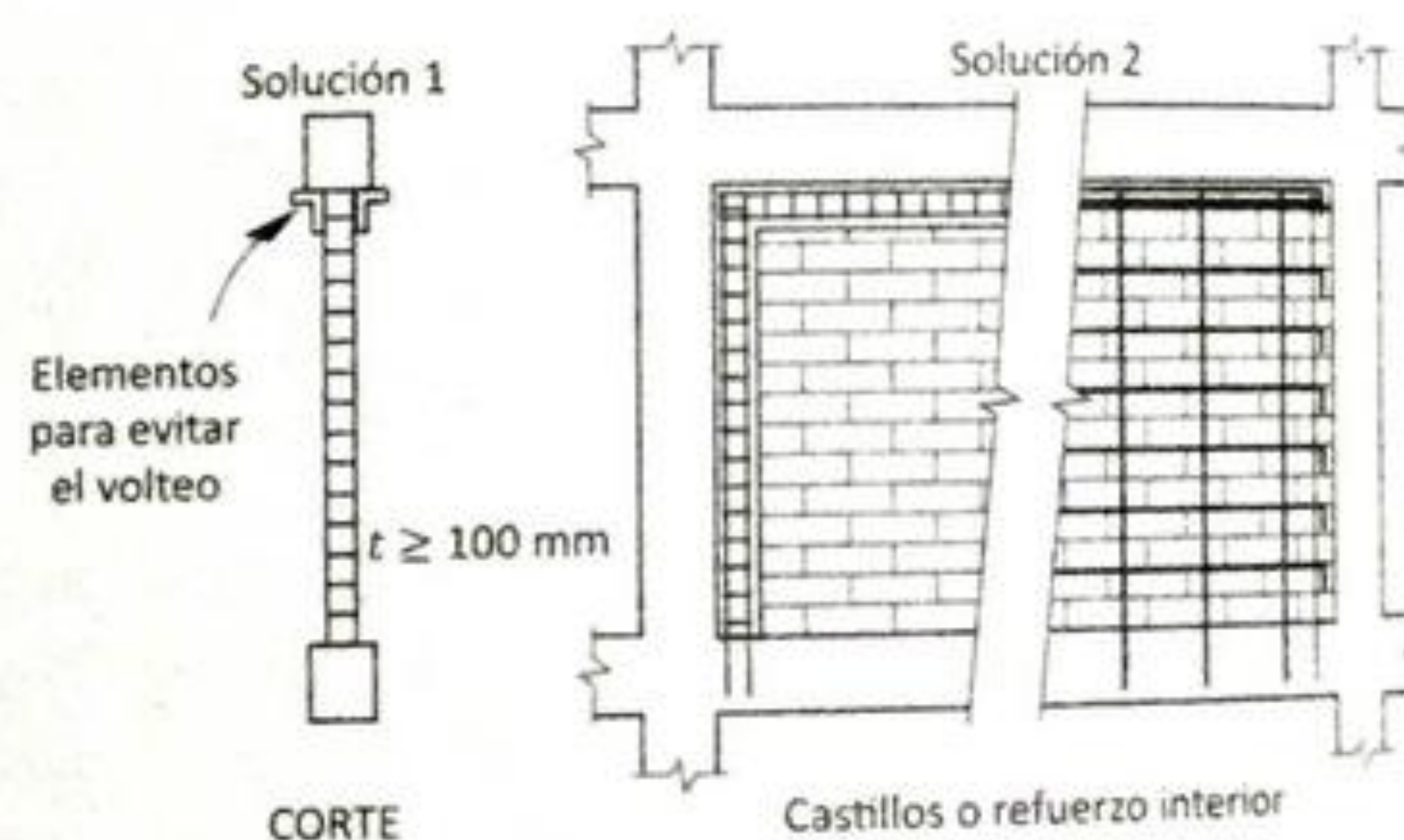


Figura 3.31 Detallado de muros diafragma (NTC-DCM, 2004).

ser confinado con una conexión de la mampostería con las columnas de concreto (Quiun & San Bartolomé, 2010). En el sismo del 15 de agosto del 2007 en Perú ($M_w = 8.0$),¹² los muros no ligados a las columnas presentaron falla fuera de su plano (figura 3.30).

Finalmente, es indispensable que el diseñador determine su participación: estructural o no estructural, disponga el detallado adecuado y revise su ejecución durante el proceso constructivo para evitar un mal comportamiento general de la estructura.

¹² Significant Earthquakes of the World 2007.

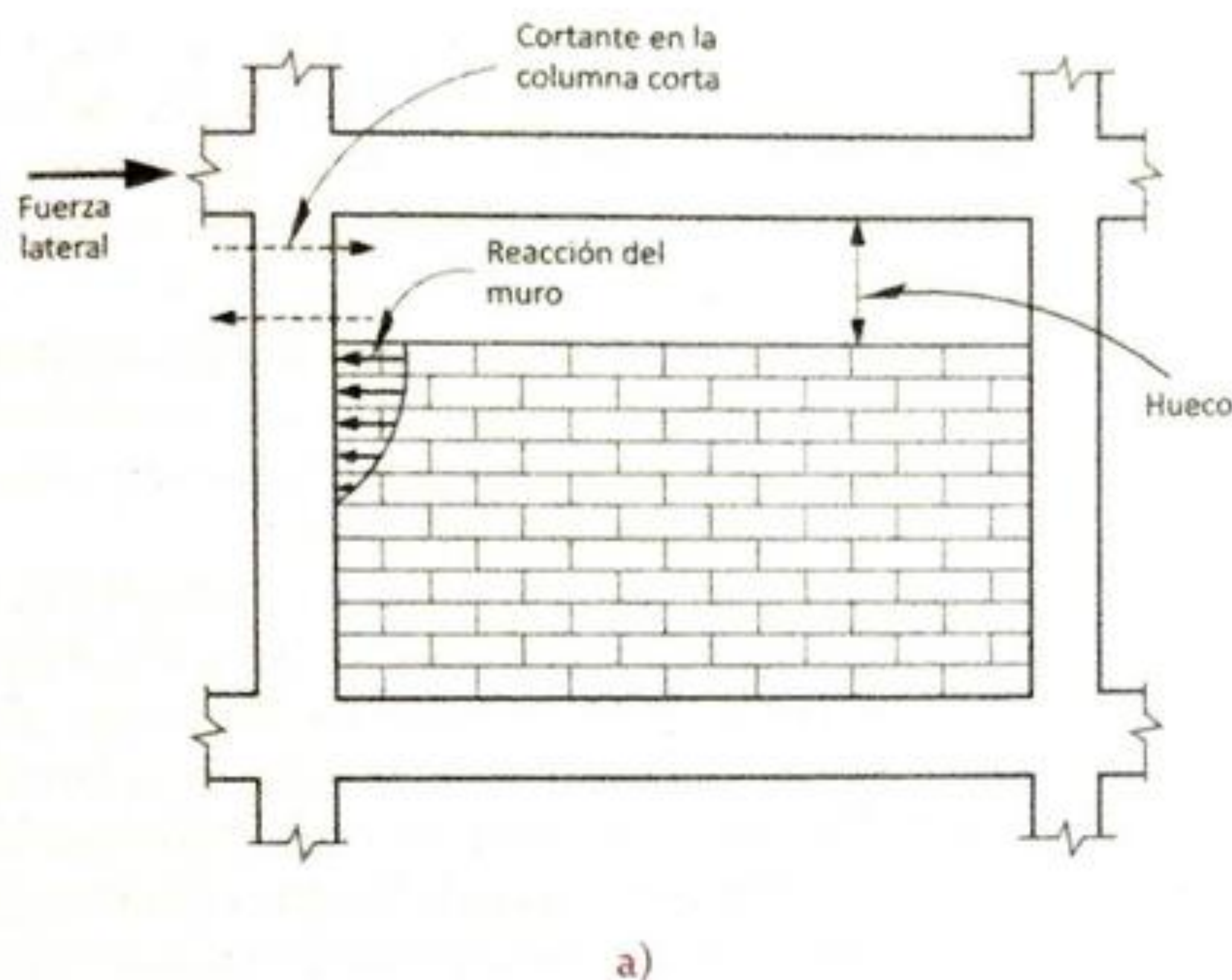


Figura 3.32 a) Efecto de columna corta en muro diafragma de altura incompleta (Meli, 1992);
b) falla de columna corta en marco con muro (Alcocer, Flores & Reyes, 2003).

Para cualquier tipo de estructura de mampostería, el uso de configuraciones estructurales regulares, recubrimiento para los muros y el adecuado confinamiento, mejora el comportamiento de este tipo de estructuras.

3.2.6. Muros de relleno

Otra de las causas que frecuentemente ha producido daños cuando se emplea este tipo de muros, se atribuye al fenómeno de *columna corta*, es decir, a que el muro de mampostería llena parcialmente la altura de la crujía del marco, ocasionando que la parte superior de la columna quede

sujeta a una fuerza cortante mayor a la considerada en su diseño, debido al incremento de rigidez proporcionado por el muro (figura 3.32). Así, en esta sección se han observado fallas por cortante, especialmente cuando no se proporciona suficiente refuerzo transversal al elemento.

3.3. Nomenclatura

Q	Factor de comportamiento sísmico.
M_s	Escala de magnitud de onda superficial.
M_w	Escala de magnitud de momento.
F_R	Factor de reducción de resistencia.

3.4. Referencias

- Aguilar Ramos, G. (1997). *Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales. Tesis profesional*. México, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Alcocer Martínez de Castro, S. & Tena Colunga, A. (1997). "Estructuras de mampostería y adobe". En Tena Colunga, A., Universidad de Colima, Gobierno del Estado de Colima & Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. *El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995: Colima, México, septiembre de 1997* (págs. 233-267). Colima, Universidad de Colima.
- Alcocer Martínez de Castro, S., Durán, R., Echavarría, A., Flores, L., López, Ó., Pacheco, M. & Reyes, C. (2003). "Vivienda". En CENAPRED. *El sismo de Tecmán del 21 de enero de 2003 (Me 7.6)* (págs. 79-160). México, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

- Alcocer, S., Aguilar, G., Flores, L., Bitrán, D., Durán, R., López Bátiz, O & Mendoza, M. (1999). "El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999". *Informe IEF/02/99*. México, Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Alcocer, S., Flores, L. & Reyes, C. (2003). "Sistemas extendidos". En CENAPRED. *El sismo de Tecomán del 21 de enero de 2003 (M_w 7.6)* (págs. 71-77). México, Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Bazán, E., Padilla, M. & Meli, R. (1980). "Seguridad de casas de adobe ante sismos". *Informe No. 423*. México, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Berrón, R. (1987). *Evaluación del comportamiento de edificios de muros de mampostería en los sismos de septiembre de 1985*. Tesis profesional, 104. México, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Blondet, J., Mayes, R., Kelly, T., Villablanca, R. & Klingner, R. (1989). *Performance of Engineered Masonry in the Chilean Earthquake of March 3, 1985: Implications for U.S. Design Practice*. Austin, University of Texas at Austin.
- Dizhur, D., Ingham, J., Moon, L., Griffith, M., Schultz, A., Senaldi, I. & Lourenco, P. (Diciembre de 2011). "Performance of Masonry Buildings and Churches in the 22 February 2011 Christchurch Earthquake". *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 44(4).
- Flores, L. (agosto de 1995). *Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada*. Tesis profesional. México, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Flores, L., Pacheco, M. & Reyes, C. (2001). *Algunos estudios sobre el comportamiento y rehabilitación de la vivienda rural de adobe*. México, Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Fundación ICA (1988). *Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985*. México, Limusa.
- Griffith, M. e Ingham, J. (2011). *Performance of Unreinforced Masonry in the 2010/2011 Canterbury Earthquake Swarm: Technical Report*. Canterbury: Royal Commission of Inquiry.
- Juárez García, H., Gómez Bernal, A. & Sordo Zabay, E. (2000). "Recomendaciones para reducir la vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería". *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Gto., México, SMIE.
- López Bátiz, O. & Teshigawara, M. (1997). "Informe de daños en edificaciones durante el sismo de Colima del 9 de octubre de 1995 en la zona epicentral". En *Cuaderno de Investigación No. 40* (pág. 79). México, Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Meli, R. (1975). *Comportamiento sísmico de muros de mampostería* (352). México, Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Meli, R. (septiembre-diciembre de 1990). "Diseño sísmico de edificios de muros de mampostería. La práctica actual y el comportamiento observado". *Ingeniería Sísmica*(40), 7-28.
- Meli, R. (1992). *Comentarios y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*, DDF. México, Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- NTC-DCM (15 de abril de 1977). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería". En Gobierno Federal, *Diario Oficial de la Federación*.
- NTC-DCM (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería". En Gobierno del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal* (págs. 4-53), México.
- Quiun, D. & San Bartolomé, Á. (2010). "El terremoto de 2007 en Perú y las Normas de Albañilería y Adobe". XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Argentina, Universidad de San Juan.
- Rodríguez, M., Patricia, A. & Raquel, M. (1997). "Evaluación del comportamiento sísmico de edificaciones de mampostería en el sismo de Caleta de Campos, del 11 de enero de 1997". *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, II, págs. 1361-1370, Veracruz, Ver., México.
- Sánchez, A. & Murià, D. (2010). "Vivienda". En Mendoza L (Ed.). *El terremoto de Chile del 27 de febrero de 2010. M_w 8.8* (págs. 7-1 a 7-21). Ciudad de México, Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Schultz, A. (1994). "Performance of masonry structures during extreme lateral loading events". En D. Abrams (Ed.). *Masonry in the Americas* (págs. 85-125), Detroit, Mich., American Concrete Institute.
- SMIS y EERI (marzo de 2006). "El sismo de Tecomán, México, del 21 de enero de 2003". *Informe de la SMIS y EERI dentro de la serie "Aprendiendo de los sismos"*.
- Sordo, E., Gómez-Bernal, A., Juárez, H., Gama, A., Guinto, E., Whitney, R. & Alonso, G. (1996). "El sismo de Ometepe del 14 de septiembre de 1995". *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería*

- Estructural I*, págs. 424-432, Mérida, Yuc., México.
- Tena Colunga, A. & Del Valle Calderón, E. (1996). "Impresiones sobre el comportamiento de las estructuras de la ciudad de Manzanillo ante el sismo del 9 de octubre de 1995". *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural* (págs. 433-443), Mérida, Yuc., Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Terán-Gilmore, A. & Bertero, V. (1992). *Performance of tall buildings during the 1985 Mexico earthquakes*. Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.

CAPÍTULO 4

Entrepiso blando relacionado con estructuras de mampostería

RAÚL JEAN PERRILLIAT (SMIE-UNAM)
AMADOR TERÁN GILMORE (UAM-AZCAPOTZALCO)

4.1. Introducción 4.2. La arquitectura moderna 4.3. Una historia de tropiezos y contradicciones 4.4. Conceptos básicos de sismorresistencia 4.5. El problema representado por un entrepiso blando 4.6. Enfoques normativos y sus limitaciones 4.7. Recomendaciones 4.8. Comentarios finales 4.9. Nomenclatura 4.10. Referencias

4.1. Introducción

El entrepiso blando representa una problemática severa para edificios ubicados en zonas de alta sismicidad, y una grave deficiencia estructural para una estructura sismo-resistente. Como resultado de su uso indebido, recurrentemente es posible observar durante sismos de diferente intensidad que las estructuras que lo exhiben sufren daño excesivo y aun colapso. A diferencia de la creencia generalizada de que el entrepiso blando está relacionado con un problema de falta de rigidez lateral en uno de los entrepisos, esta deficiencia combina problemas tanto de rigidez y resistencia lateral como de inestabilidad lateral dinámica. A pesar de lo anterior y de manera casi inexplicable, las configuraciones arquitectónicas modernas siguen dando lugar a enormes inventarios de edificios con entrepisos blandos en centros urbanos ubicados en zonas de alta sismicidad. Hay que tratar de buscar las razones de la proliferación de los entrepisos blandos, y de por qué

no se da una solución en la mayor parte de los casos. Es muy importante que la sociedad en general, pero principalmente los arquitectos e ingenieros, estén conscientes de la problemática que se puede presentar en un evento sísmico y cuáles son las soluciones.

La mayor parte de los reglamentos de diseño sísmico estructural no contemplan el problema de entrepiso blando, o lo hacen de manera inadecuada. Los métodos de análisis especificados en los reglamentos de diseño no permiten identificar la gravedad de esta deficiencia estructural y en la mayor parte de los casos llevan a diseños inseguros. Las especificaciones relacionadas con entrepisos blandos, como los factores de irregularidad, no resuelven el problema.

Hay que preguntarse: ¿por qué un problema tan bien identificado se sigue presentando con tanta frecuencia?, y más aún: ¿por qué se le intenta dar una solución analítica cuando hay que resolverlo por medio de balancear las propiedades estructurales en altura dotando al entrepiso blando con mayor rigidez y resistencia?

4.2. La arquitectura moderna

La segunda mitad del siglo XIX y la primera del XX vieron surgir al concreto reforzado y al acero como materiales estructurales de uso común. Lo anterior permitió que una generación de arquitectos e ingenieros civiles concibieran y construyeran edificios de mediana y gran altura estructurados con base en marcos resistentes a momento; que en el centro de varias ciudades europeas y de los Estados Unidos empezaron a sustituir y reemplazar a las construcciones de baja altura estructuradas con base en muros de mampostería. En una época de franca innovación, dos tendencias opuestas pero complementarias se encontraron: a) la estandarización de los insumos utilizados en la industria de la construcción; y b) la búsqueda de unicidad para cada construcción que se proyectaba.

La idea de progreso recorrió todos los ámbitos del quehacer humano; e ideológicamente

surge *L'Espirit Nouveau*, que empujaba el uso de una imaginación sin límites espaciales ni temporales. La velocidad con que se conseguían logros y adelantos se consideraba un signo de los tiempos, y la rebeldía sin límites se hizo norma. En un contexto así, las primeras décadas del siglo XX dieron lugar a una nueva arquitectura que expresaba en las nuevas y modernas urbes de hierro y concreto el espíritu de una nueva era. Surge así el *Movimiento Moderno*, que inspiraría el quehacer de muchas generaciones de arquitectos para buscar la unicidad en los edificios que concebían, y que empezó a perfilar la imagen de una *Ciudad Collage* que alojaba edificios que de manera individual representaban el progreso, la riqueza y el poder. Lo anterior implicó un reto a las alturas a través de los nuevos sistemas estructurales planteados con base en marcos resistentes a momento, y la introducción de métodos mecanizados y automatizados que ofrecieron eficiencia sin precedente y menores costos a través de la producción masiva y estandarizada de componentes estruc-

turales e insumos para la industria de la construcción.

Desde un punto de vista funcional y estético, la *Arquitectura Moderna* quedó enmarcada, entre varias otras cosas, por los cinco principios formulados por *Le Corbusier*, los cuales se esquematizan en la figura 4.1 conforme a la inspiración original de este gran arquitecto. Los cinco principios se constituyeron con el tiempo en uno de los pilares de la arquitectura contemporánea, y han inspirado el quehacer artístico de generaciones y generaciones de arquitectos. *Le Corbusier* expresa la necesidad de sustituir los muros de carga de la planta baja de un edificio por una serie de *pilotis* (columnas) que levanten el volumen sólido del edificio del suelo con el fin de dejar un espacio libre para la planta baja, lo que genera estructuras irregulares y entresijos débiles. Los inmuebles de la figura 4.2 muestran estructuras famosas concebidas arquitectónicamente de acuerdo con los principios de *Le Corbusier* y donde se hace evidente el uso de *pilotis* en la

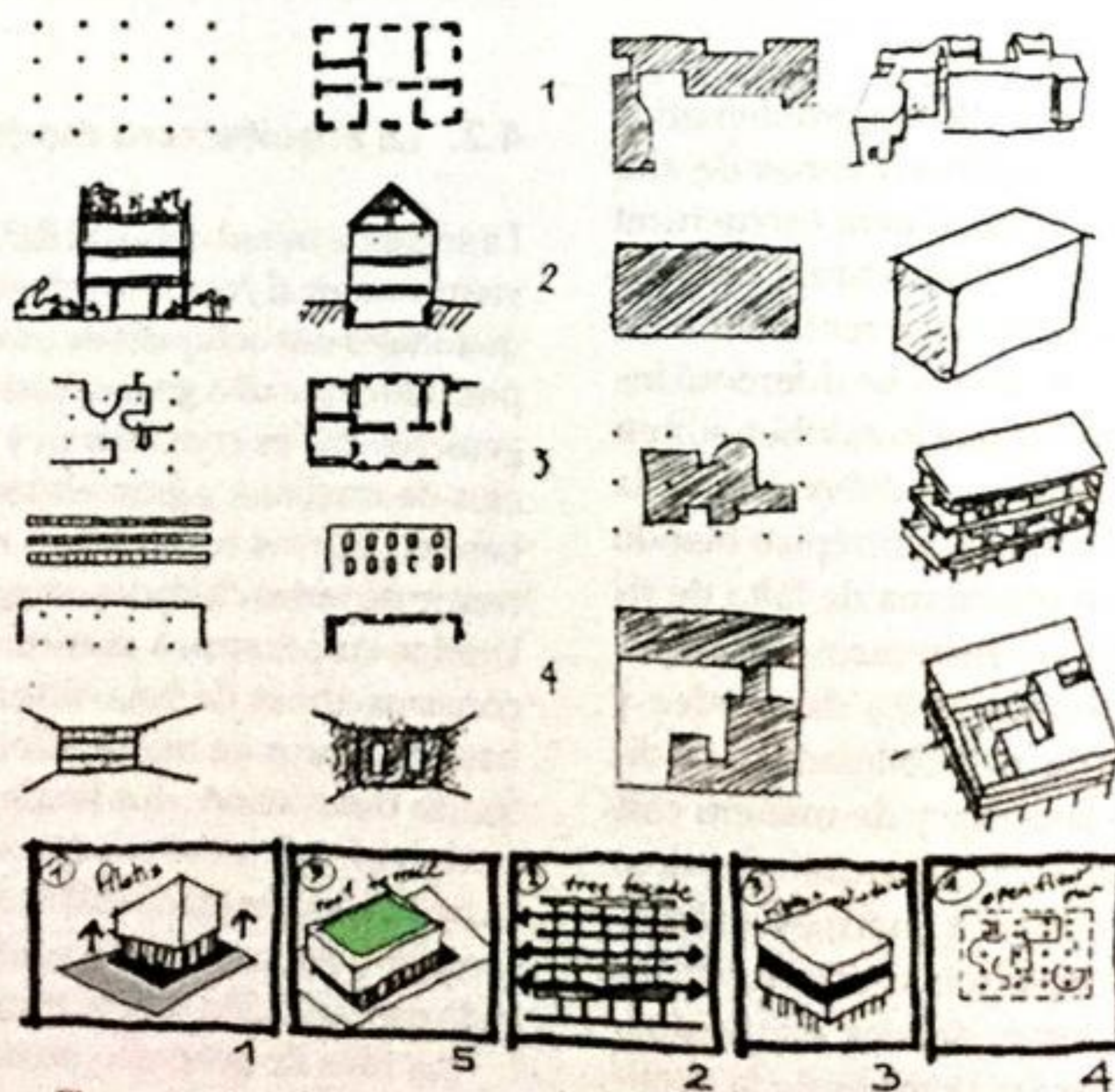


Figura 4.1 Los cinco principios de *Le Corbusier* (*Le Corbusier*, 2017).

planta baja. Es importante señalar que esta arquitectura nace y se desarrolla en países o zonas de baja sismicidad.

Estructuras como las mostradas en la figura 4.2, inspiraron la construcción de muchas más en Europa y la costa este de los Estados Unidos y, a través del tiempo, de varias más construidas en las grandes urbes que nacían o se modernizaban en zonas de alta sismicidad. El uso de irregularidades geométricas como una forma de buscar la originalidad de los edificios, se hizo una norma que pronto empezó a resultar en serios y reiterados problemas, situación que, a pesar de los grandes avances que se han logrado en los últimos

cincuenta años en el ámbito del diseño sismorresistente, no encuentra solución satisfactoria hasta la fecha en muchos países de alta sismicidad, entre los que se encuentra México.

4.3. Una historia de tropiezos y contradicciones

La presencia de un entrepiso blando representa, para una estructura sismorresistente, una discontinuidad en altura de resistencia y rigidez lateral. Aunque esto se explicará a detalle más adelante,



a) Villa Savoye (Valueyou, 2017)



b) Pabellón Suizo (El poder de la palabra, 2017)



(Unite d'Habitation, 2017)



(ADEUPA, 2017)

c) Conjunto Habitacional Marsella

Figura 4.2 Estructuras concebidas bajo los principios de *Le Corbusier*.

las demandas sísmicas de comportamiento no lineal y, por tanto, el daño estructural, tienden a concentrarse en este entrepiso, lo que resulta en daño excesivo con el potencial de concluir con el colapso del sistema estructural.

Desde la adaptación de los marcos resistentes a momento a zonas de alta sismicidad, y en particular de los principios arquitectónicos que abogan por el uso de un entrepiso blando en la planta baja de las estructuras, el daño excesivo, como el mostrado en la figura 4.3, ha sido el sello reiterado con que la naturaleza caracteriza el comportamiento de edificios con pisos blandos. Grandes daños sufridos por este tipo de estructuras se han presentado a lo largo del siglo XX y principios del XXI, con un aumento del problema después de los años setenta del siglo XX. Por un lado, varios eventos sísmicos mostraron, uno tras otro, la alta vulnerabilidad de las estructuras con pisos blandos a la acción sísmica. Así, sismos como el de Anchorage, Alaska, 1964; Caracas, Venezuela, 1967; San Fernando, California, 1971; Managua, Nicaragua, 1972; Imperial Valley, California, 1979; Ciudad de México, México, 1985; Loma Prieta, California, 1989; Puebla, México, 1992; Northridge, California, 1994; Kobe, Japón, 1995; Carriaco, Venezuela, 1997; Izmit, Turquía, 1999; Chichi, Taiwán, 1999, entre otros, fueron testigos del colapso espectacular y el daño excesivo en estructuras modernas diseñadas conforme al estado de la práctica del diseño sismo-resistente. Por otro lado y a la par, en las grandes urbes del mundo surgía el concepto del *edificio individual*, con sus grandes espacios abiertos en la planta baja para introducir zonas comerciales, los muy apreciados mezanines y el nuevo medio de transporte individual universal: el automóvil. El edificio que aspiraba a reflejar la individualidad de sus ocupantes y a satisfacer sus necesidades de diferenciarse de sus vecinos, fomentó la búsqueda de configuraciones y formas extremas como una manera de expresar la unicidad de la imagen que deseaba proyectar; y dado que se concebía como un sistema prácticamente autosuficiente con capacidad de aislarse de su entorno, rápidamente re-

quirió del trabajo integrado de un equipo de expertos de diferentes disciplinas y con alto grado de especialización.

Mientras que la información recabada durante los eventos sísmicos acaecidos en estas décadas expresaba claramente las necesidades de: a) limitar las irregularidades y discontinuidades geométricas en los marcos resistentes a momento usados en las zonas de alta sismicidad; y b) integrar la labor de arquitectos e ingenieros estructuristas; las modas de la sociedad moderna requerían de pasos agigantados en la dirección contraria, particularmente en lo que se refirió a: a) configuraciones cada vez más irregulares y arriesgadas; y b) la desarticulación de la labor conjunta que debían desarrollar arquitectos e ingenieros durante la concepción del sistema estructural. Pronto las decisiones aisladas que tomaba el arquitecto empezaron a contraponerse con la visión del ingeniero estructural deseoso de aportar al edificio un sistema estructural regular. El divorcio entre las dos profesiones fue inevitable una vez que las aspiraciones de la escuela arquitectónica moderna contrastaron con las lecciones derivadas del mundo real y sus fenómenos naturales, y esta situación se vio exacerbada por el hecho de que a tono con los tiempos, cada edificio debía expresar algo nuevo y buscar nuevas opciones geométricas. Debido a lo anterior, actualmente la Ciudad de México es uno de los mayores inventarios a nivel mundial de estructuras irregulares, y el nivel de pérdidas que se contempla ante la ocurrencia de un sismo intenso, es exorbitante. A lo largo de la historia los sismos han mostrado que las estructuras regulares han tenido mucho mejor comportamiento que las estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación.

En la figura 4.3 se muestran estructuras irregulares, con entrepisos blandos, que tuvieron fallas durante un sismo.

Como puede verse en las fotografías de la figura 4.3, hay fallas diversas relacionadas con entrepisos blandos; pero, ¿cuáles son las razones de que se generen entrepisos blandos relacionados



San Fernando, California, 1971
(Bertero, Vitelmo V., NISEE)



Imperial Valley, California, 1979
(Steinbrugge, Karl V., NISEE)



Ciudad de México, México, 1985 (Meyer, Pedro)



Ciudad de México, México, 1985



Loma Prieta, California, 1989 (Seed, Raymond B., NISEE)



Puebla, México, 1992 (Alcocer, Sergio M.)

Figura 4.3 Ejemplos de fallas en estructuras con entrepisos blandos. (Continúa)



Puebla, México, 1992



Puebla, México, 1992



Northridge, California, 1994



Northridge, California, 1994 (FEMA)



Izmit, Turquía, 1999
(Sezen, Halil, NISEE)



Izmit, Turquía, 1999
(López Bátiz, Óscar)

Figura 4.3 (Continúa)



Chichi, Taiwán, 1999



Tecomán, Colima, México, 2003
(Flores, Leonardo)



Chile, 2010



Chile, 2010



Japón, 2011
(López Bátiz, Óscar)



Japón, 2011
(López Bátiz, Óscar)

Figura 4.3 (Continuación)

con estructuras de mampostería? A continuación se mencionan algunas de ellas:

- Ubicación de estacionamientos y/o comercios en la planta baja.
- Aberturas adicionales en la planta baja, lo que puede generar un "entrepiso blando potencial".
- Discrepancia de la resistencia y rigidez lateral con respecto a las fuerzas esperadas en los distintos niveles. En estructuras de mampostería la rigidez y resistencia suele ser igual o muy parecida en todos los niveles, por lo que al maximizarse la fuerza cortante en la planta baja, suele presentarse en ella un entrepiso blando.

A continuación se emiten algunas reflexiones relacionadas con entrepisos blandos:

- ¿Por qué un problema tan bien identificado sigue presentándose con tanta frecuencia?
- ¿Por qué se siguen construyendo edificios con entrepisos blandos, si se sabe que tendrán problemas severos durante el siguiente sismo?
- ¿Por qué no se les da una solución?
- ¿La solución es sencilla?
- ¿Técnicamente se puede resolver?
- Si la solución es sencilla, ¿por qué no se implementa?
- Si el problema se origina por un desbalance de resistencia y rigidez lateral en altura, ¿por qué se intenta dar una solución técnica?
- Si el proyecto arquitectónico da lugar a un entrepiso blando, ¿por qué el ingeniero estructurista no corrigió el problema?
- ¿Se confunde capacidad vertical con rigidez lateral?
- ¿No se comprenden bien los efectos de la irregularidad en elevación?

A continuación se emiten algunas posibles razones relacionadas con las preguntas anteriores.

- Hay ignorancia acerca de este problema.
- No se le da la importancia requerida.
- Se nos han olvidado las consecuencias de los sismos.
- Los reglamentos no contemplan el problema ni dan lineamientos para resolverlo.
- Los reglamentos sí contemplan el problema pero de una forma inadecuada e insuficiente.
- No se puede corregir el desbalance estructural en altura por cuestiones de funcionamiento o belleza.
- Se intenta resolver un problema no lineal con análisis elásticos lineales.
- La información contenida en libros de diseño estructural o sísmico sobre el problema es insuficiente.
- Solamente se conoce de manera conceptual el problema pero no se tienen soluciones cuantitativas.
- Los reglamentos lo asocian a condiciones de irregularidad.
- Los reglamentos lo agrupan con otras condiciones de irregularidad cuya influencia en el comportamiento sísmico es mucho menor.

4.4. Conceptos básicos de sismo-resistencia

Puede decirse que actualmente existe un consenso en cuanto a los objetivos que debe satisfacer el diseño sismo-resistente de las estructuras de ocupación estándar, los cuales empatan tres criterios de desempeño con sus respectivos niveles de intensidad para los movimientos del terreno:

- Estado límite de servicio. Resistir sin daño niveles menores de movimiento sísmico.
- Estado límite de ocupación inmediata. Resistir sin daño estructural, aunque posiblemente con algún tipo de daño no es-

estructural, niveles moderados de movimiento sísmico.

- Estado límite de seguridad de vida. Resistir sin colapso, aunque con algún tipo de daño estructural y no estructural, niveles mayores de movimiento sísmico.

A pesar de las expectativas de que el sistema estructural cumpla con los tres objetivos, es común que los cuerpos normativos concentren su atención en las acciones de diseño que deben tomarse para satisfacer el tercero y en algunos casos también el primero. Por ejemplo, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en su versión 2017 (NTC-DS, 2017), definen el siguiente alcance:

- bajo sismos que pueden presentarse varias veces durante la vida útil de la estructura, se tengan a lo más, daños leves que requieran reparaciones menores y no interrumpen la operación del edificio; y*
- bajo el sismo en que se basa la revisión de la seguridad contra colapso, no ocurran fallas*

estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que no afectan el funcionamiento del edificio, requiriendo reparaciones importantes o incluso su demolición.

Resulta importante enfatizar que una estructura de ocupación estándar puede sufrir daño estructural significativo durante niveles moderados de movimiento sísmico y, dentro de este contexto, discutir el proceso a partir del cual se dañan las estructuras sismo-resistentes y las consecuencias que esto tiene para su capacidad de resistir cargas gravitacionales.

El nivel de daño o de degradación que una estructura exhibe después de una excitación sísmica, depende de los valores que durante la misma adquieren el desplazamiento máximo (elementos no estructurales y elementos estructurales), y la velocidad y la aceleración máximas (contenido, equipo, instalaciones). En particular, mientras estos parámetros de respuesta se incrementan, mayor es el nivel de daño o degradación. Esto se ilustra por medio de la figura 4.4 para un muro de mampostería estudiado experimental-

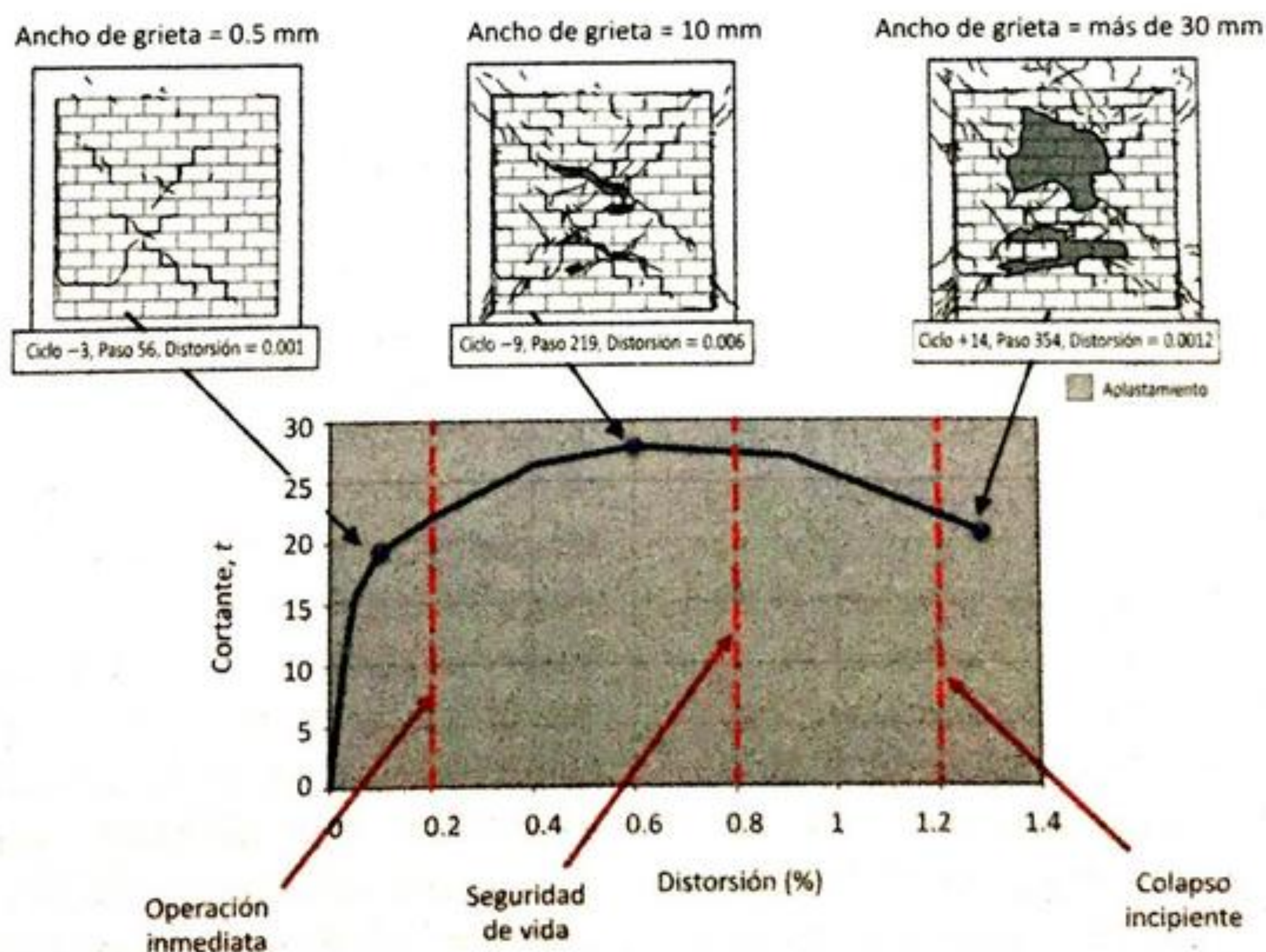


Figura 4.4 Evolución del daño en un muro de mampostería en función de su distorsión lateral (Torres, 2007).

mente en el CENAPRED (Torres, 2007). Tanto la extensión como el ancho de las grietas en el muro, se incrementan de manera importante conforme la deformación lateral del muro aumenta (en la figura, *DI* indica distorsión de entrepiso, definida como el desplazamiento lateral en el muro normalizada por la altura del mismo). Note que a deformaciones pequeñas, el muro exhibe un comportamiento prácticamente lineal (elástico), el cual está asociado con un nivel muy bajo de daño. Una vez que el muro ingresa a su rango no lineal de comportamiento, el nivel de daño crece rápidamente hasta llevarlo a su falla a altos niveles de deformación. Con base en lo mostrado, puede afirmarse que las propiedades estructurales que deben suministrarse a una estructura, independientemente del material estructural que se use, deben ser tales que controlen su respuesta dinámica dentro de umbrales que sean congruentes con el nivel de daño o desempeño deseado para sus elementos estructurales y no estructurales, así como para los contenidos. Puede concluirse entonces que la combinación de propiedades suministradas en un sistema estructural debe ser tal, que controle la respuesta de la estructura dentro de límites de respuesta consistentes con el nivel de daño o desempeño deseado. En términos de daño a los sistemas estructural y no estructural, los umbrales de respuesta deben plantearse en términos de distorsión o desplazamiento lateral.

Conforme a lo discutido, la filosofía actual de diseño sismo-resistente contempla que las estructuras desarrollen daño importante durante niveles mayores de movimiento sísmico, lo que conlleva a que ingresen de manera importante a su rango inelástico de comportamiento. Por un lado, el hecho de que la estructura ingrese al intervalo inelástico de comportamiento le da un mecanismo extra de disipación de energía; y, bajo estas circunstancias, el comportamiento inelástico se constituye en una herramienta fundamental para controlar la respuesta de los edificios y hace posible una reducción sustancial de las demandas de resistencia lateral. Por otro lado, la ca-

pacidad que tenga una estructura para ingresar de manera estable al intervalo inelástico de comportamiento, resulta en un mecanismo de defensa muy poderoso para fomentar la supervivencia de los edificios durante sismos muy severos. Para entender lo anterior, es posible usar como ejemplo un clip (de los que se utilizan para sostener juntas varias hojas de papel). Podría pensarse el clip como un sistema que, a pesar de su excesiva flexibilidad, es muy difícil de romper. Concretamente, aunque el clip se deforma irreversiblemente a bajos niveles de carga, es posible llevarlo a grandes deformaciones sin que falle. Con toda la reserva del caso que merece una comparación así, una alta capacidad de deformación plástica le da la posibilidad a una estructura de resistir sismos muy intensos mediante el desarrollo de mecanismos inelásticos que hacen posible alcanzar deformaciones considerables sin colapsar. Aunque el sismo encuentra una estructura que como un clip es difícil de llevar a la falla, la incursión de manera importante de un edificio al rango plástico de comportamiento implica, conforme a lo ilustrado en la figura 4.5, que exhibirá daños severos tanto en sus elementos estructurales como en los no estructurales, después de la ocurrencia del sismo.

La estabilidad que exhibe un edificio sismo-resistente en el rango no lineal de comportamiento, depende en lo fundamental de dos factores:

- a) El detallado que se proporciona a sus elementos estructurales, conexiones y apoyos.
- b) La geometría y regularidad de su sistema estructural.

En estos términos, un sistema estructural debe proporcionar una forma segura y predecible de bajar las cargas al sistema suelo-cimentación. Tanto las cargas verticales como las laterales se generan a nivel de las losas, las cuales se encargan de distribuir las entre los diferentes elementos estructurales resistentes. Dichos elementos deben constituirse en una trayectoria simple y directa por la cual bajen las cargas hasta la cimentación.

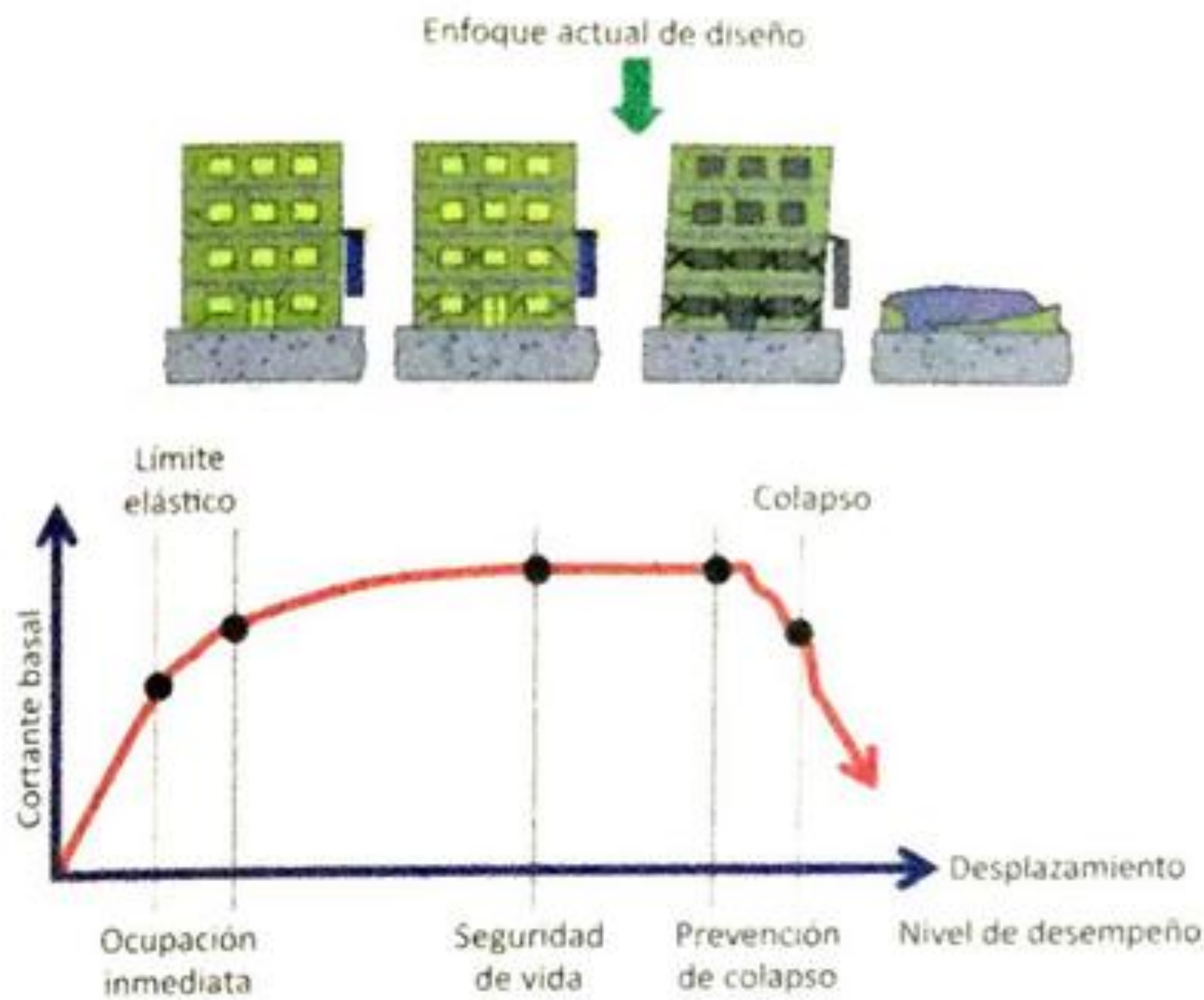
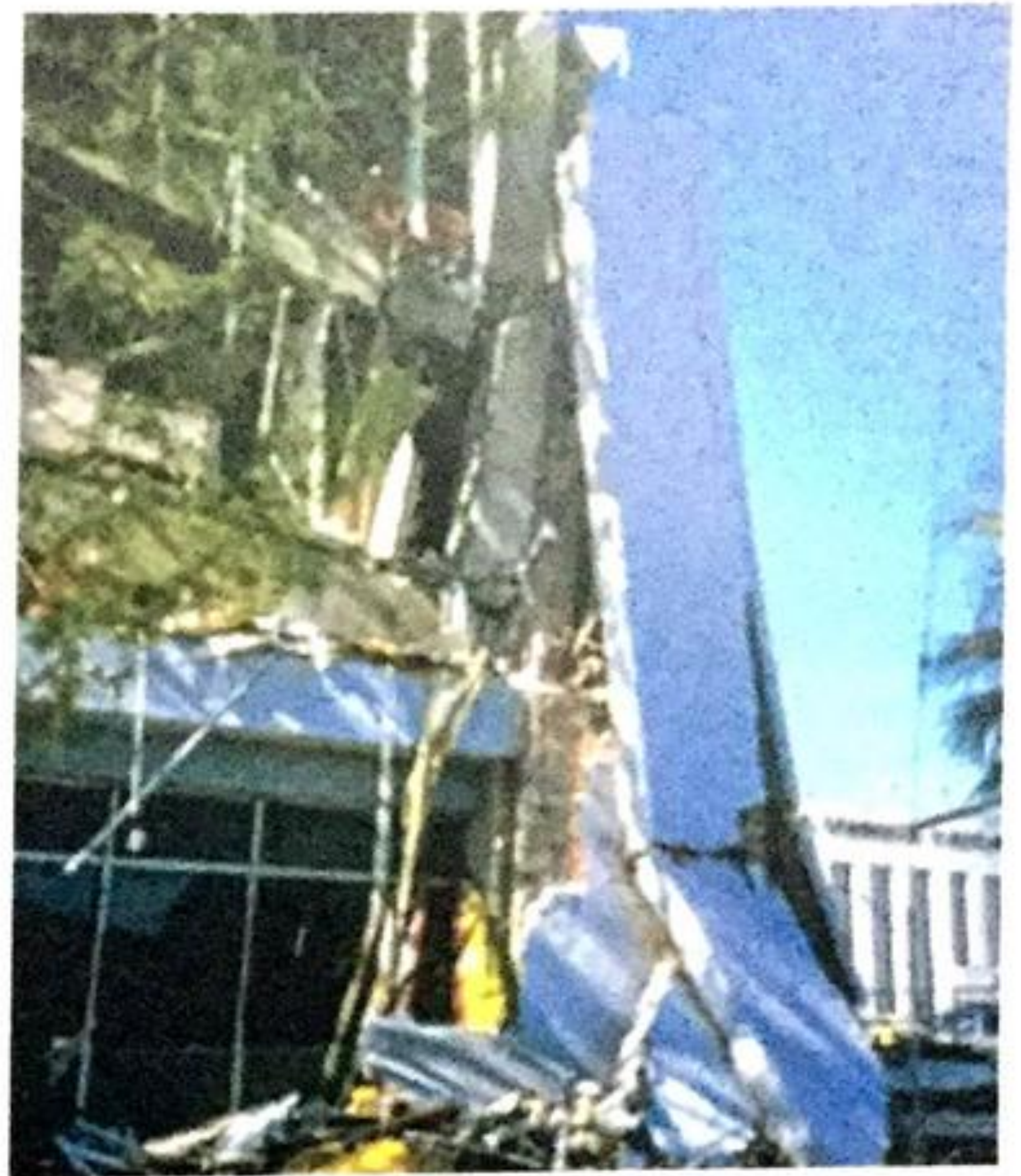


Figura 4.5 Evolución del daño en estructura sismo-resistente y nivel esperado de daño en estructura de ocupación estándar.

y esto es particularmente importante en un contexto donde se espera, conforme a lo que muestra la figura 4.5, daño severo en el sistema estructural. De no controlarse adecuadamente las demandas de comportamiento inelástico, el daño en los diferentes elementos estructurales puede resultar en la pérdida de la capacidad para resistir las cargas gravitacionales.

Los diferentes elementos y planos resistentes del sistema estructural deben trabajar en conjunto para que éste pueda resistir y distribuir las demandas sísmicas sin perder su geometría original, tanto a nivel local como a nivel global. Esto implica que el sistema estructural de un edificio debe constar de una serie de elementos y sistemas perfectamente conectados entre sí, y configuraciones estructurales que no impongan, a través de cambios geométricos drásticos, esfuerzos excesivos en elementos estructurales y conexiones. Existen dos aspectos que resultan fundamentales para el planteamiento de una buena estructuración para el sistema sismo-resistente de un edificio, y que van orientados a evitar los tipos de daños mostrados en la figura 4.6. En primer lugar, es fundamental evitar la falla de las conexiones, que por lo general representan puntos en que la estructura concentra sus esfuerzos y, en ocasiones, sus deformaciones.



a)



b)

Figura 4.6 Comportamiento altamente indeseable para estructuras sismo-resistentes: a) daño en conexiones, b) pérdida de geometría original.

Dado que el mecanismo resistente y la estabilidad de un sistema estructural dependen directamente de la capacidad que tengan sus elementos estructurales para proveerse apoyo mutuo, el daño excesivo en sus conexiones resulta, conforme a lo que se ilustra en la figura 4.6a, en la pérdida

de la integridad del sistema estructural y en su colapso. Segundo, es fundamental evitar que el sistema estructural pierda su geometría original cuando desarrolla comportamiento inelástico de importancia. La pérdida de geometría de un elemento o ensamblaje estructural, resulta en la inducción de elevados niveles de esfuerzo y deformación en los demás elementos estructurales y conexiones. Este tipo de situaciones, no contempladas durante el diseño estructural, pueden fácilmente resultar en daño estructural excesivo y, por tanto, en un comportamiento altamente deficiente.

Es importante entender que la capacidad de supervivencia de una estructura cuando está sometida a una excitación sísmica severa, depende de su capacidad para ingresar de manera estable en su rango de comportamiento plástico. Las estructuras más seguras y competentes, desde un punto de vista sísmo-resistente, comparten la cualidad de poder resistir sismos de muy alta intensidad a través de desarrollar comportamiento no lineal de importancia.

A pesar de los grandes avances que se han tenido en el ámbito de la ingeniería sísmica, hoy en día sólo es posible asegurar un comportamiento inelástico estable para sistemas estructurales con configuraciones simples y regulares. Cambios drásticos de rigidez o resistencia en planta o elevación fomentan que el sistema estructural exhiba concentraciones importantes de esfuerzo y deformación, y, por tanto, daño excesivo en algunos de sus elementos estructurales y conexiones. Esto hace que las herramientas disponibles de análisis resulten incompetentes en términos de predecir la capacidad que tiene la estructura para acomodar deformación lateral y su respectiva demanda.

4.5. El problema representado por un entrepiso blando

Por lo expuesto con anterioridad, el piso blando no representa un problema teórico, sino más bien

una falta de conceptualización estructural de origen; se ha convertido en una situación inaceptable que desde hace mucho tiempo se repite en inmuebles que sísmo tras sísmo tienen daño severo o colapso. En ciudades como la de México, el déficit de vivienda, la escasez de predios y la necesidad de hacer estacionamientos en las plantas bajas, así como las modas arquitectónicas, el deseo de unicidad y la falta de conocimiento del problema, han llevado a que los proyectos arquitectónicos den lugar cotidianamente a un entrepiso blando (sobre todo en la planta baja) en los edificios. Conforme a lo mostrado en la figura 4.7, esta problemática está presente en estructuras de diferente altura y construidas con diferentes materiales estructurales (mampostería, concreto reforzado y acero). Desde un punto de vista estructural, lo anterior resulta en sistemas estructurales que en sus pisos superiores exhiben una alta rigidez y resistencia lateral que contrasta con los espacios abiertos, destinados a estacionamiento, actividades comerciales, etc., de la planta baja.

El problema del entrepiso blando suele agravarse por la falta de conocimiento al respecto por parte de arquitectos e ingenieros. A su vez, un ingeniero estructurista con poco entendimiento de las implicaciones de la existencia de un piso blando, no podrá explicar correctamente a un arquitecto el gran riesgo que conlleva su uso. Es muy importante entender que actualmente no existen recomendaciones cuantitativas que den seguridad a un ingeniero estructuralista en cuanto a un desempeño sísmico confiable de una estructura con una planta baja blanda, y que a pesar de la gran cantidad de estudios que se han llevado a cabo en cuanto al tema, no existe un conocimiento cualitativo que pueda guiar su diseño. En particular, la información contenida en libros de diseño estructural y los requerimientos normativos actuales, no contemplan el problema o lo hacen de una manera inadecuada, y suelen dar falsas expectativas en cuanto a las probabilidades de que se diseñe con éxito un sistema estructural así.



(Jean R.)



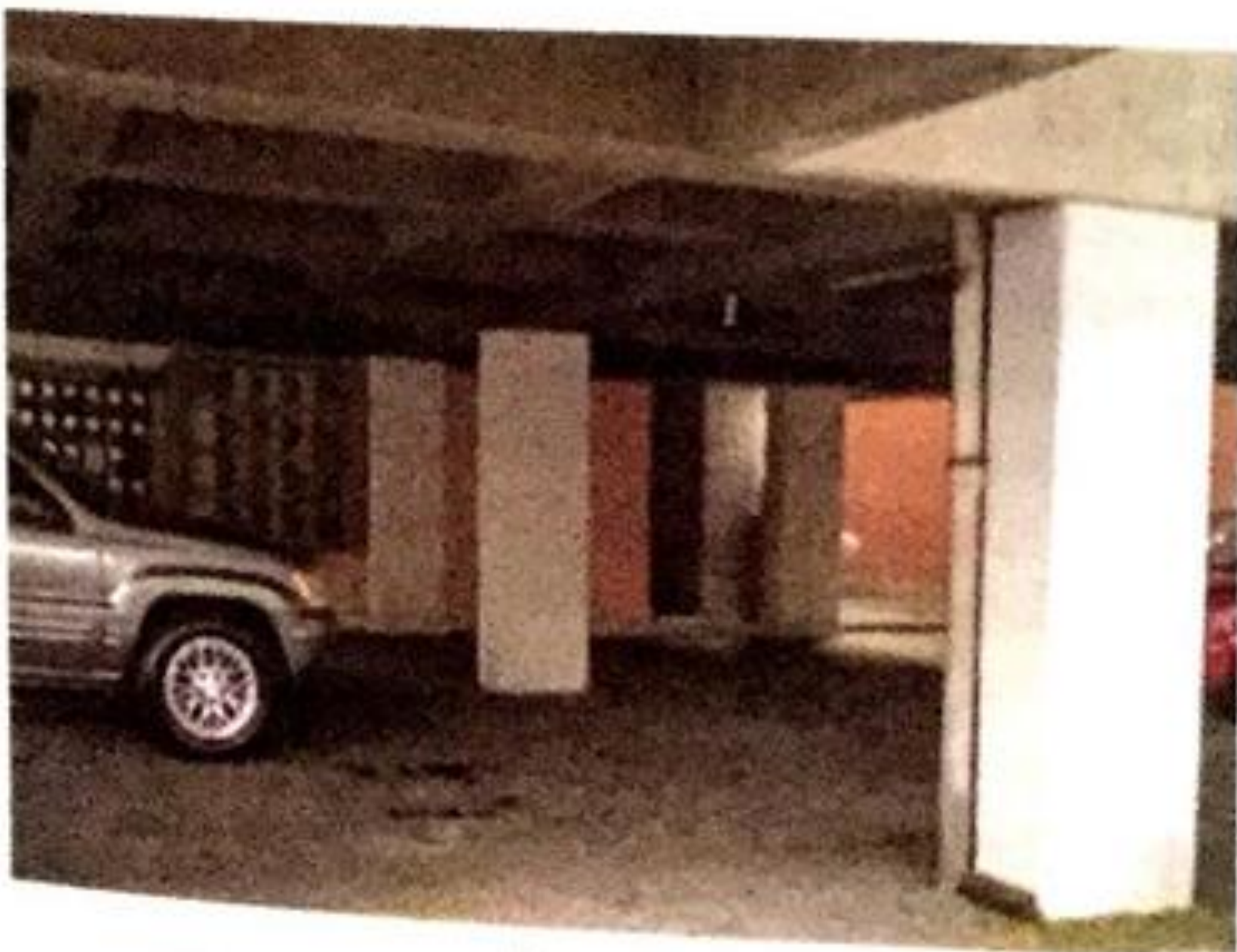
(Jean R.)



(Miranda, 2005)



(Miranda, 2005)



(Jean R.)



(Jean R.)

Figura 4.7 Ejemplos de construcciones con entrepisos blandos. (Continúa).



(Jean R.)



(Jean R.)



(Jean R.)



(Jean R.)

Figura 4.7 (Continuación).

El diseño sísmico de las estructuras se basa en una ecuación de demanda-capacidad. La supervivencia de un sistema estructural durante un sismo intenso depende de manera muy importante del correcto planteamiento del balance demanda-capacidad en términos de la deformación lateral del sistema estructural. Por un lado, es necesario establecer por medio de métodos numéricos de análisis estructural y de manera confiable, las demandas sísmicas de deformación lateral que el sismo de diseño impone en el sistema estructural. Por otro lado, y una vez establecidas las demandas de deformación lateral, es necesario revisar si la estructura posee suficiente

capacidad de deformación en su rango inelástico para resistir su respectiva demanda. Dentro de un contexto que involucra gran incertidumbre, es necesario que el ingeniero estructuralista sea cuidadoso durante la estimación de las demandas y capacidades sísmicas. Conforme a lo que ilustra la figura 4.8, en términos de su capacidad para acomodar deformaciones laterales sin daño, las estructuras con piso blando en la planta baja exhiben limitaciones severas en relación con aquellas que tienen una distribución regular de resistencia y rigidez en elevación. Cuando las estructuras son capaces de distribuir la deformación lateral en todos sus entrepisos, desarrollan

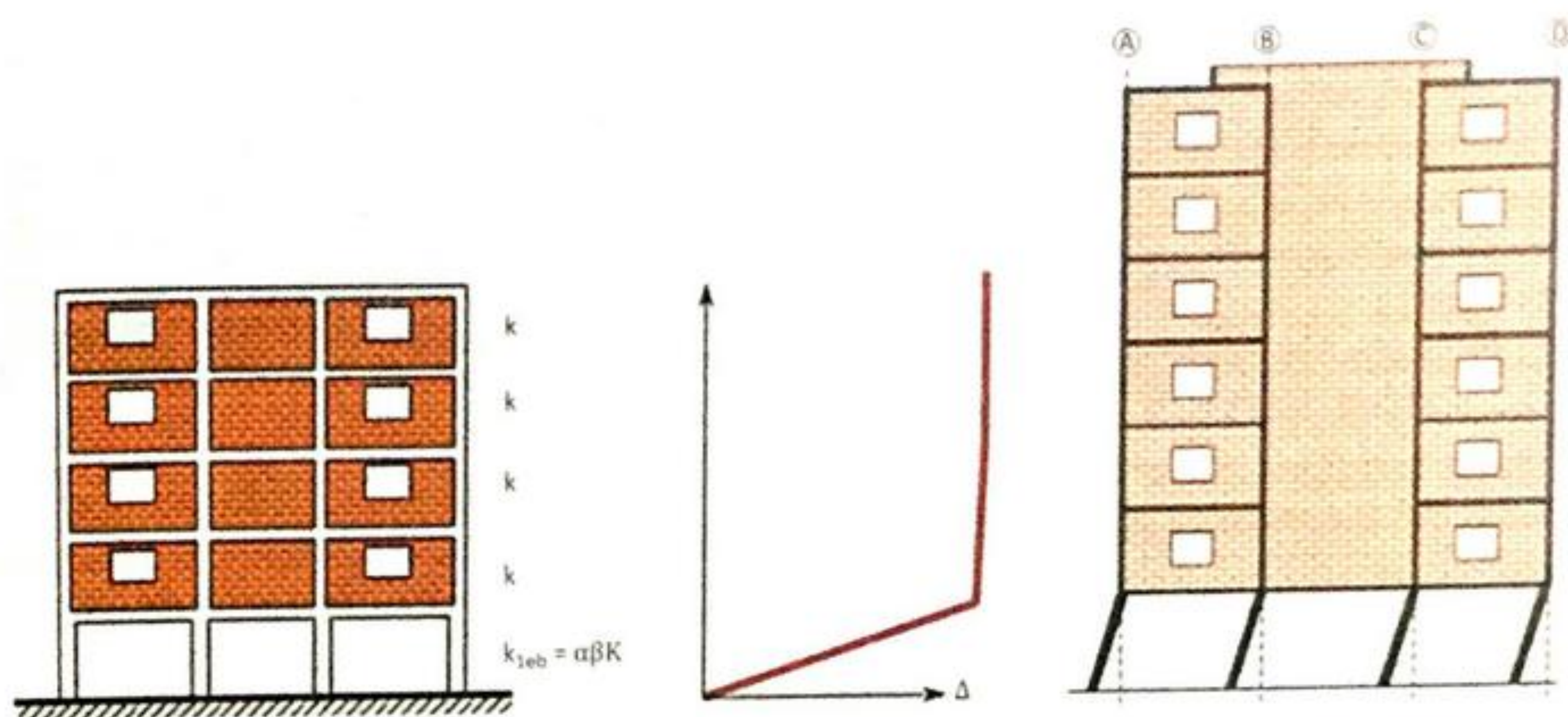


Figura 4.8 Concentración de la demanda de deformación en el entrepiso blando (Miranda, 2005).

un desplazamiento lateral de importancia antes de fallar. Note que la capacidad de deformación lateral que un sistema estructural regular exhibe en el momento de su falla, caracterizada por su desplazamiento de azotea, contempla la contribución de la deformación lateral que cada piso aporta. La situación ideal en términos de incrementar la capacidad global de deformación del sistema estructural, implica un nivel de distorsión razonablemente uniforme en todos los entrepisos del edificio y, por lo tanto, una distribución razonablemente uniforme de daño en altura. En contraste, una estructura que desarrolla un entrepiso blando, debido a su menor rigidez y resistencia lateral, acumula mucha mayor deformación lateral en dicho entrepiso. Esto tiene dos consecuencias inmediatas: por un lado, la mayor distorsión en el entrepiso blando resulta en un nivel mayor de daño para los elementos estructurales ubicados allí; por el otro lado, la pérdida de rigidez lateral en el entrepiso dañado en relación con la que exhiben los demás entrepisos que no se han dañado, implica que el entrepiso blando *se haga más blando*, y que, conforme se muestra en la figura, las deformaciones inelásticas tiendan a acumularse cada vez más y más en él. A final de cuentas y tal como lo ilustra la figura 4.8, el desplazamiento en la azotea, cuando el sistema estructural con planta baja blanda llega a su falla, es prácticamente igual al implícito en la dis-

torsión del entrepiso blando, ya que los demás entrepisos exhiben una deformación lateral muy pequeña y sus elementos permanecen en el rango lineal. Bajo estas circunstancias, se reduce significativamente el desplazamiento lateral que pueden desarrollar las estructuras, y por lo tanto, desaparece una de las mayores cualidades que posee una estructura para resistir un movimiento sísmico intenso. La reducción de la capacidad de deformación lateral de la estructura se hace cada vez más dramática conforme se incrementa el número de pisos del sistema estructural.

En términos de la demanda, los estudios analíticos que se han llevado a cabo sugieren que existe un alto potencial para que la demanda de desplazamiento lateral aumente en una estructura con una planta baja blanda, y que las herramientas usadas actualmente para estimarla, lleguen a subestimarla hasta en un *orden de magnitud*. En particular, se ha observado continuamente que los movimientos sísmicos tienden a demandar mayores deformaciones laterales en las porciones más flexibles y dañadas de un sistema estructural. Dentro de un contexto donde sólo un entrepiso se daña, el sismo encuentra la debilidad estructural precisamente en el entrepiso blando para concentrar allí su efecto destructivo.

El daño que sucesivamente acumula el piso blando, resulta muy pronto en demandas de de-

senta el daño y falla a corte, depende de los siguientes factores:

- a) Área transversal de la columna.
- b) Resistencia a la compresión del concreto.
- c) Nivel de carga axial en la columna.
- d) Cuantía del refuerzo transversal.

Para el tipo de columnas comúnmente utilizadas en México y su detallado, estas deformaciones laterales podrían ser tan pequeñas como 2 o 3 cm. En casos en los que la cuantía de refuerzo transversal es insuficiente o su detallado inadecuado, el daño por corte inestabiliza rápidamente la respuesta lateral de un entrepiso blando, lo que resulta en un alto potencial para un colapso total.

4.6. Enfoques normativos y sus limitaciones

Las maneras como los distintos códigos de diseño sísmico tratan el problema del entrepiso blando son muy variadas. En un extremo están requerimientos normativos, como los utilizados en Canadá, que limitan el uso de entrepisos blandos. Mientras que su uso queda totalmente prohibido en estructuras esenciales, está restringido a estructuras de baja altura ubicadas en zonas de sismicidad baja a moderada. En el otro extremo, algunas normas, como es el caso de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS, 2017) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, permiten su uso bajo la consideración de fuerzas laterales mayores que las utilizadas para el diseño de un sistema estructural similar pero sin entrepiso blando.

El diseño de sistemas estructurales irregulares dentro del contexto de las (NTC-DS, 2017), implica el uso de factores incrementales para las fuerzas laterales de diseño. Dentro de este contexto y de acuerdo con su Capítulo 5, Condiciones de regularidad, cuando una estructura no cumple con algunos de los trece requisitos establecidos en la sección 5.1 para considerarla regular, el fac-

tor de reducción, Q' , relacionado con el de comportamiento sísmico, Q , se multiplicará por 0.8 o 0.7. Dentro del contexto de las (NTC-DS, 2017), esto implica que las fuerzas laterales de diseño puedan llegar a incrementarse en 25 ($1/0.8 = 1.25$) o 42 ($1/0.7 = 1.42$) por ciento según el nivel de irregularidad estructural.

Aunque no lo especifican explícitamente las (NTC-DS, 2017) matizan el diseño de sistemas estructurales que tengan el potencial de desarrollar un entrepiso blando de acuerdo con el desbalance que en altura exhibe dicho entrepiso en términos de resistencia y rigidez lateral. Podría pensarse en un desbalance moderado cuando el sistema estructural no satisface alguno de los requisitos 11 o 13 de la Sección 5.1, que indican, respectivamente, un desbalance de rigidez o resistencia lateral en altura. En este caso, la existencia del entrepiso flexible o débil resulta, según la Sección 5.2, en una estructura irregular que, de acuerdo con la Sección 5.5, debe diseñarse para fuerzas laterales 25% mayores que las correspondientes a un sistema regular. Puede pensarse en un desbalance severo cuando el sistema estructural no satisface de manera simultánea los requisitos 11 y 13 de la Sección 5.1, o cuando no satisface el requisito 2 de la Sección 5.3. En este caso, la existencia del entrepiso blando resulta, según la Sección 5.3, en una estructura muy irregular que, de acuerdo con la Sección 5.5, debe diseñarse para fuerzas laterales 42% mayores que las correspondientes a un sistema regular.

En cuanto al enfoque de las (NTC-DS, 2017), para desbalances moderados y severos de resistencia y/o rigidez lateral en altura varios estudios sugieren que el incremento del 25% o 42% en las fuerzas laterales de diseño no siempre garantiza un comportamiento adecuado de las estructuras con entrepisos blandos, particularmente cuando se diseñan para un Q mayor que 2. En primer lugar, dado que el problema de la reducción de la capacidad de deformación lateral se exagera con el número de pisos del sistema estructural, el incremento en las fuerzas laterales debiera ser mayor conforme se incrementa el número de pisos. En

segundo lugar, las fuerzas en altura se incrementan en la misma proporción, de tal manera que no se corrige el contraste entre las propiedades estructurales del entrepiso blando y las del resto de los entrepisos. Por tanto, no se atenúan los efectos de la presencia del entrepiso blando, de tal manera que para demandas globales de ductilidad tan bajas como 1.5, el entrepiso blando puede fácilmente desarrollar, aún para edificios de baja altura, ductilidades de 4 o mayores. En tercer lugar y aunque los entrepisos blandos suelen ubicarse en la planta baja de los edificios, lo cierto es que es posible que el entrepiso blando se ubique en alguno de los pisos superiores del edificio. El impacto en el comportamiento estructural tiende a ser menor conforme el entrepiso blando tienda a ubicarse hacia las partes superiores del edificio.

En resumen, por un lado, bajo este enfoque no importa el número de niveles ni dónde se ubique el entrepiso blando. Por otra parte, un incremento de las fuerzas en toda la estructura resulta en una estructura más resistente y rígida en lo global, pero que exhibe el mismo desbalance en altura en términos de su resistencia y rigidez lateral. El contraste de rigidez y resistencia permanecerá. Este aspecto se ilustra en las figuras 4.12 y 4.13.

Las (NTC-DS, 2017) consideran en su Sección 5.4 un caso extremo de entrepiso blando, el cual ocurre cuando el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que 60% del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes. En este caso el edificio cae en el caso denominado *planta baja*

Multiplicando el Q_r por 0.7

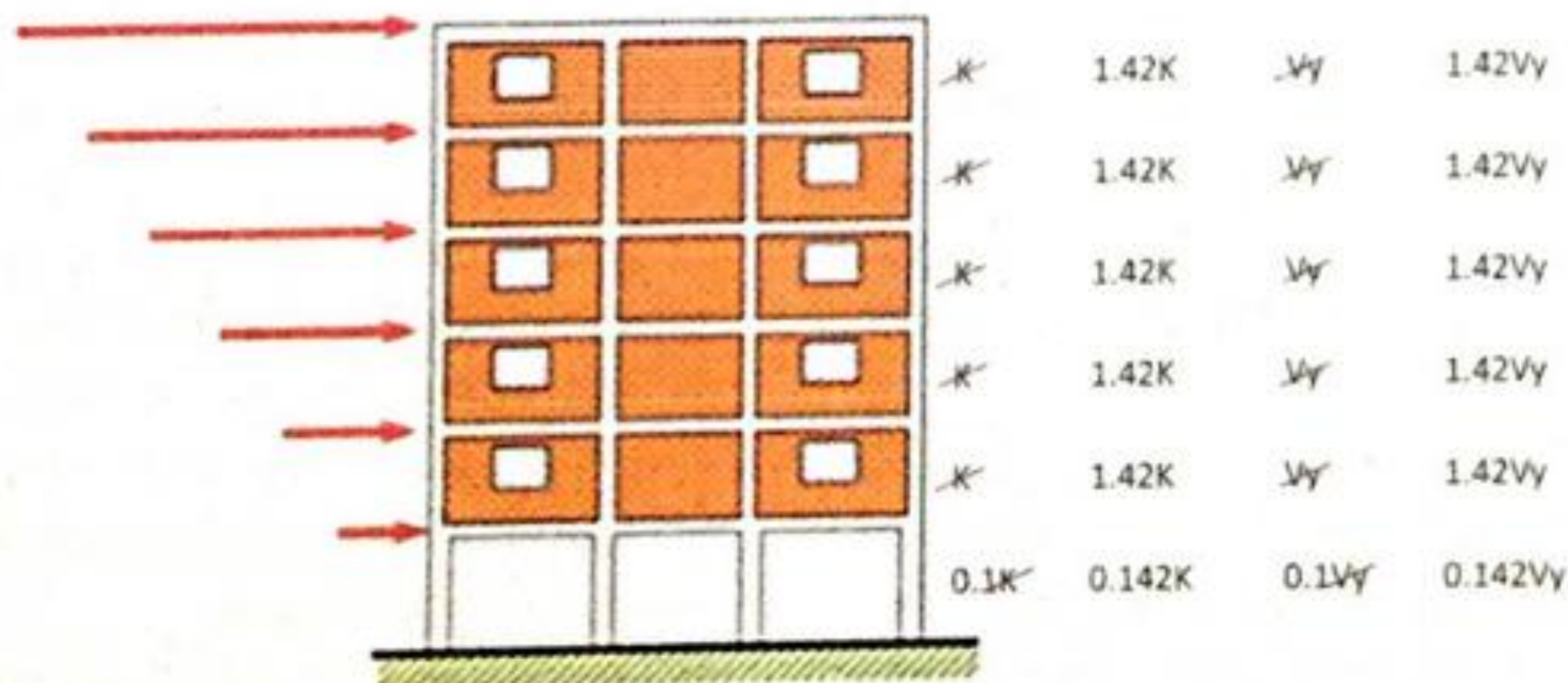


Figura 4.12 Aumento de rigidez y resistencia en la estructura con entrepiso blando (Miranda, 2005).

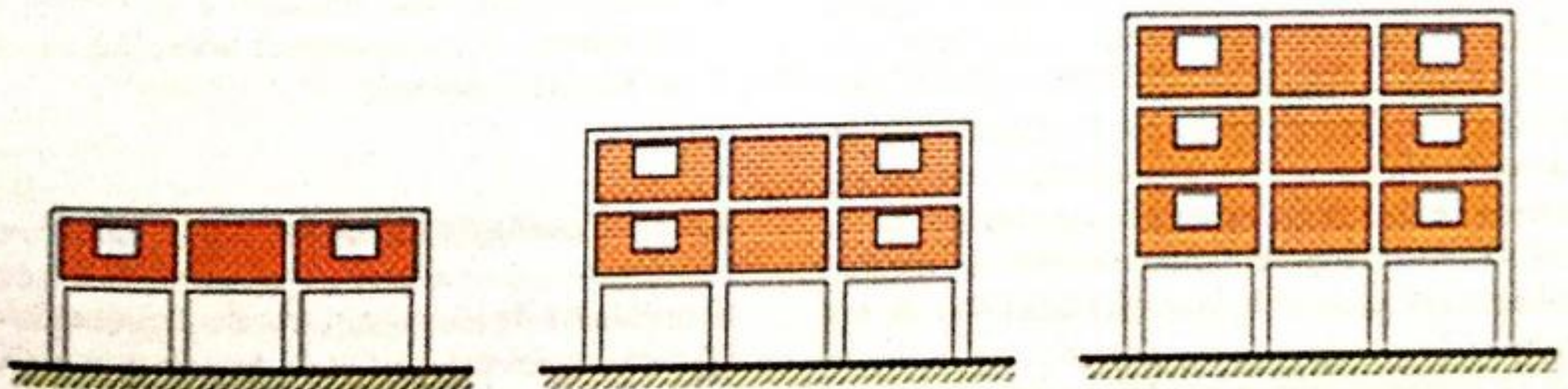


Figura 4.13 Edificios con entrepiso blando de diferentes niveles para los cuales se aplica el mismo factor de irregularidad (Miranda, 2005).

débil y se aplican las penalizaciones de la Sección 5.5, que indican diseñar el entrepiso débil para que sea capaz de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a Q' igual a 1 (mientras que los otros entrepisos se diseñan para resistir las fuerzas internas que resultan del análisis con el factor de reducción Q' que corresponda al sistema estructural sin afectarlo por los factores de irregularidad). Además, debe revisarse que la distorsión máxima del primer entrepiso no exceda 0.006. Aunque el enfoque de diseño para edificios con planta baja débil es conceptualmente correcto, debido a que busca controlar el nivel de daño en el entrepiso blando por medio de aportarle mayor resistencia y rigidez lateral, no ha sido probado en sismos reales. Al respecto, el punto que resultará en mayor discusión a futuro será el criterio (o criterios) que deben considerar las NTCDS para establecer cuando el edificio cae en el caso de *planta baja débil*.

4.7. Recomendaciones

La solución a los entrepisos blandos consiste en corregir el desbalance en altura de rigidez y resistencia lateral; esto es, hay que lograr que el entrepiso blando sea compatible en rigidez y resistencia con el resto de la estructura por medio de hacer que estas propiedades estructurales sean proporcionales al cortante actuante en el entrepiso. Esto se logra principalmente agregando muros de concreto, como se muestra en la figura 4.14.

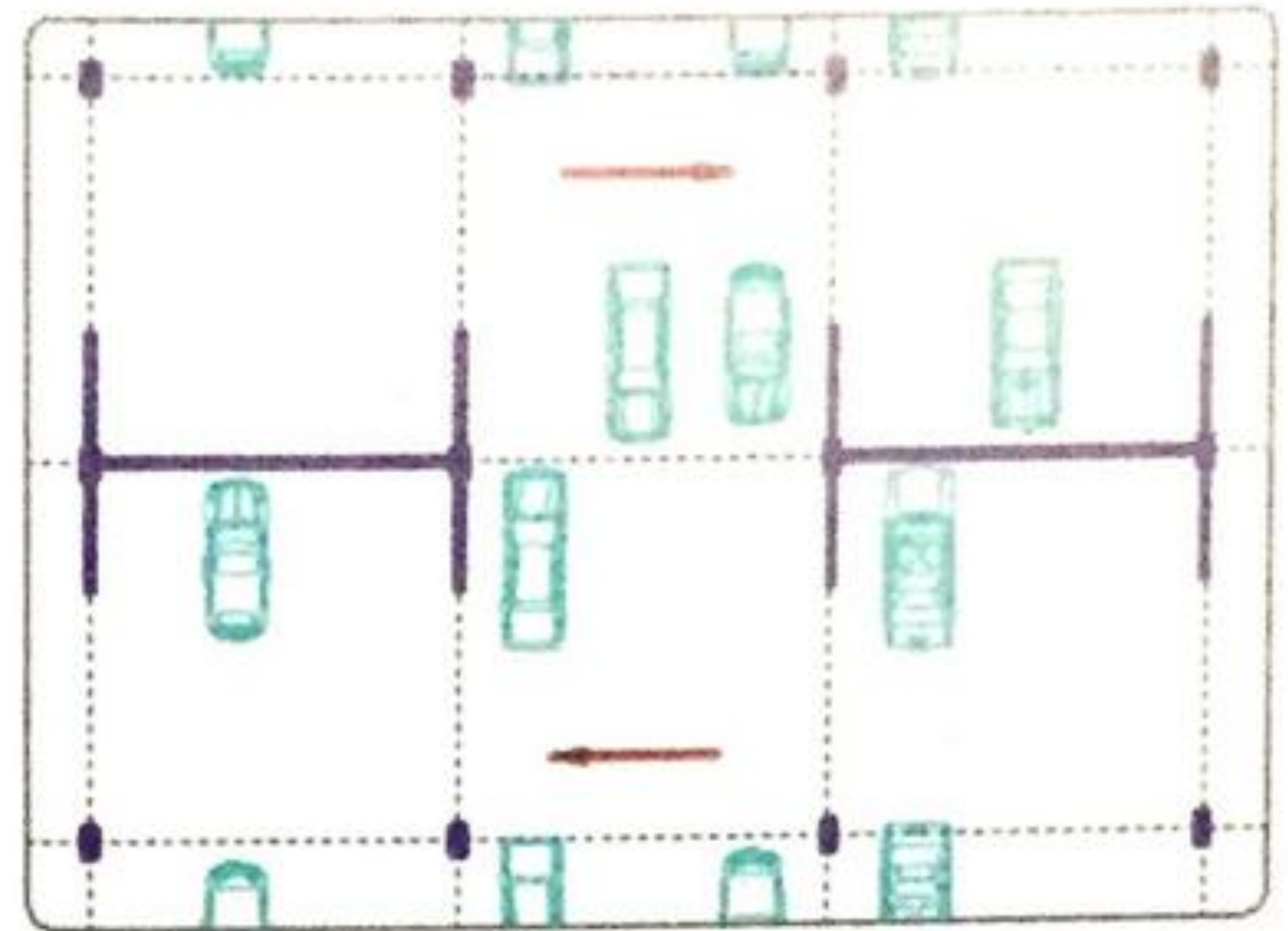
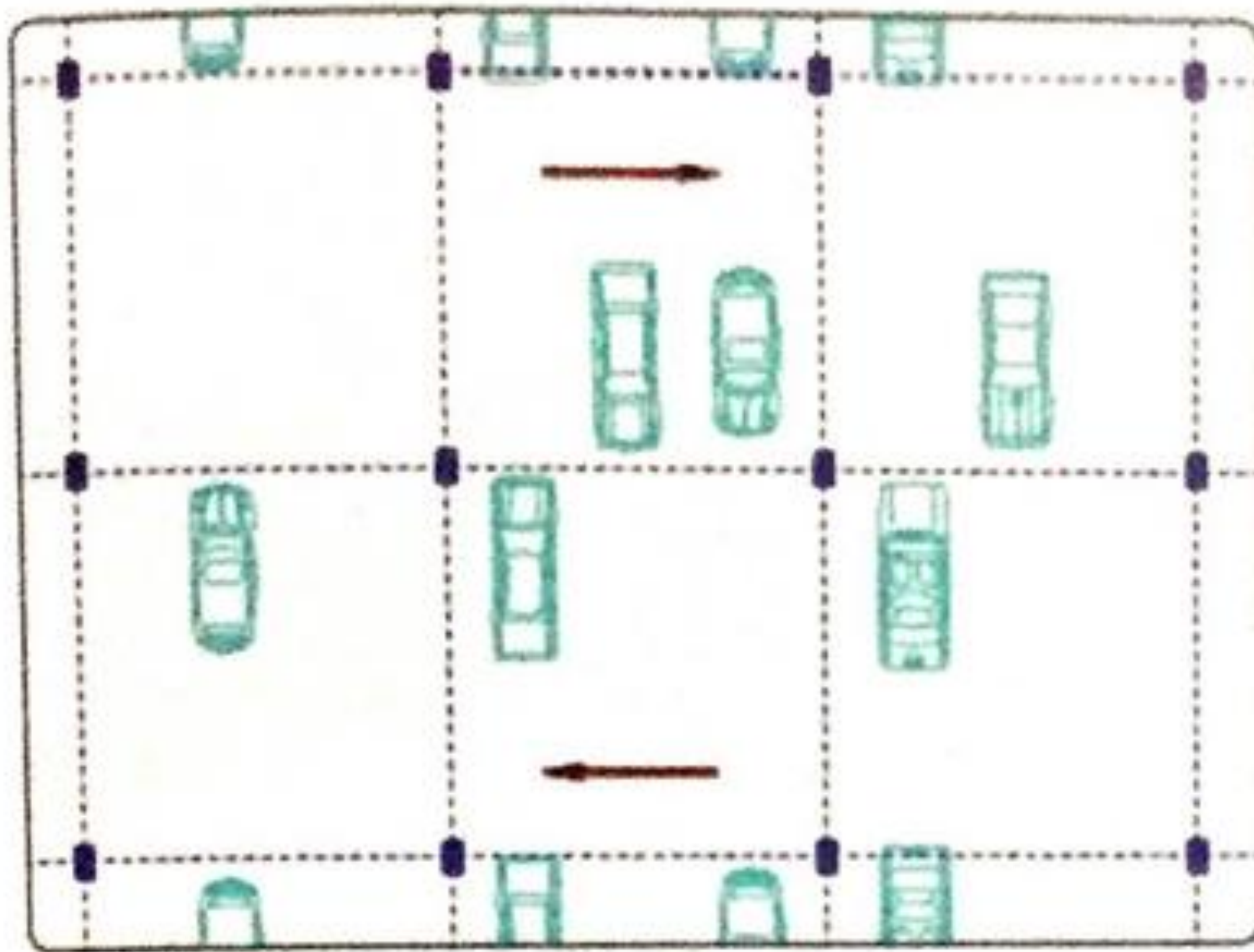
Al proporcionar una resistencia y rigidez adecuadas al entrepiso blando, se evita la concentración desmedida de deformación inelástica, y se promueve que la configuración deformada inelástica sea semejante a la elástica. Esto no sólo resulta en una mayor capacidad de deformación, sino en la posibilidad de estimar de manera razonable las deformaciones de entrepiso.

A continuación se emiten recomendaciones adicionales:

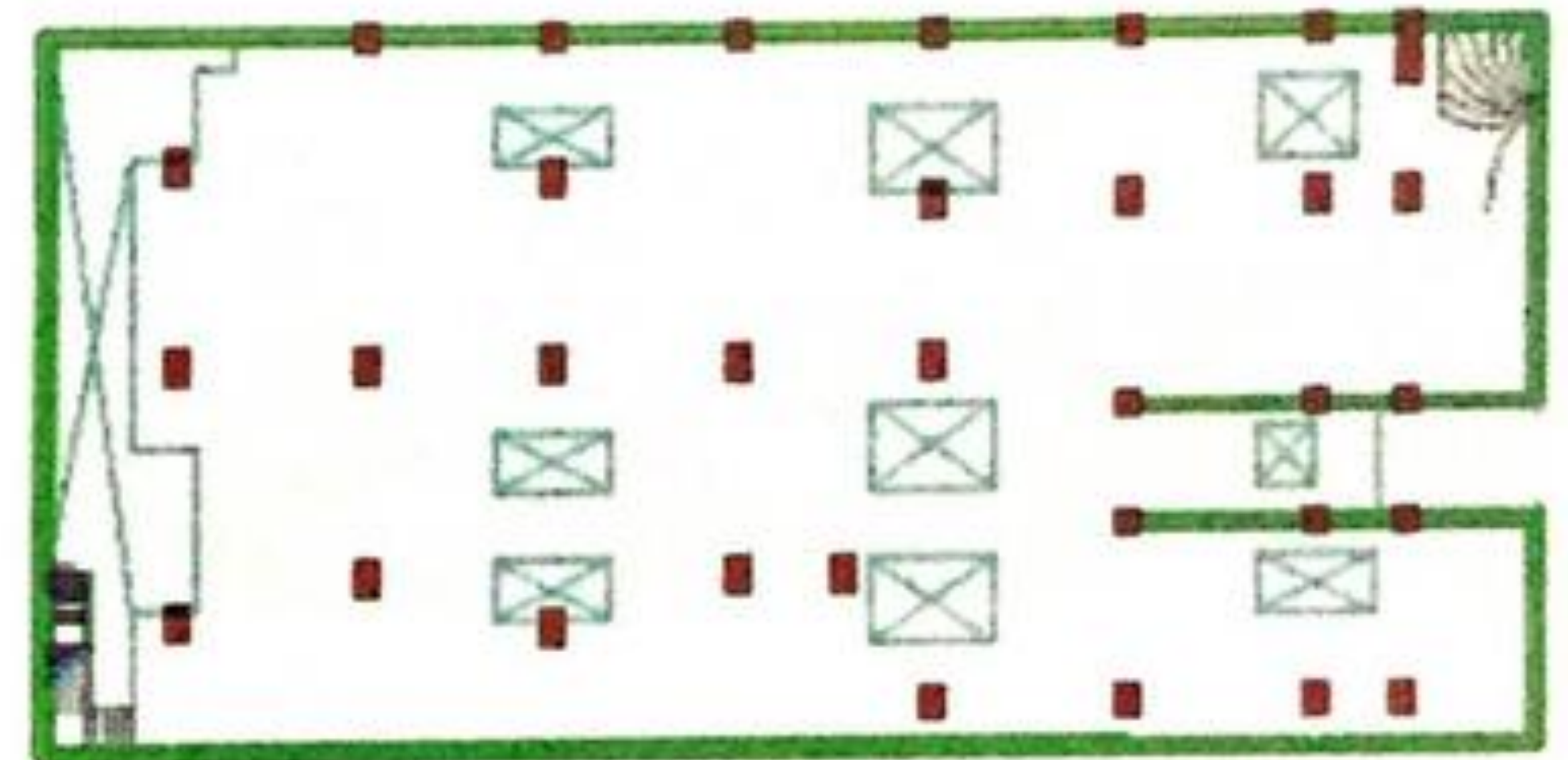
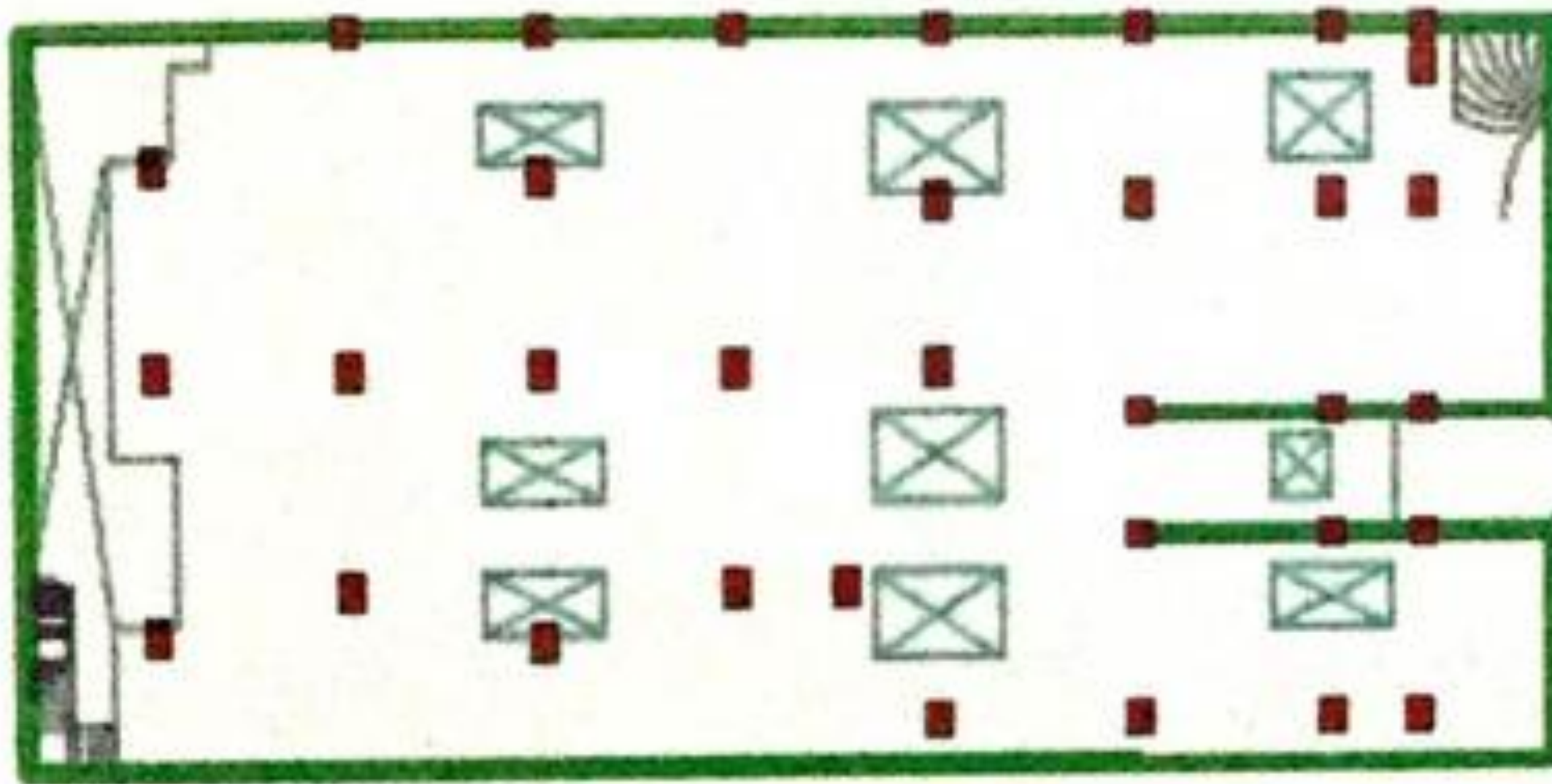
- Proporcionar al entrepiso blando la mayor capacidad de deformación posible. Es necesario evitar el tipo de comportamiento mostrado en la figura 4.15 por medio de usar un detallado dúctil y proporcionar una capacidad a corte a muros, columnas y vigas que haga posible que éstos desarrollen su capacidad a flexión (diseño por capacidad).
- El detallado de las columnas debe contemplar un confinado adecuado de su núcleo de concreto. Para ello es necesario incrementar el número de estribos con respecto a la cuantía usada para detallado no dúctil o incluso, de ser posible, zuncharlas. Los muros deben exhibir una separación adecuada de su refuerzo horizontal y un confinamiento adecuado en sus extremos. Tanto para columnas como muros, es importante controlar el nivel de esfuerzo axial en el concreto de tal manera que no sea mayor a 10-15% de la resistencia a compresión del concreto, f'_c .
- Tomar en cuenta todas las posibles fuentes de rigidez y sobrerresistencia. Es muy importante definir correctamente el módulo de elasticidad, E_m , de la mampostería. Adicionalmente, es necesario definir la sobrerresistencia del acero de refuerzo y del concreto de los elementos que forman el entrepiso blando para tener una mejor estimación de la concentración de deformación y de la resistencia por proporcionar.
- Evitar la presencia de columnas cortas. En muchos casos, los semisótanos tienen columnas cortas (figura 4.16). Una alternativa es colocar las columnas adosadas a los muros de colindancias incorporando aberturas en los muros de concreto.

4.8. Comentarios finales

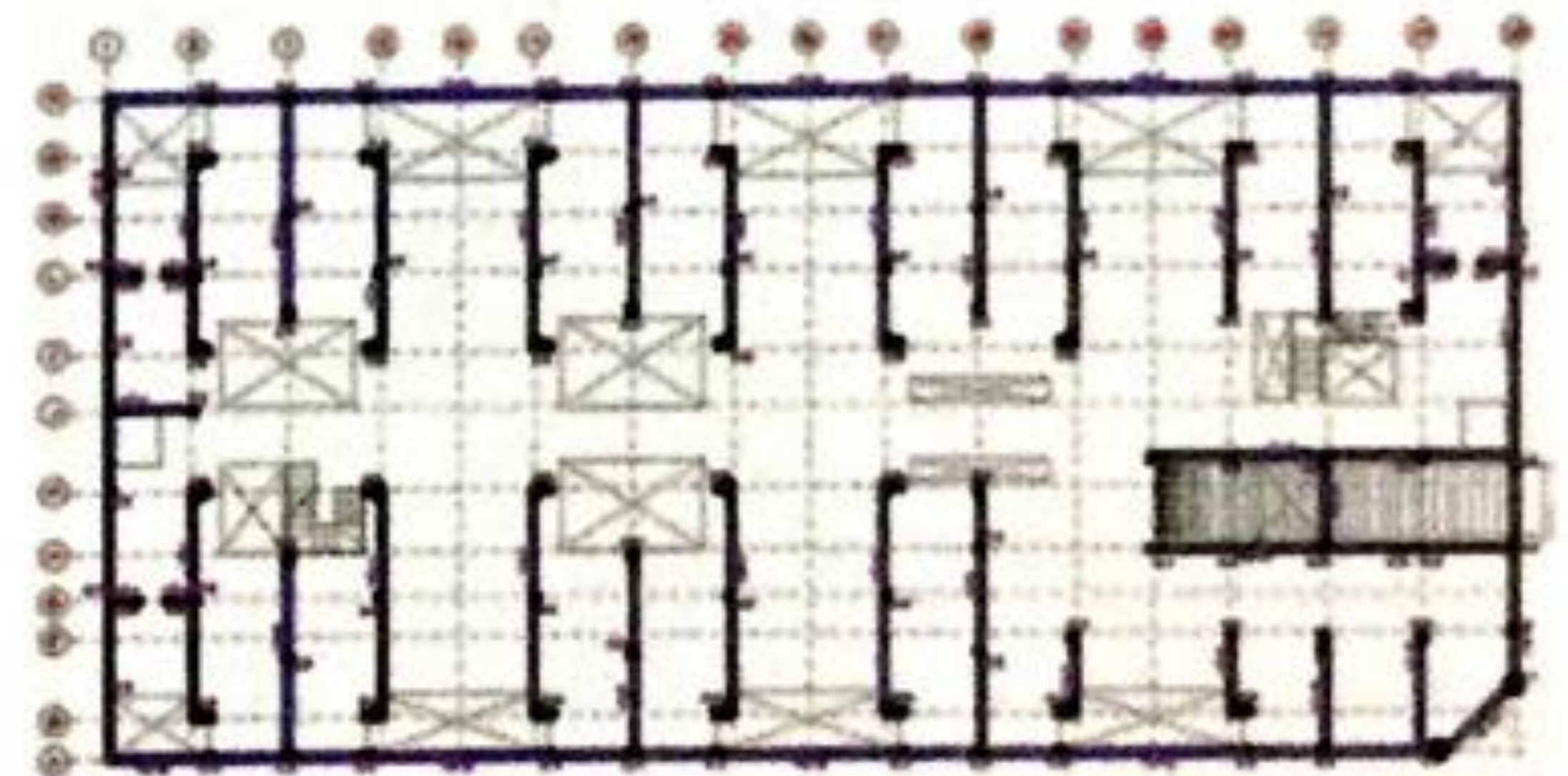
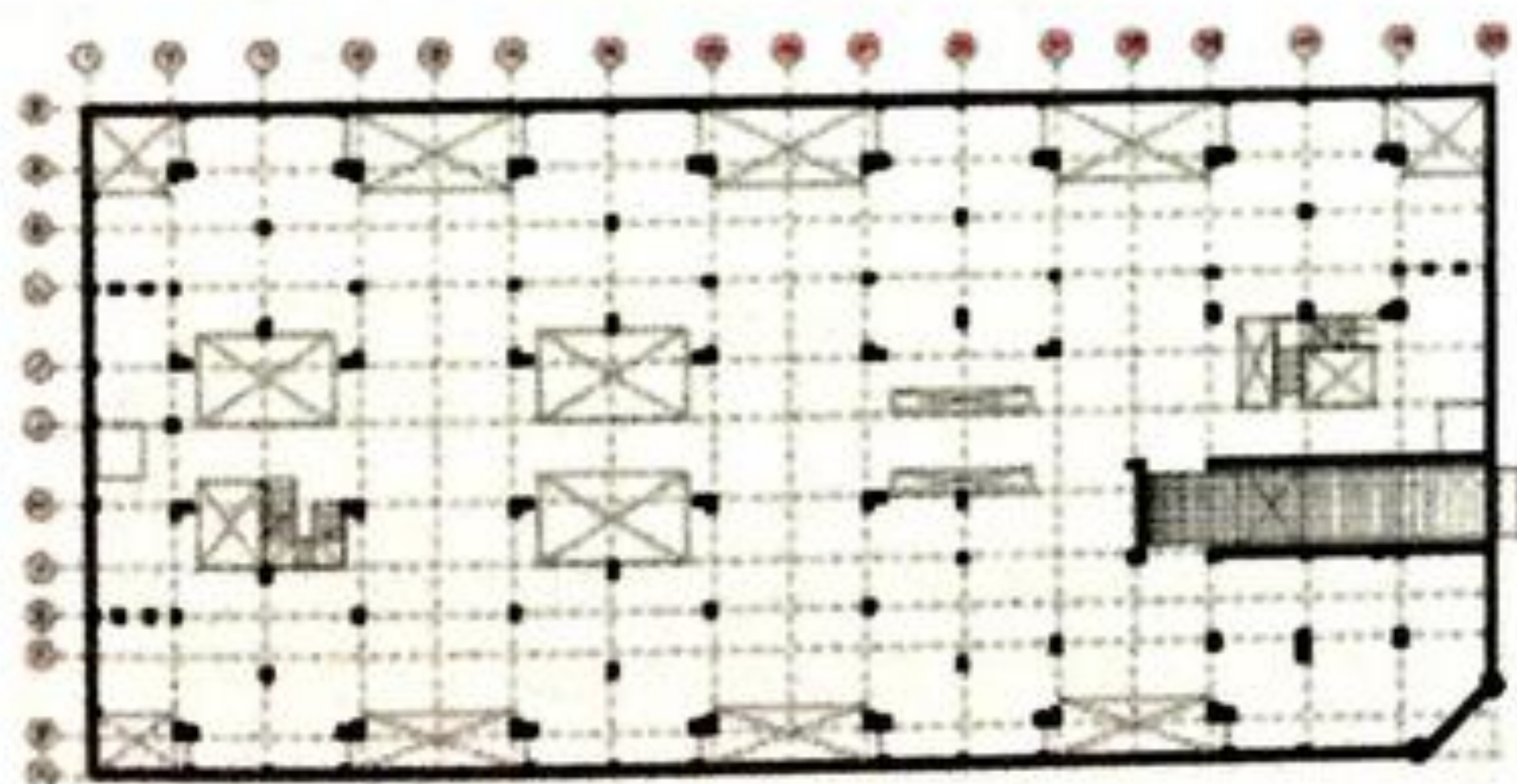
El problema de los entrepisos blandos es una de las deficiencias más graves para una estructura en zona sísmica; en todo el mundo ha habido fallas, deterioro y colapso en este tipo de estructuras. El



(Jean & Hernández, 2003)



(Jean, 2011)



(Jean, 2011)

Figura 4.14 Propuesta arquitectónica para una posible solución estructural al problema del piso blando.

problema continúa presentándose a pesar de estar perfectamente identificado. En general, los reglamentos no definen especificaciones adecuadas para resolver el problema, y de hecho, pueden generar un falso sentido de seguridad, esto es, se puede cumplir con todas las especificaciones re-

glamentarias, y, a pesar de ello, tener una estructura vulnerable.

La estimación de la respuesta de estructuras con este problema es sumamente compleja. Una evaluación adecuada requiere de análisis no lineales paso a paso con modelos avanzados de



a)



b)

Figura 4.15 Fallas por cortante: a) en columna, y b) en muro de entrepiso blando (Miranda, 2005)

comportamiento mecánico que tomen en cuenta las no linealidades geométricas. Los análisis elásticos lineales no son adecuados y pueden generar una falsa seguridad.



Figura 4.16 Ejemplo de columnas cortas en semisótano aunado a un entrepiso blando (Jean R.)

Lo paradójico es que el problema de los entrepisos blandos sólo puede controlarse si se corrige el desbalance estructural en altura por medio de incorporar elementos resistentes y rígidos, como muros de concreto, para así hacer compatibles las rigideces con los demás entrepisos, además de incorporar elementos robustos para lograr un comportamiento lineal. En la mayor parte de los casos es factible incorporar muros de concreto como los indicados en la figura 4.14.

Quizá en algún momento los reglamentos puedan dar lineamientos para la solución del problema. Hoy en día el camino es definir parámetros de restricción; por ejemplo, que la diferencia de la rigidez y de la resistencia de un entrepiso a otro no pueda ser mayor o menor a cierto valor.

Es muy importante recordar que las normas de diseño sismo-resistente tienden a especificar una mayor resistencia lateral de diseño para atenuar los efectos negativos que una irregularidad estructural tiene en el desempeño sísmico de un edificio. En términos muy simples, puede decirse que conforme se incrementa el grado de irregularidad, mayores serán las fuerzas laterales de diseño. Aunque este planteamiento pueda parecer razonable, resulta fundamental entender que los incrementos planteados para la resistencia lateral de un edificio muy irregular, son de naturaleza empírica y, por tanto, no garantizan un comportamiento adecuado. El diseño de un edificio así, sale por completo del marco conceptual que sustentan las recomendaciones de análisis y diseño contemplados por los códigos actuales, y es posible que bajo estas circunstancias, un diseño que cumpla cabalmente con los requerimientos normativos, resulte en un sistema estructural inseguro. Son muchos los estudios llevados a cabo en México que sugieren que un sistema estructural altamente irregular diseñado conforme al código no tiene garantizado un comportamiento estructural adecuado. En este

sentido, debe tenerse mucho cuidado cuando se considere el uso de una configuración estructural irregular, y utilizar el conocimiento que se tenga, pero sobre todo el sentido común, para no poner en el campo sistemas estructurales que retén de manera indebida a la naturaleza.

El arquitecto tiene que tener mas conocimientos relacionados con las configuraciones estructurales en zonas sísmicas y estar consciente del riesgo que se tiene con una estructura muy irregular, como el caso de los entrepisos blandos; parece que lo regular se antepone a la estética.

4.9. Nomenclatura

- DI Distorsión de entrepiso, definida como el desplazamiento lateral en un muro normalizada por la altura del mismo.
- E_m Módulo de elasticidad de la mampostería.
- f'_c Resistencia especificada del concreto a compresión.
- k Rigidez a cortante de un entrepiso.
- Δ Desplazamiento lateral.

4.10. Referencias

- ADEUPA (agosto del 2017). Obtenido de ADEUPA: http://adeupa.piwigo.com/picture?/6957/category/289-marseille_le_corbusier&metadata.
- El poder de la palabra (agosto del 2017). Obtenido de: <http://www.epdip.com/edificio.php?id=453>.
- Jean, R. (2011). "Entrepisos blandos". *Memorias del 7° Simposio Nacional y Curso de Ingeniería Estructural en la Vivienda*, Cuernavaca, Mor., México.
- Jean, R. & Hernández, A. (2003). "Variables que intervienen en los sistemas de mampostería y su aplicación en la construcción". *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, artículo IX-06, León, Gto., México.
- Le Corbusier, L. (agosto del 2017). *Stanford Anderson, Architectural Design as a system of Research*. Obtenido de Postmodernisms: Theories and analyses of architecture II: <http://blogs.cornell.edu/arch5302sp15/2015/03/21/stanford-anderson-architectural-design-as-a-system-of-research/>.
- Miranda, E. (2005). "Aspectos fundamentales de la respuesta sísmica de edificios con entrepisos blandos". *Memorias del 4° Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda*, Veracruz, Ver. México.
- NTC-DS (15 de diciembre del 2017). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (220 Bis), 44-83.
- Torres, M. (2007). *Patrones de daño por sismo en muros estructurales de mampostería*. Universidad Autónoma del Estado de México.
- Unite d'Habitation (agosto del 2017). Obtenido de NCSU Libraries: <http://images.lib.ncsu.edu/luna/servlet/detail/NCSULIB~1~1~13893~105875:Unite-d-Habitation?qvq=w4s:/when/Modernist;lc:NCSULIB~1~1,NCSULIB~2~2&mi=723&trs=8382>.
- Valueyou (agosto del 2017). Wikipedia. Obtenido de: <https://en.wikipedia.org/wiki/File:VillaSavoye.jpg>.

CAPÍTULO 5

Análisis lineal

JUAN JOSÉ PEREZ-GAVILÁN ESCALANTE
(INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM)

5.1. Introducción 5.2. Obtención de las fuerzas sísmicas
5.3. Repartición de la fuerza sísmica en los elementos
resistentes 5.4. Rigidez lateral de muros 5.5. Columna
ancha 5.6. Elemento finito 5.7. Diafragma 5.8. Muros
diafragma 5.9. Referencias

5.1. Introducción

Aunque son bien conocidas las limitaciones de un análisis elástico lineal, sigue siendo el método aceptado para calcular los elementos mecánicos en los elementos resistentes y desplazamientos de una estructura, dadas una serie de acciones, debidas, entre otras causas, al peso propio, al uso de la estructura y al movimiento del terreno debido a un sismo o a la acción del viento, por mencionar sólo las más comunes. Las razones son, esencialmente, que el análisis elástico lineal es sencillo de interpretar, ya sea un análisis estático o dinámico, si se compara con un análisis no lineal, y a que existen herramientas comerciales maduras para realizar dichos cálculos.

Comenzamos el capítulo con la obtención de las fuerzas laterales debidas a sismo (sección 5.2). Se revisa en forma breve la teoría básica de superposición modal (inciso 5.2.2). La teoría se extiende para obtener la respuesta máxima probable definida en un ambiente sísmico, para lo cual se in-

troducen los espectros de respuesta reglamentarios y las reglas de superposición modal (inciso 5.2.3). La idea de participación modal se estudia con la presentación de los pesos efectivos (inciso 5.2.4).

Aplicando la teoría para el caso de una estructura regular de cortante, es posible reducir el problema a un solo grado de libertad; y, con esta simplificación, es posible obtener una aproximación del periodo de vibración y el valor de las fuerzas laterales en la estructura, así como su variación con la altura. Estas ideas corresponden al método estático propuesto en las NTC-DS (inciso 5.2.5).

Para terminar la sección, se estudia la respuesta inelástica de la estructura (inciso 5.2.6). Para tal efecto se presentan los conceptos de factor de comportamiento sísmico, Q , factor de reducción del comportamiento sísmico, Q' , factor de sobrerresistencia, R , y las condiciones de regularidad (inciso 5.2.7).

Una vez obtenidas las fuerzas laterales, se estudia la repartición de dichas fuerzas en los elementos resistentes (sección 5.3): primero las fuerzas directas (inciso 5.3.1) y después las fuerzas adicionales debidas a efectos de torsión (inciso 5.3.2).

Aunque se usa extensamente la idea de rigidez lateral, ésta no se presenta hasta la sección 5.4.

En este capítulo se trata el uso del análisis elástico lineal suponiendo que se llevará a cabo con la ayuda de algún programa de computadora. La teoría elástica y los métodos de análisis por rigideces o flexibilidades, están fuera del alcance de este capítulo, eso se puede consultar en Hibbeler (2011) y Tena (2009). Aquí nos referimos esencialmente a cómo modelar la estructura, y en particular, cómo modelar los muros para hacer el análisis.

Uno de los métodos de modelación más utilizados es el de la columna ancha (sección 5.5). Se presentarán las recomendaciones que proponen las NTC-DCEM y se complementarán con algunas otras (Taveras, 2008). Se mostrarán con ejemplos los casos más comunes de aberturas en muros por ventanas y el ensamble de muros en tres dimensiones.

Se sensibilizará al lector en relación con qué tan variable puede ser un resultado utilizando un modelo u otro; y se responderán algunas preguntas básicas de modelación, como cuándo es posible dividir un muro para efectos de cálculo y cuál es el error que se comete.

Se darán recomendaciones de modelación utilizando un método simplificado con elementos finitos. Cómo modelar los castillos y el nivel de refinamiento de malla recomendado. Se revisará la variabilidad de los resultados con el uso de distintos modelos.

Se presentará el método de la diagonal equivalente para el caso especial de muros diafragma.

Se estudiarán las aproximaciones para el cálculo de las fuerzas laterales y las hipótesis involucradas.

Terminará este capítulo con un ejemplo detallado donde se utilizan la mayor parte de las ideas revisadas.

5.2. Obtención de las fuerzas sísmicas

Nuestro objetivo en esta sección es relacionar la teoría básica de la dinámica estructural con los procedimientos aceptados por los códigos de diseño para la determinación de las fuerzas sísmicas y la aproximación del periodo de la estructura, mediante la introducción de la hipótesis de estructura de cortante.

5.2.1. Ecuación de movimiento

Para determinar las fuerzas sísmicas en la estructura, suele aceptarse un modelo en el cual las masas están concentradas en cada nivel y unidas en el sentido vertical por un elemento que describe la rigidez lateral del entrepiso en dos direcciones ortogonales y la rigidez a torsión. El modelo se genera al suponer un diafragma rígido en su plano, ya que en ese caso, los desplazamientos de cada punto del diafragma pueden obtenerse en términos de los desplazamientos y la rotación de un solo punto; este punto se conoce

como nudo maestro. Las fuerzas en los distintos nudos pueden, a su vez, transportarse a dicho nudo maestro. El resultado es un modelo de masas y resortes con tres grados de libertad por planta, esto es: $N = 3n$ grados de libertad, siendo n el número de niveles. Este modelo se somete a la acción de un sismo aplicando una aceleración en la base de la estructura en cierta dirección de análisis. La ecuación diferencial que describe el movimiento es:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = -\mathbf{m}\ell\ddot{u}_g \quad (5.1)$$

Donde $\mathbf{m}$ es la matriz diagonal de masas de la estructura, $\mathbf{c}$ la matriz de amortiguamiento, $\mathbf{k}$ la matriz de rigideces, $\mathbf{u}$, $\dot{\mathbf{u}}$ y $\ddot{\mathbf{u}}$ los vectores de desplazamientos, velocidades y aceleraciones relativas a la base, respectivamente, $\ddot{u}_g$ la aceleración en la base y ℓ un vector que tiene 1 en los grados de libertad que corresponden a la dirección de análisis. Una definición más general de ℓ puede verse en Chopra (2007), pág. 372.

5.2.2. Análisis modal

La solución del problema homogéneo de la ecuación 5.1 sin considerar el amortiguamiento, se obtiene haciendo $\mathbf{u} = \phi \sin(\omega t)$ donde ϕ es un vector independiente del tiempo. Con estas definiciones la ecuación 5.1 se convierte en el problema de valores característicos:

$$\mathbf{k}\phi_n = \omega_n^2 \mathbf{m}\phi_n \quad (5.2)$$

El sistema da lugar a N pares de soluciones (ω_n, ϕ_n) , conocidos como los valores y vectores característicos o formas modales. El vector ϕ_n se interpreta como una de las formas en las que la estructura puede estar en vibración libre, sin ser excitada por alguna acción externa. Dicho movimiento es armónico con frecuencia ω_n . La amplitud del movimiento no queda determinada por la ecuación 5.2, de modo que la magnitud de los vectores se fija arbitrariamente, por lo general haciendo que $\phi_j^T \phi_j = 1$.

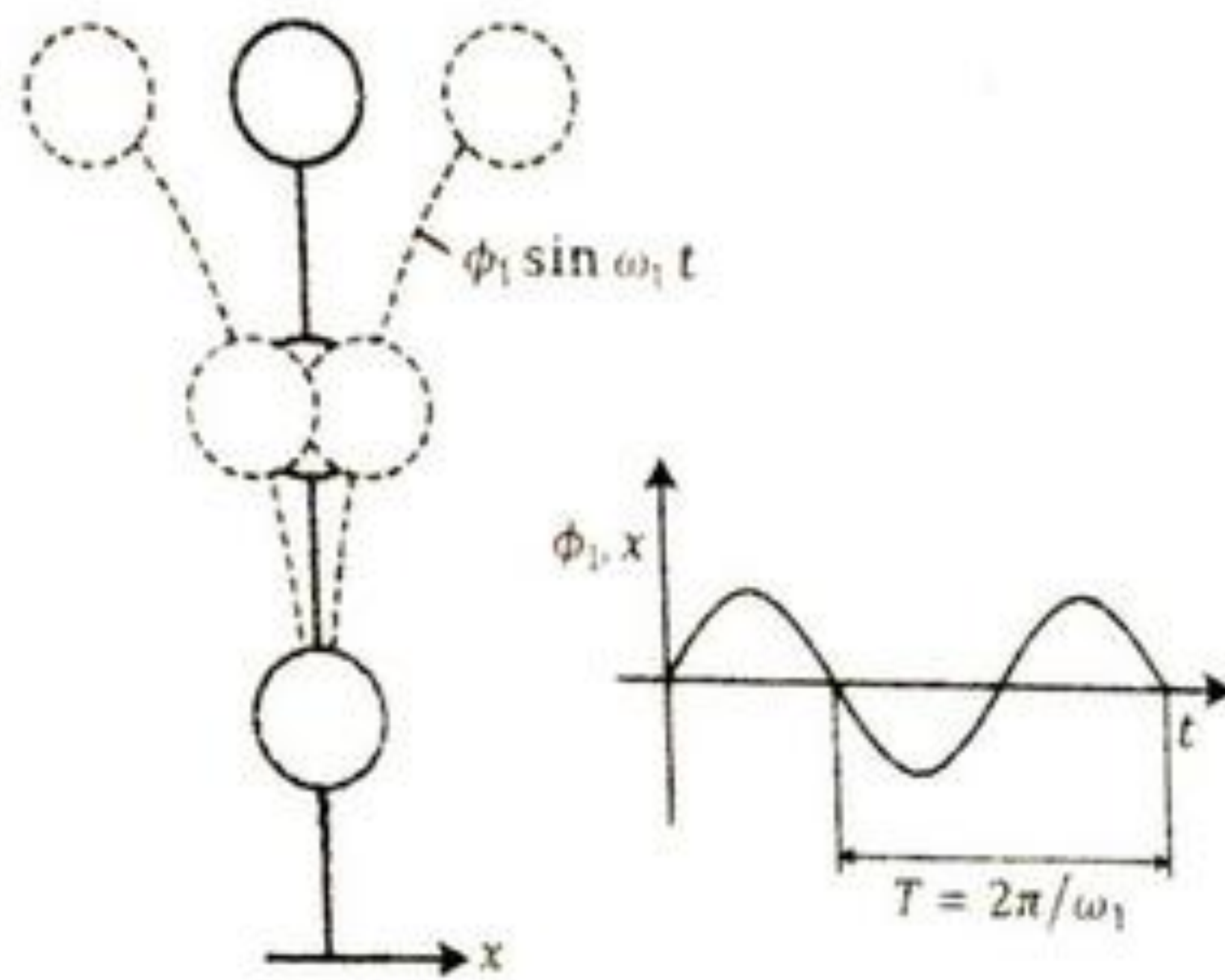


Figura 5.1 Forma modal.

Adicionalmente, los vectores son ortogonales, esto es: $\phi_i^T \phi_j = 0$, si $i \neq j$. En la figura 5.1 se muestra una de las formas típicas de vibración de una estructura y su periodo de vibración. Cualquier solución a la ecuación 5.1 puede expresarse como la combinación lineal de los vectores ϕ_n , que es justamente el enfoque que se utiliza en el análisis modal, esto es:

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i q_i(t) = \sum_{i=1}^N \mathbf{u}_i(t) \quad (5.3)$$

donde $q_i(t)$ son las nuevas incógnitas del problema, conocidas como las coordenadas modales.

Sustituyendo la ecuación 5.3 en la ecuación 5.1 y premultiplicando por ϕ_n^T , se obtiene:

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = -L_n \ddot{u}_g \quad (5.4)$$

Donde:

$$M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n,$$

$$C_n = \phi_n^T \mathbf{c} \phi_n,$$

$$K_n = \phi_n^T \mathbf{k} \phi_n$$

y:

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad L_n = \phi_n^T \mathbf{m} \boldsymbol{\ell} \quad (5.5)$$

Se puede demostrar que las formas modales son ortogonales con respecto a las matrices de masas, amortiguamiento y rigideces, esto es:

$$\phi_l^T \mathbf{m} \phi_n = 0 \quad l \neq n$$

$$\phi_l^T \mathbf{k} \phi_n = 0 \quad l \neq n$$

$$\phi_l^T \mathbf{c} \phi_n = 0 \quad l \neq n$$

La ortogonalidad de las formas modales con respecto a la matriz de amortiguamiento, sólo es válida si ésta es diagonal, o bien, puede estimarse como una combinación lineal de la matriz de masas y de rigideces (Bathe et al. 1976).

Dividiendo la ecuación 5.4 entre M_n , se obtiene:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g \quad (5.6)$$

donde ζ_n es la fracción del amortiguamiento crítico del modo n , y:

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}, \quad \omega_n = \sqrt{\frac{K_n}{M_n}}, \quad \zeta_n = \frac{C_n}{2\omega_n M_n}$$

La ecuación es la de un sistema de un grado de libertad con una aceleración en la base, excepto por el factor Γ_n . La ecuación estándar es:

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g \quad (5.7)$$

De modo que $q_n = \Gamma_n D_n$. La utilidad de usar esta representación es que quedan claros los parámetros que determinan la respuesta modal: ζ_n , ω_n , Γ_n . Usando esta definición, el desplazamiento modal en la ecuación 5.3, ésta puede escribirse como:

$$\mathbf{u}_n = \phi_n q_n = \phi_n \Gamma_n D_n = \frac{\Gamma_n}{\omega_n^2} \phi_n A_n \quad (5.8)$$

Donde:

$$A_n = \omega_n^2 D_n$$

Se conoce como la pseudoaceleración asociada al modo n .

La ecuación 5.7 se puede resolver numéricamente, de donde se puede obtener $q_n(t)$ que, al sustituirla en la ecuación 5.8, se obtienen los desplazamientos. Una vez obtenidos los desplazamientos, pueden calcularse los elementos mecánicos en los elementos, o cualquier otra respuesta, r , como el cortante basal o el momento de volteo. O bien, obtener la respuesta por modo r_n en función de los desplazamientos modales, $u_n = \phi_n q_n$, y superponerlas para obtener la respuesta de la estructura: $r = \sum_{n=1}^N r_n$. En un sistema lineal puede hacerse en forma indistinta. Esto no es así cuando se calculan respuestas máximas, como veremos más adelante. En ese caso deben calcularse las respuestas por modo y después hacer la superposición usando reglas de superposición modal.

Una característica importante de los edificios y las estructuras en general, es que sólo un número pequeño de formas modales contribuye significativamente a la respuesta en la ecuación 5.3, típicamente los de menor frecuencia, aunque en estructuras irregulares pueden "excitarse" modos de alta frecuencia. La dirección de la excitación también juega un papel determinante para establecer la participación de los modos en la respuesta. Por esta razón existen métodos para extraer los modos en orden ascendente de frecuencia (Golub & Van Loan, 1996; (Klaus-Jürgen Bathe, 1976), y otros, más recientes, que toman en cuenta la forma y dirección de la excitación para discriminar las formas modales que participen en la respuesta (Leger, Wilson & Clough, 1986). Esta característica reduce en forma notable el esfuerzo de cómputo para obtener una solución con una buena aproximación.

En edificios simétricos en planta, con rigideces y masas por nivel sensiblemente iguales, la respuesta de la estructura puede aproximarse con un solo modo, conocido como el modo fundamental de vibración de la estructura, en la dirección de análisis, siempre que la estructura tenga un número reducido de niveles. Esta idea la uti-

lizan extensamente los reglamentos de construcción, como veremos más adelante.

5.2.3. Respuesta máxima probable

La solución planteada hasta ahora es una respuesta en el tiempo, dado un acelerograma específico ($\ddot{u}_g$). Para efectos de diseño, sin embargo, lo que se necesita es la respuesta máxima, debida no sólo a una excitación en particular, sino a la de todas las excitaciones probables en el sitio donde se desplanta la estructura.

A la curva que muestra la respuesta máxima probable para una estructura de un grado de libertad en función del periodo, $T = 2\pi/\omega$, y para un amortiguamiento específico, se conoce como espectro de respuesta. La cantidad que suele utilizarse por los códigos para describir la respuesta máxima de la estructura, es la pseudoaceleración normalizada con respecto a la aceleración de la gravedad. En los desarrollos de más adelante se aprecia que esta selección es muy conveniente.

Las NTC-DS definen espectros de diseño elásticos para distintos sitios en la Ciudad de México; la forma de dichos espectros es:

$$\begin{aligned} a &= a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & T < T_a \\ a &= \beta c & T_a \leq T \leq T_b \\ a &= \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 \beta c p & T > T_b \end{aligned}$$

Donde a es A/g :

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2$$

y $\beta \leq 1$ es un factor de reducción que considera el amortiguamiento suplementario por efectos de interacción suelo-estructura, o del uso de disipadores de tipo viscoso. Los valores de a_0 , c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b , así como el periodo dominante del suelo T_s , para

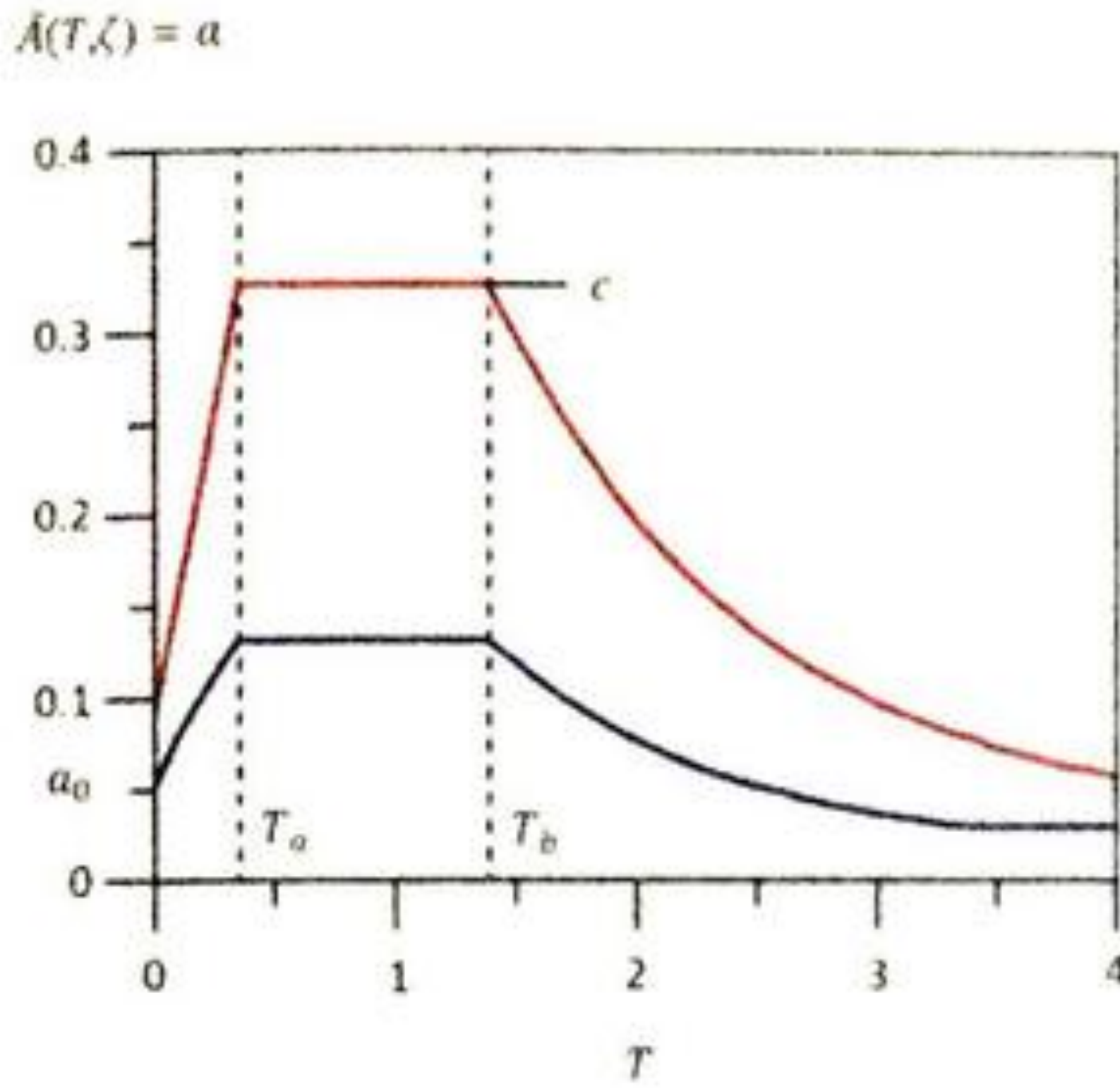


Figura 5.2 Espectro elástico de pseudoaceleraciones divididas entre la aceleración de la gravedad: $\hat{A} = A/g = a$, y espectro reducido.

la Ciudad de México, se toman del sistema informático SASID (www.sasid.df.gob), siempre que estudios geotécnicos no indiquen anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante. El valor de a_0 corresponde a la aceleración del terreno o valor del espectro cuando $T = 0$; c es el coeficiente sísmico u ordenada espectral que corresponde a la meseta del espectro entre los periodos característicos T_a y T_b , y k es el cociente entre el desplazamiento máximo del suelo y de la estructura.

En la figura 5.2 se muestra un espectro elástico típico para la zona de lomas de la Ciudad de México, con $c = 0.326$, $a_0 = 0.119$, $T_a = 0.35$, $T_b = 1.383$ y $k = 1.5$, sin considerar amortiguamiento adicional: $\beta = 1.0$.

También se muestra el espectro inelástico, de diseño (azul), del que hablaremos más adelante. Con dicho espectro es posible obtener la respuesta modal máxima, $r_n(T_n, \zeta_n)$ que se desee.

La respuesta de la estructura en estudio ya no puede calcularse como la combinación lineal de las respuestas modales como en la ecuación 5.3, dado que las respuestas modales máximas no ocurren simultáneamente. Usando la teoría de vibraciones aleatorias se han obtenido distintas reglas para la suma de las respuestas modales

máximas. Entre ellas, la más conocida se debe a Rosenblueth (1951):

$$r = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_n^2} \quad (5.9)$$

Esta regla de superposición es apropiada siempre que los periodos de los modos no difieran en más de 10% entre sí, de lo contrario es necesario utilizar una regla de superposición más general que tome en cuenta el acoplamiento de los modos. La más conocida de dichas reglas es la denominada suma cuadrática completa (CQC, por sus siglas en inglés) (Der Kiureghian, 1981). Como habíamos adelantado, es necesario calcular la respuesta requerida, digamos los elementos mecánicos, por modo, y éstos superponerlos con la ecuación 5.9.

5.2.4. Pesos efectivos

Por ejemplo, las fuerzas elásticas en los pisos por modo son:

$$\mathbf{F}_n = \mathbf{k} \mathbf{u}_n = \mathbf{k} \phi_n \frac{\Gamma_n}{\omega_n^2} A_n(T_n, \zeta_n)$$

Usando la ecuación 5.2:

$$\mathbf{F}_n = \phi_n \mathbf{m} \Gamma_n A_n(T_n, \zeta_n) \quad (5.10)$$

Donde A_n se toma directamente del espectro de diseño. Para obtener el cortante basal es necesario sumar las fuerzas en los pisos en la dirección de análisis; esto equivale a:

$$\begin{aligned} V_{bn} &= \mathbf{F}_n^T \boldsymbol{\ell} = \frac{L_n^2}{M_n} A_n = M_n^* A_n \\ &= W_n \frac{A_n}{g} \end{aligned} \quad (5.11)$$

con $W_n = M_n^* g$. El cortante basal de la estructura es entonces:

$$V_b = \sqrt{\sum_{n=1}^N (V_{bn})^2}$$

Si, como hemos visto, para cada modo tenemos un sistema de un grado de libertad, W_n sería el peso de dicho sistema para el modo n . En las NTC-DS, W_n es el peso efectivo del modo n , con la propiedad:

$$W = \sum_{i=1}^N W_n$$

Esto es, la suma de los pesos modales debe ser el peso total y, por lo tanto, W_n/W es una medida de la participación del modo en la respuesta total. En las NTC-DS, cuando se hace un análisis dinámico formal, se especifica que deben incluirse los modos que sean necesarios para asegurar que la suma de los pesos efectivos sea al menos 90% del peso total de la estructura (NTC-DS, 2017, sección. 6.1).

5.2.5. El método estático de las NTC-DS

Motivados por la solución modal, se puede proponer que, en el caso más simple:

$$\mathbf{u}(t) = \psi z(t)$$

Donde ψ es un vector de forma, independiente del tiempo, y $z(t)$ una coordenada escalar que puede interpretarse como el desplazamiento de azotea, si $\psi_N = 1$. Ahora N es el número de niveles y coincide con el número de grados de libertad. Con esta aproximación se ha reducido el sistema de N grados de libertad a uno con un solo grado de libertad, z . El desplazamiento del nivel j es $u_j = \psi_j z(t)$. La ecuación de movimiento sin considerar amortiguamiento es entonces:

$$M\ddot{z} + Kz = -L\ddot{u}_g \quad (5.12)$$

Donde:

$$M = \psi^T \mathbf{m} \psi, \quad K = \psi^T \mathbf{k} \psi, \quad L = \psi^T M \ell$$

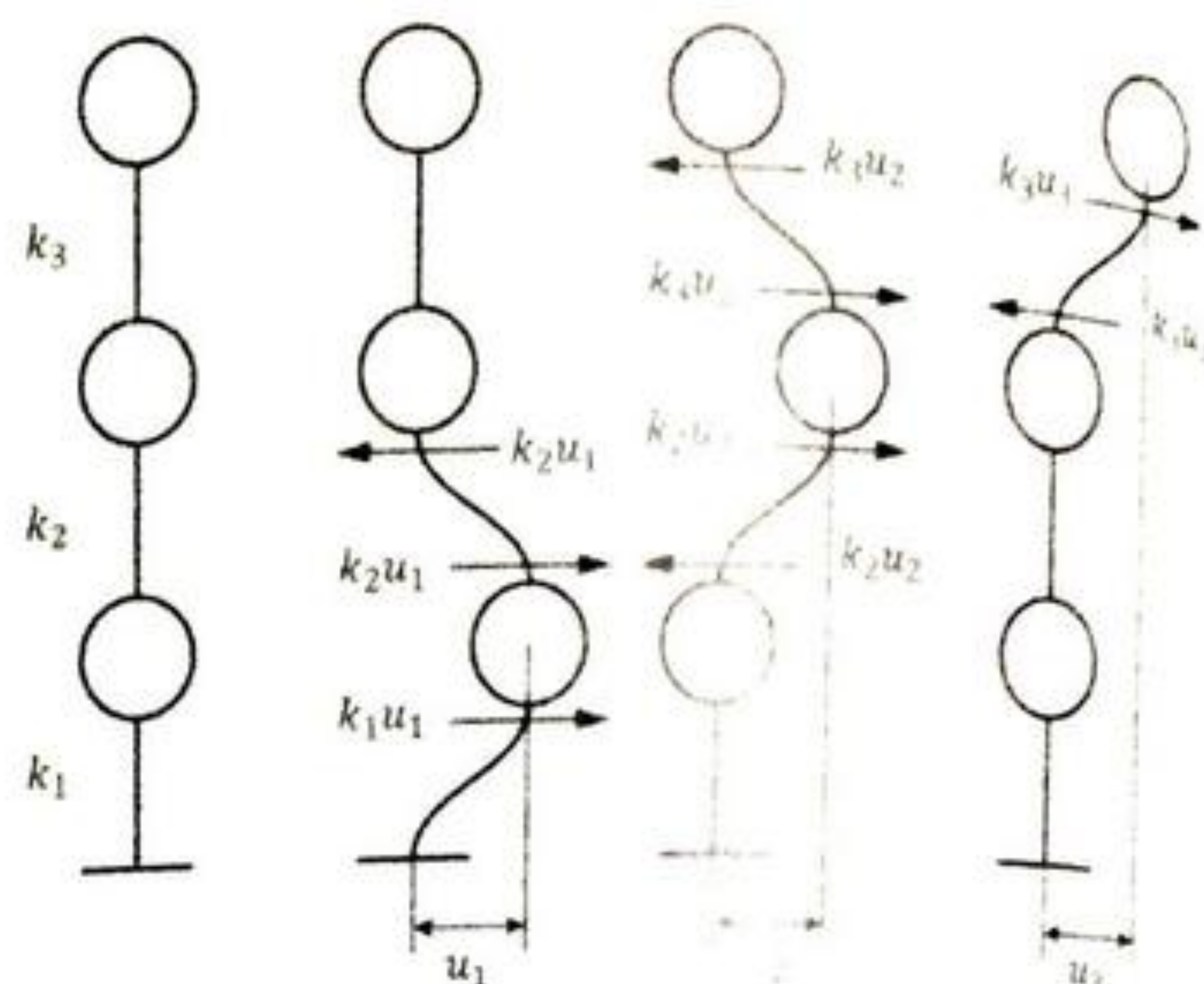


Figura 5.3 Fuerzas que se generan al imponer un desplazamiento lateral en cada grado de libertad.

Si nuestro modelo de masa-resorte lo suponemos de cortante en la dirección de análisis, los grados de libertad son sólo los desplazamientos laterales y la matriz de rigideces es tridiagonal.

En la figura 5.3 se muestran las fuerzas que se generan en la estructura al imponer un desplazamiento lateral en cada grado de libertad en forma independiente. Sumando dichas fuerzas en cada grado de libertad, debidas a los distintos desplazamientos, y generalizando a N niveles, la matriz de rigideces queda como:

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & & & \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & & \\ & -k_3 & k_3 + k_4 & \cdots & \\ & & \vdots & \ddots & -k_N \\ & & & -k_N & k_N \end{bmatrix}$$

Donde k_i es la rigidez del entrepiso i ; la matriz de masas concentradas es diagonal:

$$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} m_1 & & \\ & \ddots & \\ & & m_N \end{bmatrix}$$

En ese caso:

$$M = \psi^T \mathbf{m} \psi = \sum_{j=1}^N m_j \psi_j^2$$

$$K = \sum_{j=1}^N k_j (\psi_j - \psi_{j-1})^2, \quad L = \sum_{j=1}^N m_j \psi_j$$

con $\psi_0 = 0$. Resolviendo el problema homogéneo de la ecuación 5.12 haciendo $z = \sin \omega t$, la frecuencia natural de vibración es entonces:

$$\omega^2 = \frac{K}{M} = \frac{\sum_{j=1}^N k_j (\psi_j - \psi_{j-1})^2}{\sum_{j=1}^N m_j \psi_j^2} \quad (5.13)$$

El cortante de entrepiso de $V_j = k_j(u_j - u_{j-1})$, esto es: $V_j = k_j z (\psi_j - \psi_{j-1})$, de modo que multiplicando y dividiendo la ecuación 5.13 por z^2 , se tiene que:

$$\omega^2 = \frac{\sum_{j=1}^N V_j (u_j - u_{j-1})}{\sum_{j=1}^N m_j u_j^2}$$

Expresando el cortante como la suma de fuerzas hasta el nivel j , puede escribirse:

$$\omega^2 = \frac{\sum_{j=1}^N (\sum_{i=N}^j F_i) (u_j - u_{j-1})}{\sum_{j=1}^N m_j u_j^2}$$

Si se expande la sumatoria interior, es fácil llegar a la conclusión de que:

$$\omega^2 = \frac{\sum_{j=1}^N F_j u_j}{\sum_{j=1}^N m_j u_j^2}$$

y considerando que $m_j = w_j/g$, donde g es la aceleración de la gravedad, y $T = 2\pi/\omega$ el periodo de la estructura, se obtiene que:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N w_j u_j^2}{g \sum_{j=1}^N F_j u_j}}$$

Que es la fórmula utilizada por las NTC-DS para aproximar el periodo de la estructura. Esta apro-

ximación da muy buenos resultados si puede suponerse que la respuesta de la estructura ante un sismo está controlada por el modo fundamental, como suele ser el caso de las estructuras de mampostería.

A primera vista, la fórmula parece contradictoria porque tanto las fuerzas como los desplazamientos dependen de la ordenada espectral, que depende del periodo; sin embargo, ambas cantidades pueden expresarse como $F_i = \tilde{c}(T) \bar{F}_i$ y $u_i = \tilde{c}(T) \bar{u}_i$ donde $\tilde{c}(T)$ es un valor constante que depende de la ordenada espectral; consecuentemente, esta dependencia se anula. Esto es, la fórmula puede calcularse suponiendo la ordenada espectral $a = 1$ para el cálculo de F_i y u_i sin que esto afecte el resultado.

El vector ψ puede asumir varias formas; por ejemplo, puede suponerse linealmente creciente con la altura, esto es, $\psi_j = h_j/h_N$, donde h_j es la altura del nivel j desde la base y h_N la altura de azotea. Con este vector y la ecuación 5.13 puede también aproximarse el periodo de la estructura, calculando las rigideces de entrepiso.

El desplazamiento de azotea se puede calcular con la expresión 5.8, que, con $\varphi_n = \psi$ y la definición de ψ anterior esulta en:

$$z = \frac{\Gamma}{\omega^2} \psi_N A = \frac{h_N \sum_{i=1}^N m_i h_i}{\omega^2 \sum_{i=1}^N m_i h_i^2} A$$

Con z se pueden calcular los desplazamientos por nivel: $u_j = z \psi_j$ y los cortantes de entrepiso, $V_j = k_j(u_j - u_{j-1})$ con $u_0 = 0$, y finalmente las fuerzas: $F_j = (V_j - V_{j+1})$ con $V_{n+1} = 0$. Es fácil verificar que las fuerzas así calculadas, son iguales a las que se obtendrían con $\mathbf{F} = \mathbf{k}\mathbf{u}$.

Alternativamente pueden calcularse directamente las fuerzas usando la ecuación 5.10, que, multiplicando y dividiendo por L , puede reescribirse en este contexto como:

$$\mathbf{F} = \mathbf{m} \psi \Gamma A(T, \zeta) = \frac{m \psi L^2}{L M} A$$

De la ecuación 5.11 podemos ver que $M^* = L^2/M$ y $W = M^* g$ son la masa y el peso modal, que en este

caso pueden tomarse como la masa y peso total de la estructura. Sustituyendo nuestra definición de ψ en la ecuación anterior, así como en el valor L y particularizando para un nivel específico i , tenemos la expresión que proponen las NTC-DS para calcular las fuerzas:

$$F_i = \frac{m_i h_i}{\sum_{j=1}^N m_j h_j} V_b \quad (5.14)$$

Donde el cortante basal, V_b , es, de acuerdo con la ecuación 5.11:

$$V_b = \mathbf{F}^T \mathbf{e} = W \tilde{A}(T, \zeta)$$

Donde $\tilde{A} = A/g$.

El momento de volteo es interesante:

$$M_b = \sum_{i=1}^N F_i h_i = \frac{\sum_{i=1}^N m_i h_i^2}{\sum_{i=1}^N m_i h_i} V_b = h^* V_b$$

Donde h^* es una altura característica de la estructura. Si se suponen las alturas de entrepiso y las masas de cada nivel iguales, se obtiene que:

$$h^* = \frac{2n+1}{3n} H \quad (5.15)$$

Donde H es la altura total. También debe entenderse que h^* es la altura del sistema equivalente de un grado de libertad que se obtuvo.

5.2.6. Respuesta inelástica

Las fuerzas y el cortante basal, calculados en la sección anterior, son respuestas elásticas aproximadas del sistema. Estas fuerzas son adecuadas si se asume que la estructura no sufre daño alguno. Sin embargo, las fuerzas máximas que puede tomar la estructura, están limitadas por su resistencia. Con un modelo elastoplástico del comportamiento de la estructura, es posible relacionar las fuerzas y desplazamientos de un análisis elástico con los que se obtendrían en el rango

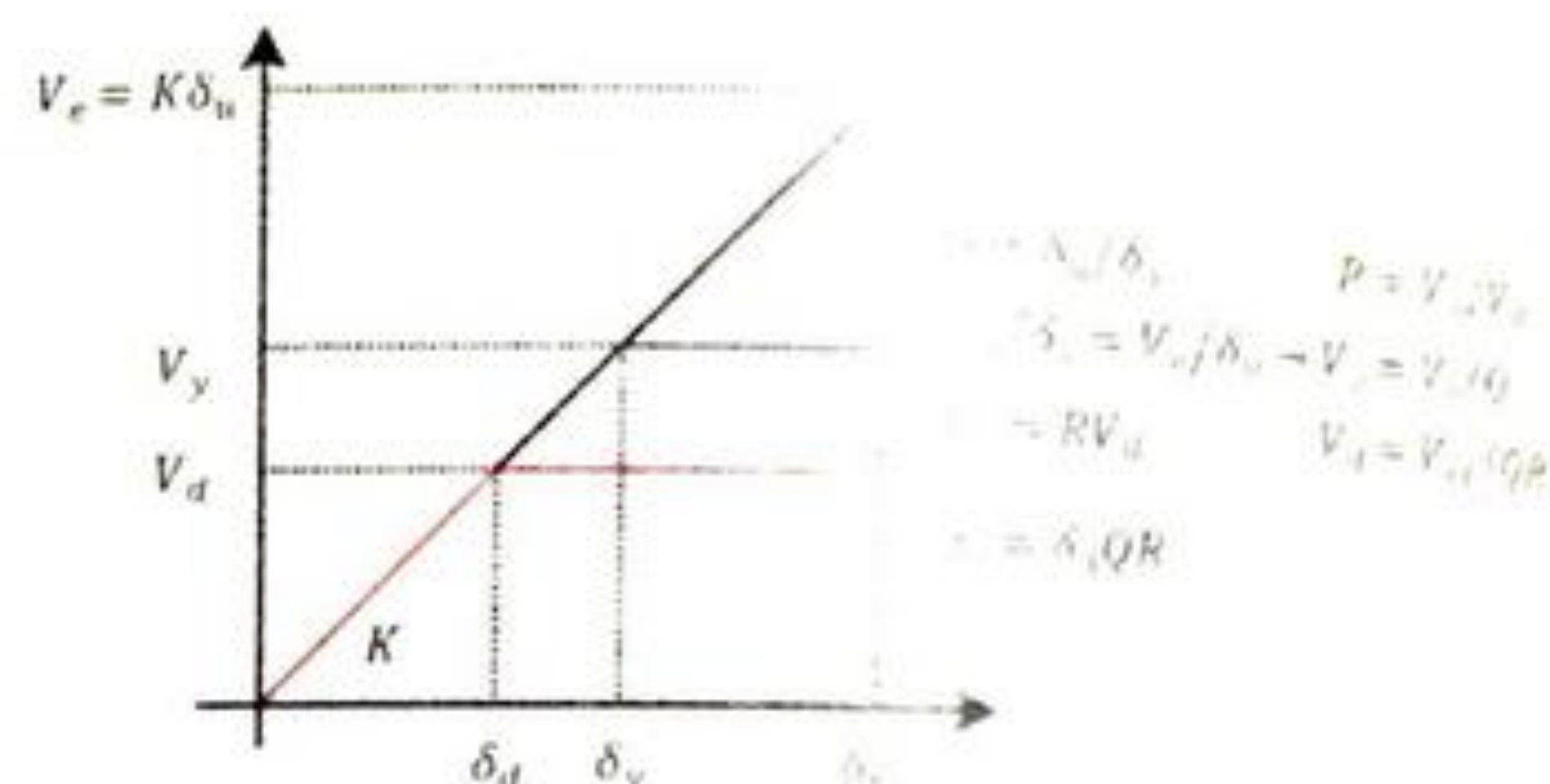


Figura 5.4 Relación entre fuerzas y desplazamientos elásticos e inelásticos. V_d resistencia de diseño estimada, V_y resistencia de fluencia real, V_e resistencia elástica.

inelástico (figura 5.4). Llamemos V_y a la fuerza cortante resistente de la estructura y V_d , a la resistencia de diseño que, en general, es menor que V_y . El factor de sobrerresistencia se define como $R = V_y/V_d$. Los desplazamientos correspondientes son δ_y y δ . El desplazamiento máximo, se fija dependiendo del tipo de estructura. En las NTC se acepta utilizar desplazamientos que garanticen que la estructura no se colapsará. La capacidad de distorsión de la estructura, su ductilidad, está dada por el cociente $Q = \delta_u/\delta_y$, V_e es la demanda de resistencia que se obtendría si la estructura se conservara elástica. Con estas definiciones, lo que se desea obtener es el cortante basal de diseño: V_d , habiendo obtenido V_e de un análisis elástico. Usando triángulos semejantes, se obtiene que $V_d = V_e/(QR)$. Los desplazamientos elásticos obtenidos con estas fuerzas reducidas, δ_d , pueden relacionarse ahora con los desplazamientos inelásticos haciendo $\delta_u = \delta_d QR$.

Las NTC utilizan un espectro reducido por $Q'R$ y los desplazamientos inelásticos se obtienen multiplicando los desplazamientos elásticos por QR , donde Q' es el factor de reducción por comportamiento sísmico.

El valor admisible del factor de comportamiento sísmico, Q , depende principalmente del tipo de estructuración y materiales utilizados (NTC-DS, 2017, capítulo 4).

Las NTC-DS reconocen que los daños en las estructuras de mampostería se concentran en el primer nivel. Esto significa que la ductilidad global de la estructura no es una medida apropiada

de la ductilidad demandada en los muros de primer nivel. Esto se verá con más detalle en el capítulo de diseño.

El factor $1 \leq Q' \leq Q$, es el factor de reducción por comportamiento sísmico que corresponde a la capacidad de distorsión de la estructura, pero tomando en cuenta la demanda de ductilidad en función del periodo de la misma. Por ejemplo, para estructuras rígidas con $T \leq T_a$, se sabe que la demanda de ductilidad se incrementa a medida que el periodo es más corto (Riddel *et al.* 1989). En consecuencia, debe considerarse una capacidad de distorsión menor, Q' , para compensar. La definición de Q' en las NTC-DS es (no se muestra el caso $T > T_b$):

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}} & T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} & T \leq T_b \end{cases}$$

La sobrerresistencia R de la estructura, de acuerdo con las NTC-DS, debe calcularse como:

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

Donde R_0 es un factor básico de sobrerresistencia que se tomará igual a 2.0 para estructuras de mampostería, k_1 un factor de corrección por hiperestaticidad que podría tomarse igual a 1.0 para estructuras de mampostería, y finalmente k_2 un término de incremento para estructuras pequeñas y rígidas que se calcula en función del periodo de la estructura como:

$$k_2 = 0.5 \left[1 - \left(\frac{T}{T_a} \right)^{\frac{1}{2}} \right] > 0$$

5.2.7. Condiciones de regularidad

Para tratar de compensar la incertidumbre en el comportamiento de la estructura cuando ésta es

irregular, se incrementan las fuerzas de diseño en forma indirecta, reduciendo el valor de Q' multiplicándolo por 0.8 en caso de que la estructura sea irregular o por 0.7 cuando sea muy irregular, pero en ningún caso Q' se tomará menor que 1.0.

Las condiciones de regularidad tratan de garantizar que, con los métodos de análisis permitidos por las normas, sea posible predecir el comportamiento de la estructura ante la acción de un sismo. Por ejemplo, para que la estructura sea regular, es necesario que tenga un diafragma rígido en cada nivel capaz acoplar el movimiento de los elementos verticales resistentes. Sin este elemento básico, el comportamiento de la estructura es muy complejo; podría esperarse que gran número de modos participen en la respuesta dinámica de la estructura. En consecuencia, las hipótesis, que se presentaron para el análisis con el método estático, no son válidas, y las ideas que veremos más adelante para hacer un análisis por torsión, pierden todo sentido.

Las condiciones de regularidad establecen, en general, requisitos de tipo geométrico, como las relaciones de aspecto en planta y elevación, variaciones de área en niveles consecutivos, y las propiedades dinámicas de la estructura, rigideces y masas por nivel, etc.; por falta de espacio no se transcriben aquí. En total, son 13 criterios de regularidad que deben cumplirse simultáneamente para que una reestructura pueda considerarse como regular (NTC-DS, 2017, sección 5.1).

Entre las condiciones para considerar a una estructura como muy irregular, están aquellas que pudieran propiciar el fenómeno de piso blando (NTC-DS, 2017, sección 5.1).

En la figura 5.2 se muestra la reducción del espectro elástico (rojo) al inelástico (azul), suponiendo un valor de $Q = 1.5$.

5.3. Repartición de la fuerza sísmica en los elementos resistentes

La función del análisis estructural es precisamente determinar las fuerzas a que estarán so-

metidos los elementos resistentes ante una acción sísmica. Para tal efecto, pueden utilizarse hipótesis simplificadoras que permiten hacer una distribución de la fuerza sísmica entre los elementos resistentes en forma sencilla, utilizando una hoja de cálculo electrónica o, incluso, haciendo los cálculos manualmente.

5.3.1. Cortante directo

Si se admite que la estructura cuenta con un diafragma rígido, es simétrica en cuanto a masas y elementos resistentes y es de cortante, esto, es que los elementos resistentes verticales tienen restringido el giro de sus extremos, la fuerza lateral que toma cada elemento resistente es proporcional a su rigidez lateral relativa. La situación se presenta en la figura 5.5. Dado que el diafragma es rígido, todos los elementos se desplazan la misma cantidad. En esas condiciones, la fuerza cortante total en el entrepiso puede expresarse como:

$$V = \sum_j k_j u = \frac{V_i}{k_i} \sum_j k_j$$

Donde se sustituyó $u = V_i/k_i$, y V_i es el cortante que toma el i -ésimo elemento resistente; por lo tanto:

$$V_i = \frac{k_i}{\sum_j k_j} V$$

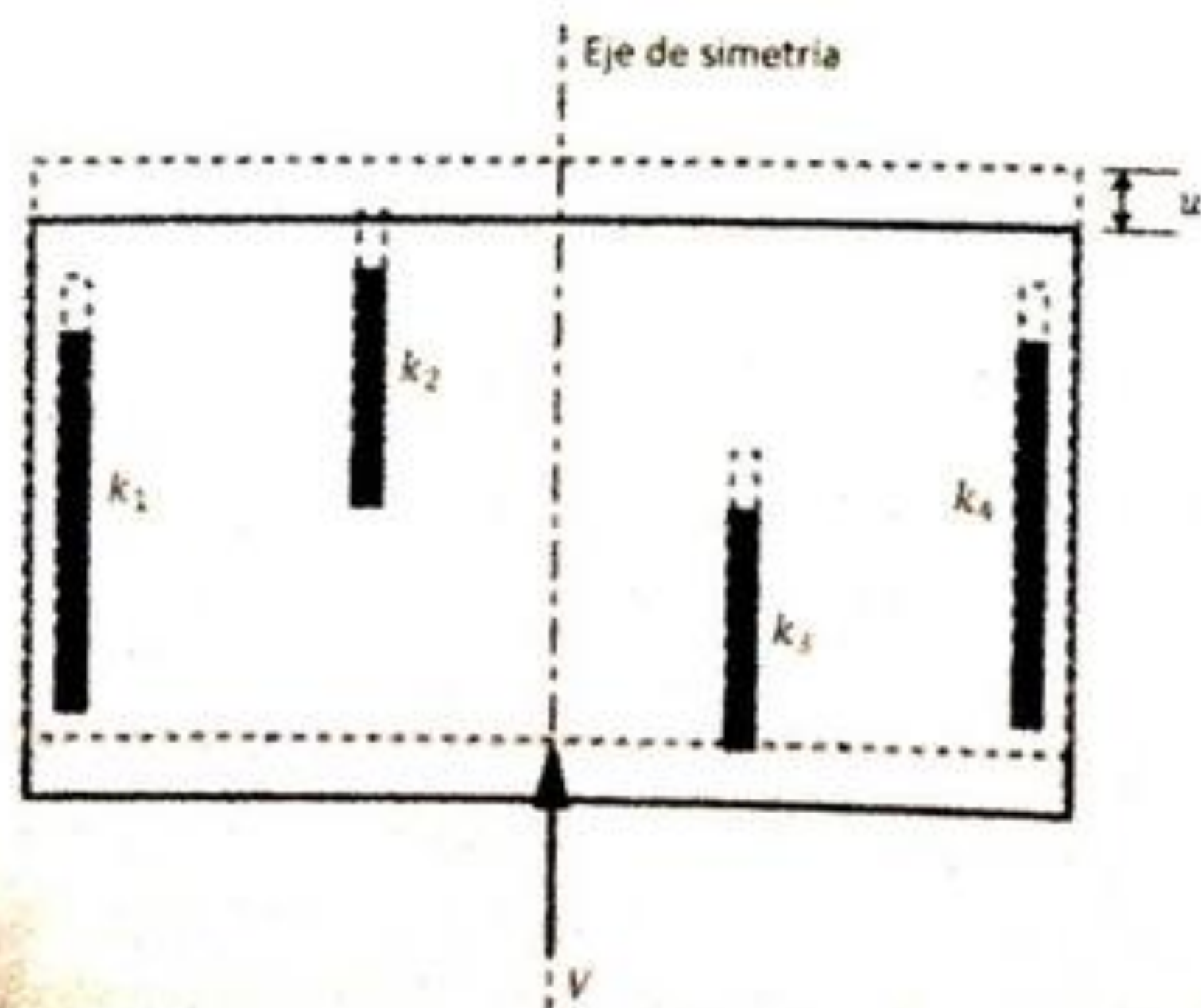


Figura 5.5 Cortante directo.

La fuerza cortante que toma cada muro o elemento resistente es proporcional a su rigidez relativa. Aunque el caso es hipotético, permite tener una clara idea de la forma como se distribuye la fuerza cortante en los elementos resistentes. A este cortante en los elementos se le denomina el cortante directo. En el siguiente inciso se estudia el cortante adicional por torsión.

5.3.2. Análisis por torsión

Se considera que las fuerzas sísmicas actúan en el centro de masas de cada uno de sus pisos, y que el centro de torsión es el punto teórico, en cada planta, donde es posible aplicar una fuerza lateral sin producir rotaciones. Si el centro de masas no coincide con el de torsión, se producen momentos de torsión que se traducen en fuerzas cortantes adicionales en los elementos resistentes. A la distancia paralela a los ejes de referencia entre el centro de masas y de torsión, se le conoce como excentricidad estática, e_s . Como veremos más adelante, si el análisis se hace en el entrepiso, se puede calcular una excentricidad estática de entrepiso (inciso 5.3.2.3). La excentricidad estática depende de la distribución de las cargas en cada nivel y de las rigideces laterales de los elementos resistentes. Para tomar en cuenta las posibles variaciones de dicha distribución de cargas, de las propiedades geométricas de los elementos y de las propiedades mecánicas de los materiales, se utiliza un factor de amplificación de la excentricidad estática.

Existen, adicionalmente, otros factores no considerados explícitamente (Rosenblueth, 1951). Se pueden generar torsiones adicionales inducidas por la componente rotacional del terreno y por la diferencia en la llegada de las ondas sísmicas a los apoyos de las estructuras, entre otras causas.

Por estas consideraciones, aun las estructuras nominalmente simétricas pueden ser afectadas por torsión (Pekau & Guimond, 1988; De la Llera & Chopra, 1994; Escobar & Ayala, 1998). En la actualidad, resulta prácticamente imposible esti-

mar con precisión esta torsión denominada accidental. La manera usual de considerarla en el diseño sísmico de estructuras es incluyendo un momento de torsión adicional, que se obtiene de suponer que la fuerza cortante que actúa en cada nivel se desplaza de su posición original. A este desplazamiento de la fuerza cortante se le denomina excentricidad accidental y se expresa como un porcentaje de la dimensión máxima perpendicular a la dirección de análisis, y se aplica en el sentido que resulte más desfavorable.

Las NTC-DS establecen que la excentricidad de diseño será:

$$e_d = \begin{cases} 1.5e_s + \alpha B \\ e_s - \alpha B \end{cases} \quad (5.16)$$

La que genere los mayores efectos en el elemento resistente particular, donde:

$$\alpha = 0.05 + \frac{(i-1)}{n-1} 0.05$$

y B es la dimensión máxima en planta del nivel considerado, perpendicular a la dirección de análisis.

Cuando se considera el efecto simultáneo de la acción del sismo en el sentido perpendicular, no es necesario sumar el efecto de la excentricidad accidental del análisis en ambas direcciones, sólo se requiere considerar el efecto de la excentricidad accidental en el sentido del análisis que resulte más desfavorable (NTC-DS, 2017, sección 2.2).

El momento que se produce es entonces:

$$M_T = F \cdot e_d$$

Donde F es la fuerza sísmica en la dirección de análisis, y e_d la excentricidad de diseño medida en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

5.3.2.1. Rigidez a torsión

La rigidez a torsión de un entrepiso puede calcularse suponiendo un diafragma rígido que gira

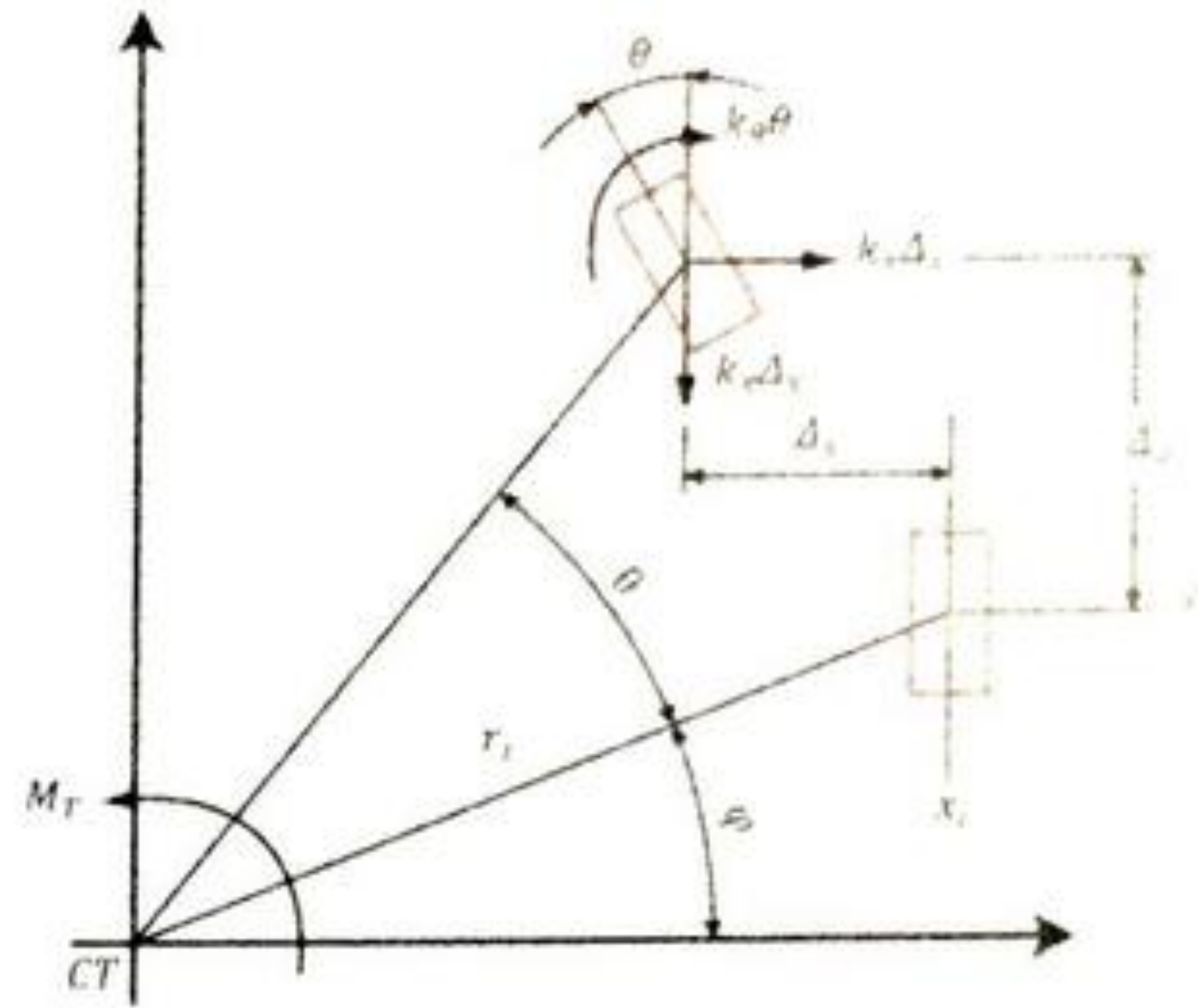


Figura 5.6 Rigidez torsional de entrepiso. Se muestra un elemento resistente antes y después de que la planta sufra un giro de magnitud θ .

cierta cantidad θ ; en la figura 5.6 se muestra, en planta, la sección de un elemento resistente antes y después de la deformación. Suponiendo desplazamientos pequeños, se pueden tomar momentos usando las posiciones de los elementos resistentes antes de la deformación:

$$M_T - \sum (k_{xi} \Delta_{xi} y_i + k_{yi} \Delta_{yi} x_i + k_{\theta} \theta) = 0$$

Donde la sumatoria es sobre todos los elementos resistentes del entrepiso, y donde:

$$\Delta_x = r \cos(\varphi) - r \cos(\varphi + \theta)$$

$$\Delta_y = r \sin(\varphi + \theta) - r \sin(\varphi)$$

$$x = r \cos \varphi \quad y = r \sin \varphi$$

$$M_T = K_{\theta} \theta$$

Usando las identidades trigonométricas de la suma del ángulo, suponiendo que $\cos \theta \approx 1$ y $\sin \theta \approx \theta$, se puede concluir que:

$$K_{\theta} = \sum_{i=1}^{N_m} (k_x y^2 + k_y x^2 + k_{\theta})_i$$

Donde la rigidez a torsión de los elementos $k_{\theta i}$, suele ignorarse cuando se trata de muros de

mampostería, al igual que la rigidez lateral perpendicular al plano del muro. Haciendo estas consideraciones, los términos que incluyen a k_x dentro de la sumatoria, se deben a los muros paralelos a dicha dirección y correspondientemente en la dirección Y ; esto es:

$$K_{\theta} = \sum_{i=1}^{N_{mx}} k_{xi} y_i^2 + \sum_{i=1}^{N_{my}} k_{yi} x_i^2$$

5.3.2.2. Cortante por torsión

El cortante total en los muros está dado por la siguiente expresión:

$$V = V_d + V_t + 0.3V_{tp}$$

V_d es el cortante directo, que se discutió en el inciso 5.3.1, V_t el cortante por torsión cuando el muro está en la dirección de análisis, y V_{tp} el cortante por torsión por sismo en el sentido perpendicular a la dirección del muro.

Será necesario más adelante diferenciar los efectos debidos a la excentricidad estática de los de la excentricidad accidental, para evitar incluir los efectos de la excentricidad accidental en ambas direcciones de la acción del sismo y, en cambio, considerar sólo el efecto más desfavorable.

CORTANTE POR TORSIÓN EN MUROS PARALELOS A LA DIRECCIÓN DE ANÁLISIS

El cortante por torsión que toma cada muro es proporcional al giro del entrepiso; suponiendo un muro paralelo a Y , se tiene que:

$$V_t = k_y \theta |x| = \frac{k_y |x|}{K_{\theta}} M_T = \frac{k_y |x|}{K_{\theta}} F_y |e_{dx}|$$

donde V_t es el cortante por torsión en el muro, $|x|$ la distancia del muro al centro de torsión, y $\theta|x|$ el desplazamiento lateral del muro debido al giro (figura 5.7). Este desplazamiento lateral multiplicado por la rigidez lateral, es la fuerza cor-

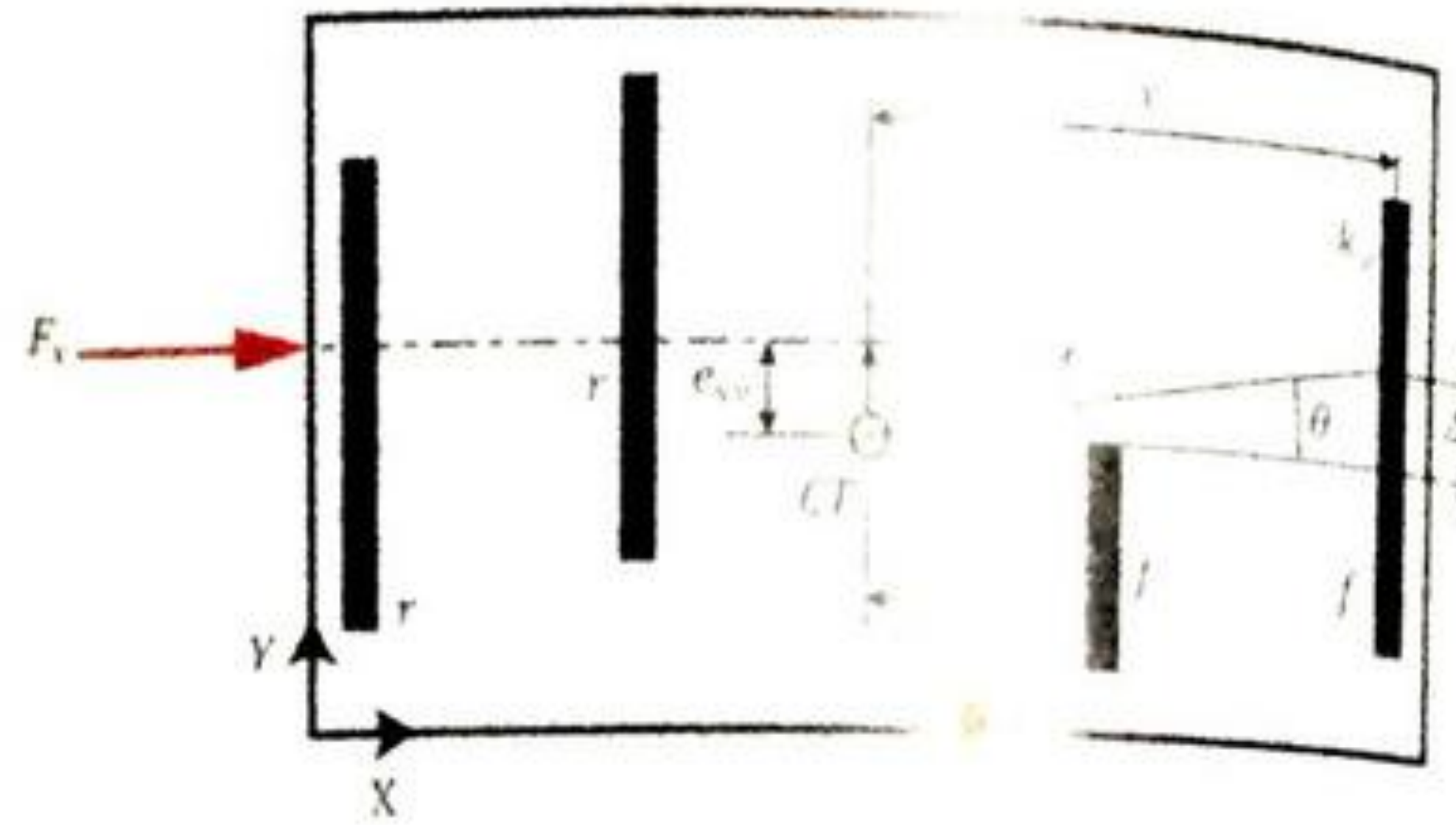


Figura 5.7 Clasificación de muros para determinar la excentricidad de diseño más desfavorable.

tante resistida por el muro. Del lado derecho de la ecuación se sustituyó $\theta = M_T / K_{\theta}$, y finalmente $M_T = F_y e_{dy}$ donde F es la fuerza sísmica en el piso en dirección Y , y e_{dy} la excentricidad de diseño medida en la dirección X , perpendicular a la dirección de análisis.

El problema ahora es determinar cuál es la excentricidad que resulta más desfavorable para un muro en particular. Afortunadamente sólo existen dos casos cuando el muro está en la dirección de análisis.

CLASIFICACIÓN DE MUROS

En la figura 5.7 se muestra la planta de un edificio sólo con los muros paralelos a la dirección de análisis Y , clasificados como flexibles, indicados con una 'f' y como rígidos, marcados con una 'r'. Un muro es flexible si está del mismo lado que el centro de masas con respecto al centro de torsión. Esto es, si:

$$\text{sign } x = \text{sign } (x_{CM} - x_{CT})$$

Donde $\text{sign}(x) = 1$ si $x \geq 0$ y es -1 si $x < 0$; x es la posición del muro con respecto al centro de torsión, y x_{CM} y x_{CT} son las abscisas del centro de masas y torsión, respectivamente, referidas a un sistema coordenado cualquiera, siempre que x sea la dirección horizontal.

Se puede observar que para los muros flexibles, el momento torsional produce cortantes en

la misma dirección que el cortante directo, esto es, el cortante por torsión se suma al cortante directo. Para los muros rígidos, en cambio, el momento torsional produce cortantes adicionales en sentido opuesto a los cortantes directos, esto es, se restan al cortante directo. Esta observación es válida sin importar el sentido de la fuerza sísmica. Es claro que para los muros flexibles, la excentricidad más desfavorable es la que tiene el mayor valor absoluto, esto es, para muros flexibles:

$$e_{dx} = 1.5|e_{sx}| + \alpha B_x$$

Para los muros rígidos es necesario distinguir dos casos: 1) si $e_{sx} > \alpha B_x$, quiere decir que, aunque restemos la excentricidad accidental a la estática, quedará un cierto valor de excentricidad con la que se produciría un momento torsional que tendería a reducir el cortante directo. En ningún caso un muro debe diseñarse para una fuerza menor al cortante directo, por lo que, en este caso, la excentricidad de diseño es: $e_{dx} = 0$, para evitar reducir el cortante directo; y 2) si $e_{sx} \leq \alpha B_x$; en este caso, al restar la excentricidad accidental a la estática, resulta en una excentricidad negativa, esto es equivalente a pasar el centro de masas al lado izquierdo del centro de torsión, por lo que ahora el momento resultante generaría una fuerza cortante adicional a los muros rígidos. En este caso, la excentricidad de diseño más desfavorable es $e_{dx} = \alpha B_x - e_{sx}$. Se ha cambiado el signo para obtener una excentricidad positiva, aunque es irrelevante, dado que se usa el valor absoluto de la excentricidad de diseño en las expresiones para calcular el cortante por torsión. En resumen, las excentricidades de diseño para muros paralelos a la dirección Y de análisis son:

Muros	Excentricidad de diseño (e_{dx})
Flexibles	$1.5 e_{sx} + \alpha B_x$
Rígidos	$\begin{cases} 0 & e_{sx} > \alpha B_x \\ \alpha B_x - e_{sx} & e_{sx} \leq \alpha B_x \end{cases}$

En forma similar se puede analizar el cortante por torsión en muros paralelos a X cuando la dirección de análisis es X .

CORTANTE POR TORSIÓN DEBIDO A SISMO EN EL SENTIDO PERPENDICULAR A LA DIRECCIÓN DEL MURO

De acuerdo con las NTC-DS, debe considerarse en forma simultánea 30% de los efectos de sismo en la dirección perpendicular. Supongamos un muro paralelo a Y y la dirección de análisis en dirección X . Evidentemente, en este caso no hay cortante directo en los muros paralelos a Y . Para algunos muros, el cortante por torsión puede ir en un sentido o en otro; en algunos casos se sumará al cortante debido a la acción sísmica en la dirección Y . Sin embargo, si el sentido del sismo en X se invierte, los efectos en los muros también se invierten, por lo que siempre la condición más desfavorable para los muros es que se sume el efecto. Por esta razón, la excentricidad de diseño es:

$$e_{sy} = 1.5e_{sy} + \alpha B_y^1$$

Para todos los muros en dirección Y .

Sumando todas las componentes, el cortante total de un muro en dirección Y es:

$$V = \frac{k_y}{\sum_i k_{yi}} F_y + \frac{k_y |x|}{K_\theta} (F_y e_{dx} + 0.3 F_x e_{dy}) \quad (5.17)$$

Como ya se ha visto, las excentricidades de diseño tienen dos componentes: una debida a la excentricidad estática y la otra a la excentricidad accidental. Utilizando la expresión anterior sin cambios, el efecto de la excentricidad accidental se estaría tomando en cuenta en ambas direcciones y basta con considerar una de ellas, la que resulte más desfavorable.

Hacer la distinción de las componentes debidas a la excentricidad estática y accidental, no tiene problema en el caso de los elementos flexibles; sin embargo, para los elementos rígidos es

¹ En adelante se asume que las expresiones se refieren a la excentricidad en valor absoluto sin tener que poner el símbolo $|\cdot|$.

importante notar que la excentricidad de diseño, cuando es distinta de cero, corresponde únicamente a una excentricidad accidental.

Haciendo esta precisión, ya es posible escribir el cortante por torsión distinguiendo ambas componentes en forma explícita:

Para muros flexibles

$$V_t = \frac{k_y|x|}{K_\theta} \{F_y(1.5e_{sx} + \alpha B_x) + 0.3F_x(1.5e_{sy} + \alpha B_y)\}$$

Tomando la componente debida a la excentricidad estática y la máxima de las debidas a la excentricidad accidental, puede escribirse:

$$V_t = \frac{k_y|x|}{K_\theta} \left[1.5F_y e_{sx} + 0.3 \cdot 1.5F_x e_{sy} + \max \left\{ \begin{array}{l} \alpha B_x F_y \\ 0.3\alpha B_y F_x \end{array} \right\} \right]$$

Para muros rígidos

$$V_t = \frac{k_y|x|}{K_\theta} \left[(\alpha B_x - e_{sx})F_y \quad \text{si } e_{sx} < \alpha B_x \right. \\ \left. + 0.3(1.5e_{sy} + \alpha B_y)F_x \right]$$

Tomado sólo la máxima contribución de la excentricidad accidental se tiene:

$$V_t = \frac{k_y|x|}{K_\theta} \left[0.3 \cdot 1.5e_{sy}F_x + \max \left\{ \begin{array}{l} (\alpha B_x - e_{sx})F_y \quad \text{si } e_{sx} < \alpha B_x \\ 0.3\alpha B_y F_x \end{array} \right\} \right]$$

De manera similar pueden escribirse las ecuaciones para el caso de muros paralelos a X.

5.3.2.3. Excentricidad estática

Existen dos definiciones de excentricidad estática (Cheung V. & Tso, 1986; Tso, 1990; Escobar, Men-

doza S. & Gómez M., 2004), dependiendo de la posición donde se haga el análisis por torsión.

EXCENTRICIDAD DE PISO

En este caso, la excentricidad estática está dada por:

$$e_{sx} = x_{CM} - x_{CT}; \quad e_{sy} = y_{CM} - y_{CT}$$

donde CM es el centro de masa y CT el centro de torsión. Las coordenadas del centro de masa se calculan como:

$$x_{CM} = \frac{\sum P_i x_i}{\sum P_i}; \quad y_{CM} = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i} \quad (5.18)$$

Donde P_i son las cargas verticales en el piso, y x_i y y_i sus coordenadas con respecto a un sistema de referencia.

Para el cálculo del centro de torsión puede procederse utilizando los cortantes directos. Aplicando las fuerzas estáticas F_x y F_y (ecuación 5.14) en el centro de masas de cada nivel y permitiendo sólo la traslación de los pisos, el cortante por torsión se calcula con:

$$x_{CT} = \frac{\sum_i (V_{yi,j} - V_{yi,j-1})x_i}{F_{yj}}$$

$$y_{CT} = \frac{\sum_i (V_{xi,j} - V_{xi,j-1})y_i}{F_{xj}}$$

Donde $V_{yi,j}$ y $V_{xi,j}$ son los cortantes en el i -ésimo elemento resistente, y x_i y y_i sus coordenadas con respecto a un sistema de referencia del piso j . Ésta es una definición que toma en cuenta, indirectamente a través de los cortantes, las rigideces de los elementos tanto arriba como abajo del nivel considerado. Los momentos de torsión en cada dirección están dados por:

$$T_j = F_{xj}e_{sy}; \quad T_j = F_{yj}e_{sx}$$

El momento torsional del j -ésimo piso para cada una de las direcciones está dado por:

$$M_{Tj} = \sum_{m=n}^j T_m$$

EXCENTRICIDAD DE ENTREPISO

En este caso, la excentricidad estática está dada por:

$$e_{sx} = x_{CC} - x_{CR}; \quad e_{sy} = y_{CC} - x_{CR}$$

Donde CC es el centro de cortante, cuyas coordenadas pueden calcularse para el j -ésimo entrepiso como:

$$x_{CC} = \frac{\sum_{m=n}^j F_{ym} x_{CMm}}{V_{yj}}$$

$$y_{CC} = \frac{\sum_{m=n}^j F_{xm} y_{CMm}}{V_{xj}}$$

Donde F_{xj} y F_{yj} son las fuerzas sísmicas laterales aplicadas en el centro de masa CM , y V_{xj} y V_{yj} son los cortantes del j -ésimo entrepiso en las direcciones X y Y , respectivamente.

Las coordenadas del centro de rigideces pueden calcularse mediante los cortantes directos:

$$x_{CR} = \frac{\sum_i V_{yi} x_i}{V_{yj}}; \quad y_{CR} = \frac{\sum_i V_{xi} y_i}{V_{xj}}$$

O mediante las rigideces laterales de los elementos resistentes:

$$x_{CR} = \frac{\sum_i k_{yi} x_i}{\sum_i k_{yi}}; \quad y_{CR} = \frac{\sum_i k_{xi} y_i}{\sum_i k_{xi}}$$

Con esta definición de excentricidad estática, el momento de torsión se obtiene directamente como el producto de la fuerza cortante y la excentricidad de entrepiso en cada dirección:

$$M_{Tj} = V_j e_s$$

Los resultados que se obtienen de usar una u otra definición de excentricidad estática, son muy similares.

Con las definiciones de entrepiso es más directo calcular el efecto en un entrepiso deseado, mientras que usando las definiciones por planta, básicamente hay que ir acumulando los efectos.

5.3.2.4. Ecuaciones normalizadas

El efecto por torsión en un muro paralelo a la dirección de análisis, se puede expresar como:

$$V = V_d \times FAT$$

Donde FAT es un factor de amplificación por torsión que se aplica al cortante directo; esto es:

$$FAT = \frac{V_d + V_t + 0.3V_{tp}}{V_d}$$

Para un muro paralelo a Y :

$$FAT = 1 + \frac{\frac{k_y |x|}{K_\theta} V_y e_{dx}}{\frac{k_y}{\sum k_{yi}} V_y} + 0.3 \frac{\frac{k_y |x|}{K_\theta} V_x e_{dy}}{\frac{k_y}{\sum k_{yi}} V_y}$$

Haciendo algunos cambios de variables:

$$e_{dx} = B_x \tilde{e}_{dx}; \quad e_{dy} = B_y \tilde{e}_{dy}; \quad x = B_x \zeta_x$$

Donde $\tilde{e}_{dx}$, $\tilde{e}_{dy}$ y ζ_x son las excentricidades y la posición del muro normalizadas; se tiene que:

$$FAT = 1 + \frac{\zeta_x \tilde{e}_{dx}}{\rho_y^2} + 0.3 \frac{\zeta_x \tilde{e}_{dy}}{\rho_{yx}^2} \cdot \frac{V_x}{V_y}$$

Donde ρ_y y ρ_{yx} son los radios de giro dados por:

$$\rho_y = \frac{1}{B_x} \sqrt{\frac{K_\theta}{\sum_i k_{yi}}}$$

$$\rho_{yx} = \sqrt{\frac{K_\theta}{B_x B_y \sum_i k_{yi}}}$$

La excentricidad de diseño normalizada para elementos flexibles es:

$$\tilde{e}_{dx} = 1.5\tilde{e}_{sx} + \alpha$$

Y para elementos rígidos:

$$\tilde{e}_{dx} = \begin{cases} 0 & \text{si } \tilde{e}_{sx} \geq \alpha \\ \alpha - \tilde{e}_{sx} & \text{si } \tilde{e}_{sx} < \alpha \end{cases}$$

La excentricidad normalizada para el caso de sismo en la dirección perpendicular es:

$$\tilde{e}_{sy} = 1.5\tilde{e}_{sy} + \alpha$$

Desglosando las aportaciones de las excentricidades estáticas normalizadas $\tilde{e}_{sx} = e_{sx}/B_x$ y $\tilde{e}_{sy} = e_{sy}/B_y$ y las debidas a la excentricidad accidental, se pueden obtener las ecuaciones incluyendo sólo la componente debida a la excentricidad accidental más desfavorable, como se hizo anteriormente.

Un análisis enteramente similar se puede hacer para el caso de muros paralelos a la dirección X .

Esta formulación es interesante, ya que descubre que el efecto por torsión sísmica depende de parámetros geométricos adimensionales: la posición del muro, el radio de giro y la excentricidad.

5.4. Rigidez lateral de muros

Como ya se mencionó, la rigidez lateral de un entrepiso puede estimarse con la rigidez lateral de los elementos verticales resistentes, siempre que se trate de una estructura de cortante.

La rigidez lateral de un muro puede calcularse como:

$$k_m = \frac{k_f k_v}{k_f + k_v} \quad (5.19)$$

Donde:

$$k_f = \frac{12EI}{(4 - 3\beta)H^3} \quad \text{y} \quad k_v = \frac{GA}{\kappa H}$$

k_f es la rigidez a flexión, E la rigidez a corte, G y E el módulo de cortante y el módulo de elasticidad de la mampostería, respectivamente, $\kappa = 6/5$ el factor de cortante y H la altura libre del muro; $\beta = 0$ indica que el muro está en voladizo, y $\beta = 1$ que tiene el extremo restringido al giro. Valores intermedios de β corresponden a valores intermedios de restricción al giro.

Pasando el lado derecho de la ecuación 5.19 dividiendo al lado izquierdo, se obtiene:

$$\frac{k_m}{k_f} + \frac{k_m}{k_v} = 1$$

Los términos pueden interpretarse como la contribución de la rigidez a flexión y cortante al desplazamiento lateral. Calculando la inercia y el área en función de las dimensiones de la sección transversal del muro: L y t y haciendo algunos cambios de variable que incluyen $H = wL$ y $G = \eta E$, los términos de la ecuación anterior pueden graficarse como se muestra en la Figura 5.8.

En la Figura 5.8 se aprecia que los muros largos ($w < 1$), la rigidez a flexión es muy grande y, por lo tanto, el desplazamiento lateral está dado por deformaciones por cortante (líneas azules). Para muros esbeltos sucede lo contrario. Las líneas discontinuas muestran las mismas curvas pero para un valor del módulo de cortante menor ($\eta = 0.2$), en vez de $\eta = 0.4$ usado en las curvas con líneas continuas. Para el caso de las líneas punteadas, se supuso que el muro tenía su extremo superior restringido al giro ($\beta = 1$) y $\eta = 0.2$; en el resto de las curvas el muro estaba en voladizo ($\beta = 0$).

Las contribuciones por cortante y flexión mostradas anteriormente, son válidas en el rango elástico. Se ha observado que cuando un muro es sometido a carga lateral y sufre agrietamiento, los desplazamientos laterales por cortante tienden a ser predominantes, independientemente de la relación de aspecto.

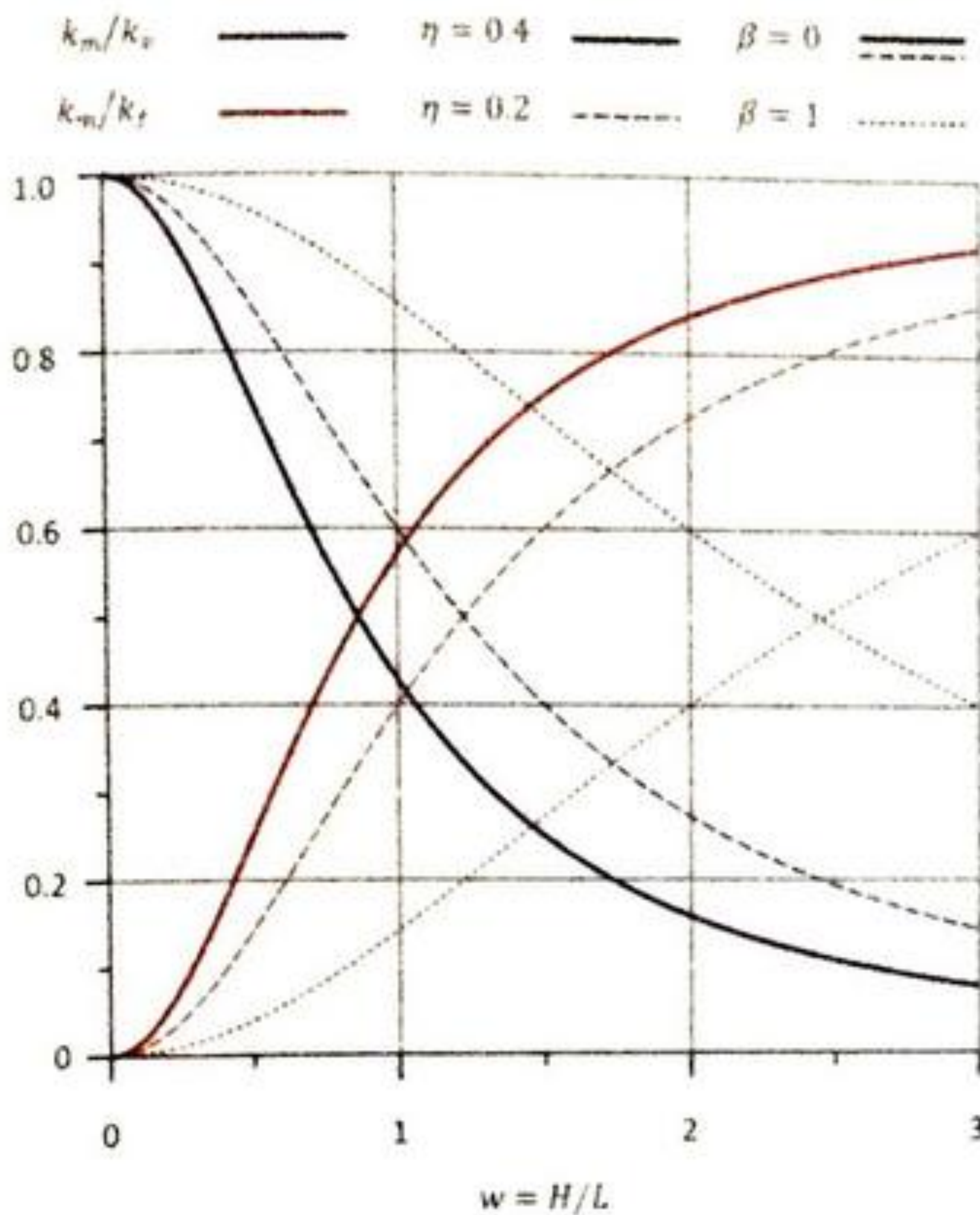


Figura 5.8 Contribución de la rigidez a flexión y cortante al desplazamiento lateral de un muro.

Los resultados anteriores son la base de métodos simplificados de análisis en los que la rigidez lateral de los muros se caracteriza sólo por la rigidez a corte. En dichos métodos, los muros esbeltos tienden a tomar más carga sísmica de la que tomarían si se considerara la rigidez a flexión para calcular la rigidez lateral.

5.4.1. Materiales

La determinación de las propiedades mecánicas del concreto y de la mampostería se analizó en el capítulo 2, aquí se hacen sólo algunas precisiones acerca de los valores apropiados para el cálculo de la resistencia y para el análisis estructural.

5.4.1.1. El problema aparente del módulo de elasticidad de la mampostería y del concreto

Los valores de los módulos de elasticidad del concreto y de la mampostería propuestos en las NTC-

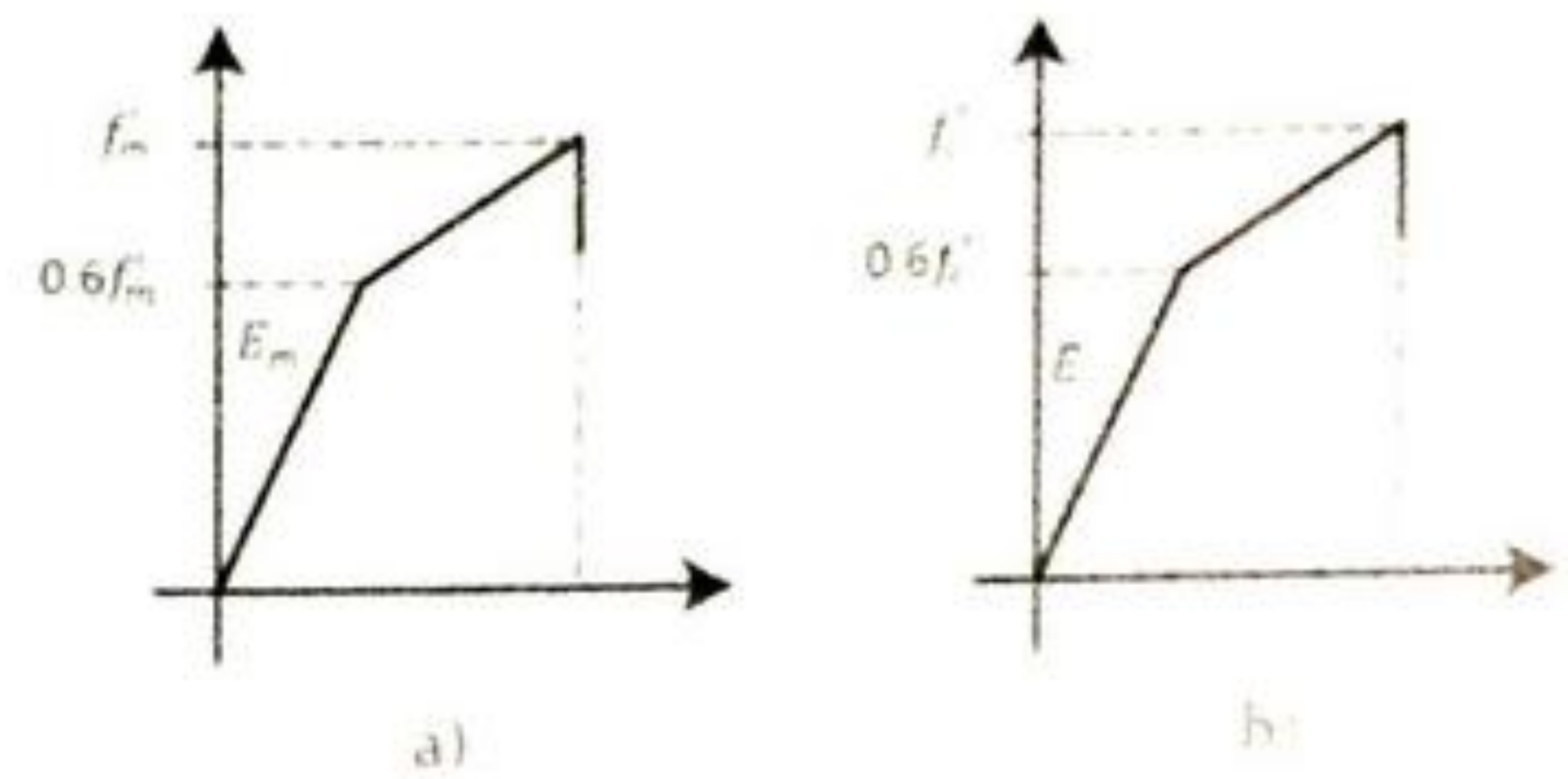


Figura 5.9 Curvas esfuerzo-deformación que pueden usarse para el análisis y la determinación de la resistencia de muros de mampostería: a) mampostería; b) concreto.

DCEM, no son consistentes con las hipótesis que se mencionan en las normas para calcular la resistencia, mismas que se reproducen en el inciso 6.7.1, donde la deformación a la falla de la mampostería y del concreto debe ser 0.003. Veamos un ejemplo típico: supongamos una mampostería de piezas de barro. El módulo de elasticidad, para cargas de corta duración, es de $E_m = 600 f'_m$, y por lo tanto la deformación a la falla será de $\epsilon_m = f'_m/E_m = 0.0016 < 0.003$. El caso del concreto es similar: supongamos un $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, el módulo de elasticidad es $E_c = 8000 \sqrt{f'_c}$ y por lo tanto $\epsilon_c = f'_c/E_c = 0.00176 < 0.003$. Para el cálculo de la resistencia, en ambos casos debe calcularse el módulo de elasticidad secante $E = f/0.003$; en cambio deben utilizarse los módulos de elasticidad propuestos en las normas para el análisis estructural ya que son valores más adecuados para el rango elástico (figura 5.9).

5.4.1.2. Módulo de cortante G

Este valor tiene especial relevancia en el cálculo de las rigideces de los muros, como veremos más adelante. El valor nominal que proponen las NTC-DCEM es:

$$G = 0.2E$$

De acuerdo con observaciones experimentales que establecen un rango del módulo de cortante entre $0.1E$ y $0.3E$ (Tomazevic, 2009). Este valor

del módulo de cortante se contrapone con la teoría elástica, que establece que:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

El caso en que $G = 0.2E$ implicaría un módulo de Poisson $\nu > 0.5$ que, de acuerdo con dicha teoría, no es posible. La discrepancia se debe a que la mampostería no es un material isótropo.

Utilizar el valor de $G = 0.2E$ en vez de $G = 0.4E$, utilizado en las NTC-DCEM 2004, se traduce en fuerzas cortantes mayores en los muros esbeltos, ya que al reducir la rigidez a corte, los elementos más afectados son los muros largos. Esta idea puede corroborarse suponiendo una distribución de cortante de acuerdo con las rigideces laterales relativas y utilizando la rigidez lateral de los muros de acuerdo con la ecuación 5.19.

Si, como se ha supuesto, se utiliza un programa de cómputo para realizar el análisis, puede reducirse el área de cortante de la sección transversal del muro, para lograr reducir, la rigidez a corte, en vez de usar $G = 0.2E$ que es un valor inválido. Si se define que el módulo de Poisson es 0.25, el cociente elástico $G_m/E_m = 0.4$; por lo tanto, el factor de reducción del área de cortante requerido es 0.5.

5.4.1.3. Acero

La curva esfuerzo-deformación del acero puede considerarse como elastoplástica teniendo como parámetros el esfuerzo de fluencia, f_y , y el módulo de elasticidad del acero de refuerzo: $E = 2.03 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

5.5. Columna ancha

5.5.1. Introducción

El de la columna ancha es un método de modelación muy utilizado en la práctica profesional

por varias razones: es muy sencillo de aplicar y los elementos mecánicos que se obtienen pueden utilizarse directamente en el diseño. Adicionalmente, si es aplicado correctamente, pueden esperarse buenos resultados. Sin embargo, la modelación con columna ancha presenta, en muchas ocasiones, varias posibilidades que, desafortunadamente, dan resultados muy distintos. Se estudiarán algunos casos típicos y se mostrará la dispersión de los resultados. Esta información, más que cuantitativa, es de valor cualitativo, permite al ingeniero tomar decisiones más racionales, sobre todo cuando se trata de incluir un mayor refinamiento en los modelos que, como veremos, no suele ser efectivo.

El método consiste en modelar los muros por medio de elementos prismáticos (barras) cuya sección transversal es la sección transformada y agrietada de los muros.

El uso de la columna ancha lo contemplan las NTC-DCEM en su inciso 3.2.3.2. En la aplicación del método pueden hacerse las siguientes precisiones:

1. Los muros o segmentos de muro se modelarán con elementos tipo barra que incluyan deformaciones por cortante.
2. La sección transversal del elemento será la sección transversal del muro, incluyendo las secciones transformadas de los castillos. Los castillos que sean aledaños a dos o más segmentos de muro que se modelen en forma separada, deberán incluirse en uno solo de ellos (figura 5.10).
3. Para facilitar la localización de las columnas anchas, es suficiente localizar el elemento al centro del muro. Esta posición, en general, será diferente al centroide de la sección en aquellos elementos que incluyan un castillo en uno de sus bordes, pero no en el borde opuesto (figura 5.10). Aun si se trata de un muro aislado pero con castillos de distinta longitud, puede ponerse el eje al centro geométrico, pero cuidando que $e < 0.1L$.

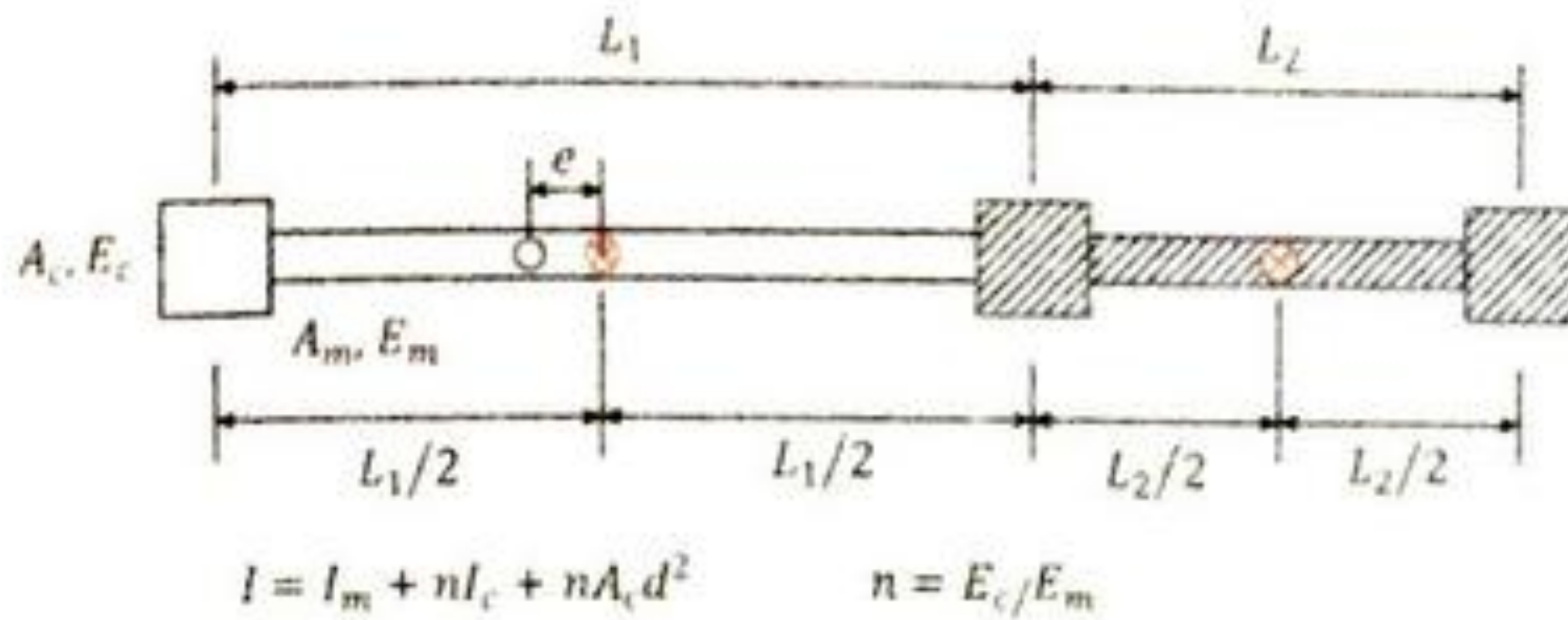


Figura 5.10 El castillo central se incluye en la sección de uno solo de los segmentos. Al incluir sólo un castillo en el segmento del lado izquierdo, se genera una excentricidad, e , entre el centroide y la posición media donde se recomienda localizar el eje del elemento prismático.

4. Las propiedades de la sección deben ser siempre las centroidales, aun cuando haya diferencias entre el eje centroidal y la posición del eje del muro.
5. Para modelar el ancho del muro de modo que otros elementos puedan conectarse al borde del mismo, deben utilizarse elementos rígidos horizontales que salen perpendiculares al eje del muro hasta llegar al borde.

Este artificio reproduce la hipótesis de sección plana antes y después de la deformación, y permite que elementos que no conectan en el eje del muro, generen los momentos que corresponden.

Para hacer esta modelación, en muchos programas comerciales es posible aplicar una restricción cinemática a un grupo de nudos. La restricción consiste en establecer que el grupo de nudos, en este caso el nudo sobre el eje de la columna ancha y el nudo en el borde del muro, se comporten como si estuvieran unidos por un cuerpo rígido en el plano del elemento que coincide con el del muro. En la figura 5.11 se muestra un caso general en el cual los desplazamientos del nudo del borde (b) están determinados por los desplazamientos del nudo en el eje del muro (m).

Los programas aplican las restricciones reduciendo el número de grados de libertad y alterando la matriz de rigideces. Este mé-

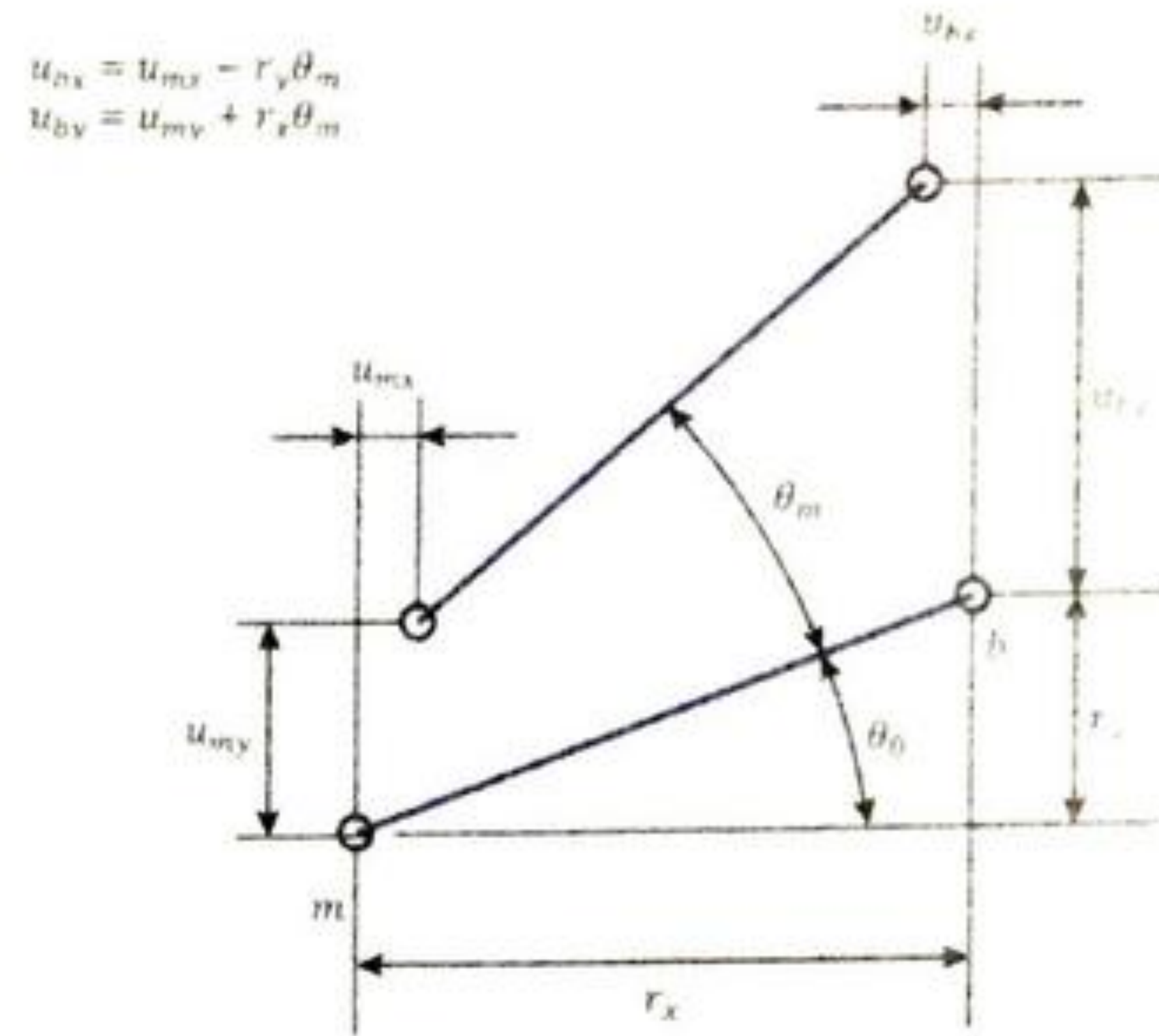


Figura 5.11 Restricción cinemática: m , nudo maestro; b , nudo esclavo. Dado un desplazamiento y un giro del nudo maestro, se calculan los desplazamientos del esclavo.

todo es muy conveniente no sólo por la reducción de grados de libertad sino por su exactitud.

Sin embargo, es necesario definir al programa cada caso en forma explícita lo que es un proceso engorroso. En muchos casos un mismo nudo puede requerir de mas de una restricción cinemática, cuando se modela un diafragma rígido (sección 5.7). Esto es matemáticamente posible si las restricciones involucran distintos grados de libertad o, en general, si las restricciones son ortogonales, pero pocos programas de cálculo lo permiten.

6. Alternativamente, se puede incluir una barra con propiedades tales que simulen una barra horizontal rígida; dicha simulación puede lograrse asignando al elemento un material con un módulo de elasticidad muy grande, dígame 1000 veces mayor que el de la mampostería. Este método para imponer las condiciones cinemáticas es aproximado pero confiable, aunque potencialmente puede ocasionar problemas numéricos cuando se exagera el valor del módulo de elasticidad (figura 5.12).

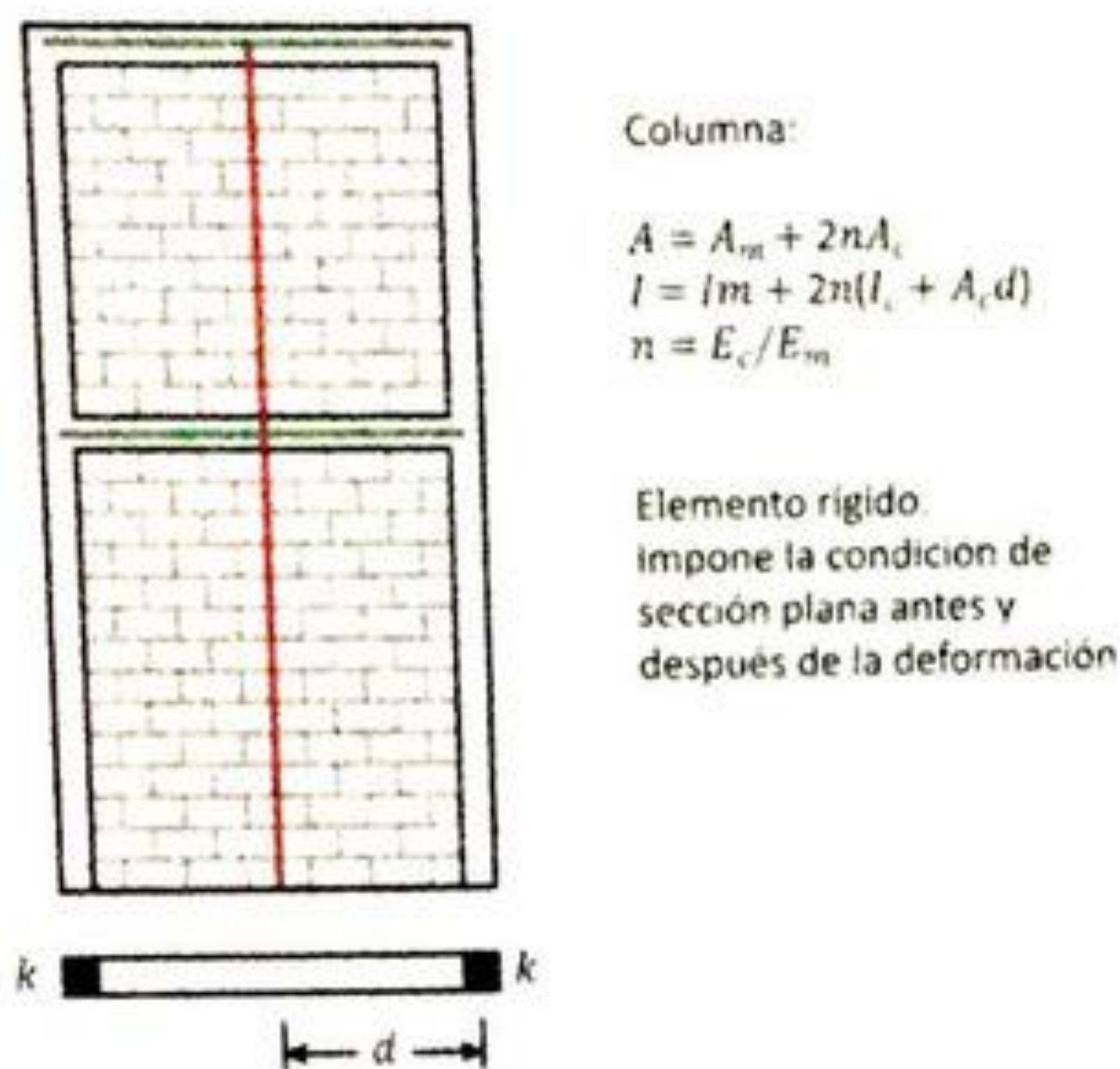


Figura 5.12 Muro modelado con columna ancha, donde A_c es el área del castillo, I_m la inercia de la sección de mampostería, I_c la inercia del castillo y n la relación modular $n = E_c/E_m$, siendo E_c el módulo de elasticidad del concreto y E_m el módulo de elasticidad de la mampostería.

En el caso típico en que se usan elementos rígidos al nivel de losa para conectar con otros elementos, la sección transversal de dichos elementos puede ser rectangular con peralte igual a media altura del entrepiso, y de ancho como el espesor del muro. La selección de dicha sección es arbitraria; la anterior funciona bien en combinación con el material mencionado anteriormente para lograr el efecto de elemento rígido.

5.5.2. Propiedades de la sección transversal

En la figura 5.12 se muestra un muro aislado modelado con columna ancha. Los elementos rígidos son necesarios sólo si algún otro elemento conecta en alguno de los extremos del muro. En dicha figura se indica el cálculo del área transversal y la inercia. En un análisis tridimensional, los programas requieren, adicionalmente, de las áreas de cortante en ambas direcciones paralelas a los lados de la sección, la inercia con respecto a un eje en el plano del muro y la constante de torsión de Saint Venant.

5.5.2.1. Área de cortante

El área de cortante de una sección, hecha de un solo material, suele expresarse en términos de un factor de forma:

$$A_v = A/k$$

Donde A es el área transversal de la sección. El factor de forma, como su nombre lo indica, es una propiedad geométrica y su valor depende sólo de la forma de la sección, siendo 2 (6/5) para secciones transversales rectangulares. El factor de forma se define de modo que el esfuerzo uniforme obtenido como $\tau = V/A_v$ produzca la misma energía de deformación que la distribución parabólica teórica del esfuerzo²; eso permite usar τ en el cálculo de la energía potencial y, por tanto, en el teorema de Castigliano para determinar las deformaciones en la teoría de vigas (Hibbeler, 2011). Asimismo, las rigideces o flexibilidades de vigas se expresan en términos de A_v cuando se consideran las deformaciones por cortante.

En muros confinados, el área de cortante debe tomar en cuenta que los castillos son de otro material, distinto a la mampostería. El área de cortante es mayor a la que se obtendría si todo el muro fuera de mampostería. La diferencia depende de la longitud de los castillos de concreto y la relación modular: mientras más grandes los castillos y la relación modular, será mayor el área de cortante.

Haciendo el cálculo exacto del área de cortante para varios casos, se obtuvo la siguiente recomendación para el valor de k (Taveras, 2008):

$$k = \frac{6}{5} + \frac{6\alpha(n-1)}{5(2-2\alpha)} \quad \begin{matrix} 0 < \alpha < 0.2 \\ 1 < n < 6 \end{matrix}$$

Donde $\alpha = \sum_i b_i/L$, y $(\sum_i b_i)$ es la suma de las longitudes de los castillos, L la longitud total del

² $k = \frac{A}{I^2} \int_A \frac{Q^2}{b} dy$

muro y $n = E_c/E_m$ la relación modular. La expresión cubre bien los casos límite: si no hay castillos, $\alpha = 0$ o bien $n = 1$ la expresión arroja el valor de $k = 6/5$ de un sección rectangular normal.

El factor k debe dividir al área transformada. Esta expresión debe utilizarse para todo el muro, y si éste está dividido en segmentos para el análisis, a cada columna ancha se le debe asignar la parte proporcional a su longitud. Si el muro es en T, puede usarse la misma expresión, ya sea para el patín o para el alma, e incluso para muros con castillos de distinto tamaño. La aproximación es válida si los castillos no son muy grandes.

Alternativamente, el área de cortante puede aproximarse, con suficiente precisión, como el área del muro, incluyendo los castillos sin transformar. Esta es la recomendación de las NTC-DCEM.

5.5.2.2. Área de cortante en el sentido transversal

En el sentido transversal, el área de cortante puede tomarse como $k = 1.2$ sobre el área transformada.

5.5.2.3. Inercia fuera del plano

Con relación al momento de inercia en el sentido transversal (con respecto a un eje horizontal paralelo al plano del muro), las NTC-DCEM mencionan que la mampostería no debe tomar flexión fuera de su plano, por lo que la inercia debe reducirse a la inercia de los castillos.

5.5.2.4. Constante de torsión de la losa (Vergara, 1971)

La forma aproximada para calcular esta constante, es suponer que se trata de una losa abierta de pared delgada, esto es:

$$J = 1.1 t^3 / 3$$

5.5.3. Modelación

A continuación se presentan recomendaciones de modelación de algunos casos típicos.

5.5.3.1. Anchos efectivos de vigas

Cuando el acoplamiento de dos muros es a nivel de la losa, ésta debe modelarse poniendo un elemento cuya sección tiene el espesor de la losa y su ancho es tres veces dicho espesor, o bien, si existe una dala, ésta debe modelarse con un elemento de sección T, donde el patín tiene un ancho efectivo igual a $8 \cdot t + b$ donde t es el espesor de la losa y b el ancho de la dala (Figura 5.13a).

5.5.3.2. Cambio de posición del eje del muro

En la figura 5.13b se muestra el caso, muy común, en que los muros interiores tienen aberturas para puertas, que dan lugar a cambios en la posición del eje del muro.

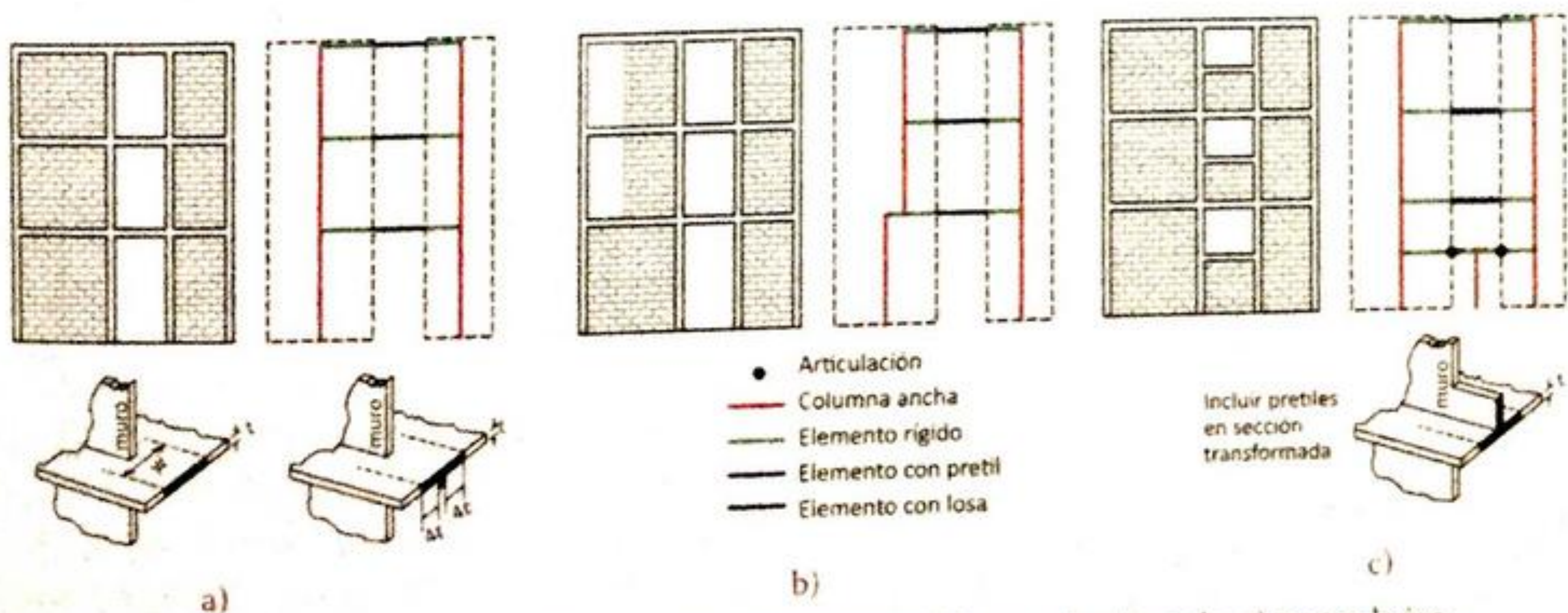


Figura 5.13 a) Modelo de columna ancha, b) con el eje del muro desalineado, c) muros bajos.

Esta variación de la posición del eje debe reflejarse en el modelo.

5.5.3.3. Muros bajo ventanas (pretiles)

En la figura 5.13c, se muestra la modelación de los muros bajo las ventanas. En el primer nivel debe modelarse con una columna ancha y elementos rígidos, pero estos últimos deben estar articulados en sus extremos. En los niveles superiores debe usarse la recomendación de las NTC-DCEM en cuanto a que la sección del muro bajo la ventana debe incluirse en la sección de la viga. Dicha viga es continua.

5.5.3.4. Muros sobre trabes

Cuando un muro se desplanta sobre una viga apoyada sólo en sus extremos, es un problema difícil de modelar elásticamente. Si se modela el muro con elementos finitos, ante carga vertical únicamente, el modelo dará como resultado esfuerzos de flexión muy bajos en la trabe, debido a que el muro es un elemento muy robusto que pasa la carga a los apoyos sin ayuda de la trabe. Cuando la viga se deforme, la mampostería tenderá a desprenderse del centro del elemento y, finalmente, si la viga no es suficientemente rígida, se agrietará a tensión y posiblemente también a cortante. Al agrietarse el muro, la viga tomará más carga vertical, lo que incrementará los desplazamientos verticales y éstos, a su vez, generarán más agrietamientos, etcétera.

Ante carga lateral, puede esperarse que el muro trabaje en forma similar a cuando el muro es continuo hasta la cimentación, si se acepta que la mayor parte del cortante se transmite por medio de una diagonal a compresión. Esto es, el muro podría modelarse como una columna ancha, como se ha hecho antes. El diseño de la trabe por carga vertical, deberá hacerse con una distribución de fuerzas distinta de la que predice el análisis (Lizárraga P, 2017) (Capítulo 6).

5.5.4. División de un muro en segmentos

Es común que en los despachos de análisis se dividan los muros largos y que éstos se modelen con varias columnas anchas. Sin embargo, al ver las fórmulas de la rigidez lateral de los muros, es evidente que al considerar al muro en segmentos, la rigidez lateral por flexión se ve afectada.

El caso más simple de dividir un muro en voladizo en dos segmentos se presenta en la figura 5.14.

La rigidez lateral del muro modelado con una y dos barras, considerando deformación por cortante, es:

$$k_{1b} = \frac{5E\alpha t w^3}{20\alpha + 6w^2 - 15\alpha\beta}$$

$$k_{2b} = \frac{5E\alpha t w^3}{35\alpha + 6w^2 - 15\alpha\beta}$$

Donde $w = L/H$ y $G = \alpha E$ y $\beta = 0$ ó 1 que indica que en el extremo de la barra está articulada o empotrada, respectivamente.

La comparación de ambas rigideces puede hacerse considerando el error que se comete al dividir en segmentos a un muro como:

$$e = 1 - \frac{k_{2b}}{k_{1b}} = \frac{15\alpha}{35\alpha + 6w^2 - 15\alpha\beta}$$

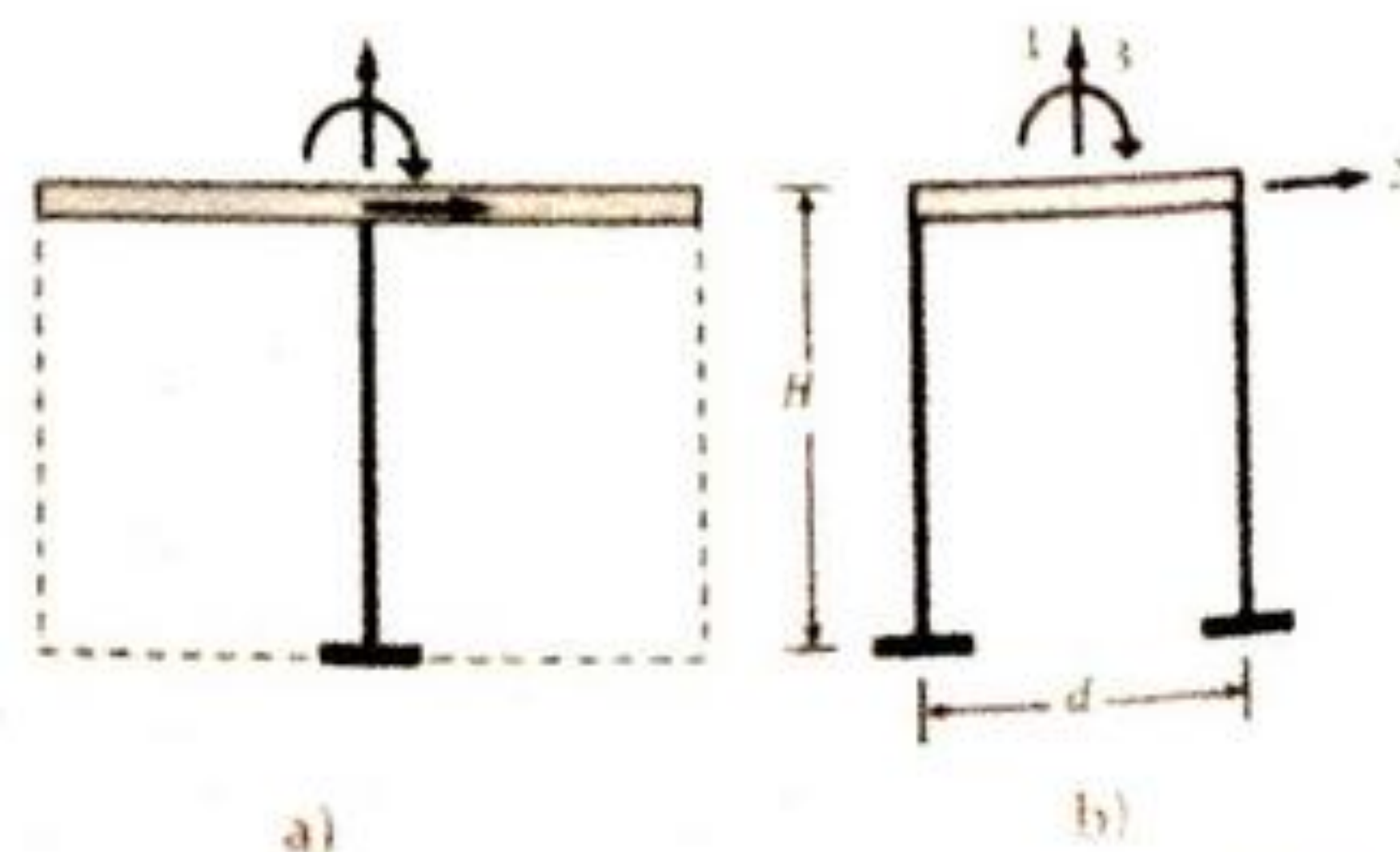


Figura 5.14 Muro modelado con a) una sola barra y b) dos barras.

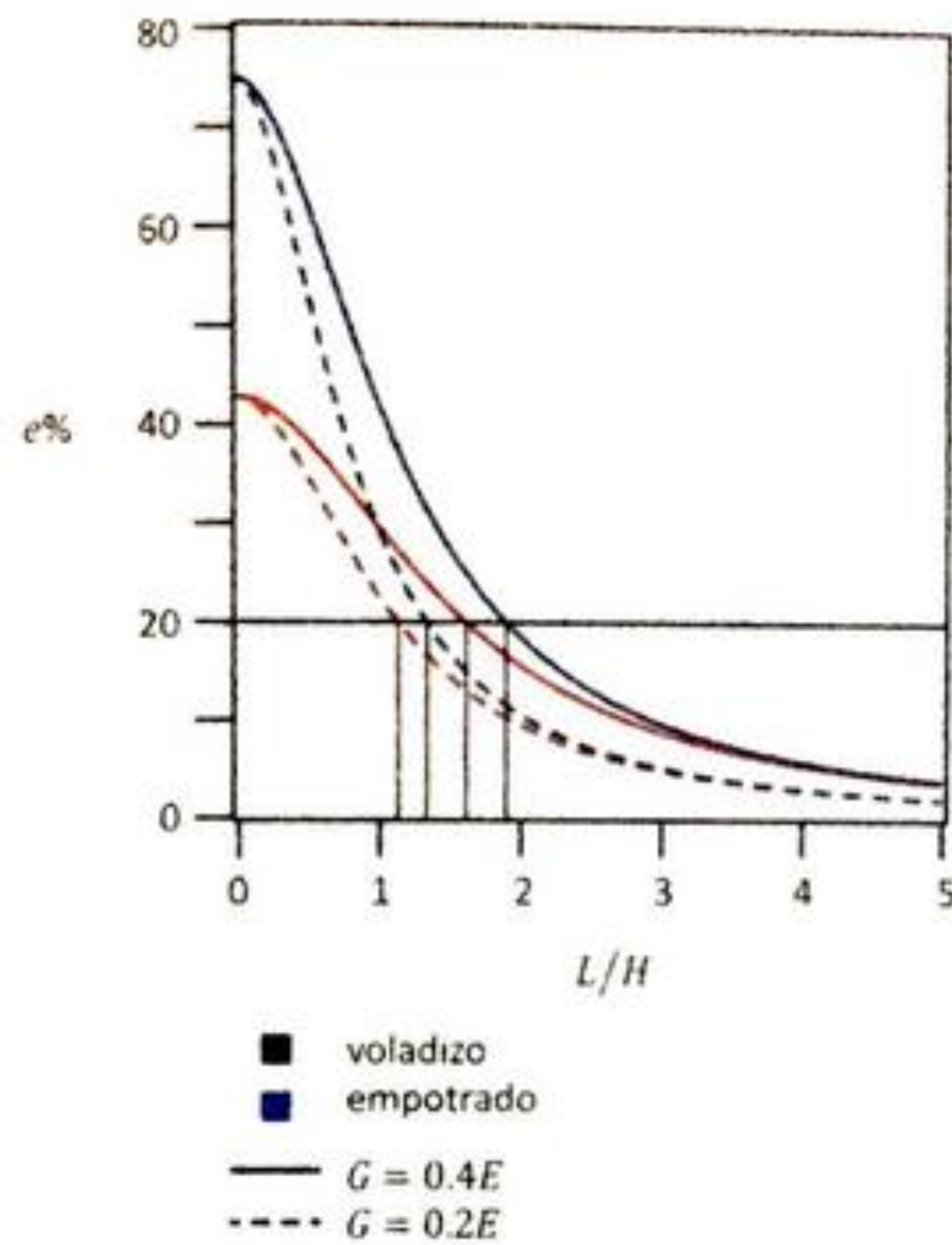


Figura 5.15 Error por modelar un muro en dos segmentos.

En la figura 5.15 se presentan los errores en función de la relación de aspecto, considerando dos condiciones de frontera: articulado y empotrado en el extremo, y para dos casos del valor del módulo de cortante: $G = 0.2$ y $0.4 E$.

Aceptando como máximo error por la modelación 20%, las relaciones de aspecto mínimas a partir de las cuales es aceptable dividir el muro, en dos segmentos se muestran en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Relación de aspecto L/H mínima requerida al dividir un muro para efectos de modelación, y tener un error menor de 20% en la rigidez lateral

	$G = 0.4 E$	$G = 0.2 E$
Empotrado	1.632	1.155
Articulado	1.915	1.354

Normalmente, los muros tendrán cierta restricción al giro debida principalmente a otros muros en el sentido perpendicular y/o a vigas en el plano del muro. Haciendo esta consideración, la recomendación de modelado puede resumirse así: cuando el analista requiera dividir un muro porque la carga axial varíe sustancialmente a lo largo del muro o cuando la división en dos o más segmentos permita un diseño más racional, podrá ha-

cerlo sin cometer un error significativo si $L/H > 1.4$ y usando el valor reglamentario de $G = 0.2 E$.

La expresión de la rigidez lateral utilizando dos barras, se puede escribir también como:

$$k_{2b} = \frac{12E}{H^3} \frac{(2I + Ad^2/2)}{(7 + 4\Omega)}, \quad \Omega = \frac{12EI}{GA_c H^2}$$

De donde se puede identificar que la rigidez debida al acoplamiento de las barras, es el término que involucra a $Ad^2/2$, donde A es al área del segmento. Esta rigidez debida al acoplamiento, representa aproximadamente 75% de la rigidez lateral. Para que este término pueda "activarse", es necesario que el acoplamiento entre los dos segmentos sea mediante un elemento rígido horizontal. El acoplamiento se pierde rápidamente a medida que la barra de acoplamiento es más flexible, hasta el punto en que la barra de acoplamiento está biarticulada. En ese caso, la rigidez lateral sólo depende de las inercias de los segmentos y el término de acoplamiento es cero.

5.5.5. Muros en T o L

Cuando los análisis eran predominantemente realizados utilizando marcos planos, era necesario tomar en cuenta elementos perpendiculares a la dirección de análisis para estimar la rigidez lateral de muros. Las NTC-DCM establecen anchos efectivos de dichos elementos perpendiculares, que deben incluirse en la sección del muro (figura 5.16).

Cuando el modelo es tridimensional, los elementos en el sentido perpendicular a la dirección de análisis afectan la rigidez lateral de los muros en el sentido del análisis, por lo que no es necesario tomar en cuenta anchos efectivos. Un ejemplo de un modelo tridimensional se muestra en la figura 5.17. En los modelos en 3D debe tenerse cuidado de no duplicar los castillos.

Este modelo, sin embargo, no es el ideal, ya que no funciona bien en ambas direcciones de análisis. En la dirección de análisis paralela al alma, el efecto de colocar elementos rígidos que

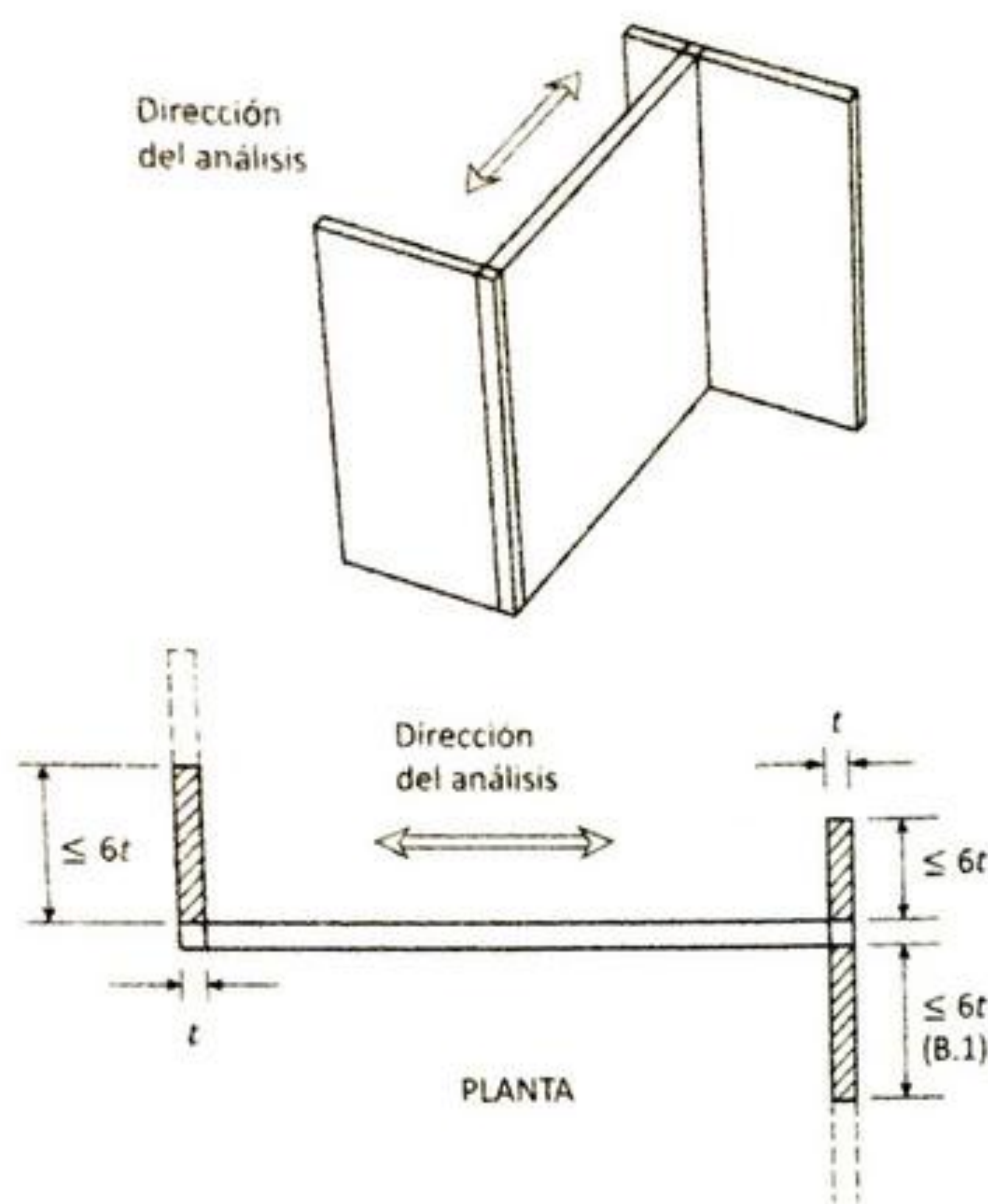


Figura 5.16 Anchos efectivos de elementos perpendiculares a la dirección de análisis (NTC-DCEM, 2017).

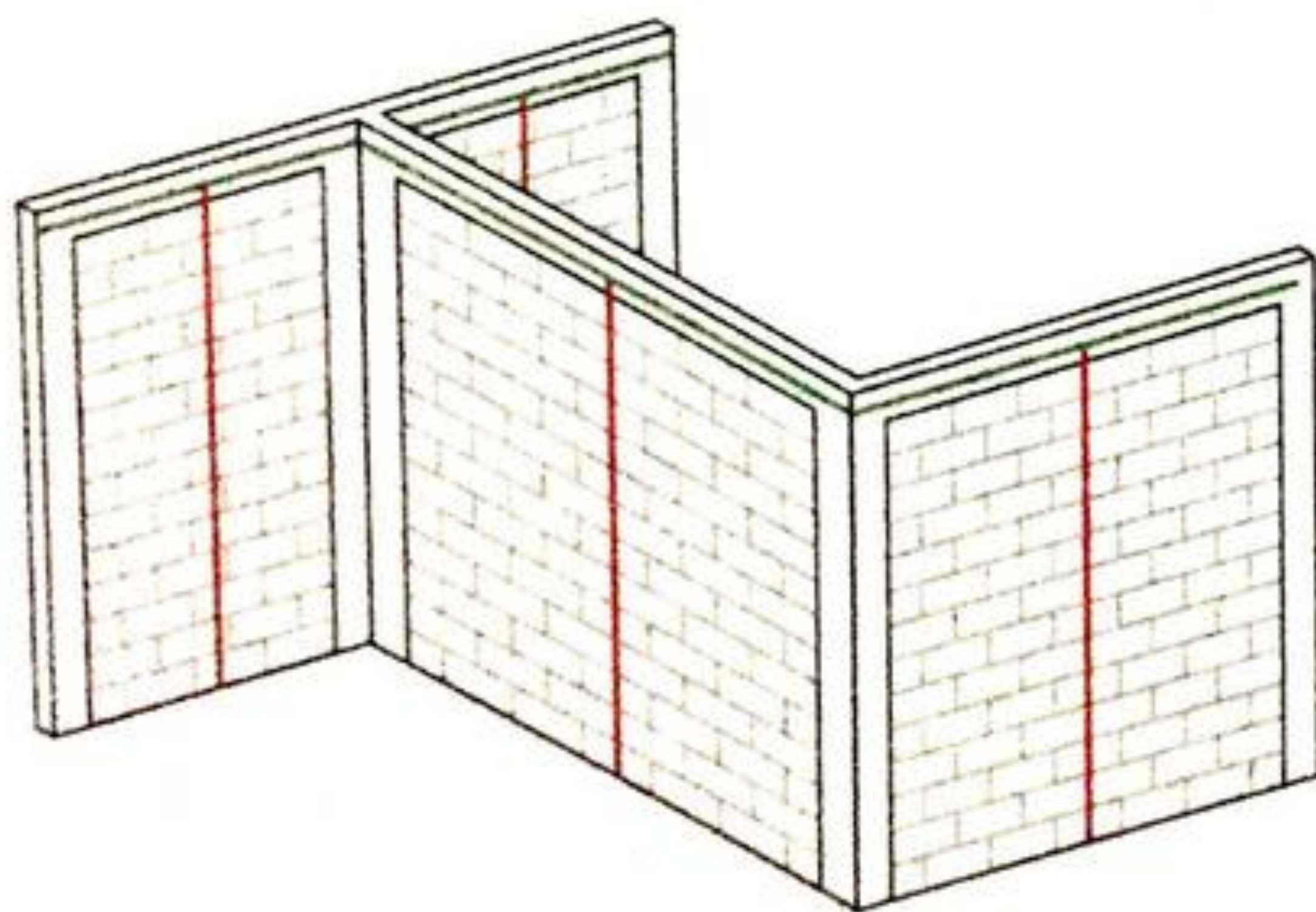


Figura 5.17 Modelo de columna ancha en un modelo tridimensional.

unen a los segmentos del patín con el alma, equivale a incluir toda el área del patín en la sección del muro del alma; eso no es congruente con el modelo de columna ancha en 2D que supone un ancho efectivo de los patines.

5.5.6. Murete en esquina

En la figura 5.18 se muestra el caso de un muro bajo ventana en esquina. El murete no puede de-

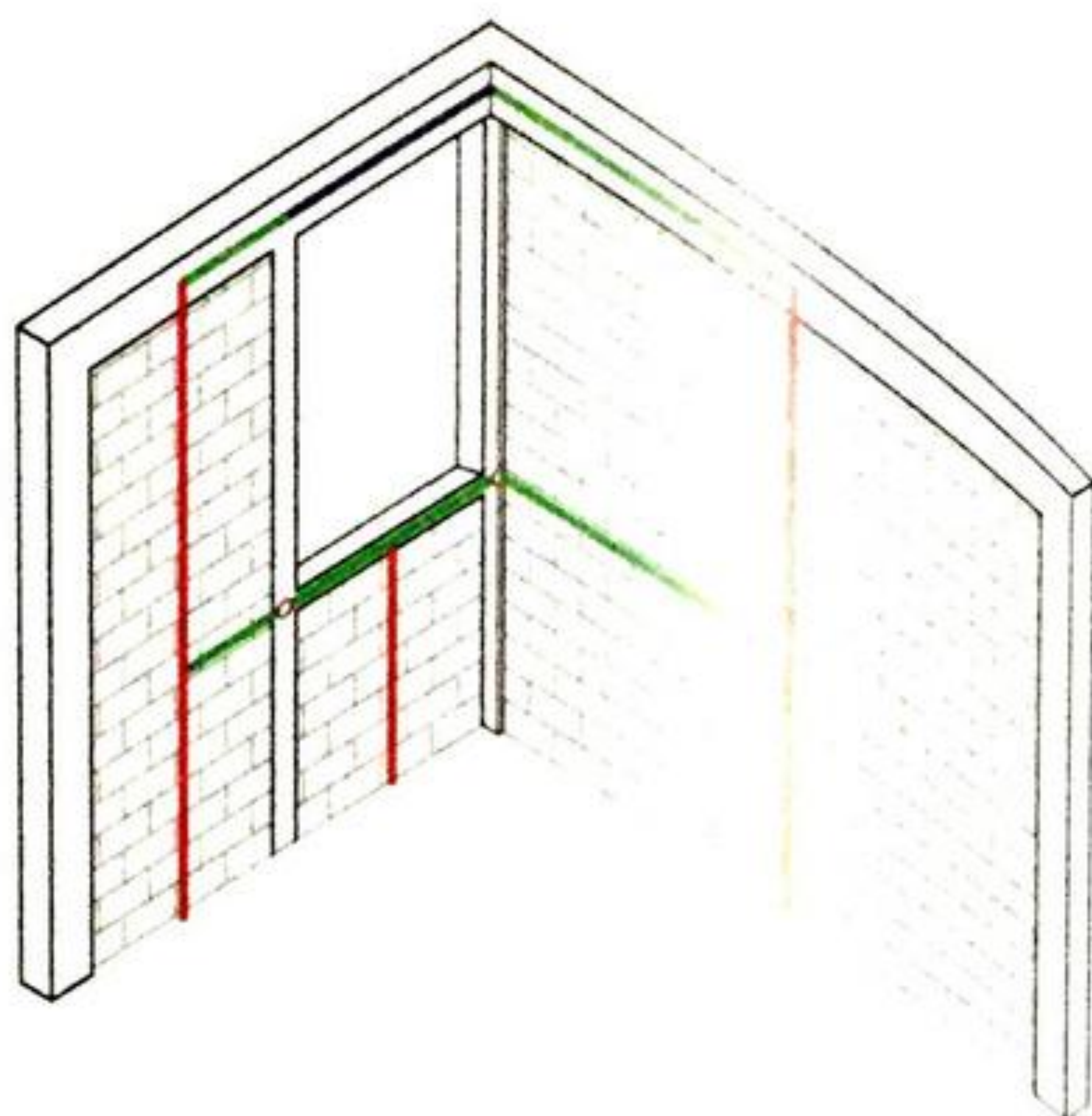


Figura 5.18 Ventana en esquina. Debe sujetarse en la esquina el elemento rígido del murete con el muro en el sentido perpendicular.

jarse sin ligar al muro perpendicular, de lo contrario esos elementos suelen generar problemas en el análisis dinámico.

5.5.7. Muros a eje y secciones completas

Los muros se modelan a eje, pero para efectos de las secciones transversales de los muros, deben considerarse las longitudes totales. Esto implica que hay regiones duplicadas donde se intersecan los muros. Esto no tiene un efecto de consideración, sólo debe asegurarse que los castillos no se dupliquen

5.5.8. Variabilidad de los resultados

Con el objeto de tener una idea acerca de la variabilidad de los resultados que pueden esperarse usando distintos modelos de columna ancha, se presentan los resultados del análisis de un marco intermedio típico de una vivienda de mampostería sometida a una carga lateral en cada nivel que crece linealmente con la altura. Se calculó el marco de la figura 5.19 con distintos modelos de columna ancha y con un modelo detallado con

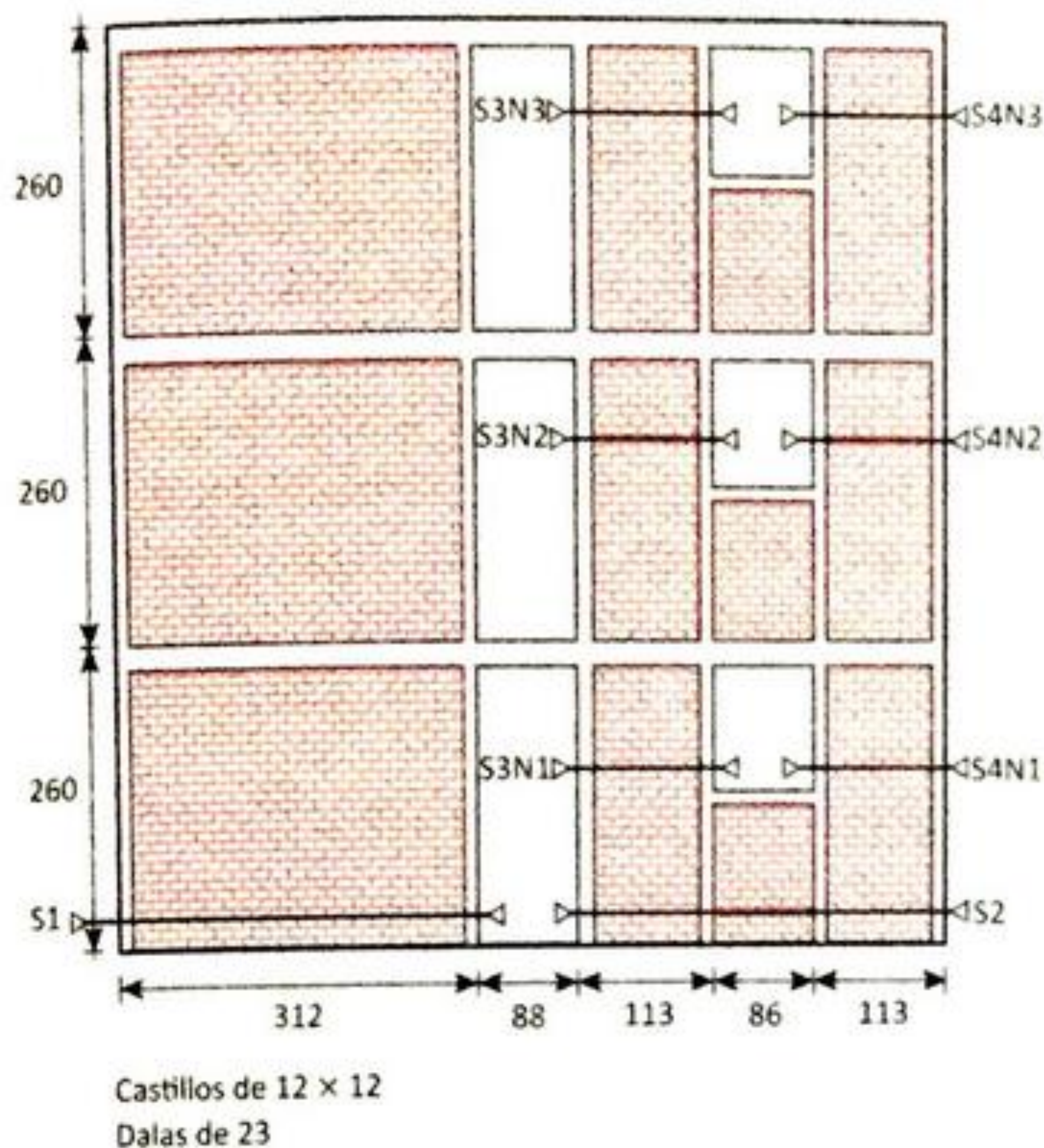


Figura 5.19 Modelo de prueba.

elementos finitos tanto de los castillos como de la mampostería.

La malla de este último se refinó hasta lograr la convergencia del desplazamiento lateral de azotea. Los elementos mecánicos calculados con dicho modelo se utilizaron de referencia, para valorar la aproximación del resto de los modelos.

Los distintos modelos con columna ancha se muestran en la figura 5.20. La comparación del cortante obtenido para las secciones que se muestran en la figura 5.19, con respecto al modelo de referencia, se muestran en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Errores relativos de fuerza cortante con distintos modelos de columna ancha

	FR1 (%)	FR2 (%)	FR3 (%)	FR4 (%)
S1	-3.9	-8.3	10.0	13.4
S2	5.2	11.0	-13.3	-17.8
S3-N1	-10.7	-5.7	-26.0	-25.5
S3-N2	-17.6	-15.4	-22.6	1.1
S3-N3	-5.3	-6.1	-12.4	5.4
S4-N1	27.8	35.0	4.9	-6.8
S4-N2	31.9	35.5	21.6	42.1
S4-N3	12.3	9.8	16.3	28.4

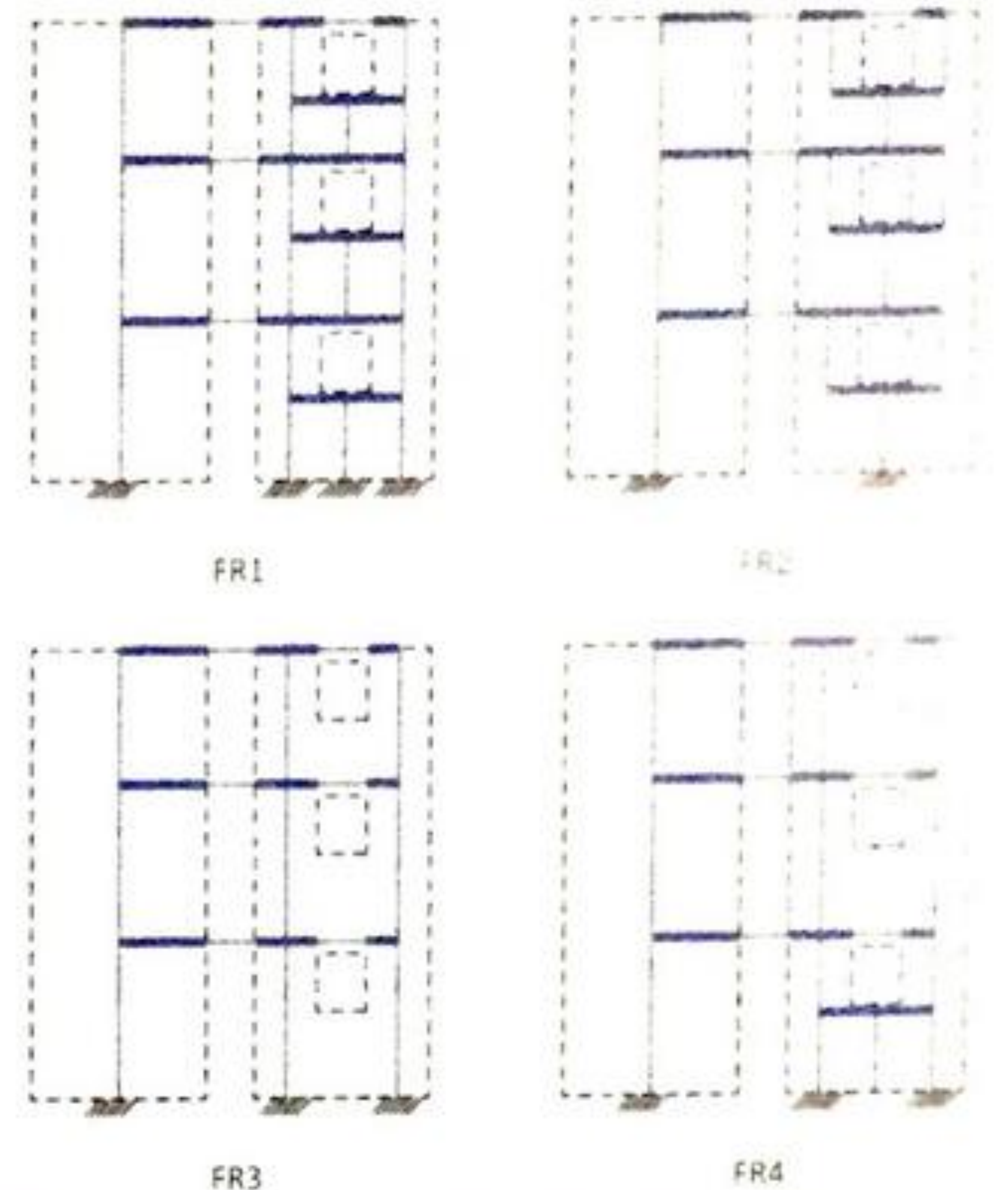


Figura 5.20 Distintos modelos con columna ancha.

Los cuatro modelos producen resultados aceptables para las secciones S1 y S2; sin embargo, en las secciones contiguas a los huecos de las ventanas, los errores empiezan a ser considerables en algunos modelos. Aunque los resultados son aceptables para cortante, los obtenidos para momento y carga axial tienen en general, errores mucho mayores, especialmente en las secciones alrededor de las ventanas.

5.5.9. Modelos sin castillos

¿Cuál es el efecto de no modelar los castillos? Ésta es una pregunta válida, ya que modelar debidamente a los castillos toma tiempo. De experimentos numéricos realizados con un número limitado de estructuras, se pudo confirmar que el hecho de no modelar los castillos da como resultado una estructura más flexible y, por lo tanto, el periodo dominante calculado es mayor al que podría esperarse, y los desplazamientos son considerablemente mayores. Sin embargo, considerando que los castillos se distribuyen en los muros de manera más o menos uniforme, las rigideces relativas de los muros no se alteran con-

siderablemente. Lo anterior implica que el cortante se distribuye en forma similar con y sin castillos. Por otro lado, al aumentar el periodo de la estructura, las fuerzas sísmicas serán, en general, mayores. Esto es cierto si, como suele suceder en el Valle de México, los espectros de diseño tienen una rama ascendente en periodos cortos, donde se asume que se localizan las estructuras de mampostería. Todo esto puede resumirse en que, si no se modelan los castillos, los resultados serán conservadores. Los desplazamientos laterales serán considerablemente mayores. Este aspecto puede resultar inaceptable, ya que en muchos casos el diseño está dominado por desplazamientos.

En la figura 5.25 se presenta el modelado con columna ancha de un edificio típico de mampostería, cuya planta se presenta en la figura 5.24.

5.6. Elemento finito

El método de análisis con elementos finitos (EF) da, en general, muy buenos resultados. El método no impone hipótesis adicionales a las de un modelo elástico lineal, como es el caso de la hipótesis de sección plana en el método de columna ancha. No es necesario calcular propiedades geométricas de las secciones y tampoco tomar decisiones en relación con la división de muros en segmentos. El método sólo exige que la relación de aspecto de los elementos sea similar a la unidad y en ningún caso sea mayor que 2, y que los ángulos internos de un elemento cuadrilátero sean cercanos a 90° : menos de 135° y más de 45° . Dos elementos contiguos deben compartir los nudos (figura 5.21). Modelar en 3D, sin embargo, demanda al ingeniero un tiempo considerable. La recuperación de resultados, aun con los programas de computadora modernos, requiere también de un esfuerzo importante.

5.6.1. Tipos de elementos

Los tipos de elementos finitos más comunes son los elementos diafragma, que sólo toman fuerzas

en su plano y que siempre son planos, y los elementos tipo cascarón, que pueden tomar fuerzas y momentos en el sentido transversal y adoptar la forma de superficies curvas en el espacio. Ambos elementos pueden utilizarse para modelar los muros. En caso de utilizar el elemento membrana, es necesario asegurarse de que el programa de cómputo que se esté utilizando, implemente dicho elemento con una formulación reciente de modos incompatibles, que se ha demostrado puede representar adecuadamente problemas de flexión.

Algunos programas permiten definir un espesor de muro distinto a flexión que para las fuerzas de membrana; esto puede aprovecharse para disminuir el espesor a flexión y de esa forma reducir los momentos resistentes fuera del plano, como requieren las NTC-DCM. Sin embargo, esto no suele ser necesario, ya que los momentos fuera del plano son siempre muy pequeños.

Para lograr la relación de aspecto en los castillos, se requieren elementos de dimensiones máximas cercanas a la longitud del castillo y, por consiguiente, los elementos para modelar el muro tendrán dimensiones similares. El resultado es un gran número de elementos que, en general, hacen impráctico el modelado de toda la estructura con EF.

Para evitar el tamaño pequeño de los elementos en los castillos, se ha propuesto modelar los castillos con elementos barra y sólo el interior de los muros con EF. Distintos modelos con mallas más o menos refinadas se muestran en la figura 5.22. Experimentos numéricos demostraron que la discretización más adecuada utilizando este modelo, es aquella que ocupa el menor número de elementos finitos por panel, pero cumpliendo los requisitos de la figura 5.21. Un panel en este contexto, es un muro de mampostería limitado por castillos y dadas.

Las barras y los elementos sólo son compatibles en desplazamientos en los nudos, pero no a lo largo de los elementos. Esta limitante tiene un efecto en la exactitud de los resultados. Por ejemplo, se ha observado que si se subdividen, progre-

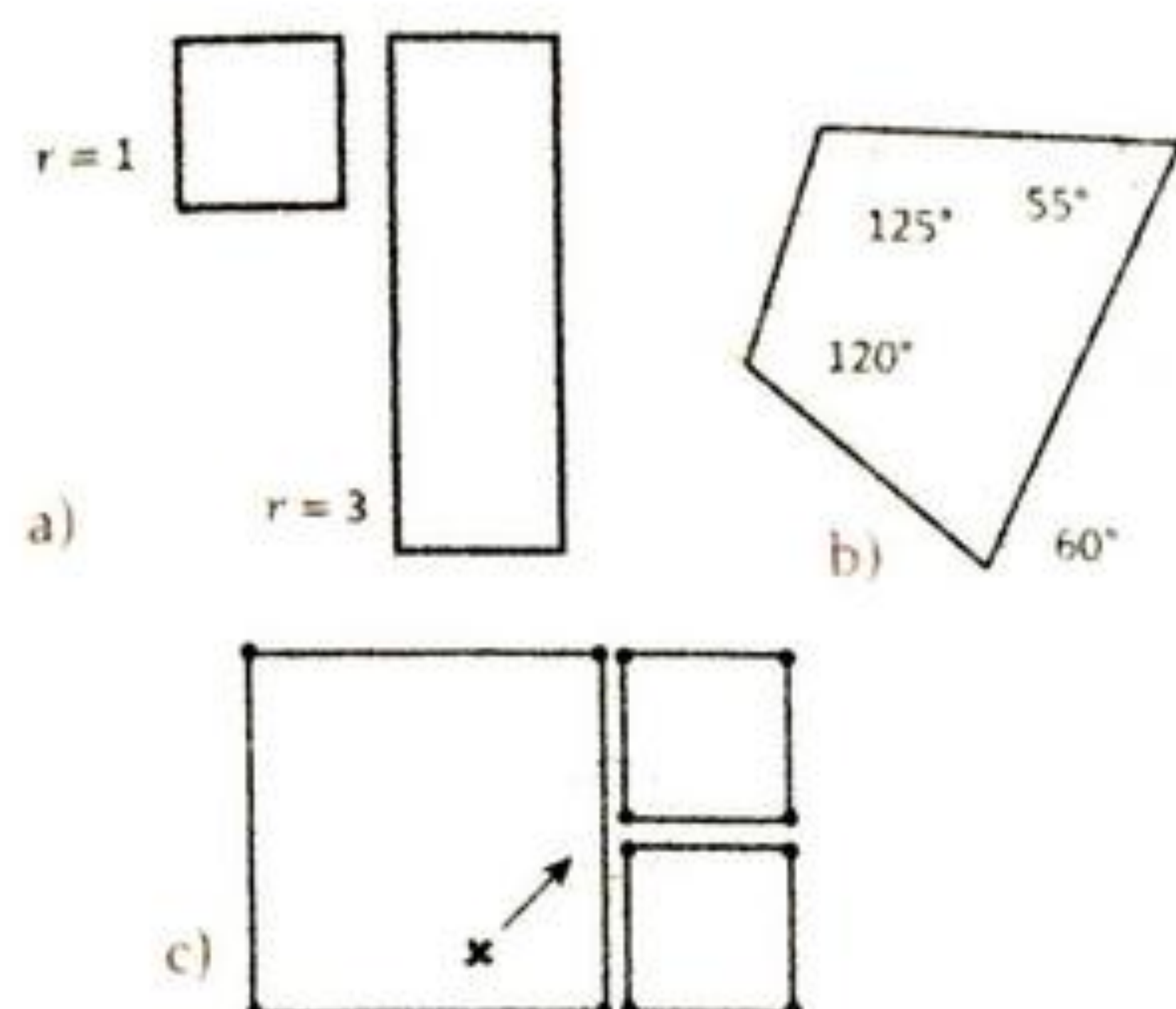


Figura 5.21 Elementos finitos: a) relación de aspecto $0.5 < r < 20$, b) ángulos internos $45 < \theta < 135$, c) los nudos en elementos contiguos deben coincidir.

sivamente, los elementos barra y los elementos finitos, se converge en una solución errónea en aproximadamente, 10%.

5.6.2. Recuperación de resultados

Una de las principales razones que retrasaron el uso de los EF para el análisis, fue que los programas arrojaban esfuerzos cortantes en los elementos, y no fuerzas, y si se tenía que calcular el cortante total en un muro, y su fuerza axial y el momento flexionante, se tenían que integrar los esfuerzos para obtener las resultantes deseadas. Esa limitación ya ha sido superada por los programas de cómputo, que pueden producir las resultantes.

Sin embargo, para que el programa pueda realizar la integración, todavía es necesario especificar los nudos y los elementos de las secciones donde se requiere la resultante. Si bien dicha información es fácil de ingresar en los programas, esto puede resultar engorroso.

5.6.3. Variación de los resultados con elementos finitos

Como en el caso de la columna ancha, se utilizaron varios modelos con elementos finitos para calcular el marco que se presenta en la figura 5.19.

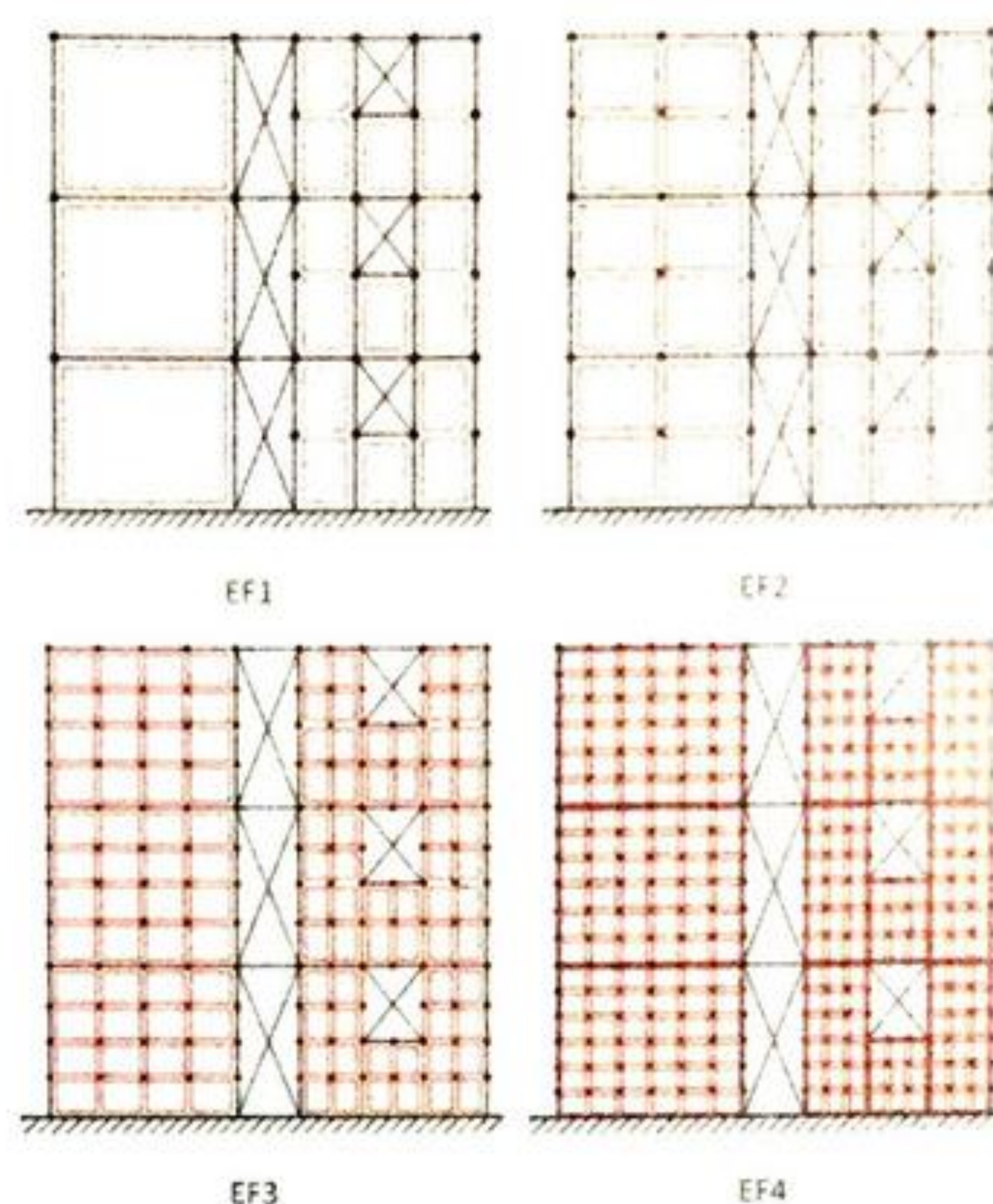


Figura 5.22 Distintos modelos con elemento finito del marco de la figura 5.19.

Los distintos modelos se muestran en la figura 5.22.

Los errores relativos encontrados para fuerza cortante se muestran en la tabla 5.3. Los resultados para fuerzas cortantes son buenos con todos los modelos. Nuevamente, como en el caso de la columna ancha, los errores para el momento y la carga axial son mucho mayores; sin embargo, son menores a los obtenidos con la columna ancha.

Tabla 5.3 Errores relativos de fuerza cortante con distintos modelos de elemento finito

	EF1 (%)	EF2 (%)	EF3 (%)	EF4 (%)
S1	4.5	0.2	2.9	3.2
S2	-6.0	-0.2	-3.8	-4.2
S3-N1	-7.3	-3.4	-7.8	-8.6
S3-N2	-2.3	-1.4	-5.0	-5.6
S3-N3	2.4	3.3	-2.1	-2.7
S4-N1	-4.1	4.2	1.9	2.1
S4-N2	-0.6	4.8	5.9	6.2
S4-N3	-11.5	-5.7	5.7	6.8

5.7. Diafragma

Normalmente, se desea modelar la condición de diafragma rígido en su plano. Como en el caso de los elementos rígidos, el diafragma se implanta imponiendo una restricción cinemática al conjunto de nudos que conforman la losa.

5.8. Muros diafragma

En edificios construidos a base de marcos de concreto o de acero, es común el uso de muros de mampostería para aislar áreas de habitación, dividir los espacios o cerrar marcos perimetrales en las colindancias del predio. Los muros incrementan significativamente la rigidez lateral de los marcos cuando éstos rellenan totalmente el espacio de una crujía y están en contacto con las columnas y vigas del marco. Por lo tanto, modifican la respuesta ante sollicitaciones sísmicas. Estos muros deben considerarse debidamente en el análisis.

De lo contrario, si los muros se separan de los elementos del marco dejando holguras que permitan la deformación del marco ante cargas laterales sin entrar en contacto con el muro, se pueden considerar como muros divisorios no estructurales, para los que sólo se debe garantizar su estabilidad fuera del plano.

La evaluación de estructuras con muros diafragma después de un evento sísmico, sugiere que los muros diafragma, que en muchas ocasiones no tuvieron un diseño formal, a menudo proporcionan la mayor parte de la resistencia lateral y han evitado el colapso de estructuras de marcos relativamente débiles ante la acción de un sismo.

Para considerar debidamente el efecto de estos muros en el comportamiento de la estructura, es necesario incluirlos debidamente en el análisis.

5.8.1. Modelo de análisis

Con base en un estudio con elementos finitos no lineales (Bazán, 1980), consideró que el sistema

muro-marco se comporta esencialmente como una viga I , en la cual las columnas constituyen los patines y el muro es el alma. Si los patines resisten la flexión y el alma el cortante, para caracterizar la rigidez del muro se utilizó el parámetro adimensional

$$\lambda = E_c A_{col} / \beta$$

En el cual A_{col} es el área de la columna de concreto, E_c su módulo de elasticidad, A_m y G_m el área de la sección y el módulo de cortante del muro, respectivamente.

En dicho estudio se consideraron dos condiciones: 1) cuando el muro no ha sufrido agrietamiento, y 2) cuando hay agrietamiento entre muro y marco con o sin grieta diagonal en el interior del muro. En el segundo caso, la rigidez Z que se calcula es secante. En un primer análisis se puede considerar una rigidez sin agrietar de acuerdo con el caso 1. Si al revisar los resultados del análisis se detecta que los esfuerzos cortantes son mayores a 0.7 veces los esfuerzos normales o estos últimos son de tensión, se debe hacer un nuevo análisis con la rigidez secante dada por el caso 2.

Se consideraron dos métodos de modelación: a) con columna ancha, y b) con una diagonal equivalente.

5.8.1.1. Columna ancha

La rigidez lateral calculada con el modelo de columna ancha, se hace con la expresión 5.19, con $\beta = 1$ y donde $E = E_c$ y $G = G_m$, la inercia está dada solamente por las columnas:

$$I = A_{col} L^2 / 2$$

Y el área de cortante:

$$A_c = n(A_m + 2A_{col})\gamma$$

Con $A_m = L_m t$. Usando un programa de análisis, no es posible, normalmente, utilizar dos materiales para definir una sección transversal, de

5.7. Diafragma

Normalmente, se desea modelar la condición de diafragma rígido en su plano. Como en el caso de los elementos rígidos, el diafragma se implanta imponiendo una restricción cinemática al conjunto de nudos que conforman la losa.

5.8. Muros diafragma

En edificios contruidos a base de marcos de concreto o de acero, es común el uso de muros de mampostería para aislar áreas de habitación, dividir los espacios o cerrar marcos perimetrales en las colindancias del predio. Los muros incrementan significativamente la rigidez lateral de los marcos cuando éstos rellenan totalmente el espacio de una crujía y están en contacto con las columnas y vigas del marco. Por lo tanto, modifican la respuesta ante sollicitaciones sísmicas. Estos muros deben considerarse debidamente en el análisis.

De lo contrario, si los muros se separan de los elementos del marco dejando holguras que permitan la deformación del marco ante cargas laterales sin entrar en contacto con el muro, se pueden considerar como muros divisorios no estructurales, para los que sólo se debe garantizar su estabilidad fuera del plano.

La evaluación de estructuras con muros diafragma después de un evento sísmico, sugiere que los muros diafragma, que en muchas ocasiones no tuvieron un diseño formal, a menudo proporcionan la mayor parte de la resistencia lateral y han evitado el colapso de estructuras de marcos relativamente débiles ante la acción de un sismo.

Para considerar debidamente el efecto de estos muros en el comportamiento de la estructura, es necesario incluirlos debidamente en el análisis.

5.8.1. Modelo de análisis

Con base en un estudio con elementos finitos no lineales (Bazán, 1980), consideró que el sistema

muro-marco se comporta esencialmente como una viga I , en la cual las columnas constituyen los patines y el muro es el alma. Los patines resisten la flexión y el alma el cortante. Para caracterizar la rigidez del muro se utilizó el parámetro adimensional:

$$\lambda = E_c A_{col} / G_m$$

En el cual A_{col} es el área de la columna de concreto, E_c su módulo de elasticidad y A_m y G_m el área de la sección y el módulo de cortante del muro, respectivamente.

En dicho estudio se consideraron dos condiciones: 1) cuando el muro no ha sufrido agrietamiento, y 2) cuando hay agrietamiento entre muro y marco con o sin grieta diagonal en el interior del muro. En el segundo caso, la rigidez que se calcula es secante. En un primer análisis se puede considerar una rigidez sin agrietar de acuerdo con el caso 1. Si al revisar los resultados del análisis se detecta que los esfuerzos cortantes son mayores a 0.7 veces los esfuerzos normales o estos últimos son de tensión, se debe hacer un nuevo análisis con la rigidez secante dada por el caso 2.

Se consideraron dos métodos de modelación: a) con columna ancha, y b) con una diagonal equivalente.

5.8.1.1. Columna ancha

La rigidez lateral calculada con el modelo de columna ancha, se hace con la expresión 5.19, con $\beta = 1$ y donde $E = E_c$ y $G = G_m$, la inercia está dada solamente por las columnas:

$$I = A_{col} L^2 / 2$$

Y el área de cortante:

$$A_c = n(A_m + 2A_{col})\gamma$$

Con $A_m = L_m t$. Usando un programa de análisis, no es posible, normalmente, utilizar dos materiales para definir una sección transversal, de

modo que si se selecciona el concreto como el material del elemento, el área de cortante debe multiplicarse por $n = G_m/G_c$ como aparece en la ecuación arriba. El factor γ en el área de cortante depende de que el muro esté o no agrietado, respectivamente:

$$\gamma = 0.37 - 0.12 \frac{L}{h} + 0.023\lambda$$

$$\gamma = 0.2 - 0.05 \frac{L}{h} + 0.019\lambda$$

La ventaja de este método es que no depende de la dirección de la fuerza sísmica, como en el caso del método de la diagonal equivalente, por lo que se puede utilizar en un análisis modal sin problemas. En este método, la fuerza cortante en el tablero está dada por la fuerza cortante en la columna ancha (se desprecia la resistencia de las columnas a corte).

Como anteriormente, para modelar el ancho del muro se utilizan elementos horizontales rígidos.

5.8.1.2. Diagonal equivalente

El método de la diagonal equivalente se basa en el comportamiento observado de los muros diafragma en que el muro queda apoyado únicamente en dos esquinas opuestas, transmitiendo la fuerza lateral a lo largo de la diagonal del muro.

Esta diagonal se considera articulada en sus extremos para tomar en cuenta solamente la rigidez axial de la diagonal.

En la figura 5.23 se muestran las características geométricas que se toman para el modelado del muro diafragma como diagonal equivalente. Los muros sólo participarán en su diagonal a compresión debido a que en la otra diagonal se generan esfuerzos de tensión que no pueden desarrollarse en la mampostería. Cuando se consideren las fuerzas en la otra dirección, se pondrá otra diagonal de compresión y dejará de ser efectiva la primera.

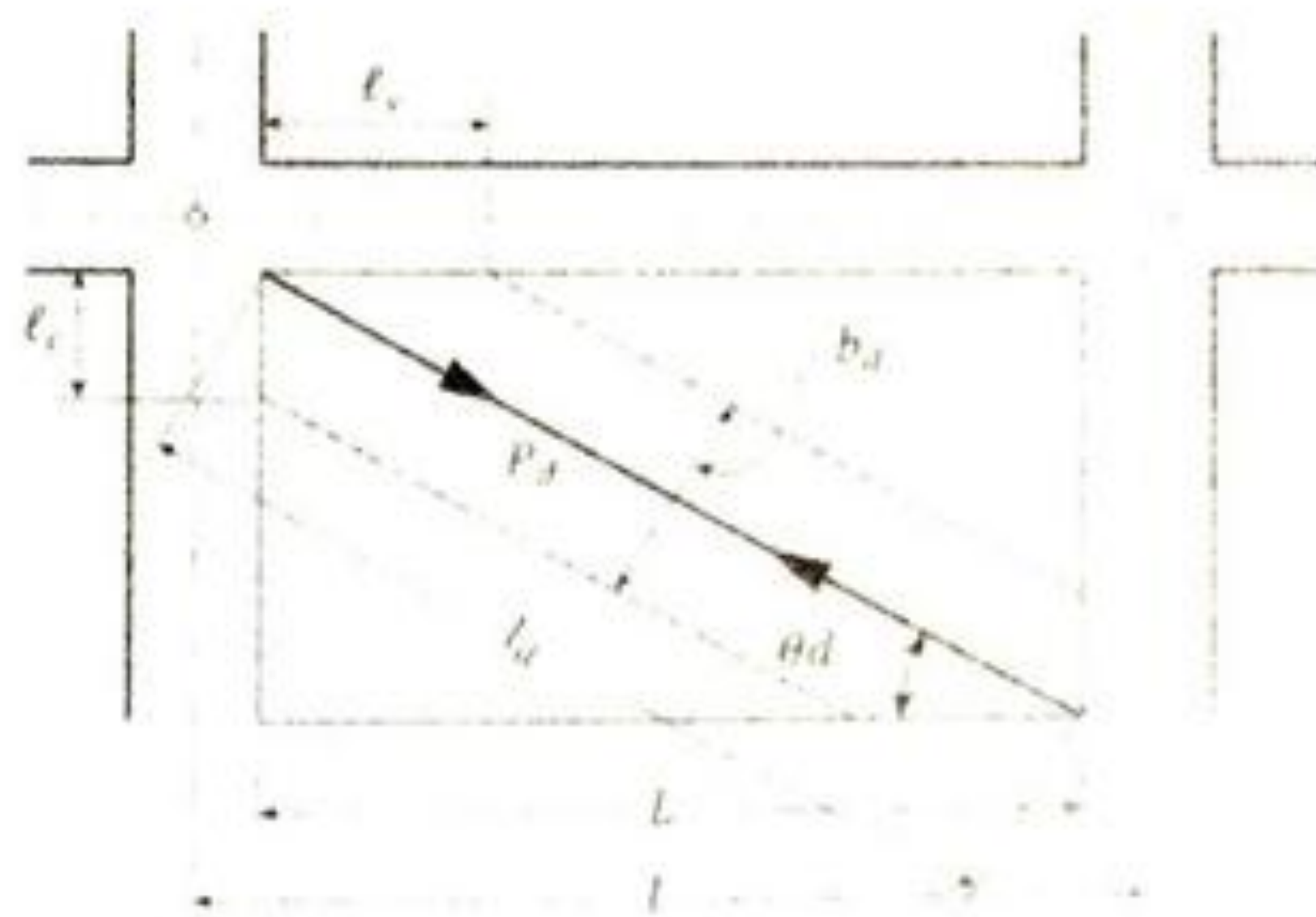


Figura 5.23 Geometría considerada para el método de la diagonal equivalente.

El módulo de elasticidad axial de la diagonal se toma como el de la mampostería, a pesar de que éste generalmente se obtiene para deformaciones de compresión normal a las juntas, mientras que aquí el eje de la diagonal está inclinado con respecto a las mismas.

El área de la diagonal se calcula mediante el producto del espesor del muro, t , y una anchura equivalente, b_d .

Cuando el muro aún no está agrietado y cuando ya se agrietó, el ancho de la diagonal equivalente es, respectivamente:

$$b_d = (0.35 + 0.22\lambda)h$$

$$b_d = \left(0.19 - 0.03 \frac{L}{h} + (0.0035 + 0.005 \frac{L}{h}) \lambda \right) h$$

El efecto de la relación de aspecto no está considerado en forma explícita en el modelo del muro no agrietado. Sin embargo, indirectamente, la rigidez lateral depende del ángulo de la diagonal y, por ende, de la relación de aspecto.

5.8.1.3. Modelo de la diagonal equivalente del código canadiense (CSA S304-14, 2014)

Este modelo es más general que el propuesto anteriormente, ya que considera la posible longitud de contacto entre el muro y la columna ℓ_c , y entre

el muro y la trabe ℓ_v , que toman en cuenta la rigidez relativa del muro y los elementos del marco en función de sus rigideces a flexión. Con estas longitudes de contacto es que se determina el ancho efectivo de la diagonal:

$$b_d = \frac{1}{2} \sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \leq \frac{l_d}{4} \quad (5.20)$$

$$\ell_c = \frac{\pi}{4} \left(\frac{4E_f l_c H}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (5.21)$$

$$\ell_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{4E_f l_v L}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (5.22)$$

$$l_d = (H^2 + L^2)^{\frac{1}{2}} \quad (5.23)$$

Donde:

E_f, E_m

Módulos de elasticidad para cargas de corta duración de marco y de la mampostería, respectivamente.

I_c, I_v

Momentos de inercia de la sección de la columna y la viga.

H

Altura del muro.

L

Longitud del muro.

$\theta_d = \tan^{-1} H/L$ Ángulo que forma la diagonal con la horizontal.

La geometría de este modelo se utiliza de acuerdo con las NTC-DCM para la revisión de la resistencia a corte (capítulo 6).

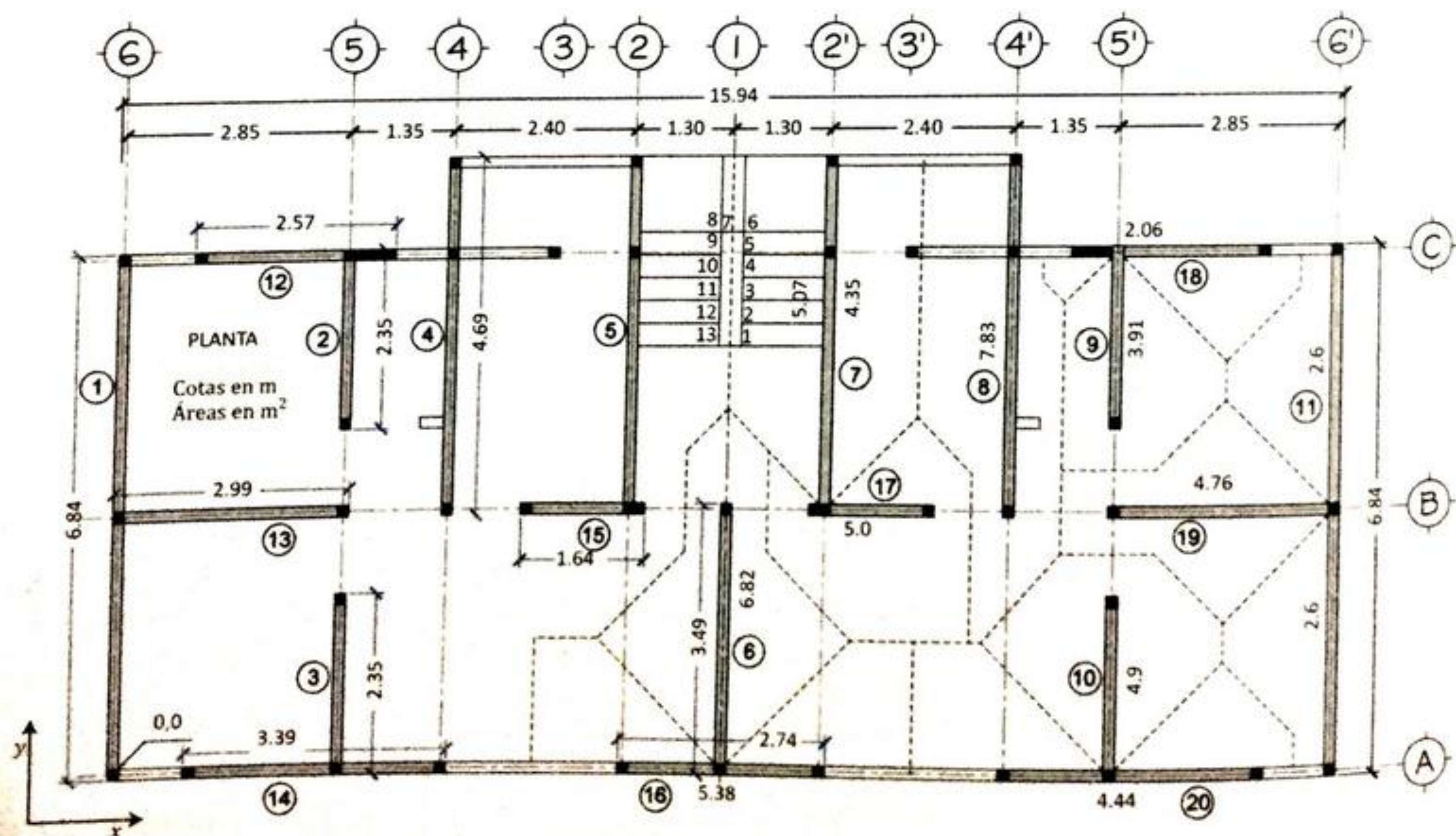


Figura 5.24 Planta simétrica con respecto a un eje vertical. Se indican las longitudes de los muros, su numeración dentro de un círculo y sus áreas tributarias. Esta forma de distribuir las áreas es adecuada para el análisis estático, ya que directamente asigna la carga a los muros y no a cerramientos y vigas.

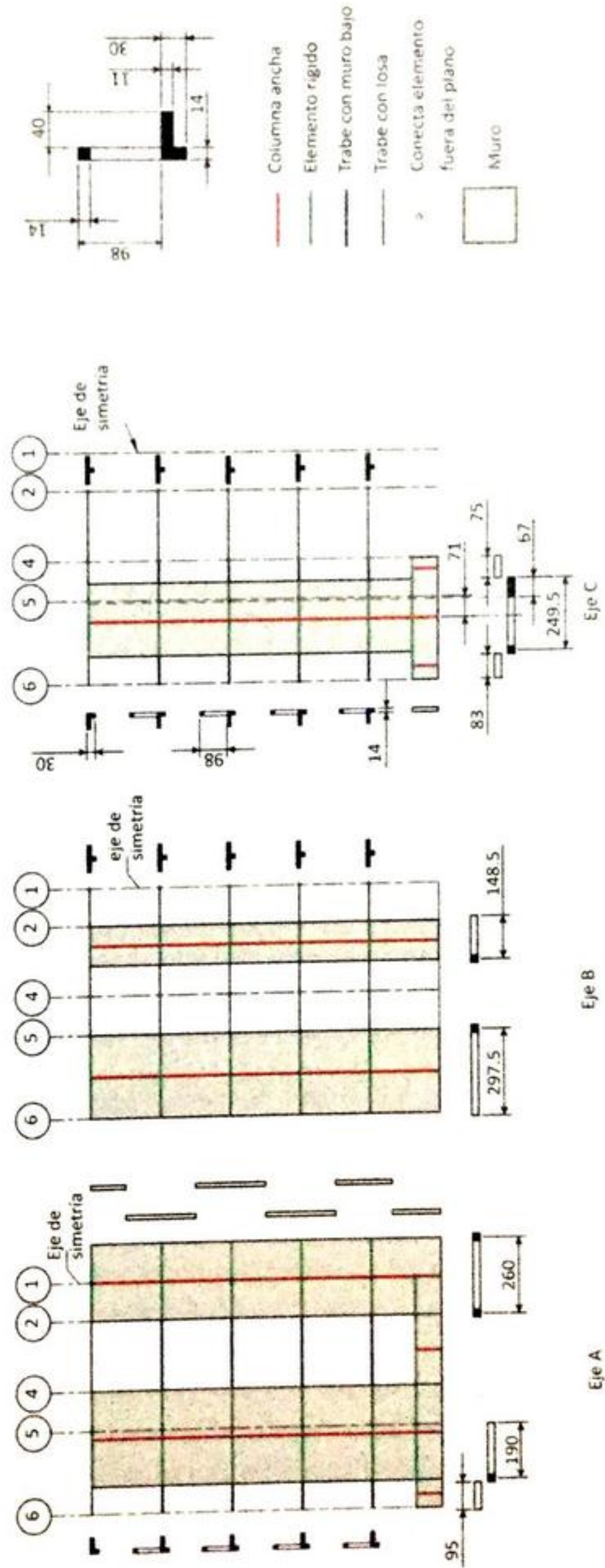
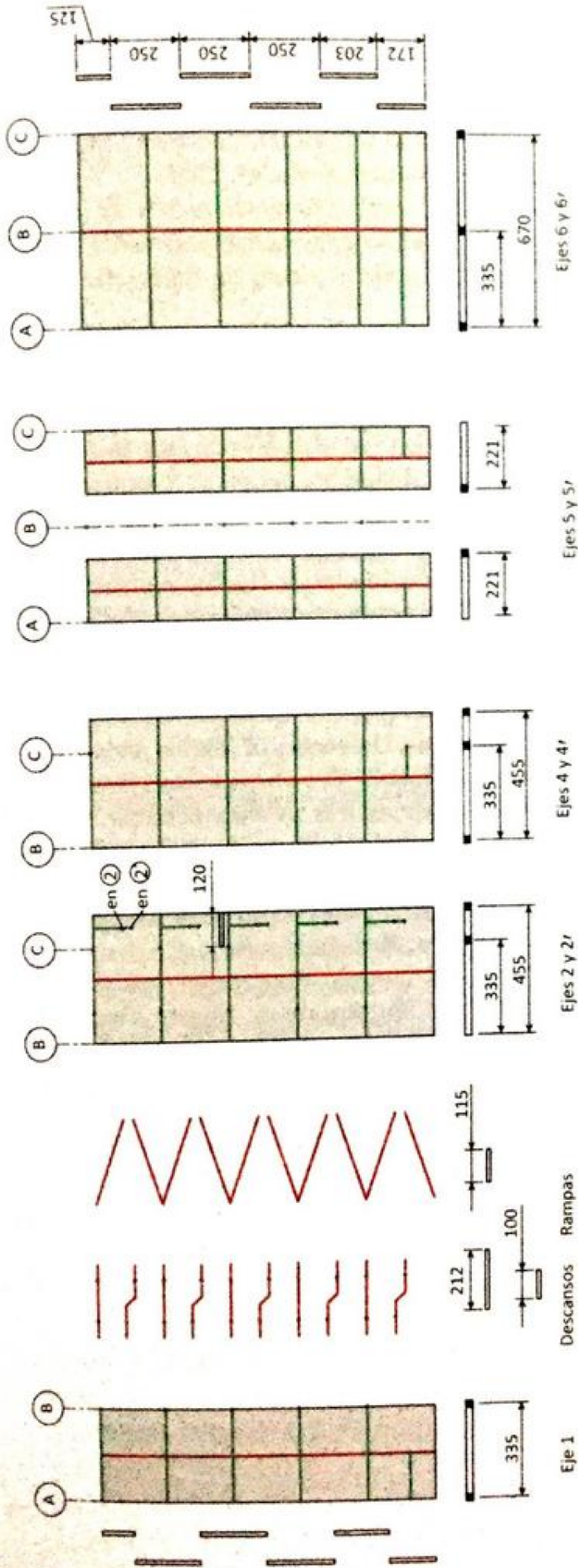


Figura 5.25 Ejemplo 1: modelación con columna ancha

5.9. Referencias

- Bazán Z. (1980). *Muros de mampostería ante cargas laterales, estudios analíticos*. Tesis doctoral, Facultad de Ingeniería, División de Estudios de Posgrado (Estructuras), México.
- Cheung V. W. & Tso, E.K. (1986). "Eccentricity in irregular multistorey buildings". *Canadian Journal of Civil Engineering*, 13(1), 46-52.
- Chopra, A.K. (2007). *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- CSA S304-14 (2014). *Design of Masonry Structures*. Mississauga, Ontario.
- De la Llera, J.C. & Chopra, A. K. (1994). "Accidental-torsion in buildings due to stiffness uncertainty". *Earthquake and Structural Dynamics*, 23, 117-136.
- Der Kiureghian, A. (1981). "A response Spectrum Method for Random Vibration Analysis of MDF Systems". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 9, 419-435.
- Escobar, J. A. & Ayala, G. (1998). "Yielding seismic response of code designed single storey asymmetric structures". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, 525-541.
- Escobar, J. A., Mendoza S. A., & Gómez M. R. (2004). "Diseño simplificado por torsión sísmica estática". *Revista de Ingeniería Sísmica*, 70, 77-107.
- Golub, G.H. & Van Loan, C.F. (1996). *Matrix Computations*. Baltimore y Londres: The Johns Hopkins University Press.
- Hibbeler, R.C. (2011). *Structural Analysis* (8th Edition). Prentice Hall.
- Klaus-Jürgen Bathe, E.L. (1976). *Numerical Methods in Finite Element Analysis*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.
- Leger, P., Wilson, E.L., & Clough R.W. (1986). *The Use of Load dependent Vectors in Dynamic and Earthquake Analysis*, Report UBC/EERC 86-04, University of California, Research Center, Berkeley, Calif.
- Lizárraga P. (2017). *Comportamiento de muros de mampostería confinada con elementos flexibles*. Tesis doctoral, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- NTC-DCEM (15 de diciembre del 2017). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería". *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (220 Bis), 614-688.
- NTC-DS (15 de diciembre del 2017). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (220 Bis), 44-83.
- Pekau, O.A. & Guimond, R. (1988). "Accidental torsion in yielding symmetric structures". 9th World Conference on Earthquake Engineering, V, págs. V85-V90. Tokyo, Japón.
- Rosenblueth, E. (1951). *A Basis for Aseismic Design*. Ph.D. thesis, University of Illinois, Urbana, Ill.
- Taveras, M.A. (2008). *Recomendaciones para el modelado de estructuras de mampostería confinada ante carga lateral*. Posgrado de Ingeniería de la UNAM.
- Tena, A. (2009). *Análisis de estructuras con métodos matriciales*. Mexico: Limusa.
- Tomazevic, M. (2009). "Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: Shear versus tensile strength of masonry". *Materials and Structures*, 42, 889-907.
- Tso, W.K. (1990). "Static eccentricity for torsional moment estimations". *ASCE Journal of Structural Engineering*, 16, 1199-1212.

CAPÍTULO 6

Diseño

JUAN JOSÉ PÉREZ-GAVILÁN ESCALANTE
(INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM)

6.1 Consideraciones generales 6.2 Modos de falla
6.3 Resistencia de muros a compresión 6.4 Muros
desplantados sobre vigas 6.5 Resistencia de muros a
flexocompresión 6.6 Resistencia de muros a cortante
6.7 Mampostería reforzados interiormente 6.8 Muros
diafragma 6.9 Referencias

6.1. Consideraciones generales

La filosofía de diseño que se utiliza en las NTC-DCEM (2017) es la de diseño al límite. De acuerdo a esta filosofía las estructuras y elementos estructurales deben dimensionarse y detallarse de modo que la resistencia de diseño, de cualquier sección, sea mayor o igual al valor de diseño de la fuerza o momento internos en dicha sección.

Para entender el concepto de resistencia, es necesario definir, primero, los estados límite de diseño. De acuerdo al RCDF los estados límite se clasifican en dos grupos (NTC-CADEE, 2017):

1. Estados límite de servicio, que establecen condiciones que impiden el funcionamiento adecuado de la estructura para el cual fue diseñada.
2. Estados límite de falla, que definen modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la estructura o cualquier parte de

ella o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de la carga.

La resistencia de acuerdo a las NTC-CADEE, deberá entenderse como: "...la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualquiera de sus componentes"; y continúa: "En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura". La resistencia se puede determinar en forma experimental.

6.1.1. Resistencias y acciones de diseño

Las resistencias de diseño (R_d) se obtienen de multiplicar las resistencias nominales por un factor de reducción de la resistencia ($R_d = F_R R_N$, $F_R < 1$), y las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen del análisis de la estructura para las distintas combinaciones de acciones que tienen una probabilidad no despreciable de actuar en forma simultánea sobre la estructura. En cada combinación de carga, cada una de las acciones es multiplicada por un factor de carga ($F_c > 1$).

Las resistencias nominales se obtienen tomando en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales. El factor de reducción de la resistencia toma en cuenta la variabilidad en la determinación de las resistencias y la debida a la variabilidad de las propiedades mecánicas de los materiales.

Así mismo el factor de carga toma en cuenta la variabilidad en la determinación de las cargas actuantes en la estructura.

Las NTC-DCEM asumen que las fuerzas y momentos internos se calculan mediante un análisis estructural elástico lineal sometiendo a la estructura a las combinaciones de acciones de diseño que se especifican en el las normas correspondientes (NTC-CADEE).

6.1.2. Tipos de acciones y su intensidad

Las acciones se clasifican por su duración en:

1. Acciones permanentes (CM), típicamente debidas al peso propio de los materiales.
2. Acciones variables (CV), cargas que varían en el tiempo debido al uso de la estructura.
3. Acciones accidentales (CA), de corta duración, típicamente acciones debidas a sismo (S) o viento (V).

Las acciones permanentes se consideran con su intensidad máxima, a menos que su acción sea favorable para la estabilidad de la estructura; en ese caso, se utiliza su intensidad mínima probable.

Para el caso de las acciones variables, se consideran distintas intensidades dependiendo de la combinación de cargas y el efecto de las cargas que se considere:

- a) Intensidad máxima probable, durante la vida esperada de la estructura.
- b) Intensidad instantánea: la intensidad máxima probable de la acción en el tiempo que dura una acción instantánea.
- c) Intensidad media: el valor medio de la acción en el lapso de varios años.
- d) Intensidad mínima, que se utiliza sólo para casos en los que la acción sea favorable para la estabilidad de la estructura.

6.1.3. Combinaciones de carga

Se consideran dos categorías de combinaciones de carga: La que incluyen cargas permanentes (CM) y variables (CV), conocida también como la combinación de cargas verticales. En ese caso los factores de carga son:

$$CCV = 1.3 CM + 1.5 CV$$

Para esta combinación de cargas, se toma en cuenta la intensidad máxima de las acciones.

Para efectos a largo plazo, como es el caso de la determinación de asentamientos, deberán utilizarse los valores medios de las acciones.

En la segunda categoría se tiene la combinación de cargas permanentes, variables y accidentales, esto es:

$$CCS = (CM + CV + I \times 1.1)$$

Para esta combinación de cargas, se consideran todas las cargas permanentes y variables con su intensidad instantánea. En la combinación debe incluirse solamente una acción accidental, por ejemplo, sólo sismo o viento.

En el caso de sismo o viento, para enfatizar que debe considerarse la acción en los dos sentidos, se incluyen en la combinación de carga con el signo $\pm$, para el caso de sismo, como:

$$CCS = (CM + CV \pm S) \times 1.1$$

Para la revisión de los estados límite de servicio, los factores de carga serán iguales a la unidad.

6.1.4. Estado límite de servicio

La estructura debe diseñarse de modo que los efectos (asentamientos, deformación, agrietamiento, vibraciones etc.) debidos a la acción de las cargas sin multiplicar por el factor de carga, sean de tal magnitud que le permitan operar en forma satisfactoria.

Cuando se incluyen cargas permanentes y variables este requisito se cumple, de acuerdo al capítulo 4 de las NTC-CADEE, si el desplazamiento vertical al centro de vigas que soportan muros, estructurales o divisorios, es:

$$\Delta_{cl} < L/480 \quad (6.1)$$

donde L es el claro de la viga, y el desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura es:

$$\Delta_e < h/500 \quad (6.2)$$

Donde h es la altura del entrepiso.

Cuando la combinación de cargas incluye sismo, la revisión del estado límite de servicio consiste, de acuerdo a las NTC-DS (2017) (capítulo 1), en limitar los desplazamientos de entrepiso para sismos frecuentes. Esto se logra utilizando la ecuación 6.3:

$$\gamma_e Q' R K_s < 0.002 \quad (6.3)$$

Donde γ_e es la distorsión máxima de entrepiso obtenida del análisis de la estructura con el espectro reducido de diseño (capítulo 5), Q' y R son el factor de reducción por comportamiento sísmico y sobrerresistencia, respectivamente, y K_s esta dado por:

$$K_s = \begin{cases} 1/6 & T_s < 0.5 \text{ s} \\ 1 & 0.5 \text{ s} < T_s < 1.0 \text{ s} \\ \frac{1}{6 - 4(T_s - 0.5)} & 0.5 \text{ s} < T_s < 1.0 \text{ s} \\ 1/4 & T_s \geq 1.0 \text{ s} \end{cases} \quad (6.4)$$

El factor K_s convierte las distorsiones, debidas al sismo máximo probable de diseño, a una distorsión debida a un sismo de intensidad frecuente.

6.1.5. Estado límite de falla

El diseñador debe garantizar que los efectos de las acciones de diseño, no pongan en peligro la estabilidad de la estructura o cualquier parte de ella como tampoco la capacidad de la estructura para resistir nuevas aplicaciones de la carga. A este estado límite se le conoce como de protección contra colapso.

Esto se logra asegurando que la resistencia de diseño, R_d , sea mayor o igual que la mayor de las fuerzas o momentos debidos a las distintas combinaciones de acciones de diseño, F_u :

$$R_d \geq F_u \quad (6.5)$$

Los valores de los factores de reducción de las resistencias para distintas fuerzas internas se muestran en la tabla 6.1.

Tabla 6.1 Factores de reducción de la resistencia

Tipo de fuerza	F_R
Carga axial en compresión	$F_R = 0.6$
Cortante	$F_R = 0.7$
Flexión	$F_R = 0.8$

Si un muro está sujeto a flexocompresión, el factor de reducción dependerá del nivel de carga axial: si $P_u < P_R/3$ entonces, se considerará que el factor de reducción es el de flexión; de lo contrario, se considerará el factor de reducción a carga axial.

Para el caso de sismo, las fuerzas laterales sobre la estructura son debidas al movimiento del terreno. Como se vio en el capítulo 5, las fuerzas de diseño pueden obtenerse como:

$$F_u = F_e / (Q' R) \quad (6.6)$$

y las distorsiones de diseño inelásticas, γ_{ei} , como:

$$\gamma_{ei} = \gamma_{er} Q R \quad (6.7)$$

Estas deformaciones relativas no deberán exceder las que se especifican en el capítulo 4 de las NTC-DS, mismas que se transcriben en la tabla 6.2.

6.1.6. Distorsiones inelásticas admisibles

Las distorsiones inelásticas de entrepiso admisibles se propusieron con base en resultados experimentales, atendiendo los criterios siguientes:

1. Los desplazamientos admisibles corresponden a las resistencias máximas observadas en ensayos pseudoestáticos.
2. Los desplazamientos admisibles ante acciones dinámicas deben tomar en cuenta que los desplazamientos obtenidos en ensayos en mesa vibradora son mayores a los observados en ensayos pseudoestáticos. El factor de amplificación debe ser menor a 2.

La primera consideración es conservadora cuando los muros tienen refuerzo horizontal debido a

Tabla 6.2 Factor de comportamiento sísmico, distorsión lateral inelástica máxima y limitaciones de uso

Sistema estructural ⁽¹⁾	Q	$\gamma_{m\acute{a}x}$
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal ²	2.0	0.01
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas	2.0	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas con refuerzo horizontal ²	2.0	0.008
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas	1.5	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas reforzadas interiormente	1.5	0.006
Muros diafragma	(³)	(³)
Muros de carga de mampostería de piezas huecas o macizas no confinados ni reforzados ⁵	1.0	0.002
Mampostería de piedras naturales	1.0	0.002

¹ La presente Tabla es válida para edificaciones de hasta 6 niveles. Para estructuras con un mayor número de niveles, se reduce Q en 0.5, pero en ningún caso Q será menor a la unidad.

² Para que el sistema estructural sea considerado en esta categoría, todos los muros estructurales deben tener refuerzo horizontal.

³ Cuando los muros sean parte de marcos o de estructuras que no puedan resistir al menos 70 por ciento de la carga lateral sin tomar en cuenta la resistencia de los muros, la ductilidad será de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada en el muro diafragma. En caso contrario, podrá usarse el valor de Q asignado a los marcos o la estructura.

⁴ Se tomará de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada.

⁵ Sólo para revisión de estructuras existentes.

que, en ese caso, las distorsiones que la estructura puede desarrollar, en forma estable, pueden ser varias veces la obtenida a la resistencia máxima, dependiendo de la cantidad de refuerzo.

Cuando los muros no tienen refuerzo horizontal, en cambio, las distorsiones adicionales que pueden alcanzarse, después de la resistencia máxima, son pequeñas y son, en general, inestables¹.

Dicho criterio general se consideró consistente con la condición de diseño de prevención de colapso, ya que, cuando se alcanza la resistencia máxima, los muros son capaces de sostener carga axial y la probabilidad de colapso es baja.

6.1.7. Ductilidad global y del primer nivel

En las estructuras de mampostería, los daños suelen concentrarse en el primer nivel dejando con daños menores, y en ocasiones sin daño, a los muros de niveles superiores. Este comportamiento hace difícil hablar de una ductilidad global de las estructuras.

¹ Los desplazamientos son estables cuando en un ensayo pseudoestático con cargas cíclicas se realizan dos ciclos que alcanzan la misma distorsión lateral y las resistencias correspondientes resultan similares.

En estructuras de concreto o acero, se supone que los daños debidos a sismo se distribuyen en forma uniforme, aproximadamente, en toda la estructura. Esta hipótesis es más o menos válida en la medida que las dimensiones de las secciones y/o refuerzos en ellas se van adecuando a las demandas de resistencia que varían con la altura del edificio.

La hipótesis de daño uniforme implica que las deformaciones totales y las deformaciones plásticas por nivel son similares.

En el diseño de estructuras de mampostería es difícil que se reduzca la densidad de muros o se reduzca su espesor. Esto conduce a que la resistencia de la estructura se mantenga con la altura mientras que la demanda se reduce. En consecuencia, los daños se concentran en el primer nivel, como ya se ha dicho (figura 6.1).

Haciendo estas consideraciones, es posible estimar la demanda de ductilidad en el primer nivel dada la ductilidad global de la estructura, usando un sistema equivalente de un grado de libertad (Paulay & Priestley 1992). Considerando que el desplazamiento total es la suma del desplazamiento elástico más el desplazamiento plástico, $d_u = d_e + d_p$, la ductilidad global del sistema, suponiendo un daño uniforme de la estructura, es:

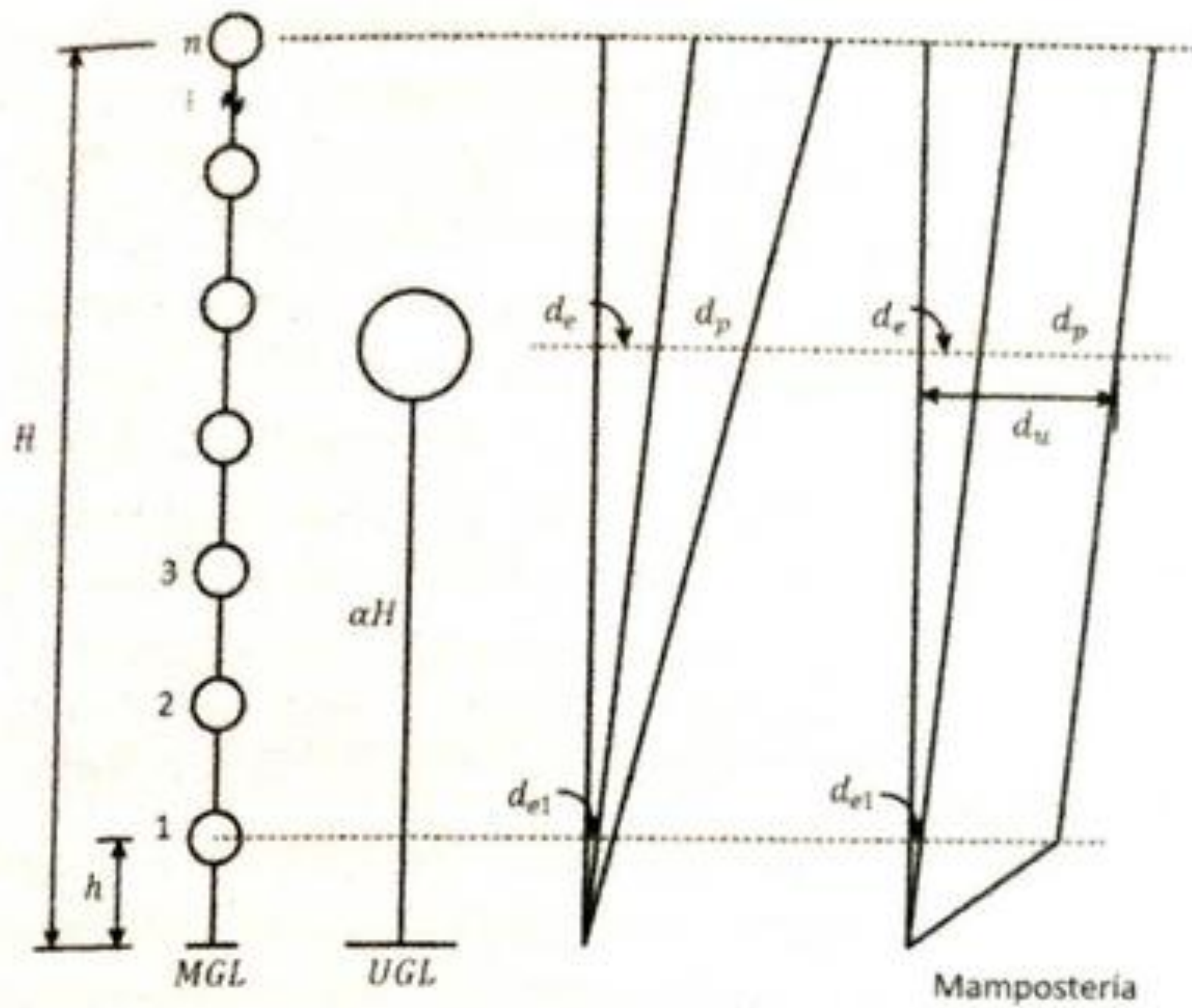


Figura 6.1 Variación de los desplazamientos elásticos y plásticos.

$$\mu = \frac{d_u}{d_e} = 1 + \frac{d_p}{d_e} \quad (6.8)$$

De donde:

$$d_p = (\mu - 1)d_e \quad (6.9)$$

Suponiendo que la distorsión plástica se concentra en el primer nivel, la demanda de ductilidad en el primer nivel es:

$$\mu_1 = \frac{(d_{e1} + d_p)}{d_{e1}} = 1 + d_p/d_{e1} \quad (6.10)$$

Si se supone que todos los entrepisos tienen la misma altura, $H = nh$ y por tanto:

$$\frac{d_{e1}}{h} = \frac{d_e}{\alpha H}; \quad d_{e1} = \frac{d_e}{\alpha n} \quad (6.11)$$

Sustituyendo d_p y d_{e1} en la ductilidad del primer nivel, se obtiene:

$$\mu_1 = 1 + (\mu - 1)n\alpha \quad (6.12)$$

Tabla 6.3 Demanda de ductilidad en el primer nivel μ_1

n	α	$\mu = 2$	$\mu = 2.5$	$\mu = 3$
2	0.83	2.7	3.5	4.3
3	0.78	3.3	4.5	5.7
4	0.75	4.0	5.5	7.0
5	0.73	4.7	6.5	8.3
6	0.72	5.3	7.5	9.7
7	0.71	6.0	8.5	11.0
8	0.71	6.7	9.5	12.3

Si además se supone que las masas de todos los niveles son iguales, se obtiene (ecuación 5.15):

$$\alpha = \frac{2n + 1}{3n} \quad (6.13)$$

En la tabla 6.3 se muestran las demandas de ductilidad en el primer nivel variando el número de niveles y la ductilidad global μ .

En el caso de las estructuras de mampostería, la demanda de ductilidad en el primer nivel de la estructura depende del número de niveles. Si se fija la ductilidad que pueden desarrollar los muros, dígame, menor a 6.0, es posible diseñar, para seis niveles con una ductilidad de dos, mientras que para cuatro niveles es posible diseñar con una ductilidad global de 2.5 y para tres niveles con una de 3.

En NTC-DS (tabla 6.2) se asume que las ductilidades son admisibles para estructuras hasta 6 niveles. Para estructuras de más de seis niveles la ductilidad se reduce para tomar en cuenta que la demanda ductilidad en el primer nivel se incrementa con el número de niveles.

6.1.8. Determinación de la ductilidad

La ductilidad de un muro se puede calcular con los resultados de ensayos de muros sometidos a cargas laterales cíclicas mediante el ajuste de un modelo elastoplástico equivalente a la envolvente de la curva histéresis desplazamiento vs carga lateral.

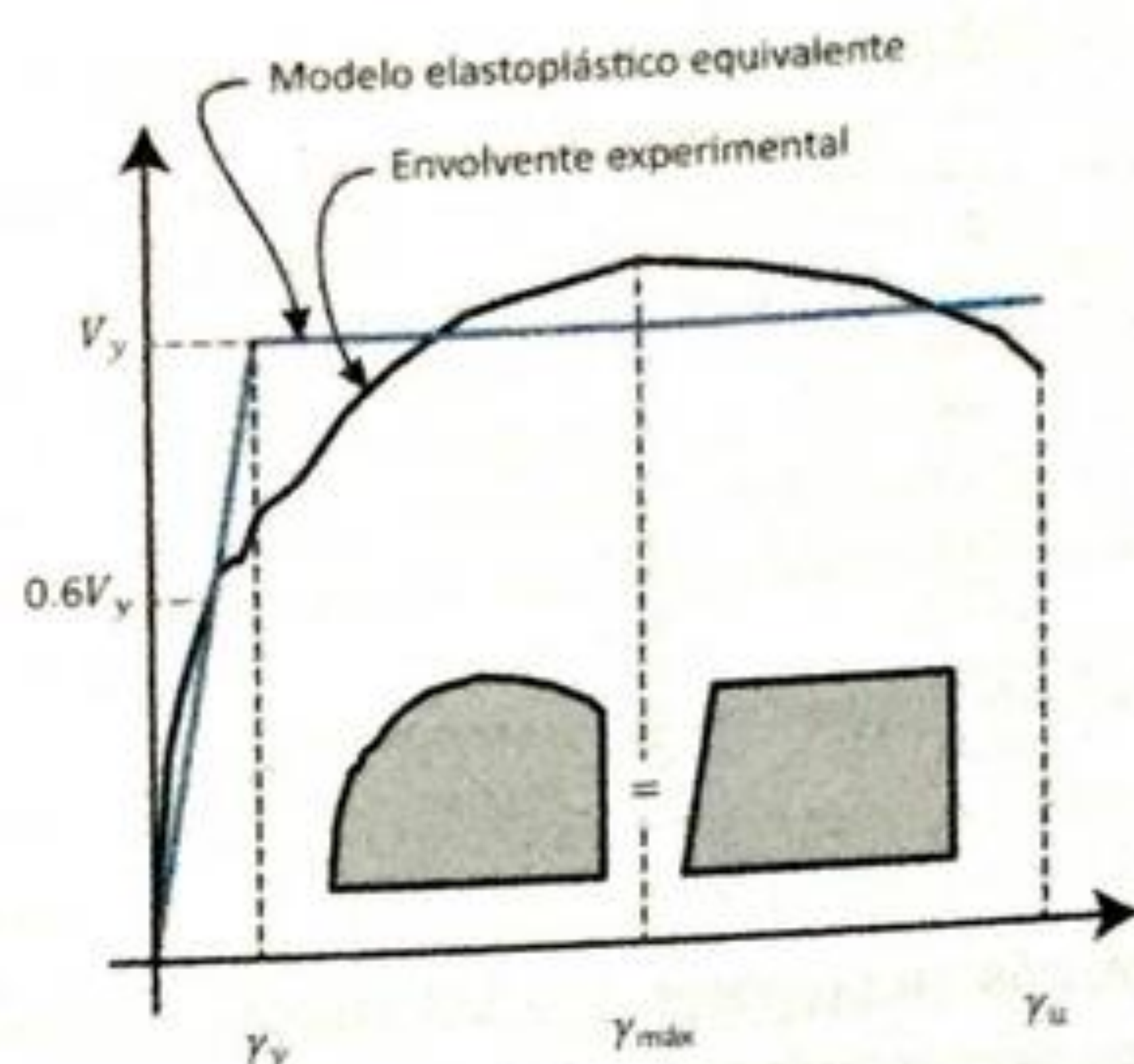


Figura 6.2 Modelo elastoplástico equivalente.

La definición del modelo se muestra en la figura 6.2 (Pristley, Calvi & Kowalsky 2007), (ASCE/SEI 41-13 2014).

El modelo se determina haciendo que:

1. El área bajo la curva del modelo elastoplástico equivalente y de la curva envolvente, fuerza lateral contra distorsión, sean iguales. Esta última, obtenida experimentalmente, considerada hasta la distorsión última γ_u .
2. La ordenada de la intersección de la rama ascendente del modelo elastoplástico equivalente con la envolvente experimental sea $0.6V_y$, donde V_y es la resistencia del modelo elastoplástico. Esta misma definición se utiliza en el apéndice A de las NTC-DCM para evaluar la ductilidad de nuevos sistemas de mampostería.

La ductilidad es entonces:

$$\mu = \frac{\gamma_y}{\gamma_u}$$

En la tabla 6.4 se muestran las ductilidades promedio de muros ensayados de distintas mamposterías y con refuerzo horizontal variable. Se muestra además el factor de área neta, f_{an} , de las piezas utilizadas en cada ensaye.

Tabla 6.4 Ductilidades de muros de mampostería con refuerzo horizontal

Tipo	f_{an}	$\gamma_y\%$	μ
Piezas artesanales de barro rojo (Aguilar, 2001)		0.13	4.7
Piezas extruidas de arcilla (Alcocer, 1997)		0.10	4.6
Extruidas de arcilla (Rubio, 2017)		0.19	2.9
Piezas de concreto (Cruz, 2015)		0.15	5.7

Nota: el valor de γ_y proviene de ensayos por carga estática no considerando el efecto dinámico.

6.2. Modos de falla

En general un muro que forme parte de una estructura estará sometido en forma simultánea a la acción de fuerzas axiales, cortantes y momentos, debidos a la combinación de cargas verticales y fuerzas laterales por sismo o viento.

La falla de un muro debida a fuerzas axiales puede ser por inestabilidad del muro o por aplastamiento si se excede la resistencia de la mampostería a compresión. La falla debida a cargas laterales puede también manifestarse de distintas formas, por deslizamiento, por tensión diagonal o por flexión.

Se ha observado que las fallas por deslizamiento se producen con más frecuencia en muros largos ($H/L < 1$) y, en ese caso, la falla se presenta en forma súbita, aun cuando los muros están confinados con castillos. La falla por deslizamiento puede producirse también, después de varios ciclos de carga lateral, en la zona de la articulación plástica, cerca de la base del muro, especialmente cuando se han producido rotaciones importantes del muro. Esto se debe a que dichas rotaciones producen paulatinamente planos de falla generados por flexión. Adicionalmente, se han observado deslizamientos en juntas donde se ha colocado una gran cantidad de refuerzo horizontal.

En un muro sometido a carga lateral, la fuerza cortante se transmite en forma de un puntal de compresión en la mampostería. Estos esfuerzos de compresión producen tensiones en el sentido perpendicular a la acción del puntal que generan la falla del material por tensión. Este tipo de falla produce agrietamientos inclinados paralelos a la acción del puntal de compresión que atraviesan a las piezas de mampostería.

Si el mortero de pega tiene una baja resistencia a compresión, que se traduce en una baja resistencia a tensión en comparación con la resistencia a tensión de las piezas, se produce un agrietamiento inclinado pero que se propaga por las juntas, en vez de propagarse por las piezas como en el caso anterior.

En general se considera como dominante el modo de falla por tensión diagonal; por esta razón, se considera explícitamente en las NTC-DCM. Sin embargo, se ha observado que puede presentarse una falla combinada de desliza-

miento y tensión diagonal en muros con relación de aspecto ($H/L < 1$).

La falla por flexión puede producirse por escaso refuerzo en los castillos lo que conduce a rotaciones excesivas que producen agrietamientos horizontales en el muro.

Alternativamente puede presentarse la falla por aplastamiento en un castillo, si se trata de muros con castillos exteriores o bien aplastamiento en la mampostería en el caso de muros con refuerzo interior. Este tipo de falla es dúctil ya que pueden producirse importantes desplazamientos laterales antes de que se agote por completo la capacidad del muro. (figura 6.3)

6.3. Resistencia de muros a compresión

Para determinar la resistencia a carga axial se toman en cuenta la excentricidad con que se transmite la carga axial al muro, la esbeltez y las condiciones de frontera del muro. La resistencia a carga axial de muros confinados se puede determinar con:

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y) \quad (6.14)$$

Donde $f'_m A_T$ es la resistencia debida a la mampostería. Se observa que se usa el área total del muro incluyendo los castillos, A_T ; $\sum A_s f_y$ es la resistencia debida al refuerzo vertical en el muro. En muros confinados $\sum A_s$ es el área total del refuerzo vertical en los castillos y, en muros reforzados interiormente, es el área total del refuerzo vertical; f_y es el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal. La resistencia a compresión debida al concreto de los castillos se considera en forma reducida al tomar en cuenta el área de los castillos en la resistencia debida a la mampostería.

En el caso de mampostería con refuerzo interior se limita la contribución de la resistencia debida al refuerzo, como se indica en:

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y) \leq 1.25 F_R F_E f'_m A_T \quad (6.15)$$

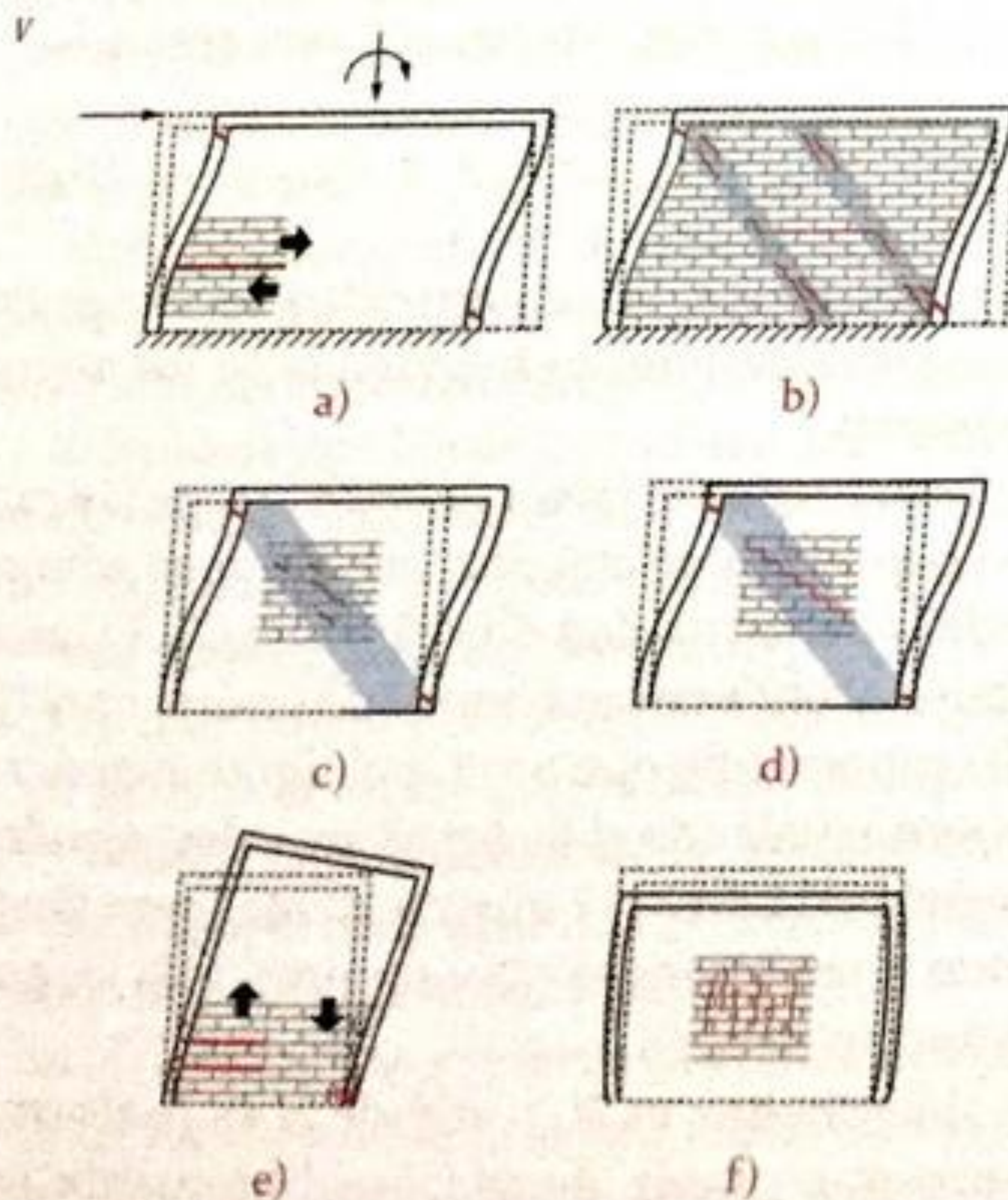


Figura 6.3 Modos de falla: a) deslizamiento, b) deslizamiento y tensión diagonal, c) tensión diagonal, d) tensión diagonal por las juntas, e) flexión, f) aplastamiento por compresión.

esto es: $\sum A_s f_y \leq 0.25 f'_m A_T$. Dado que la deformación de la mampostería a la falla puede, en general, alcanzar valores mayores que la deformación a la fluencia del refuerzo, la resistencia a compresión lleva al límite de su capacidad a ambos materiales. La restricción de la contribución del refuerzo en la resistencia, aplica para mamposterías de baja resistencia a la compresión. Por ejemplo, si se acepta que la cuantía máxima en un muro con refuerzo interior es $\sum A_s / A_T = 0.0025$, y se deja fijo el esfuerzo de fluencia del acero igual a 420 MPa, implica que para mamposterías con una resistencia a compresión $f'_m < 4.2 \text{ MPa } f_y / f'_m \sum A_s / A_T > 0.25$, lo que significa que la cuantía máxima ya no es efectiva; $F_E \leq 0.9$ es el factor de esbeltez.

6.3.1. El factor de esbeltez

El factor de esbeltez reduce la resistencia a compresión del muro dependiendo de la excentricidad con que se transmite la carga de la losa al muro, e' , de la esbeltez del muro kH/t , y de la distancia entre los elementos de apoyo que restringen el desplazamiento lateral del muro L' (figura 6.5), el factor F_E es:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \times \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9 \quad (6.16)$$

La excentricidad $e' = e_{ct} + t/24$ es con la que baja la carga axial sobre muros de borde más una excentricidad accidental $t/24$; la excentricidad de la carga de la losa, e_c , esta dada por:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3} \quad (6.17)$$

Donde b es la distancia de apoyo del sistema de piso sobre la el muro (figura 6.4).

Debe suponerse que la excentricidad de la carga que baja de los niveles superiores es cero y

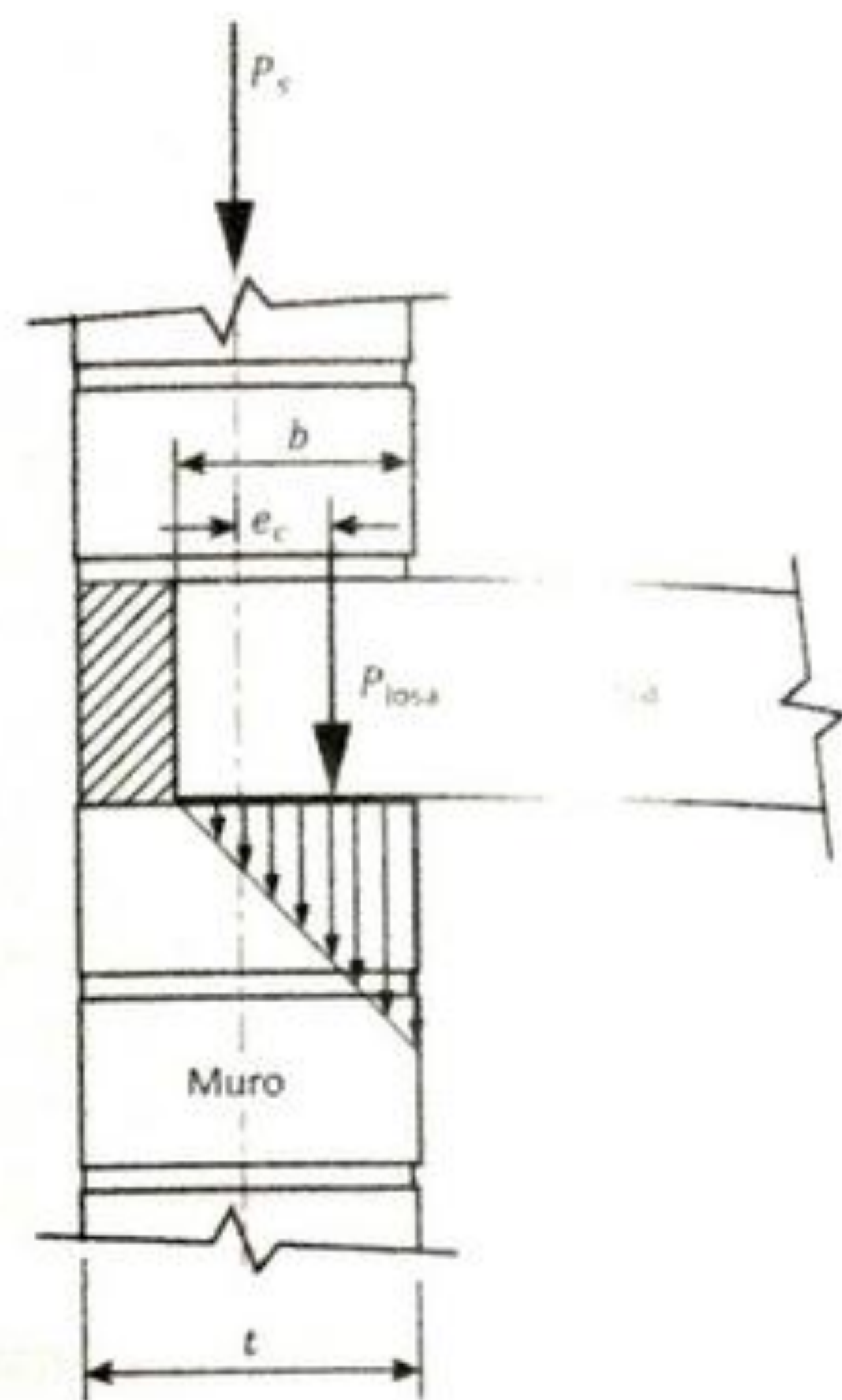


Figura 6.4 Excentricidad de la carga sobre el muro.

solo la carga del nivel que se considera se transmite de forma excéntrica al muro (figura 6.4). La excentricidad calculada total para efectos del cálculo del factor de esbeltez F_E , será entonces:

$$e_{ct} = P_{losa} e_c / (P_s + P_{losa}) \quad (6.18)$$

En consecuencia, la excentricidad en muros de los niveles inferiores es menor a la de los muros superiores.

Examinando el factor $(1 - (2e')/t)$ de la ecuación 6.16 se puede concluir que el rango admisible de la excentricidad e' es $[5t/24, t/2]$. El límite inferior se obtiene para muros de primer nivel ($P_s = 0$) suponiendo que $b = t$, y el límite superior se obtiene igualando el factor a cero y despejando la excentricidad. De la misma forma, pero despejando b , se obtiene el valor mínimo de la longitud de apoyo: $b = t/8$.

La esbeltez es H/t , donde H es la altura del muro que puede desplazarse libremente fuera del plano.

A dicha longitud se aplica un factor de altura efectiva, k , que depende de las condiciones de apoyo del muro:

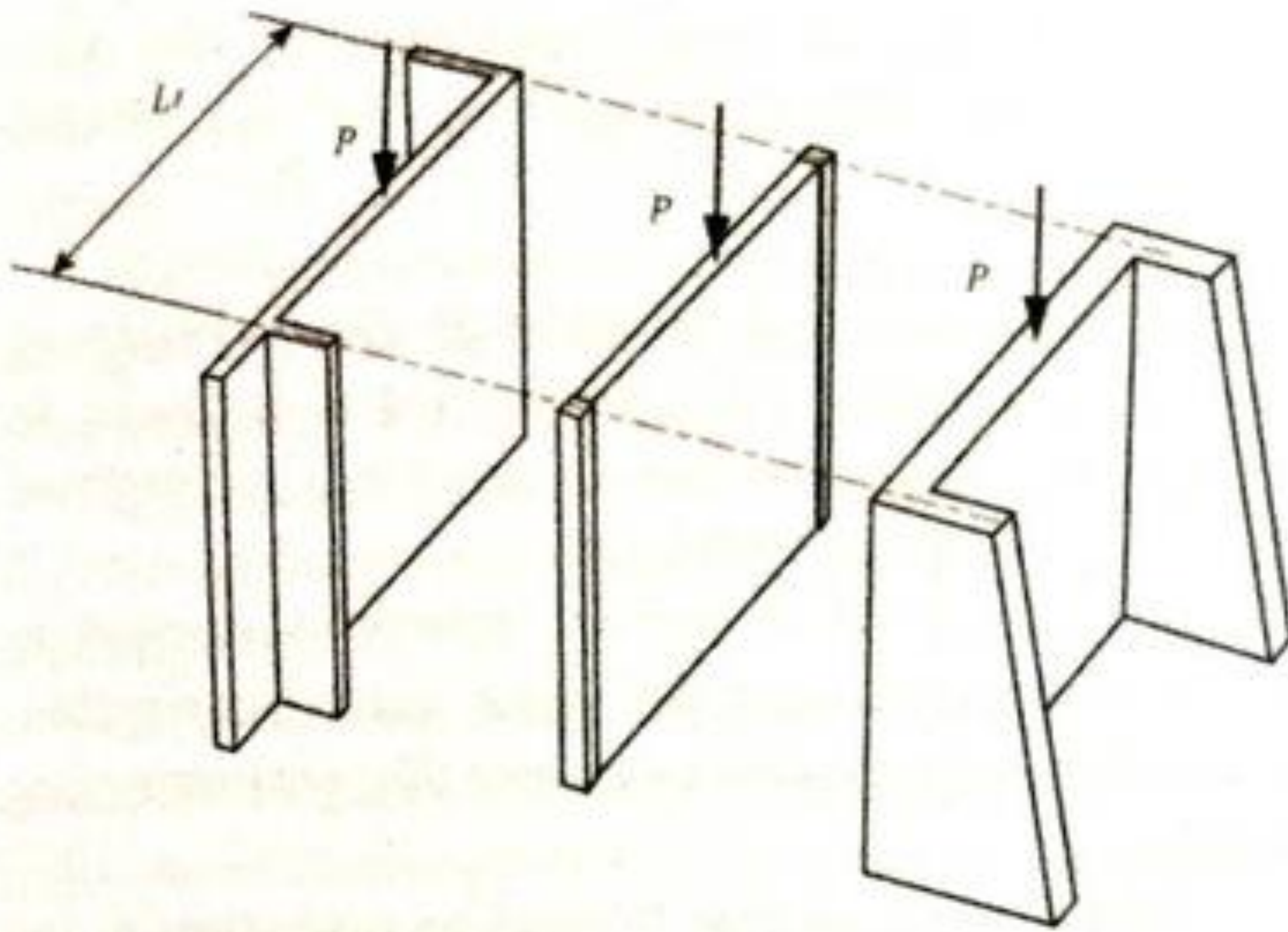


Figura 6.5 Restricción lateral.

- $k = 2$ Para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior.
- $k = 1$ Para muros extremos en que se apoyan losas.
- $k = 0.8$ Para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

El factor correspondiente en el cálculo de F_E es $[1 - (kH/30t)^2]$ donde es claro que el valor máximo considerado de la relación de esbeltez efectiva es de 30.

Para estimar el efecto debido a las condiciones de apoyo fuera del plano, los muros se consideran simplemente apoyados al nivel de las losas y a lo largo de sus bordes, en el sentido vertical, por elementos tales como otros muros perpendiculares (figura 6.5). Se puede suponer que los castillos pueden proporcionar restricción al desplazamiento lateral del muro. Se trata entonces de un tablero de muro con relación de aspecto H/L' donde L' es la distancia entre los elementos que restringen el desplazamiento fuera del plano a todo lo alto de sus bordes verticales.

En la figura 6.6 se presenta la gráfica del factor F_E en función de la esbeltez y la relación de aspecto. Las curvas con línea continua tienen una excentricidad $e'/t = 0.2$ y relaciones de aspecto $H/L' = [0.2, 0.4, 0.6]$, siendo la curva con mayor F_E la que corresponde a $H/L' = 0.6$; las líneas discontinuas corresponden a una excentricidad

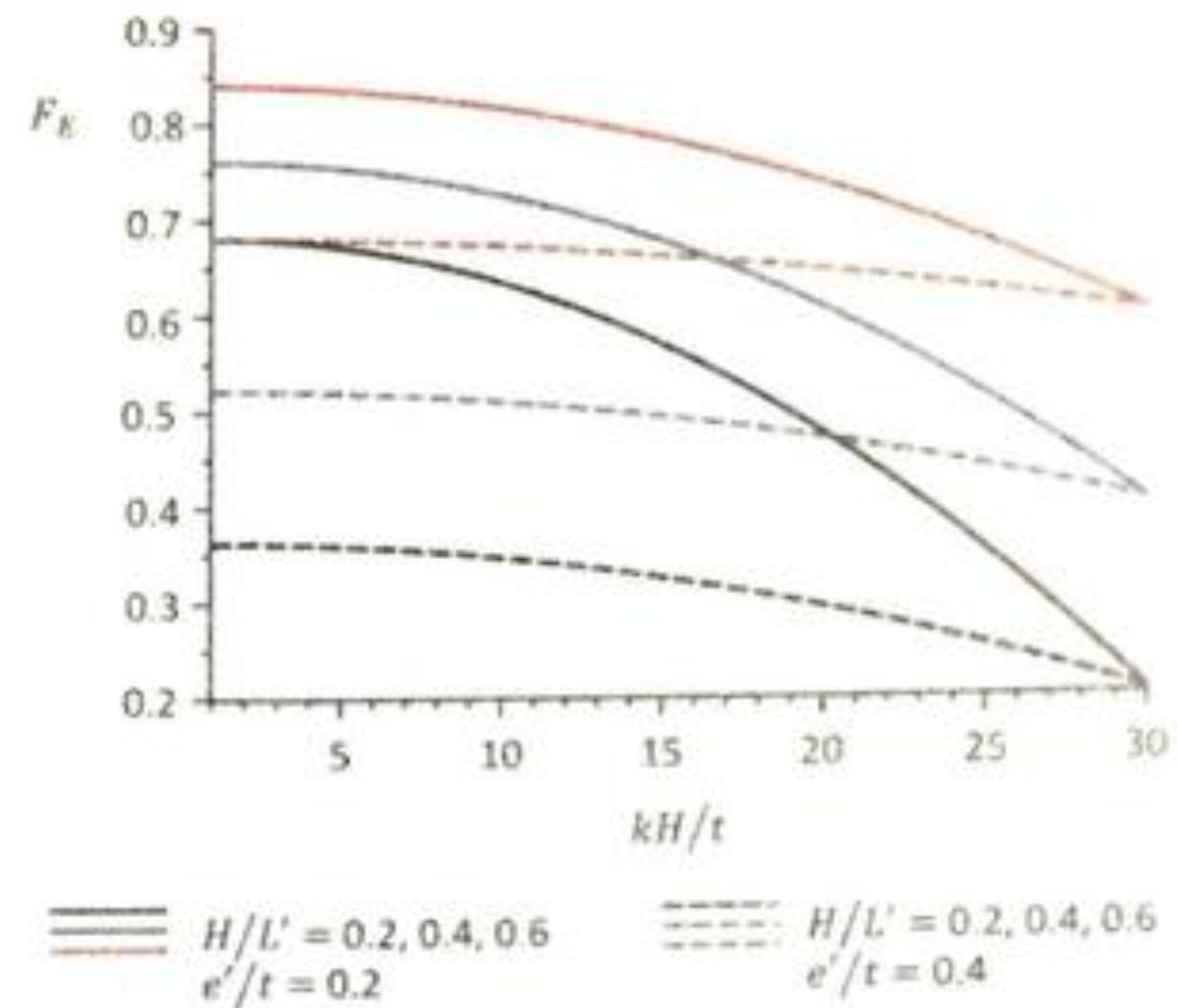


Figura 6.6 Factor de esbeltez.

$e'/t = 0.4$ y las mismas relaciones de aspecto que anteriormente.

6.4. Muros desplantados sobre vigas

Frecuentemente los muros de carga de una estructura de mampostería se desplantan sobre vigas antes de llegar a la cimentación. Esto se hace para permitir la circulación y estacionamiento de vehículos en el primer nivel y/o niveles de sótano en edificios para vivienda y oficinas. El comportamiento de dichos muros ante cargas verticales y laterales se ve afectado por la rigidez relativa de la viga y el muro, K , por la longitud relativa del muro y el claro de la trabe, $a = L/L_v$, y por la posición normalizada del muro en el claro de la trabe, c/c_{max} , donde $c_{max} = (L_v - L)/2$ (figura 6.7).

Intuitivamente la rigidez de la viga en el sentido vertical es mayor cerca de los apoyos que al centro del claro; consecuentemente, los muros transfieren la carga vertical con una intensidad mayor cerca sus extremos y una menor al centro del muro, asumiendo que el muro está desplantado al interior de la viga.

El estudio del problema con un análisis lineal, con elementos finitos, da lugar a esfuerzos normales exagerados en los extremos del muro y esfuerzos de flexión en la viga muy bajos. Para tener una

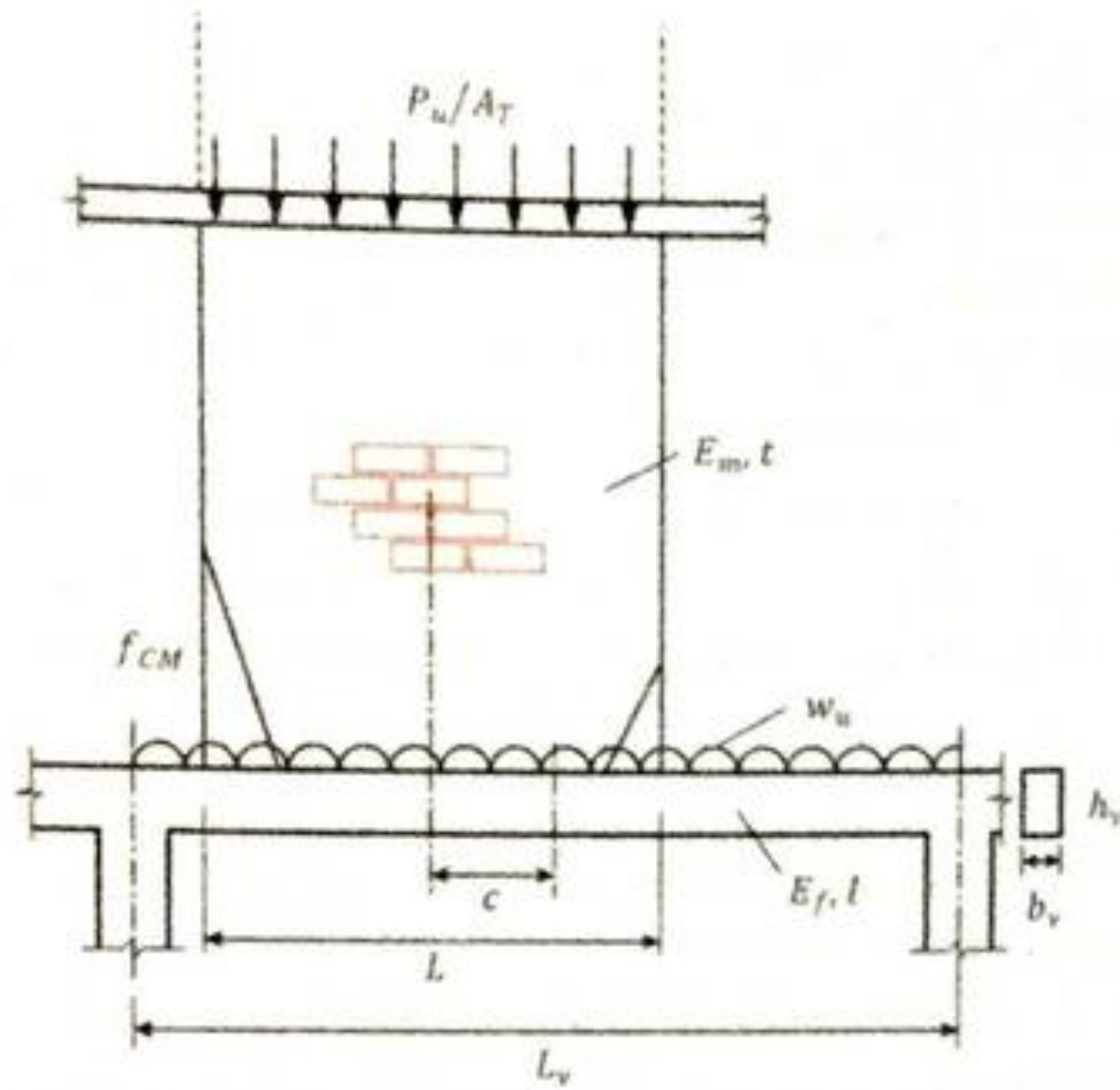


Figura 6.7 Muros sobre viga.

estimación apropiada es necesario tomar en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales, especialmente las del muro, ya que para el nivel de deformaciones que producen la falla de la mampostería, por aplastamiento, la viga está aún, en la mayoría de los casos, en el estado elástico.

Recientemente, (Lizárraga P. 2017), investigó el problema mediante un estudio paramétrico utilizando un modelo no lineal calibrado previamente con resultados experimentales. Con los resultados de dicha investigación se generó la recomendación que se incluyó en las NTC-DCM sobre el peralte mínimo de vigas que soportan muros estructurales de mampostería. Se revisan dos aspectos: que los esfuerzos normales en los extremos del muro no excedan la resistencia a compresión de la mampostería y que la distorsión debida al desplazamiento vertical de la viga no exceda los límites reglamentarios.

6.4.1. Rigidez relativa muro-viga

La rigidez relativa del muro con respecto a la viga, K , originalmente propuesta por (Rosenhaupt 1962), fue modificada, con el factor f_l , para tomar en cuenta, en forma indirecta, el efecto de la carga, w_u , sobre la viga. La expresión utilizada en las NTC-DCM está dada por:

$$K = \left[\frac{E_m t L_v^3}{E_f I f_l} \right]^{1/4} \quad (6.19)$$

Donde E_m y t son el módulo de elasticidad y el espesor del muro, y E_f , I y L_v son el módulo de elasticidad, el momento de inercia y la longitud de la viga, respectivamente.

Los valores de K varían, aproximadamente, entre 4, para el caso de vigas muy peraltadas, hasta 10 para vigas de poco peralte y muros muy rígidos.

Para el caso en que la viga es muy rígida, los esfuerzos de contacto entre muro y viga tienden a hacerse uniformes, mientras que, en el caso opuesto, se presentan concentraciones importantes de esfuerzos en los extremos del muro.

Para el problema de interacción entre el muro y la viga, la carga sobre la viga tiene el efecto de flexibilizarla. El factor f_l reduce el momento de inercia de la viga de modo que el desplazamiento al centro del claro, debido a la carga del muro, sea igual al desplazamiento, considerando el momento de inercia original, con la carga del muro más la carga sobre la viga. El valor del factor está dado por:

$$f_l = \frac{W_p}{W_p + 5w_u} \quad (6.20)$$

$$W_p = \frac{P_u}{A_T} (a^4 - 4a^3 + 8a)$$

Donde w_u es la carga sobre la viga.

6.4.2 Factor de concentración de esfuerzos y revisión de esfuerzos

La concentración de esfuerzos en los extremos del muro se mide por medio del factor de concentración de esfuerzos, F_{CE} , que se define como:

$$f_{CM} = F_{CE} P_u / A_T < F_R f'_m \quad (6.21)$$

Donde f_{CM} es el esfuerzo máximo de contacto y P_u / A_T es el esfuerzo axial en el muro produ-

cido por la carga que gravita sobre el muro más la que baja por los muros de niveles superiores.

El esfuerzo máximo en los extremos del muro no debe superar la resistencia a compresión de la mampostería, $F_R f'_m$, donde $F_R = 0.6$.

Los valores del factor de concentración de esfuerzos en función de a , c/c_{max} y K se muestran en la figura 6.8.

Las expresiones para obtener el factor de concentración de esfuerzos, que se ajustan a los resultados del estudio paramétrico, fueron obtenidas por Lizárraga; para el caso en que $L/L_v < 1$:

$$F_{CE} = \left[m_1 \left(\frac{L_m}{L_t} \right) + b_1 \right] K + m_2 \left(\frac{L_m}{L_t} \right) + b_2 \quad (6.22)$$

$$\geq -0.4 \frac{c}{c_{max}} + 1.6$$

$$m_1 = -4.57 \left(\frac{c}{c_{max}} - 0.657 \right)^2 + 2.57$$

$$m_2 = 32.7 \left(\frac{c}{c_{max}} - 0.595 \right)^2 - 9.7$$

$$b_1 = -7.47 \left(\frac{c}{c_{max}} - 0.424 \right)^2 + 2.65$$

$$b_2 = 21.92 \left(\frac{c}{c_{max}} - 0.426 \right)^2 - 7.25$$

y para el caso en que $L/L_v = 1$:

$$F_{CE} = 0.87K - 0.47 \geq 1.2 \quad (6.23)$$

Una versión simplificada y conservadora de las expresiones se incluyó en las NTC-DCEM, que no se reproducen aquí por falta de espacio.

Para el diseño, las expresiones se utilizan en forma iterativa buscando el valor de K máximo que cumpla con la ecuación 6.21. Una vez obtenido K es posible determinar el valor de L_v/h_v para el caso de una sección rectangular o bien el valor del momento de inercia, I en caso de que la sección no sea rectangular.

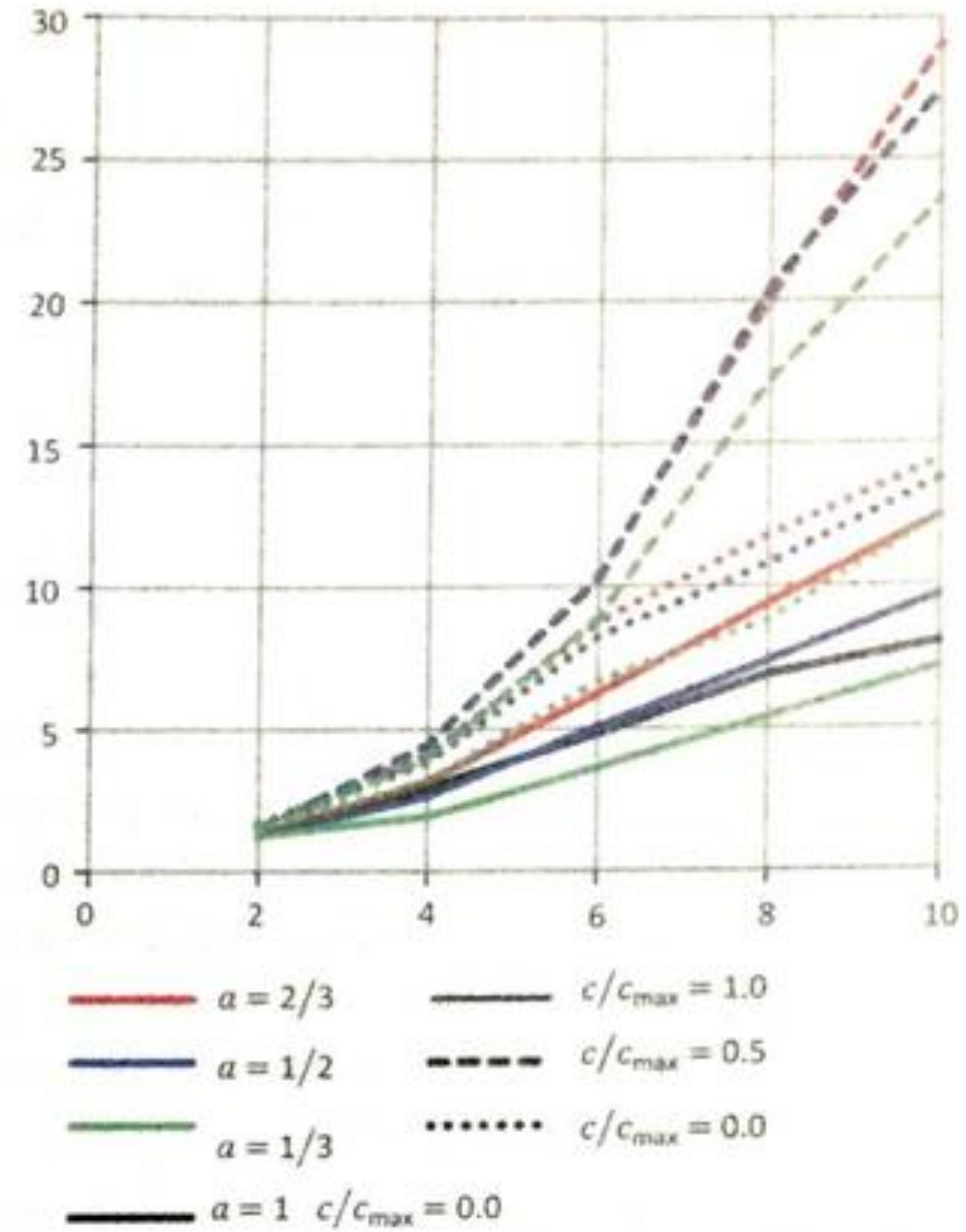


Figura 6.8 Factor de concentración de esfuerzos.

6.4.3. Revisión por desplazamientos

La falla puede producirse por deformaciones excesiva de la viga de apoyo. Utilizando un modelo elástico, suponiendo el caso más desfavorable en el que el muro está centrado en la viga ($c/c_{max} = 0$), el peralte de una viga de sección rectangular debe cumplir que:

$$\frac{L_v}{h_v} \leq \left[\frac{1}{15} \cdot \frac{E_f b_v}{W_p + 5W_u} \right]^{1/3} \quad (6.24)$$

donde b_v es el ancho de la viga y h_v su peralte, para evitar que la flecha exceda el valor reglamentario $L_v/480$.

6.5. Resistencia de muros a flexocompresión

La resistencia de los muros a flexocompresión puede calcularse utilizando las hipótesis de sec-

ción plana y compatibilidad de deformaciones entre acero de refuerzo y el concreto, que se mencionan en las NTC-DCEM y que se reproducen en el inciso 6.5.1, o bien usando el método optativo propuesto en las NTC-DCEM (inciso 6.5.2).

6.5.1. Resistencia a flexocompresión por compatibilidad de deformaciones

Para determinar las fuerzas resistentes a flexocompresión de un muro, es necesario contar con la geometría e hipótesis acerca de la cinemática de la sección transversal y las curvas esfuerzo normal-deformación de los materiales: concreto de los castillos, mampostería y acero de refuerzo. Las NTC-DCEM nos dan la pauta en su inciso 3.1.6 que habla de las hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión.

6.5.1.1. Hipótesis para el análisis de muros

Las hipótesis son las siguientes:

- a) La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- b) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- c) Los esfuerzos de tensión los resiste el acero de refuerzo únicamente.
- d) Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- e) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- f) A menos que ensayos de pilas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

6.5.1.2. Determinación de las fuerzas resistentes

Utilizando las hipótesis es posible determinar el momento y la carga axial resistente de en una sec-

ción de muro, si se propone la profundidad del eje neutro, c (figura 6.9), estableciendo que la falla ocurre cuando la fibra extrema a compresión alcanza la deformación máxima del concreto, ϵ_c .

Dados c y ϵ_c , la deformación en cualquier punto de la sección puede calcularse como:

$$\epsilon_i = \epsilon_c - \frac{\epsilon_c}{c} x_i$$

Con las deformaciones unitarias es posible determinar el esfuerzo en las barras de refuerzo longitudinal utilizando la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo:

$$f_{si} = f_s(\epsilon_i)$$

Y las fuerzas correspondientes, conociendo el área de acero:

$$p_i = f_{si} A_s$$

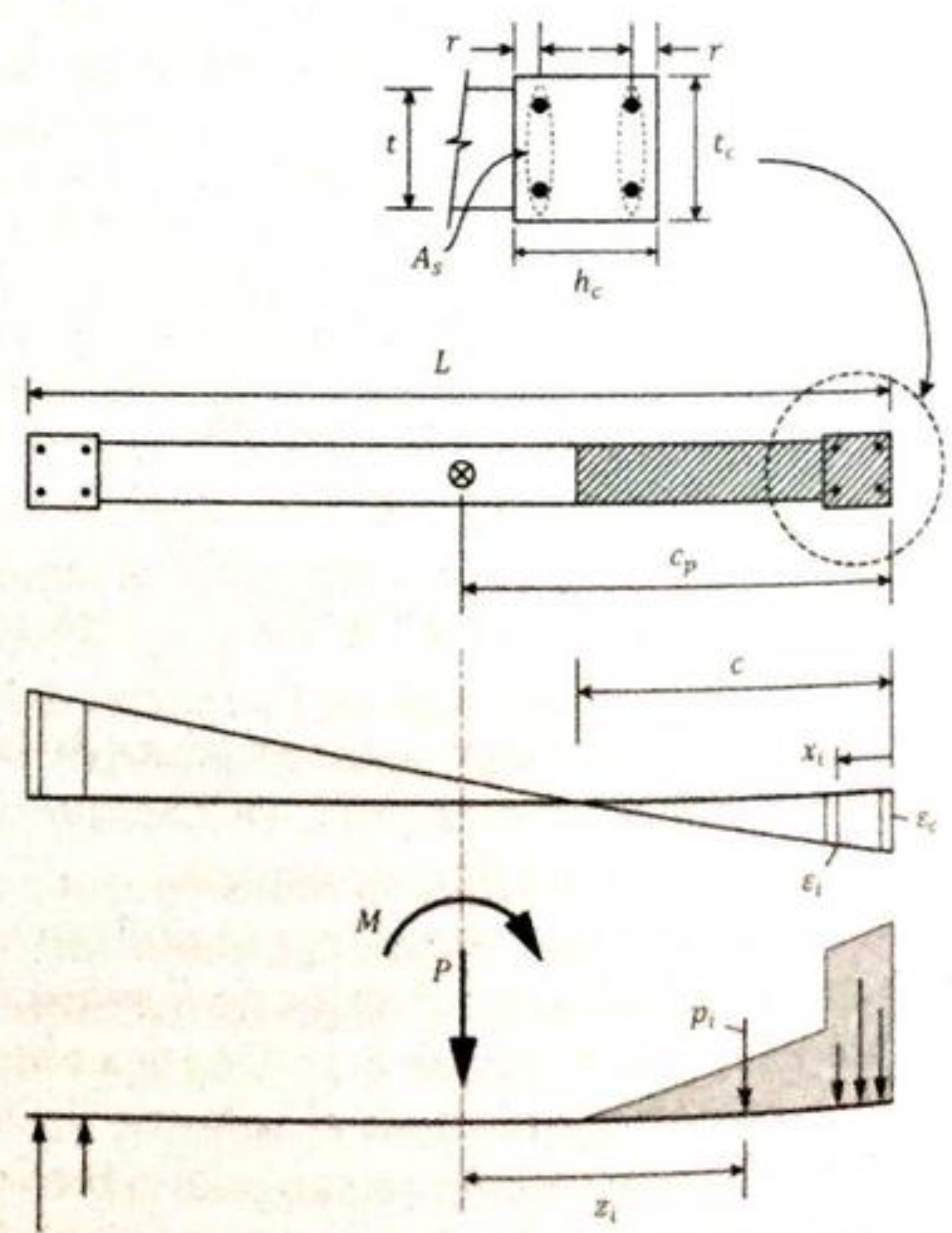


Figura 6.9 Equilibrio de fuerzas en la sección usando compatibilidad de deformaciones.

La determinación de la fuerza resultante desarrollada por el concreto en el castillo requiere de integrar la curva esfuerzo deformación del concreto:

$$p_c = \int_0^{h_c} f_c(\varepsilon(x)) t_c dx$$

La resultante respecto a la fibra extrema a compresión, x_c , se obtiene como:

$$x_c = m_c / p_c$$

Donde:

$$m_c = \int_0^{h_c} f_c(\varepsilon(x)) t_c \cdot x dx$$

En forma similar, la fuerza desarrollada en la mampostería a compresión, se obtiene por integración de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería

$$p_m = \int_{h_c}^c f_m(\varepsilon(x)) t dx$$

Si, como se asume en las hipótesis, la curva esfuerzo deformación de la mampostería es lineal hasta la falla, la posición de la resultante, x_m , es simplemente:

$$x_m = h_c + (c - h_c)/3$$

Se supone que la mampostería y el concreto son incapaces de desarrollar fuerzas de tensión; solo el refuerzo longitudinal en los castillos puede resistir los esfuerzos de tensión.

Conocidas las fuerzas y sus posiciones respecto a la fibra extrema a compresión, las fuerzas resultantes en la sección son:

$$P = \sum_i p_i; \quad M = \sum_i p_i z_i$$

Donde z_i es la posición de la fuerza con respecto al centroide plástico, c_p , esto es:

$$z_i = c_p - x_i$$

El centroide plástico es el punto teórico donde es posible aplicar una carga axial en la sección del muro sin generar un giro. Si la sección es simétrica, la posición del centroide plástico corresponde al centroide de la sección. Para determinar el centroide plástico en el caso en que la sección no es simétrica, por ejemplo, cuando los castillos tienen distintas dimensiones o distinto refuerzo, puede imponerse una deformación uniforme en la sección y se determinan las fuerzas, p_i , como se explicó antes. La posición del centroide plástico con respecto a la fibra extrema a compresión, puede calcularse como:

$$c_p = \frac{\sum_i p_i x_i}{\sum_i p_i}$$

Las resistencias M y P , obtenidas hasta ahora, son nominales, esto es, no incluyen el factor de reducción de resistencia. Las resistencias de diseño son:

$$M_R = F_R M \quad \text{y} \quad P_R = F_R P$$

De acuerdo a las NTC-DCM si $P < P_{Rmax}/3$, entonces el factor de reducción de la resistencia debe ser $F_R = 0.8$; en caso contrario, se usará $F_R = 0.6$, donde P_{Rmax} se determina con la ecuación 6.14. Es importante utilizar el mismo factor de reducción para M que para P de otra forma se alteraría la excentricidad $e_R = M_R/P_R$ que, como veremos más adelante, se utiliza en el proceso de diseño.

6.5.1.3. Análisis en tensión

El equilibrio también puede plantearse cuando el muro está en tensión. En ese caso el diagrama de deformaciones parte de un punto fuera de la sección que se asume con deformación igual a cero. Este diagrama de deformación produce una fuerza resultante de tensión, desarrollada sólo por el acero longitudinal en los castillos. El desbalance de las fuerzas de tensión produce el momento resistente.

6.5.1.4. Revisión de un muro a flexocompresión

En la práctica, una vez realizado el análisis de la estructura, se obtienen la carga axial y el momento de diseño en el muro (P_u , M_u). Lo que se desea saber es si el muro es capaz de resistir dichas acciones.

El procedimiento descrito en el inciso 6.5.1 puede utilizarse en forma iterativa para tal efecto.

Antes de plantear el procedimiento es necesario reconocer que, para poder comparar las fuerzas resistentes con las actuantes, es necesario que la excentricidad de ambos casos sea la misma. Esto es, el proceso iterativo que se plantee converge cuando la excentricidad de la carga axial resistente nominal o de diseño, $e_R = M/P = M_R/P_R$, es la misma que la excentricidad de la carga axial de diseño, $e_d = M_u/P_u$.

El procedimiento es entonces el siguiente:

Procedimiento $PR_1(e_d)$

1. Determinar la excentricidad de la carga axial actuante, $e_d = M_u/P_u$, [$a = 0$, $b = 3L$].
2. Proponer la profundidad del eje neutro [$c = (b + a)/2$].
3. Calcular las fuerzas resistentes y la excentricidad $e_R = M_R/P_R$, inciso 6.5.1.2.
4. Si $|e_R - e_d| < \epsilon$, se han encontrado las fuerzas resistentes, terminar el procedimiento [$|b - a|/L < \epsilon$].
5. Si $e_R - e_d$, incrementar el valor de la profundidad del eje neutro [$a = c$] y viceversa [$b = c$], posteriormente ir al paso 3.

Si se opta por hacer un programa de cómputo, se puede utilizar una búsqueda binaria: las instrucciones se muestran entre corchetes en el procedimiento anterior.

6.5.1.5. Resistencia a compresión pura

Para obtener la resistencia a compresión P_{max} , cuando no se aplica un momento, esto es, cuando la excentricidad es cero, basta suponer una defor-

mación unitaria uniforme igual a ϵ_c y calcular las fuerzas resultantes.

6.5.1.6. Resistencia a flexión pura

Este caso corresponde a cuando el diagrama de deformaciones da como resultado una carga axial igual a cero. Dado que la excentricidad se vuelve infinita, no es conveniente usar ese parámetro para establecer la convergencia. En este caso el algoritmo del inciso 6.5.1.4 puede modificarse para que la convergencia se haga con base en el valor de la carga axial: $|P|/P_{max} < \epsilon$. En el proceso iterativo, el eje neutro debe reducirse si $P > 0$ y viceversa.

6.5.1.7. Diagrama de interacción

El diagrama de interacción es una curva plana que tiene como ordenadas las fuerzas axiales resistentes y en las abscisas los momentos resistentes.

El diagrama puede construirse utilizando el procedimiento de la sección 6.5.1 para una lista de profundidades del eje neutro, típicamente en el rango $[0, 3L]$.

En la figura 6.10 se muestran dos diagramas de interacción de un muro simétrico con 4 barras de refuerzo longitudinal con dos diámetros distintos: 9.5 mm (#3) y 12.7 mm (#4). Las dimensiones y propiedades de los materiales se muestran en la figura. La curva esfuerzo-deformación del acero, se supuso elastoplástica con una deformación a la fluencia de 0.002; para el caso de la mampostería se supuso lineal hasta la falla para una deformación de 0.003. Para la curva esfuerzo deformación del concreto se usó el modelo de Hognestad (Hognestad 1951)

$$f_c = f'_c (2\epsilon/\epsilon_c - (\epsilon/\epsilon_c)^2)$$

La resistencia se alcanza a una deformación $\epsilon_c = 0.0036$.

Con líneas punteadas se muestran los diagramas de interacción nominales y con líneas continuas los diagramas de interacción de diseño. Con

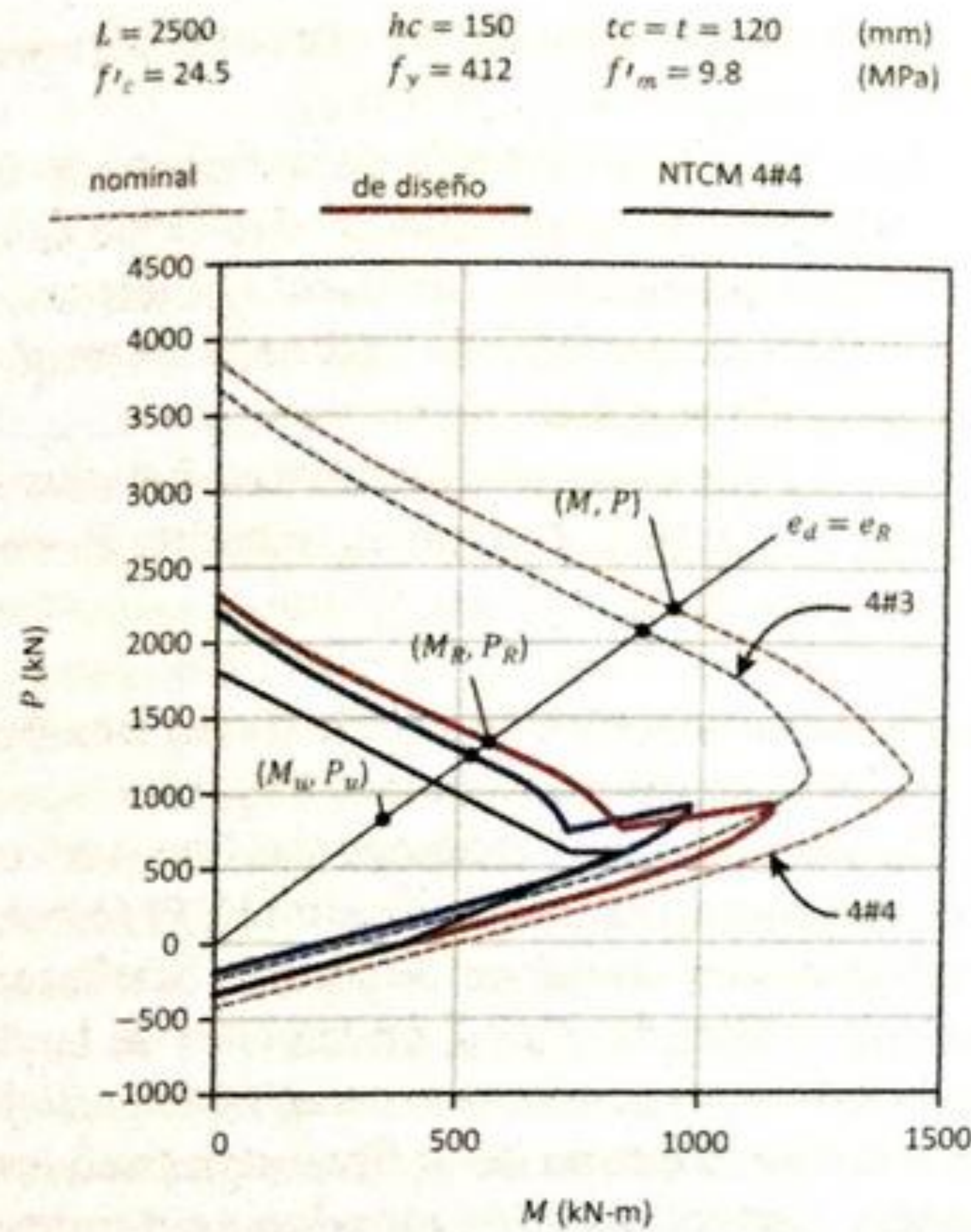


Figura 6.10 Diagrama de interacción usando las hipótesis de compatibilidad de deformaciones.

línea de color negro se muestra el diagrama de interacción obtenido con las ecuaciones de las NTC-DCEM, que veremos más adelante. Se muestran los puntos del diagrama de diseño que tienen la misma excentricidad que los valores de las acciones de diseño (M_R, P_R). Si el punto que corresponde a las fuerzas de diseño se localiza dentro del área limitada por el diagrama de interacción, las acciones pueden ser resistidas por el muro.

6.5.2. Resistencia a flexocompresión, método alternativo

En las NTC-DCEM se propone un método optativo muy sencillo y conservador para determinar el diagrama de interacción. El diagrama se prescribe en función de la resistencia a la compresión, la resistencia a la flexión pura y la resistencia a tensión del muro

Las ecuaciones de las NTC-DCEM son:

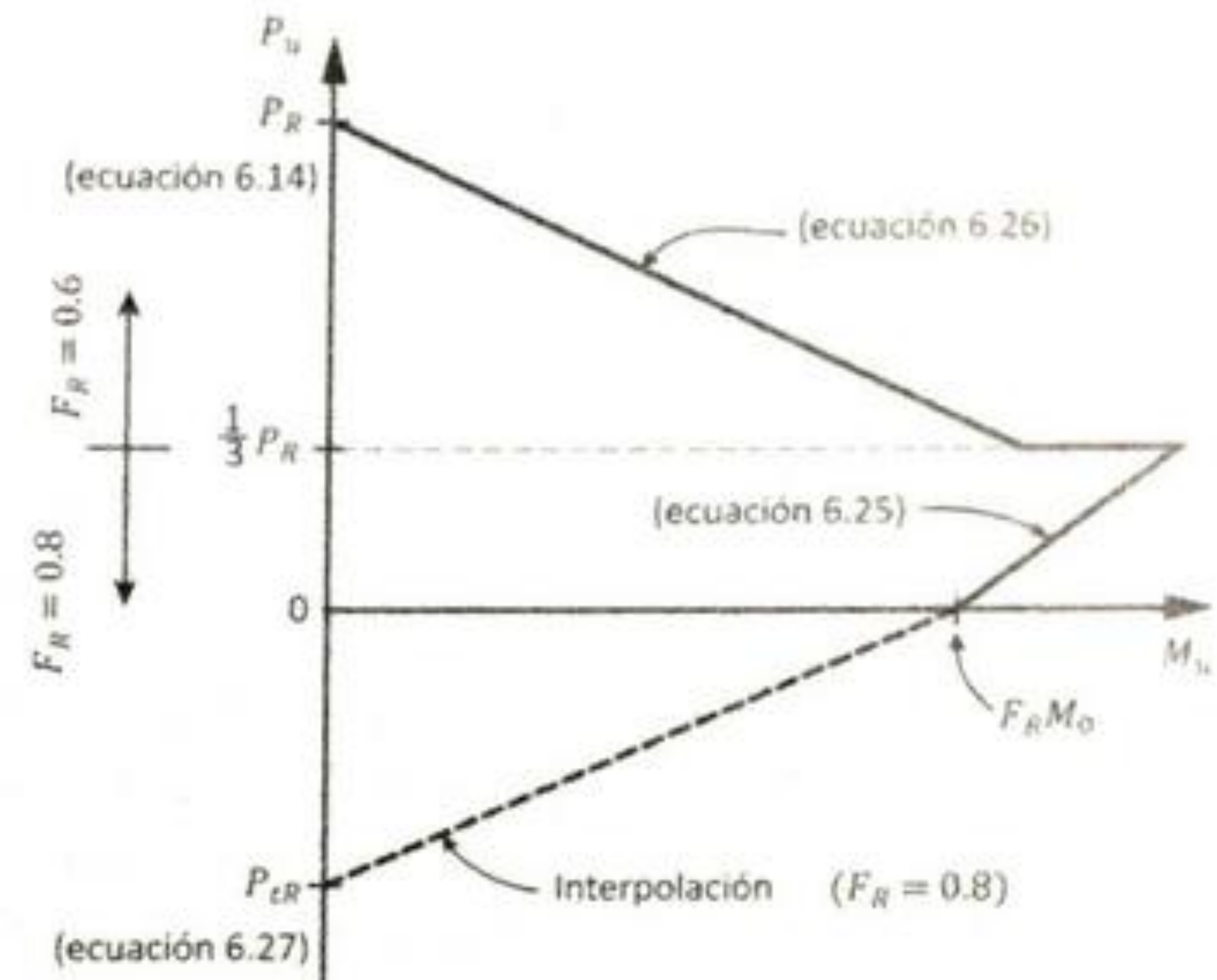
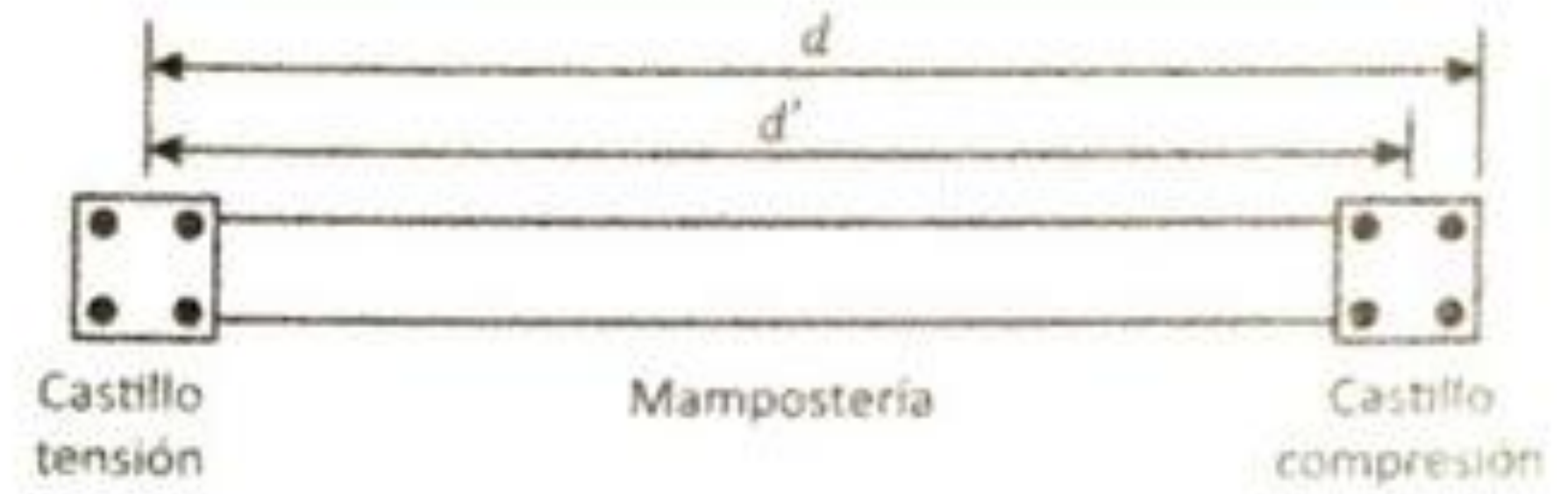


Figura 6.11 Diagrama de interacción del método optativo de las NTC-DCEM.

$$\text{Si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$M_R = F_R M_0 + 0.3 P_u d \quad (6.25)$$

$$\text{Si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

$$M_R = (1.5 F_R M_0 + 0.15 P_R d) \times \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \quad (6.26)$$

Donde (figura 6.11):

$M_0 = A_s f_y d'$ Resistencia a flexión pura del muro.
 A_s Área total del acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos del muro.

d' Distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro.

d Distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema a compresión.

P_u	Carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo en las ecuaciones 6.25 y 6.26.
F_R	Igual a 0.8, si $P_u \leq P_R/3$ e igual a 0.6 en caso contrario.

La resistencia a tensión pura está dada por el refuerzo vertical exclusivamente:

$$P_{tR} = F_R \sum A_s f_y \tag{6.27}$$

6.5.3. Sección agrietada

Después de hacer un análisis elástico de la estructura es posible determinar si, para las fuerzas actuantes en el muro: carga axial y momento, la sección se ha agrietado por flexión. Si al hacer el equilibrio de la sección el eje neutro se localiza dentro de la sección del muro la sección se ha agrietado. El problema consiste en encontrar las fuerzas internas, (M, P) , en función de la profundidad del eje neutro, c , y la deformación de la fibra extrema a compresión, ϵ_c , que sean iguales a las actuantes, (M_a, P_a) . La deformación de la fibra extrema a compresión es una nueva incógnita del problema. Esta vez, las fuerzas internas no representan los valores resistentes de la sección.

Una vez que se logra la convergencia, si la posición del eje neutro, c , es $0 < c < L$ implica que se producirá el agrietamiento de la sección.

El procedimiento PR1, descrito en la sección 6.5.1.4, puede aprovecharse para hacer el cálculo. Asumiendo que la carga es de compresión y que es positiva. El procedimiento que puede usarse es el siguiente:

Procedimiento PR2(M_a, P_a)

- 1. Se define la excentricidad $e_d = M_a/P_a$, [$a = 0$, $b = 0.003$].
- 2. Se propone la deformación de la fibra extrema a compresión, ϵ_c [$\epsilon_c = (b - a)/2$] y se

- usa el procedimiento del inciso 6.5.1.4 para determinar M, P y c [PR1(e_d)].
- 3. Si $|P - P_a| < \epsilon$, el estado de deformación de finido por (ϵ_c, c) produce el equilibrio de las fuerzas actuantes y las fuerzas internas; si $0 < c < L$ la sección está agrietada. Se termina el procedimiento.
- 4. Si $P < P_a$ es necesario incrementar el valor de ϵ_c [$a = \epsilon_c$] y, de lo contrario, reducirlo [$b = \epsilon_c$], ir al paso 2.

Como anteriormente se puede hacer una búsqueda binaria, usando ϵ_c como variable.

En la figura 6.12 se muestran las líneas de contorno del momento normalizado $(M/P)/d = e/d$ y, superpuestas, las curvas de contorno de la carga axial normalizada, P/P_R , en función de la profundidad del eje neutro normalizado, c/d y la deformación unitaria de la fibra extrema a compresión. Las curvas corresponden a un muro simétrico con relación de aspecto $H/L = 1.0$.

La sección se agrieta ($c/d < 1$) para valores de carga axial relativamente bajos, $P/P_R < 0.5$, y momentos normalizados, e/d , mayores a 0.5.

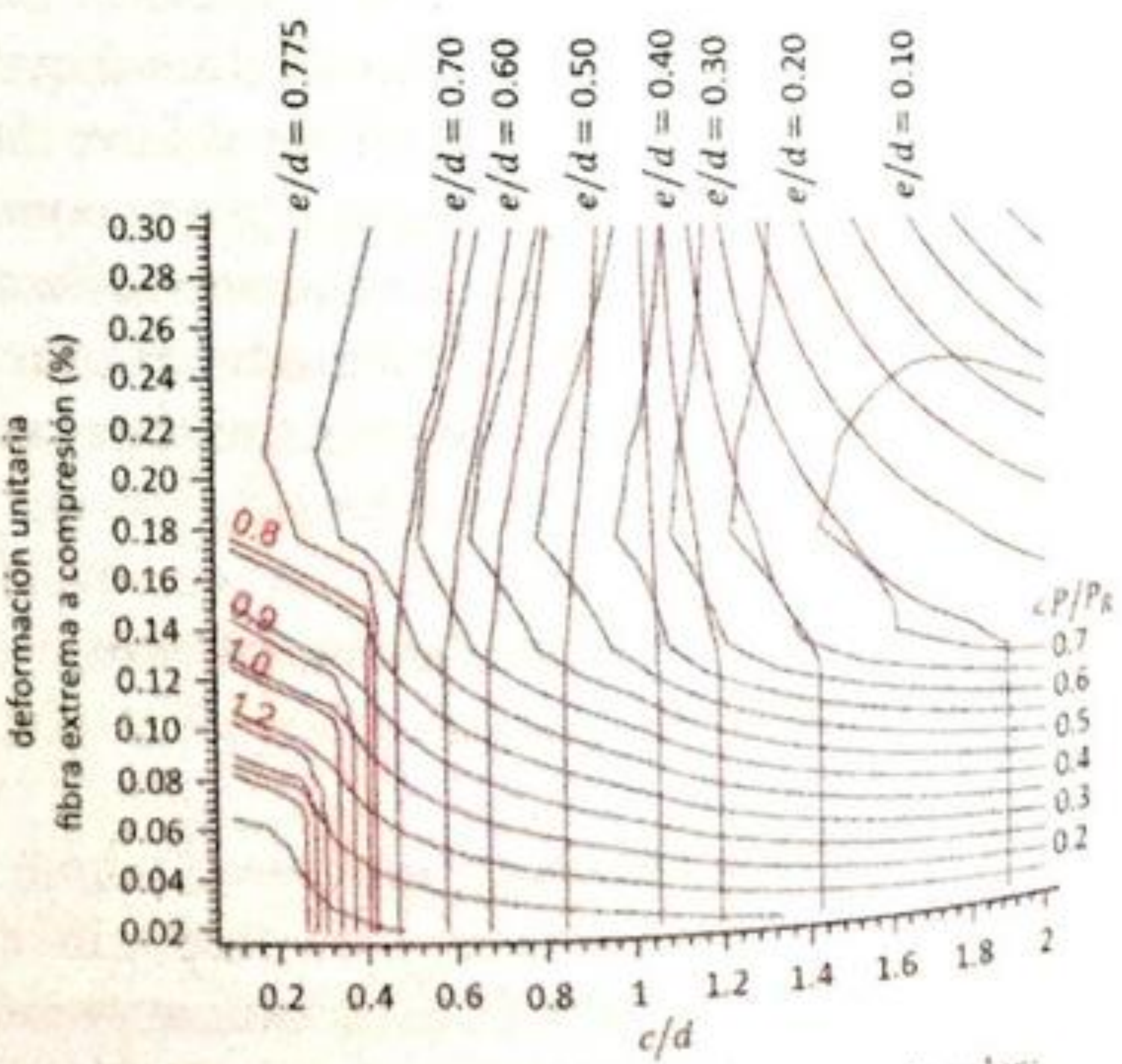


Figura 6.12 Fuerzas internas normalizadas: $(M/P)/d = e/d$ y P/P_R en función de la deformación unitaria de la fibra extrema a compresión y la profundidad del eje neutro normalizada, c/d .

6.6. Resistencia de muros a cortante

La resistencia a cortante de muros de mampostería confinada depende de la geometría del muro, dada por su área transversal, A_T y su relación de aspecto H/L , por las propiedades mecánicas de la mampostería, dadas por la resistencia a compresión diagonal, v_m , y el cociente el módulo de cortante y de elasticidad: $\eta = G_m/E_m$. El problema de determinar la resistencia a corte es un problema no-lineal ya que también depende de las cargas: la carga axial P y del momento en el extremo superior del muro M_a .

La evidencia experimental confirma que los castillos tienen una influencia mínima en la resistencia ante cargas laterales, independiente de su refuerzo longitudinal y transversal y de las propiedades mecánicas del concreto. La intuición sugiere que este hecho es válido siempre que la dimensión de los castillos, paralela al muro, comparada con la longitud del muro, sea mucho menor. Sin embargo, no se ha generado alguna relación que establezca cuál es el límite.

Por otra parte, la resistencia a corte depende, también, del refuerzo horizontal (transversal) en el muro. Como se verá más adelante la cantidad de refuerzo que es efectiva para resistir fuerza cortante depende en forma muy importante de la resistencia a compresión de la mampostería.

6.6.1. Comportamiento general

El comportamiento general de un muro confinado ante carga lateral se puede caracterizar con una curva trilineal como se muestra en la figura 6.13

Donde la deformación $\gamma = \delta/H$ es el desplazamiento lateral, δ , del extremo superior del muro dividido entre la altura del muro, H . Se considera la altura medida desde la base del muro hasta la línea de acción de la carga lateral. La relación entre la deformación y la fuerza lateral, se considera lineal hasta el primer agrietamiento por tensión diagonal. La rigidez lateral del muro,

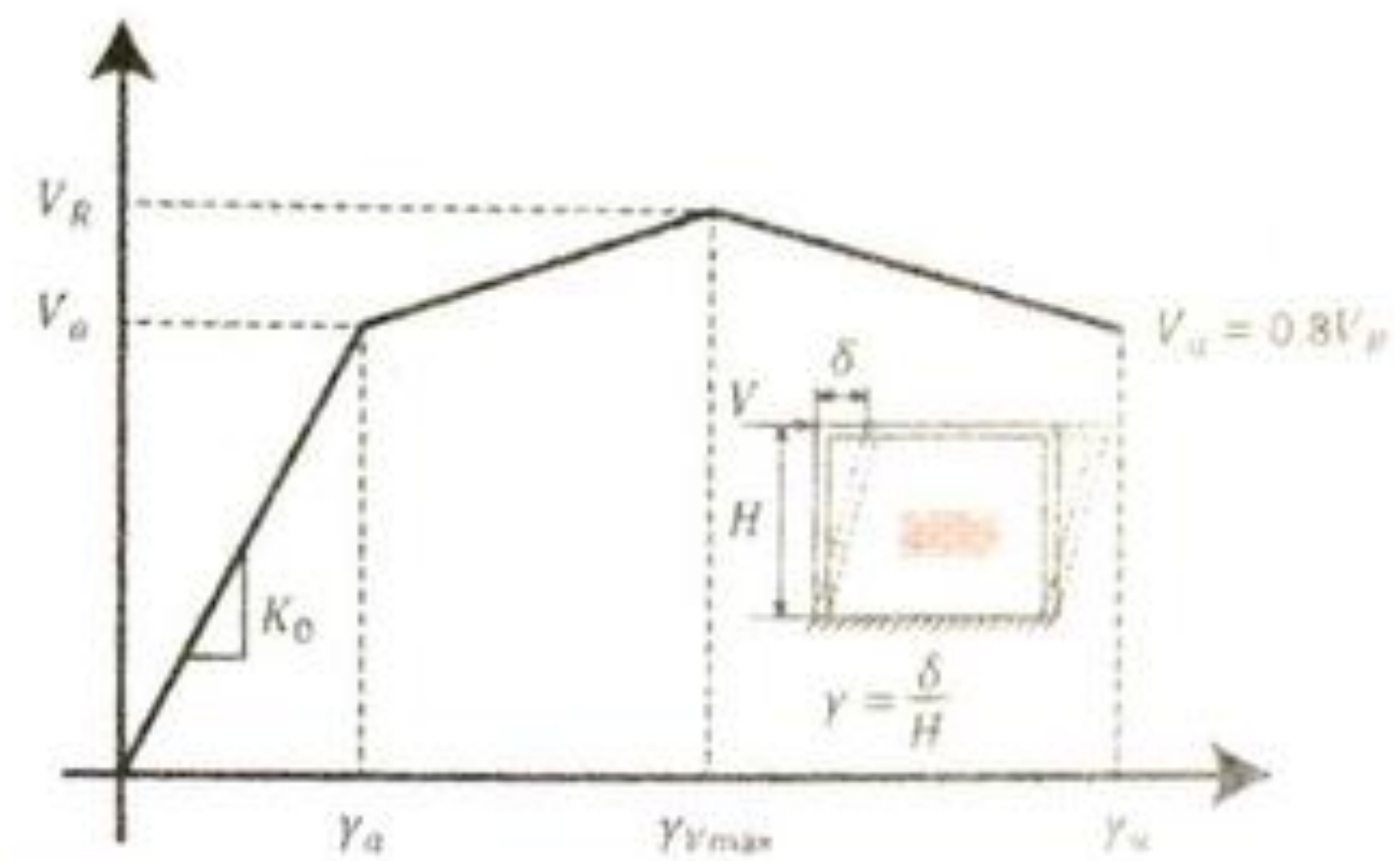


Figura 6.13 Modelo trilineal del comportamiento a corte de muros confinados.

considerando deformación por cortante está dada por

$$K_0 = \frac{k_f k_v}{k_f + k_v} \quad (6.28)$$

Donde k_f , k_v y β se definen en la sección 5.4.

La rigidez lateral del muro normalmente varía rápidamente con relación a la teórica ante cualquier movimiento del muro, de modo que para el análisis de estructuras existentes que aún no han sufrido daños se ha recomendado un valor de la rigidez lateral intermedio entre la rigidez al primer agrietamiento y la rigidez teórica alrededor de $0.72k_0$ (Pérez Gavilán, Flores & Alcocer 2015).

6.6.2. El primer agrietamiento por tensión

Cuando se presenta el primer agrietamiento por tensión diagonal, ocurre un cambio brusco de la rigidez lateral del muro; este cambio identifica en el modelo trilineal (figura 6.13), en el punto (γ_a, V_a) . Al valor de la fuerza lateral que produce el primer agrietamiento por tensión diagonal se le conoce como la resistencia al agrietamiento. Como ya se dijo este valor no depende significativamente del refuerzo ni del material de los castillos. En la literatura se ha reportado que la cantidad de refuerzo horizontal tiene muy poco efecto en la resistencia al agrietamiento, sin embargo en un estudio reciente (Cruz Olayo 2015)

en el que se ensayaron seis muros cuadrados incrementado la cantidad de refuerzo horizontal, se muestra que la resistencia al agrietamiento tiende a incrementarse con la cuantía de refuerzo (tabla 6.5). En la tabla 6.5 se observa que se incrementa hasta en un 46% la resistencia al agrietamiento. El refuerzo parece suministrar cierto confinamiento al muro por adherencia del refuerzo en la junta, ya que no se observa una deformación significativa en el refuerzo hasta antes del primer agrietamiento. Este efecto no ha sido debidamente cuantificado de modo que en ningún código se ha tomado en cuenta.

La resistencia al agrietamiento por tensión diagonal y sin refuerzo horizontal de un muro cuadrado, puede estimarse con la ecuación:

$$V_0 = 0.5v'_m A_T + 0.3P \leq 1.5v'_m A_T \quad (6.29)$$

Donde:

v'_m Es la resistencia a compresión diagonal. Este valor se obtiene de ensayos de muretes (inciso 2.9.2)

A_T es el área transversal del muro incluyendo la de los castillos

P es la carga axial en el muro.

En la ecuación 6.29 se distinguen dos componentes, la debida a la resistencia de la mampostería que contiene a v'_m y la contribución debida a la carga axial. Esta expresión fue calibrada primero y validada después con múltiples ensayos de muros ante carga lateral cíclica.

Tabla 6.5 Variación de la resistencia al agrietamiento con la cuantía de refuerzo horizontal

Muro	$\rho_h f_{yh}$ [MPa]	V_0 [kN]
MB0	0.000	162.8
MB1	0.226	172.7
MB2	0.608	197.7
MB3	0.903	237.9
MB4	1.207	177.1
MB5	1.550	232.5

Considerando que $\sigma = P/A_T$ es el esfuerzo vertical promedio en el muro, la desigualdad en la ecuación 6.29 implica que

$$\frac{\sigma}{v'_m} < 3.33 \quad (6.30)$$

lo que limita la participación de la carga axial en la resistencia.

La carga axial incrementa la resistencia y, por lo tanto, las NTC-DCM especifican que: "La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga."

6.6.2.1 Efecto de la relación de aspecto

Para el estudio de la resistencia a corte de muros de mampostería, se tomará como referencia la resistencia al primer agrietamiento con la ecuación 6.29.

El efecto de la relación de aspecto fue observado en mampostería confinada en un estudio en el que se ensayaron siete muros con distinta relación de aspecto, conservando iguales el resto de las características de los muros. En la figura 6.14 se muestra la resistencia de los muros normalizada

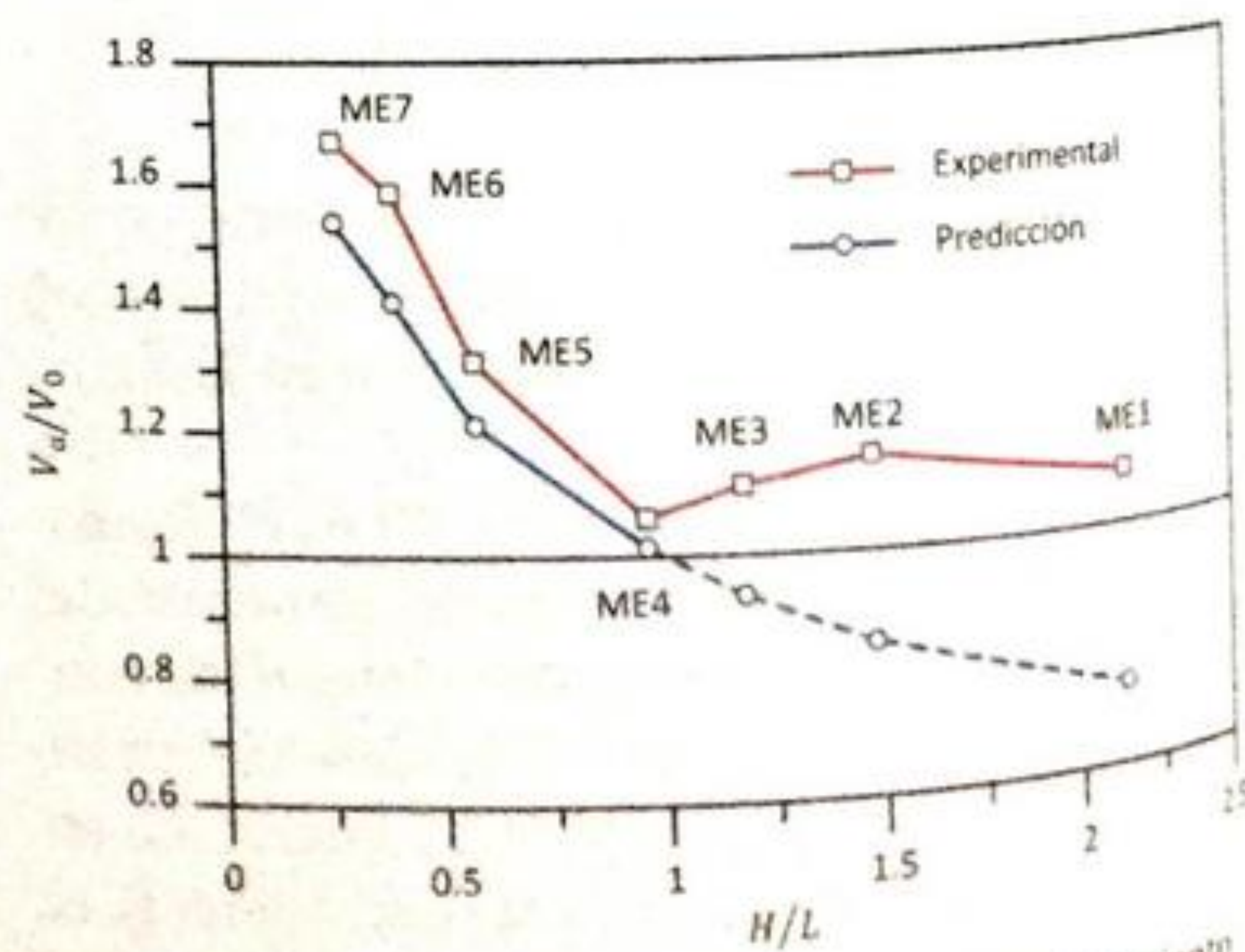


Figura 6.14 Variación de la resistencia al agrietamiento con la relación de aspecto.

zada con respecto a la resistencia al agrietamiento obtenida con la ecuación 6.29. (curva Experimental).

La curva indica que la resistencia al agrietamiento no solamente depende del área transversal, sino también de la relación de aspecto del muro. Como era de esperarse, la resistencia experimental observada del muro cuadrado (ME4) es muy similar a la predicha con la ecuación 6.29. La resistencia al agrietamiento, V_a , comparada con la calculada, suponiendo que el muro es cuadrado, V_0 , se incrementa a medida que la longitud del muro aumenta (a medida que se reduce la relación de aspecto). Para el caso de muros esbeltos la relación de aspecto no parece afectar a la resistencia al agrietamiento en forma muy significativa.

La variación de la resistencia con la relación de aspecto puede atribuirse, en parte, a cambios en la deformación por flexión. Esto es debido a que las fórmulas para calcular la resistencia de muros de mampostería fueron calibradas con ensayos de muros con relación de aspecto cercana a la unidad: $H/L \approx 1$, lo que implica una relación fija de deformación debida a cortante y a flexión. A medida que la relación de aspecto disminuye, esto es, a medida que los muros son más robustos, la relación de deformación por cortante y flexión cambia: la componente debida a flexión se reduce considerablemente.

Supóngase que dos muros, uno cuadrado y uno largo, con las propiedades de los materiales idénticas, son sometidos a una carga lateral calculada con la ecuación 6.29, V_0 y V'_0 respectivamente y que las deformaciones correspondientes se denotan con los símbolos γ y γ' . Dado que la ecuación 6.29 fue calibrada para muros cuadrados, la deformación al agrietamiento del muro cuadrado, γ_a , coincidirá aproximadamente con γ ($\gamma/\gamma_a = 1$) y la fuerza que produce el agrietamiento V_a con V_0 , $V_0/V_a = 1$. Sin embargo, para un muro largo, la deformación al agrietamiento, γ'_a , es mayor a γ' ($\gamma'/\gamma'_a < 1$), y la fuerza que produce el primer agrietamiento será un poco mayor; sea $V'_a = f \cdot V'_0$, donde f es un factor co-

rectivo que debe determinarse. La situación se muestra en la figura 6.15; $\gamma/\gamma_a - \gamma'/\gamma'_a$, es la deformación adicional necesaria en el muro largo para producir el agrietamiento, esto es:

$$(\gamma_f + \gamma_v)/\gamma_a - (\gamma'_f + \gamma'_v)/\gamma'_a$$

Se puede suponer que:

$$\gamma_v/\gamma_a = \gamma'_v/\gamma'_a$$

ya que el cambio de deformación por corte, con la relación de aspecto, depende solamente del área de la sección y dicha propiedad está incluida en el cálculo de la resistencia; por lo tanto, la diferencia de deformaciones solo se debe a la diferencia entre las deformaciones por flexión:

$$\frac{\gamma}{\gamma_a} - \frac{\gamma'}{\gamma'_a} = \frac{\gamma_f}{\gamma_a} - \frac{\gamma'_f}{\gamma'_a} = \lambda - \lambda'$$

Se observa que (figura 6.15):

$$1 - V'_0/V'_a = \lambda - \lambda'$$

y, por consiguiente:

$$V'_a = fV'_0 = V'_0/(1 - (\lambda - \lambda'))$$

Las deformaciones por flexión y corte son:

$$\gamma_f = \frac{(4 + 3\beta)H^2}{12EI} \quad \text{y} \quad \gamma_v = \frac{\kappa}{GA}$$

haciendo $\beta = 0$ para un muro en voladizo, $w = H/L$, $\eta = G/E$ y $\kappa = 1.2$, el factor f queda:

$$f = \frac{V'_a}{V'_0} = \frac{(10\eta + 3)(10w^2\eta + 3)}{100w^2\eta^2 + 60w^2\eta + 9} \quad (6.31)$$

En la figura 6.14 se muestra con línea azul el valor de f . Se tomó en cada punto el valor de η obtenido de los ensayos de los materiales de cada

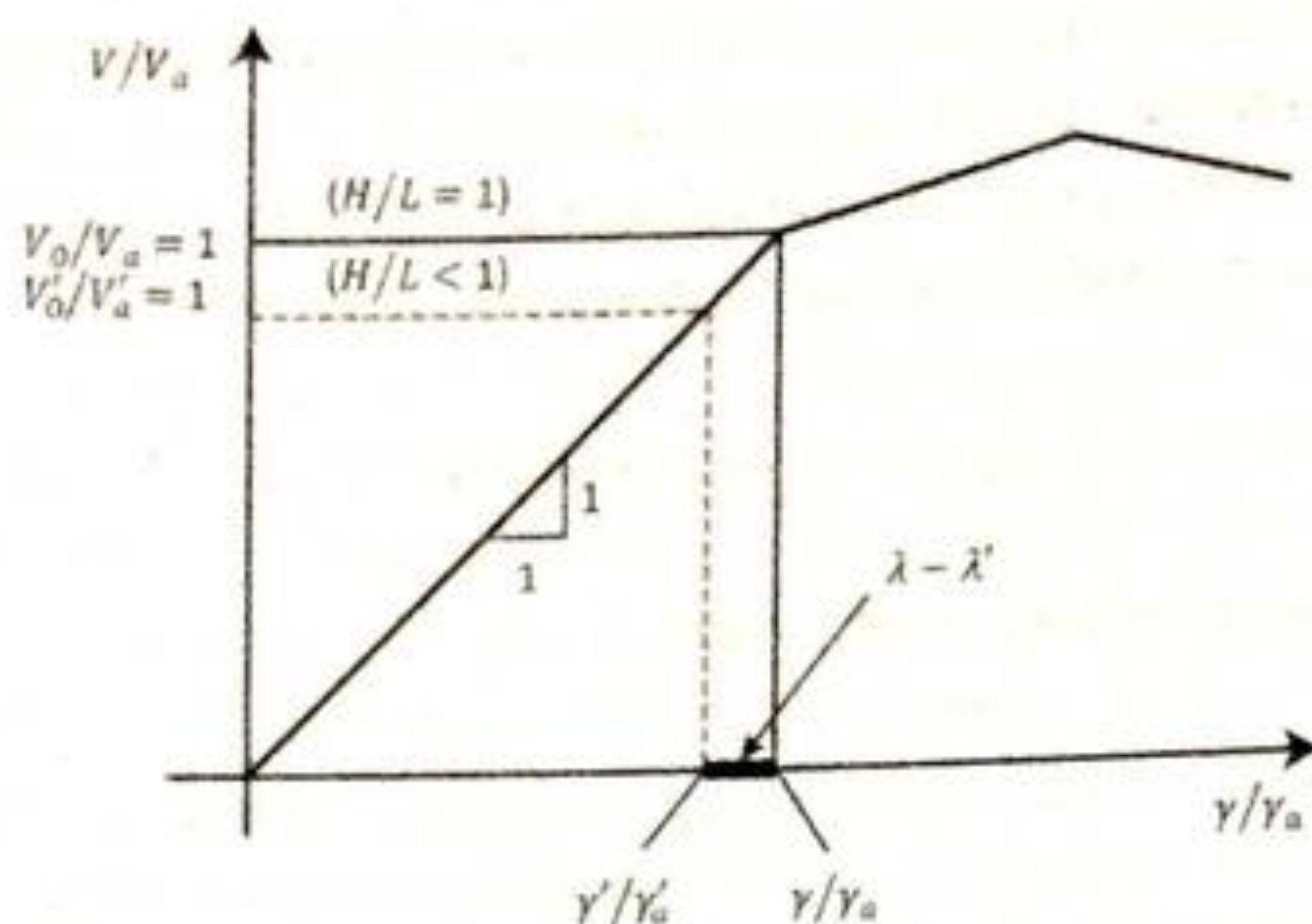


Figura 6.15 Deformación adicional requerida para llegar al agrietamiento de muros largos.

muro. La predicción es razonable en el caso de muros largos; sin embargo, para muros esbeltos se predice una reducción de la resistencia que no se observa. La diferencia se atribuye a la reducción de la separación de los castillos que proveen confinamiento adicional a la mampostería. La ecuación 6.31 puede usarse para valores de $H/L < 1$.

En las NTC-DCM se consideró que $\eta = 2/10$ es un valor representativo del cociente de los módulos de cortante y de elasticidad y la ecuación 6.31 se presenta linealizada reduciéndola a:

$$f = \begin{cases} 1.5 & H/L \leq 0.2 \\ 1.0 & H/L \geq 1.0 \end{cases}$$

interpolando para casos intermedios de la relación de aspecto.

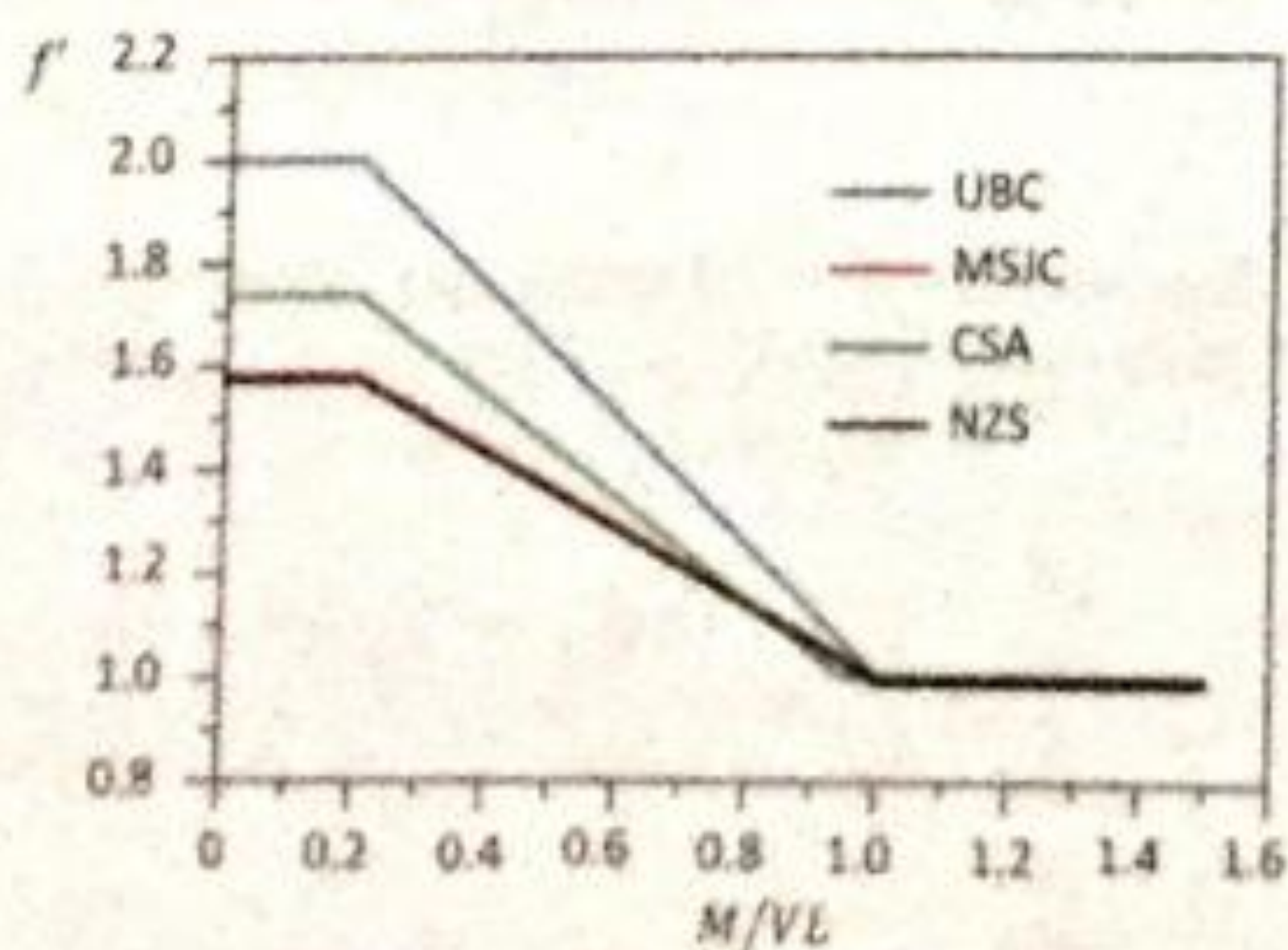
La resistencia al agrietamiento, considerando la relación de aspecto, puede escribirse entonces como:

$$V_a = (0.5v'_m A_T + 0.3P) \cdot f \leq 1.5v'_m A_T f \quad (6.32)$$

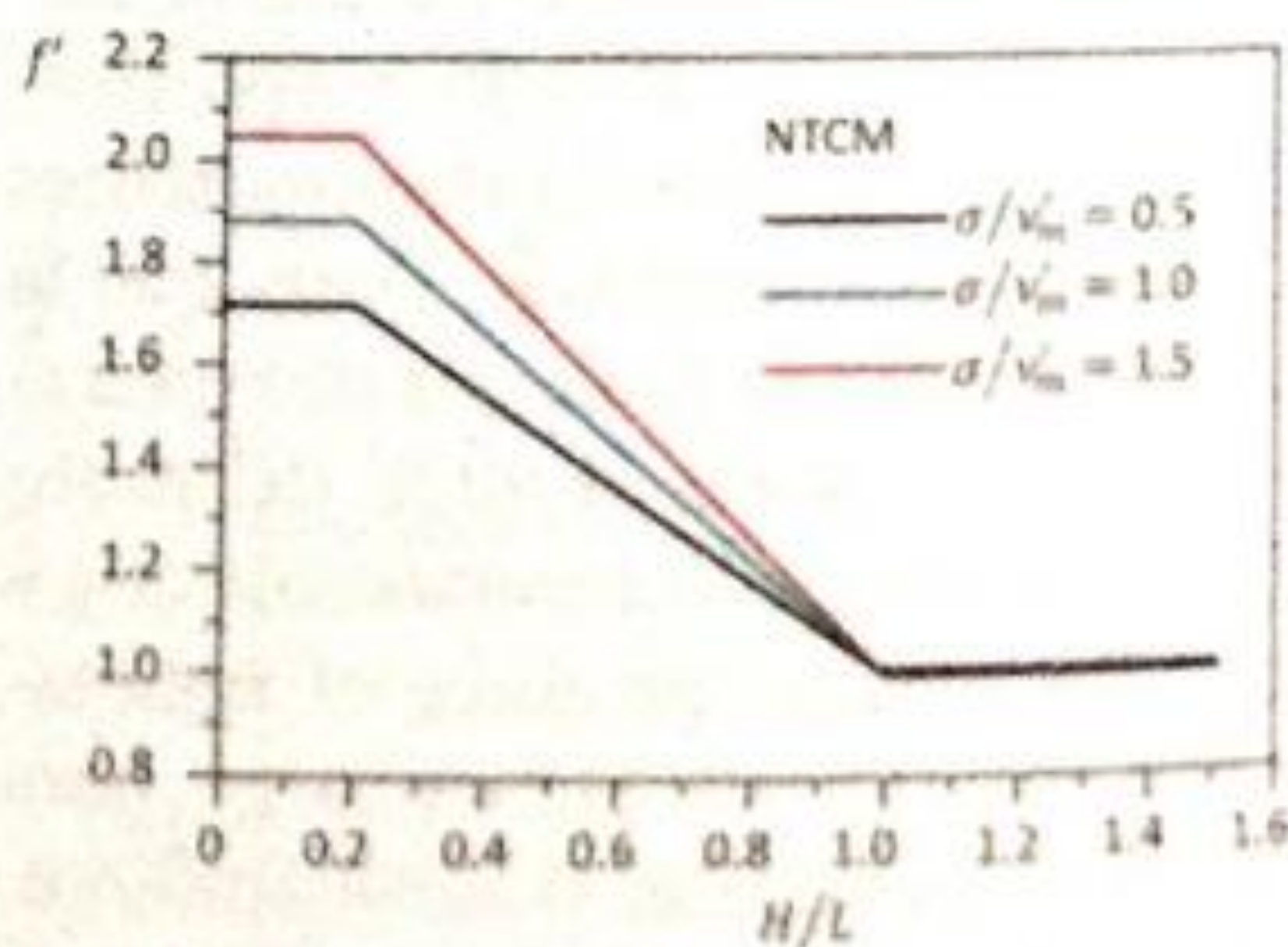
El efecto de la relación de aspecto se contempla en la mayoría de los códigos para diseñar mampostería reforzada (MSJC SD 2000, NZS 2004), sin embargo, el factor correctivo en dichos códigos solo se aplica a la componente debida a la mampostería mientras que aquí se aplica a la suma de la resistencia debida a la mampostería y la debida a la carga axial. Para poder comparar el efecto de la relación de aspecto especificado en las NTC-DCM con el de otros códigos, se puede calcular un factor f' de forma que:

$$(0.5v'_m A_T f' + 0.3P) = (0.5v'_m A_T + 0.3P) \cdot f$$

para simular la forma usada en esos otros reglamentos. La comparación se muestra en la figura 6.16. El valor de M/VL en dicha figura coincide con la relación de aspecto, si no hay momento en el extremo superior del muro, o si el muro es de un nivel. Los valores propuestos en las NTC-DCM son similares a los de otros códigos para mampostería reforzada, solo que el factor f' dependería de la carga axial o más estrictamente de la relación σ/v'_m .



a)



b)

Figura 6.16 Factor correctivo por relación de aspecto aplicado sólo a la componente de mampostería: a) mampostería reforzada, y b) NTC-DCM.

6.6.2.2. Interacción del momento con la resistencia a corte

El fenómeno en el que el momento flexionante tiene un efecto en la resistencia al agrietamiento por tensión diagonal fue presentado, en forma simple y convincente, mediante el ensaye de un muro de dos niveles, sometido a la acción de una carga lateral en el extremo superior (figura 6.17) (Blog de Ángel San Bartolomé (1992)).

El esfuerzo cortante es constante y el momento varía linealmente hasta un valor máximo en la base. Si la falla a corte fuera independiente del momento flexionante, ésta se presentaría, indistintamente, en el primero o en el segundo nivel. Sin embargo, los muros siempre fallan por tensión diagonal en el primer nivel, lo que pone de manifiesto que el momento flexionante tiene un efecto en la resistencia al agrietamiento.

Para estimar el efecto del momento en la resistencia al agrietamiento se ha propuesto (Pérez Gavilán & Manzano 2013), como hipótesis, que el agrietamiento se presenta a una cierta distorsión lateral del muro, δ , independientemente de que dicha distorsión sea producida por fuerzas laterales, δ_v , o de flexión, δ_f , esto es:

$$\delta_a = \delta_f + \delta_v$$

Naturalmente, si sólo se aplica carga lateral, la predicción de la resistencia a corte, V_a , estará dada por la ecuación 6.32 y el desplazamiento lateral correspondiente será el del agrietamiento:

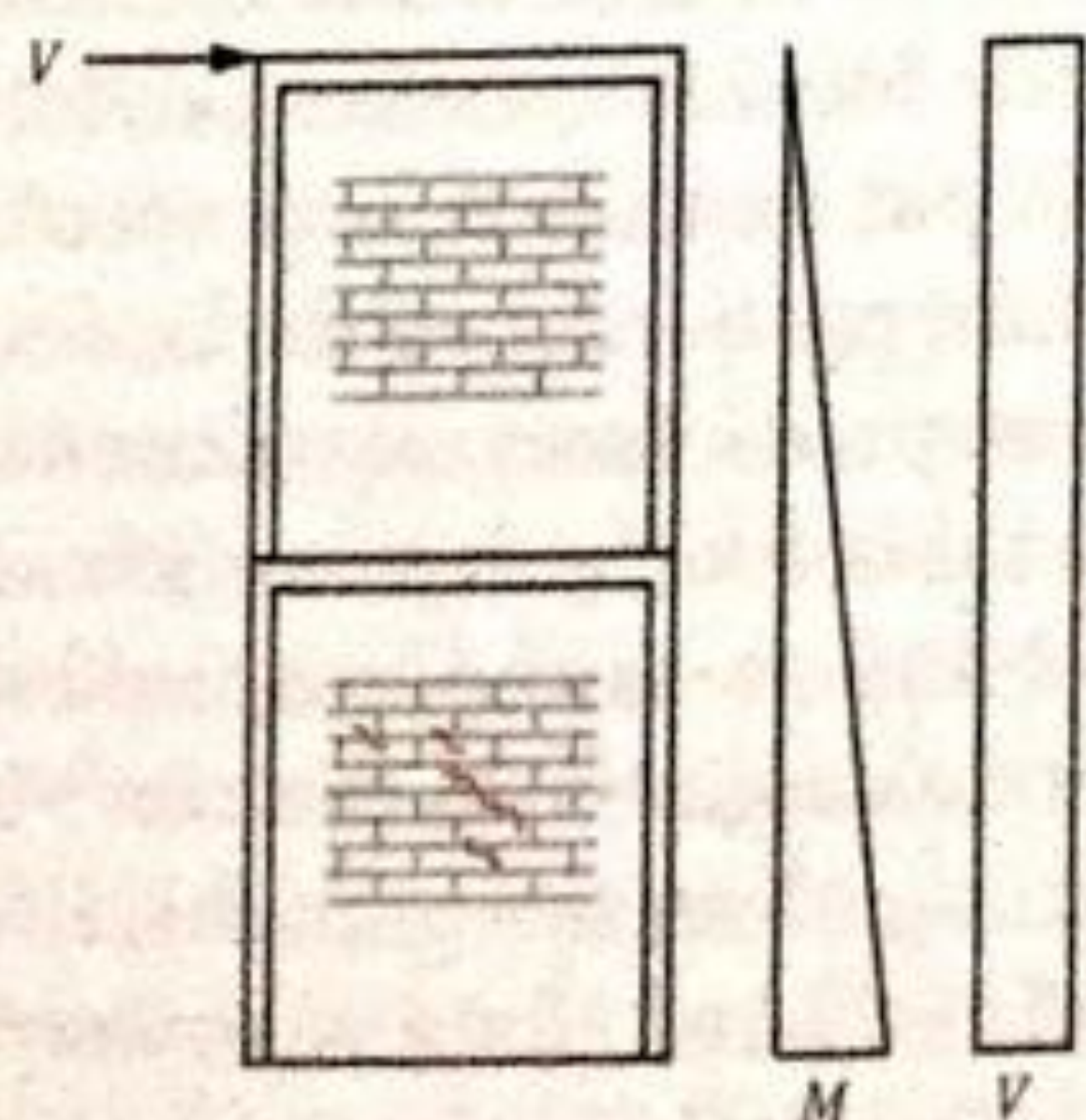


Figura 6.17 Interacción momento cortante.

$\delta_a = \delta_v = V_a/K_0$. Si al muro se le aplica un momento de flexión en el extremo superior, M_a , el desplazamiento lateral en el muro será: $\delta_f = M_a H^2/(2EI)$ y por consiguiente la fuerza cortante que se puede aplicar hasta el agrietamiento, V'_a , es tal que el desplazamiento sea: $\delta_v = \delta_a - \delta_f = V'_a/K_0$; por tanto:

$$\frac{V'_a}{K_0} = \frac{V_a}{K_0} - \frac{M_a H^2}{2E_m I}$$

Sustituyendo $K_0 = k_f k_v / (k_f + k_v)$ se tiene que:

$$V'_a = V_a - \frac{M_a}{H_k}$$

Donde:

$$H_k = \frac{2}{3} \frac{k_f + k_v}{k_v}$$

El cociente de la resistencia, incluyendo el efecto de la interacción y la resistencia del muro sin momento, puede ocuparse para medir el efecto del momento en la resistencia:

$$\alpha = \frac{V'_a}{V_a}$$

Haciendo los siguientes cambios de variable: $M_a = \beta V'_a H/2$, $\eta = G_m/E_m$, $w = H/L$ y $\kappa = 6/5$ el valor de α queda:

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{15\beta\eta w^2}{20\eta w^2 + 6}} = \frac{1}{1 + \frac{\beta H}{2H_k}}$$

En la figura 6.18 se muestra el valor de α para distintos valores de las variables.

En este caso β es el momento en el extremo superior del muro, normalizado por el momento de empotramiento ($V'_a H/2$); $\beta = -1$ indica que el momento restringe el giro del extremo superior del muro y que va en sentido opuesto al momento generado por la fuerza lateral. Si $\beta < 0$ el muro

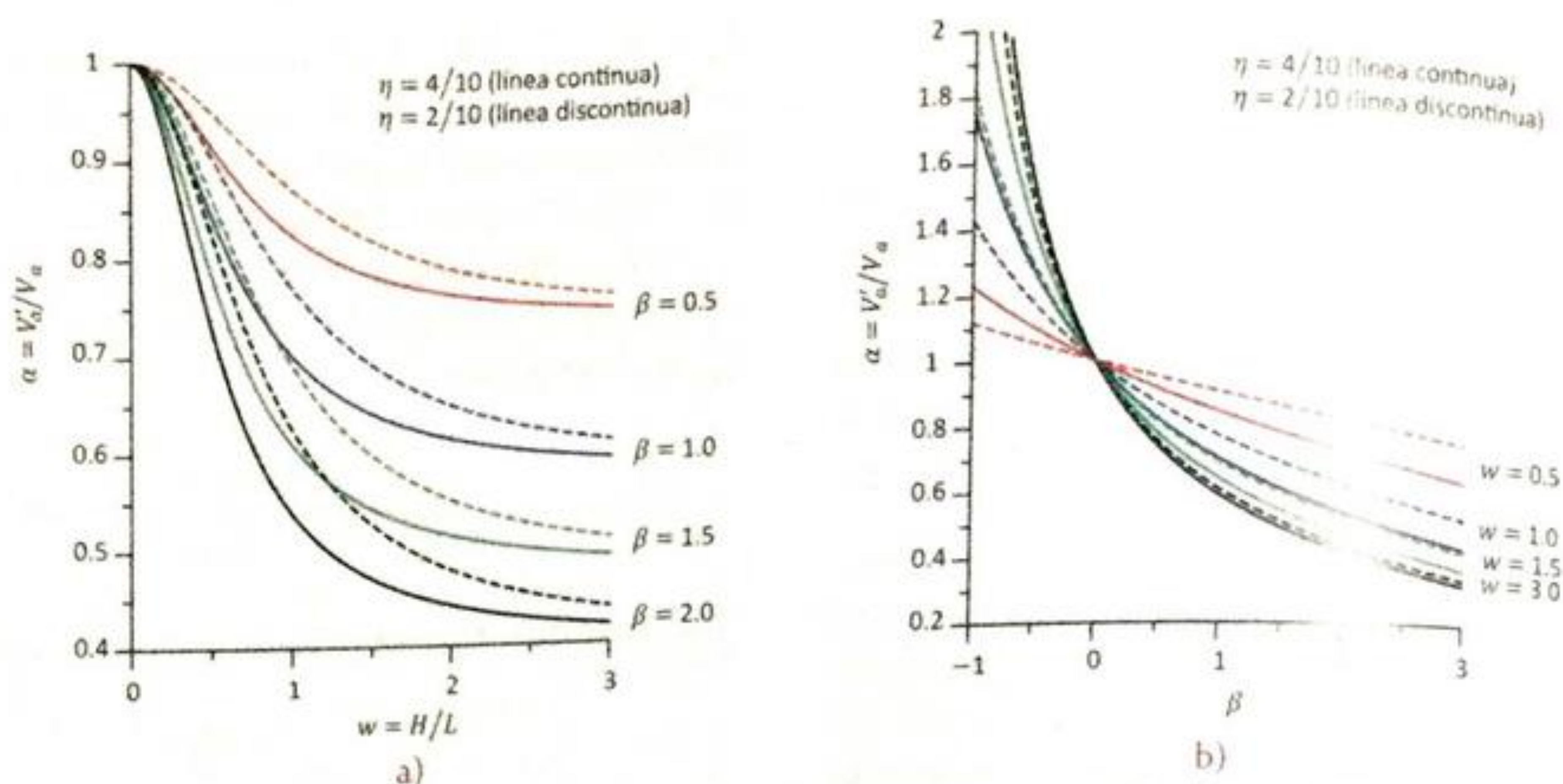


Figura 6.18 Reducción de la resistencia al agrietamiento por tensión diagonal debida a la aplicación de un momento flexor.

se flexiona en curvatura doble y si $\beta > 0$ indica que el muro se flexiona en curvatura simple.

La reducción en la resistencia al agrietamiento se observa en muros que se flexionan en curvatura simple. Esto es evidente porque el momento aumenta el desplazamiento producido por la carga lateral. Si, en cambio, el muro se flexiona en curvatura doble, el momento reduce el desplazamiento producido por la carga lateral, por lo que aumenta la resistencia, esto es, se requerirá una fuerza lateral mayor para contrarrestar el desplazamiento producido por el momento.

En muros largos el efecto del momento tiende a ser nulo: $\alpha = 1$, porque toda la deformación es por cortante (la rigidez a flexión es muy grande), mientras que en los muros esbeltos el efecto del momento puede reducir significativamente la resistencia al agrietamiento.

Si el módulo de cortante normalizado, η , se reduce, la reducción de la resistencia es también menor. Puede entenderse que reducir η se traduce en mayores deformaciones por cortante, lo que reduce la proporción del desplazamiento debido al momento.

Las predicciones realizadas hasta este momento fueron verificadas experimentalmente (Manzano & Pérez Gavilán 2013). Se ensayaron

seis muros ante carga lateral, por pares. Los muros de cada par, eran similares en todos los aspectos, excepto por la carga que se les aplicó. En el primero y segundo par, el primer muro se sometió a carga lateral solamente, mientras que al segundo muro del par se le aplicó un cierto momento. En ambos casos se estudió la carga al agrietamiento, V_a y V'_a respectivamente.

El cociente V'_a/V_a es el valor de α obtenido experimentalmente. En el caso del tercer par, a ambos muros se les aplicó momento, pero de distinta magnitud. En ese caso, el cociente de las resistencias al agrietamiento corresponde al cociente de los valores de α de ambos muros. Los detalles de cómo se realizaron los ensayos, se pueden consultar en la referencia mencionada. Las envolventes de fuerza cortante vs deformación lateral de cada par de muros se presentan en la figura 6.19. Las reducciones de la resistencia al agrietamiento predichas y experimentales se presentan en la tabla 6.6. La hipótesis inicial de igual desplazamiento se cumple aproximadamente para niveles de carga bajos (muros M1-1 y M1-2). Sin embargo, se observan grandes diferencias en los muros M2-1 y M2-2. Esto se atribuye a que una buena parte de las distorsiones debidas a flexión se obtuvieron en el rango inelástico. Pese a esta

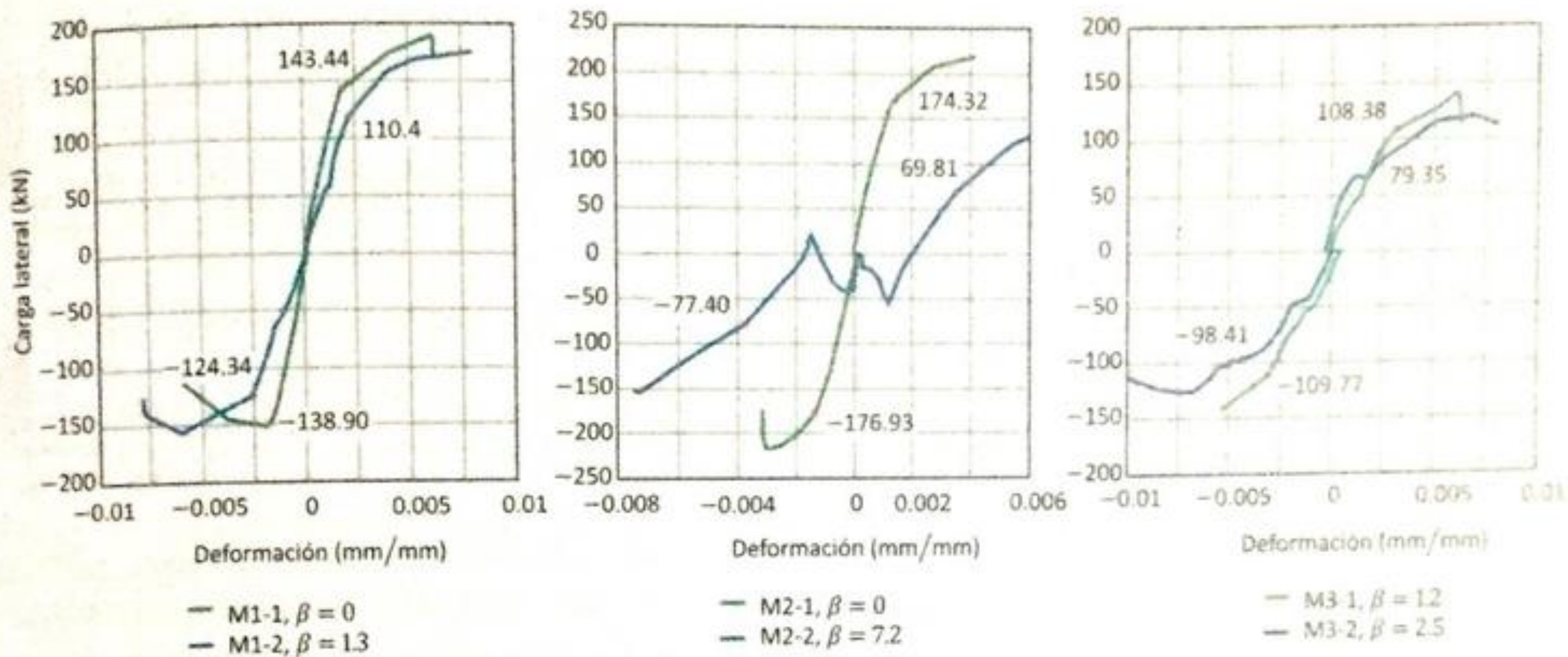


Figura 6.19 Envoltentes de muros mostrando las resistencias al agrietamiento, para distintos valores de momento normalizado, β .

Tabla 6.6 Reducciones de la resistencia a corte debida a momento calculadas y experimentales

Muro	Tipo	H/L	η	V_a (kN)	M_a (kN-m)	α	V_{a2}/V_{a1} Exp.
M1-1	Tradicional	1	0.299	143.44	-	-	-
M1-2	Arcilla	1	0.236	110.40	176.52	0.71	0.77
M2-1	Extruido	1	0.142	174.32	-	-	-
M2-2	arcilla	1	0.157	69.81	637.43	0.35	0.4
M3-1	Extruido	1.54	0.111	108.38	166.71	0.70	-
M3-2	arcilla	1.54	0.123	79.35	254.97	0.52	-
						0.74(+)	0.73

(+) $0.52/0.7 = 0.74$ debería ser igual a $79.35/108.38 = 0.73$

discrepancia, la predicción de la reducción de la resistencia al agrietamiento es satisfactoria comparada con la experimental.

Es evidente que la resistencia máxima también se reduce; sin embargo, la reducción es menor a la observada para el agrietamiento. El marco teórico utilizado no puede usarse para este caso, ya que se trata de un problema no lineal; sin embargo, utilizando la idea de que la deformación es lo que controla el fenómeno, puede interpretarse que, dado que a medida que un muro se agrieta sus deformaciones van siendo predominantemente por cortante, la deformación por flexión tiene un menor efecto.

6.6.2.3. Importancia del efecto de interacción

Aunque el efecto de interacción entre el momento y la resistencia al agrietamiento está bien documentado, como vimos en la sección anterior, poco se sabe en cuanto a los valores del momento y las curvaturas que podrían desarrollarse en los muros.

En particular no existe una regla simplificada para determinar si un muro se flexionará en curvatura simple o doble. Si se hace un análisis espectral modal de la estructura, tampoco es posible determinar la curvatura. La manera más simple de lograrlo es aplicando a la estructura un juego de cargas sísmicas en forma estática.

En la figura 6.20 se presenta el valor del momento normalizado, β , y la relación de aspecto de los muros de 18 estructuras analizadas con el método de la columna ancha (Pérez Gavilán & Cardel J. 2016).

Con línea punteada se muestran los perfiles de reducción de la resistencia a corte para los valores de relación de aspecto $H/L = 0.5, 1.0$ y 1.5 , en función de β .

Se observa que los muros cortos $H/L \geq 1$ tienden a estar en doble curvatura, mientras que los muros largos en curvatura simple. Lo que significa que generar una restricción al giro en muros cortos es posible.

Dicha restricción puede proporcionarse, en muros de fachada, por muros bajo ventana y, en otros muros, la restricción la puede proporcionar un muro ligado en la dirección perpendicular. En muros largos, sin embargo, dicha restricción no logra cambiar la dirección del momento. Este último caso no es de particular interés ya que para dichos muros el efecto del momento es menos importante.

En la figura 6.20 se observa que los muros que pueden verse afectados, son los muros con rela-

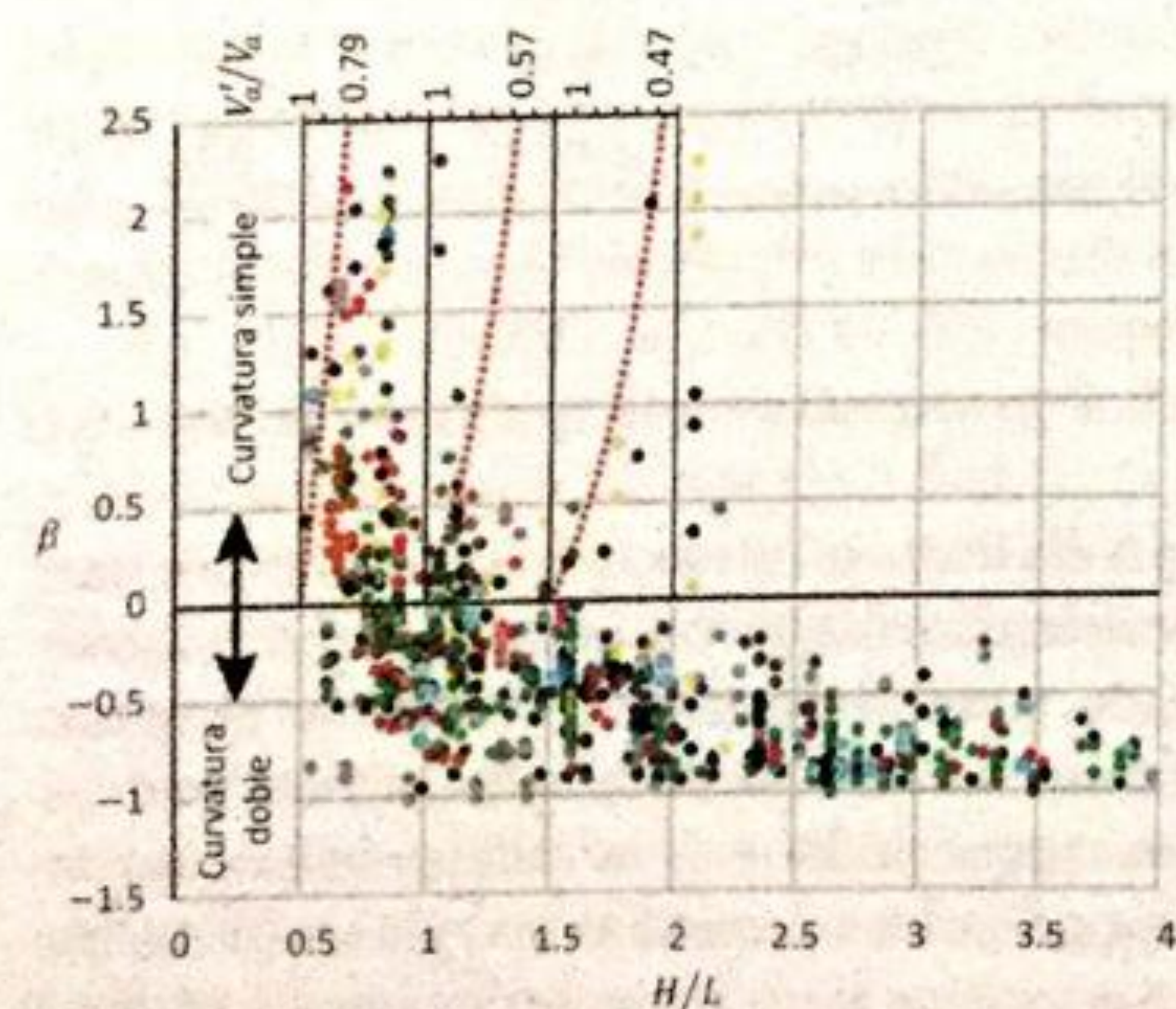


Figura 6.20 Momento normalizado y relación de aspecto en muros de varios edificios.

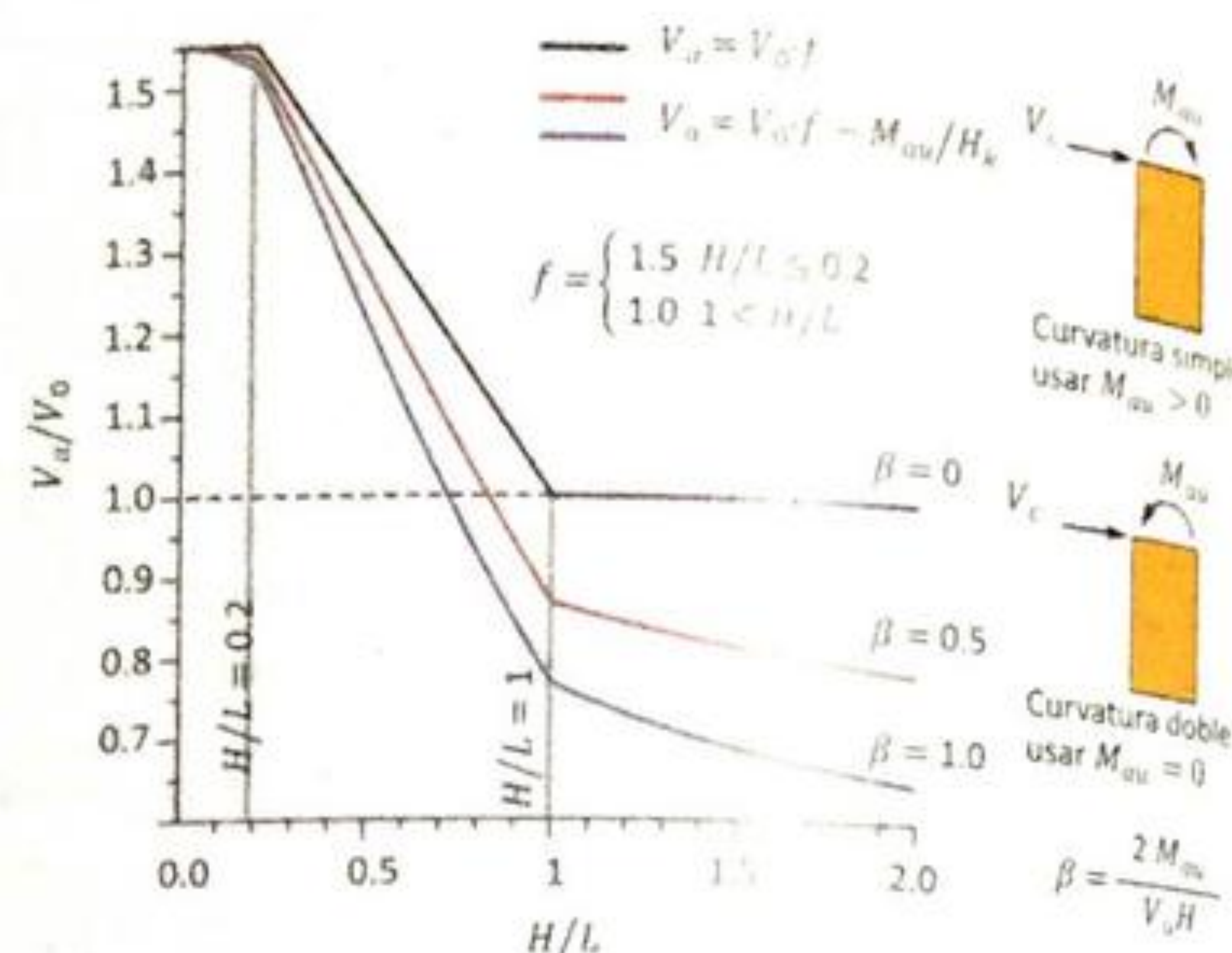


Figura 6.21 Relación de aspecto y momento normalizado en la resistencia al agrietamiento.

ciones de aspecto en el rango $[0.5, 1.2]$, en los que pueden tenerse reducciones de la resistencia al agrietamiento mayores al 20%.

La resistencia al agrietamiento considerando los efectos de la relación de aspecto y la interacción con el momento en el extremo superior del muro queda entonces:

$$V_a = (0.5v'_m A_T + 0.3P) \cdot f - \frac{M_a}{H_k} \quad (6.33)$$

$$\leq 1.5v'_m A_T f$$

En la figura 6.21 se muestra el efecto de la relación de aspecto y el momento normalizado en la resistencia al agrietamiento.

En las NTC-DCM la resistencia al agrietamiento no incluye el término de interacción de la ecuación 6.33, esto es:

$$V_a = (0.5v'_m A_T + 0.3P) \cdot f \quad (6.34)$$

$$\leq 1.5v'_m A_T f$$

6.6.3. Resistencia máxima de muros sin refuerzo

Hasta ahora se ha mencionado la resistencia de los muros al primer agrietamiento por tensión diagonal. Sin embargo, esta resistencia no corres-

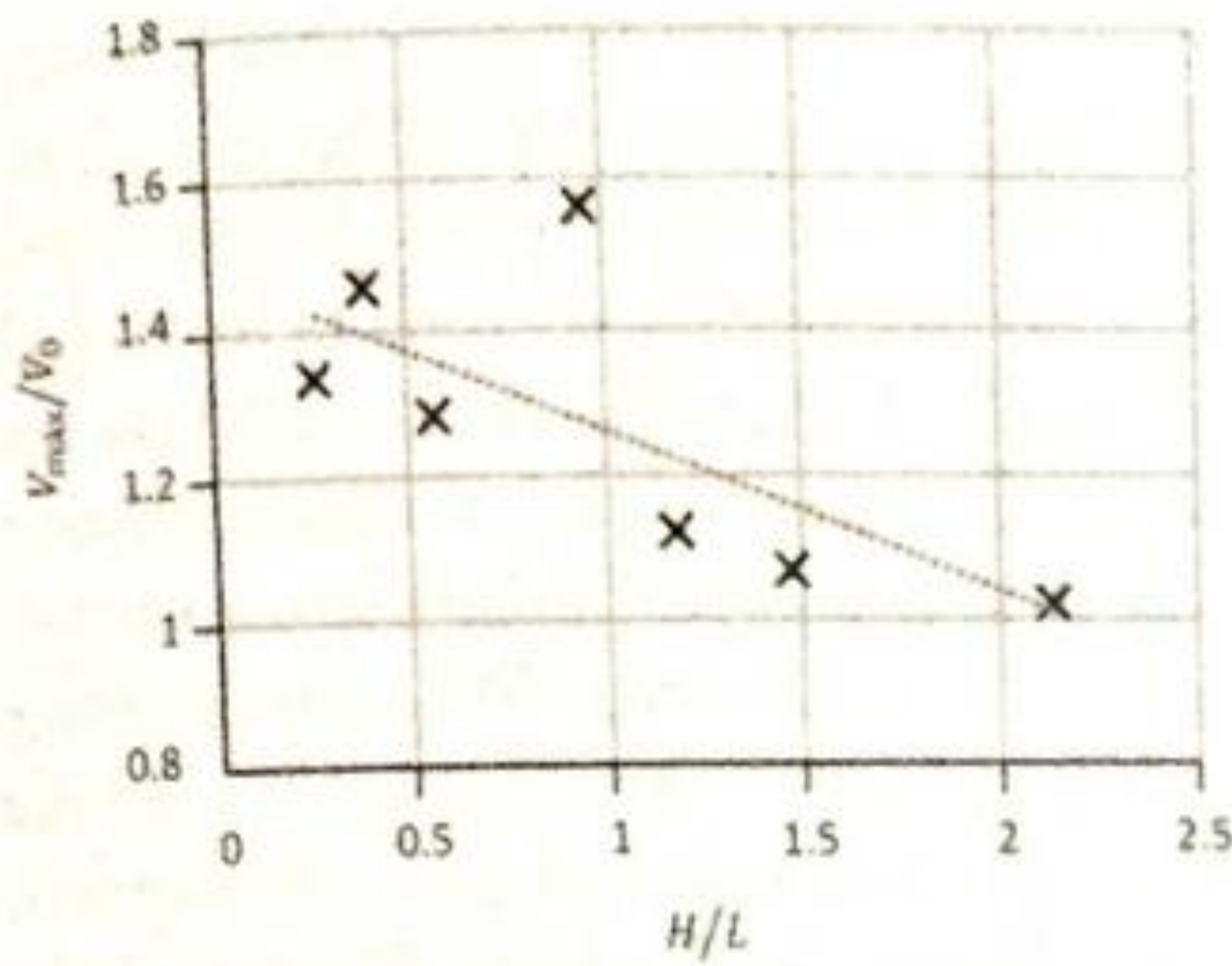


Figura 6.22 Resistencia máxima en comparación con la del agrietamiento, en función de la relación de aspecto.

ponde, en general, a la resistencia máxima sin refuerzo. En un estudio (Riahi, Elwood & Alcocer 2009) en el que se revisaron los resultados de una gran cantidad de ensayos de muros de mampostería confinada, se determinó que, en promedio, la resistencia máxima de los muros sin refuerzo es 1.3 veces la resistencia al agrietamiento $V_{max}/V_0 = 1.3$. En dicho estudio se seleccionaron muros con relación de aspecto en el rango [0.7, 1.2], de modo que el efecto de la relación de aspecto no pudo observarse. El efecto de la relación de aspecto en la resistencia al agrietamiento ya se comentó en la sección 6.6.2.1. Sin embargo, se ha observado (Pérez Gavilán, Flores & Alcocer 2015) que la resistencia máxima de los muros sin refuerzo también dependen de la relación de aspecto. En la figura 6.22 se muestran los valores de V_{max}/V_0 de muros de características idénticas excepto por la relación de aspecto. En los muros esbeltos, $H/L > 1.5$, la resistencia máxima es muy similar a la del agrietamiento, mientras que, a medida que los muros se hacen más largos, la resistencia máxima, comparada con la del agrietamiento, crece sustancialmente.

En las NTC-DCEM, esta resistencia adicional a la del agrietamiento no se toma en cuenta cuando los muros no tienen refuerzo horizontal. La resistencia de muros sin refuerzo se considera igual a la del agrietamiento:

$$V_{mR} = F_R V_a \quad (6.35)$$

Este es un criterio apropiado ya que, en los muros sin refuerzo, después de alcanzar su resistencia máxima, esta decrece rápidamente, especialmente en muros cuya relación de aspecto es $H/L \leq 1$, que corresponde a los muros para los que la resistencia máxima es considerablemente mayor que la del agrietamiento. Este comportamiento hace inapropiado el uso del valor máximo de la resistencia en un diseño que garantice la protección contra colapso. Sin embargo, cuando se estima la resistencia a cortante de un muro con refuerzo, esta resistencia adicional, si se toma en cuenta como se verá más adelante.

6.6.4. Contribución del refuerzo horizontal

En las estructuras de mampostería confinada, como se usa en México, el refuerzo horizontal (transversal) es a base de varillas de diámetro muy pequeño (3.9 mm, 4.7 mm, 6.3 mm) que se alojan directamente en la junta horizontal entre las piezas. Dicho refuerzo normalmente tiene un esfuerzo de fluencia de 600 MPa. El refuerzo se ancla en los catillos, ya sean interiores o exteriores, y se evita su traslape. El refuerzo se distribuye en forma uniforme en el muro, espaciándolo a un cierto número de hiladas constante. La cuantía de refuerzo p_h se define como:

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s \cdot t}$$

Donde A_{sh} es el área total del refuerzo en las juntas, s es la separación del refuerzo y t es el espesor del muro. A p_h también se le conoce como porcentaje de acero de refuerzo horizontal. A la cantidad

$$\psi = p_h f_{yh} \quad (6.36)$$

se le denomina cuantía de refuerzo resistente y se le considera un parámetro más apropiado para caracterizar a la cantidad de refuerzo en el muro.

El comportamiento de los muros de mampostería confinada ante cargas laterales se ha in-

vestigado por medio de ensayos de muros, aplicando, usualmente, una carga vertical constante y una carga lateral cíclica en forma cuasi estática. Los resultados muestran los siguientes aspectos:

- El refuerzo incrementa la resistencia de los muros ante carga lateral.
- Aumenta sustancialmente la capacidad de deformación de los muros (inciso 6.1.6).
- Conduce a un agrietamiento más distribuido en el muro a medida que se aumenta la cantidad de refuerzo.
- Los anchos de grieta también disminuyen con la cuantía resistente de refuerzo.

Los patrones de agrietamiento de una serie de muros con distinta cuantía de refuerzo se muestran en la figura 6.23.

Se observa que los primeros agrietamientos diagonales en todos los muros son similares, están formados por grietas inclinadas aproximadamente a 45° . Las grietas se propagan en forma combinada por las juntas y atravesando las piezas. Cuando predomina la propagación de las grietas por las juntas implica que las piezas tienen una resistencia a tensión alta en comparación con la del mortero. En el muro sin refuerzo aparecen un número reducido de grietas con un ancho considerable cuando se alcanza la resistencia máxima. La falla del muro se presentó cuando una de las grietas atravesó a uno de los castillos. Se observan también grietas verticales cerca del paño del castillo, típicamente a media pieza de distancia del paño del castillo, que no se observan en los muros con refuerzo. Se observan claramente dos regiones triangulares arriba y debajo de las grietas principales en donde no se presentan grietas. En el caso del muro MB1 la cuantía de refuerzo fue muy baja de modo que el patrón de agrietamiento fue muy similar al del muro sin refuerzo. Sin embargo, durante el ensaye se observó que las grietas se cerraban una vez que se reducía la carga. El refuerzo, en ese caso, está sometido a grandes deformaciones en el punto

donde atraviesa las grietas principales, deformaciones que eventualmente causaron la fractura del refuerzo. A partir del muro MB2 se observa un cambio muy significativo en la densidad del agrietamiento y el ancho de las grietas. En ese caso ya no se presentó la rotura del refuerzo; eso permitió que el muro alcanzara una distorsión a la falla del 16%. El muro MB3 tuvo un comportamiento muy similar al muro MB2; a la falla, se presentó el aplastamiento de la mampostería, pero el muro mantuvo una amplia capacidad para soportar cargas verticales, no existió peligro de colapso. En el muro MB4 se observa la primera grieta por deslizamiento, que se localizó en la parte inferior del muro, en la segunda hilada con refuerzo. La grieta se presentó donde se asume que la curvatura del muro es mayor. Se estima que esto se debió a que la cantidad de refuerzo, suministrada con tres barras, produjo un plano de debilidad en la junta. En el muro MB5 se observa, nuevamente, una grieta por deslizamiento y un nivel de aplastamiento, a la falla, mucho mayor al observado en los muros anteriores.

En la figura 6.24 se presentan las envolventes esfuerzo-deformación de varios ensayos en los que se varió la cantidad de refuerzo horizontal. Se aprecia el aumento de la resistencia con el refuerzo; sin embargo, es posible observar que la resistencia deja de aumentar a partir del muro MB3 de la serie MB y del muro M3 al M4 en la serie M. El aumento en la capacidad de distorsión de los muros con el refuerzo es evidente. Se puede apreciar también, que las piezas macizas son más dúctiles y que las multiperforadas extruidas de arcilla son las que menor capacidad de distorsión tienen.

Cuando un muro tiene refuerzo, parte de la fuerza es resistida por la mampostería y parte por el acero del refuerzo. La mayoría de los códigos así lo establecen al considerar que la resistencia a cortante de un muro se calcula como la suma de dos componentes. Esta es una idea útil en el diseño, sin embargo, es evidente que el refuerzo no resiste directamente ninguna fuerza lateral, ya que no está anclado a algún apoyo. El refuerzo

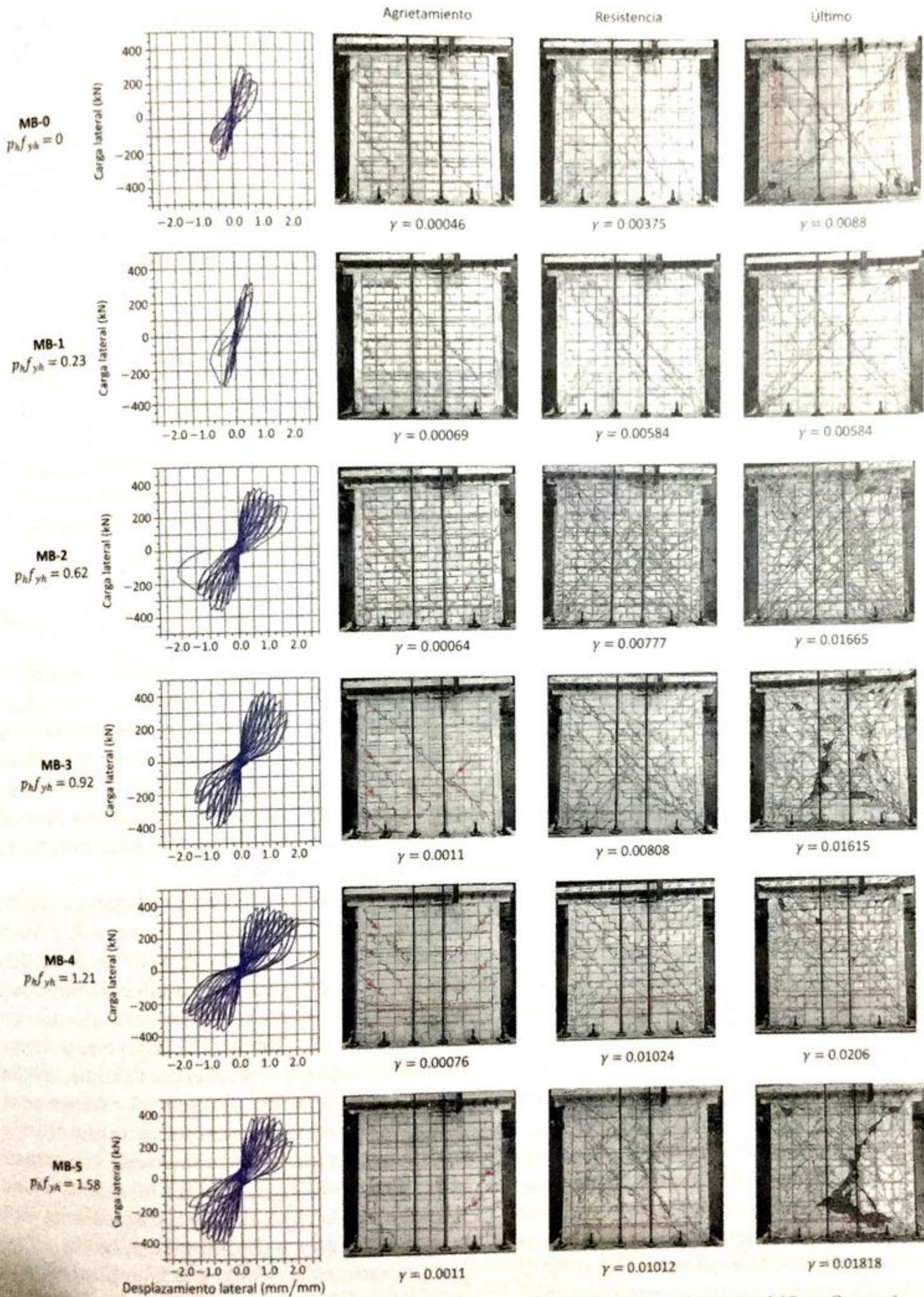


Figura 6.23 Comportamiento de muros con distintas cuantías de refuerzo horizontal (Cruz O., 2015).

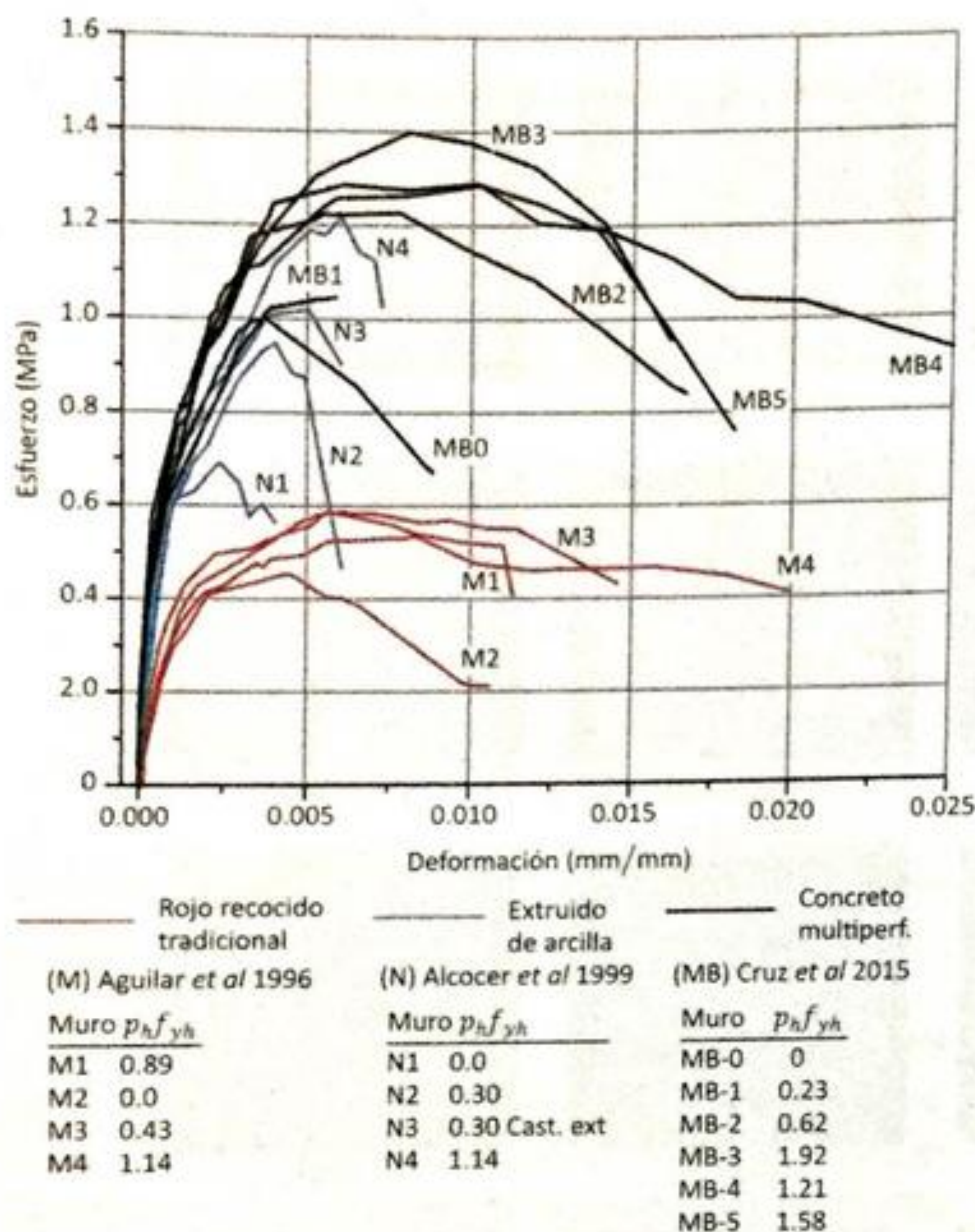


Figura 6.24 Envolventes de las curvas de histéresis de distintos ensayos con distintos tipos de pieza y cantidad de refuerzo.

permite redistribuir los esfuerzos en la mampostería, de manera que las fuerzas cortantes puedan transmitirse por la mampostería, a través de las grietas, por medio de esfuerzos de compresión. Esto explica, como veremos más adelante, que la contribución máxima del refuerzo dependa de la resistencia a compresión de la mampostería y del área efectiva de las piezas. En el caso de las NTC-DCM

$$V_R = V_{mR} + V_{sR} \quad (6.37)$$

Donde V_R es la resistencia a cortante del muro, V_{mR} la resistencia debida a la mampostería y V_{sR} la contribución debida al refuerzo horizontal en el muro. La expresión sugiere que la resistencia debida a la mampostería es independiente de la cuantía de refuerzo, sin embargo, experimental-

mente, se ha confirmado que la cuantía de refuerzo afecta la contribución de la mampostería a la resistencia.

En ensayos de muros con refuerzo horizontal en los que los alambres de refuerzo se instrumentaron en diversos puntos para conocer sus deformaciones, pudo estimarse el esfuerzo en los alambres, usando las curvas esfuerzo-deformación del acero y por tanto la fuerza desarrollada por el refuerzo.

En ensayos cíclicos, para determinar el esfuerzo es necesario tomar en cuenta la historia de deformaciones en el punto. Esto es, debe considerarse el comportamiento histérico del refuerzo (Simo et al. 1997).

La fuerza total resistida por el refuerzo se puede estimar como la suma de las fuerzas desarrolladas por el refuerzo en las distintas hiladas (Aguilar et al. 1996) (Cruz O. 2015):

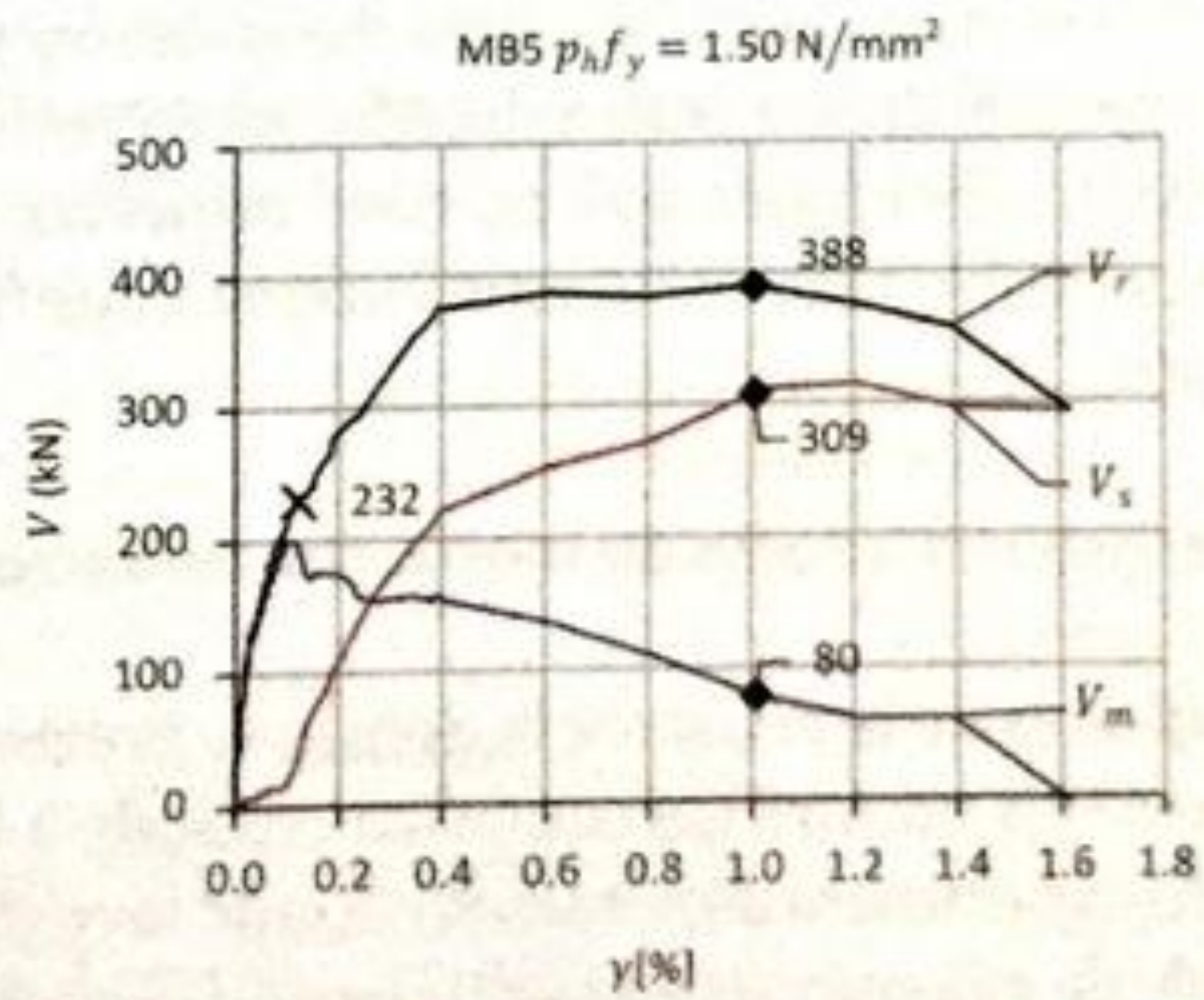
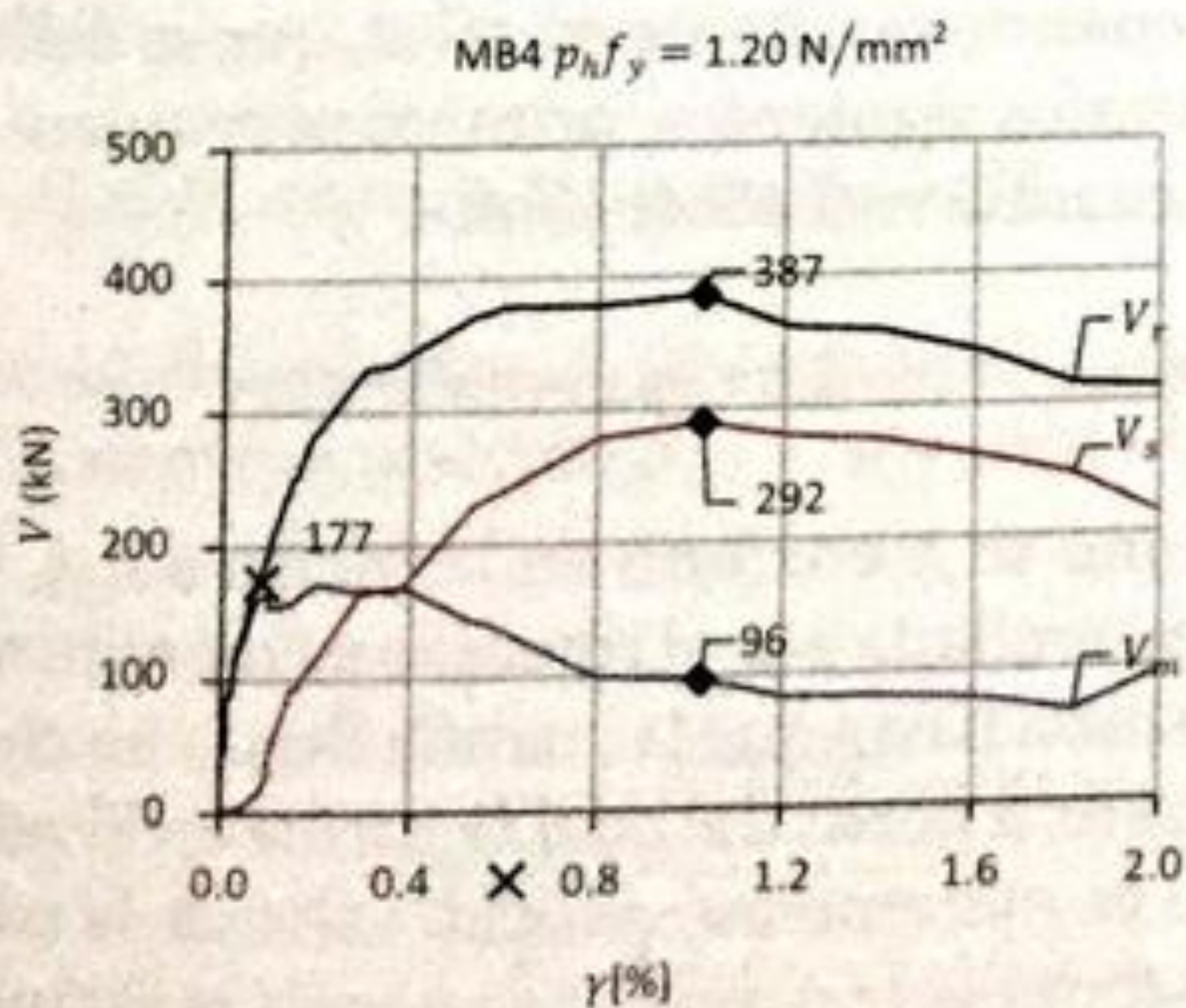
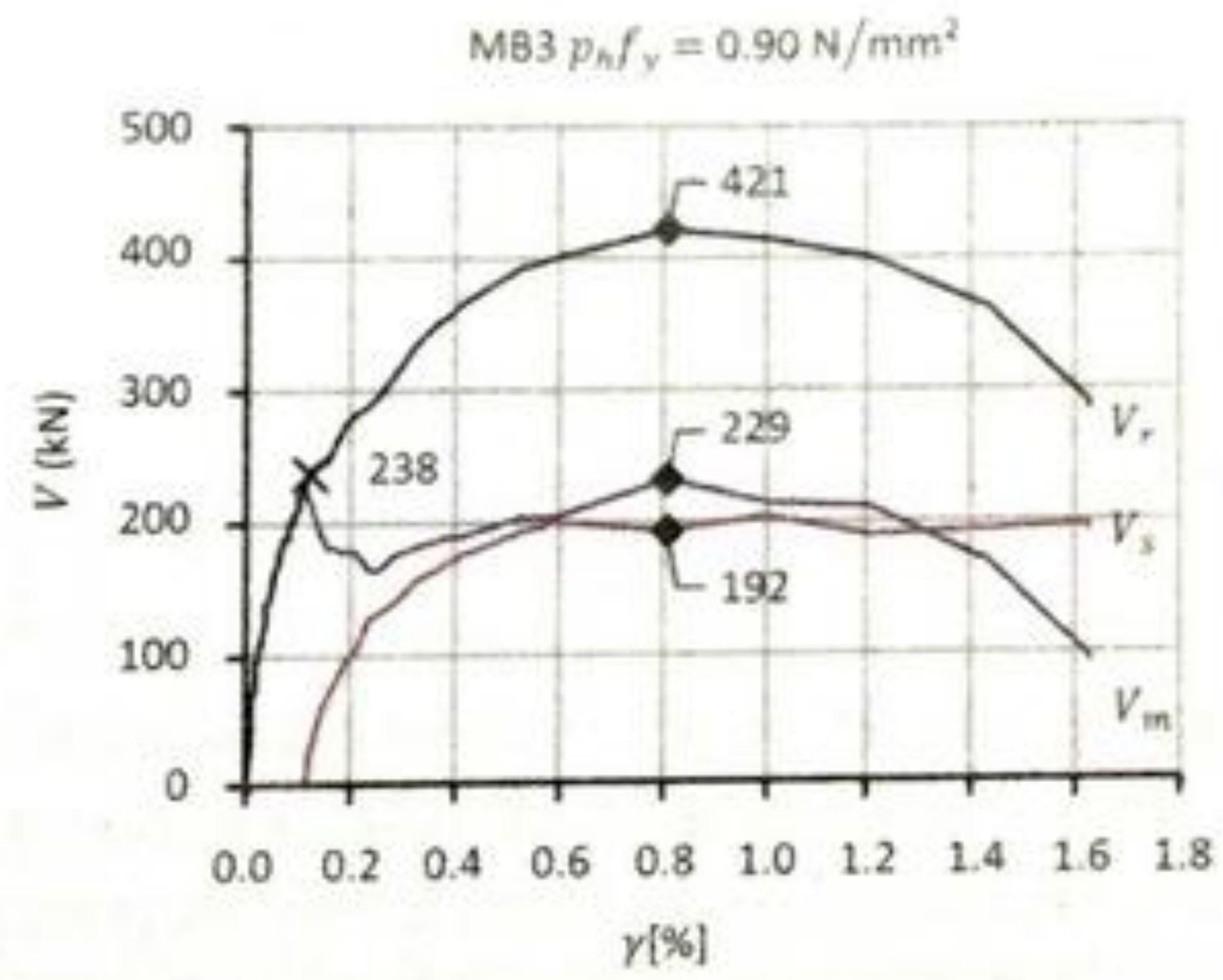
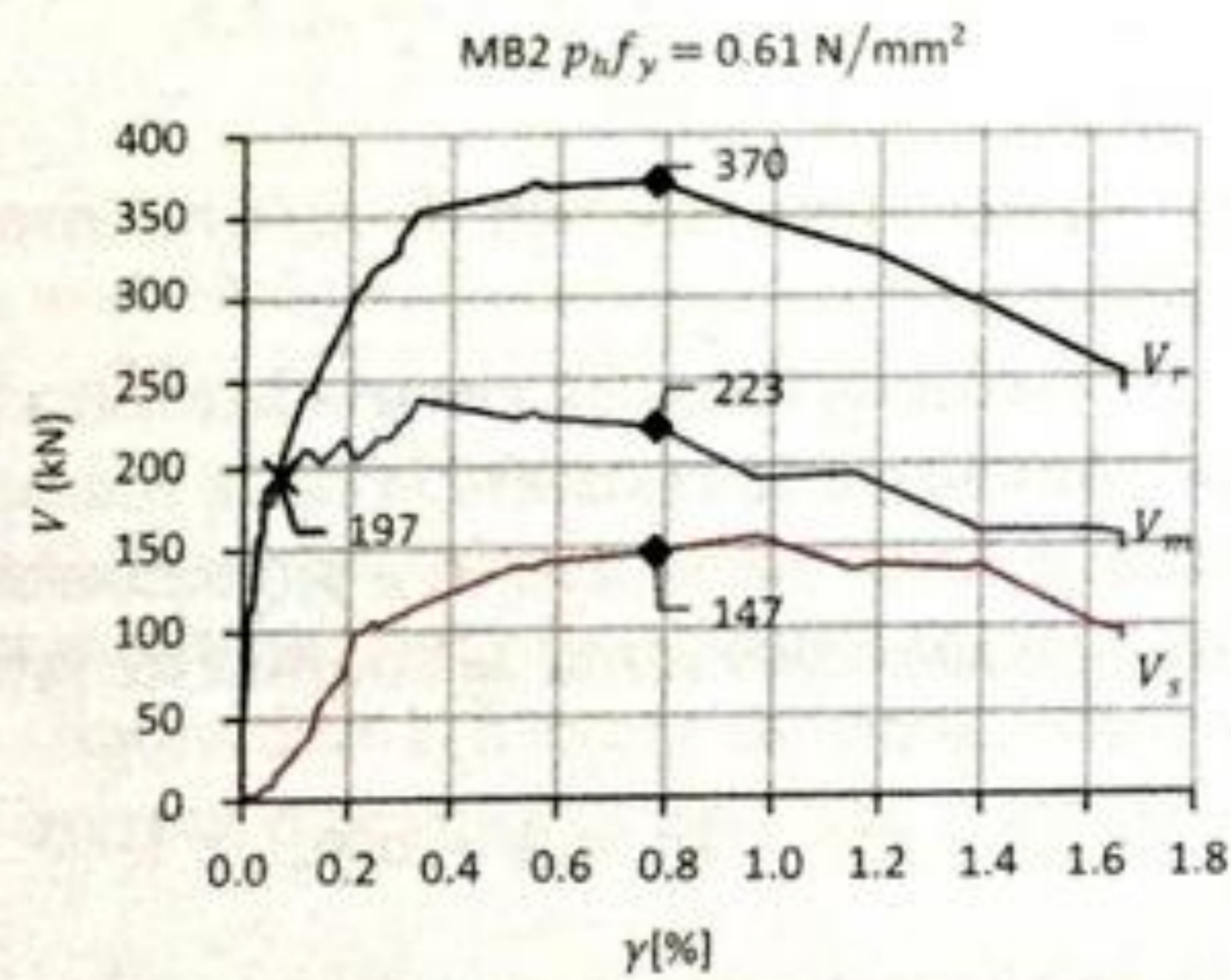
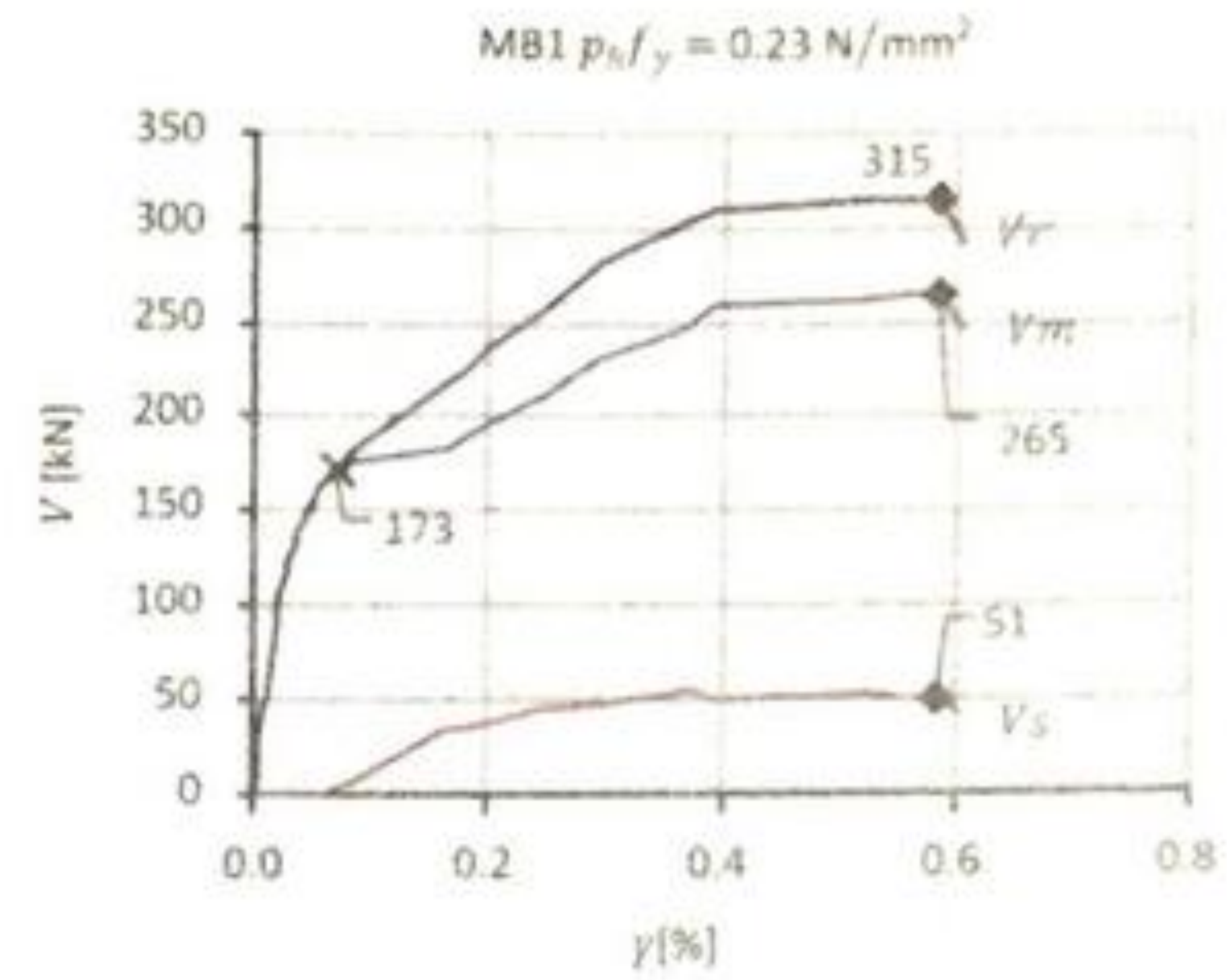
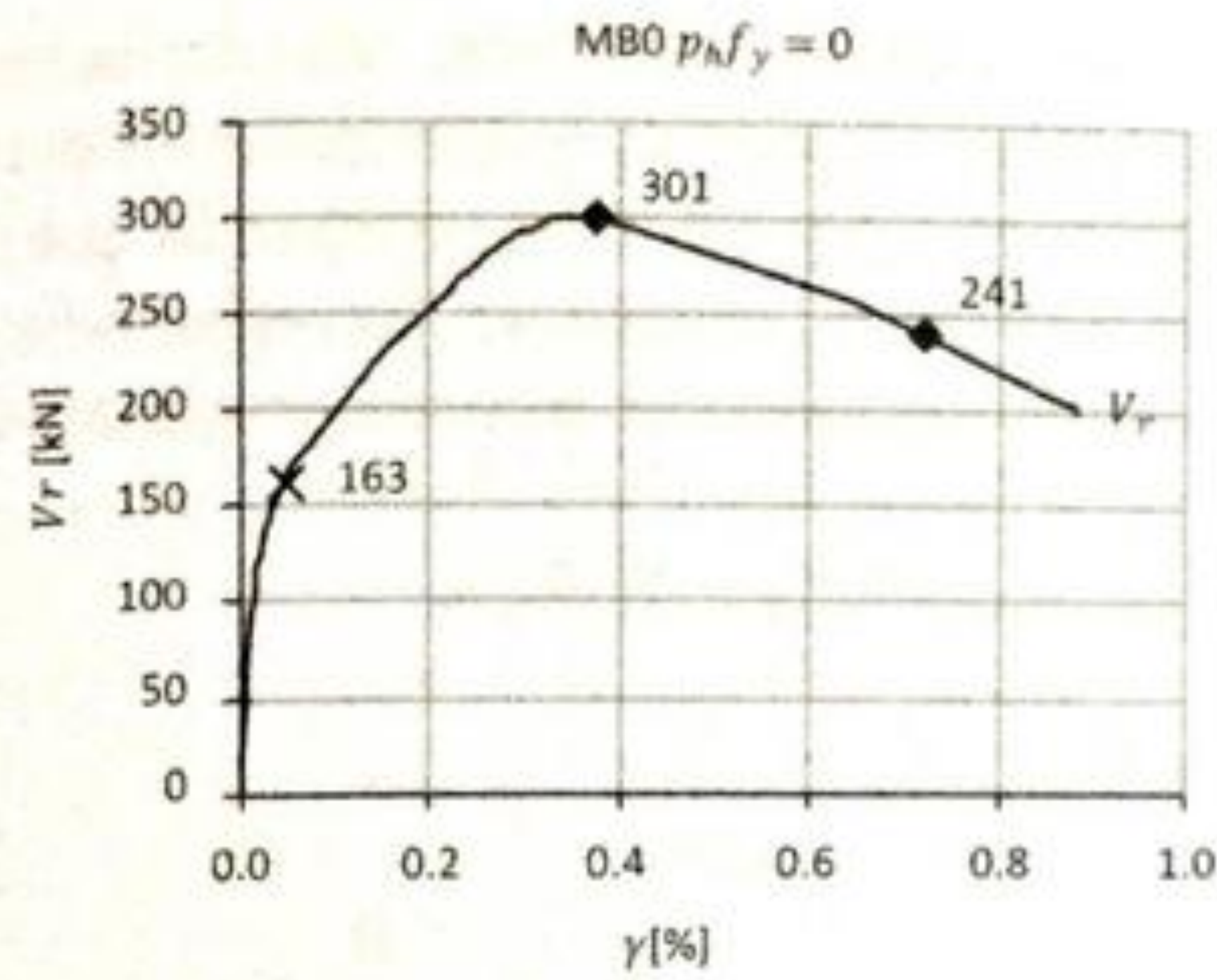
$$V_s = \sum f_{si} A_{si} \quad (6.38)$$

Donde f_{si} es el esfuerzo en el alambre o alambres de la i ésima hilada con un área de refuerzo A_{si} .

La contribución de la mampostería a la resistencia se obtuvo restando de la fuerza aplicada en el ensayo, la fuerza desarrollada en el refuerzo, siguiendo la metodología desarrollada por Alcocer (Alcocer et al. 1994). Los resultados de Cruz se muestran en la figura 6.25.

Se observa que el refuerzo empieza a resistir fuerza lateral hasta que se alcanza el primer agrietamiento en el muro. A partir de dicha distorsión el refuerzo empieza a sufrir deformación y a resistir una fuerza creciente hasta alcanzar un valor máximo. Es importante notar que la fuerza total en el acero, a la resistencia máxima, crece a medida que aumenta el refuerzo, excepto en el muro MB5, en el que, aunque tiene una cuantía mayor que el muro MB4, no aumentó la fuerza en el refuerzo; esto es, el refuerzo no alcanzó a fluir debido a que la capacidad de la mampostería para transmitir la fuerza del refuerzo se agotó.

La resistencia debida a la mampostería, por otro lado, disminuye con la cuantía. A medida



$\text{---} V_r$ $\text{---} V_m$ $\text{---} V_s$
 X Resistencia al agrietamiento
 ◆ V_r V_m V_s correspondientes a la resistencia máxima del muro

Figura 6.25 Resistencia: total, V_R , debida a la mampostería, V_m y debida al refuerzo, V_s vs distorsión lateral (Cruz O., 2015).

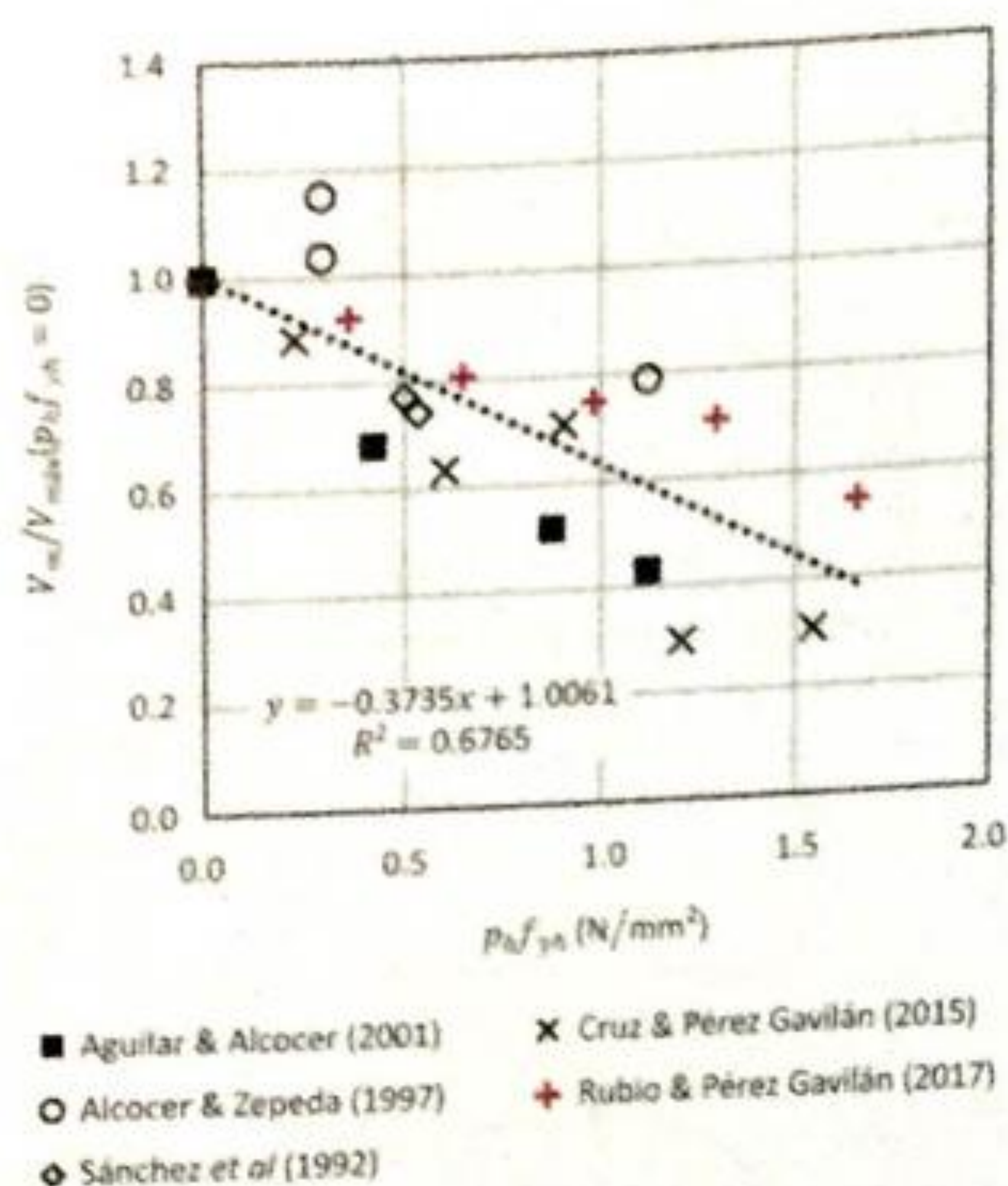


Figura 6.26 Reducción de la contribución de la mampostería a la resistencia en función de la cuantía de refuerzo.

que la mampostería se agrieta se transfiere la fuerza al refuerzo, de manera similar a como sucede en el primer agrietamiento. Este comportamiento es consistente. En la figura 6.26 se observan los resultados de varios ensayos, en los que se varió la cuantía de refuerzo. La resistencia de la mampostería está normalizada con la resistencia máxima del muro que no tuvo refuerzo.

La reducción de la resistencia con la cuantía es evidente.

6.6.5. Resistencia a corte de muros con refuerzo

Las ecuaciones de la resistencia a corte se presentan primero en un formato que corresponde a lo observado experimentalmente, en donde la resistencia debida a la mampostería depende la cuantía. Posteriormente se hace un cambio en el formato de las ecuaciones de modo que se preserve la filosofía tradicional de diseño. Las dos presentaciones son equivalentes.

La resistencia a corte se puede escribir, como

$$V_R = k_0 k_1 V_a + V_s$$

Donde k_0 es un factor para calcular la resistencia máxima de muros sin refuerzo dependiendo de la relación de aspecto. De acuerdo a lo que se ha comentado en el inciso 6.6.3, la resistencia máxima del muro sin refuerzo puede aproximarse como

$$k_0 V_a$$

Donde:

$$k_0 = \begin{cases} 1.3 & \frac{H}{L} \leq 1 \\ 1 & \frac{H}{L} > 1.5 \end{cases}$$

Para valores intermedios de H/L se interpola linealmente.

El factor k_1 toma en cuenta la reducción de la contribución a la resistencia de la mampostería, desde la resistencia máxima sin refuerzo, a medida que se incrementa la cuantía de refuerzo:

$$k_1 = 1 - \alpha \psi_e$$

El valor de $\alpha = 0.4$ [mm^2/N] fue estimado con la regresión que se presenta en la figura 6.26; ψ_e es la cuantía resistente efectiva, que se define en los párrafos siguientes, primero se requiere definir a la cuantía resistente límite.

6.6.5.1. Cuantía resistente límite

Como se mencionó en la inciso 6.6.4, la fuerza desarrollada por el refuerzo se incrementa con la cuantía hasta que la cuantía llega a un cierto valor límite, a partir del cual la fuerza en el refuerzo ya no se incrementa; a dicho valor de la cuantía resistente se le denomina cuantía resistente límite. En la figura 6.27 se muestra gráficamente el procedimiento que se utiliza para estimar la cuantía resistente límite a partir de datos experimentales (Cruz O. 2015). En la tabla 6.7 se muestra la cuantía resistente límite estimada y la resistencia a compresión promedio de los muros del ensaye correspondiente.

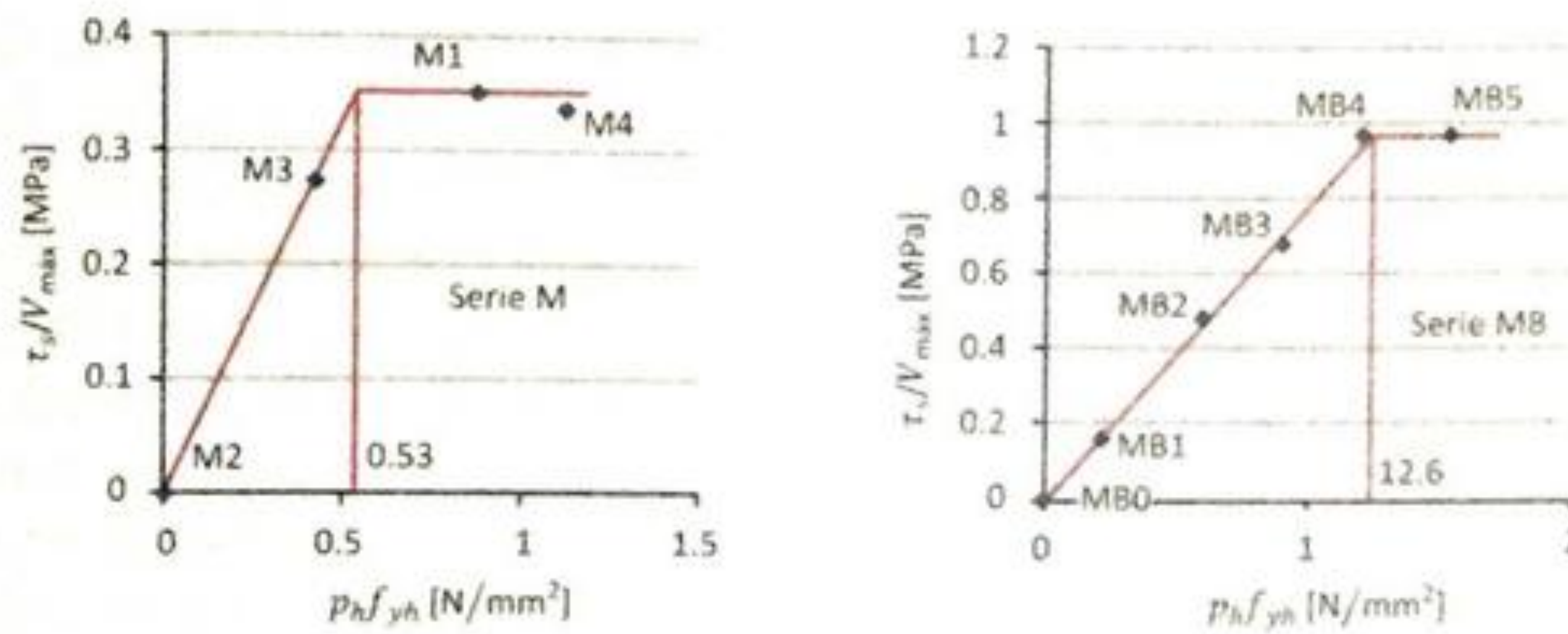


Figura 6.27 Estimación de la cuantía resistente límite

Tabla 6.7 Cuantía resistente límite

Ensayes	f'_m [MPa]	ψ_ℓ [N/mm²]
(M) Aguilar <i>et al.</i> 1996	3.88	0.543
(MB) Cruz <i>et al.</i> 2015	12.17	1.257

Las fuerzas que se desarrollan en el refuerzo deben transmitirse, necesariamente, por la mampostería (figura 6.28): fuerzas de corte entre las grietas y fuerzas de compresión en la mampostería.

Sumando las fuerzas horizontales del diagrama de cuerpo libre del lado izquierdo, puede escribirse:

$$-f'_m t \beta A_T \cos \alpha + V_{cr} + \psi_\ell A_T = 0$$

Donde se asume un puntal de compresión que tiene un ancho desconocido β_{AT} y una cierta in-

clinación α ; la fuerza ya integrada que se desarrolla en las grietas o por cualquier otro mecanismo es $\tau_{cr} A_T$ y $\psi_\ell A_T$ es la fuerza máxima que puede desarrollarse por el refuerzo; entonces:

$$\lambda f'_m A_T - \tau_{cr} A_T = \psi_\ell A_T$$

La cuantía resistente límite puede escribirse como:

$$\psi_\ell = \lambda f'_m - \tau_{cr}$$

Donde λ y τ_{cr} son parámetros que se determinan experimentalmente. Dado que se cuenta con muy poca información experimental se decidió determinar λ de modo de ajustar los resultados experimentales lo mejor posible. Usando la evidencia disponible el valor de λ quedó como:

$$\lambda = 0.1 f_{an}$$

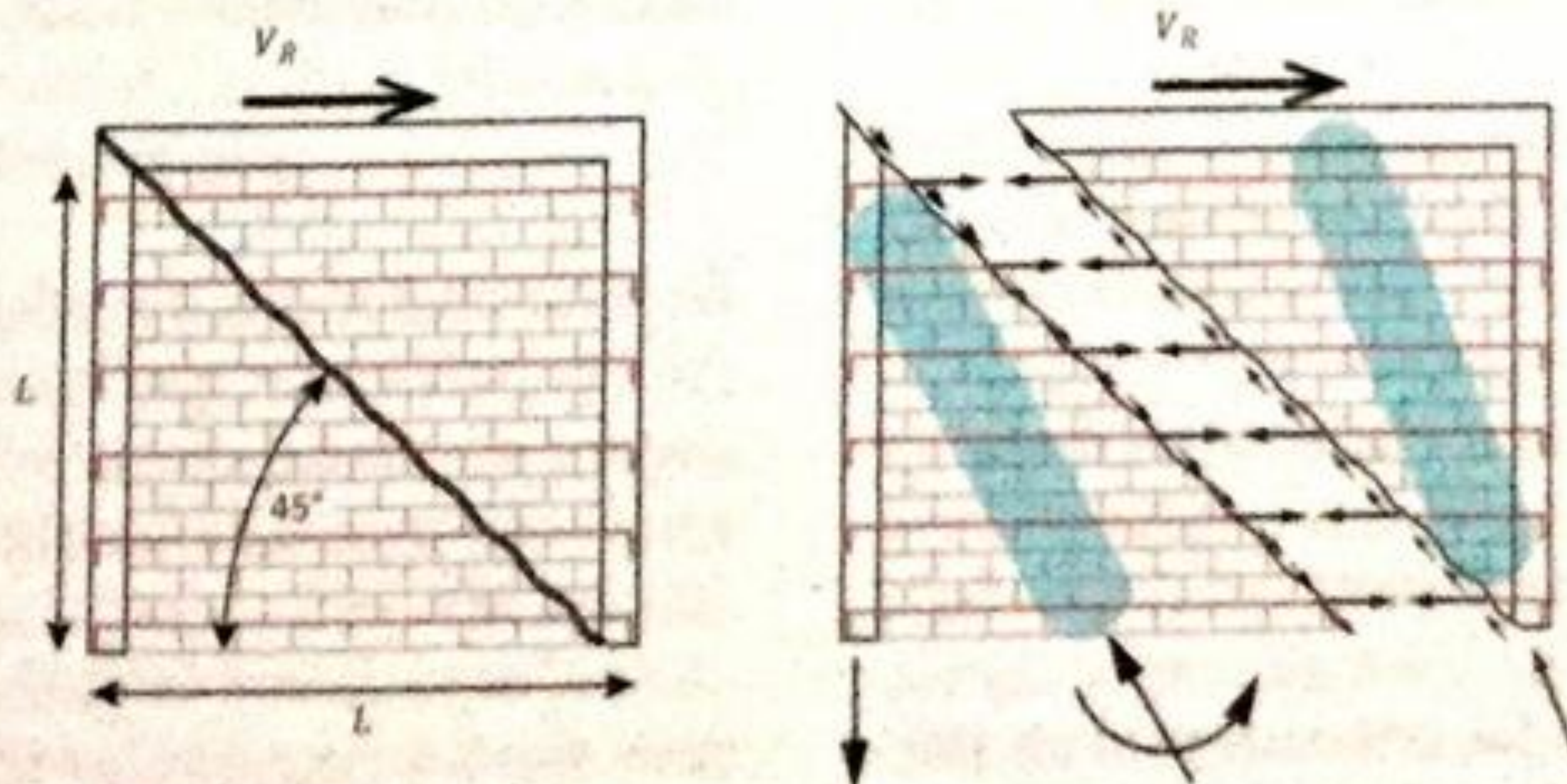


Figura 6.28 Diagrama de cuerpo libre de muro con refuerzo horizontal.

Donde $f_{an} = A_{neta}/A_{bruta}$ de la piezas.

El valor de λ podría depender de la relación de aspecto; sin embargo, no se tiene información de ensayos de muros con refuerzo y distinta relación de aspecto al momento de escribir este capítulo, por lo que se considera un valor fijo.

En todo este desarrollo se asume que la fuerza cortante puede transmitirse al muro en forma distribuida. Esto es posible si se cuenta con una dala en la parte superior del muro y el sistema de piso conecta en forma continua con ella.

6.6.5.2 Cuantía resistente efectiva

La existencia de la cuantía resistente límite implica que para el cálculo de la resistencia debida al refuerzo debe usarse una cuantía resistente efectiva que no puede ser mayor a $\lambda f'_m$, esto es:

$$\psi_e = \begin{cases} \psi & \psi < \psi_e \\ \psi_e & \psi \geq \psi_e \end{cases}$$

6.6.6 Resistencia debida al refuerzo

La resistencia debida al refuerzo se estima como:

$$V_s = \eta_s \psi_e A_T \quad (6.39)$$

Donde η_s es la eficiencia con la que se pueden transmitir las fuerzas desarrolladas por el refuerzo, que depende de la resistencia a compresión de la mampostería. Con base en ensayos experimentales se estimó que

$$\eta_s = 0.55 \quad \text{si } f'_m < 6 \text{ MPa}$$

$$\eta_s = 0.75 \quad \text{si } f'_m \geq 9 \text{ MPa}$$

y se interpola para valores intermedios de f'_m .

6.6.7. Cuantía resistente mínima

Se han desarrollado varios criterios para establecer el valor de la cuantía resistente mínima

(Shultz 1996). Uno de ellos consiste en establecer que la resistencia a corte de un muro de mampostería ya agrietado sea igual o mayor que la resistencia al primer agrietamiento. En mampostería confinada, como se ha visto, esta condición está garantizada por el confinamiento. En muros esbeltos, sin embargo, la resistencia después del agrietamiento se reduce. En ese caso, el refuerzo debe compensar la pérdida de resistencia. Por otro lado, en las NTC-DCM (2004), se estableció que la resistencia debida al refuerzo debería ser, al menos, la resistencia al agrietamiento. Sin embargo, dicho criterio da lugar a cuantías muy grandes en mampostería de alta resistencia.

Otro criterio establece que el refuerzo mínimo debe ser tal que sea capaz de absorber la energía de deformación elástica que se disipa cuando se inicia el agrietamiento. Este criterio conduce a resultados con una considerable dispersión. (Schultz 1996)

En las NTC-DCM se ha adoptado una cuantía resistente mínima constante:

$$\psi_{min} = 0.3 \text{ N/mm}^2$$

Con esta cuantía, se logra cambiar el patrón de agrietamiento a grietas más distribuidas y anchos de grieta que reducen la posibilidad de la fractura del refuerzo. Esto a su vez se traduce en una ductilidad apreciable (figura 6.23).

6.6.8. Cuantía resistente máxima

La recomendación de las NTC-DCM es:

$$\psi_{max} = 1.5 \psi_e$$

pero no menor que 0.3 MPa. Esta última restricción es para evitar que la cuantía máxima pueda llegar a ser menor que la mínima, para mamposterías con muy baja resistencia a la compresión ($f'_m < 2 \text{ MPa}$)

La cuantía máxima es en general un valor muy alto a menos que la resistencia a compresión de la mampostería sea muy baja. Sin embargo, en

estudios recientes se observó que cuando la cantidad de refuerzo en una sola junta es muy grande, se pueden formar planos de falla por deslizamiento. Basados en dicha evidencia se ha propuesto que el área de acero que puede colocarse en una sola junta no debe exceder del 5% del área de la junta:

$$A_s \leq 0.05th_j$$

6.6.9. Cuantía resistente efectiva en mampostería con baja resistencia a compresión

Es importante notar que la cuantía resistente efectiva, puede ser menor que la cuantía resistente mínima. Esto es, para mamposterías con $f'_m < 3$ MPa, el cálculo de la resistencia a corte debe hacerse con una cuantía resistente menor a la mínima, aunque se coloque una cantidad de refuerzo mayor o igual a la cantidad mínima establecida. Esto da lugar a una resistencia a corte que es consistente en todo el rango de f'_m . Si por el contrario se calculara con la cuantía física colocada en el muro, mayor o igual a la mínima, se tendría el efecto de que las mamposterías con resistencia a la compresión baja fueran más eficientes que las mamposterías con alta resistencia a compresión. Este fenómeno se presentaba utilizando las expresiones de las NTC-DCM del 2004.

6.6.10. Resistencia a corte formato tradicional

En las NTC-DCM 2017, se estableció que el formato de las fórmulas de resistencia a corte debería mantener el formato del código del 2004. En dichas normas se establece que:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR}$$

Adicionalmente, se evitó el introducir nuevos conceptos como la cuantía resistente, y los casos especiales de cuantía resistente efectiva y cuantía resistente límite, dejando las ecuaciones en función del porcentaje de refuerzo p_h y el esfuerzo de fluencia del refuerzo f_{yh} .

Para lograr que la resistencia debida a la mampostería aparezca como independiente de la cuantía se puede hacer que:

$$k_0 k_1 V_{mR} + \eta_s p_h f_{yh} A_T = V_{mR} + \eta p_h f_{yh} A_T$$

en donde el lado derecho de la ecuación está en el formato tradicional; despejando el valor de η se tiene:

$$\eta = \frac{V_{mR}}{p_h f_{yh} A_T} (k_0 k_1 - 1) + \eta_s$$

El valor de η , es adimensional, pero ya no representa la eficiencia del refuerzo. El valor de V_{mR} es la resistencia al agrietamiento. El primer término, en general, será mayor que cero para muro largos, recordemos que para esos muros $k_0 = 1.3$ y que $k_1 < 1$; en muros esbeltos $k_0 = 1$ lo que se traduce en un primer término menor que cero. La cantidad $V_{mR}/p_h f_{yh} A_T$, es el cociente del esfuerzo resistente de la mampostería y el esfuerzo resistente debido al refuerzo.

Para lograr reproducir en este nuevo formato de las ecuaciones el efecto de la cuantía efectiva, fue necesario poner ciertos límites:

$$k_1 \geq 1 - 0.1 f_{an} f'_m \alpha$$

Esto equivale a $k_1 = 1 - \psi_e \alpha$. Adicionalmente, Cuando el valor de $p_h f_{yh} > 0.1 f_{an} f'_m$, el valor de η_s se multiplicará por $0.1 f_{an} f'_m / (p_h f_{yh})$.

6.6.11. Resistencia calcula vs experimental

En la figura 6.29 se muestra la resistencia a corte calculada y los valores experimentales de los muros de algunos ensayos.

Las curvas en color azul representan las resistencias predichas, utilizando los valores experimentales promedio de la resistencia a compresión de la mampostería, f_m , y la resistencia a compresión diagonal, v_m , y un factor de reducción de la resistencia, F_R , igual a la unidad. Las curvas en color rojo son las resistencias utili-

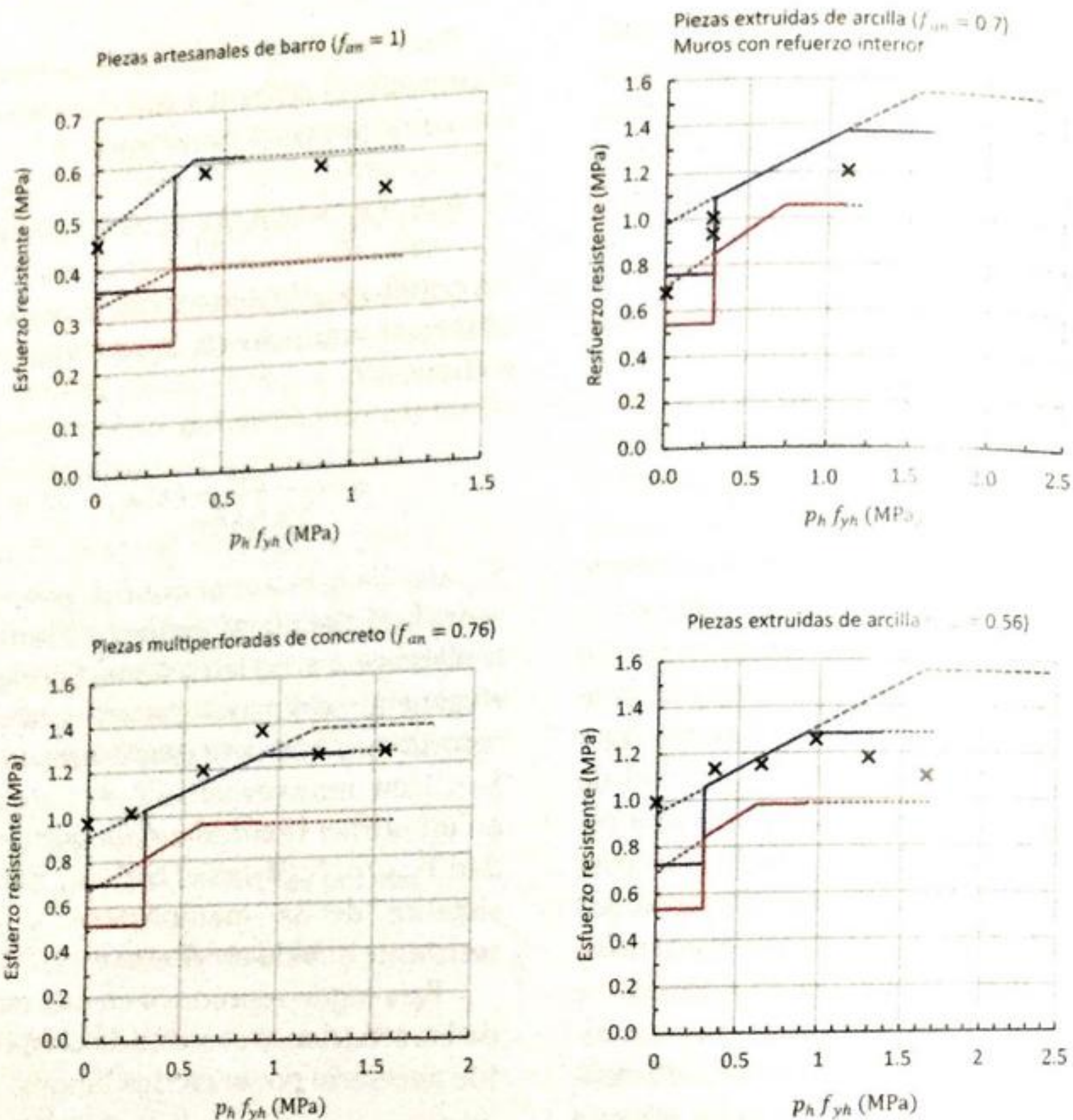


Figura 6.29 Resistencia a corte calculadas, nominales (azul) de diseño (rojo) y resultados experimentales (x)

zando las propiedades mecánicas de diseño de los materiales, que se tomaron como:

$$f'_m = \frac{f_m}{(1 + 2.5(0.15))}$$

$$v'_m = \frac{v_m}{(1 + 2.5(0.2))}$$

y un factor de reducción de la resistencia igual a 0.7 ($F_R = 0.7$). Las curvas mencionadas, que se presentan con línea continua, se suspenden al llegar a la cuantía máxima y continúan, posterior-

mente con líneas punteadas manteniendo la resistencia a corte constante. Las curvas continuas muestran una discontinuidad cuando la cuantía resistente alcanza el valor mínimo, $\psi_{min} = 0.3$ MPa. La discontinuidad se debe a que, para cuantías menores a la mínima se asume que el muro no tiene refuerzo horizontal. La línea punteada indica la resistencia para valores de cuantía resistente menores a la mínima si se considerara el refuerzo, aun para ese caso.

Es importante notar que dichas líneas punteadas, cuando ya no se tiene refuerzo, llegan al valor de la resistencia máxima del muro sin refuerzo. Dicho valor corresponde a $k_0 V_a$.

Las curvas con líneas discontinuas en color gris, representan las resistencias predichas utilizando $\lambda = 0.1$, y se suspenden para la cuantía máxima: $0.15 f_m$.

Se observa que al introducir el factor de área neta en la cuantía resistente límite mejoran las predicciones en todos los casos, excepto en los ensayos con piezas artesanales ya que en ese caso no hubo cambio en el valor de λ pues $f_{an} = 1$ por tratarse de piezas macizas.

Las predicciones son satisfactorias.

6.6.12. Resistencia a corte de muros en tensión

Cuando el muro está en tensión se admite que la mampostería no resiste fuerzas laterales y que la totalidad de la resistencia está dada por el refuerzo; en ese caso, la resistencia debida al refuerzo se puede estimar con la ecuación 6.39 tomando el valor de η como:

$$\eta = (1 - \alpha\psi_e)\eta_s$$

6.7. Mampostería reforzada interiormente

Los muros reforzados interiormente son aquellos contruidos con piezas huecas con refuerzo vertical en las celdas de las piezas y refuerzo horizontal en las juntas de mortero. Los requisitos en cuanto al detallado se presentan en el Capítulo 8.

En lo referente a su diseño por compresión, flexocompresión y cortante se utilizan las mismas expresiones que para la mampostería confinada.

Sin embargo, para determinar la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia a corte, debe utilizarse el factor de área neta del muro, f_{nm} (figura 6.30), en sustitución del factor de área neta de las piezas.

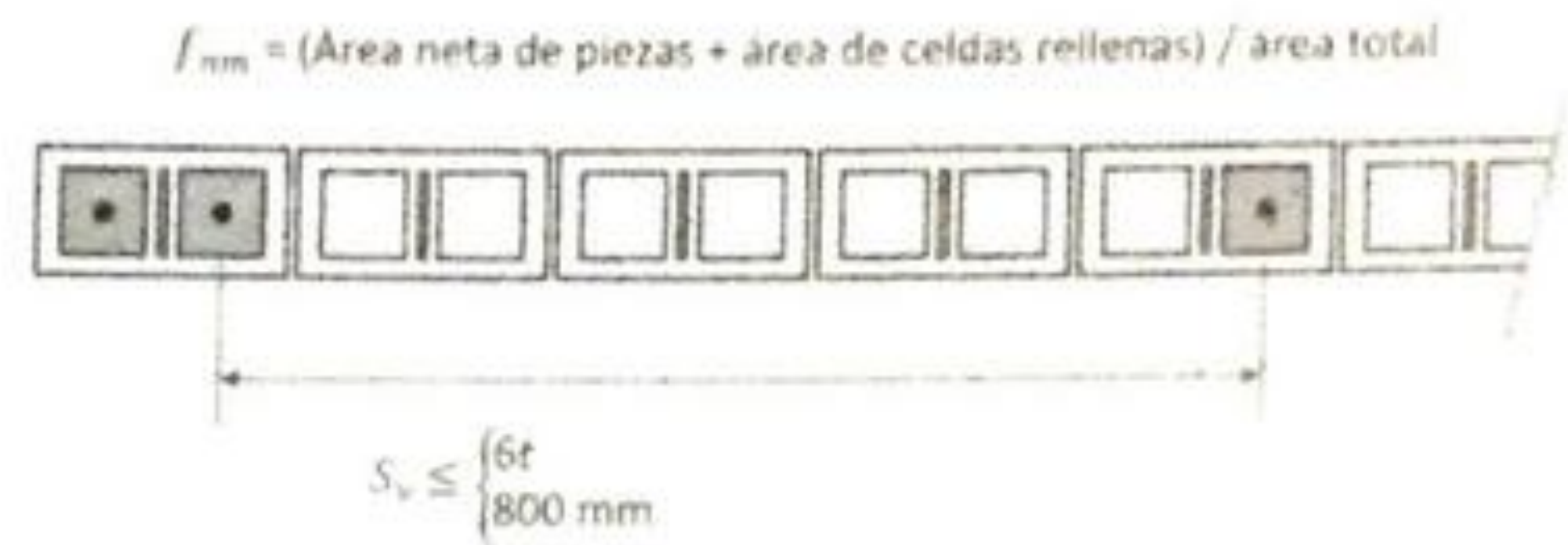


Figura 6.30 Factor de área neta de un muro reforzado interiormente.

6.8. Muros Diafragma

De acuerdo a las NTC-DCEM los muros diafragma "Son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez y resistencia ante cargas laterales." Los muros pueden ser de mampostería confinada o reforzada interiormente.

Los muros diafragma pueden contribuir significativamente a la resistencia de la estructura ante fuerzas laterales y a su rigidez lateral, reduciendo considerablemente sus desplazamientos laterales.

Sin embargo, la naturaleza de los materiales de estos muros les confiere un comportamiento relativamente frágil una vez que se ha alcanzado su resistencia, lo que puede llevar a irregularidades en resistencia y rigidez de la estructura que conduzcan a comportamientos desfavorables como la formación de un entrepiso flexible o torsiones de planta.

Se ha demostrado numéricamente que si la resistencia de los marcos de la estructura sin considerar los muros no puede resistir, al menos el 70%, de la carga lateral de diseño, puede producirse el fenómeno de planta baja débil (Ravivhandra & Klinger 2011).

Esto es posible ya que, como ya se ha mencionado, los daños en los muros se concentran en el primer nivel de la estructura. Una vez que inicia el agrietamiento de los muros, hay una pérdida muy significativa de la rigidez lateral. Esto propicia que se concentren las distorsiones plásticas en dicho nivel lo que eventualmente puede producir el colapso de la estructura.

Por estas razones, las NTC-DS especifican que si la estructura, sin considerar los muros, puede resistir, al menos, el 70% de la carga lateral de diseño, puede entonces considerarse el factor de comportamiento sísmico que corresponde a los marcos; de lo contrario, debe suponerse el factor de comportamiento sísmico que corresponde a la mampostería, lo que presumiblemente reduce significativamente la capacidad de distorsión de la estructura.

6.8.1. Comportamiento

Una de las principales características de los muros diafragma es que no son muros de carga, esto es, la carga vertical sobre estos muros es muy pequeña. Esto se debe a que el marco se encarga de transmitir las cargas verticales a la cimentación.

Ante bajas demandas laterales, el muro y el marco trabajan como una sola unidad, como una columna ancha (sección I) en la que las columnas (patines) proporcionan casi toda la rigidez a la flexión, mientras que el muro (alma) toma la fuerza cortante.

Sin embargo, bastan desplazamientos laterales relativamente pequeños para que el muro se separe del marco en esquinas opuestas debido a la diferente deformabilidad de ambos sistemas, en cuyo caso el marco se apoyará contra el muro según se esquematiza en la figura 6.31.

En el muro aparecen esfuerzos de compresión apreciables en las esquinas en contacto con

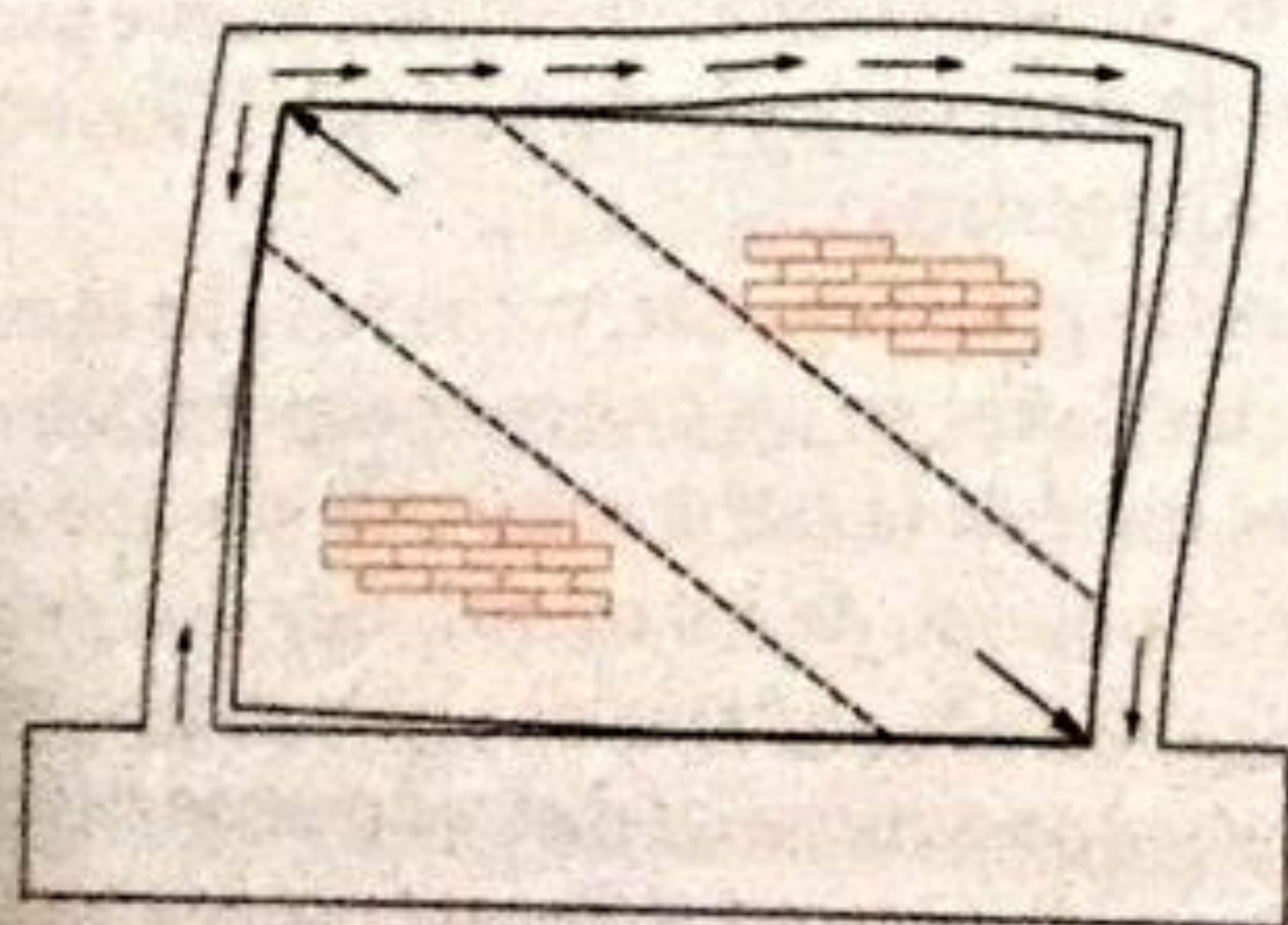


Figura 6.31 Deformación de marco y muro diafragma y modelo con diagonal equivalente.

el marco; la compresión sobre la diagonal que une dichas esquinas genera esfuerzos de tensión en dirección perpendicular a dicha diagonal, produciéndose el agrietamiento. La distribución de esfuerzos en columnas y trabes, debido a los muros, no producen momentos flexionantes de importancia; sin embargo, las concentraciones de fuerzas cortantes sí son de consideración (Bazán y Meli, 1998).

Dependiendo de las características de los materiales, de la geometría del muro, así como las secciones y armado de vigas y columnas se podrán presentar uno de los cuatro modos de falla principales (después de la separación de las esquinas):

1. Por tensión diagonal. Se presentan agrietamientos inclinados, ya sea que atraviesen las piezas y juntas o con grietas que siguen las juntas siguiendo una trayectoria escalonada.
2. Por aplastamiento de la mampostería. Generalmente se da en las esquinas a compresión del panel, pero puede ocurrir también en la parte central del muro.
3. Por deslizamiento a lo largo de las juntas horizontales. Generalmente se presenta en muros largos (la longitud horizontal excede la altura).
4. Una combinación de las anteriores, que puede iniciar, por ejemplo, con el agrietamiento por tensión diagonal o por deslizamiento. Una vez que se ha alcanzado una distorsión apreciable se produce también el aplastamiento de las esquinas.

Existe también la posibilidad de pandeo de la diagonal fuera del plano del muro, que toman en cuenta algunos códigos como el canadiense (CSA S304-14 2014)

6.8.2. Confinamiento y refuerzo interior

Los muros diafragma, tradicionalmente, se han construido de mampostería simple, esto es, sin

confinamiento o refuerzo interior, ya que se consideraba que el marco provee el confinamiento. Los muros se suelen construir sin ningún tipo de anclaje entre el muro y el marco. Sin embargo, como ya vimos, el marco se separa del muro rápidamente, aun para desplazamientos laterales muy pequeños, lo que se traduce en la pérdida del confinamiento y la consiguiente degradación de resistencia del muro después del agrietamiento.

Adicionalmente, con la pérdida del confinamiento y al no tener refuerzo vertical, la estabilidad fuera del plano queda comprometida.

Por estas razones las NTC-DCM exigen que los muros diafragma sean confinados o reforzados interiormente.

Para determinar las fuerzas en los muros, es necesario hacer un análisis de la estructura que tome en cuenta la rigidez lateral de los muros. Esto puede hacerse utilizando distintos modelos, desde elementos finitos hasta los modelos de diagonal equivalente (capítulo 5). En este último caso, la fuerza cortante en el muro corresponde a la componente horizontal de la fuerza en la diagonal.

Las expresiones utilizadas en las NTC-DCM para los distintos modos de falla, fueron adaptadas de las especificaciones contenidas en las normas canadienses (CSA S304-14 2014).

6.8.3. Resistencia a corte por aplastamiento de la diagonal

Este modo de falla puede ser dominante en muros que no son muy largos y que están contruidos con mampostería que tiene una baja resistencia a la compresión. La resistencia a corte por aplastamiento de la diagonal está dada por:

$$V_R = 0.4F_R f'_m b_d t \cdot \cos \theta_d \quad (6.40)$$

Donde b_d , t y θ_d corresponden a la geometría de la diagonal (figura 5.23), $F_R = 0.6$ y f'_m es la resistencia a compresión de la mampostería.

6.8.4. Fuerza cortante resistente por deslizamiento

Este modo de falla suele ser dominante en los muros diafragma, especialmente en muros largos. Esto se debe, en parte, a la baja carga axial en los muros lo que evita que las fuerzas de fricción sean de consideración.

La carga normal a las juntas se obtiene del análisis. Si se hace un modelo de diagonal equivalente, dicha fuerza normal es la componente vertical de la fuerza en la diagonal. En caso de usar otro modelo, la fuerza cortante en el muro se interpreta como la componente horizontal de una fuerza en la dirección de la diagonal. Una vez calculada la fuerza en la diagonal, se procede nuevamente a obtener la componente vertical. Estas consideraciones junto con un valor del coeficiente de fricción igual a la unidad se contemplan en la ecuación 6.41:

$$V_R = \frac{0.4 F_R v'_m A_T}{1 - 0.9 F_R \tan \theta_d} \quad (6.41)$$

Donde $F_R = 0.7$, si $H/L \geq 1$, no suele gobernar el diseño.

Es importante notar que cuando la falla es por deslizamiento, no debe tomarse en cuenta la posible contribución del refuerzo horizontal en el muro, ya que para que se desarrollen fuerzas en el refuerzo es necesario que el agrietamiento diagonal cruce las barras de refuerzo.

6.8.5. Resistencia a corte por tensión diagonal

La resistencia de los muros diafragma por tensión diagonal no es diferente de la resistencia obtenida para muros confinados o con refuerzo interior, excepto que la carga axial en el muro se considera nula: $P = 0$.

6.8.6. Comparación de los distintos modos de falla

Para tener una idea de los valores de resistencia a corte por aplastamiento, deslizamiento y tensión

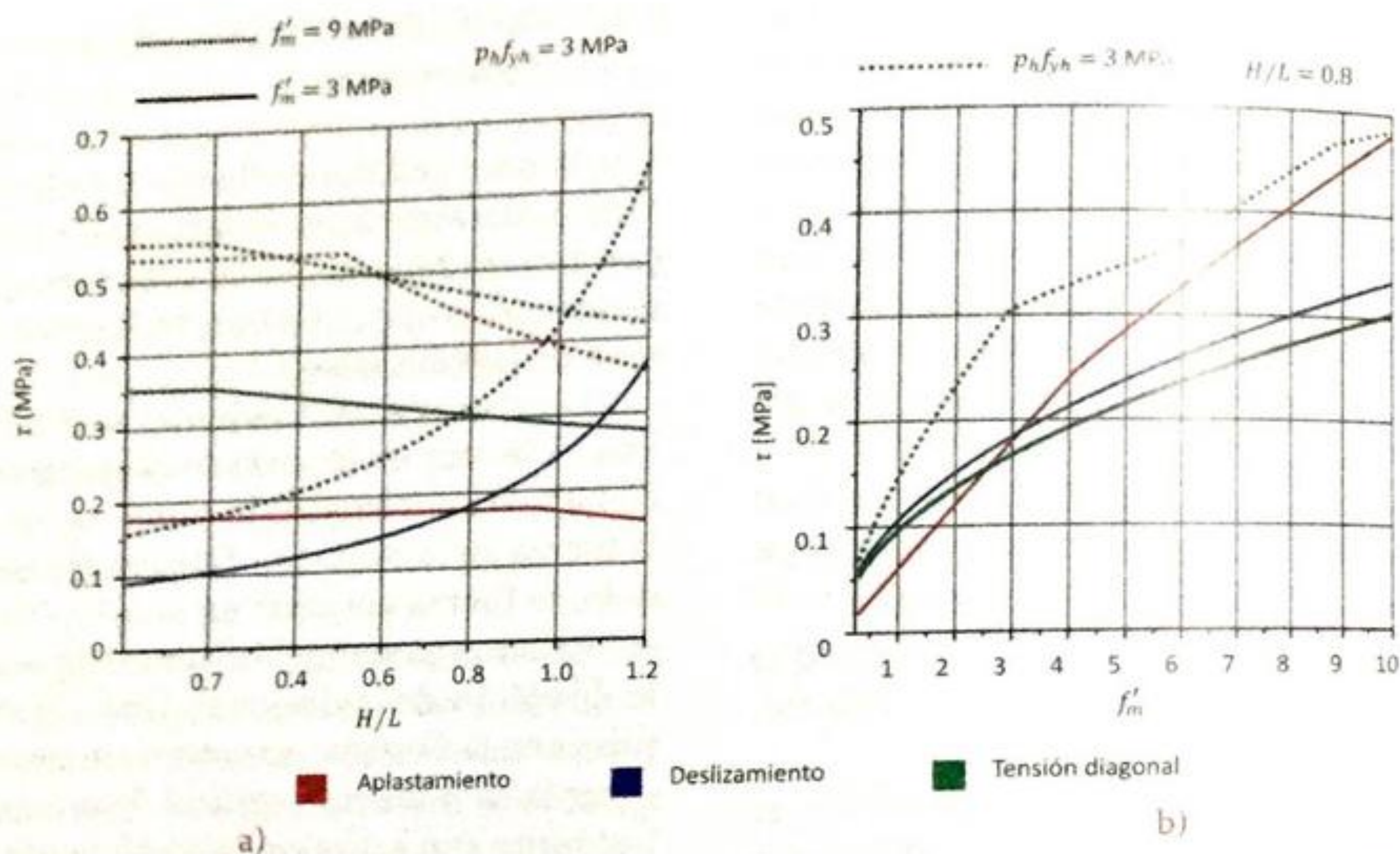


Figura 6.32 Resistencia a corte de muros diafragma a) para distintas relaciones de aspecto y b) para distintos valores de la resistencia a compresión de la mampostería.

diagonal, se evaluaron las expresiones correspondientes para distintos muros. Primero se fijó la altura de los muros a 3 m ($H = 3$ m) y se dejó la longitud variable. El ancho de las trabes se varió entre 20 y 40 cm proporcionalmente al peralte de las trabes que se supuso de $h_v = (L + h_c)/10$, pero en el rango de 50 a 200 cm. Las dimensiones de las columnas fueron $b_c = h_c = 0.85h_v$ y el espesor del muro se mantuvo constante igual a $t = 12$ cm.

Para efecto de obtener la resistencia a corte por tensión diagonal, se supuso que $v'_m = 0.18 \sqrt{f'_m}$ MPa, dejando a f'_m como variable independiente. En la figura 6.32.a se muestran los esfuerzos cortantes resistentes para los tres modos de falla variando la relación de aspecto. Se analizaron dos casos: para una resistencia a la compresión de 3 y 6 MPa; los resultados se presentan con líneas continuas y discontinuas respectivamente. En ambos casos se supuso que los muros tenían refuerzo transversal con una cuantía igual a la mínima $p_h f_{yh} = 0.3$ MPa. De las curvas con $f'_m = 3$ MPa, (líneas continuas), se observa que el deslizamiento domina el diseño hasta una relación de aspecto $H/L \approx 0.6$; para muros más esbeltos, el modo de falla dominante es el aplastamiento. El

esfuerzo resistente por tensión diagonal fue mayor que la resistencia por aplastamiento en todo el rango de relación de aspecto estudiado y solo fue menor comparado con la resistencia al deslizamiento para muros con relación de aspecto un poco menor a la unidad en adelante.

En la figura. 6.32.b se muestran los esfuerzos resistentes variando la resistencia a compresión de la mampostería y una relación de aspecto constante $H/L = 0.8$. Para el caso de la resistencia a tensión diagonal, se consideraron dos casos: con línea continua se muestra el caso sin refuerzo transversal y con línea discontinua el caso con una cuantía mínima de refuerzo transversal. Es interesante ver que la resistencia a corte por aplastamiento de la diagonal, domina el diseño para valores de la resistencia a compresión bajos $f'_m < 2.5$ MPa. Para valores de resistencia a compresión $f'_m > 2.5$ MPa domina la resistencia por tensión diagonal, cuando el muro diafragma no cuenta con refuerzo horizontal, en caso contrario, domina el deslizamiento, para valores de $f'_m > 3.2$ MPa, ya que la resistencia a tensión diagonal se incrementa considerablemente con la presencia del refuerzo.

6.9. Referencias

- Aguilar, G, Meli, R, Díaz, R & Vázquez del Mercado, AR 1996, "Influence of horizontal reinforcement on the behavior of confined masonry walls", *11th World Conf. Earthquake Engineering*, Acapulco, México.
- Ángel San Bartolomé, 1992, Blog, <http://blog.pucp.edu.pe/blog/albanileria/>, consultado en octubre del 2018, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Alcocer, S, Sánchez, T, Vázquez, R & Díaz, R 1994, "Comportamiento ante Cargas Laterales de Sistemas de Muros de Mampostería Confinada con Distintos Tipos de Refuerzo Horizontal", in *Cuaderno de Investigación No. 17*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México.
- ASCE/SEI 41-13 2014, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, Reston, Virginia.
- Cruz O., AI 2015, "Contribución del refuerzo horizontal a la resistencia de muros de mampostería confinada", Tesis de Maestría, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- CSA S304-14 2014, *Design of Masonry Structures*, Mississauga, Ontario.
- Hognestad, E 1951, "A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members", *Bulletin Series*, University of Illinois, 399, Vol 49, No 22, Urbana.
- Lizárraga P., JF 2017, "Comportamiento de muros de mampostería confinada sobre elementos flexibles", Tesis Doctoral, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Manzano, A & Pérez Gavilán, JJ 2013, "Reducción de la resistencia a corte en muros de mampostería confinada ante la acción de momento flexor", *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz.
- MSJC SD 2011, TMS 402-11/ACI, 530-11/ASCE 5-11, *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures*, Masonry Standards Joint Committee.
- NZS 2004, *New Zealand Standard 4230:2004, Design of Reinforced Concrete Masonry Structures*, Standards Association of New Zealand, Wellington.
- Paulay, T & Priestley, MJN 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc, Nueva York, Estados Unidos.
- Pérez Gavilán, JJ & Cardel J., O 2016, "Shear-Moment Interaction in Confined Masonry Walls: is it Worth Considering?", *The Bridge & Structural Engineer*, pp. 19-28.
- Pérez Gavilán, JJ, Flores, LE & Alcocer, SM 2015, "An experimental study of confined masonry walls with varying aspect ratio", *Earthquake Spectra*, pp. 945-968.
- Pérez Gavilán, JJ & Manzano, A 2013, "Efecto del momento flexionante en la fuerza cortante que produce el agrietamiento por tensión diagonal en muros de mampostería confinada", *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol 88, pp. 1-22.
- Priestley, MJN, Calvi, GM & Kowalsky, MJ 2007, *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS PRESS, Pavia, Italy.
- Ravivhandra, SS & Klinger, RE 2011, "Seismic Design Factors for Steel Moment Frames with Masonry Infills: Part 1 and 2", *11th North American Masonry Conference*, Minneapolis, USA.
- Riahi, Z, Elwood, KJ & Alcocer, SM 2009, "Backbone model for confined masonry walls for performance-based seismic design", *Journal of Structural Engineering*, pp. 644-654.
- Rosenhaupt 1962, "Experimental Study of masonry walls on beams", *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol 88, no. ST3, pp. 137-166.
- Schultz, AE 1996, "Minimum horizontal reinforcement requirements for seismic design of masonry walls", *TMS Journal*, pp. 9-64.
- Computational Inelasticity (1997), H. C. Simo, T.J.R. Hughes, Springer Verlag, New York.

CAPÍTULO 7

Ejemplos para la aplicación de las NTC-DCM

JOSÉ ÁLVARO PÉREZ GÓMEZ (SMIE-UNAM)

7.1. Introducción 7.2. Ejemplo 1 7.3. Ejemplo 2. Cálculo de la resistencia a cargas laterales y verticales de un muro confinado con refuerzo horizontal 7.4. Ejemplo 3. Cálculo de la resistencia a cargas laterales y verticales de un muro reforzado interiormente que forma parte de una estructura Tipo I 7.5. Ejemplo 4 – Diseño de un muro diafragma 7.6. Referencias

7.1. Introducción

Con el objeto de ilustrar la aplicación de las expresiones de diseño de las NTC-DCM (2017), se desarrollan varios ejemplos de diseño de muros de mampostería.

El primer ejemplo consiste en el cálculo del área neta de una pieza de mampostería, su clasificación como pieza maciza o hueca y la obtención del coeficiente entre el área neta y el área bruta de las piezas: f_{an} , así como la obtención del cociente entre el área neta y el área bruta de un muro con refuerzo interior, considerando las celdas rellenas de mortero como macizas: f_{nm} .

El segundo ejemplo se refiere a una mampostería confinada con piezas de barro extruido de buena resistencia, unidas con un mortero tipo II y con refuerzo horizontal. En la primera parte del ejercicio se muestra el procedimiento para la revisión a cortante del muro, donde se toma en cuenta la relación altura-largo del muro para la obtención de la resistencia a cortante de la mampostería: V_{CR} .

En lo relacionado con la obtención de la resistencia del muro como resultado de la contribución del acero horizontal, se muestra el procedimiento de revisión, donde se toman en cuenta los límites de la cuantía del refuerzo horizontal para el cálculo de la resistencia a cortante del muro: V_{SR} .

En el tercer ejemplo se muestra el procedimiento alternativo para estructuras del tipo I, aquellas que tienen un área construida menor a 250 m^2 y con no más de dos niveles, donde se revisa un muro de mampostería reforzado interiormente con los valores de diseño que establecen las normas cuando no se tiene información de las piezas ni del mortero.

En el cuarto ejemplo se muestra el procedimiento para obtener el cortante resistente de un muro diafragma formado por un muro de tabique rojo confinado con castillos externos. En este ejemplo se revisa la resistencia a corte por aplastamiento de la diagonal, por cortante por deslizamiento y por cortante por tensión diagonal.

7.2. Ejemplo 1

Cálculo del área neta de una pieza, clasificación como pieza hueca o maciza y la obtención del coeficiente entre el área neta y el área bruta de las piezas: f_{an} así como la obtención del cociente entre el área neta y el área bruta de un muro con refuerzo interior, considerando las celdas rellenas de mortero como piezas macizas: f_{nm} .

Dada la pieza de concreto doble hueco de $10 \times 20 \times 40 \text{ cm}$, con las dimensiones que se indican en la figura 7.1, calcule el área bruta y el área neta y clasifique la pieza como maciza o hueca.

Cálculo del área bruta

$$\text{Área bruta: } A_b = 10 \times 39 = 390 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área neta

$$\begin{aligned} \text{Área de huecos } 2(5 \times 15) &= 150 \text{ cm}^2 \\ \text{Área neta: } A_n &= 390 - 150 = 240 \text{ cm}^2 \\ \text{Relación } A_n/A_b &= 240/390 = 0.61 \end{aligned}$$

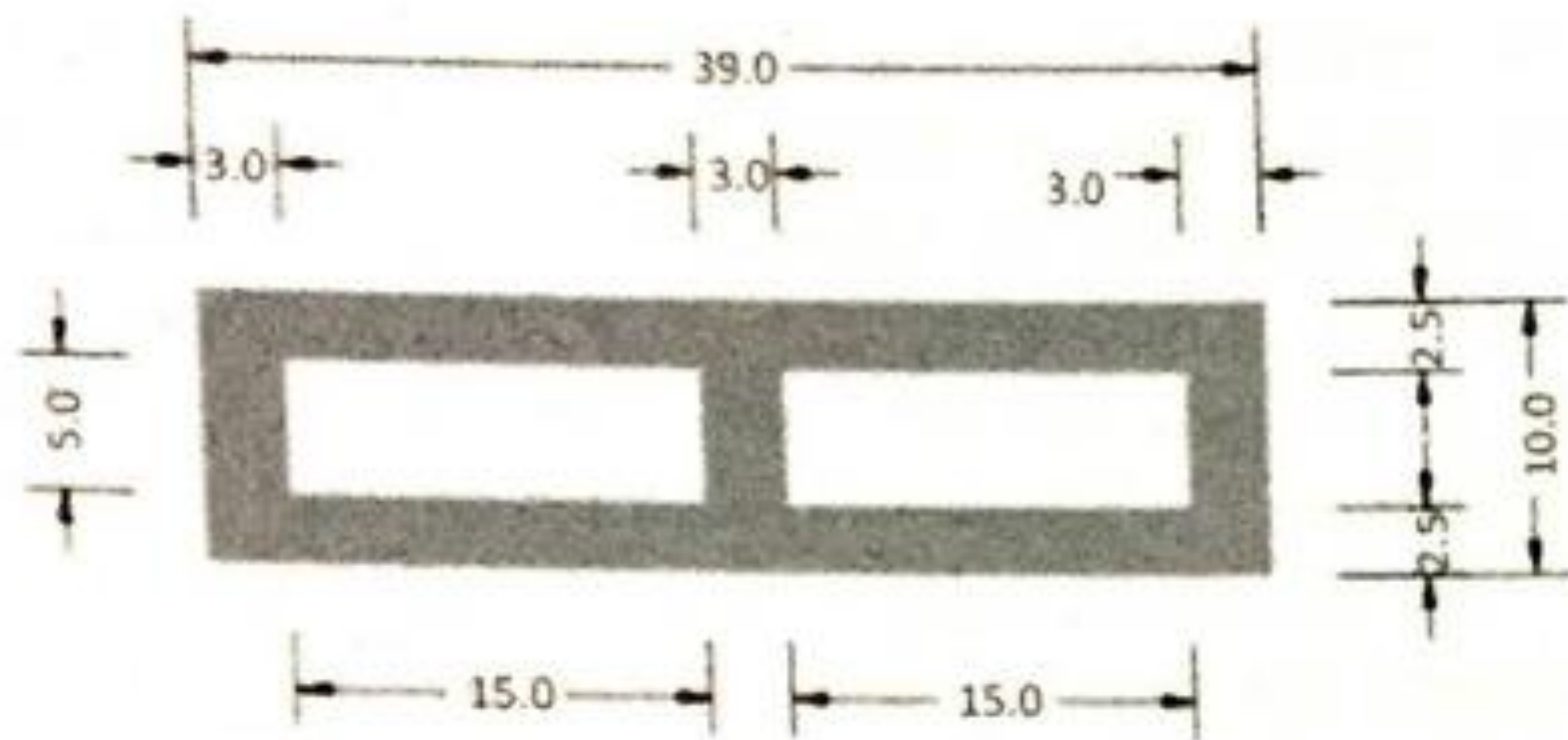


Figura 7.1 Pieza de concreto doble hueco (dimensiones en cm).

Como $50\% < A_n/A_b = 61\% < 75\%$ la pieza se clasifica como pieza hueca y el espesor mínimo cumple con lo dispuesto en la NMX-C-404-ONNCCE (ONNCCE, 2012) por ser mayor a 2 cm.

Cálculo del factor f_{an}

$$f_{an} = \frac{A_n}{A_b} = 0.61$$

Cálculo del factor f_{nm} del muro reforzado interiormente de la figura 7.2

Áreas netas para cada tipo de block con celdas rellenas.

- Pieza con dos huecos sin rellenar:

$$A_{n1} = 240 \text{ cm}^2$$

- Pieza con un hueco relleno:

$$A_{n2} = 390 - (5 \times 15) = 315 \text{ cm}^2$$

- Pieza con dos huecos rellenos:

$$A_{n3} = 390 \text{ cm}^2$$

Área neta total del muro:

$$\begin{aligned} 2A_{n1} + 6A_{n2} + 2A_{n3} \\ = 2(240) + 6(315) + 2(390) \\ = 3150 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Área bruta del muro:

$$A_b = 400 \times 10 = 4000 \text{ cm}^2$$

$$f_{nm} = \frac{3150}{4000} = 0.79$$

7.3. Ejemplo 2. Cálculo de la resistencia a cargas laterales y verticales de un muro confinado con refuerzo horizontal

Determinar la resistencia a cortante, compresión y flexocompresión en el plano del muro de mampostería confinado (figura 7.3) construido con piezas multiperforadas de barro extruido de $12 \times 12 \times 24 \text{ cm}$ y mortero de junteo tipo II, con las propiedades, geometría y cargas que se indican a continuación; el muro corresponde a una estructura tipo II y es un muro extremo:

- Carga axial:

$$P = 9.15 \text{ t}$$

$$P_{u(CM + CV)} = 12.81 \text{ t}$$

$$P_{u(CM + CV + S)} = 10.07 \text{ t}$$

- Momento:

$$M = 29.58 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{u(CM + CV + S)} = 32.54 \text{ t} \cdot \text{m}$$

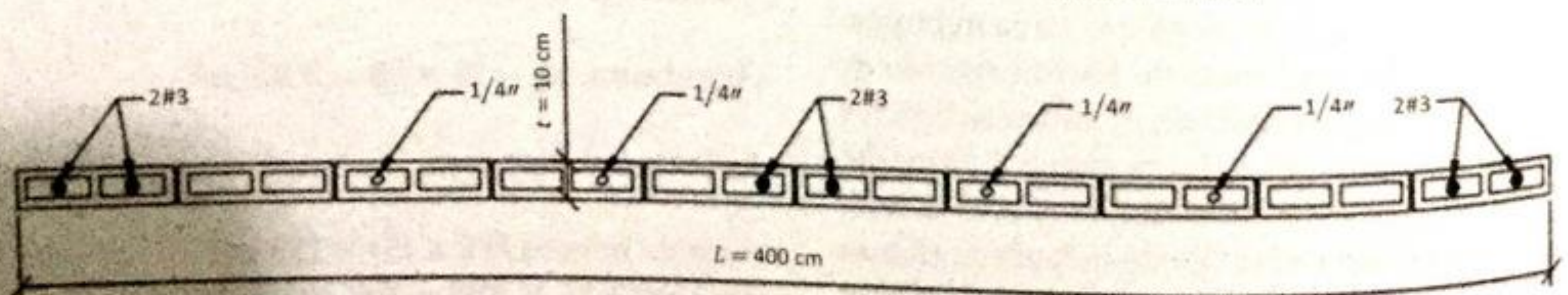


Figura 7.2 Muro reforzado interiormente.

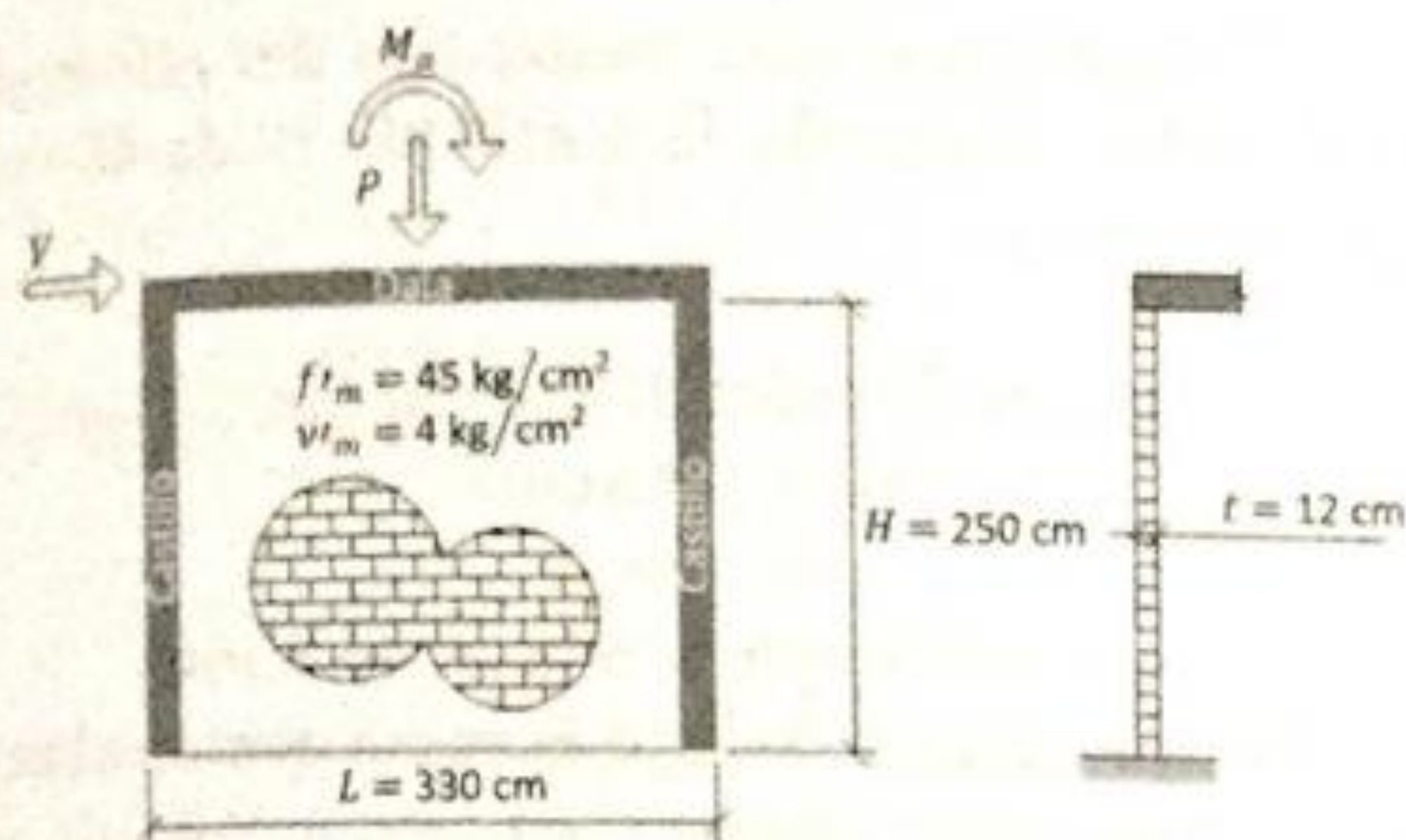


Figura 7.3 Muro confinado con refuerzo horizontal.

- Fuerza cortante:

$$V = 8.95 \text{ t}$$

$$V_{u(CM + CV + S)} = 9.85 \text{ ts}$$

- Pieza multiperforada:

$$12 \times 12 \times 24 \text{ cm}$$

- Área bruta:

$$A_b = 288 \text{ cm}^2$$

- Área neta:

$$A_n = 161 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo horizontal:

2Ø5/32" (0.397 cm) con $f_{yh} = 6,000 \text{ kg/cm}^2$ @ 3 hiladas (3×13) = 39 cm considerando 1 cm de junta

7.3.1. Diseño a cortante

La resistencia a cargas laterales será proporcionada por la mampostería y el área de acero horizontal:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR}$$

NTC

(5.4.1)

Determinación de V_{mR} de acuerdo con el inciso 5.4.2:

$$V_{mR} = F_R[(0.5v'_m A_T + 0.3P) \cdot f] \leq 1.5 F_R v'_m A_T f \quad \text{NTC} \quad (5.4.2)$$

Donde:

$$F_R = 0.7$$

$$f = \begin{cases} 1.5 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases} \quad \text{NTC} \quad (5.4.3)$$

$$A_T = tL = 12(330) = 3960 \text{ cm}^2$$

Determinación de f :

Como:

$$\frac{H}{L} = \frac{250}{330} = 0.758 < 1.0 \text{ y } 0.758 > 0.2$$

Se interpolará:

$$f = 1.0 + \left(\frac{1.5 - 1.0}{1.0 - 0.2} \right) (1.0 - 0.758) = 1.151$$

Cálculo de V_{mR} :

$$V_{mR} = 0.7[(0.5)(4)(3960) + (0.3)(9150)] \times 1.151 \leq 1.5(0.7)(4)(3960)(1.1)$$

$$V_{mR} = 0.7[(7920 + 2745)1.151] \leq 18,295 \text{ kg}$$

$$V_{mR} = 8593 \text{ kg} \leq 18,295 \text{ kg}$$

Rige

$$V_{mR} = 8.59 \text{ t} < V_u = 9.85 \text{ t}$$

Como

$$V_{mR} < V_u$$

Se agregará refuerzo horizontal para que la resistencia a cargas laterales sea proporcionada, además de la mampostería, por el acero de refuerzo.

Determinación del V_{sR} :

Refuerzo horizontal a base de 2Ø5/32" (0.397 cm)
 $f_{yh} = 6000 \text{ kg/cm}^2$ a cada tres hiladas.

Separación de refuerzo horizontal: $s_h = 3(12 + 1)$
 $= 39 \text{ cm}$ (se incluye 1 cm de junta).

Revisión del producto de la cuantía de refuerzo horizontal y el esfuerzo de fluencia especificado de acuerdo con el inciso 5.4.3.3:

$$A_{sh} = 2(0.124) = 0.247 \text{ cm}^2$$

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t} = \frac{0.247}{39 (12)} = 0.00053$$

$$p_h f_{yh} = 0.00053(6000) = 3.2 \text{ kg/cm}^2$$

El valor máximo permisible de $p_h f_{yh}$ es:

$$0.15 f_{an} f'_m$$

Donde:

$$f_{an} = \frac{A_n}{A_b} = \frac{161}{288} = 0.56$$

$$0.15 f_{an} f'_m = 0.15(0.56)(45) = 3.8 \geq 3.2$$

También se verificará que no sea mayor que:

$$0.05 \frac{h_j f_{yh}}{s_h} = \frac{0.05(1)(6000)}{39} = 7.7 \text{ kg/cm}^2$$

Como $p_h f_{yh} = 3.2 < 3.8 < 7.7$ se cumple con la revisión.

Deberá verificarse que este valor no sea inferior a 3 kg/cm^2

Como $p_h f_{yh} = 3.2 > 3$ se cumple con la revisión.

Verificamos que la separación del refuerzo horizontal no exceda de 4 hiladas, ni de 45 cm (inciso 5.4.3.3):

$$s_h = 39 \text{ cm} < 4(13) = 52 \text{ cm}$$

$$s_h = 39 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se cumple con la verificación.

Determinación de la resistencia debida al refuerzo horizontal (inciso 5.4.3.4):

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad \text{NTC} \quad (5.4.5)$$

$$\eta = \frac{V_{mR}}{F_R p_h f_{yh} A_T} (k_0 k_1 - 1) + \eta_s \quad \text{NTC} \quad (5.4.6)$$

$$k_0 = \begin{cases} 1.3 & \frac{H}{L} \leq 1.0 \\ 1.0 & \frac{H}{L} \geq 1.5 \end{cases} \quad \text{NTC} \quad (5.4.7)$$

Como

$$\frac{H}{L} = 0.8 < 1.0;$$

por lo tanto, $k_0 = 1.3$:

$$k_1 = 1 - \alpha p_h f_{yh}$$

$$\alpha = 0.045 (\text{kg/cm}^2)^{-1}$$

$$k_1 = 1 - 0.045(3.2) = 0.856$$

Se verificará que el valor de k_1 no sea menor que:

$$\begin{aligned} 1 - 0.1 f_{an} f'_m \alpha &= 1 - 0.1(0.56)(45)(0.045) \\ &= 0.89 > 0.85 \end{aligned}$$

Por lo tanto, rige $k_1 = 0.89$:

$$\eta_s = \begin{cases} 0.75 & f'_m \geq 90 \\ 0.55 & f'_m < 60 \end{cases}$$

Como $f'_m = \frac{45 \text{ kg/cm}^2}{\text{cm}^2} < 60$:

$$\eta_s = 0.55$$

Cuando el valor de $p_h f_{yh} > 0.1 f_{an} f'_m$ el valor η_s se multiplicará por:

$$0.1 f_{an} f'_m / (p_h f_{yh})$$

Como $p_h f_{yh} = 3.2 > 0.1(0.56)(45) = 2.5 \text{ kg/cm}^2$, se multiplicará por:

$$\frac{0.1 f_{an} f'_m}{p_h f_{yh}} = \frac{0.1(0.56)(45)}{3.2} = 0.79$$

$$\eta_s = 0.79(0.55) = 0.43$$

$$\eta = \frac{8593}{0.7(3.2)(3960)} (1.3(0.89) - 1) + 0.43$$

$$\eta = 0.13 + 0.43 = 0.58$$

$$V_{sR} = 0.7(0.58)(3.2)(3960) = 5144 \text{ kg}$$

$$V_{sR} = 5.14 \text{ t}$$

Determinación de la resistencia total:

$$\begin{aligned} V_R &= V_{mR} + V_{sR} = 8.59 + 5.14 \\ &= 13.73 \text{ t} > V_u = 9.85 \text{ t} \end{aligned}$$

Como $V_R > V_u$ se acepta el muro con el refuerzo horizontal propuesto.

7.3.2. Diseño a compresión y flexocompresión en el plano del muro

La carga vertical resistente: P_R , se calcula como:

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y) \quad \text{NTC} \quad (5.3.1)$$

Donde:

$F_R = 0.6$ por ser un muro confinado (figura 7.4)
 F_E se calculará de acuerdo con el inciso 3.2.2.

Para el cálculo de A_s se supondrá el área de acero mínimo para un castillo de confinamiento:

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c \quad \text{NTC} \quad (5.2.1)$$

Suponiendo:

$$\begin{aligned} f'_c &= 150 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ b_c &= 12 \text{ cm} \\ h_c &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$A_s = 0.2 \frac{150}{4200} (12)(20) = 1.71 \text{ cm}^2$$

Proponemos $4\#3A_s = 2.84 \text{ cm}^2 > 1.71 \text{ cm}^2$

Cálculo de F_E :

Como $H/t = 250/12 = 20.8 > 20$

Debido a que el muro es confinado con castillos exteriores que dan restricción lateral, se usará la expresión 3.2.3:

$$\begin{aligned} F_E &= \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \quad \text{NTC} \\ &\times \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9 \quad (5.2.3) \end{aligned}$$

Donde:

$$e' = e_{cal} + e_{acc}$$

$$e_{acc} = \frac{t}{24} = \frac{12}{24} = 0.5 \text{ cm}$$

$$e_{cal} = \frac{t}{2} + \frac{b}{3}$$

$$t = 12 \text{ cm}$$

$b = 12 \text{ cm}$ (losa maciza que apoya en todo el muro)

$$e_{cal} = \frac{12}{2} + \frac{12}{3} = 6 - 4 = 2 \text{ cm}$$

$$e' = 2 + 0.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$k = 1$ (por ser un muro extremo)

$$L' = 330 - 20 = 310 \text{ cm}$$

$$F_E = \left(1 - \frac{2(2.5)}{12}\right) \left[1 - \left(\frac{1(250)}{30(12)}\right)^2\right] \times \left(1 - \frac{250}{310}\right) + \frac{250}{310} \leq 0.9$$

$$F_E = 0.058 + 0.806 = 0.865 < 0.9$$

Cálculo de P_R :

$$\begin{aligned} P_R &= F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y) \\ P_R &= (0.6) (0.865) (45) (3960) \\ &\quad + 2.84 (2) (4200) \\ P_R &= (0.18) (178,200 + 23,856) \\ &= 104,867 \text{ kg} \\ P_R &= 104.87 \text{ t} > P_U = 12.81 \text{ t} \end{aligned}$$

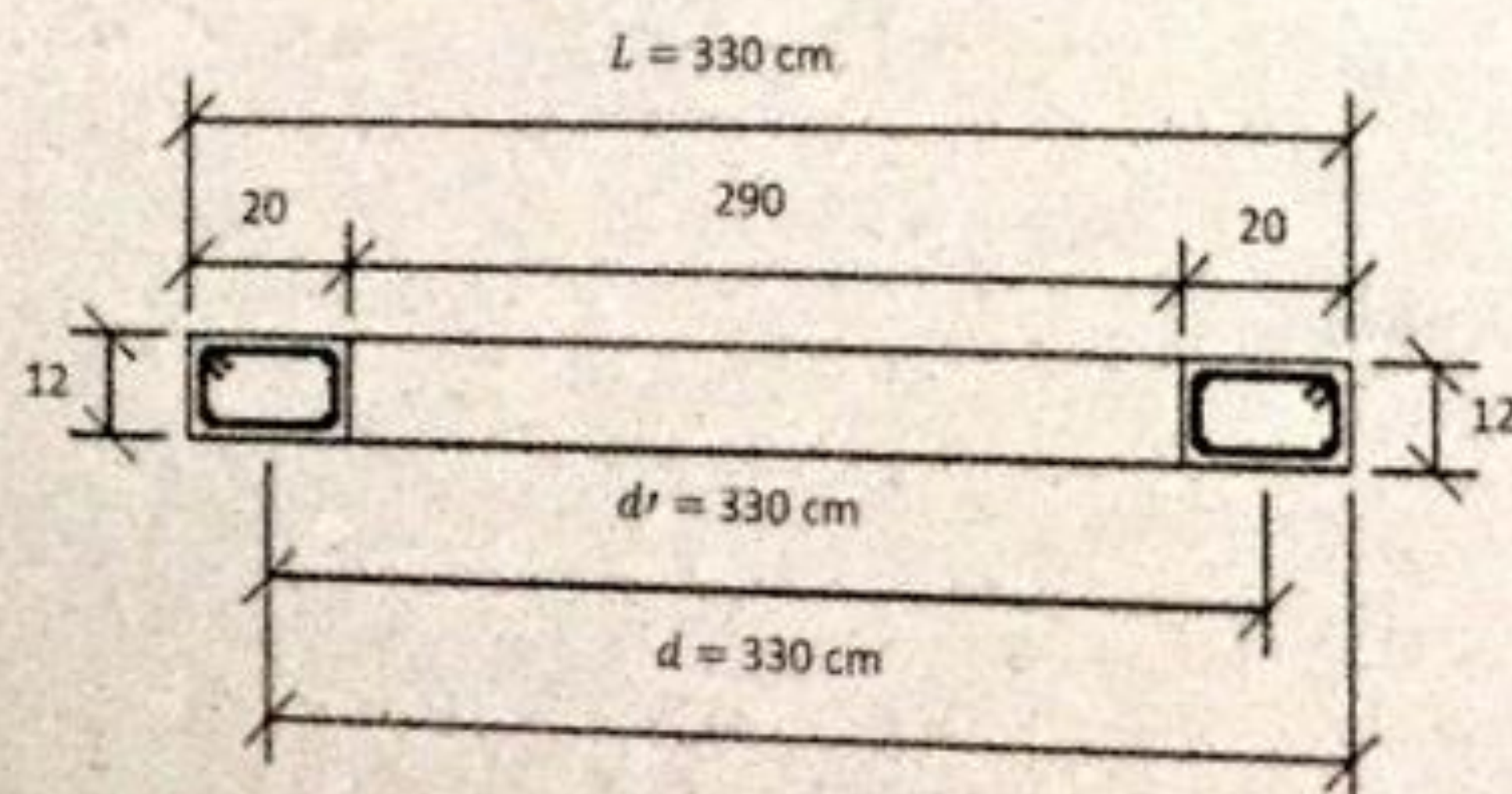


Figura 7.4. Dimensiones del muro confinado.

Cálculo de la resistencia a flexocompresión en el plano del muro por el método optativo (inciso 5.3.2.2):

$$\text{Como } P_U = 10.07 \text{ t} < \frac{P_R}{3} = \frac{104.87}{3} = 34.96 \text{ t}$$

Rige:

$$M_R = F_R M + 0.3 P_U d \quad \text{NTC} \quad (5.3.2)$$

Donde:

$$\begin{aligned} M_o &= A_s f_y d' \\ M_o &= (2.84) (4200) (310) \\ &= 36.98 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

$$F_R = 0.8 \quad \text{por ser } P_U < \frac{P_R}{3}$$

$$\begin{aligned} M_R &= ((0.8)(36.98 \times 10^5)) \\ &\quad + (0.3)(10.07 \times 10^3)(320)) \\ M_R &= 39.25 \times 10^5 \times \text{kg} \cdot \text{cm} \\ &= 39.25 \text{ t} \cdot \text{m} > M_U = 32.54 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

7.4. Ejemplo 3. Cálculo de la resistencia a cargas laterales y verticales de un muro reforzado interiormente que forma parte de una estructura tipo I

Determinar la resistencia a cortante, compresión y flexocompresión en su plano del muro de mampostería reforzado interiormente (figura 7.5) que forma parte de una estructura tipo I, construido con piezas de block hueco de concreto $10 \times 20 \times 40 \text{ cm}$ y unido con mortero tipo II y limitado por dos losas continuas a ambos lados (interior):

• Carga axial:

$$\begin{aligned} P &= 5.90 \text{ t} \\ P_{u(CM + CV)} &= 8.26 \text{ t} \\ P_{u(CM + CV + S)} &= 6.49 \text{ t} \end{aligned}$$

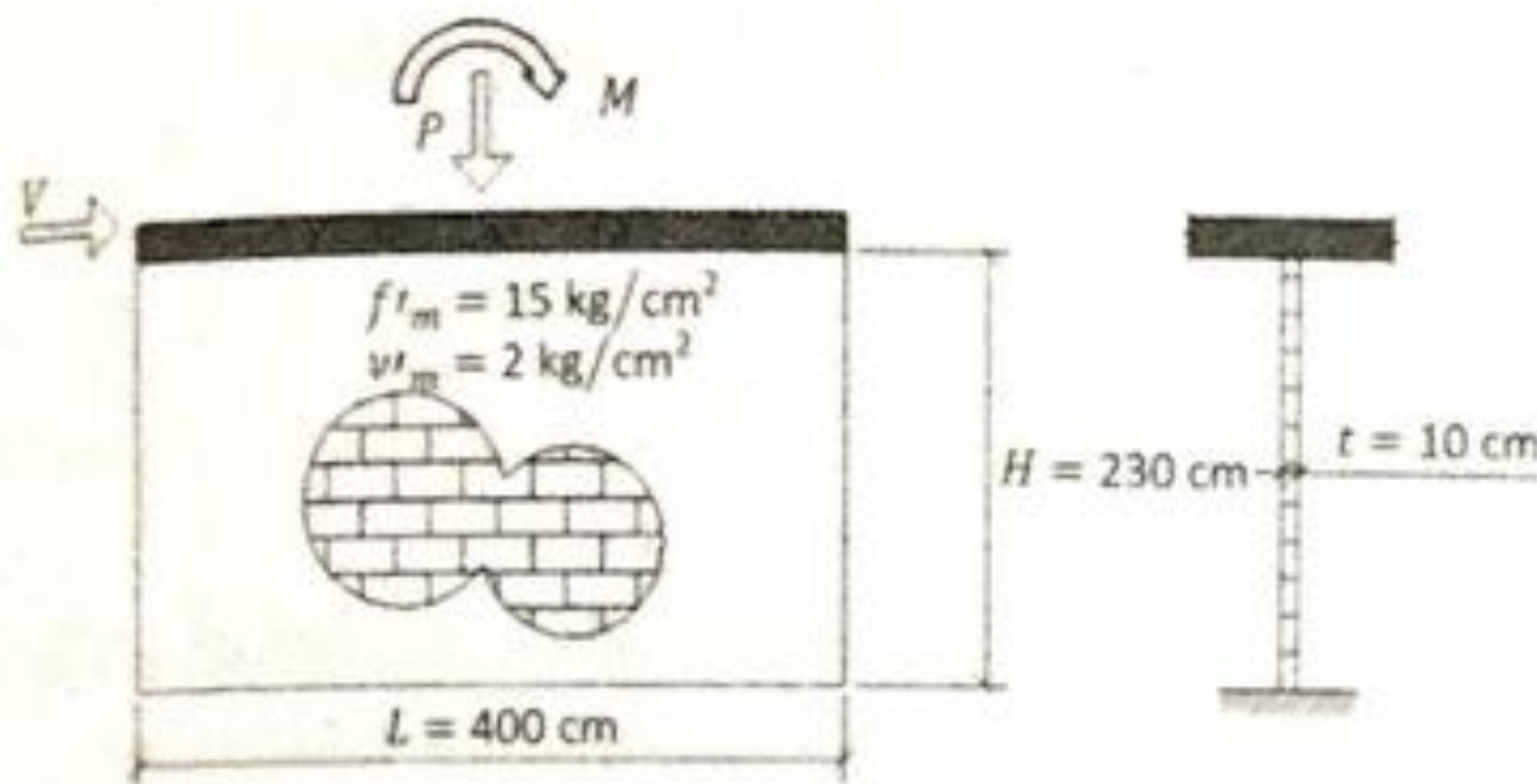


Figura 7.5 Muro reforzado internamente.

- Momento:

$$M = 20.50 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{u(CM + CV + S)} = 22.55 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- Fuerza cortante:

$$V = 4.50 \text{ t}$$

$$V_{u(CM + CV + S)} = 4.95 \text{ t}$$

- Pieza de bloque hueco de concreto:

$$10 \times 19 \times 39 \text{ cm}$$

- Área bruta del muro:

$$4000 \text{ cm}^2$$

- Área neta del muro:

$$3150 \text{ cm}^2 \text{ (incluye celdas rellenas)}$$

- Refuerzo horizontal:

$$2\phi 5/32'' \text{ (0.397 cm) con } f_{yh} = 6000 \text{ kg/cm}^2 @ \text{ hilada } (19 + 1) = 20 \text{ cm}$$

- Refuerzo vertical:

$$1\phi 1/4'' \text{ (0.64 cm) con } f_{yh} = 6000 \text{ kg/cm}^2 @ 60 \text{ cm (3 huecos)}$$

Se considera que forma parte de una estructura tipo I, por ser un muro de una casa-habitación de menos de 250 m² con dos niveles de entre-

piso, por lo que se usarán las siguientes expresiones:

7.4.1. Diseño por cortante de acuerdo con el inciso 6.4.4.1

$$V_R = V_{mR} + V_{sR}$$

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v'_m A_T \quad \text{NTC-M} \quad (6.4.10)$$

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad \text{NTC-M} \quad (6.4.11)$$

$$\eta = k_1 \eta_s \quad \text{NTC-M} \quad (6.4.12)$$

$$k_1 = 1 - \alpha p_h f_{yh} \quad \text{NTC-M} \quad (6.4.7)$$

$$\alpha = 0.045 (\text{kg/cm}^2)^{-1}$$

Se verificará que el valor de k_1 no sea menor que:

$$1 - 0.1 f_{nm} f'_m \alpha$$

ni:

$$\eta_s = \begin{cases} 0.75 & f'_m \geq 90 \\ 0.55 & f'_m < 60 \end{cases} \quad \text{NTC-M} \quad (6.4.8)$$

Si $p_h f_{yh} > 0.1 f_{nm} f'_m \eta_s$ se multiplicará por $0.1 f_{nm} f'_m / (p_h f_{yh})$.

Determinación de V_{mR} :

$$F_R = 0.7$$

$$v'_m = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_T = tL = 10(400) = 4000 \text{ cm}^2$$

$$P = 5900 \text{ kg}$$

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \quad \text{NTC-M} \\ \leq 1.5 F_R v'_m A_T \quad (6.4.10)$$

$$V_{mR} = 0.7(0.5)(2)(4000) + 0.3(5900) \\ \leq 1.5 (0.7)(2)(4000)$$

$$V_{mR} = 0.7(4000 + 1770) = 4039 \\ \leq 8400 \text{ kg}$$

$$V_{mR} = 4.04 \text{ t (rige)}$$

Determinación de V_{sR} :

Refuerzo horizontal consistente en $2\phi 5/32''$ (0.397 cm) con $f_{yh} = 6,000 \text{ kg/cm}^2$ a cada hilada.

Separación de refuerzo horizontal: $s_h = 19 + 1 = 20 \text{ cm}$, considerando 1 cm de junta.

Revisión del producto de la cuantía de refuerzo horizontal y el esfuerzo de fluencia especificado:

$$A_{sh} = 2(0.124) = 0.247 \text{ cm}^2$$

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t} = \frac{0.247}{20(10)} = 0.00124$$

$$p_h f_{yh} = 0.00124(6000) = 7.44 \text{ kg/cm}^2$$

Deberá verificarse que este valor no sea inferior a 3 kg/cm^2 .

Como $p_h f_{yh} = 7.44 > 3$ se cumple con la revisión.

Determinación del valor máximo permisible de $p_h f_{yh}$:

$$0.15 f_{nm} f'_m$$

donde:

$$f_{nm} = A_n/A_b = 3150/4000 = 0.79$$

$$0.15 f_{nm} f'_m = 0.15(0.79)(15) = 1.78 < 3$$

Por lo tanto, el valor máximo de $p_h f_{yh} = 3 \text{ kg/cm}^2$.

El valor $p_h f_{yh}$ tampoco será mayor que:

$$\frac{0.05 h_j f_{yh}}{s_h} = \frac{0.05(1)(6000)}{20} = 15 > 3$$

Sigue rigiendo $p_h f_{yh} = 3 \text{ kg/cm}^2$.

Se verifica que la separación del refuerzo horizontal no exceda de 41 cm, ni de 45 cm:

$$s_h = 20 \text{ cm} < 4(19 + 1) = 80 \text{ cm y } 40 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se cumple con la verificación.

Como $f'_m = 15 \text{ kg/cm}^2 < 60$, $\eta_s = 0.55$.

Cuando el valor de $p_h f_{yh} > 0.1 f_{nm} f'_m$, el valor η_s se multiplicará por $0.1 f_{nm} f'_m / (p_h f_{yh})$

Como $p_h f_{yh} = 3 > 0.1(0.79)(15) = 1.18 \text{ kg/cm}^2$:

$$\eta_s = 0.55 \left(\frac{1.18}{3} \right) = 0.22$$

$$k_1 = 1 - \alpha p_h f_{yh}$$

$$\alpha = 0.045 (\text{kg/cm}^2)^{-1}$$

$$k_1 = 1 - 0.045(3) = 0.865$$

Se verificará que el valor de k_1 no sea menor que:

$$1 - 0.1 f_{nm} f'_m \alpha = 1 - 0.1(0.79)(15)(0.045) \\ = 0.947 > 0.865$$

Por lo tanto, $k_1 = 0.947$:

$$\eta = k_1 \eta_s = (0.947)(0.22) = 0.21$$

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T$$

$$V_{sR} = 0.7(0.21)(3)(4000) = 1764 \text{ kg} \\ = 1.76 \text{ t}$$

La resistencia a cargas laterales será proporcionada por la mampostería y el área de acero horizontal:

$$\begin{aligned}
 V_R &= V_{mR} + V_{sR} \\
 V_R &= 4.04 + 1.76 = 5.80t \\
 V_u &= 5.80t
 \end{aligned}$$

Como $V_R > V_u$ la resistencia a corte es adecuada.

7.4.2. Diseño a compresión y a flexocompresión en el plano del muro

Resistencia a compresión de la mampostería:

$$\begin{aligned}
 P_R &= F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y) & \text{NTC} \\
 &\leq 1.25 F_R F_E f'_m A_T & (6.3.1)
 \end{aligned}$$

Donde:

$F_R = 0.6$ por ser un muro reforzado interiormente.

$$A_s(\#3) = 0.71 \text{ cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s(\phi 1/4") = 0.32 \text{ cm}^2 \quad f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_T = tL = 10(400) = 4000 \text{ cm}^2$$

$$\sum A_s f_y = 6(0.71)(4200) + 4(0.32)(6000)$$

$$\sum A_s f_y = 17,892 + 7680 = 25,572 \text{ kg}$$

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right]$$

$$H = 230 \text{ cm}$$

$k = 0.8$ por ser un muro limitado por dos losas continuas a ambos lados.

$$t = 10 \text{ cm}$$

$$e_{cal} = \frac{t}{2} + \frac{b}{3} = 0 \text{ por ser muro central.}$$

$$e' = 0 + \frac{t}{24} = 0 + \frac{10}{24} = 0.42 \text{ cm}$$

$$F_E = \left(1 - \frac{2(0.42)}{10}\right) \left[1 - \left(\frac{0.8(230)}{30(10)}\right)^2\right]$$

$$F_E = 0.916(0.623) = 0.57$$

$$\begin{aligned}
 P_R &= F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y) \\
 &\leq 1.25 F_R F_E f'_m A_T
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_R &= 0.6(0.57)(15(4,000) + 25,572) \\
 &\leq 1.25(0.6)(0.57)(15)(4000)
 \end{aligned}$$

$$P_R = 29,265 \text{ kg} > 25,650 \text{ kg}$$

Rige:

$$P_R = 25.65 \text{ t} = P_U = 1.4(5.90) = 8.26 \text{ t}$$

Resistencia a flexocompresión en el plano del muro.

Como:

$$\begin{aligned}
 P_U &= 1.1(5.90) = 6.49t \\
 &\leq P_R/3 = 25.65/3 = 8.55t
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_R &= F_R M_0 + 0.3 P_U d & \text{NTC} \\
 & & (6.32)
 \end{aligned}$$

$$F_R = 0.8 \quad \text{ya que} \quad P_U \leq P_R/3$$

$$M_0 = A_s f_y d'$$

$$A_s(2\#3) = 2(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$M_0 = 1.42(4200)(360) = 21.47 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\begin{aligned}
 M_R &= 0.8(21.47 \times 10^5) \\
 &\quad + 0.3(6.49 \times 10^3)(380)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_R &= 17.18 \times 10^5 + 7.40 \times 10^5 \\
 &= 24.58 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_R &= 24.58 \text{ t} \cdot \text{m} > M_U = 1.1(20.5) \\
 &= 22.55 \text{ t} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

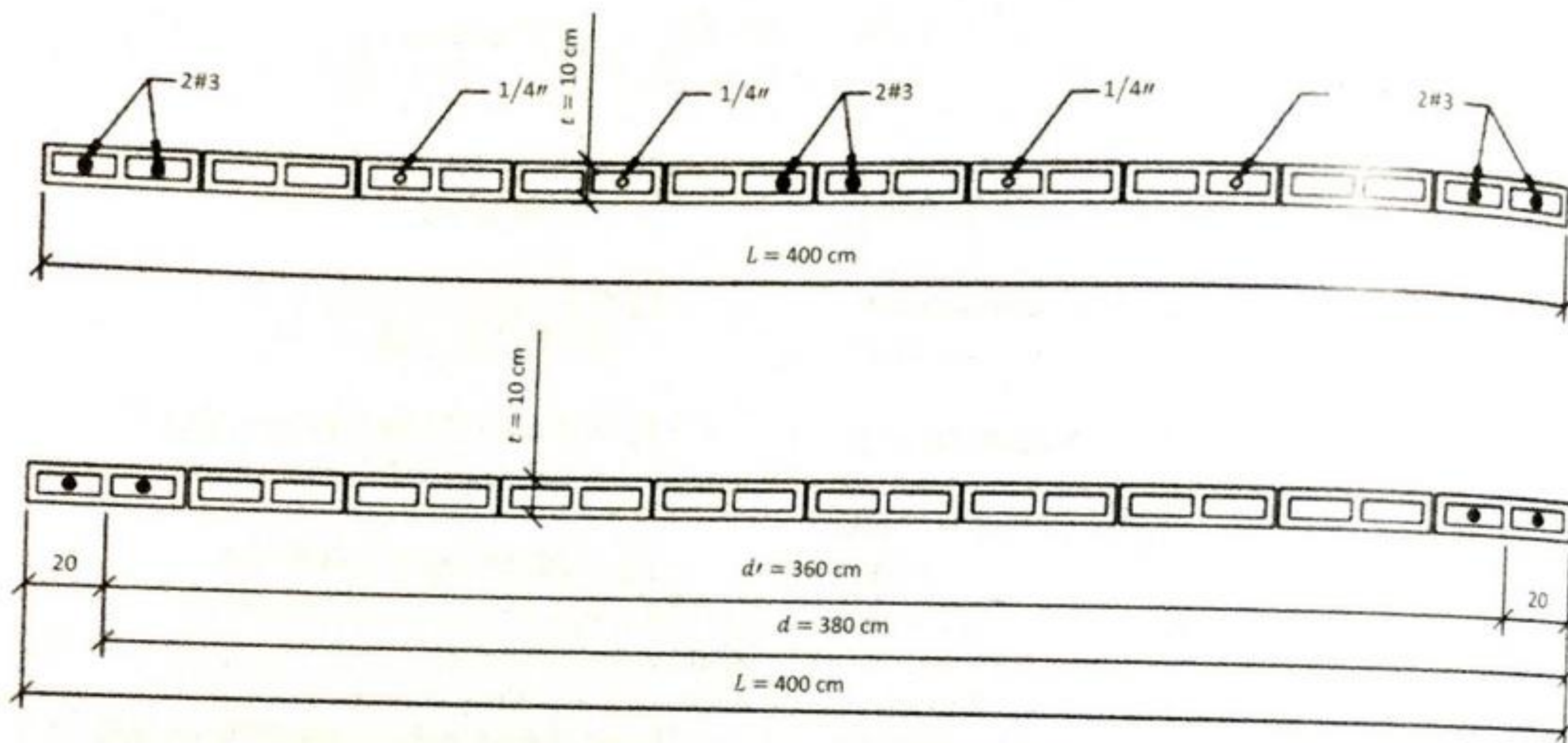


Figura 7.6 Muro reforzado interiormente.

Por lo tanto, se acepta el muro por resistencia a compresión y flexocompresión en su plano (figura 7.6).

7.5. Ejemplo 4. Diseño de un muro diafragma

Determinar la resistencia a cortante del muro diafragma y la resistencia a compresión de la diagonal equivalente. El muro se ubica en la PB del marco de concreto ilustrado en la figura 7.7, está construido con piezas de tabique rojo de $6 \times 12 \times 24$ cm, juntas con mortero tipo II y confinado con castillos y cadenas, con las propiedades que se indican a continuación:

- Materiales:

$$f'_m = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$v'_m = 2 \text{ kg/cm}^2$$

- Dimensiones:

$$H = 250 \text{ cm}$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

- Fuerza actuante:

$$D = 5.28 \text{ t}$$

$$V = D \cos 22.99^\circ = 4.86 \text{ t}$$

$$V_u = 1.1 \times 4.86 = 5.35 \text{ t}$$

7.5.1. Determinación de la resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal

La resistencia a corte de la diagonal equivalente se calculará con la siguiente expresión:

$$V_R = 0.4 F_R f'_m b_d t \cos \theta_d \quad \text{NTC-M} \quad (4.3.1)$$

Donde:

$$b_d = \frac{1}{2} \sqrt{(l_c^2 + l_v^2)} \leq \frac{l_d}{4} \quad \text{NTC-M} \quad (4.2.1)$$

$$l_c = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4 E_f I_c H}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad \text{NTC-M} \quad (4.2.2)$$

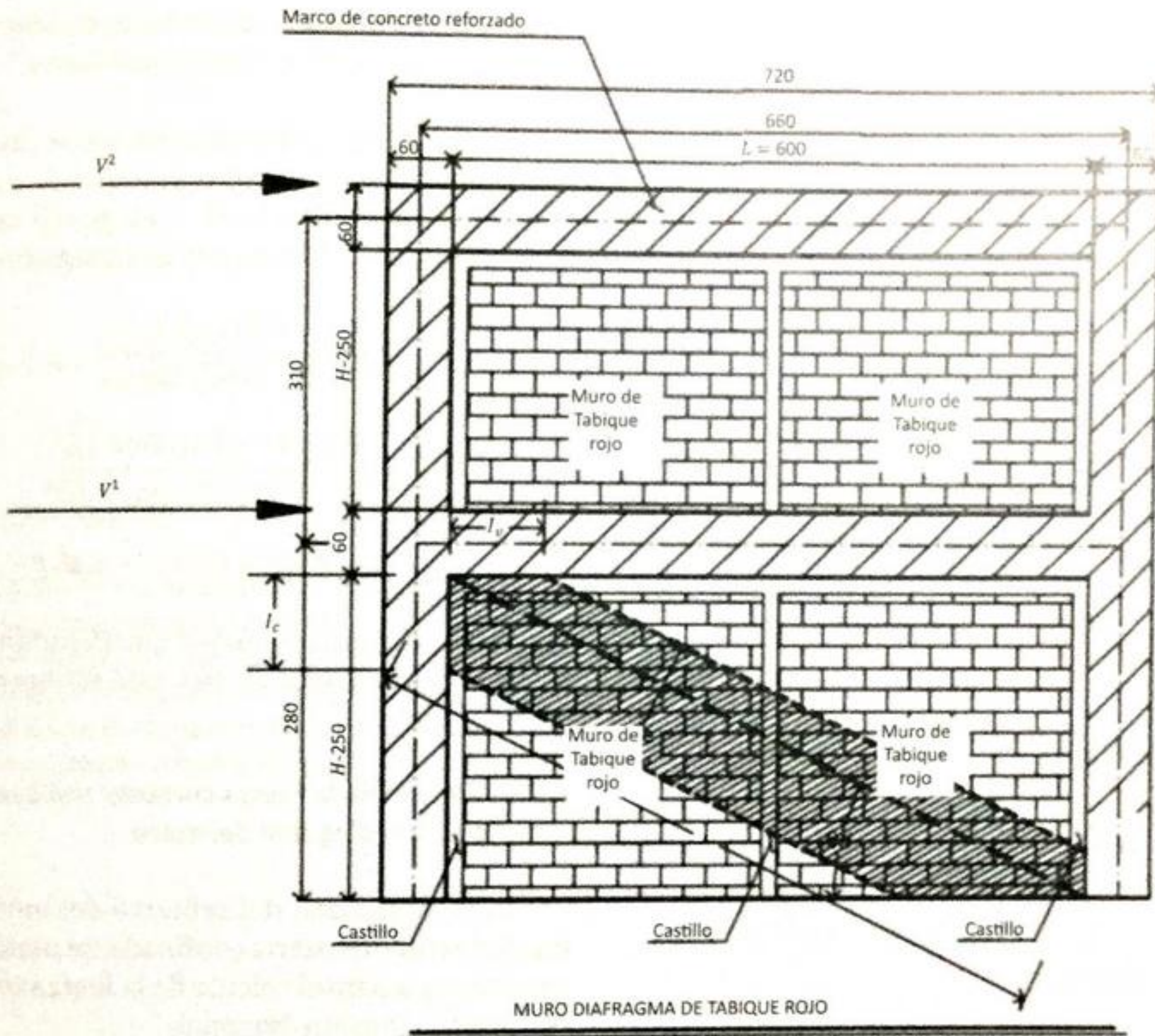


Figura 7.7 Muro diafragma.

$$\ell_v = \pi \left(\frac{4E_f I_v L}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad \text{NTC} \quad (4.2.3)$$

$$\ell_d = (H^2 + L^2)^{\frac{1}{2}} \quad \text{NTC} \quad (4.2.4)$$

 E_f, E_m

módulo de elasticidad, para cargas de corta duración, del material del marco y de la mampostería, respectivamente, MPa (kg/cm^2)

 I_c, I_v

momentos de inercia de la sección transversal bruta de la columna y de la viga, mm^4 (cm^4)

 H

altura libre del muro, mm (cm)

 L

longitud efectiva del muro, mm (cm)

 $\theta_d = \tan^{-1} H/L$

ángulo que forma la diagonal del muro con la horizontal

$$E_f = 8000 \sqrt{f'_c} = 8000 \sqrt{250} = 126,491 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = 600 f'_m = 600 \times 15 = 9000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_c = \frac{b_c h_c^3}{12} = \frac{30 \times 60^3}{12} = 540,000 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{b_v h_v^3}{12} = \frac{30 \times 60^3}{12} = 540,000 \text{ cm}^4$$

$$\theta_d = \tan^{-1} 250/600 = 22.62^\circ$$

$$\begin{aligned} \ell_c &= \frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_f l_c H}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \\ &= \frac{\pi}{2} \left(\frac{4 \times 126,491 \times 540,000 \times 250}{9000 \times 12 \times \sin 2(22.62^\circ)} \right)^{\frac{1}{4}} \\ &= 271.4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \ell_v &= \pi \left(\frac{4E_f l_v L}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \\ &= \pi \left(\frac{4 \times 126,491 \times 540,000 \times 600}{9000 \times 12 \times \sin 2(22.62^\circ)} \right)^{\frac{1}{4}} \\ &= 675.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_d &= \frac{1}{2} \sqrt{(\ell_c^2 + \ell_v^2)} = \frac{1}{2} \sqrt{(271.4^2 + 675.5^2)} \\ &= 364.0 \text{ cm} \leq \frac{l_d}{4} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_d &= (H^2 + L^2)^{\frac{1}{2}} = (250^2 + 600^2)^{\frac{1}{2}} \\ &= 650 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{l_d}{4} = \frac{650}{4} = 162.5 \text{ cm} \leq b_d = 216.6 \text{ cm}$$

Por lo que:

$$b_d = \frac{l_d}{4} = 162.5 \text{ cm}$$

Cálculo de la resistencia a corte por aplastamiento a lo largo de la diagonal:

$$\begin{aligned} V_R &= 0.4 F_R f'_m b_d t \cos \theta_d \quad \text{NTC} \\ &= 0.4 \times 0.6 \times 15 \times 162.5 \times 12 \quad (4.3.1) \\ &\quad \times \cos 22.62^\circ \\ &= 6480 \text{ kg} \\ &= 6.48 \text{ t} > V_u = 5.35 \text{ t} \end{aligned}$$

7.5.2. Cálculo de la fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma

La fuerza cortante por deslizamiento se calculará sólo cuando $H/L < 1.0$.

$H/L = 250/600 = 0.417 < 1.0$ por lo tanto sí debe calcularse la fuerza cortante por deslizamiento:

$$V_R = \frac{0.5 f'_m A_T}{1 - 0.5 \tan \theta_d} \quad \text{NTC} \quad (4.4.1)$$

$$V_R = \frac{0.5 \times 0.7 \times 2 \times (600 \times 12)}{1 - (0.9 \times 0.7) \tan 22.62^\circ}$$

$$V_R = 6834 \text{ kg} = 6.83 \text{ t} > 6.48 \text{ t}$$

Como este cortante es mayor que el cortante por aplastamiento diagonal, rige esta última condición de falla.

7.5.3. Cálculo de la fuerza cortante resistente a tensión diagonal del muro

Como la modalidad del refuerzo del muro diafragma es mampostería confinada, se usará la expresión 5.4.2 para el cálculo de la fuerza cortante resistente a tensión diagonal:

$$\begin{aligned} V_{mR} &= F_R [(0.5 v'_m A_T + 0.3P) f] \quad \text{NTC} \\ &\leq 1.5 F_R v'_m A_T f \quad (5.4.2) \end{aligned}$$

Como se trata de un muro diafragma con $P = 0$:

$$V_{mR} = F_R (0.5 v'_m A_T) \cdot f$$

Donde:

$$F_R = 0.7$$

$$A_T = tL = 12 (600) = 7200 \text{ cm}^2$$

$$f = \begin{cases} 1.5 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases} \quad \text{NTC} \quad (5.4.3)$$

Determinación de f :

Como:

$$H/L = 250/600 = 0.42 < 1.0 \text{ y } 0.42 > 0.2$$

Se interpolará:

$$f = 1.0 + \left(\frac{1.5 - 1.0}{1.0 - 0.2} \right) (1.0 - 0.42) = 1.363$$

Cálculo de V_{mR} :

$$V_{mR} = 0.7(0.5)(2)(7200)(1.363)$$

$$V_{mR} = 6870 \text{ kg} = 6.87 \text{ t}$$

Como V_{mR} es mayor que la resistencia promedio por aplastamiento de la diagonal, por el aplastamiento de la diagonal la resistencia del muro diafragma:

$$V_R = 6.83 \text{ t}$$

7.6. Referencias

NTC-DCEM (15 de diciembre del 2017). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería". *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (220 Bis), 614-688.
ONNCCE (2012). "Industria de la construcción - bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso es-

tructural - especificaciones y métodos de prueba". *NMX-C-404-ONNCCE*. México: Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificaciones.

CAPÍTULO 8

Tipos de mampostería y detallado

RAÚL JEAN PERRILLIAT (SMIE-UNAM)

8.1. Mampostería confinada 8.2. Mampostería reforzada interiormente
8.3. Detallado de sistemas de mampostería 8.4. Nomenclatura 8.5. Referencias

Existen varios tipos de sistemas de mampostería; los más comunes son:

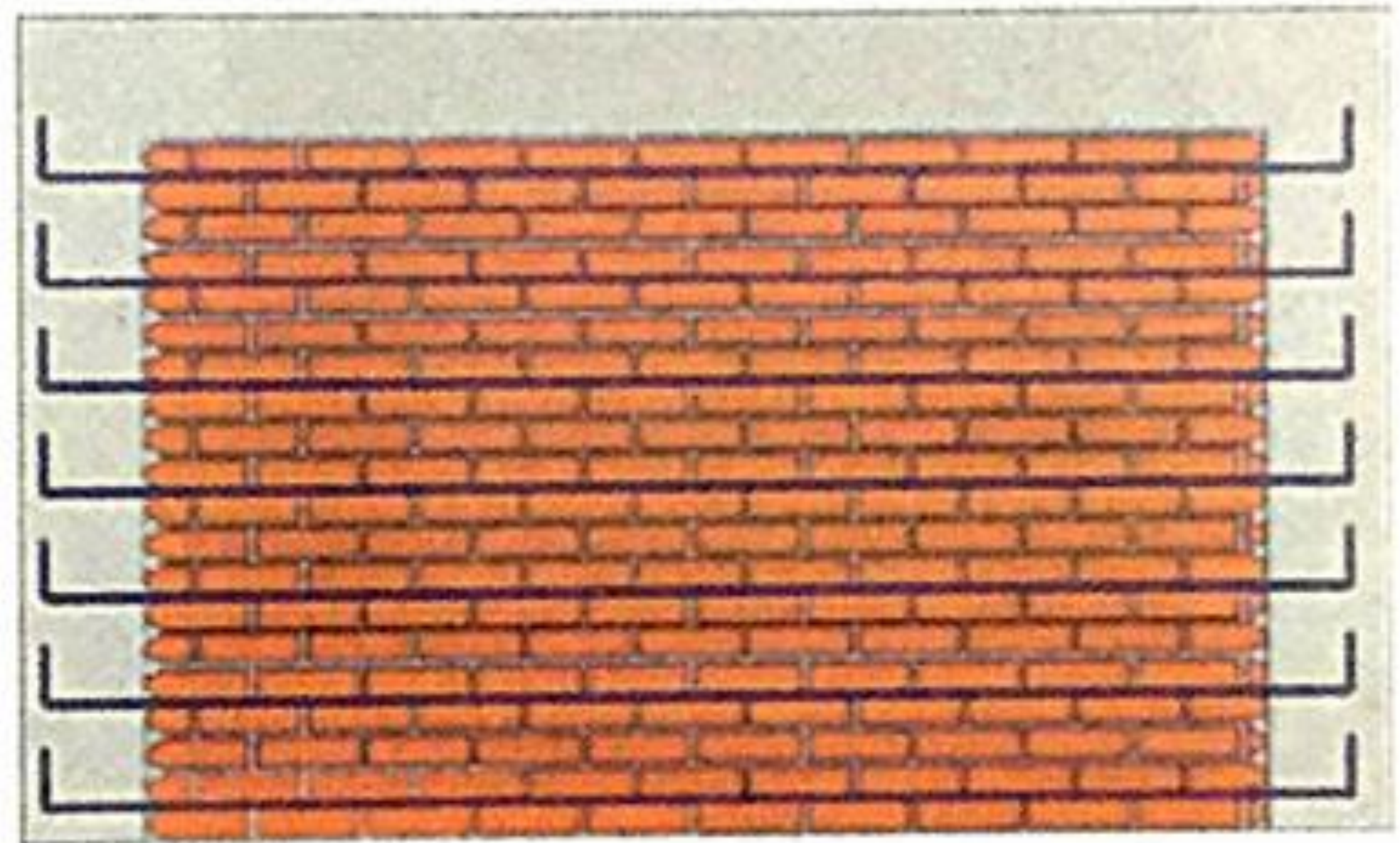
- Mampostería simple.
- Mampostería confinada con o sin refuerzo horizontal.
- Mampostería reforzada interiormente.

La mampostería simple es aquella que solamente cuenta con piezas de mampostería pegadas con algún cementante, y su límite de utilidad estructural y su capacidad máxima de deformación ante cargas horizontales será la formación del primer agrietamiento diagonal. La mampostería confinada es aquella que está reforzada con castillos y dalas, y puede tener o no refuerzo horizontal; su límite de utilidad estructural será la carga y la deformación máxima que pueda desarrollar, las cuales difieren de la del primer agrietamiento (figura 8.4). La mampostería reforzada interiormente es aquella que está reforzada con alambres o barras corrugadas, horizontales y verticales, co-

locados en las celdas de las piezas y en las juntas; el acero de refuerzo, horizontal y vertical, se distribuye a lo alto y largo del muro. En la figura 8.1 se muestran los diferentes tipos de mamposterías: simples, confinadas y reforzadas interiormente, y en las figuras 8.2 y 8.3, las formas de falla ante cargas horizontales.



Mampostería simple



Mampostería confinada con o sin refuerzo horizontal

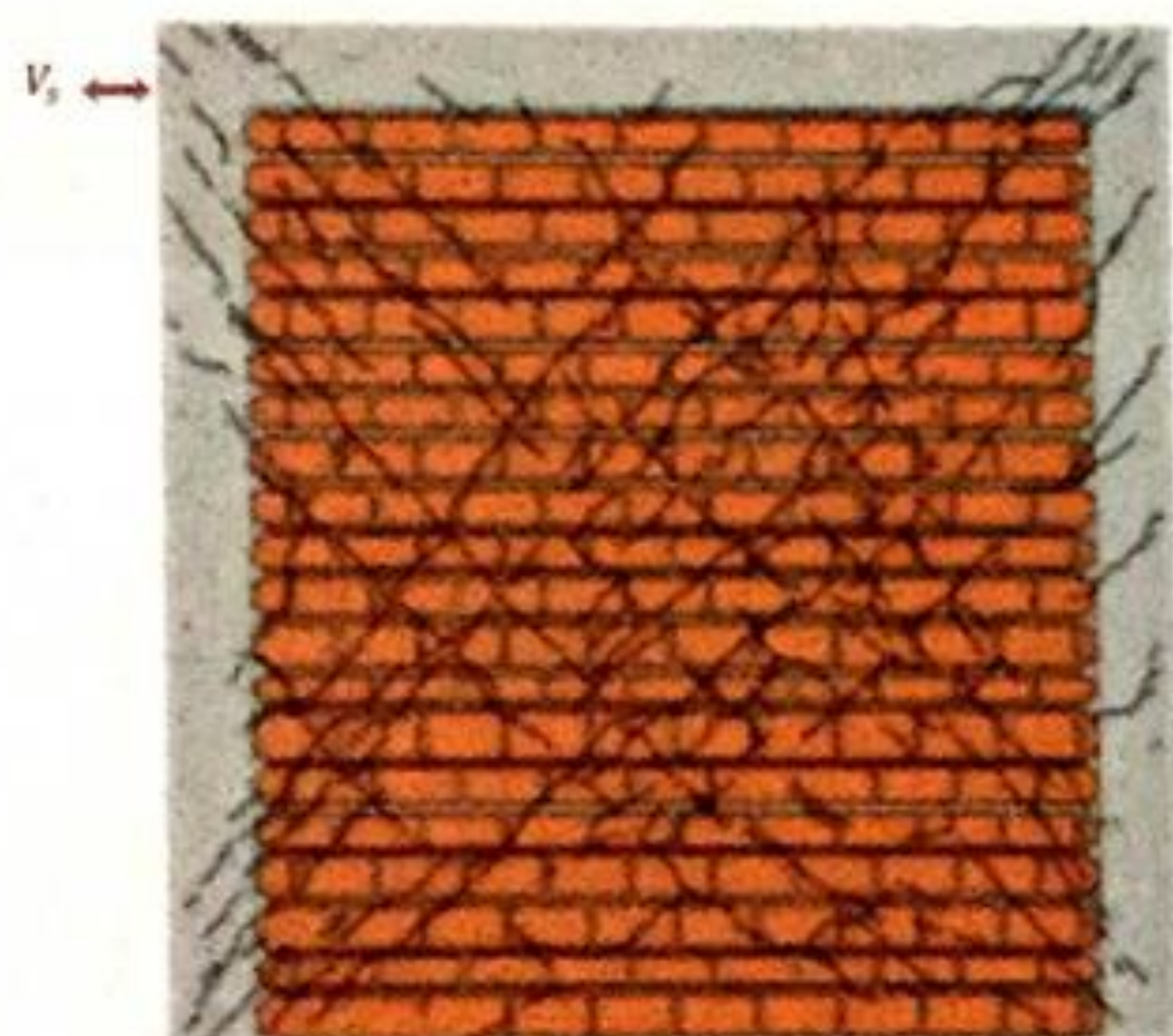


Mampostería reforzada interiormente

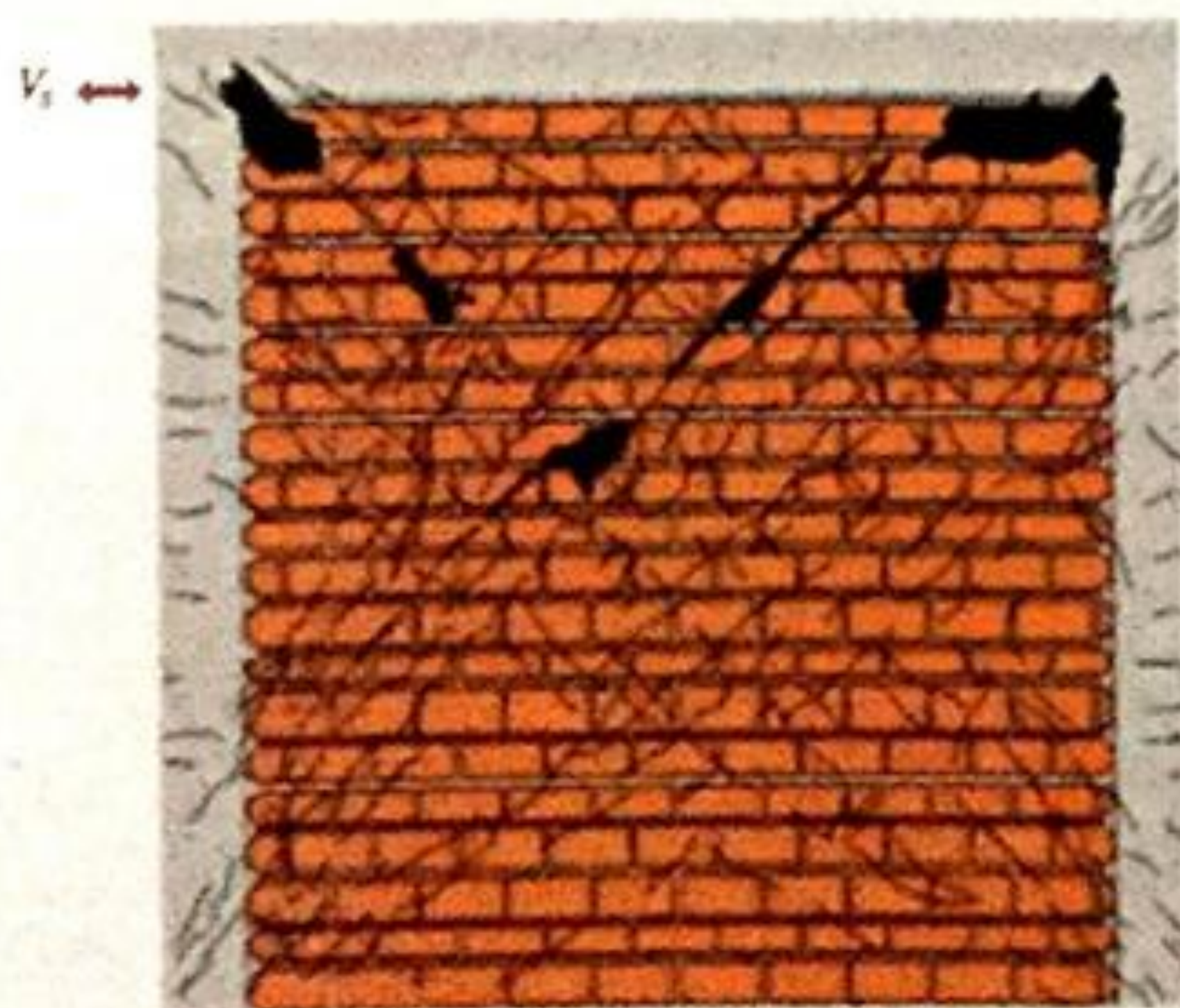
Figura 8.1 Tipos de mampostería.



Figura 8.2 Falla de muro sin refuerzo.



a)



b)

Figura 8.3 Muro confinado y con refuerzo interior: a) agrietamiento ante carga horizontal, b) falla del muro ante carga horizontal (véase figura 6.22).

8.1. Mampostería confinada

La mampostería confinada, como ya comenté, es aquella que se encuentra reforzada con dalas y castillos; tiene un comportamiento mecánico muy diferente a la mampostería simple debido a que los castillos y las dalas generan confinamiento con capacidad de deformación y aumento de la resistencia, principalmente cuando son sometidos a fuerzas horizontales, lo que sucede en zonas sísmicas. El confinamiento se logra a través de dalas y castillos, lo que genera la formación de tableros que proporciona capacidad de deformación mucho mayor que la de muros no confinados y una liga muy efectiva con los elementos adyacentes. Evidentemente se puede utilizar mampostería confinada con refuerzo horizontal teniendo los beneficios de ambos sistemas.

En la figura 8.4 (Alcocer, 1997) se observan las virtudes y beneficios del confinamiento, tales como resistencia y capacidad de deformación.

En la figura 8.5 (Meli, 1994) se puede observar el comportamiento de una mampostería reforzada con baja capacidad de deformación y otra confinada con buena capacidad de deformación.

El confinamiento ha demostrado tener las siguientes características (Alcocer, 1997):

- Los castillos tienen una función importante para mantener la estabilidad ante

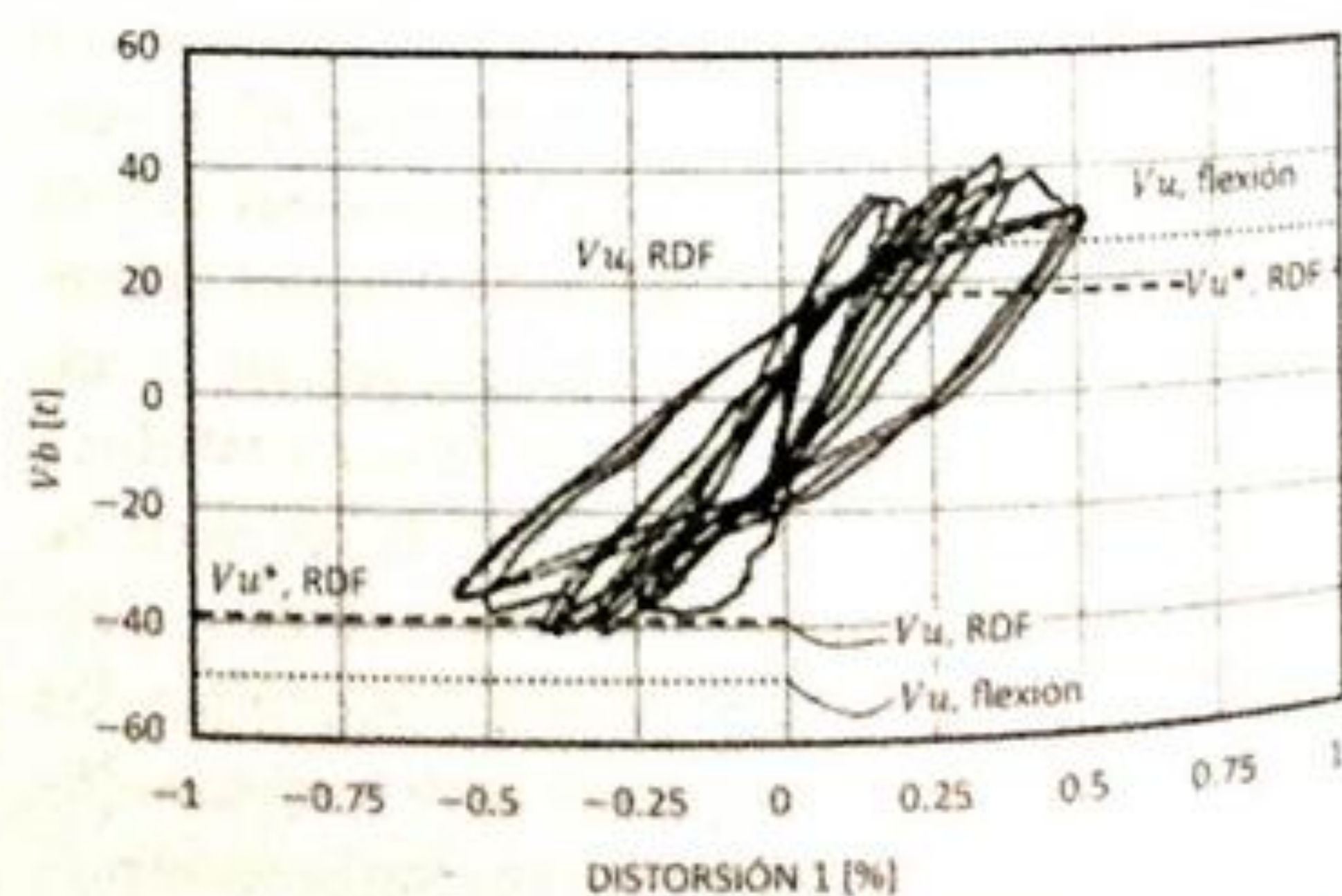
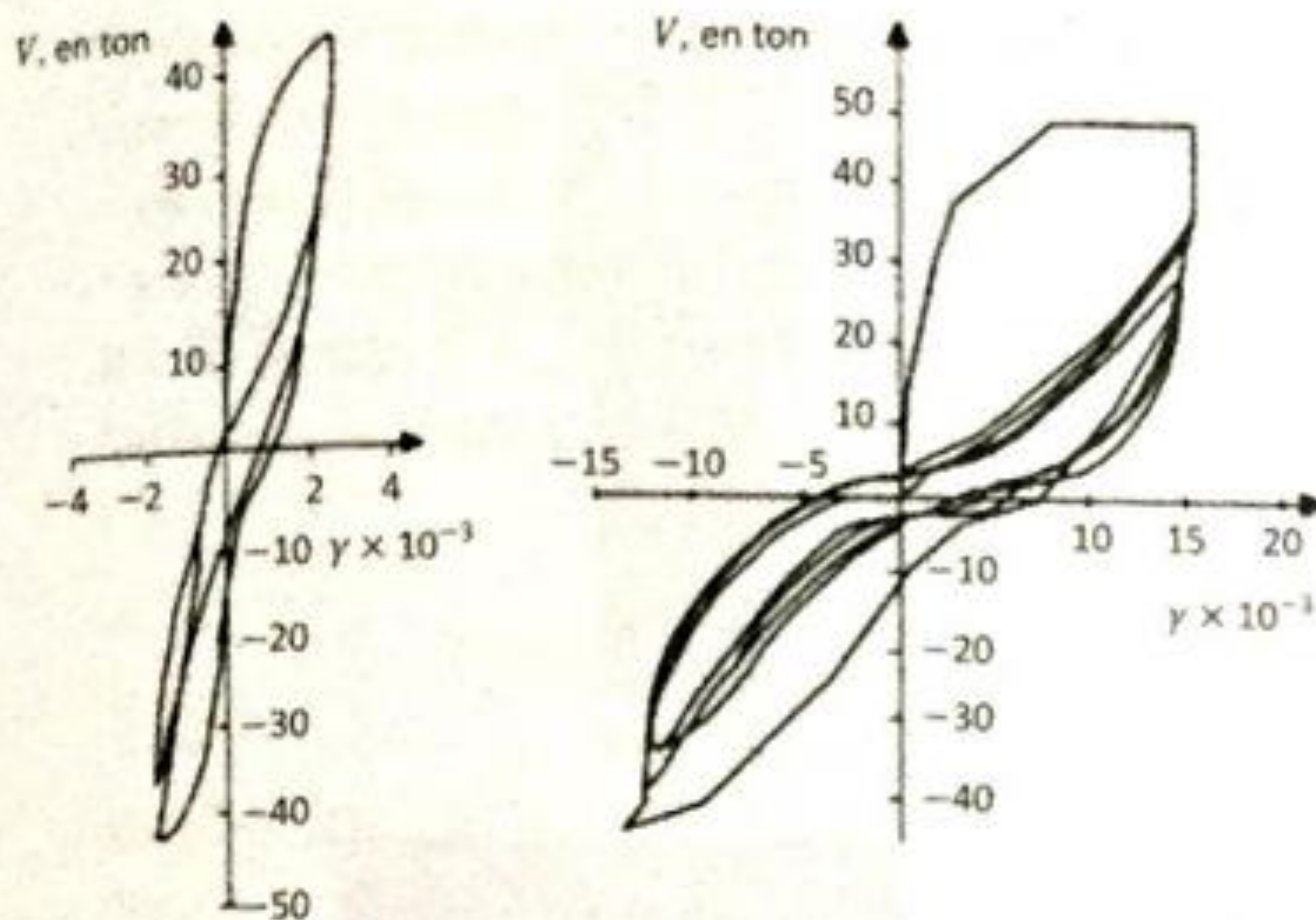


Figura 8.4 Comportamiento histerético de un sistema confinado (Alcocer, 1997).



Muros de ladrillo hueco reforzado. Comportamiento con baja capacidad de deformación.

Muros de mampostería confinada de ladrillos sólidos. Presentan mayor capacidad de deformación y disipación de energía.

Figura 8.5 Ciclos de histéresis para muros de mampostería (Meli, 1994).

cargas verticales, principalmente cuando se ha presentado el agrietamiento inclinado. Para distorsiones elevadas, en las cuales la mampostería está sumamente dañada, la capacidad de carga es mantenida y garantizada por los castillos.

- La contribución de los castillos (dimensiones y armados) a la carga de agrietamiento diagonal, es poco significativa.
- Los muros confinados con castillos exteriores han exhibido un comportamiento más estable incluso a distorsiones del orden de 0.5%. Los castillos ahogados han demostrado mayor nivel de daño para distorsiones similares, así como la degradación de la rigidez.
- Los castillos controlan el agrietamiento inclinado que se presenta en el muro.
- El refuerzo transversal de los estribos con áreas y separaciones adecuadas, ha mostrado generar ciclos histeréticos estables y con mayor capacidad de deformación y de disipación de energía.
- El comportamiento postagrietamiento del muro, depende de la resistencia de los elementos confinantes.

- Los castillos incrementan la capacidad de deformación, la resistencia y la rigidez lateral.

Durante los ensayos de laboratorio y en la práctica profesional, se ha demostrado que el comportamiento de la mampostería con refuerzo horizontal es muy bueno, lo que se refleja en el agrietamiento en cuanto a su distribución y ancho de las fisuras; aunado a esto se desarrolla mayor resistencia y capacidad de deformación.

El refuerzo horizontal ha mostrado tener una fuerte influencia para el adecuado desempeño estructural en zonas sísmicas. Entre las características que aporta al sistema se encuentran (Aguilar, Cano & Alcocer, 1994; Zepeda, Ojeda & Alcocer, 1997; Álvarez & Alcocer, 1994):

- Favorece una distribución más uniforme del daño y disminuye la anchura de las grietas.
- No incrementa sustancialmente el cortante de agrietamiento, ni la rigidez de agrietamiento, ni la distorsión a la cual se presenta; se han medido incrementos del orden de un 20%.
- La rigidez elástica no se modifica por la presencia del refuerzo horizontal.
- Genera ciclos histeréticos estables, con buena disipación de energía.
- Incrementa la resistencia máxima a cortante.
- Incrementa la capacidad de disipación de energía.
- Incrementa la capacidad de deformación.
- Propicia una degradación de la resistencia lateral menos pronunciada, pero no la evita.

En la figura 8.6 se muestra el incremento de la distorsión de entrepiso ante cargas laterales en muros de mampostería con y sin refuerzo horizontal.

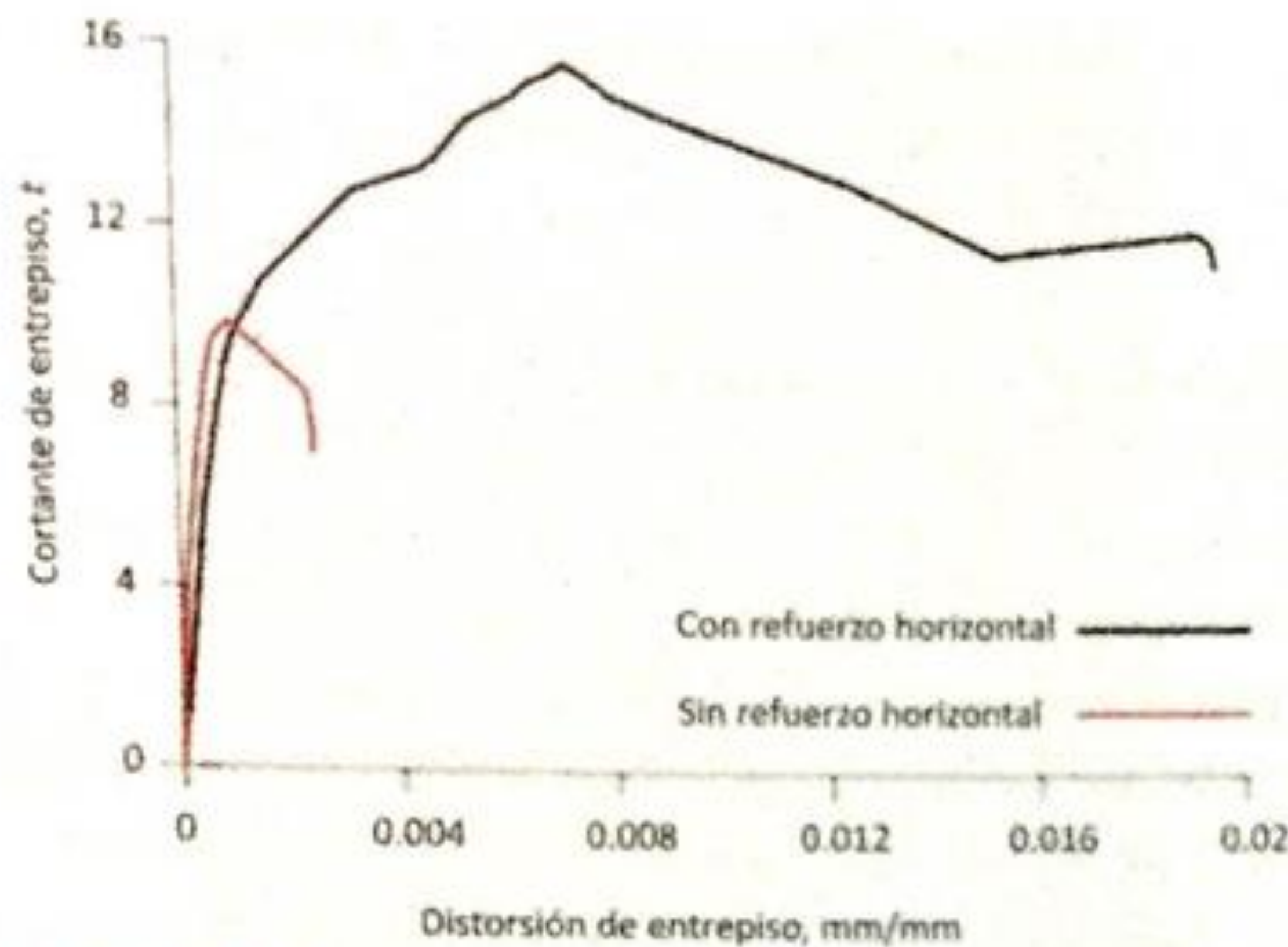


Figura 8.6 Efecto del refuerzo horizontal en muros de mampostería ante cargas laterales.

8.1.1. Requisitos de confinamiento

Los requisitos para considerar a la mampostería como confinada son los siguientes (NTC-DCEM, 2017):

- 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 que $1.5 H$ ni 4 m, donde H es la altura libre del muro. Los pretilos o parapetos deberán tener castillos con una separación no mayor que 4 m.
- Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 10 cm (figura 8.7). Aun en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal, como lo establecen los incisos 5 y 7. Además, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m, y en la parte superior de pretilos o parapetos cuya altura sea superior a 50 cm.
- Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro, t (figura 8.7). En el caso de los castillos, la dimensión paralela al muro no será menor que 15 cm.

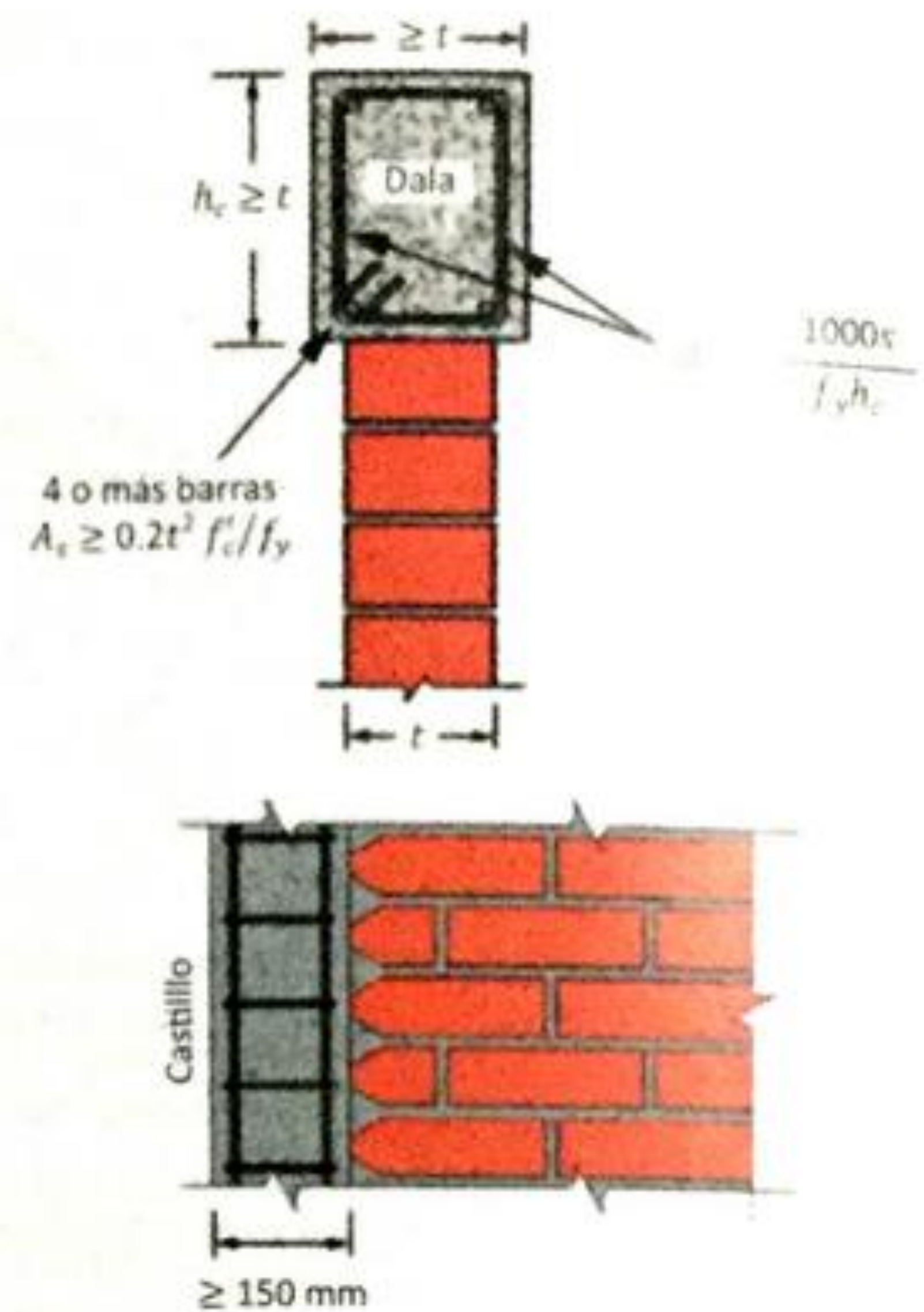


Figura 8.7 Requisitos de dalas y castillos.

- El concreto de castillos y dalas de muros interiores y exteriores en ambientes no agresivos, tendrá una resistencia a compresión, f'_c , no menor de 150 kg/cm² (15 Mpa).
- El refuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de cuatro barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la siguiente ecuación:

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} t h_c \quad (8.1)$$

donde A_s es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala, f'_c la resistencia a compresión del concreto del castillo y dala, y f_y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (figura 8.7).

- El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan

al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.

7. Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados (figura 8.7) y con un área, A_{sc} , al menos igual a la calculada con la siguiente ecuación:

$$A_{sc} = \frac{1000s}{f_y h_c}; \quad (8.2)$$

usando kg/cm^2 y cm

$$\left(A_{sc} = \frac{10,000 s}{f_y h_c}; \text{usando MPa y mm} \right)$$

Donde h_c es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro. La separación de los estribos, s , no excederá de $1.5t$ ni de 20 cm (figura 8.8).

En cada extremo de los castillos, dentro de una longitud H_o , se suministrará refuerzo transversal (figura 8.8), con un área igual a la calculada con la ecuación 8.2, y una separación no mayor a $h_c/2$. La longitud H_o se tomará como la mayor de $H/6$, $2h_c$ y 40 cm .

8. Para facilitar la colocación y compactación del concreto en castillos, se podrán utilizar

estribos "vuelta un cuarto", de acuerdo con el inciso 3.3.5.2 de las (NTC-DCM, 2017) (figura 8.9).

9. Muros con castillos interiores. Se acepta considerar a los muros como confinados si el espesor del muro es, al menos, de 20 cm , y los castillos interiores y las dalas cumplen con todos los incisos de los requisitos para la mampostería confinada, con excepción del inciso 3 (figuras 8.10 y 8.11). El concreto de relleno de las celdas deberá satisfacer el inciso 4. Se deberán colocar estribos cerrados en los castillos, como se indica en los incisos 7 y 8.
10. Muros con aberturas. Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de toda abertura cuya dimensión horizontal o vertical exceda de 60 cm en estructuras tipo I o 40 cm

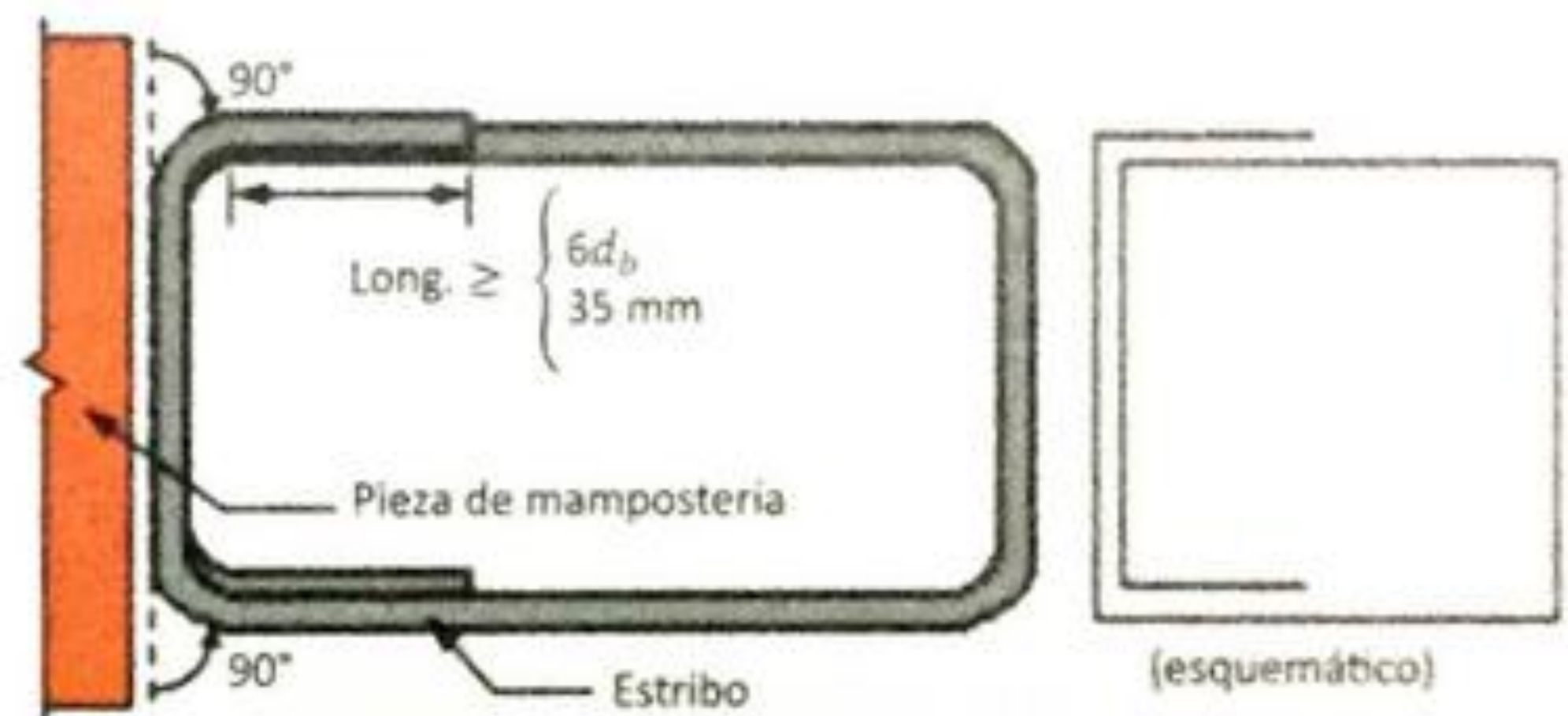


Figura 8.9 Estribo vuelta de carro (NTC-DCM, 2017).

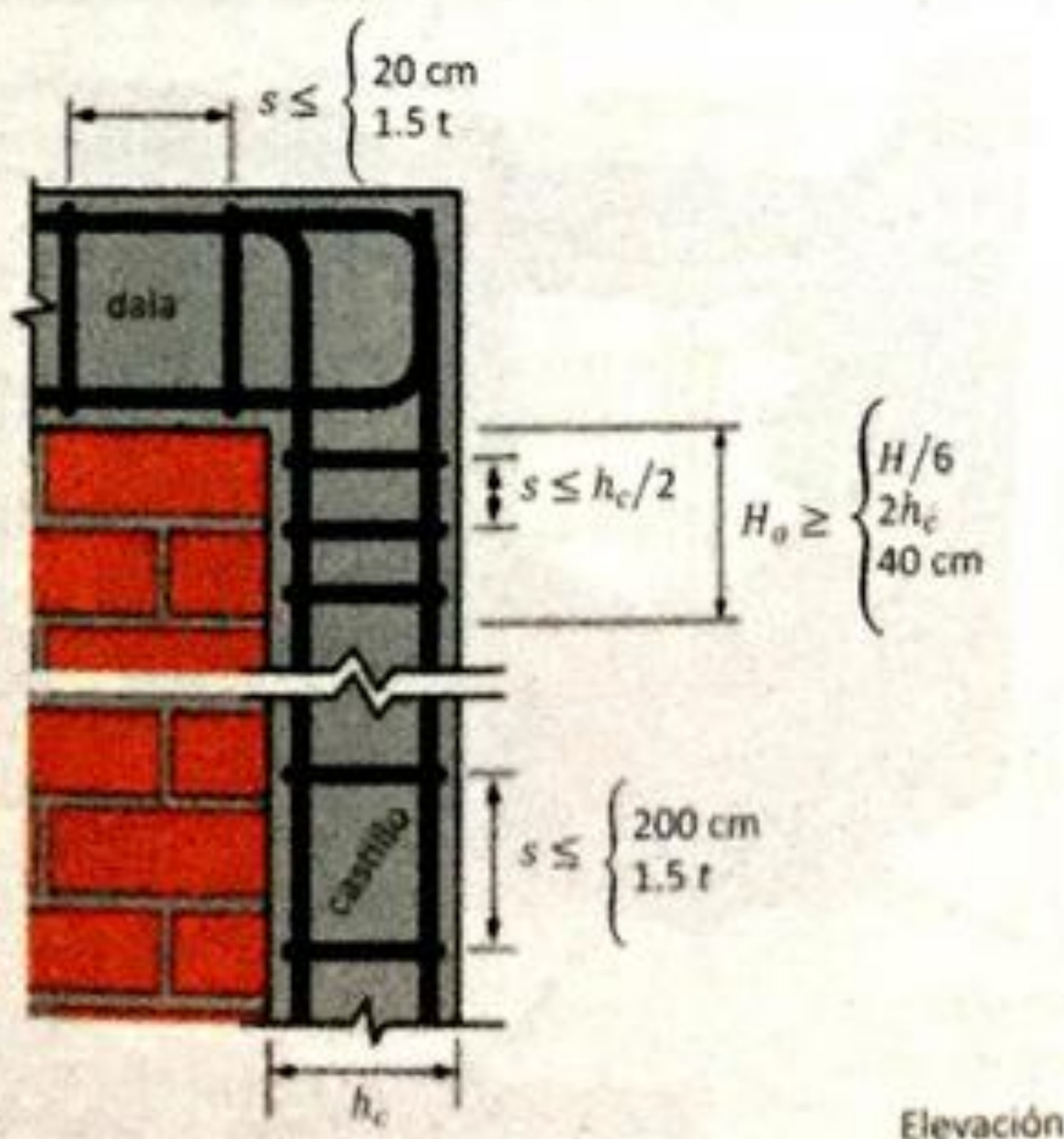


Figura 8.8 Separación del refuerzo transversal en dala y castillo (NTC-DCM, 2017).

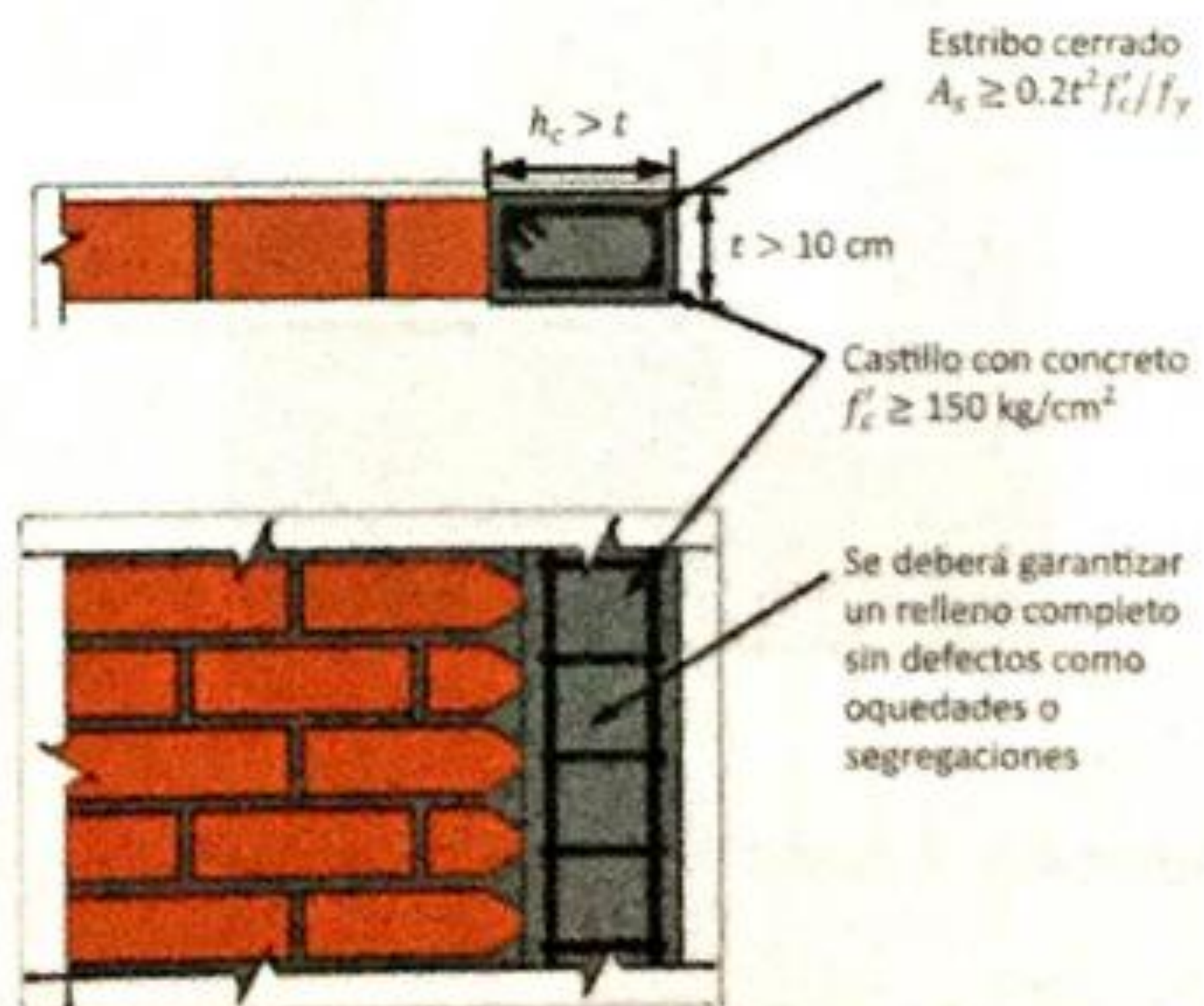


Figura 8.10 Requisitos para castillos y dalas de muros confinados.

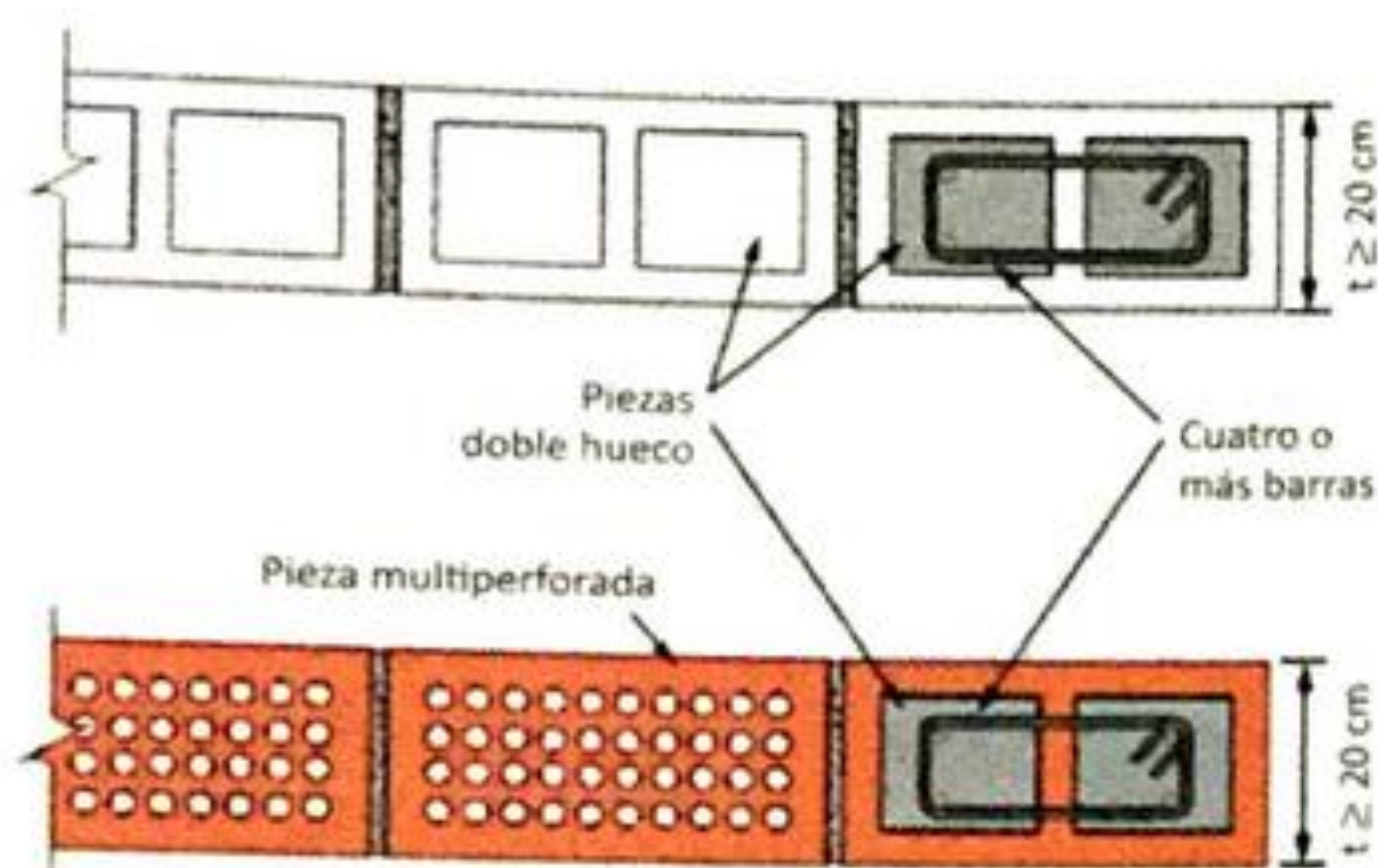


Figura 8.11 Muros con castillos interiores.

en estructuras tipo II¹ (figuras 8.12 y 8.13).

También se colocarán elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual a la del muro.

En muros con castillos internos, se aceptará sustituir la dala de la parte inferior de una abertura por acero de refuerzo horizontal anclado en los castillos internos que confinan a la abertura. El refuerzo consistirá de barras

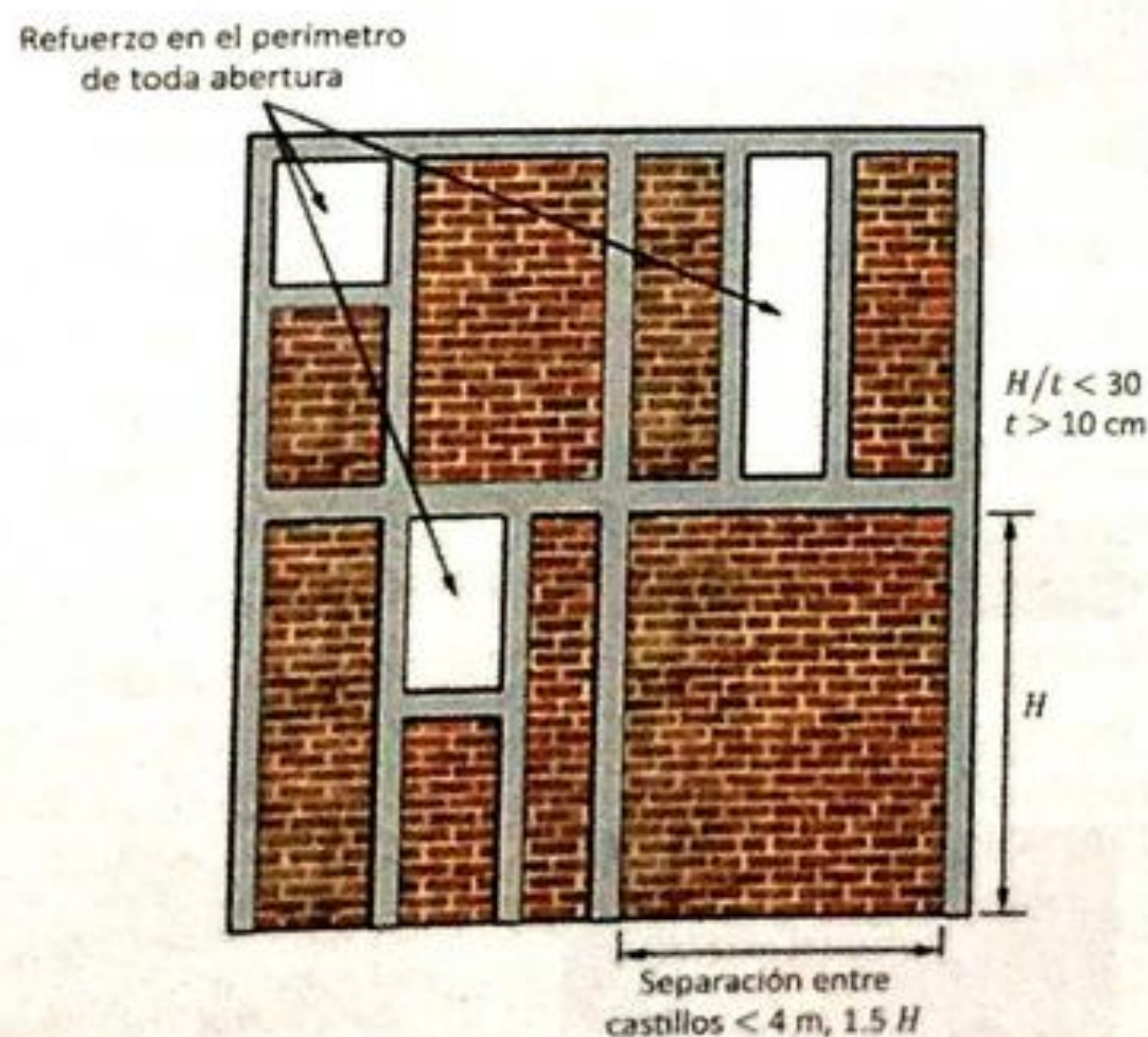


Figura 8.12 Refuerzo en el perímetro de aberturas.

¹ Para definición de estructuras tipos I o II, ver NTC-DCM (2017).

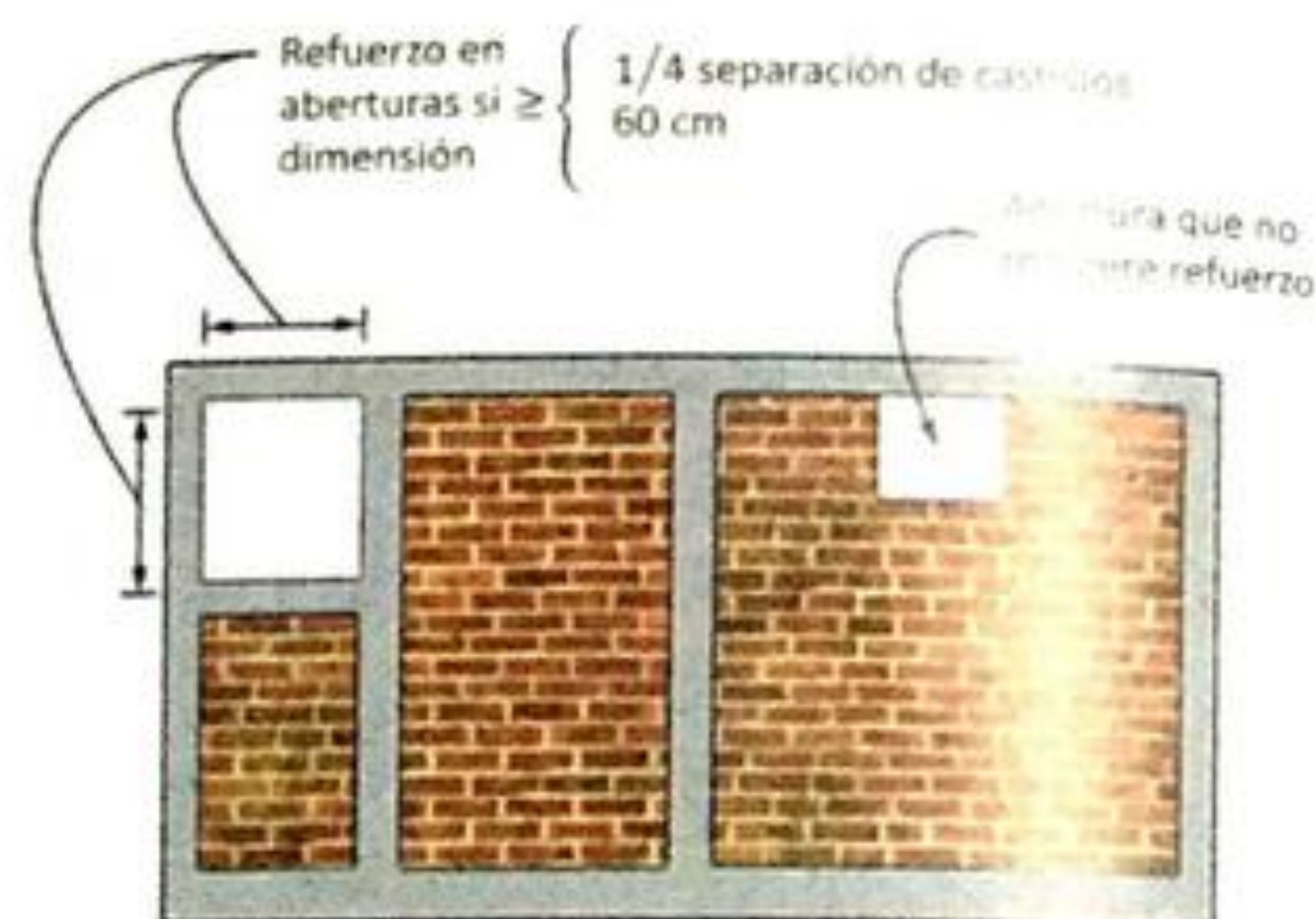


Figura 8.13 Aberturas que requieren refuerzo con castillos.

capaces de alcanzar en conjunto una tensión a la fluencia de 2950 kg (29 kN).

- ii. El espesor de los muros de mampostería, t , no será menor de 12 cm, y la relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t , no excederá de 25 (figura 8.12).

En la figura 8.14 se muestran los requisitos para mampostería confinada.

Como se observa en los requisitos anteriores, los castillos pueden ser exteriores o interiores, para estos últimos, como ya se ha mencionado, para piezas mayores o iguales a 20 cm de ancho.

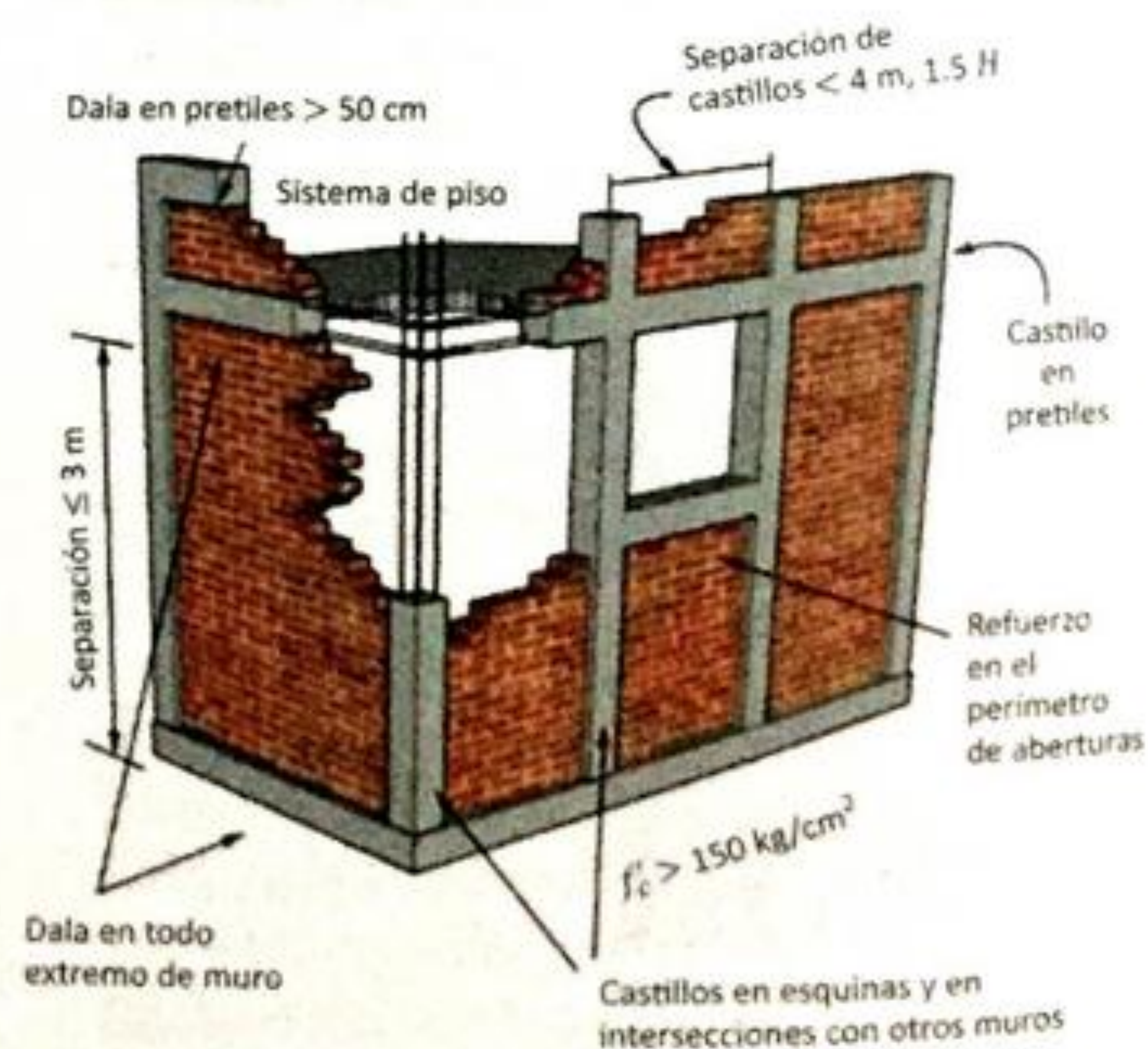


Figura 8.14 Requisitos para mampostería confinada.

8.1.2. Requisitos para refuerzo horizontal

A continuación se describen requisitos y especificaciones para el refuerzo horizontal:

1. El refuerzo consistirá en barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío, que sean continuos a lo largo del muro (figura 8.15). El refuerzo horizontal no deberá traslaparse dado que trabaja por anclaje y no por adherencia.

Como se muestra en la figura 8.15, en muros largos se puede hacer la transición del refuerzo horizontal en un castillo interior con escuadras a 90°.

2. No se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica ("escalerilla") para resistir fuerza cortante inducida por sismo, debido a que existe una zona de falla, o débil, en la unión de los alambres (figura 8.16), además de que se dificulta su anclaje en el castillo.

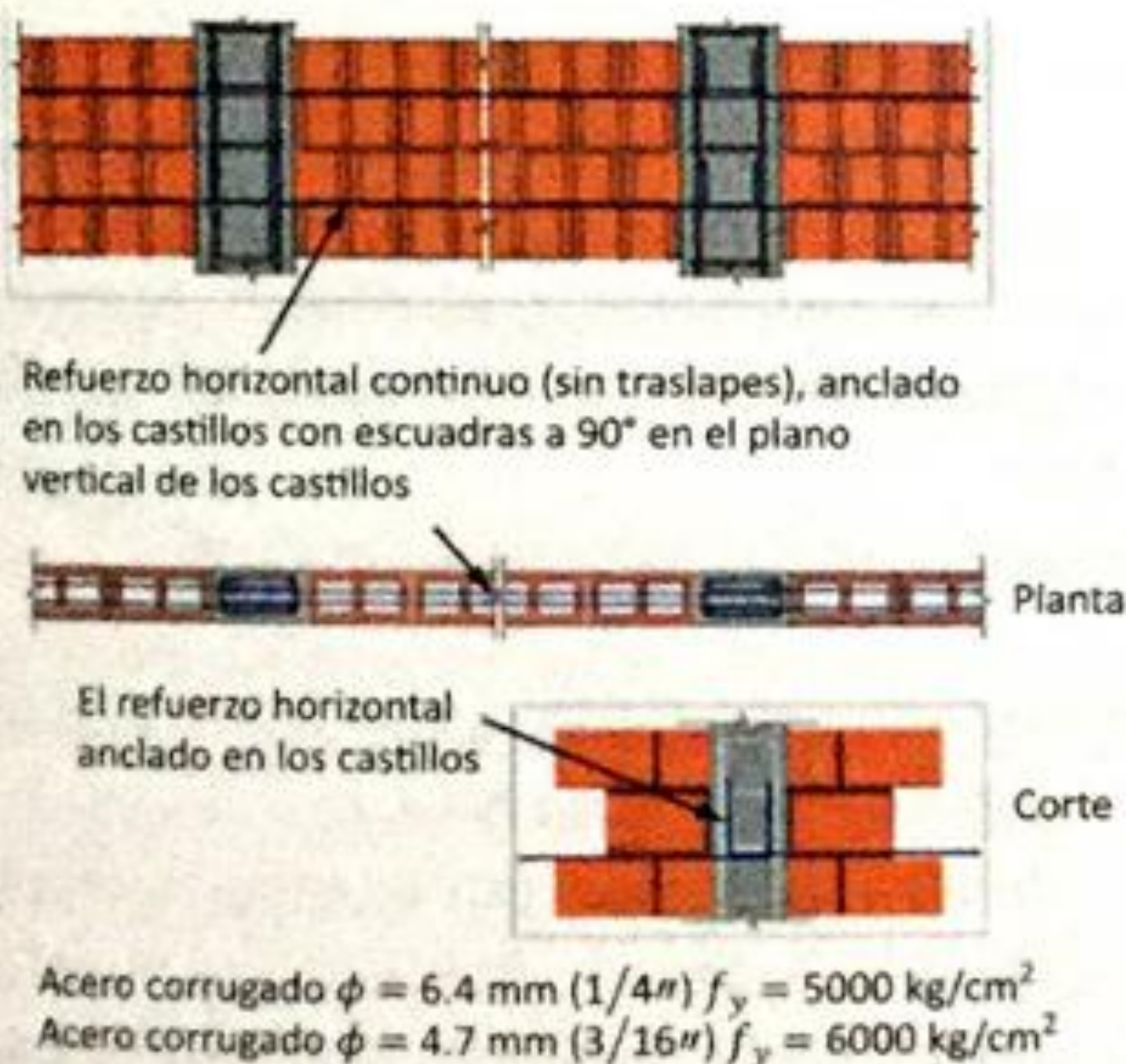


Figura 8.15 Requisitos del refuerzo horizontal.

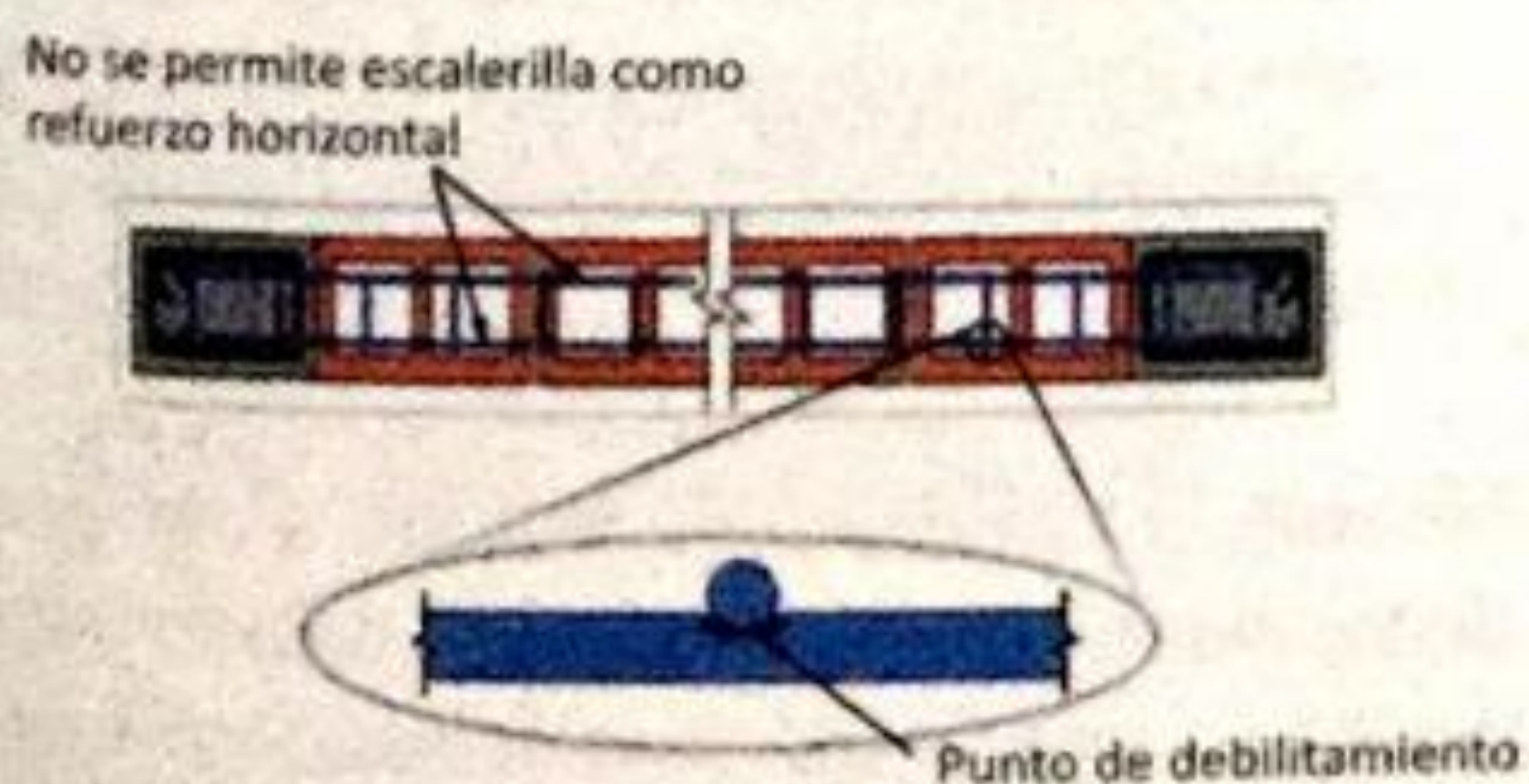


Figura 8.16 Evitar uso de la escalerilla en muros.

3. El refuerzo especificado de fluencia para diseño, f_{yh} , no deberá ser mayor que 6000 kg/cm^2 (600 MPa).
4. La separación del refuerzo horizontal, s_h , no excederá de seis hiladas ni de 40 cm (figura 8.17).
5. La cuantía mínima de refuerzo requerida para considerar que el muro tiene refuerzo, para efectos del cálculo de su resistencia, será igual a:

$$q_{\min} = p_{h\min} f_{yh} = 3.0 \text{ kg/cm}^2 \quad (8.3)$$

(0.3 MPa)

Donde q es la cuantía de refuerzo, $p_h = A_s / (s \times t)$ el porcentaje de acero de refuerzo horizontal, y f_{yh} el esfuerzo de fluencia del refuerzo.

6. La cuantía de refuerzo horizontal no será mayor que:

$$q_{\max} = p_{h\max} f_{yh} < 0.15 f'_m \quad (8.4)$$

donde f'_m es la resistencia a compresión para diseño de la mampostería.

Adicionalmente, en una sola junta, el área de acero horizontal no será mayor a 3.5% del área de la junta.

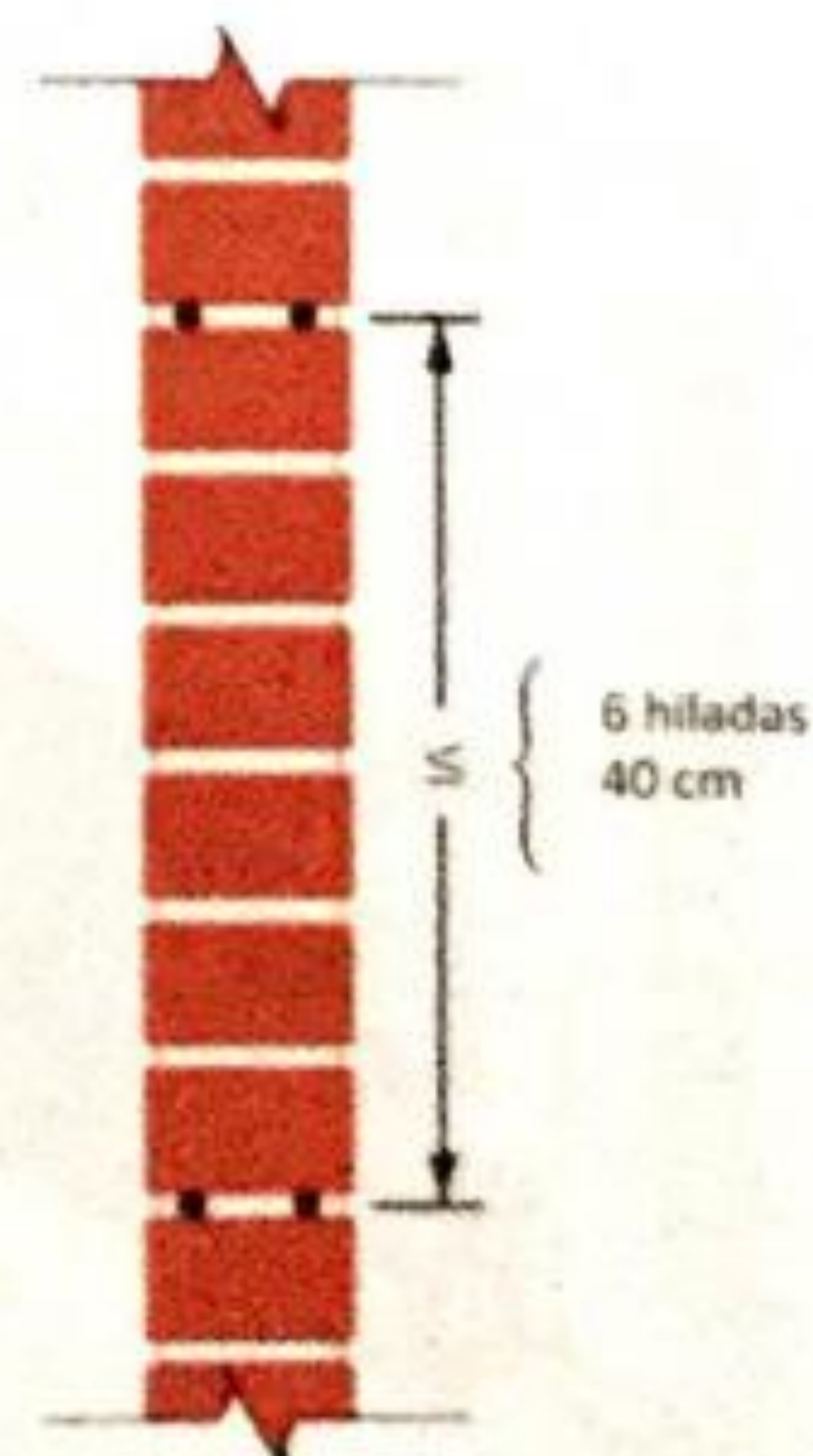


Figura 8.17 Separación del refuerzo horizontal.

8.2. Mampostería reforzada interiormente

La mampostería reforzada interiormente es aquella con muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas. El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo alto y largo del muro (figura 8.18).

Los requisitos para la mampostería reforzada interiormente, son los siguientes (NTC-DCM, 2017):

1. La suma de las cuantías multiplicadas por el esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo horizontal, ρ_h , y vertical, ρ_v , no será menor que 8.4 kg/cm^2 (0.84 MPa), y ninguna de las dos cuantías multiplicadas por el esfuerzo de fluencia será menor que 3 kg/cm^2 (0.3 MPa); es decir:

$$\rho_h f_{yh} + \rho_v f_{yv} \geq 8.4 \quad (8.5)$$

$$(\rho_h f_{yh} + \rho_v f_{yv} \geq 0.8.4)$$

$$\rho_h f_{yh} \geq 3; \quad \rho_v f_{yv} \geq 3 \quad (8.6)$$

$$(\rho_h f_{yh} \geq 0.3; \quad \rho_v f_{yv} \geq 0.3)$$

Donde:

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{s_h t}; \quad \rho_v = \frac{A_{sv}}{s_v t} \quad (8.7)$$

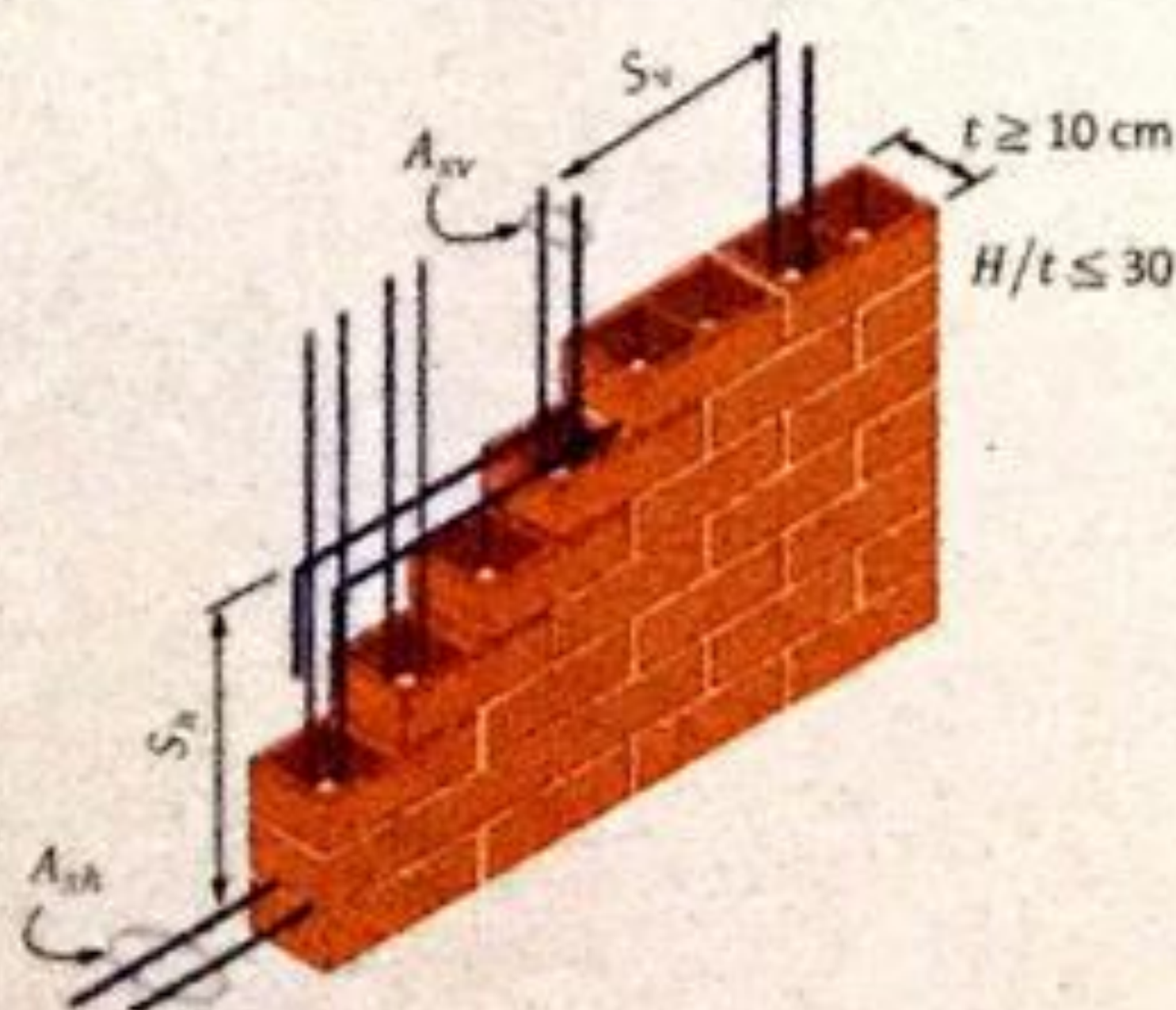


Figura 8.18 Muro reforzado interiormente.

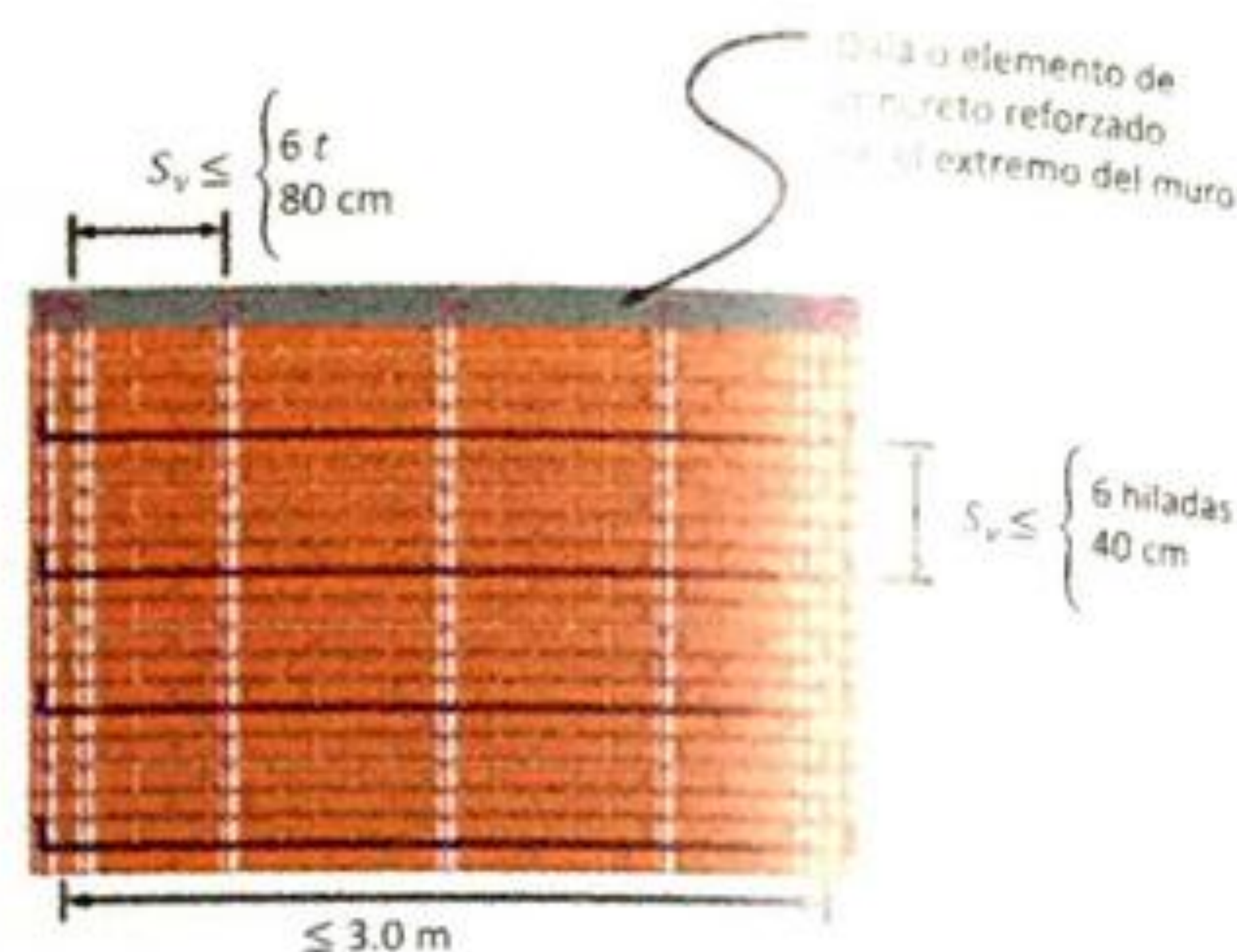


Figura 8.19 Requisitos para mampostería con refuerzo interior.

- A_{sh} área de acero de refuerzo horizontal que se colocará a una separación vertical s_h (figura 8.18)
 - A_{sv} área de acero de refuerzo vertical que se colocará a una separación s_v
 - f_{yh} esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal
 - f_{yv} esfuerzo de fluencia del refuerzo vertical
2. El refuerzo vertical en el interior del muro, tendrá una separación no mayor de seis veces el espesor del mismo ni más de 80 cm (figura 8.19).
3. Refuerzo en los extremos de muros.
 - a) Se colocarán dalas cumpliendo con los requisitos del inciso 8.1.1.2.
 - b) Deberá colocarse, por lo menos, una barra No. 3 (9.5 mm de diámetro) con esfuerzo especificado de fluencia de 4200 kg/cm^2 (412 MPa), o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en cada una de dos celdas consecutivas, en todo extremo de muros, en las intersecciones entre muros o a cada 3 m (figura 8.20).
4. Mortero y concreto de relleno. Para el colado de las celdas donde se aloje el refuerzo vertical, podrán emplearse los morteros y concretos de relleno especificados según las NTC-DCM

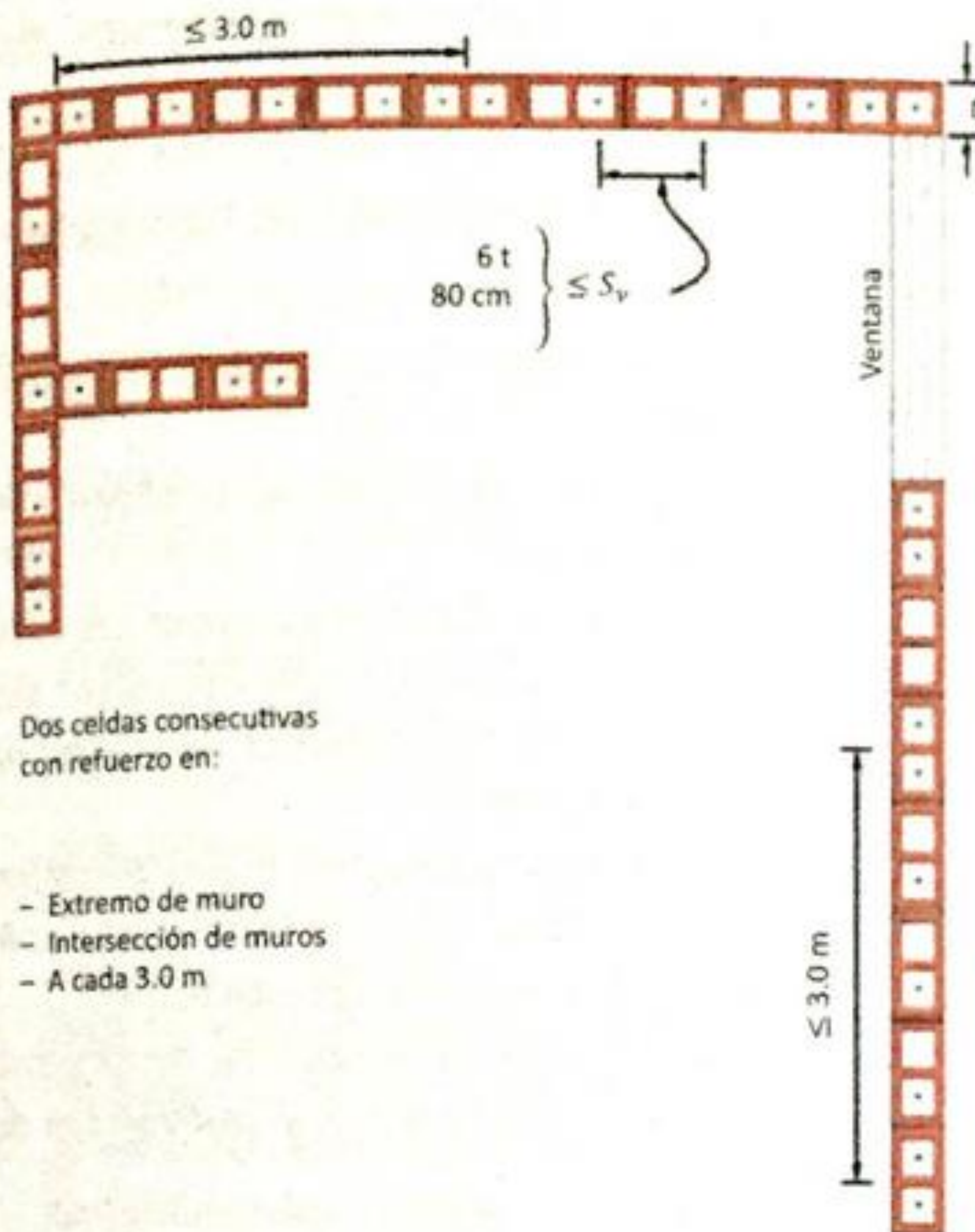


Figura 8.20 Refuerzo interior de muros.

(2017), o se podrá usar el mismo mortero que se usa para pegar las piezas, si es del tipo I, y se rellenará hilada por hilada. El hueco de las piezas (celda) tendrá una dimensión mínima mayor de 5 cm y un área no menor de 30 cm² (figura 8.21).

5. Muros transversales. 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 (figura 8.22).

Los dispositivos deberán ser capaces de resistir 1.33 veces la resistencia de diseño a fuerza

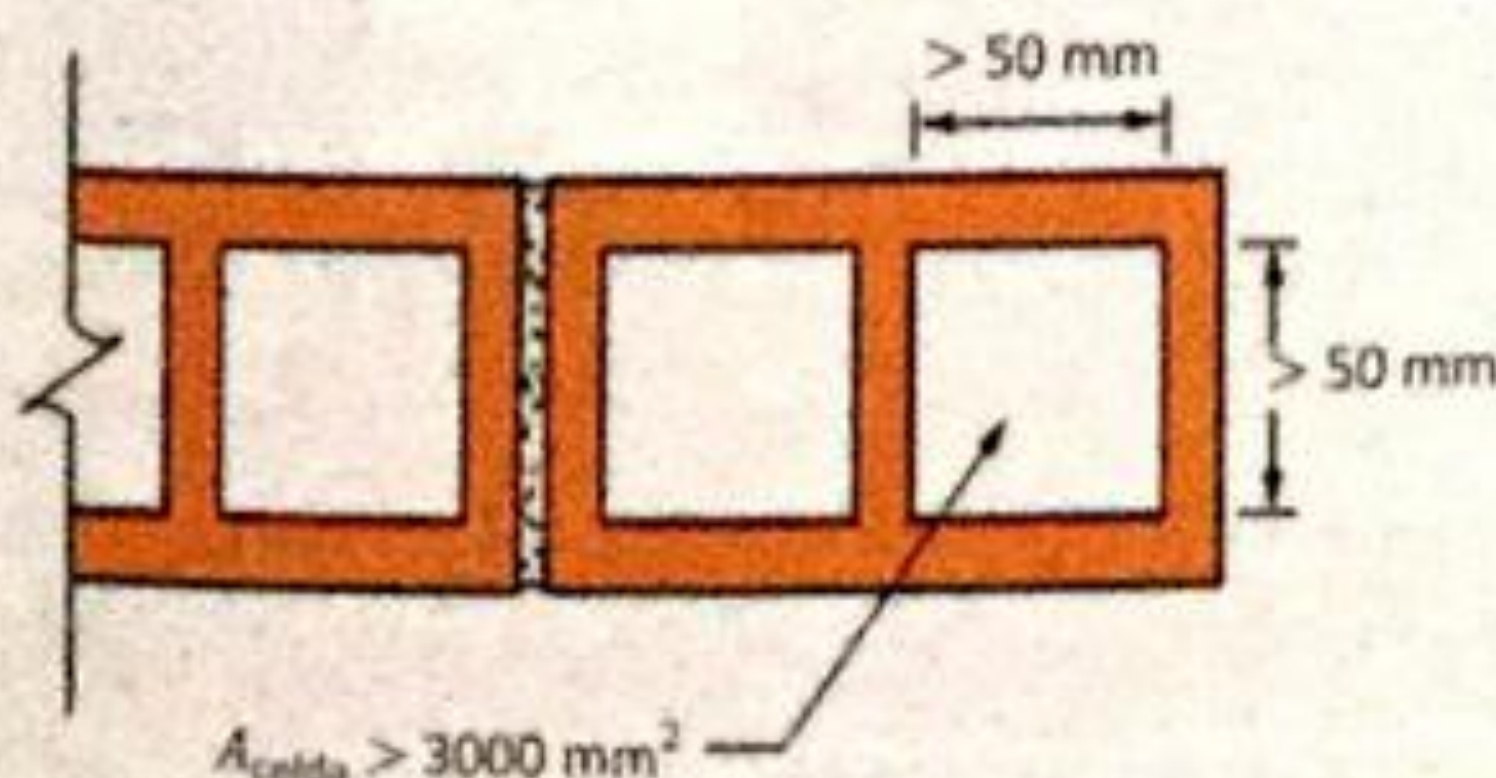


Figura 8.21 Dimensiones de huecos en piezas de mampostería.

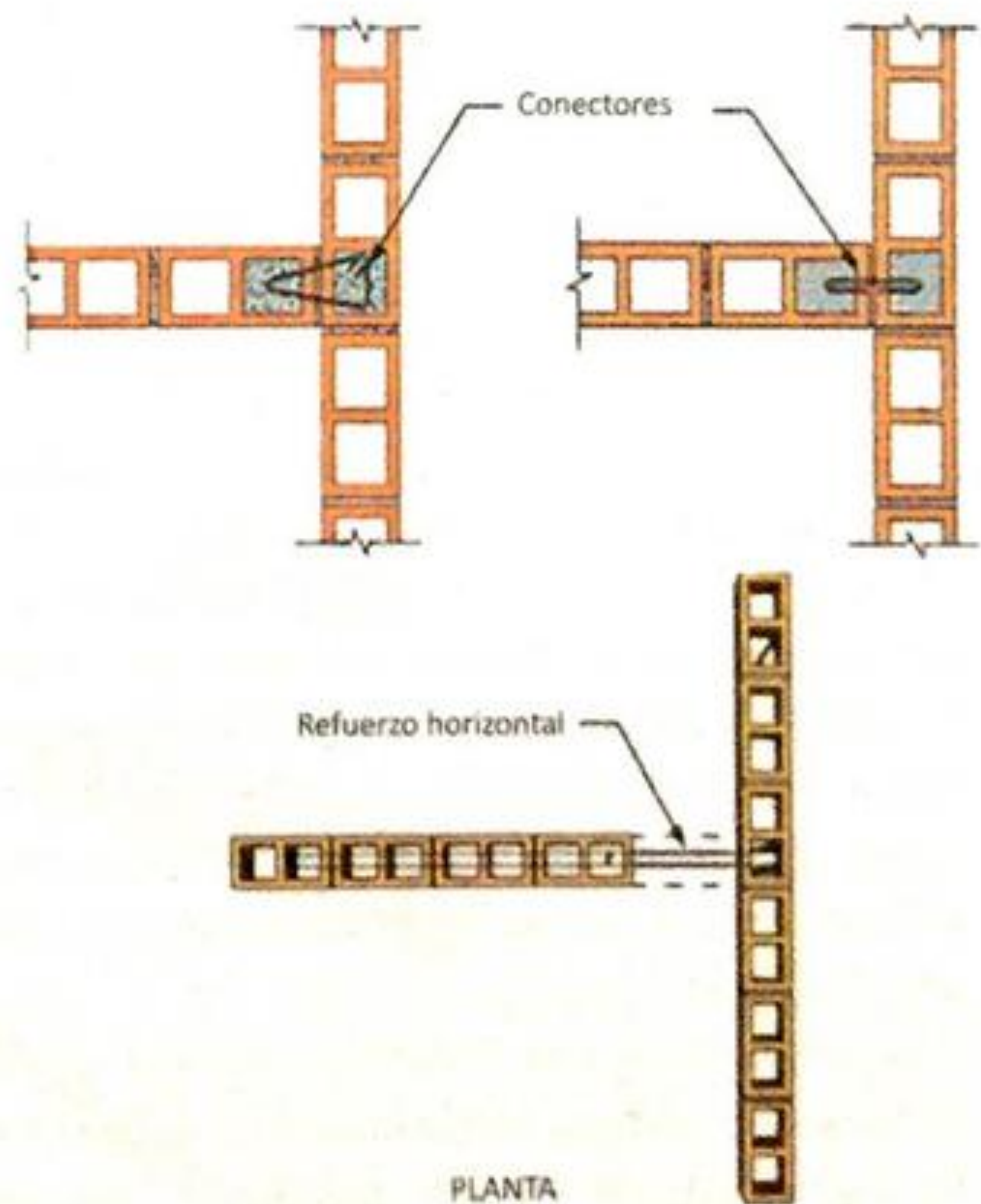
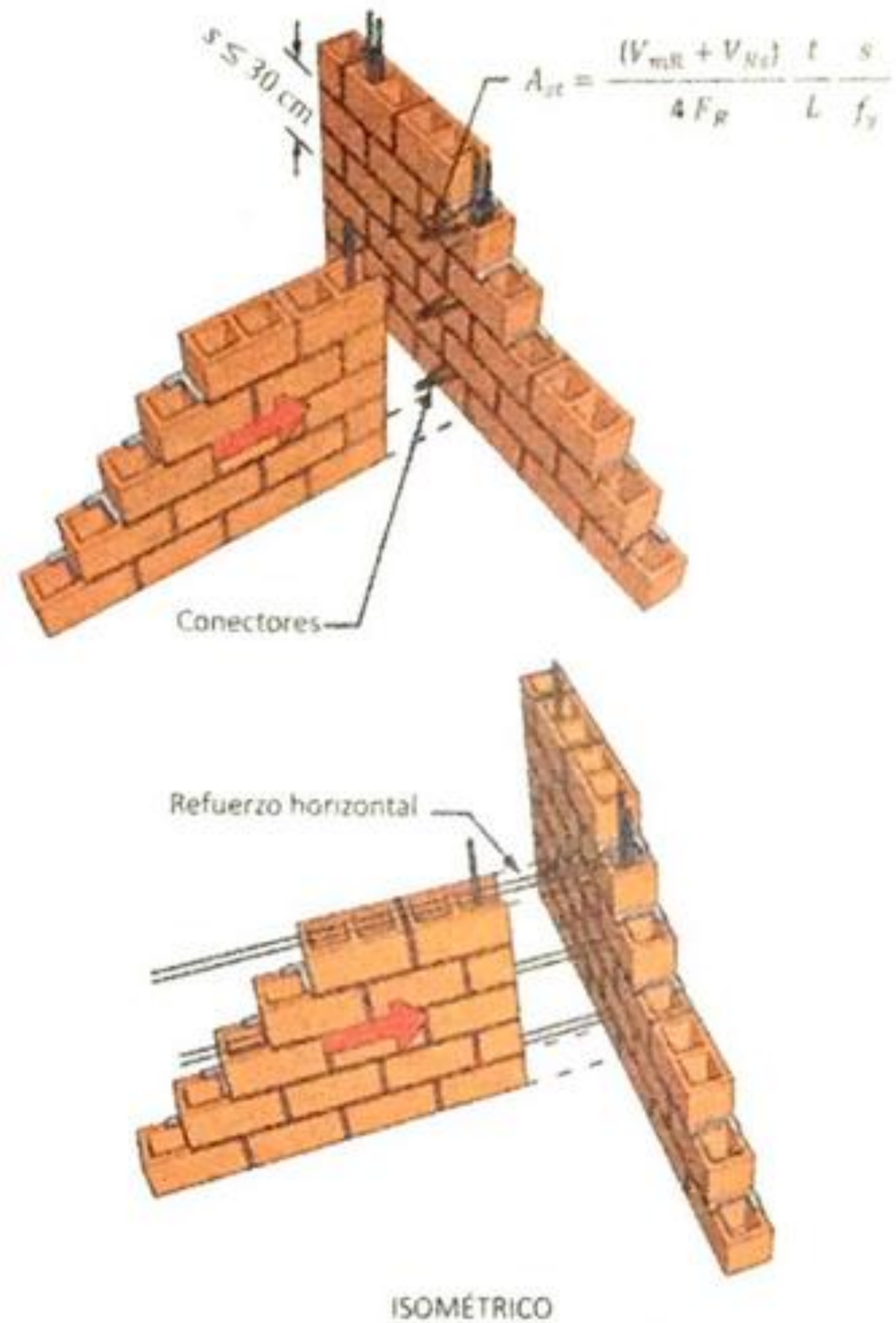


Figura 8.22 Conectores entre muros sin traslape de piezas.

cortante del muro transversal dividida entre el factor de resistencia correspondiente. En la resistencia de diseño se incluirá la fuerza cortante resistida por la mampostería y, si aplica, la resistida por el refuerzo horizontal.

Alternativamente, el área de acero de los dispositivos o conectores, A_{st} , colocada a una separación s en la altura del muro, se podrá calcular mediante la expresión siguiente:

$$A_{st} = \frac{2.5(V_{mR} + V_{sR})}{F_R} \frac{t}{L} \frac{s}{f_y} \quad (8.8)$$

usando MPa y mm

$$\left(A_{st} = \frac{2.5(V_{mR} + V_{sR})}{F_R} \frac{t}{L} \frac{s}{f_y} \right)$$

usando MPa y mm

Donde V_{mR} y V_{sR} son las fuerzas cortantes resistidas por la mampostería y el refuerzo horizontal, si aplica, F_R se tomará igual a 0.7; t y L son el espesor y la longitud del muro transversal, respectivamente, y f_y es el refuerzo especificado de fluencia de los dispositivos o conectores. La separación, s , no deberá exceder de 30 cm.

El refuerzo horizontal se puede utilizar como conector entre muros siempre y cuando se cumpla con el área de acero A_{st} .

6. Muros con aberturas. Existirán elementos de refuerzo vertical y horizontal en el perímetro de toda abertura cuya dimensión exceda de 60 cm en estructuras tipo I y 40 cm en estructuras tipo II (figura 8.23). Los elementos de refuerzo vertical y horizontal serán como los señalados en los puntos 2 y 3.
7. Espesor y relación altura a espesor de los muros. En edificaciones tipo I, el espesor de la mampostería de los muros, t , no será menor que 10 cm, ni que 12 cm en estructuras tipo II. En ningún caso la relación altura libre

a espesor de la mampostería del muro, H/t , excederá de 25.

Se clasificará como estructura tipo I si cumple simultáneamente con los requisitos siguientes:

- a) Tiene una superficie construida no mayor a 250 m².
- b) Tiene dos o menos niveles, incluyendo el estacionamiento.
- c) La estructura es de los siguientes géneros: habitación unifamiliar o plurifamiliar, servicios, industria, infraestructura o agrícola, pecuario y forestal.
- d) Si es de género habitacional plurifamiliar, no deberá haber más de diez viviendas en el predio, incluyendo las existentes.
- e) Las estructuras del grupo A, de acuerdo con las NTC-DS (2017), no podrán ser del tipo I.

Una estructura que no cumpla con los requisitos para ser tipo I, se clasificará como estructura tipo II.

8. Los pretilos o parapetos deberán reforzarse interiormente con barras de refuerzo vertical, como las especificadas en el inciso b del punto 3. Se deberá proporcionar refuerzo horizontal en la parte superior de pretilos o parapetos cuya altura sea superior a 50 cm de acuerdo con el punto 6 (figura 8.23).

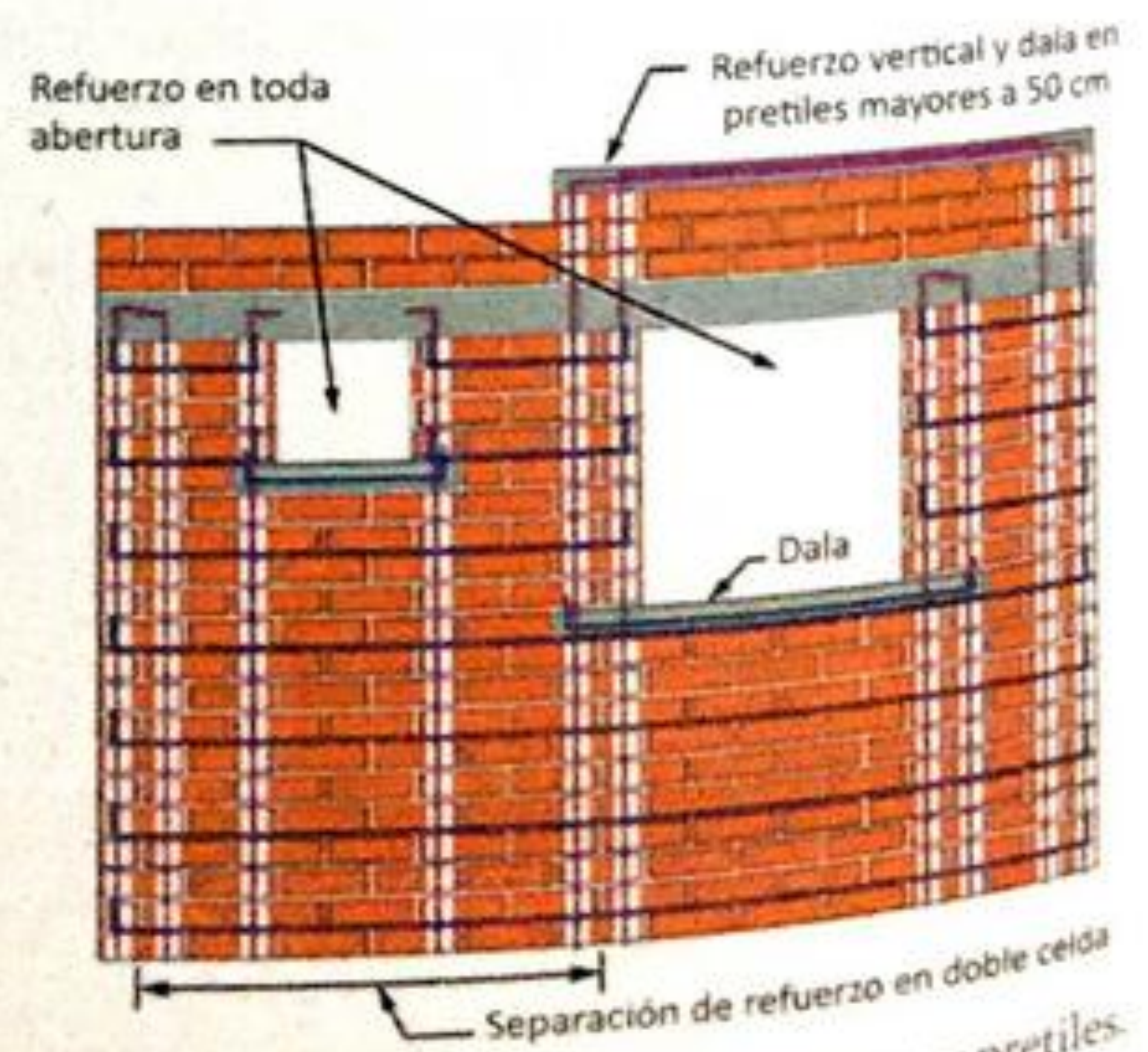


Figura 8.23 Refuerzo en aberturas y pretilos.

8.3. Detallado de sistemas de mampostería

El detallado de estructuras de mampostería es muy importante para que puedan tener el desempeño esperado.

Para generar sistemas de mampostería con un buen desempeño estructural, es necesario considerar factores de suma importancia, tales como:

1. Tipo de sistema de mampostería (confinada, reforzada interiormente, etcétera).
2. Tipo de piezas definiendo sus resistencias y propiedades.
3. Tipo y ubicación del refuerzo.
4. Refuerzo horizontal.
5. Resistencia y propiedades del concreto.
6. Resistencia y propiedades del mortero.
7. El sistema de piso definiendo su peso, características y los apoyos.
8. Compatibilidad de las características del mortero con el tipo de pieza (absorción).
9. Detallado adecuado.
10. Colocación de las instalaciones en los muros de tal forma que no afecten la resistencia ni la capacidad de deformación del muro.
11. Características del suelo de apoyo.
12. Tipo de cimentación.
13. Interacción suelo-estructura.
14. Supervisión y verificación de la calidad constructiva.
15. Proceso constructivo.
16. Agrupamientos de viviendas.

8.3.1. Juntas de mortero

El mortero de las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de la pieza. Su espesor será el mínimo que permita una capa uniforme de mortero y la alineación de las piezas. Si se usan piezas de fabricación mecanizada, el espesor de las juntas horizontales no excederá de 12 mm si se coloca refuerzo horizontal, ni de 10 mm sin refuerzo horizontal. Si se usan piezas de fabricación artesanal, el espesor de las juntas no excederá de 15 mm. El espesor mínimo será de 6 mm (figura 8.24).

Es importante verificar, en la ficha técnica, la especificación de colocación del mortero para piezas industrializadas multiperforadas dado que el valor de v'_m (resistencia de diseño a compresión diagonal), depende de la profundidad de penetración del mortero en los alveolos, tanto en la cara superior como en la inferior, al formar una llave de cortante. La penetración mínima será de 1 cm (figuras 8.25 y 8.26).



Figura 8.24 Espesores de juntas de mortero.

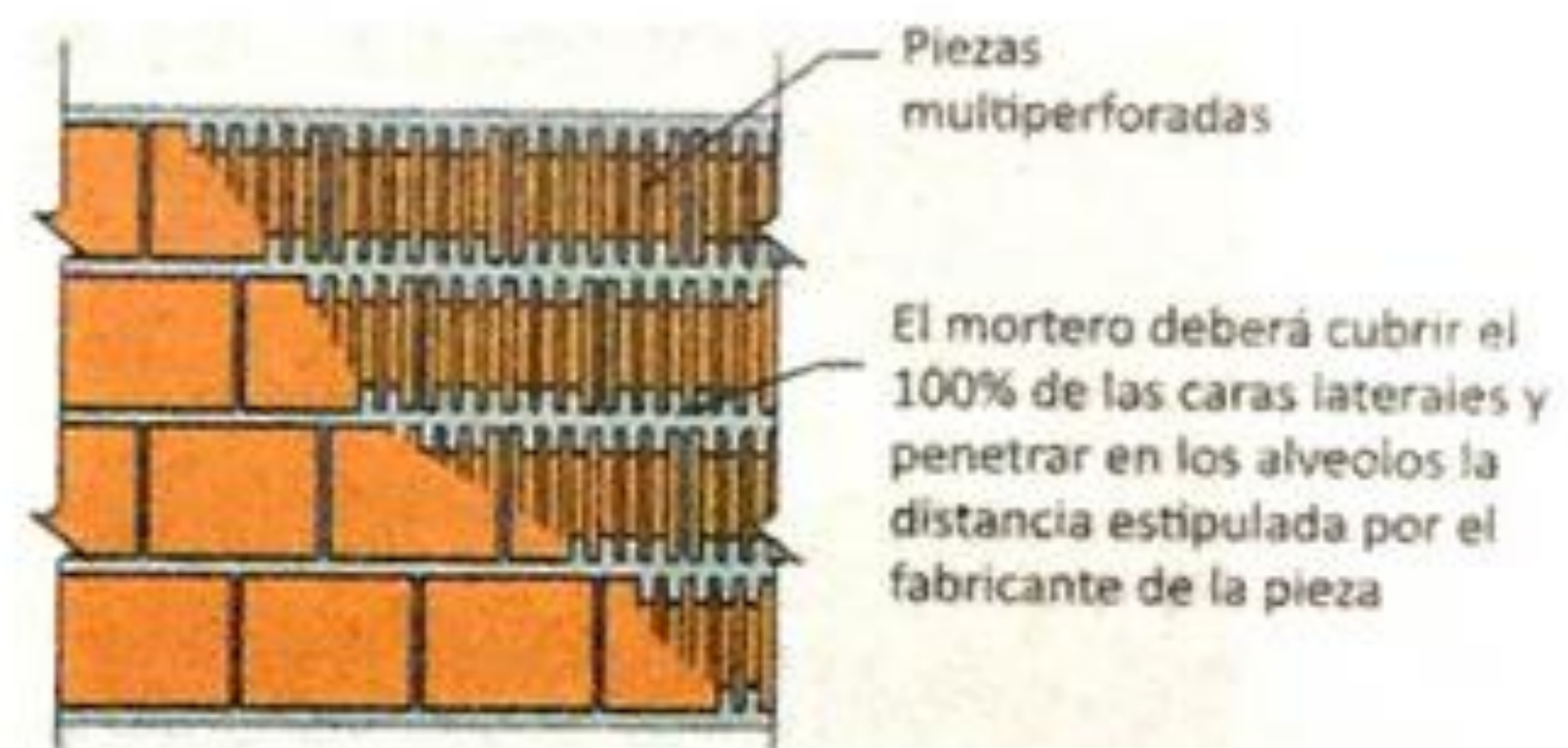


Figura 8.25 Penetración del mortero en alveolos de piezas multiperforadas.

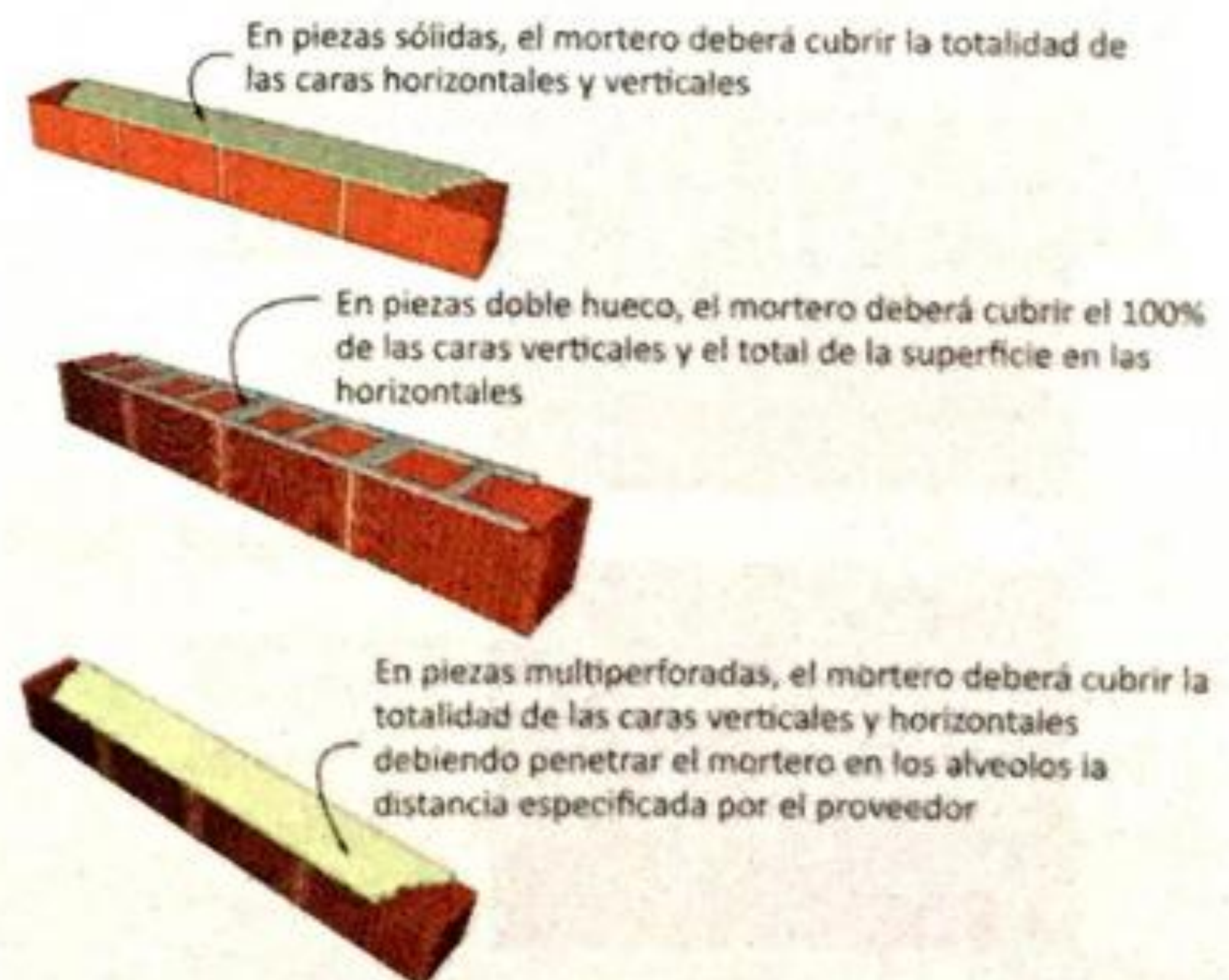


Figura 8.26 Requisitos de juntas de mortero.

8.3.2. Aparejo

La unión vertical de la mampostería con los castillos exteriores, deberá detallarse para transmitir las fuerzas de corte. Se aceptará que la mampostería se deje dentada, o bien que se coloquen conectores metálicos o refuerzo horizontal (figura 8.27). En muros con piezas de concreto de doble hueco, se podrán dejar las piezas desfasadas para generar una llave de corte. El colado del castillo se hará una vez construido el muro o la parte de él que corresponda.

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados son aplicables sólo si las piezas se colocan en forma cuatrapeada; para otros tipos de aparejo, el comportamiento de los muros deberá deducirse de ensayos a escala natural (figura 8.28).

Cuando se trata de mampostería aparente la unión entre muros perpendiculares o esviados se complica considerablemente; un procedimiento adecuado consiste en retirar una de las paredes de piezas doble hueco, en la figura 8.29 se muestra el detalle.

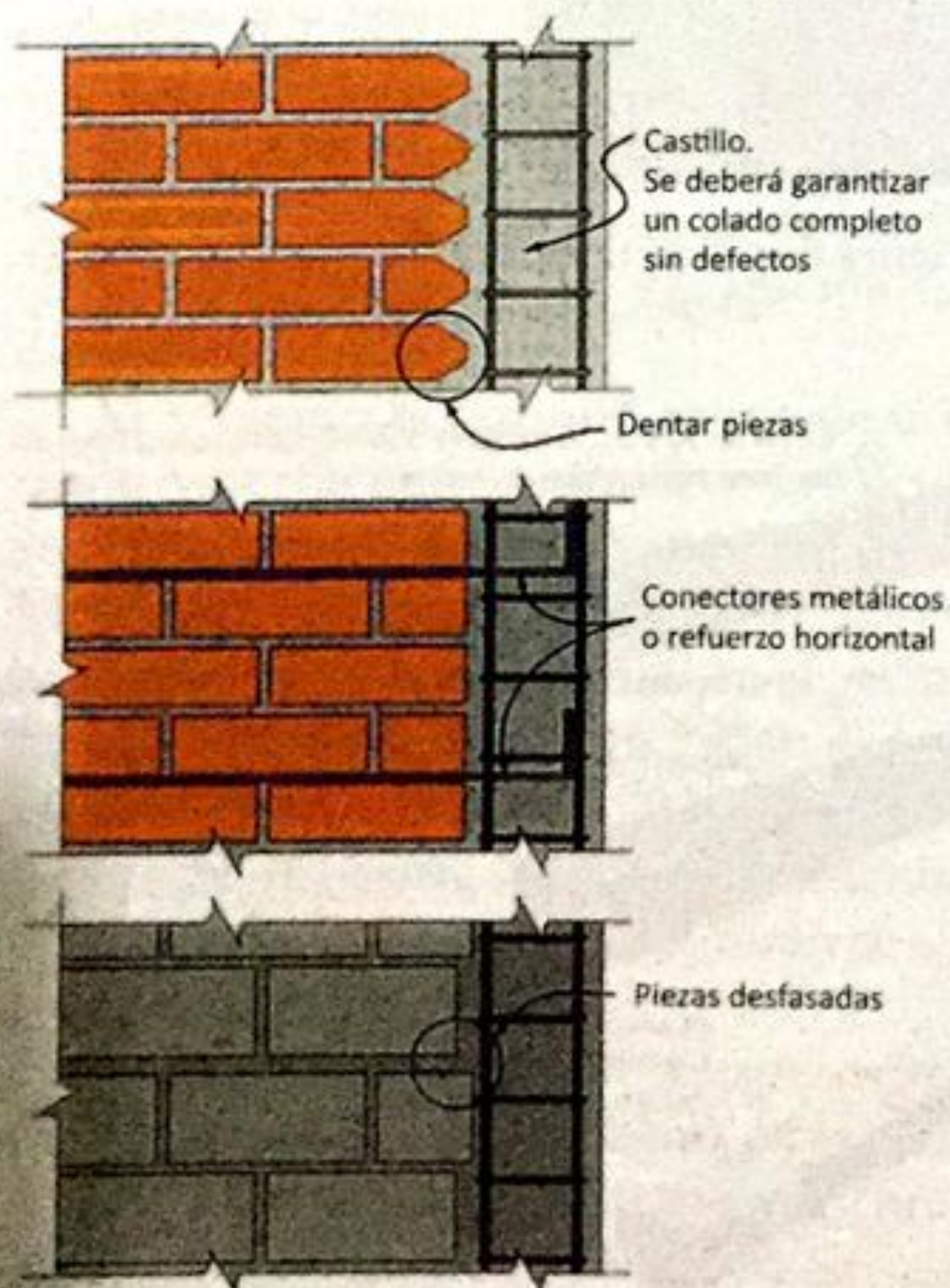


Figura 8.27 Unión entre piezas y castillo.

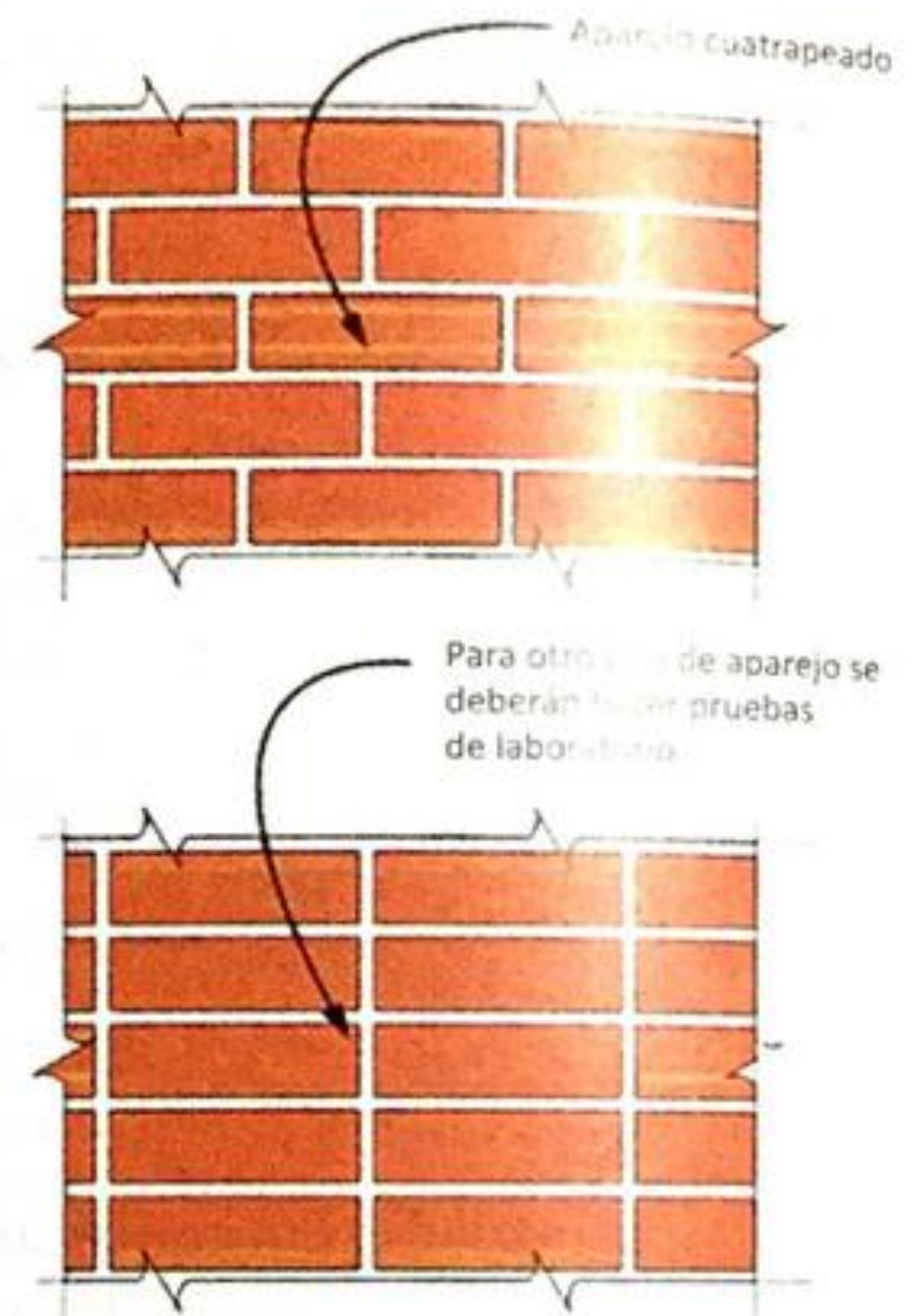


Figura 8.28 Tipos de aparejo.

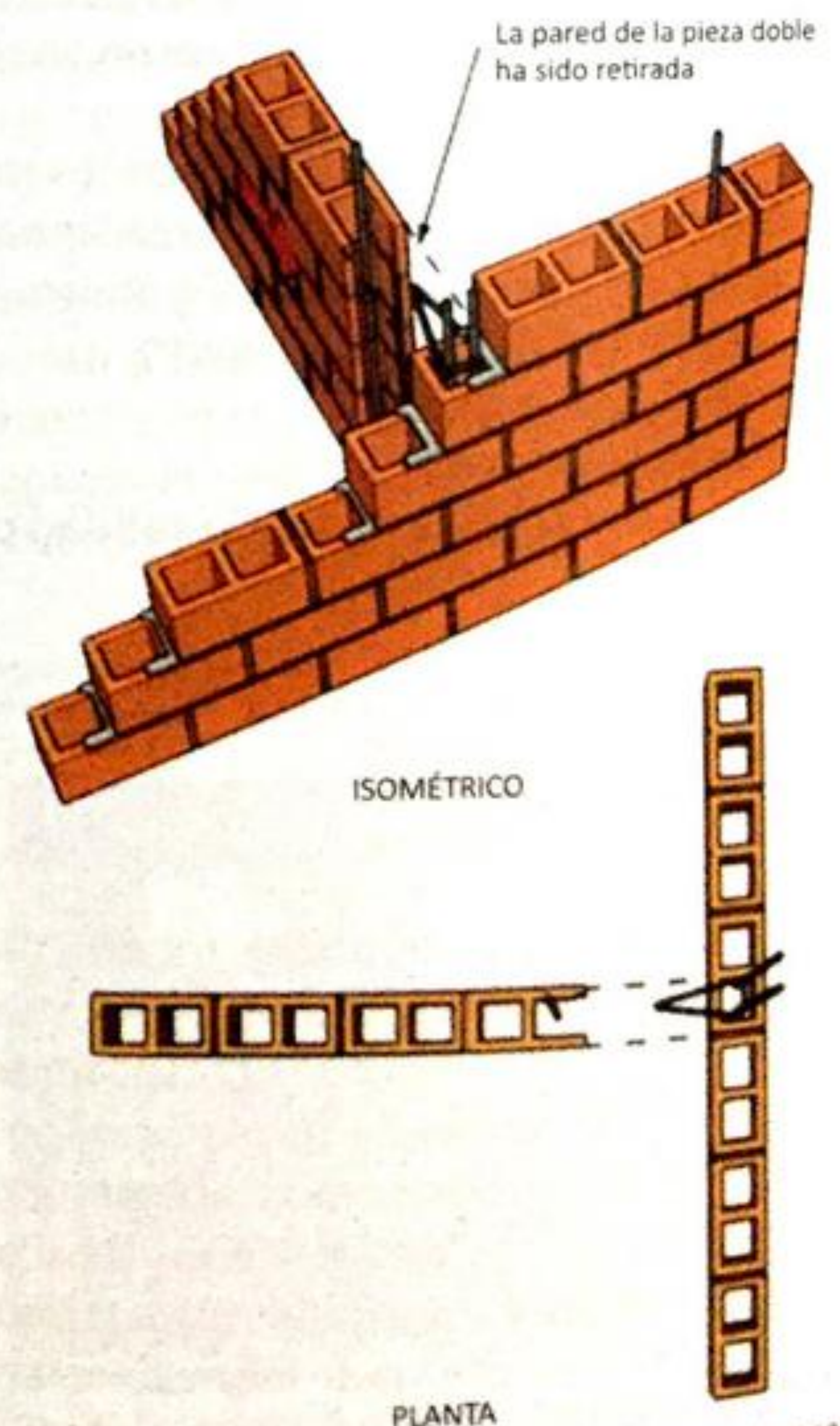


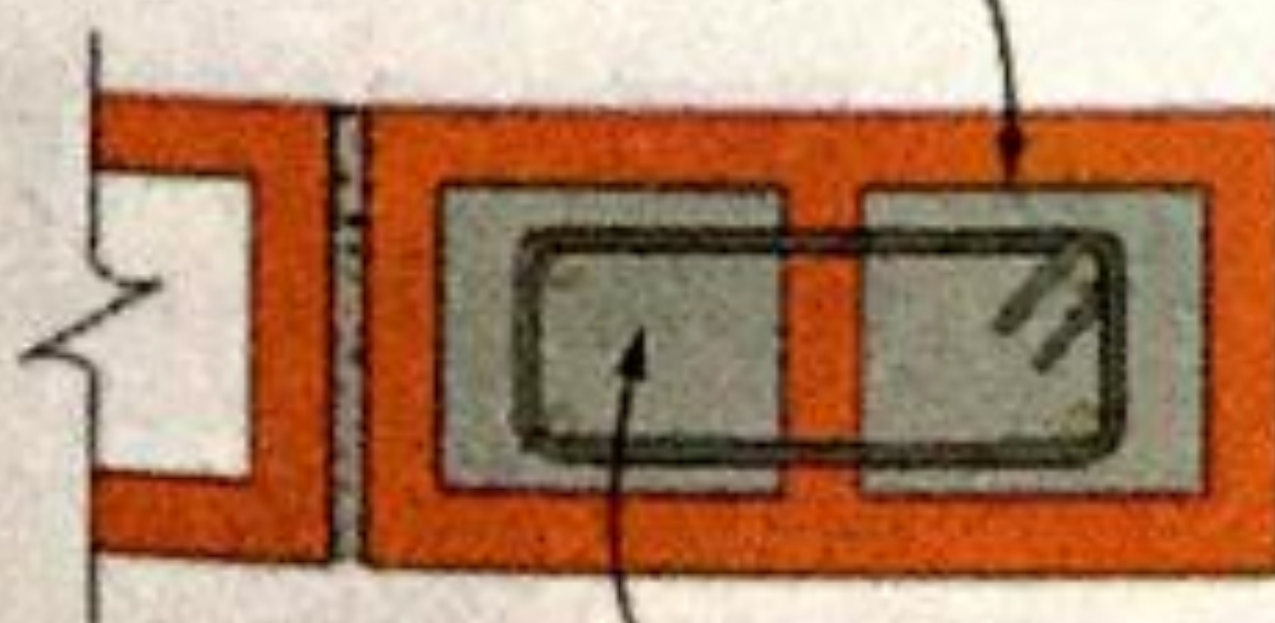
Figura 8.29 Unión entre muros en mampostería aparente.

8.3.3. Concreto y morteros de relleno

Para el relleno de los huecos de piezas huecas y multiperforadas, se deberá cumplir con las siguientes especificaciones:

- 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 relleno de manera que se obtenga un llenado completo de los huecos (figura 8.30).
- Se admite la compactación del concreto y mortero sin hacer vibrar excesivamente el refuerzo, pudiendo ser por medio de una varilla.
- El colado de elementos interiores verticales se efectuará en tramos no mayores de:
 - 50 cm, si el área de la celda es de hasta 8000 mm².
 - 1.5 m si el área de la celda es mayor que 8000 mm² (figura 8.31).
- 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 de la última hilada.
- En muros con piezas huecas y multiperforadas sólo se rellenarán las celdas de las primeras (figura 8.32).

Caras interiores limpias y libres de material (mortero, aceite, etcétera)



Garantizar el llenado completo de las piezas

Figura 8.30 Llenado completo de piezas huecas.

Colado de elementos interiores verticales hasta 50 o 150 cm si el área de la celda es de hasta 80 cm² o mayor, respectivamente

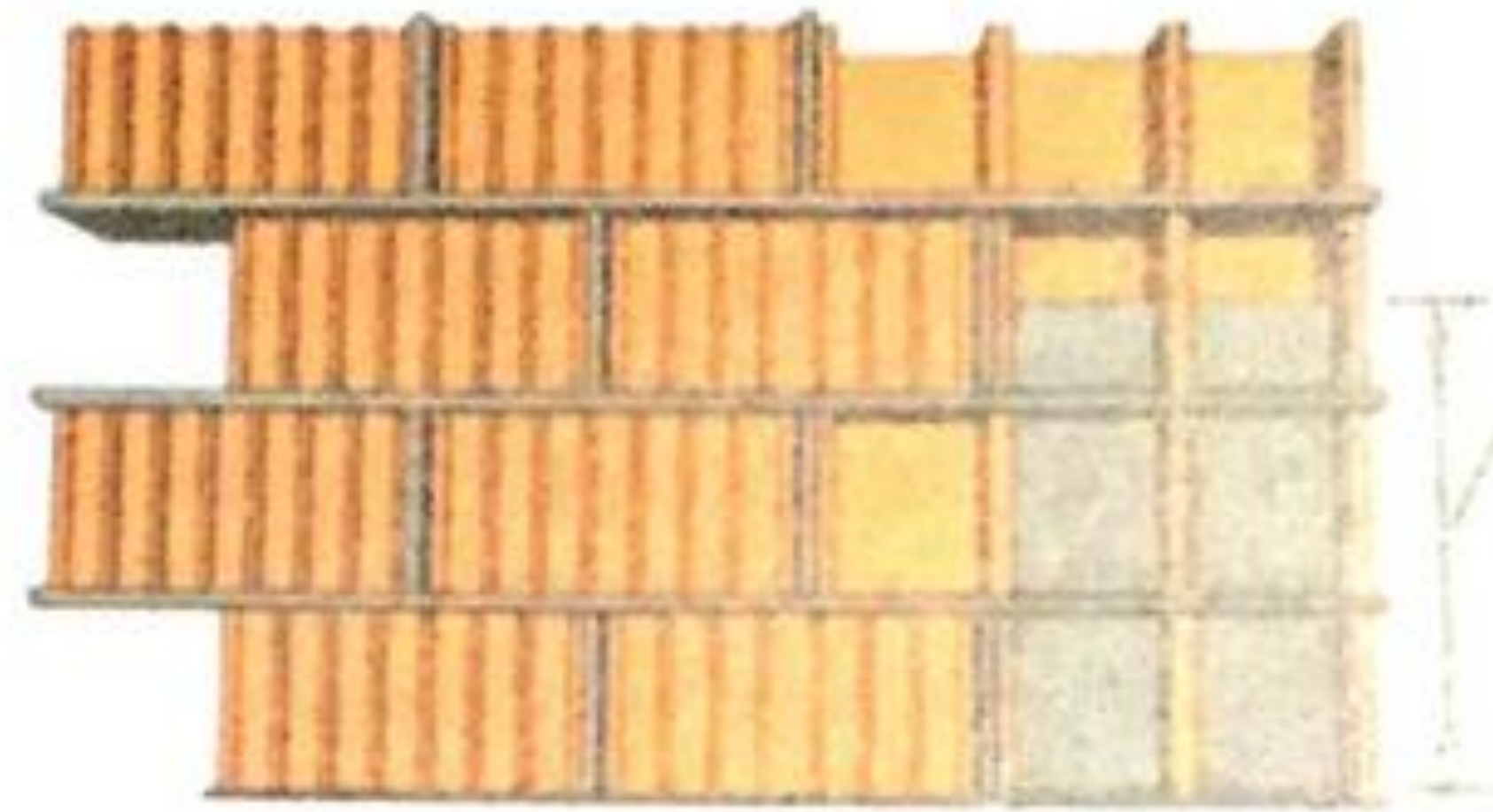


Figura 8.31 Colado de elementos interiores verticales.

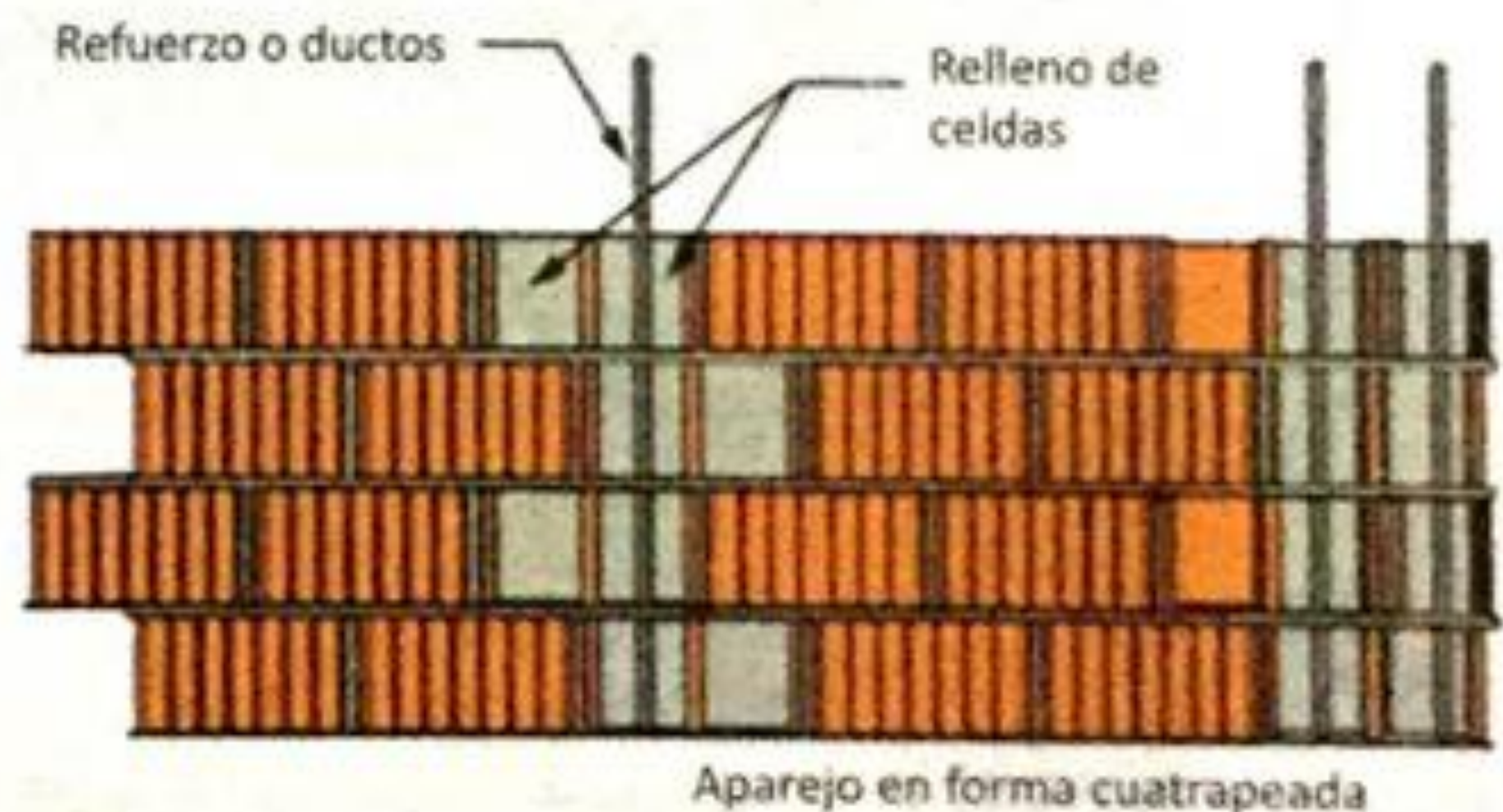


Figura 8.32 Relleno de piezas.

8.3.4. Refuerzo

- El refuerzo se deberá colocar en la posición de proyecto, garantizando que se mantenga fijo durante el colado del elemento estructural (dala o castillo).
- El recubrimiento, separación y traslapes mínimos, así como el refuerzo horizontal

colocado en las juntas, serán los que se especifican en la figura 8.33.

1. Tamaño del acero de refuerzo:

- El diámetro de la barra, d_b , deberá ser menor a la cuarta parte de la menor dimensión libre de la celda. En castillos y dalas, el diámetro de la barra no debe exceder de un sexto de la menor dimensión.
- El diámetro del refuerzo horizontal no será menor que 0.35 cm, ni mayor que tres cuartas partes del espesor de la junta.

2. Colocación y separación del acero de refuerzo longitudinal:

- La separación 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 2.5 cm.

Tabla 8.1 Número máximo de varillas en una celda (NTC-DCM, 2017)

Espesor muro (cm)	Designación de la varilla (diámetro en pulgadas)				
	3 (3/8)	4 (1/2)	5 (5/8)	6 (3/4)	8 (1)
10 A o C*	2	1	-	-	-
12 C	2	2	1	-	-
12 A	4	2	2	1	-
14 C	4	2	2	1	-
20 C	4	4	2	2	1

*A pieza de arcilla; C: pieza de concreto.

- El espesor del concreto o mortero de relleno, entre las barras o empalmes y la pared de la pieza, será al menos de 0.6 cm.
- Se aceptarán paquetes de dos barras como máximo.
- El diámetro y la cantidad máxima de barras que pueden alojarse en una celda, se indican en la tabla 8.1.

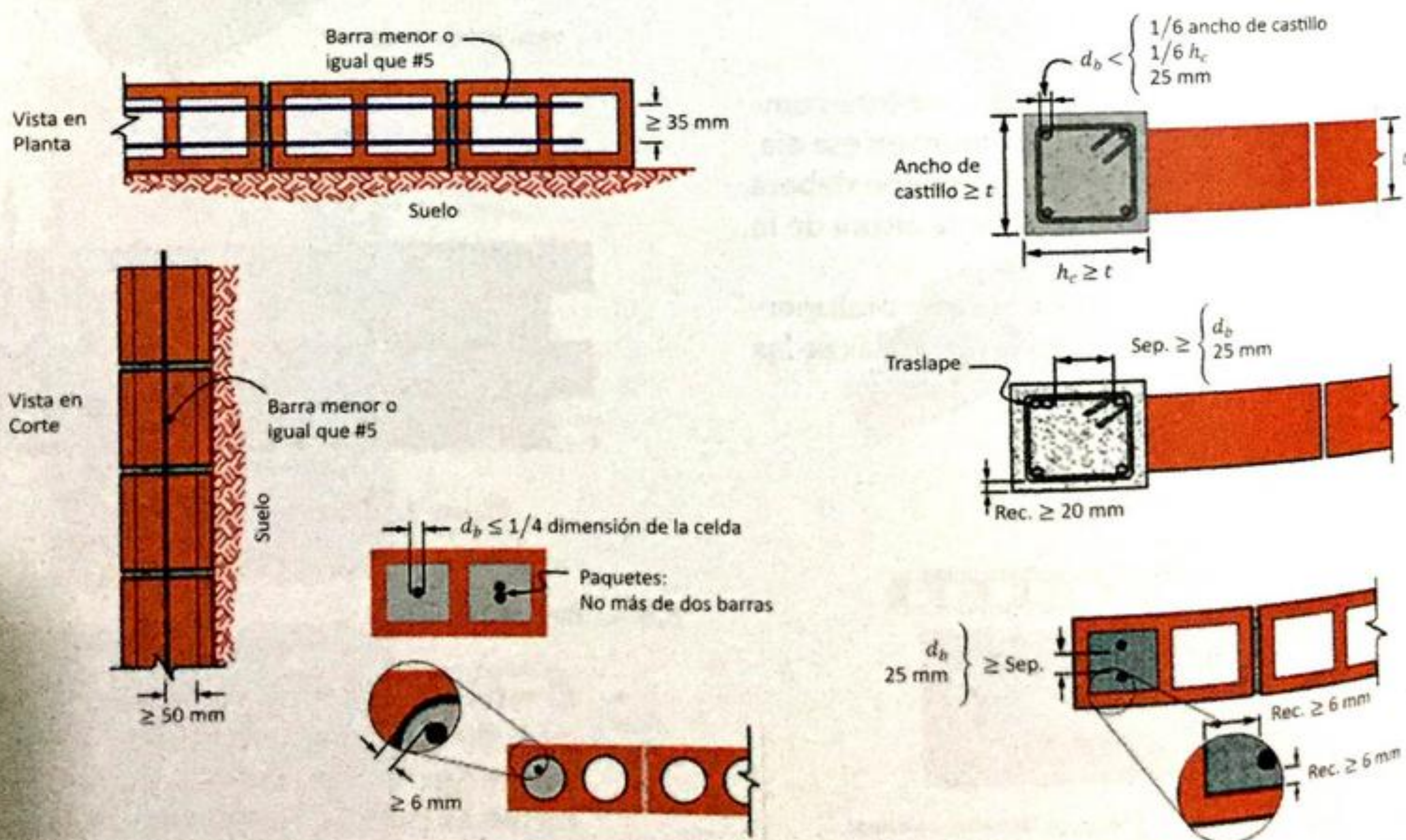


Figura 8.33 Tamaño, colocación y protección del refuerzo.

3. Protección del acero de refuerzo:

- En muros interiores confinados con castillos exteriores, las barras de refuerzo longitudinal de castillos y dadas deberán tener un recubrimiento mínimo de concreto de 2.0 cm, y los estribos un mínimo de 1.0 cm.
- En muros exteriores, el recubrimiento mínimo del párrafo anterior se aumentará en 1.0 cm, a menos que el concreto tenga una resistencia a compresión no menor que 200 kg/cm² (20 MPa), o bien se proteja el elemento de concreto con una capa de mortero de al menos 1.5 cm de espesor si es hecho en obra o 0.5 cm si es predosificado con propiedades para dar esta protección.
- Si la cara del muro está expuesta al suelo, el recubrimiento será de 3.5 cm para barras mayores del No. 5, o de 5.0 cm para barras más gruesas.
- La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro, será la menor de 1.0 cm o una vez el diámetro de la barra.

4. Anclajes:

La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección, debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra, denominada longitud de desarrollo, L_d .

Para determinar la longitud de desarrollo, se aplicará lo dispuesto en las NTC-DCEC (2017), lo cual se menciona a continuación:

La longitud de desarrollo, L_d , en la cual se considera que una barra a tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db} , dada por la ecuación 8.9, por el factor o los factores indicados en la tabla 8.2. Las disposiciones de este punto son aplicables a ba-

Tabla 8.2 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo¹

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro igual a 19.1 mm (número 6) o menor.	0.8
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 300 mm de concreto.	1.3
En concreto ligero.	1.3
Barras con f_y mayor de 4200 kg/cm ² (412 MPa).	$2 - \frac{4200}{f_y} \left(2 - \frac{412}{f_y} \right)$
Acero de flexión en exceso ²	$\frac{A_s, \text{requerida}}{A_s, \text{proporcionada}}$
Barras lisas	2.0
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico:	
• Recubrimiento libre de concreto menor que $3d_b$, o separación libre entre barras menor que $6d_b$	1.5
• Otras condiciones	1.2
Todos los otros casos	1.0

1. Si se aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes.

2. Excepto en zonas de articulaciones plásticas y marcos con ductilidad alta.

rras de diámetro no mayor que 38.1 mm (número 12):

$$L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f'_c}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (8.9)$$

usando kg/cm² y cm

$$\left(L_{db} = \frac{1.15 a_s f_y}{(c + K_{tr})\sqrt{f'_c}} \geq 0.36 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \right)$$

usando MPa y mm

Donde

- a_s área transversal de la barra
 d_b diámetro nominal de la barra
 c separación o recubrimiento, úsese el menor de los valores siguientes:

1. distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima
2. la mitad de la separación entre centros de barras

K_{tr} índice de refuerzo transversal; igual a $A_{tr}f_{yv}/100sn$ si se usan kg/cm^2 y cm ($A_{tr}f_{yv}/10sn$, MPa y mm)

A_{tr} área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan

n número de barras longitudinales en el plano potencial de agrietamiento

Por sencillez en el diseño, se permite suponer $K_{tr} = 0$, aunque haya refuerzo transversal. En ningún caso L_d será menor que 30 cm. La longitud de desarrollo, L_d , de cada barra que forme parte de un paquete de tres barras, será igual a la que requeriría si estuviera aislada, multiplicada por 1.2. Cuando el paquete es de dos barras, no se modifica L_d .

En barras a tensión que terminan con dobleces a 90 o 180 grados que cumplan con los requisitos de los dobleces de refuerzo, seguidos de tramos rectos de longitud no menor que $12d_b$ para dobleces a 90 grados, ni menor que $4d_b$ para dobleces a 180 grados. En estas barras se toma como longitud de desarrollo la longitud paralela a la barra, comprendida entre la sección crítica y el paño externo de la barra después del doblez (figura 8.34). La longitud de desarrollo se obtendrá multiplicando la longitud de desarrollo básica dada por la expresión 8.10, por el factor o los factores de la tabla 8.3 que sean aplicables, pero sin que se tome menor que 15 cm ni que $8d_b$.

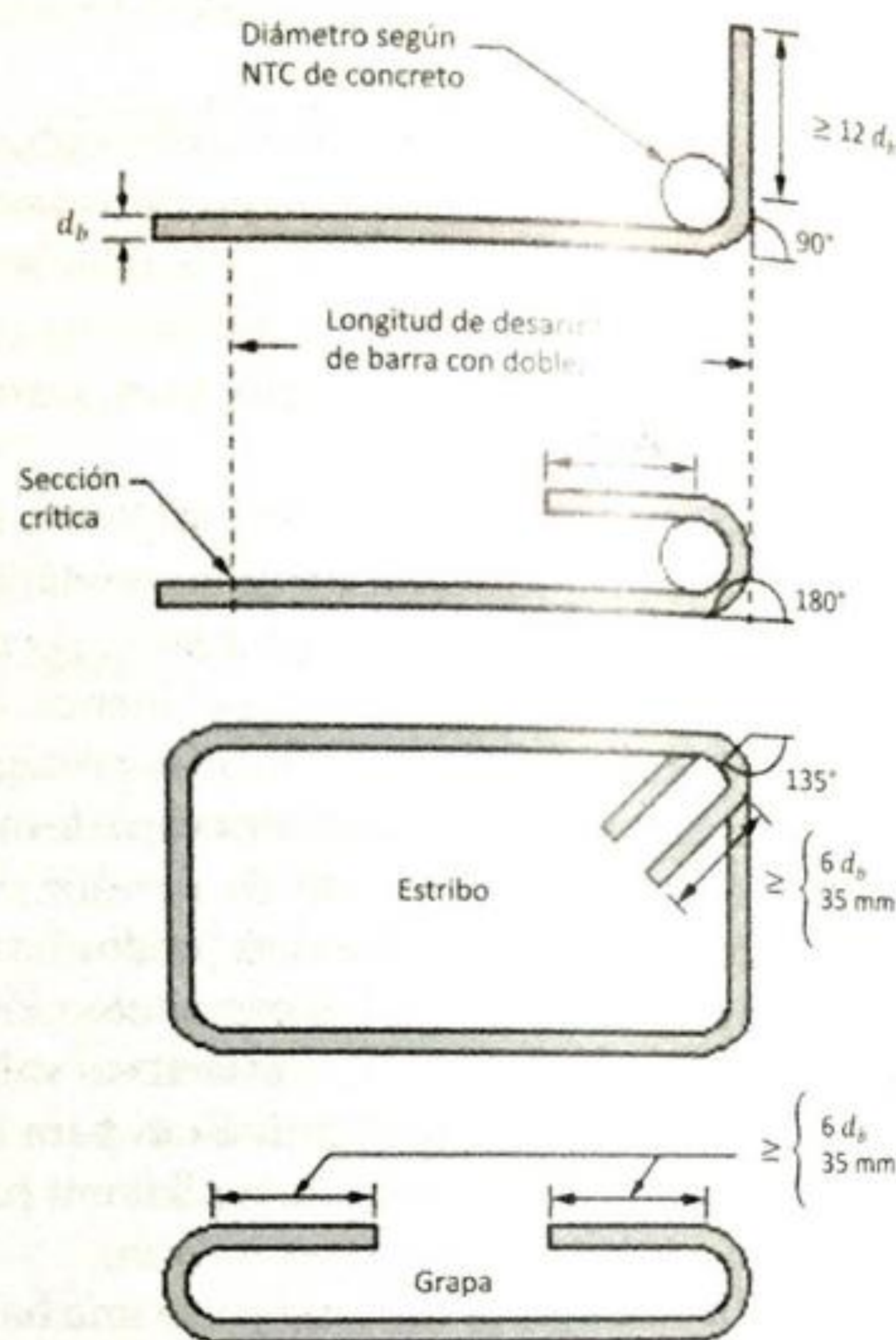


Figura 8.34 Dobleces del refuerzo y longitud de desarrollo.

$$0.076 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}; \text{ usando } \text{kg}/\text{cm}^2 \text{ y } \text{cm} \quad (8.10)$$

$$\left(0.24 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}; \text{ usando } \text{MPa} \text{ y } \text{mm} \right)$$

La longitud de desarrollo de una barra a compresión, será cuando menos 60% ciento de la que requeriría a tensión, y no se considerarán efectivas porciones dobladas. En ningún caso será menor de 20 cm.

5. Refuerzo horizontal:

Se deberá cumplir con las siguientes especificaciones:

- Podrá estar formado por una o más barras.

Tabla 8.3 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo de barras con dobleces¹

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro no mayor que 34.9 mm (número 11), con recubrimiento libre lateral (normal al plano del doblé) no menor que 60 mm, y para barras con doblez a 90 grados, con recubrimiento libre del tramo de barra recto después del doblez no menor que 50 mm.	0.7
Barras de diámetro no mayor que 39.4 mm (número 11), confinadas ² en toda la longitud de desarrollo con estribos verticales u horizontales separados entre sí no más de $3d_b$.	0.8
En concreto ligero.	1.3
Barras lisas.	1.9
Barras cubiertas con resina epóxica o con lodo bentonítico.	1.2
Todos los otros casos.	1.0

1. Si se aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes.

2. El primer estribo debe confinar la parte doblada de la barra, a una distancia menor a $3d_b$ del borde externo del doblez.

- Debe ser continuo a lo largo del muro, entre dos castillos si se trata de mampostería confinada, o entre dos celdas rellenas y reforzadas con barras verticales en muros reforzados interiormente (figura 8.35).
- No puede ser traslapado en ningún tramo.
- En caso de que se dificulte anclar el refuerzo horizontal de muros perpendiculares en el castillo, se puede colocar en hiladas diferentes como se observa en la figura 8.36.
- Se debe verificar que en las intersecciones de muros con castillos interiores, el refuerzo horizontal de ambos muros pueda alojarse en la junta; en caso contrario se puede:
 - Anclarlo en el castillo de cada muro colocando un anclaje mecánico (figura 8.37)

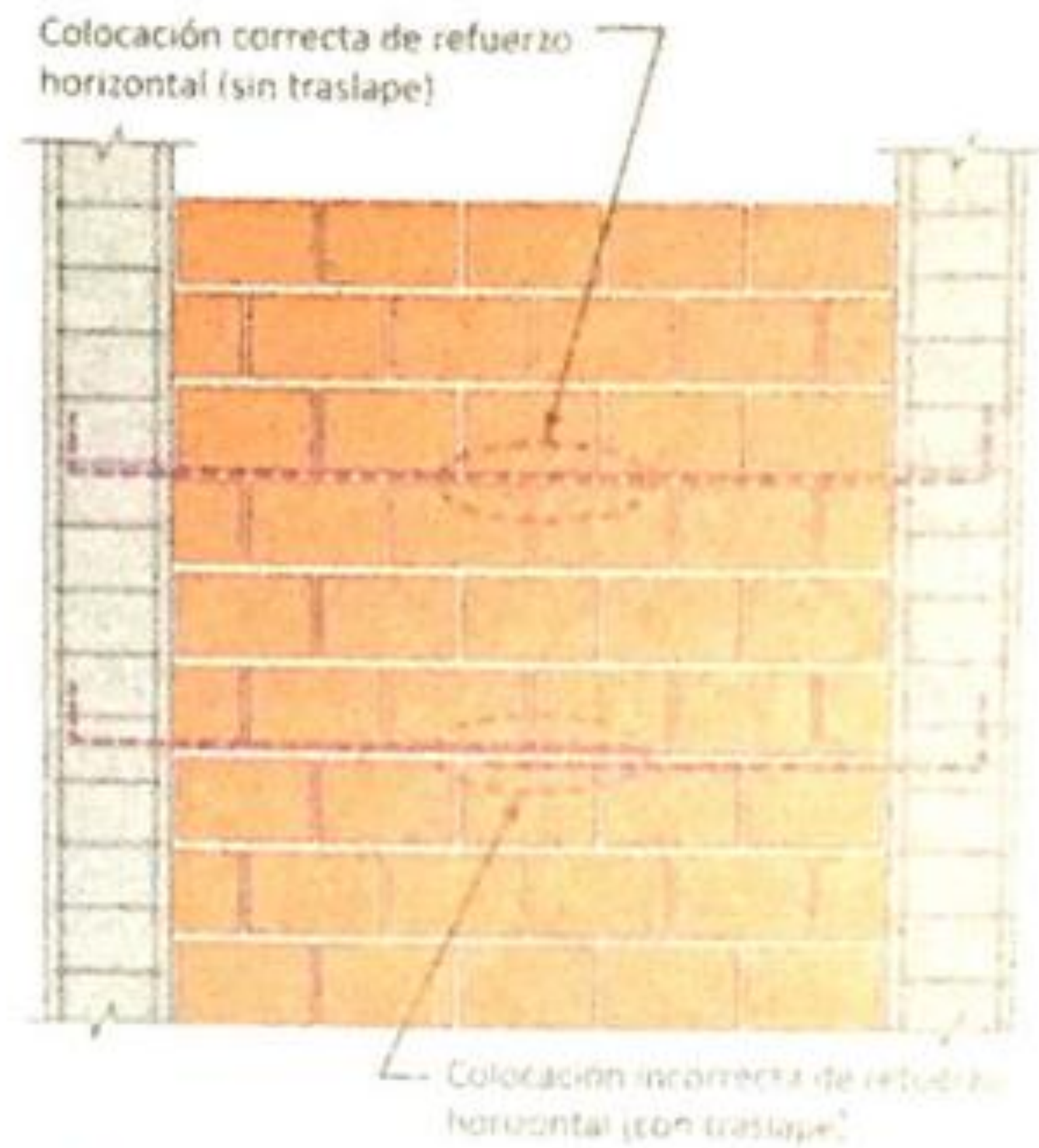


Figura 8.35 Refuerzo horizontal continuo y anclado en los castillos.

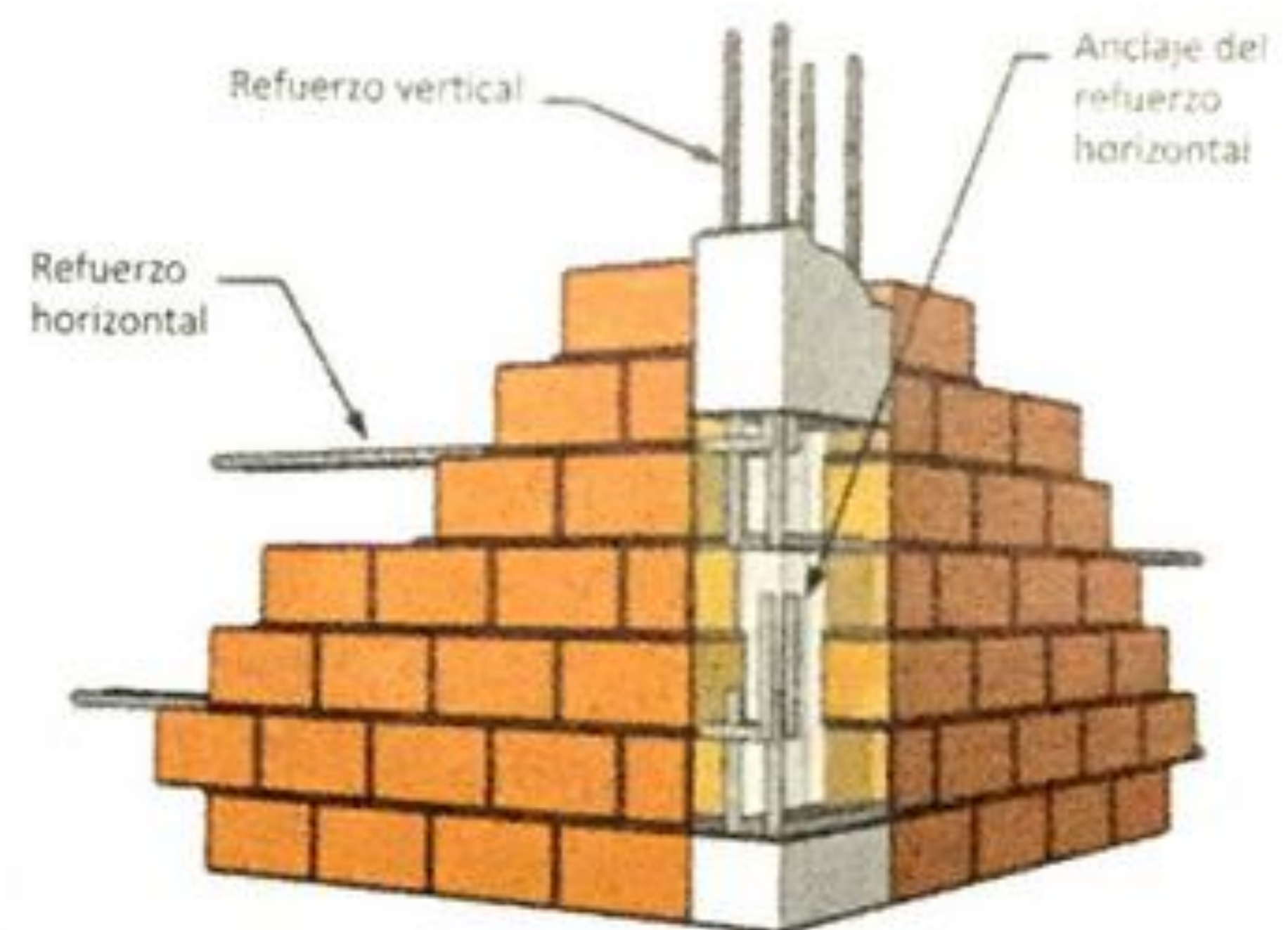


Figura 8.36 Trasape de refuerzo horizontal en el castillo de muros perpendiculares.

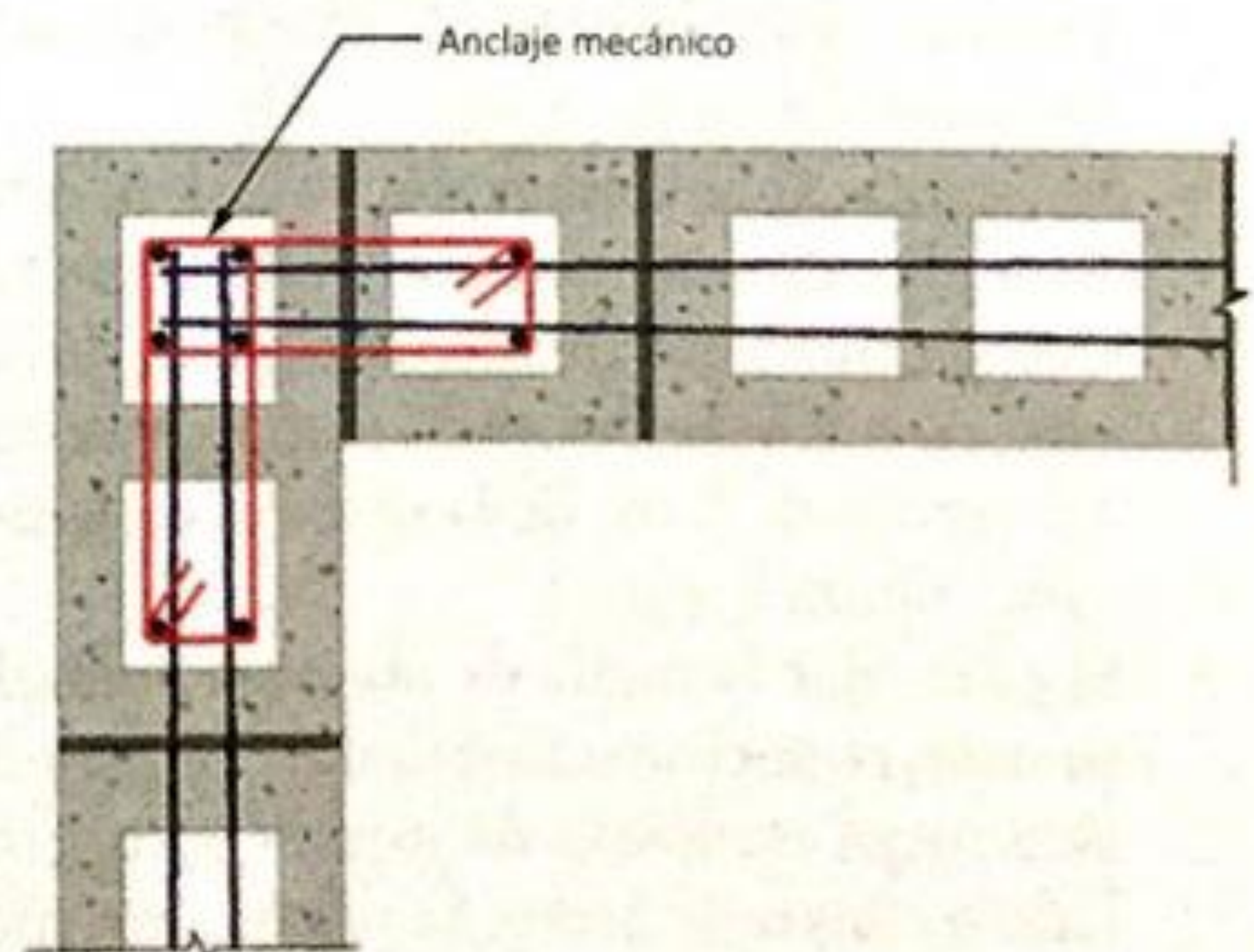


Figura 8.37 Colocación del refuerzo horizontal.

- Colocarlos en hiladas diferentes.
 - Se debe anclar con dobleces a 90 grados en el plano vertical en los castillos o celdas. Para muros muy largos, el refuerzo horizontal se podrá hacer por tramos anclado en los castillos intermedios, ya sean exteriores o interiores (figura 8.15). El doblez del gancho se colocará verticalmente dentro del castillo o celda rellena lo más alejado posible de la cara del castillo o de la pared de la celda rellena en contacto con la mampostería (figura 8.38).
 - Se puede anclar dos o más barras o alambres en el mismo castillo o celda que refuercen muros colineales o transversales.
 - En muros de piezas huecas, el refuerzo horizontal debe colocarse fuera de las zonas macizas de las piezas y simultáneamente evitar la interferencia con el paso de instalaciones. En muros de piezas macizas, el refuerzo podrá colocarse al centro del muro.
6. Mallas de alambre soldado para refuerzo de muros:

Se deberá cumplir con las siguientes especificaciones:

- Las mallas de alambre soldado se deberán anclar a la mampostería, así como a los castillos y dadas, si existen, de manera que puedan alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia (figura 8.39).
- Se aceptará anclar la malla en el concreto; para ello, deben ahogarse cuando menos dos alambres perpendiculares a la dirección de análisis, distando el más próximo no menos de 5 cm de la sección considerada (figura 8.39).
- Si para fijar la malla de alambre soldado se usan conectores instalados a través de una carga explosiva de potencia controlada o clavos de acero, la separación máxima será de 45 cm.

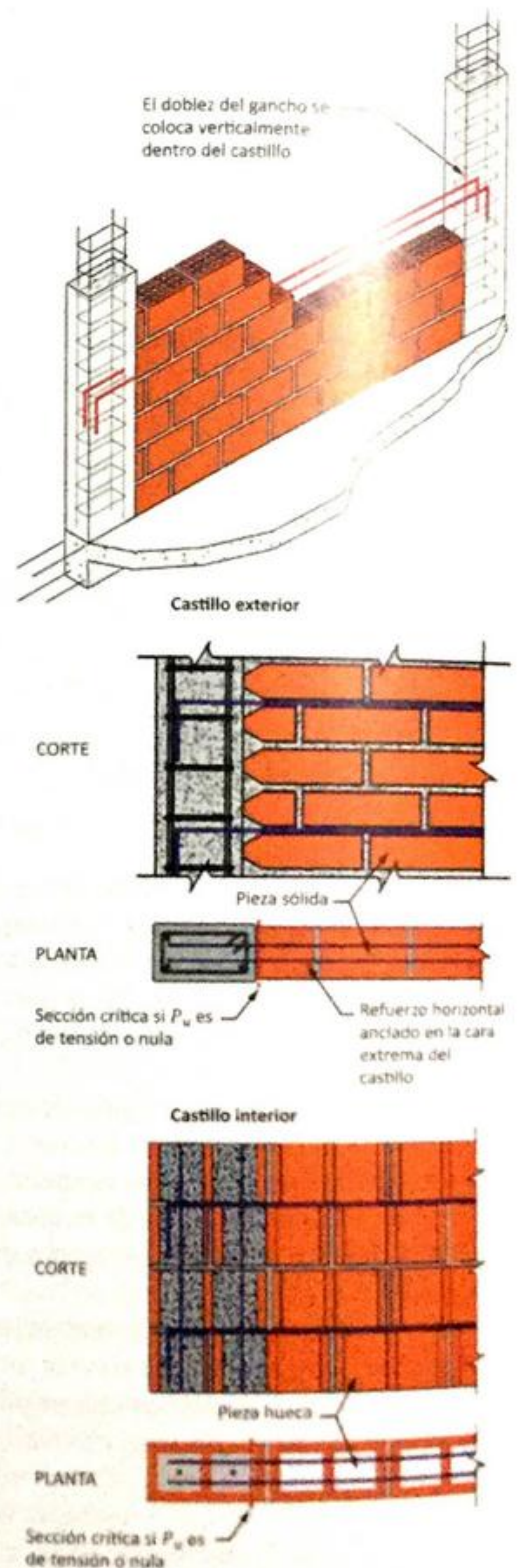


Figura 8.38 Anclaje de refuerzo horizontal

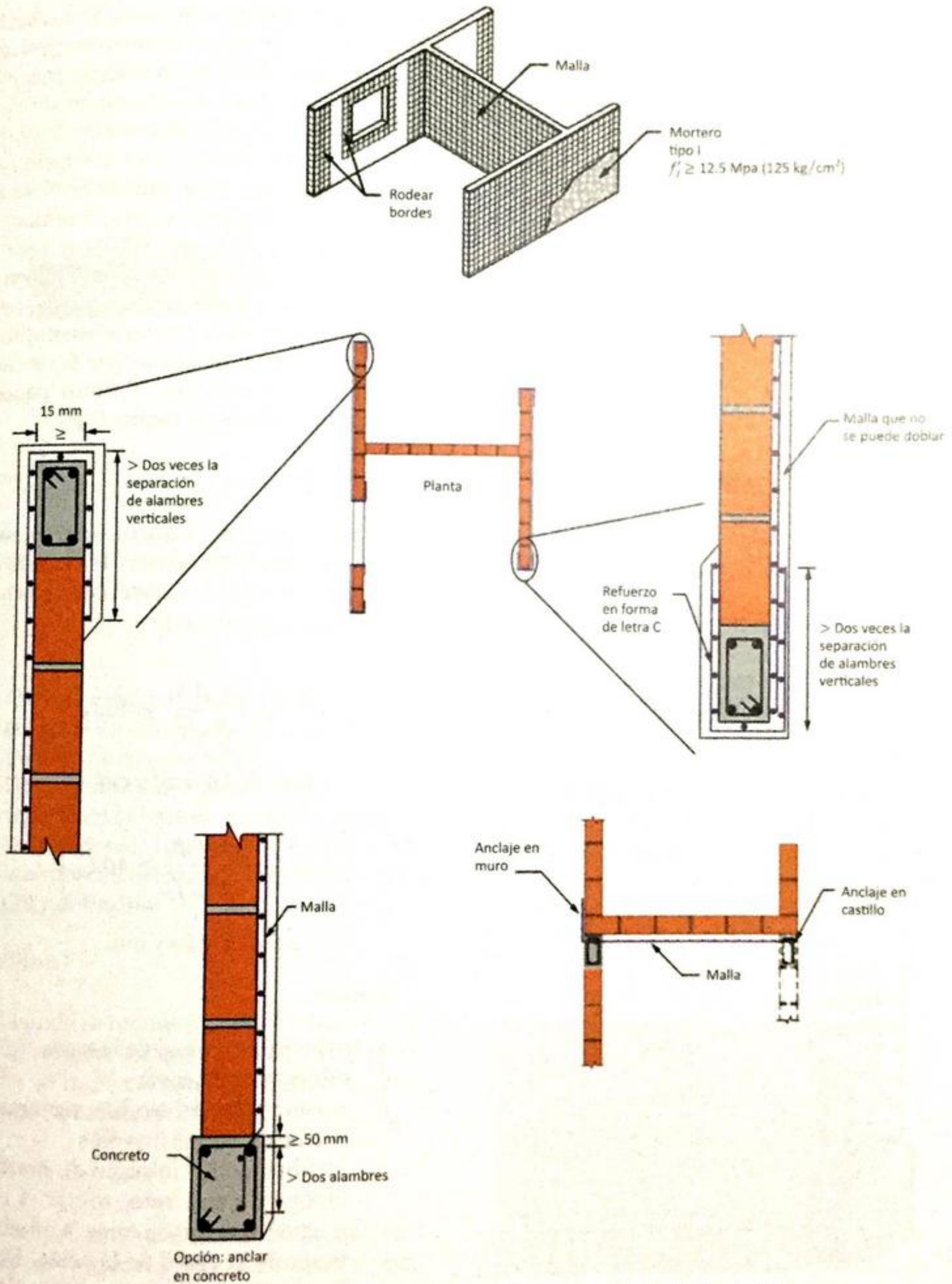


Figura 8.39 Refuerzo con malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero.

- Las mallas deberán rodear los bordes verticales de muros y los bordes de las aberturas.
- Si la malla se coloca sobre una cara del muro, la porción de malla que rodea los bordes se extenderá al menos dos veces la separación entre alambres transversales. Esta porción de malla se anclará de modo que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia (figura 8.39).
- Si el diámetro de los alambres de la malla no permite doblarla alrededor de bordes verticales de muros y los bordes de aberturas, se aceptará colocar un refuerzo en forma de letra C hecho con malla de calibre no inferior al 10 (3.43 mm de diámetro), que se traslape con la malla principal (figura 8.39).
- Se admitirá que la malla se fije en contacto con la mampostería.

8.3.5. Traslape de barras

- No se admite traslapar más de 50% del acero longitudinal de castillos, dadas o refuerzo vertical en una misma sección (figura 8.40).
- La longitud de traslapes, de barras en concreto se determina según lo especificado para concreto reforzado (NTC-DCEC, 2017).

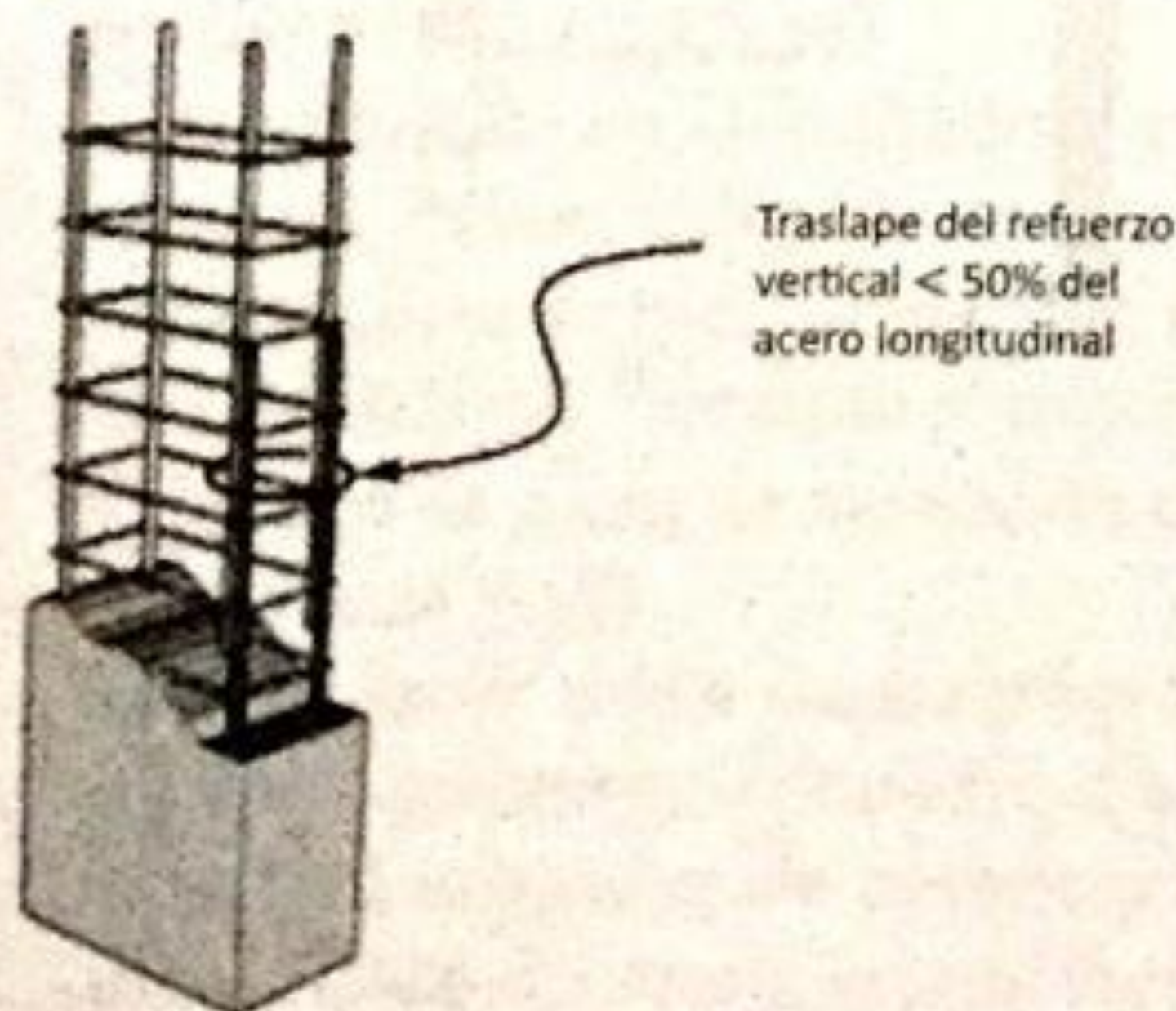


Figura 8.40 Traslape de refuerzo longitudinal.

- No se aceptan uniones de barras soldadas.
- Los traslapes del refuerzo vertical de castillos se ubicarán en el tercio medio de la altura del entrepiso, aunque por razones constructivas, se permiten los traslapes en el tercio inferior, con excepción de la planta baja. En el primer nivel de mampostería de la estructura, el refuerzo longitudinal se podrá traslapar sólo en el tercio medio del entrepiso y los estribos, en toda la longitud de traslape, tendrán una separación menor o igual que $h_c/2$, siendo h_c la dimensión de la sección del castillo que confina al muro, paralela al plano del mismo (figura 8.41).

1. Piezas huecas:

- La longitud de traslape de barras en el interior de piezas rellenas de mortero o concreto de relleno, se determina con base en la siguiente ecuación:

$$L_t = 0.49 \frac{d_b^2 f_y \beta_1}{\beta_2 \sqrt{f_j}} \geq 40 d_b; \quad (8.11)$$

usando kg/cm^2 y cm

$$\left(L_t = 1.56 \frac{d_b^2 f_y \beta_1}{\beta_2 \sqrt{f_j}} \geq 40 d_b \right)$$

usando MPa y mm

Donde:

- d_b diámetro nominal de la barra
- f_y esfuerzo de fluencia
- $\beta_1 = 1$ en barras del No. 5 o menores,
 $= 1.3$ para barras mayores
- β_2 recubrimiento mínimo de mortero; en bloque de concreto, tomar el recubrimiento del mortero más la mitad del espesor de la pared de la pieza. Este valor en ningún caso se tomará mayor de $5 d_b$
- f_j resistencia a compresión del mortero

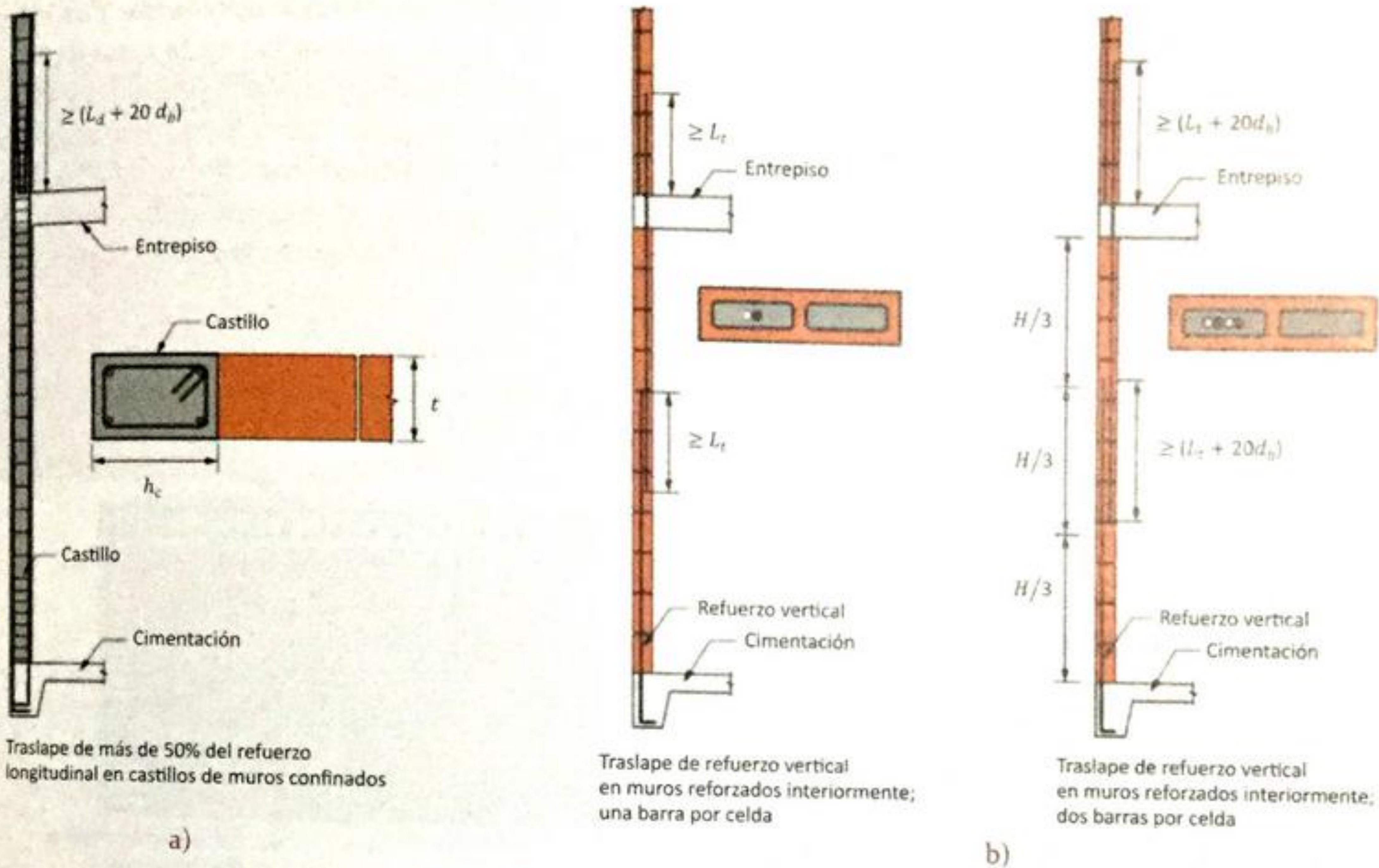


Figura 8.41 Longitudes de traslape de barras.

- Cuando existan más de una barra en una celda, se incrementará la longitud de desarrollo calculada en $20d_b$.
- No se permitirán traslapes en el refuerzo vertical en la base de muros de mampostería reforzada interiormente a lo largo de la altura calculada de la articulación plástica por flexión.

2. Castillos:

- Cuando se requiera traslapar más de 50% del refuerzo en una sola sección del castillo, se incrementará la longitud de traslape calculada en $20d_b$ (figura 8.41).

3. Mallas de alambre:

- Las mallas de alambre soldado deberán ser continuas a lo largo del muro. Por ningún motivo se permite traslapar la malla verticalmente.

- En la altura del muro se permite el traslape longitudinal en una distancia mayor a 3 veces la separación de los alambres horizontales (figura 8.42).
- El traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen, no será menor que dos veces la separación entre alambres transversales más 5.0 cm.

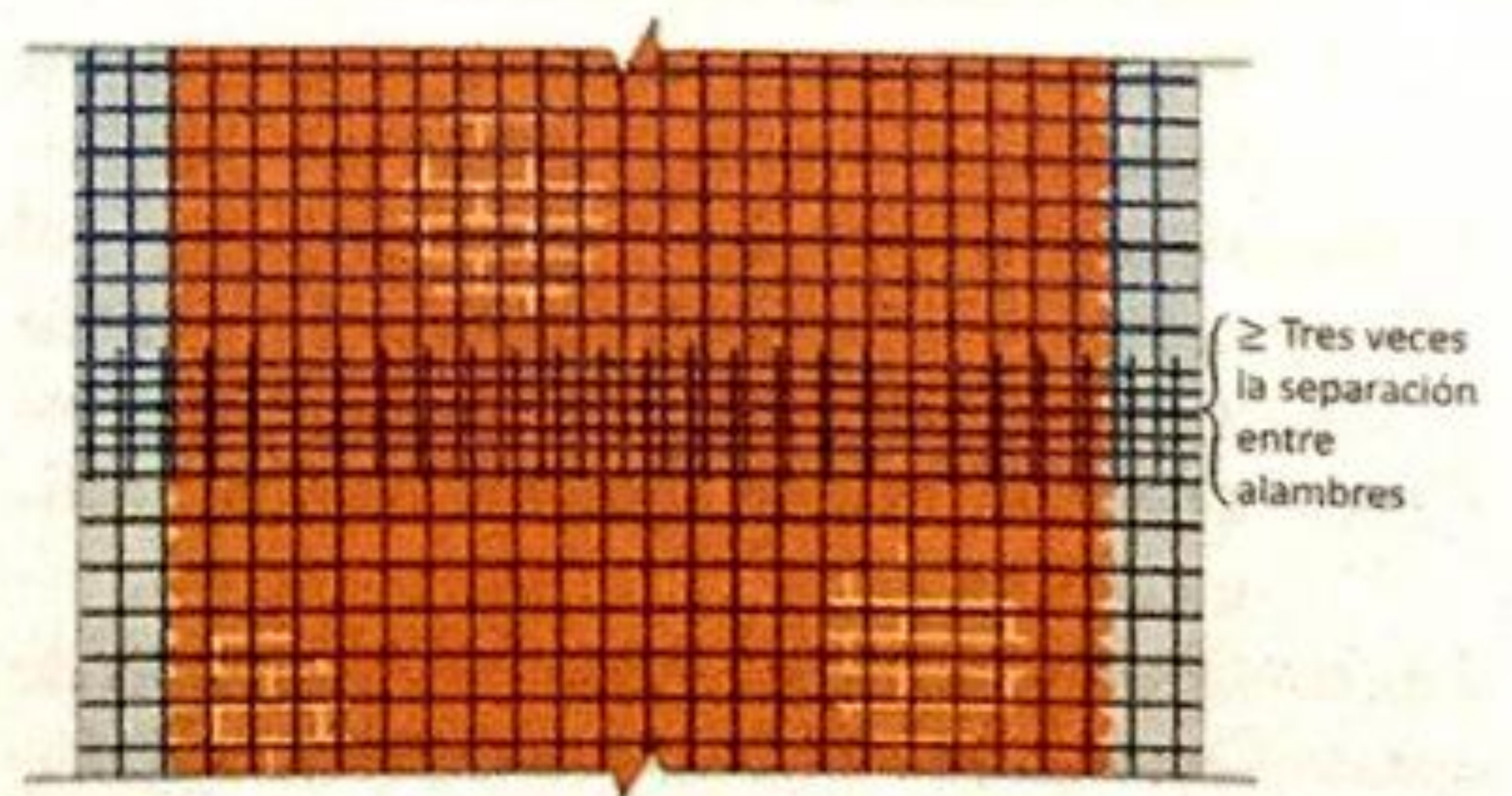


Figura 8.42 Traslape longitudinal de mallas de alambre.

8.3.6. Tuberías y ductos

- Los ductos y tuberías se deberán colocar sin afectar la resistencia del muro. Es muy importante que en los planos estructurales y en las especificaciones de obra, se defina claramente la colocación de las instalaciones hidrosanitarias y eléctricas (figura 8.43).
- Solamente se permite ranurar muros con piezas macizas o huecas con relleno total. Los muros contruidos con piezas multi-perforadas, no podrán ser ranurados.
- En mamposterías de piezas macizas o huecas con relleno total, se admitirá ranurar el muro para alojar las tuberías y ductos siempre que:
 - La profundidad de la ranura no exceda de la cuarta parte del espesor de la mampostería del muro ($t/4$).
 - El recorrido sea vertical.
 - El recorrido no sea mayor que la mitad de la altura libre del muro ($H/2$).
- En muros con piezas huecas no se podrán alojar tubos o ductos en celdas con refuerzo.
- Las celdas con tubos y ductos deberán ser rellenas con concreto o mortero de relleno.
- No se permite colocar tuberías ni ductos en castillos que tengan función estructural, ya sea exteriores o interiores, o en celdas reforzadas verticalmente.
- En caso de que se requiera colocar ductos hidráulicos a toda la altura con dimensiones mayores a la cuarta parte del muro, se colocarán castillos en el borde y se deberán considerar como muros independientes en el análisis y diseño (figura 8.44).
- Es más importante que la colocación de ductos, ya sea eléctricos o hidrosanitarios, no afecte la capacidad estructural

del sistema de mampostería. Por ejemplo, como alternativa en la zona de la cocina se puede colocar a paso del muro, o en la esquina entre dos muros (figura 8.44), cubriéndolos con tablarroca. El proyecto estructural debe hacerse en coordinación con el hidrosanitario y con

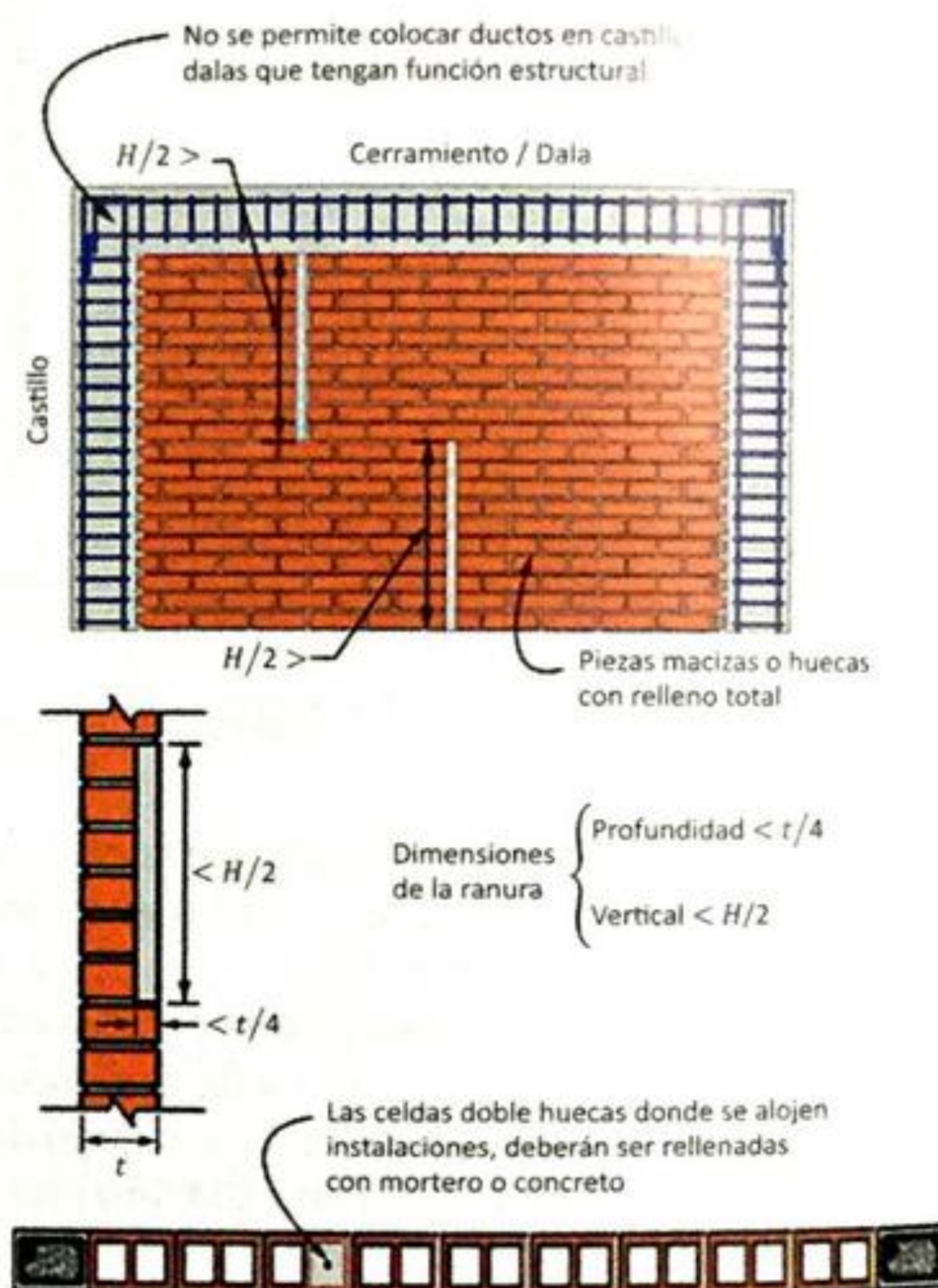


Figura 8.43 Colocación de instalaciones.

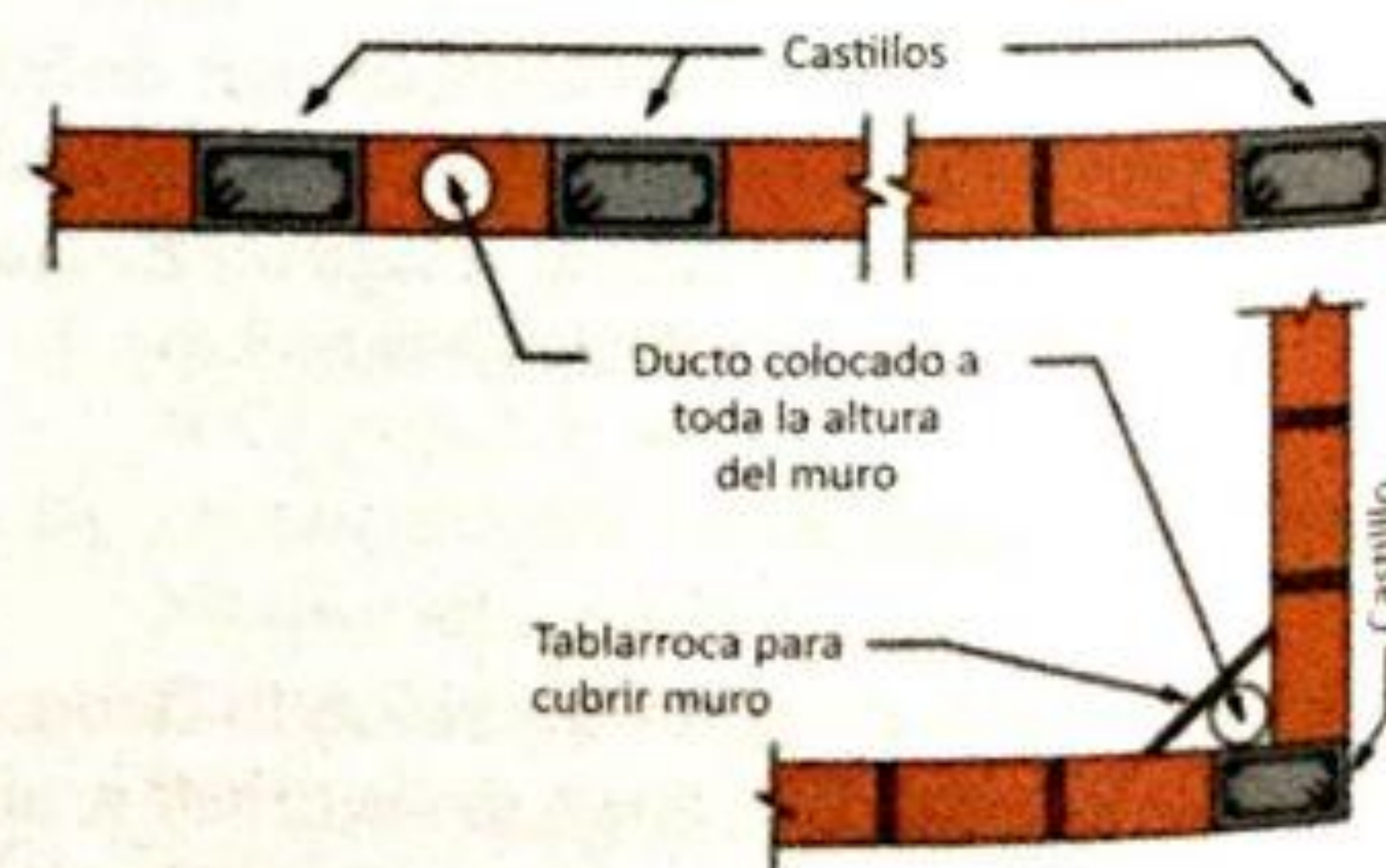


Figura 8.44 Colocación de ductos hidráulicos.

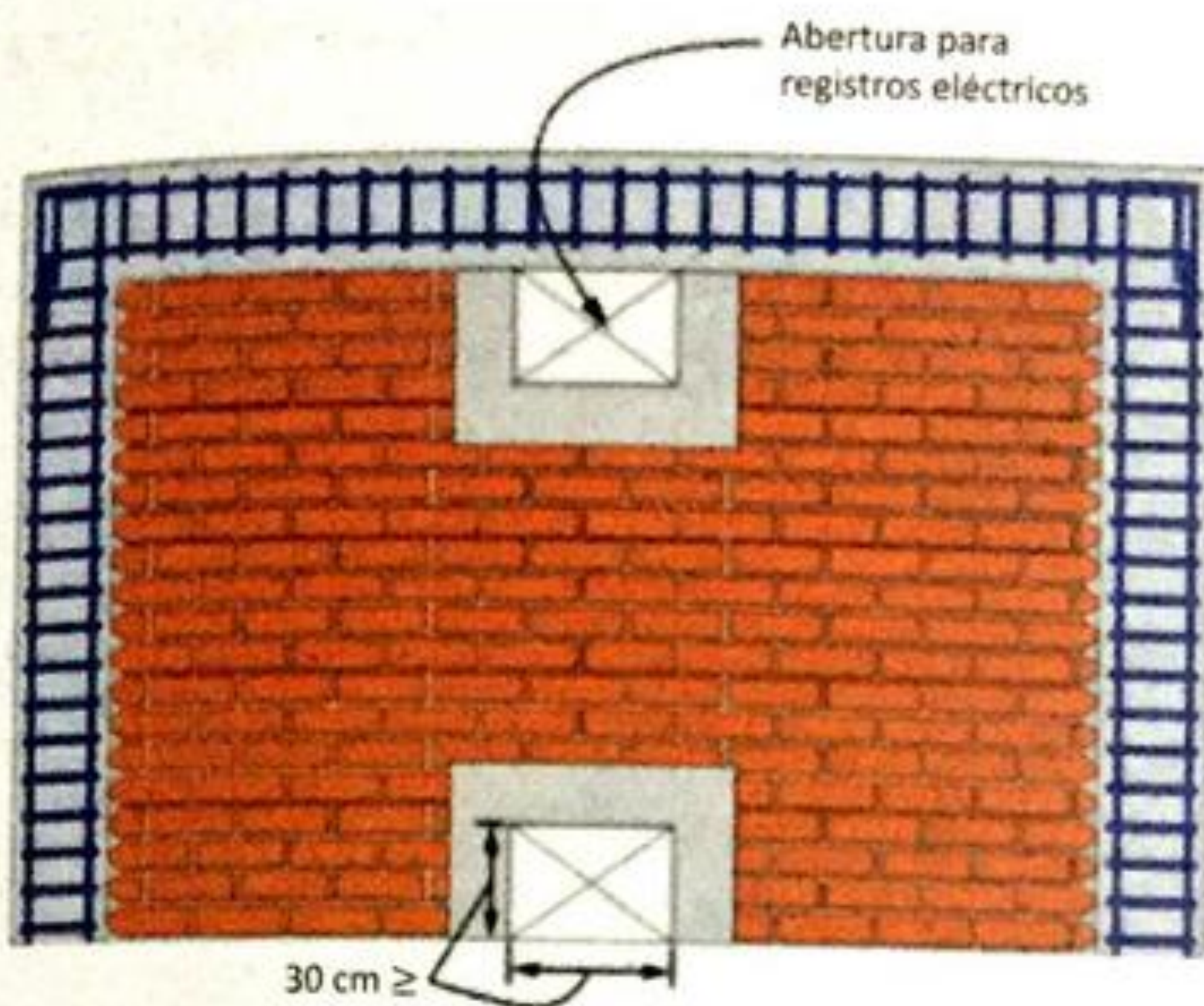


Figura 8.45 Ubicación de cajas de registro.

el eléctrico, de tal forma de tomar en cuenta en el diseño estructural todas las afectaciones.

- Solamente se permite colocar cajas de apagadores y/o contactos de dimensiones no mayores a 15 cm.
- Cuando se requiera colocar cajas o registros con dimensiones mayores, se deberá reforzar como si fuese una abertura siguiendo las recomendaciones correspondientes y garantizando que no se afecte la resistencia del muro. Se deberán ubicar en la parte central y superior del muro (figura 8.45).

8.3.7. Requisitos adicionales

1. Muros:

- Todos los muros que se intersecten o crucen, deberán anclarse o ligarse entre sí, salvo que se tomen precauciones que garanticen su estabilidad y buen funcionamiento.
- En muros reforzados con mallas de alambre soldado y recubrimiento de mortero, la superficie deberá estar saturada y libre de materiales que afecten la adherencia del mortero.

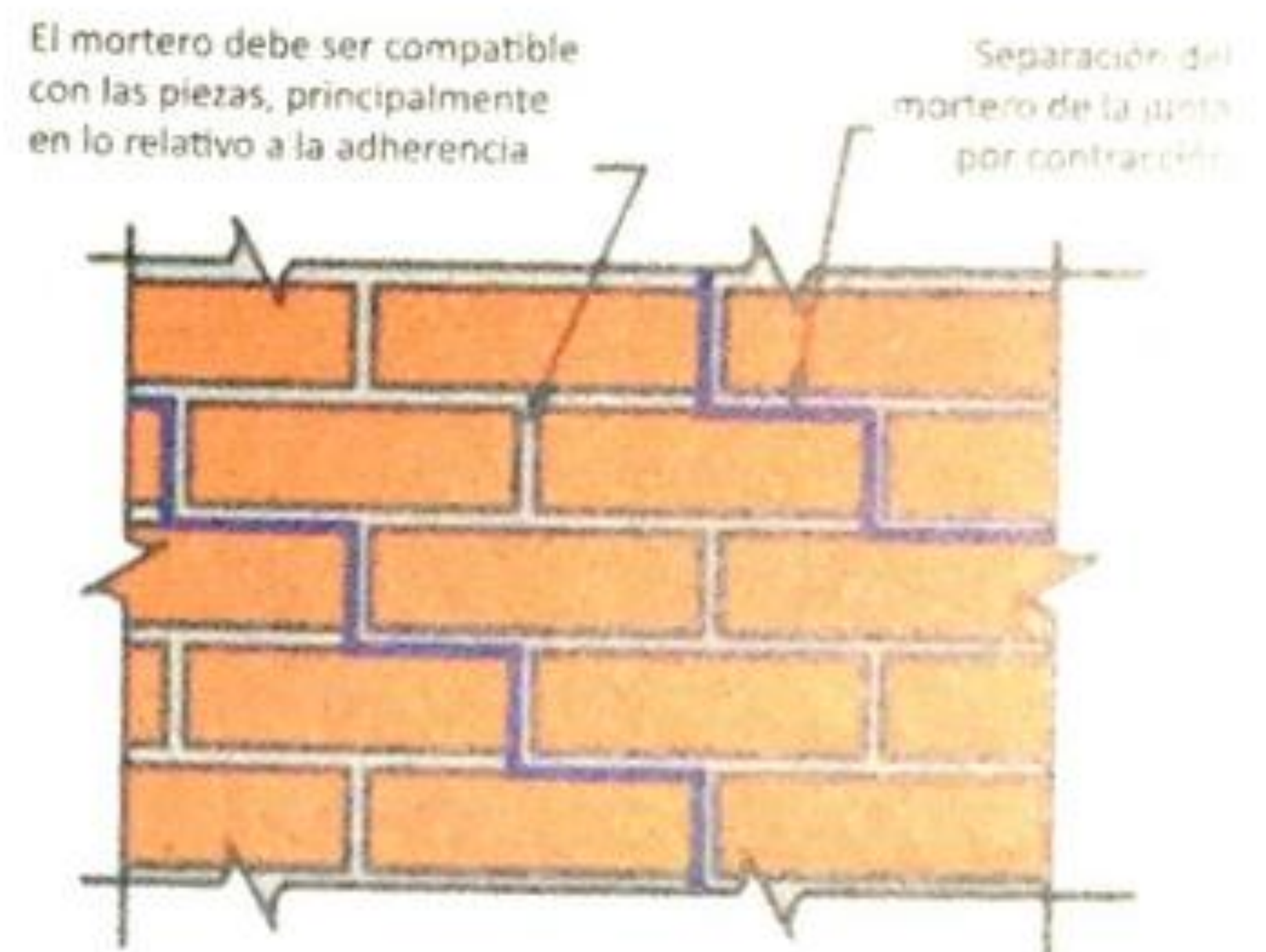


Figura 8.46 Garantizar la compatibilidad de la pieza y el mortero.

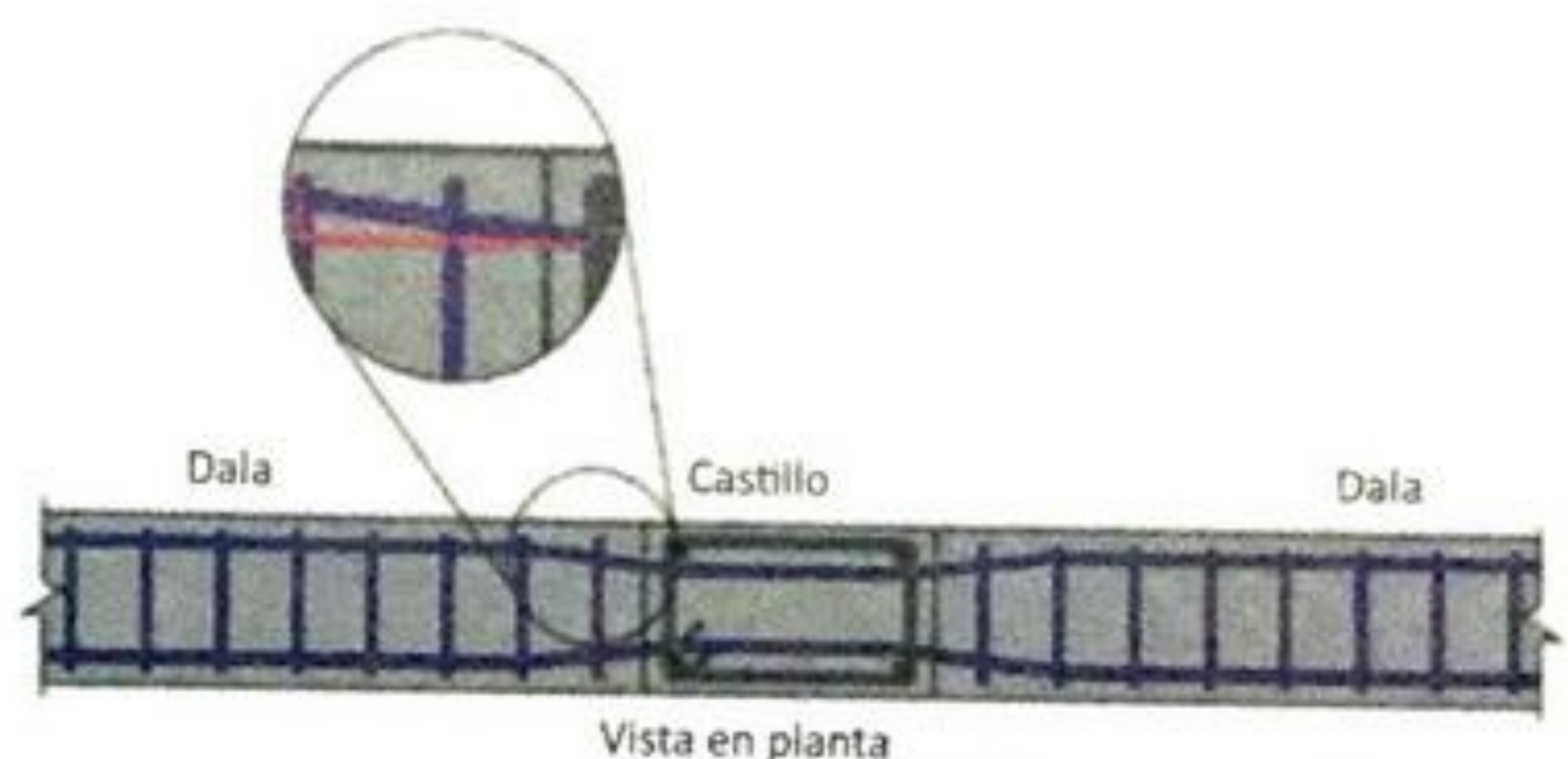


Figura 8.47 Interferencia entre dala y castillo.

2. Piezas:

- Se deberá verificar la compatibilidad del mortero con la pieza de tal forma, que se garantice una plena adherencia y se evite la contracción excesiva del mortero tal que se separe la pieza (figura 8.46).

3. Barras de refuerzo:

- En caso de haber interferencia entre el acero longitudinal de la dala y del castillo, el de la dala se desviará con pendiente 1 a 10 para pasarlo por el núcleo del castillo (figura 8.47).
- En caso de utilizar armados prefabricados (ARMEX), el anclaje se hará de acuerdo con el detalle mostrado en la figura 8.48.

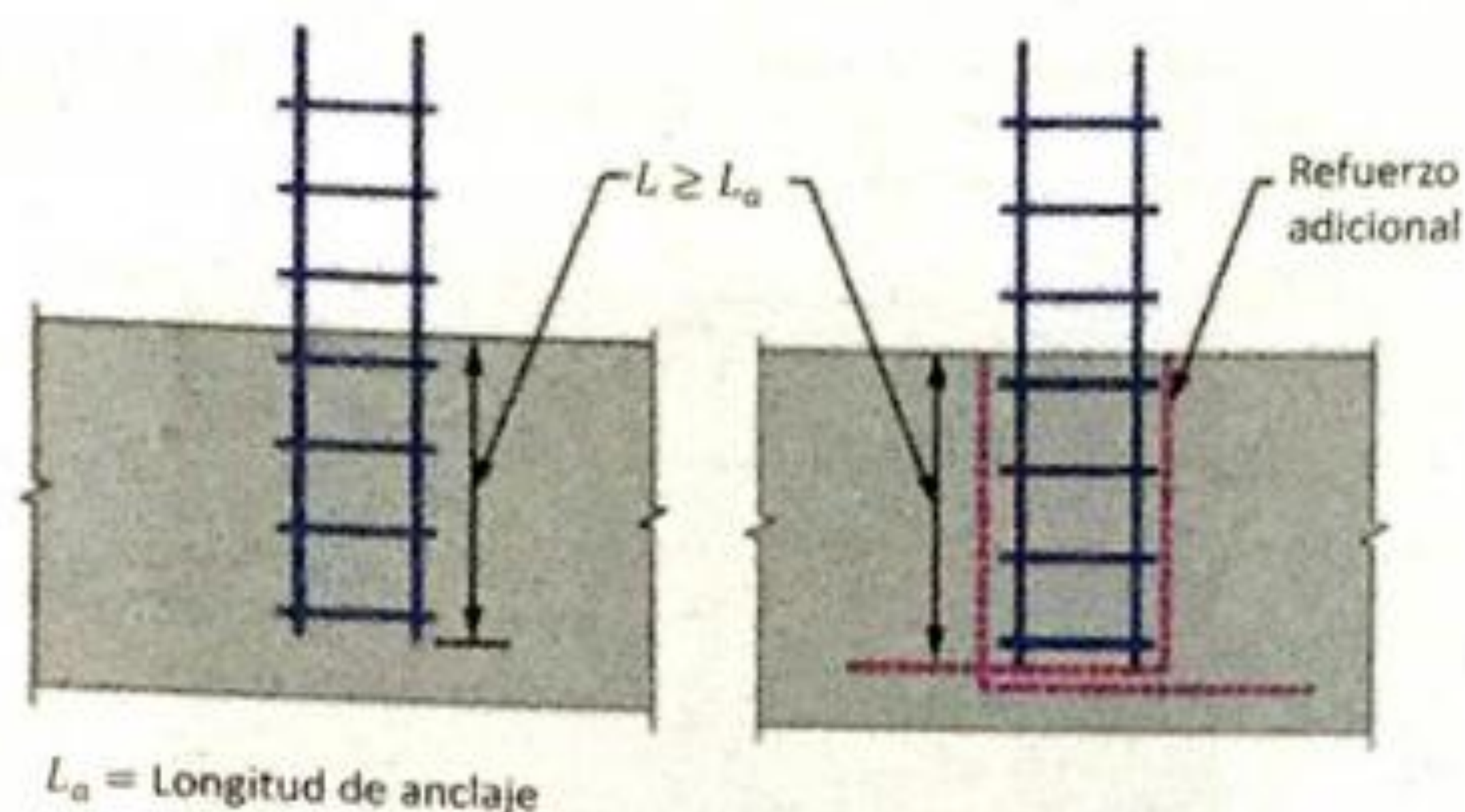


Figura 8.48 Anclaje en armaduras prefabricadas (ARMEX).

4. Mortero y concreto:

- El mortero debe ser diseñado con el propósito de obtener el óptimo en sus propiedades, tales como:
 - Resistencia
 - Trabajabilidad
 - Adherencia con la pieza
 - Durabilidad
 - Mínima contracción
- Se deberán diseñar el mortero y el concreto de modo que se minimicen la contracción y la compatibilidad con las piezas utilizadas.
- El mortero deberá tener la trabajabilidad adecuada, de tal forma que (capítulo 2):
 - Se pueda colocar fácilmente entre las juntas y las hendiduras de la pieza.
 - Pueda soportar el peso de la pieza.
 - Las piezas se puedan alinear fácilmente.
 - Se le pueda dar el acabado deseado a la junta.
 - Para el caso de piezas multiperforadas, que penetre en los alveolos.

5. Sistemas de piso:

- La transmisión de fuerzas y momentos internos entre los muros y los sistemas de

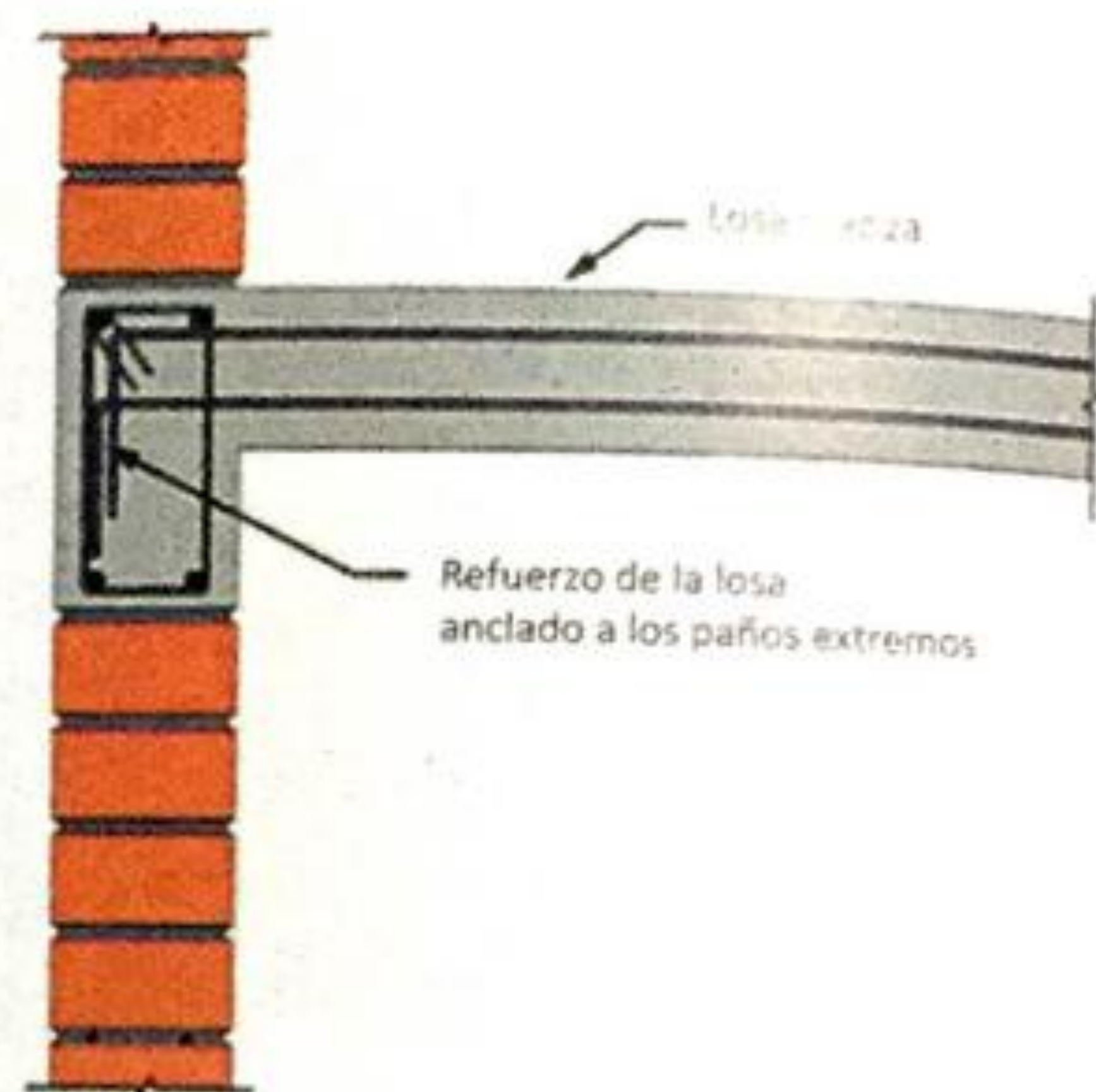


Figura 8.49 Anclaje del refuerzo de losa.

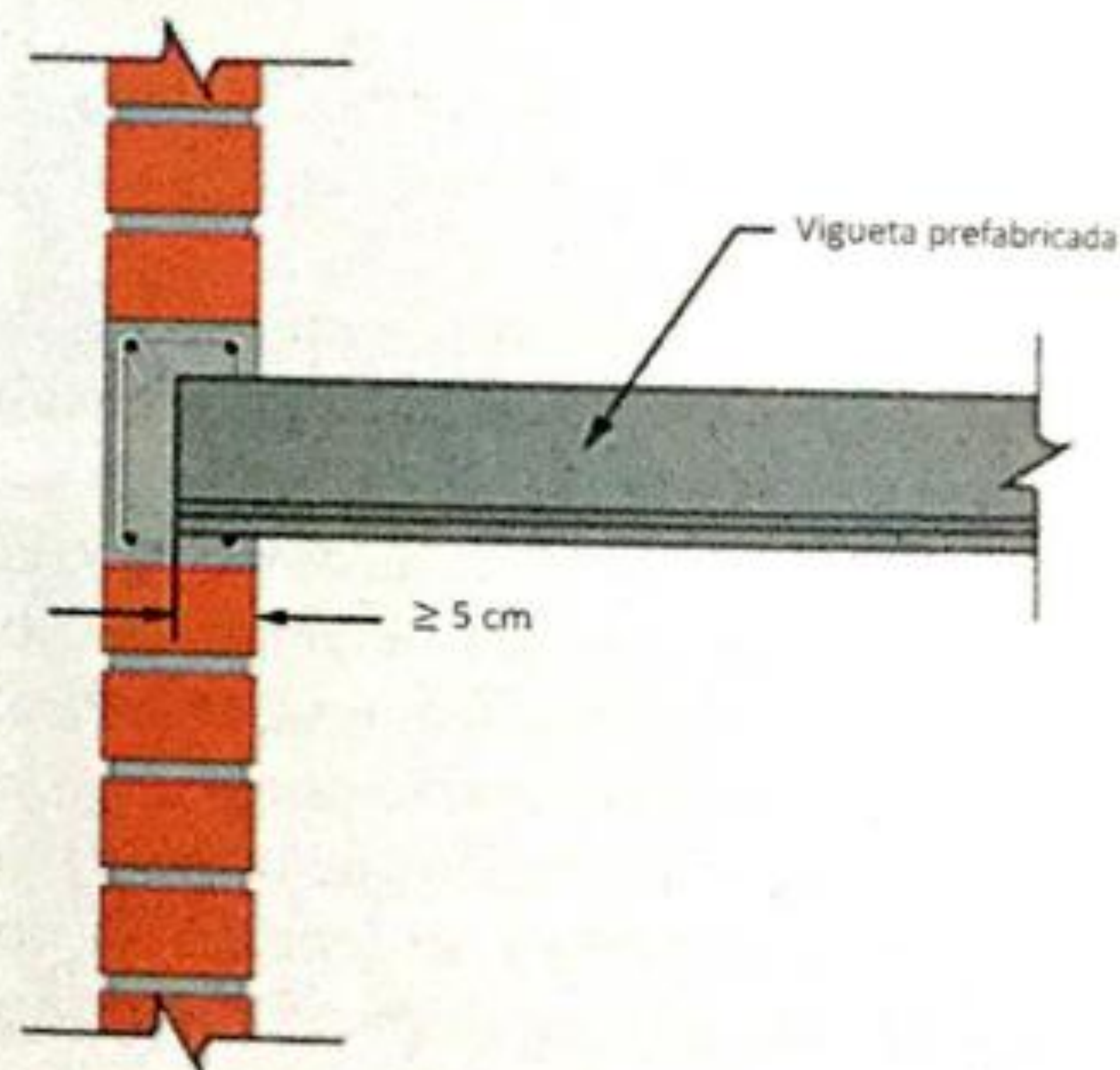


Figura 8.50 Colocación de vigueta y bovedilla.

piso y techo, no deberá depender de la fricción entre los elementos.

- Losa maciza. El armado de la losa deberá anclarse en los cerramientos de acuerdo con las longitudes de anclaje (figura 8.49), de modo que pueda alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia a la tensión.
- Vigueta y bovedilla. La vigueta debe apoyarse al menos 5 cm en el cerramiento, y la bovedilla 1.5 cm (figura 8.50). En ningún caso las bovedillas y las viguetas deberán obstruir el paso de las dalas de confinamiento.

8.3.8. Inspección durante la construcción

Durante la construcción de muros de mampostería, se revisará que los siguientes puntos se cumplan:

1. Piezas:

- Que sean del tipo y tengan la calidad especificados en los planos de construcción.
- Que las de arcilla estén sumergidas en agua al menos 2 horas antes de su colocación.
- Que las de concreto estén secas y que se rocíen con agua justo antes de su colocación.
- Que estén libres de polvo, grasa, aceite o cualquier otra sustancia o elemento que reduzca la adherencia o dificulte su colocación.

2. Refuerzo:

- Que las barras de refuerzo sean del tipo, diámetro y grado indicados en los planos de construcción.
- Que el refuerzo longitudinal de castillos y el interior del muro estén libres de polvo, grasa o cualquier otra sustancia que afecte la adherencia, y que su posición de diseño esté asegurada durante el colado.
- Que no se traslape más de 50% del acero longitudinal de castillos, dalas o refuerzo vertical en una misma sección.
- Que el refuerzo horizontal sea continuo en el muro, sin traslapes, y anclado en los extremos con ganchos a 90 grados en el plano del muro.
- Que en muros reforzados con malla soldada de alambre, los conectores de anclaje estén firmemente instalados en la mampostería y concreto, con la separación señalada en los planos de construcción.

3. Muros

- Que el aparejo sea cuatrapiado.
- Que los bordes verticales de muros confinados exteriormente estén dentados o que cuenten con conectores o refuerzo horizontal (sección 8.3.2).
- Que el desplomo del muro no exceda de $0.004 H$ ni de 1.5 cm.
- Que los muros transversales de carga que lleguen a tope, estén conectados con el muro ortogonal (figura 8.22).
- Que las aberturas en muros estén reforzadas o confinadas en sus bordes (figura 8.12).
- Que los pretilas cuenten con castillos y dalas o refuerzo interior (figura 8.14).

4. Mortero y concreto:

- Que el mortero no se fabrique en contacto con el suelo o sin el control de la dosificación.
- Que el relleno de los huecos verticales en piezas huecas, se realice a la altura máxima especificada en los planos.
- Que las juntas verticales y horizontales estén totalmente rellenas de mortero.
- Que si se usan tabiques multiperforados, el mortero penetre en las perforaciones la distancia indicada en los planos y en las especificaciones, pero no menos de 1 cm.
- Que el espesor de las juntas no exceda el valor indicado en los planos de construcción.
- Que en castillos interiores, el concreto o mortero de relleno haya penetrado completamente sin dejar huecos.
- Que en muros hechos con tabique multiperforado y piezas huecas (estas últimas para alojar instalaciones o castillos interiores), las piezas huecas estén llenas con concreto o mortero de relleno.

8.4. Nomenclatura

A_s	Área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala.
a_s	Área transversal de una barra.
A_{sc}	Área del acero de los estribos.
A_{st}	Área de acero de dispositivos o conectores de muros transversales.
A_{tr}	Área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan.
c	Separación o recubrimiento.
d_b	Diámetro de la barra de refuerzo.
f'_c	Resistencia a compresión del concreto del castillo y dala.
f_j	Resistencia a compresión del mortero.
f'_m	Resistencia a compresión para diseño de la mampostería.
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
f_{yh}	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo horizontal o malla de alambre.
f_{yv}	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo vertical.
H	Altura libre del muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral.
h_c	Dimensión de la sección del castillo o dala que confina a un muro paralela al plano del mismo.

K_{tr}	Índice de refuerzo transversal.
L	Longitud efectiva del muro.
L_d	Longitud de desarrollo de una barra de refuerzo recta a tensión.
L_{db}	Longitud básica de desarrollo.
L_t	Longitud de traslape de barras.
n	Número de barras longitudinales en el plano potencial de agrietamiento.
p_h	Porcentaje de acero de refuerzo horizontal.
q	Cuantía de refuerzo.
s	Separación de los estribos.
s_h	Separación del refuerzo horizontal.
t	Espesor de la mampostería del muro.
v_m^*	Resistencia de diseño en compresión diagonal.
V_{mR}	Fuerza cortante de diseño que toma la mampostería.
V_{sR}	Fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo horizontal.
β_1	= 1 en barras del No. 5 o menores, = 1.3 para barras mayores.
β_2	Recubrimiento mínimo de mortero; en bloque de concreto, tomar el recubrimiento del mortero más la mitad del espesor de la pared de la pieza. Este valor en ningún caso se tomará mayor de $5 d_b$.

8.5. Referencias

- Aguilar, G., Cano, G. & Alcocer, S. (1994). "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería ante cargas laterales." *Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural* (págs. 66-74), Zacatecas, Zac.: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Alcocer, S. (1997). "Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión." *Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* (págs. 164-191), México.
- Álvarez, J. & Alcocer, S. (1994). "Influencia del refuerzo horizontal y de la relación de aspecto en muros de mampostería confinada." *Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. 2, págs. 815-825, Zacatecas, Zac.: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Meli, R. (1994). "Mampostería estructural, la práctica, la investigación y el comportamiento observado en México." En *Cuaderno de Investigación No. 17*. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.

NTC-DCEC (15 de diciembre del 2017). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto." *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (220 Bis), 372-566.

NTC-DCEM (15 de diciembre del 2017). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería." *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (220 Bis), 614-688.

NTC-DS (15 de diciembre del 2017). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo." *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (220 Bis), 44-83.

Zepeda, J. J. (2017). "Comportamiento ante sismos de muros de tabique perforado y arcilla cocida de arcilla." *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, págs. 587-597. Veracruz, Ver.: Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

CAPÍTULO 9

Construcción de estructuras de mampostería

JAVIER CESÍN FARAH (SMIE-UNIVERSIDAD LA SALLE)

FRANCISCO FLORES CRUZ (SMIE-UNAM)

OSCAR DE LA TORRE RANGEL (SMIE)

9.1. Aspectos generales 9.2. Elementos del muro
9.3. Aparejos 9.4. Trabajos previos 9.5. Cimentación
9.6. Construcción de muros 9.7. Vanos en puertas y ventanas
9.8. Techos 9.9. Supervisión y control de calidad
9.10. Programación de obra 9.11. Referencias

9.1. Aspectos generales

La calidad y resistencia de una estructura de mampostería, dependen notablemente de la forma en que se construye.

Su característica básica es la diversidad de elementos que la componen y, por tanto, es esencial garantizar la unión entre éstos y que el trabajo en conjunto sea adecuado.

Sin embargo, no es posible concebir a un inmueble de mampostería como una simple suma de muros y losas, sino que constituye todo un sistema que permite tanto el uso interior mediante los espacios libres, como su interacción con el entorno, ya sea el suelo o las construcciones vecinas.

Este capítulo trata de detalles básicos para ser contemplados en obra, como: la colocación de piezas de mampostería, la unión de muros y su desplante, la protección de huecos, la supervisión en obra, etcétera.

9.1.1. Elementos de una estructura de mampostería

Los elementos básicos de una estructura de mampostería y principales puntos a considerar, son los siguientes:

Cimentación. Constituye el apoyo de la construcción, siendo un eslabón fundamental entre ésta y el suelo.

Los elementos principales de una cimentación son los siguientes:

- *Superficie de desplante:* área que ocupa la cimentación.
- *Contratrabe.* Elemento estructural con la capacidad para resistir la flexión originada por la reacción del suelo.
- *Trabe de liga.* Elemento estructural con la capacidad para resistir el momento flexionante transmitido por las columnas.
- *Zapata.* Elemento base de columna o muro. Puede ser aislada o corrida, así como de lindero o interior (figura 9.1).
- *Pila y pilote.* Elemento para transmitir la carga de columnas a un estrato del sue-

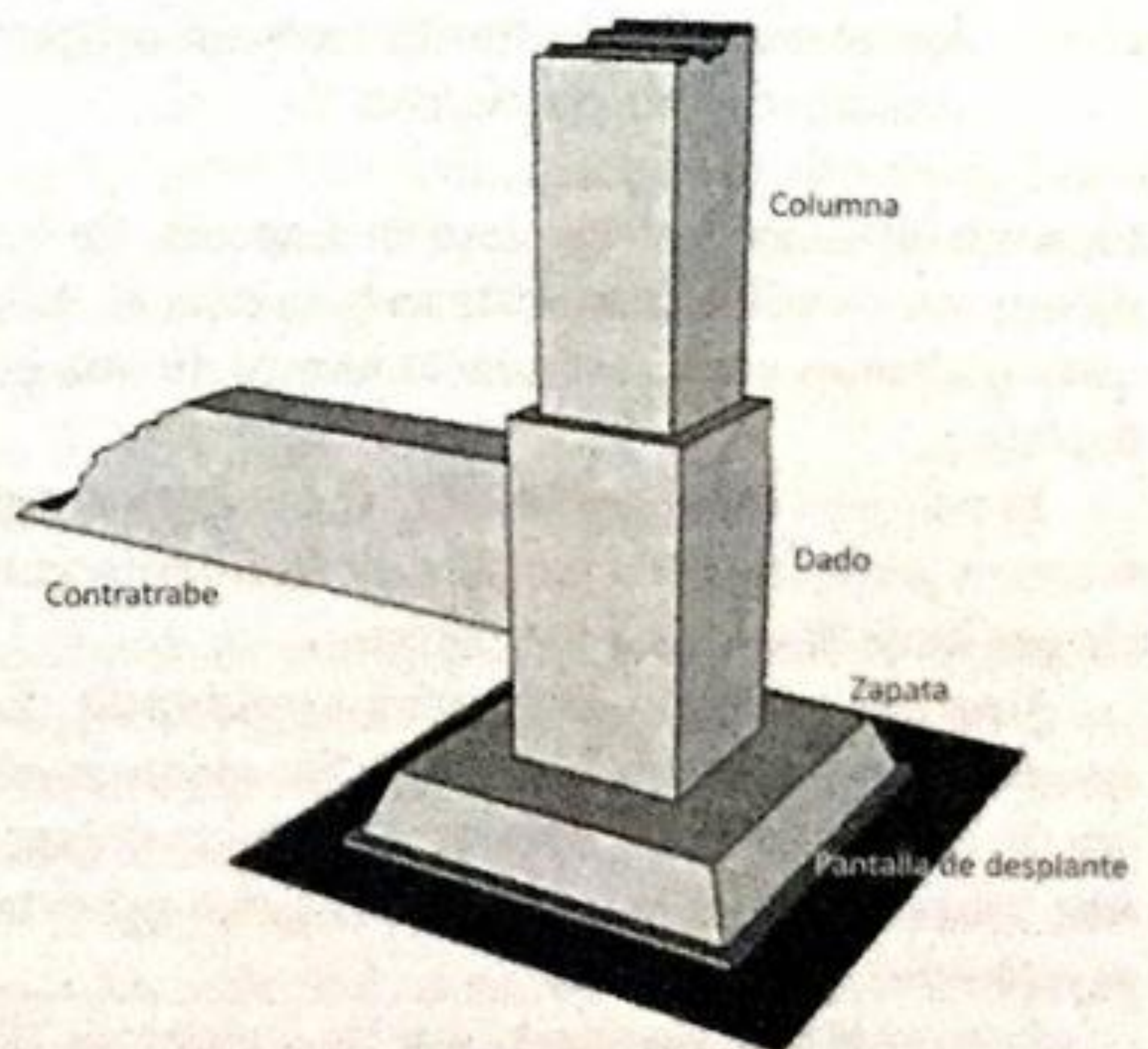


Figura 9.1 Partes que componen una zapata aislada.

lo con mayor resistencia. Se llama pila cuando se cuela en el sitio, y pilote cuando se cuela fuera de su lugar y se hinca posteriormente.

- **Losa de cimentación.** Cuando se emplea una losa para transmitir la carga en lugar de zapatas. Tiene la propiedad de distribuir la carga en una mayor área a la vez que puede provocar mayor asentamiento.

Muros. Son elementos verticales con dos dimensiones sensiblemente mayores que la tercera; constituyen las paredes de la construcción.

Los muros se pueden clasificar como:

- **Muro de carga.** Muro con la función esencial de transmitir la carga vertical al suelo y resistir fuerzas laterales.
- **Muro diafragma.** Muro que contribuye a soportar fuerzas horizontales, inscrito en un marco formado por trabes y columnas, que son parte de una estructura de acero o concreto.
- **Muro confinado.** Muro que se encuentra rodeado de columnas o castillos y dalas o trabes.
- **Muro de relleno.** Muro no estructural con la función de dividir espacios sin proporcionar resistencia alguna.

Es necesario considerar que la función de los muros no es sólo transmitir carga vertical, sino que colaboran en la resistencia lateral de una estructura.

El número y la distribución de los muros, son factores importantes en el comportamiento ante cargas laterales, como los sismos.

Una buena unión entre muros perpendiculares, resulta en un beneficio tanto para la resistencia de cada elemento, debido al arriostramiento que proporciona el otro, como para el comportamiento del conjunto.

Las partes de un muro son las siguientes (figura 9.2):

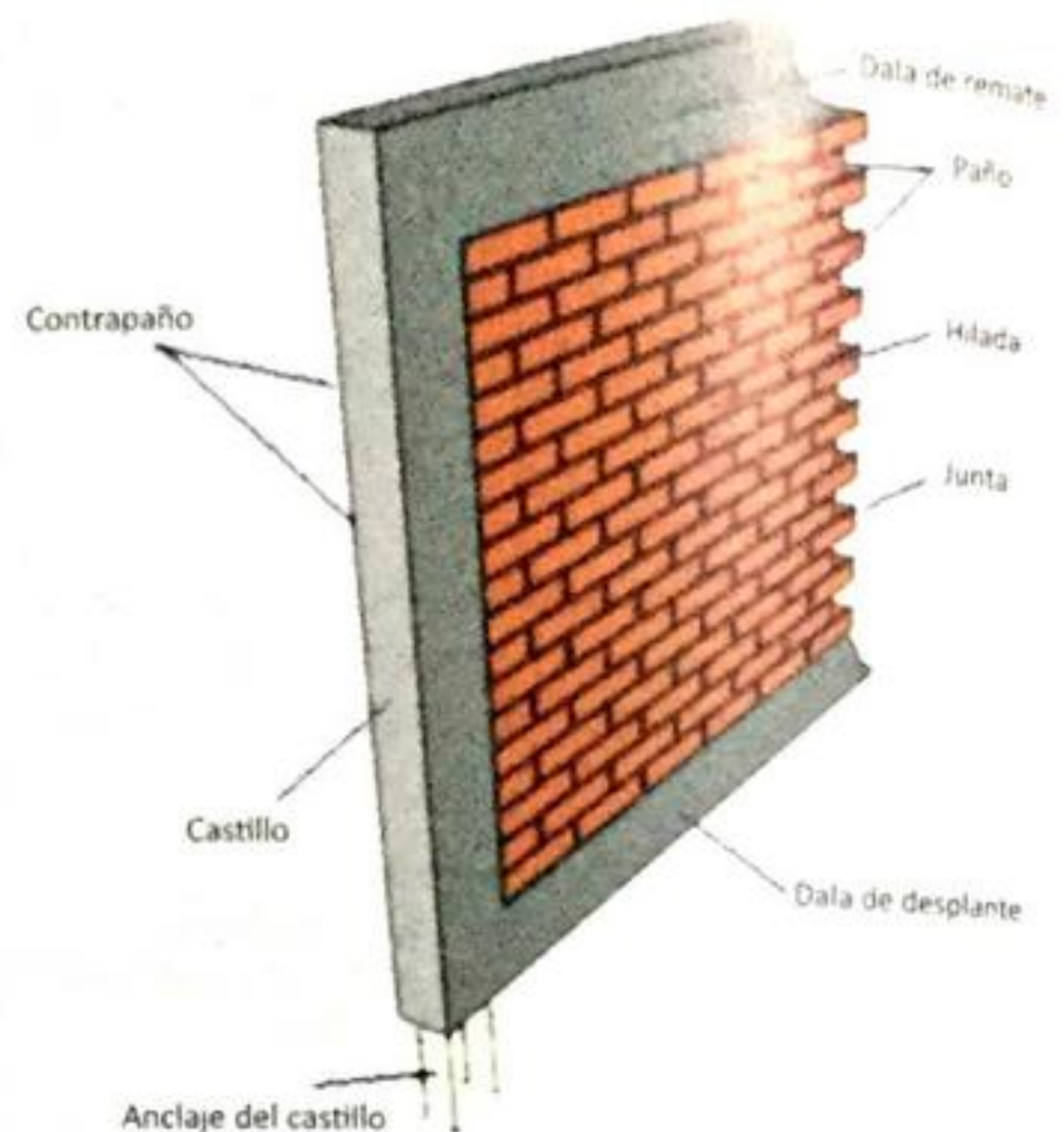


Figura 9.2 Partes que componen un muro de mampostería.

- **Paramento.** Cada una de las dos caras de una pared.
- **Aparejo.** Modo de colocar los tabiques.¹
- **Hilada.** Cada tendido de tabiques:
 - *A soga o a hilo.* La dimensión mayor del tabique es paralela a la mayor longitud horizontal del muro.
 - *A tizón.* La dimensión mayor del tabique es perpendicular a la mayor dimensión horizontal del muro.
 - *A canto.* Tabique asentado sobre el lado menor de su sección.
- **Junta.** Lugar entre dos piezas de tabique. Es ocupado por un material adherente, comúnmente un mortero -cemento-arena; puede ser vertical u horizontal.

¹ En México se conoce como "tabique" lo que en otros países de habla hispana se refiere a un "ladrillo". De hecho, la palabra "tabique" designa a una pared delgada sin función estructural; sin embargo, se le continuará dando el significado de "ladrillo".

- *Paño*. Cara que se emplea para seguir la plomada. Es la referencia para alinear las piezas. Se elige de acuerdo con la importancia de la habitación.
- *Contrapaño*. Lado opuesto al paño.
- *Castillo*. Columna de menor sección, que limita un muro, teniendo al menos un lado restringido a deformación lateral por éste. Su función es confinar al muro. Puede ser un castillo aparente o exterior o un castillo ahogado cuando se emplea como cimbra el propio tabique.
- *Dala*. Elemento horizontal similar a una trabe, cuya función es el amarre del muro y el confinamiento del muro. *Dala de desplante*: elemento sobre el que inicia la primera hilada. *Dala de remate*: último elemento en un muro y en contacto con la losa. No se considera que resiste flexión.

9.1.2. Herramientas y términos de obra

Algunos términos empleados en obra son los siguientes²:

- *Albañil*. Persona con el conocimiento y la habilidad para realizar trabajos de albañilería.
- *Albañilería*. Tipo de obra donde se utilizan piedras, ladrillos, mortero y materiales similares.
- *Andamio*. Armazón que permite a un albañil alcanzar la parte alta de un muro.
- *Ayudante*. Auxiliar de un albañil con conocimiento básico para la preparación de mezclas y el acarreo de materiales.
- *Cabo*. Albañil con el conocimiento para coordinar una cuadrilla y el avance en un frente de obra.
- *Charola*. Bandeja para depositar el mortero, de un tamaño que permita al albañil cargarla. Se recomienda de un material ligero y no absorbente.

- *Cuadrante*. Llave de mano de obra formada, al menos, por un albañil y un ayudante.
- *Cuchara*. Herramienta para la aplicación del mortero; es de forma romboide con filo, para auxiliar en el corte de piezas de mampostería.
- *Escantillón*. Marco de madera con la dimensión de los huecos del muro para auxiliar en su construcción y dejar el vano preciso para una puerta o ventana.
- *Maestro*. Albañil con la experiencia y el conocimiento para la dirección de varias cuadrillas y la capacitación de albañiles y ayudantes.
- *Mortera o mezcladora para mortero*. Revolvedora especial para mortero; es un cilindro con un aspa interior que permite una mezcla uniforme del cemento con la arena y el agua.
- *Oficial*. Albañil con experiencia y habilidad para realizar un muro con buena calidad. Es un rango inferior al de maestro.
- *Plomo*. Herramienta para la comprobación de la verticalidad de un muro.
- *Regla*. Herramienta que se coloca como guía a un lado de un muro a construir y de donde se tiende el hilo para la colocación de cada hilada.
- *Reventón*. Hilo que se emplea para trazos en obra; debe estar colocado en tensión para garantizar linealidad.

9.2. Elementos del muro

Un muro de mampostería es el conjunto formado por piezas de mampostería, mortero, acero de refuerzo interior, castillos y dalas y material de relleno de castillos.

Adicionalmente puede alojar diversos elementos, tales como vanos de puertas, ventanas y ductos, así como instalaciones hidráulicas y eléctricas.

² Estos términos pueden variar dependiendo de la región donde se usen.

Tabla 9.1 Proporcionamientos, en volumen, recomendados para mortero dosificado en obra

Tipo de mortero	Partes de cemento hidráulico	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal hidratada	Partes de arena
I	1	-	0 a 1/4	3
	1	1/2	-	4 1/2
II	1	-	0 a 1/2	4 1/2
	1	1	-	6

El recubrimiento del muro (por ejemplo yeso) se desprecia en cuanto a su comportamiento estructural, a menos que se trate de una capa armada adecuadamente y con un material resistente, como un mortero reforzado con malla o una fibra de carbono.

9.2.1. Mortero

El mortero es una mezcla de agregado fino, generalmente arena y uno o varios aglutinantes y agua.

Como aglutinantes se pueden emplear cemento, cemento blanco y/o calhidra.

La lechada se diferencia del mortero en que no emplea agregado fino.

De acuerdo con las NTC-DCM (2017), el mortero se clasifica en tipo I y II con base en su resistencia de diseño a compresión, la cual debe ser al menos 12.5 MPa (125 kg/cm²) y 7.5 MPa (75 kg/cm²), respectivamente y a las cuales les corresponde una resistencia media de 18 MPa (18.5 kg/cm²) y 11 MPa (110 kg/cm²).

9.2.1.1. Mezcla del mortero por medios manuales

- Se mezclan en seco la arena y el o los aglutinantes hasta alcanzar una mezcla homogénea.
- Se agrega el agua hasta lograr la consistencia deseada, cuidando la dosificación (entre 35 y 45% del agregado fino).

9.2.1.2. Mezcla del mortero por medios mecánicos

- Se introducen en la mezcladora todos los componentes en seco y se revuelven hasta alcanzar una mezcla homogénea.

- Se agrega el agua en la proporción especificada y se continúa un minuto más.

9.2.1.3. Proporcionamiento de mortero

En la tabla 9.1 se presentan las dos proporciones límite para preparar cada tipo de mortero. El primero corresponde a una mezcla con mayor cantidad de cemento y agua.

Las NTC-DCM sugieren la tabla 9.1 para el proporcionamiento de mortero.

Realizando un ejercicio donde se convierten las proporciones a volumen para la fabricación de 1 m³ de mortero e indicando la cantidad de agua necesaria de acuerdo con la ley de Abrams, se obtiene la tabla 9.2.

Tabla 9.2 Proporción para preparar 1 m³ de mortero

Tipo	Proporción ¹ Volumen	ff ² kg/cm ²	Cemento L	Cal L	Arena L	Agua L
I	1:1/4:2.8	125	294	74	827	310
I	1:1/4:3.8	125	250	63	939	264
II	1:1/2:3.4	75	244	122	824	321
II	1:1/2:4.5	75	208	104	936	274

¹ Proporción en volumen cemento-cal-arena.

² ff*: resistencia de diseño a compresión del mortero medido en cubos.

Observando la tabla 9.2, se puede concluir que la resistencia puede ser alterada con facilidad si no se controla la cantidad de agua que se agregue. Por ejemplo, si la mezcla se diseña muy seca con una proporción para un mortero I de 1:1/4:3.8, se requieren 264 litros de agua. Si se agregan 60 litros más (22%), la resistencia disminuye a 75 kg/cm² (40% menos).

Debe aclararse que el uso de tablas de proporcionamiento como las mostradas no exime de la

obligación de probar en laboratorio la resistencia de la mezcla, ya que depende también del tipo de material que se emplee.

Existen otras propiedades de los materiales que interesan al diseñar una mezcla, por ejemplo: el empleo de arena muy fina aumenta la contracción. La medida que indica qué tan fina es una arena, es el módulo de finura.

El módulo de finura se define como la suma de los porcentajes retenidos acumulados en seis cribas (No. 4, 8, 16, 30, 50 y 100) y dividiendo entre 100 el resultado. Entre más alto es el valor, más grueso es el material. El módulo debe estar comprendido entre 2.30 y 3.10 para ser adecuado en el empleo de un mortero.

La arena debe tratarse como un componente importante de la mezcla, ya que es común que se descuide y se almacene sin control alguno; sin embargo, una de las causas de problema en el comportamiento del mortero, es justamente la sanidad de la arena.

La arena debe estar libre de materia orgánica. Para ello existe la prueba de colorimetría.

En obra debe almacenarse sobre una superficie que evite que se contamine con el suelo. Es conveniente, además, cubrirla con plástico para que no se humedezca o sobresature.

El agua del proporcionamiento de un mortero, es agua "libre", es decir, si las gravas o arenas se encuentran muy secas, primero absorberán agua y el remanente se empleará para reaccionar con el cemento, por lo que la cantidad de agua que se agregue en la mezcla, debe ajustarse en más o menos, dependiendo de si el material está seco o sobresaturado.

Es por esto que para preparar concreto, las plantas dosificadoras con un buen control de calidad, proporcionan por peso y no por volumen, ya que de esa manera detectan la cantidad de agua que contienen los agregados inertes.

La cal hidratada mejora la adherencia, aumenta la impermeabilidad, logra una mezcla más plástica, retarda ligeramente el fraguado y reduce la resistencia.

El mortero debe aplicarse sobre una superficie no absorbente, para evitar la pérdida de agua y la contaminación del mismo.

Es importante que se diseñe la mezcla con la cantidad mínima de agua para obtener la resistencia deseada y la plasticidad adecuada. Una mezcla sin cal hidra suele ser poco trabajable y deja una textura granular permeable; sin embargo, su exceso reduce la resistencia y la hace altamente deformable al emplearla, lo que provoca que, con la colocación de las hiladas superiores, se deforme.

Las NTC-DCM indican, además, que si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole un poco de agua si es necesario. Sólo se aceptará un remezclado. Esta recomendación debe tomarse con prudencia. Es mejor preparar la cantidad que se empleará de mortero sin que deba agregársele agua, ya que, como se comentó anteriormente, adicionar agua incide en una reducción en la resistencia.

Además, los morteros a base de cemento Portland ordinario deberán usarse en un lapso no mayor de 2.5 horas a partir del mezclado inicial.

9.2.2. Bloques y ladrillos

Constituyen la unidad o mampuesto de un muro. En México, a diferencia de otros países de habla hispana, se les conoce también como tabiques a los ladrillos, existiendo una diferencia meramente dimensional.

Adicionalmente se tiene la distinción entre piezas macizas y huecas. Desde el punto de vista constructivo, el empleo de estas últimas permitirá ahorro en la fabricación de castillos, así como en el peso y costo del muro a cambio de una menor resistencia.

9.2.2.1. Piezas macizas y huecas

Las NTC-DCM hacen una distinción desde el punto de vista del comportamiento de las piezas en macizas y huecas, e indican lo siguiente (figura 9.3):

Piezas macizas: aquellas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75% del área bruta, y cuyas paredes exteriores no tienen espesores menores de 20 mm.

Piezas huecas: son las que tienen, en su sección transversal más desfavorable, un área neta de por lo menos 50% del área bruta; además, el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 15 mm. Para piezas huecas con dos y 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 con distribución uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores será de 7 mm para piezas de arcilla y 10 mm para piezas de concreto. Se entienden como piezas multiperforadas aquellas con más de siete perforaciones o alveolos.

Nótese que no se define como pieza hueca aquella que no es maciza. Es decir, también hay requisitos mínimos si es que se emplean para muros estructurales.

La selección de una pieza no sólo impacta el costo, sino también el comportamiento estructural y la velocidad de construcción.

Por ejemplo, seleccionar piezas de menor tamaño permite un manejo más cómodo para el albañil, pero eleva la cantidad de mortero y el número de hiladas. En cambio, emplear una pieza de mayor peso, por ejemplo un bloque, exige un mortero más seco y mayor control de la humedad, pues el propio peso de la pieza tiende a desplazar el mortero hacia afuera.

El ritmo de obra debe ser calibrado considerando tanto las características del mortero como de las piezas a emplearse.

Por otro lado, el empleo de piezas de alta resistencia debe estar relacionado con morteros de resistencia mayor o similar, ya que es el conjunto pieza-mortero lo que aporta la resistencia.

Las piezas huecas proveen la ventaja de permitir que se alojen tanto castillos como instalaciones sin la necesidad de ranurar. También permiten



Pieza maciza



Pieza maciza



Pieza hueca



Pieza hueca

Figura 9.3 Piezas macizas y huecas.

la posibilidad de una mayor velocidad de colocación al emplear menor cantidad de mortero. Sin embargo, es menor su resistencia y presentan un comportamiento con menor capacidad de deformación que las piezas macizas, por lo que suelen combinarse con mayor cantidad de elementos de concreto.

9.2.3. Acero de refuerzo

En la construcción de un muro se utilizan barras de acero para mejorar su capacidad de deformación (ductilidad).

Para mejorar el comportamiento a momento flexionante, es necesario agregar barras de acero en los extremos y en el interior, en caso de ser un muro reforzado interiormente. Normalmente se emplean varillas corrugadas de 3/8 y 1/2 pulgada de espesor con un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm², así como estribos de alambón (1/4") con $f_y = 6000$ kg/cm². También se emplean armaduras prefabricadas con alambres de alta resistencia.

El comportamiento dúctil ante fuerza lateral mejora con el confinamiento y con la inclusión de varillas horizontales, ancladas en los castillos extremos y sin traslapes. El acero que se emplea es de diámetro de 3, 4, y 6 mm (3/16", 5/16" y 1/4"), con un $f_y = 6000$ kg/cm². No se permite el uso de escalerilla formada por alambres electrosoldados debido a la fragilidad que presentan por el rompimiento en los puntos electrosoldados.

El acero horizontal modifica el comportamiento del muro prácticamente a partir del primer agrietamiento. Antes de ello, muros con refuerzo y sin refuerzos presentan una curva esfuerzo-deformación lateral similar. A partir de este punto, el acero actúa como un tensor anclado en los castillos o puntos extremos. De ahí que no se permita el traslape y deban anclarse con un gancho adecuado.

9.2.4. Castillos

Los castillos son elementos verticales de concreto que contienen al acero de refuerzo; son de dimensiones pequeñas en comparación con las del muro.

Las funciones de los castillos son:

- Dar confinamiento al muro, lo que proporciona capacidad de deformación.

- Proporcionar resistencia a volteretas al muro.
- En caso de carga lateral permitir una mejor distribución de la misma hacia el interior del muro.
- Proporcionar resistencia a flexión.
- Evitar concentraciones de carga lateral en las esquinas sobre las piezas de la mampostería.
- En los huecos como puertas y ventanas, dar confinamiento.
- Ligar muros perpendiculares.
- Ligar muros de fachada con el interior de la construcción.

Los castillos pueden ser aparentes o exteriores (figuras 9.4 y 9.5) y ahogados o interiores (figura 9.6). En el primer caso, su ancho es al menos el del muro y requieren ser cimbrados para su posterior colado.

Los castillos ahogados se cuelan en los espacios de las piezas huecas, empleándolas a manera de cimbra. Por este motivo, su dimensión es la de la pieza menos el espesor de sus caras; proporcionan una menor resistencia y requieren supervisión más estricta para garantizar que el concreto los llene completamente.

Puede emplearse el mortero de liga en el relleno de los castillos ahogados. Para el caso de los castillos exteriores, la mezcla de concreto se realiza con una grava no mayor a 1/2".



Figura 9.4 Castillo exterior.



Figura 9.5 Castillo exterior.



Figura 9.6 Castillo interior o ahogado.

Debe aplicarse especial atención al anclaje del refuerzo en el piso de desplante, así como en el elemento superior donde llegue, para evitar un problema de volteo del muro.

9.2.5. Dalas

Son elementos prismáticos horizontales de concreto reforzados con acero y que limitan al muro en sus extremos inferior y superior.

Cuando la dala se encuentra en el extremo inferior, sobre la cimentación, se conoce como dala de desplante; si está en el superior, se llama dala de remate o cerramiento.

En el caso de muros mayores a 3 m de altura, se indica el empleo de dalas intermedias.

La dala (figuras 9.7 y 9.8) cumple con varias funciones:

- Permite una repartición de la carga de la losa sobre el muro de forma uniforme, evitando la concentración de fuerzas por la presencia de trabes u otros elementos que forman el sistema de piso (por ejemplo viguetas).
- Junto con los castillos, confina al muro y permite un mejor comportamiento ante carga lateral, incrementando la capacidad de deformación.
- Une los muros perpendiculares a los que conecta el muro sobre el que se encuentra, mejorando el comportamiento del conjunto.



Figura 9.7 Daño por falta de castillo y dala.



Figura 9.8 Daño provocado por la concentración de carga de una trabe ante la falta de una dala.

- Sobre huecos como puertas y ventanas, permite el amarre de los muros laterales y evita la concentración de fuerzas en las esquinas de los vanos (en este caso se conoce como dintel).

9.3. Aparejos

El *aparejo* (figura 9.9) es la forma de disponer los tabiques (Miguel Saad, 1975). Se definen, además, los siguientes términos:

- *Hilada*: cada uno de los tendidos de la pieza a lo largo de toda la longitud de la pared.
- *Junta*: el lugar ocupado por el material ligante; debe ser de espesor constante, formando una línea continua horizontal y discontinua vertical (tabique cuatrapeado).
- *Paramento*: superficie interior o exterior de las paredes. Pueden ser visibles o no.
- *Cara o paño*: paramento sobre el que se tiende el hilo y se busca la mayor calidad.

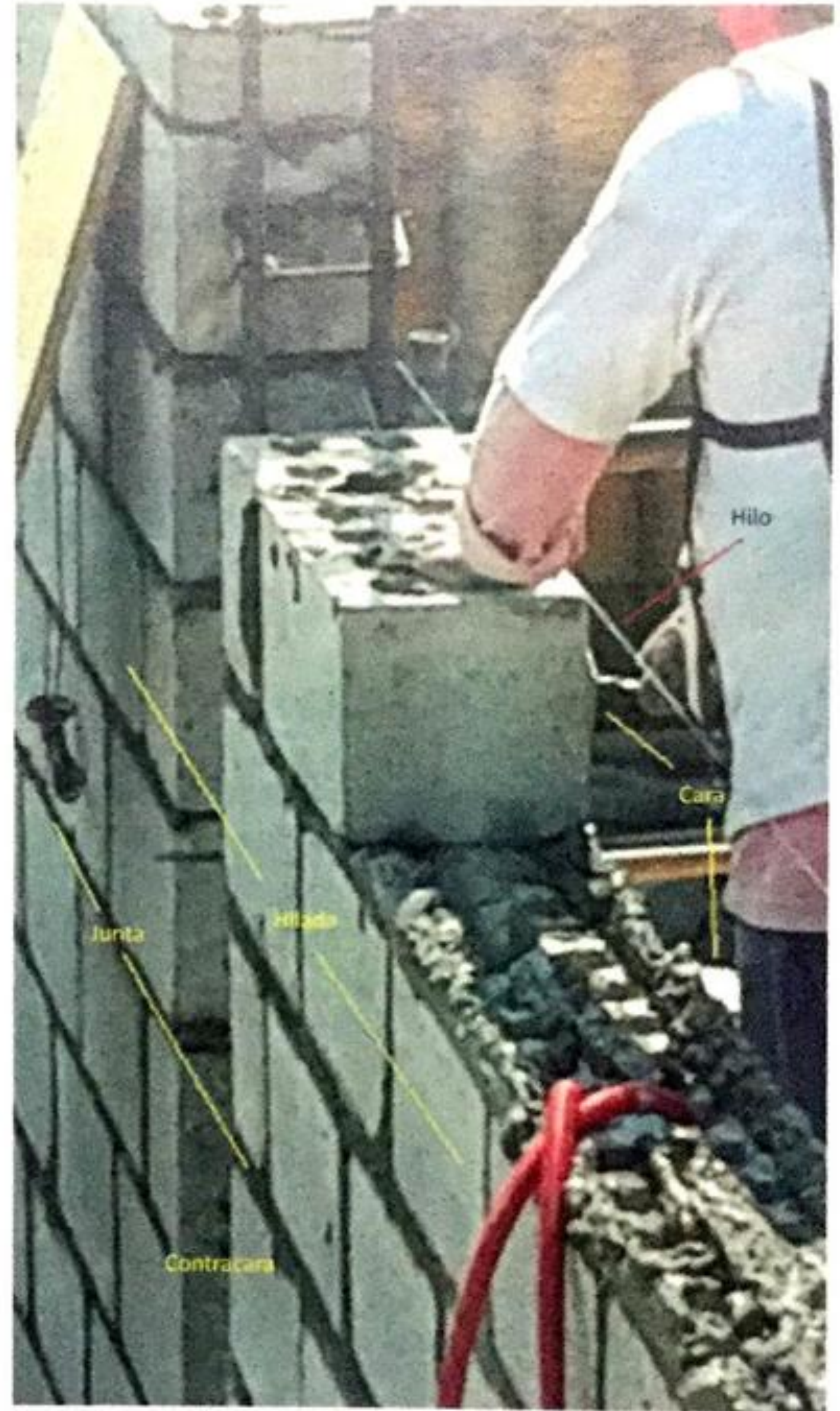


Figura 9.9 Términos del aparejo.

- *Contracara o contrapaño*: paramento opuesto a la cara.

Los tabiques se pueden colocar de la siguiente forma (figura 9.10):

- *A soga o a hilo*: tabique colocado con su mayor dimensión paralela al eje del muro.
- *A tizón*: tabique colocado con su mayor dimensión perpendicular al eje del muro.
- *A canto*: tabique asentado sobre su cara longitudinal de menor área.

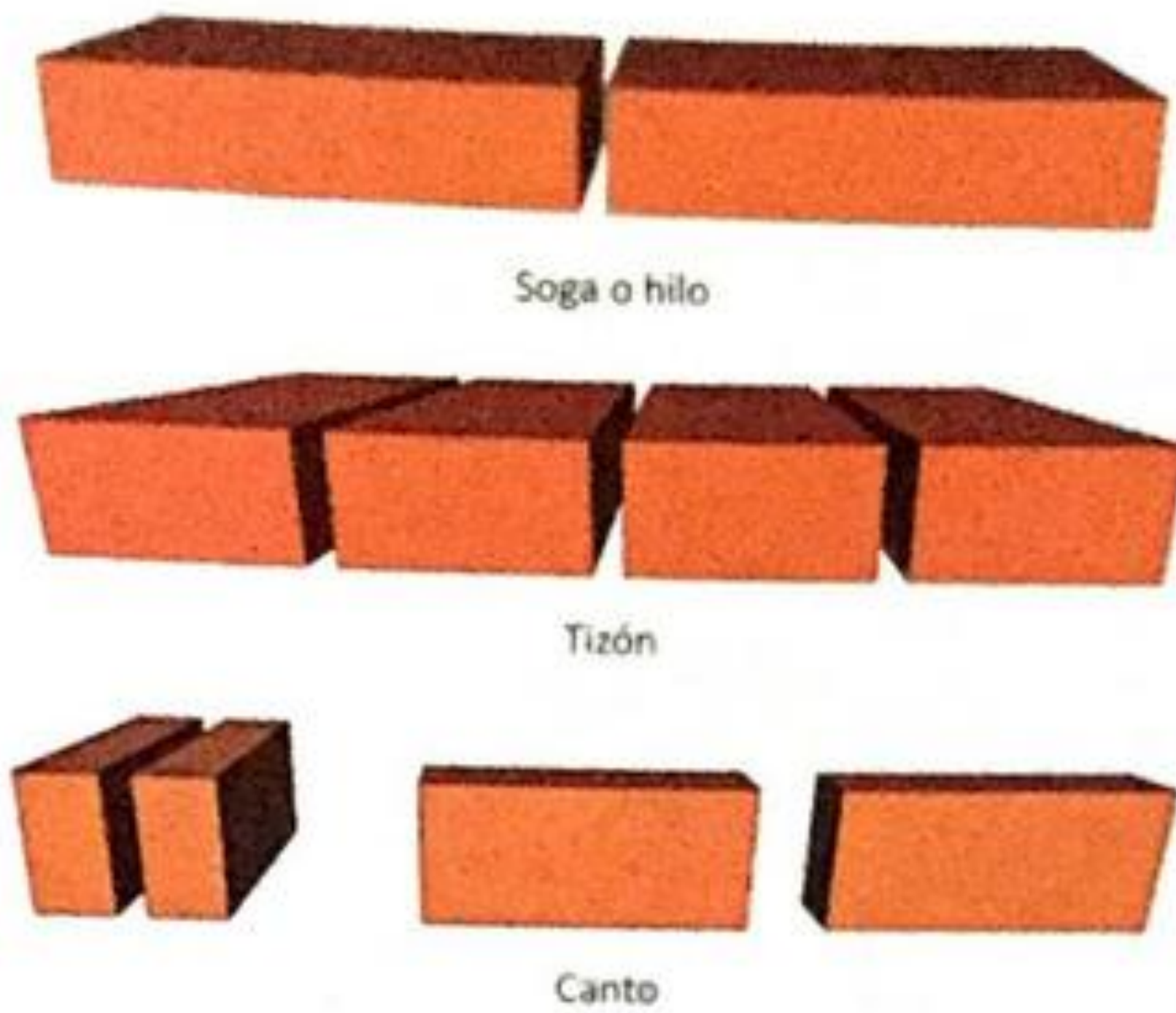


Figura 9.10 Formas de colocar los tabiques.

Los tipos de aparejo son:

- *Capuchino*: ancho nominal de 7 cm; piezas de canto y al hilo (figura 9.11).

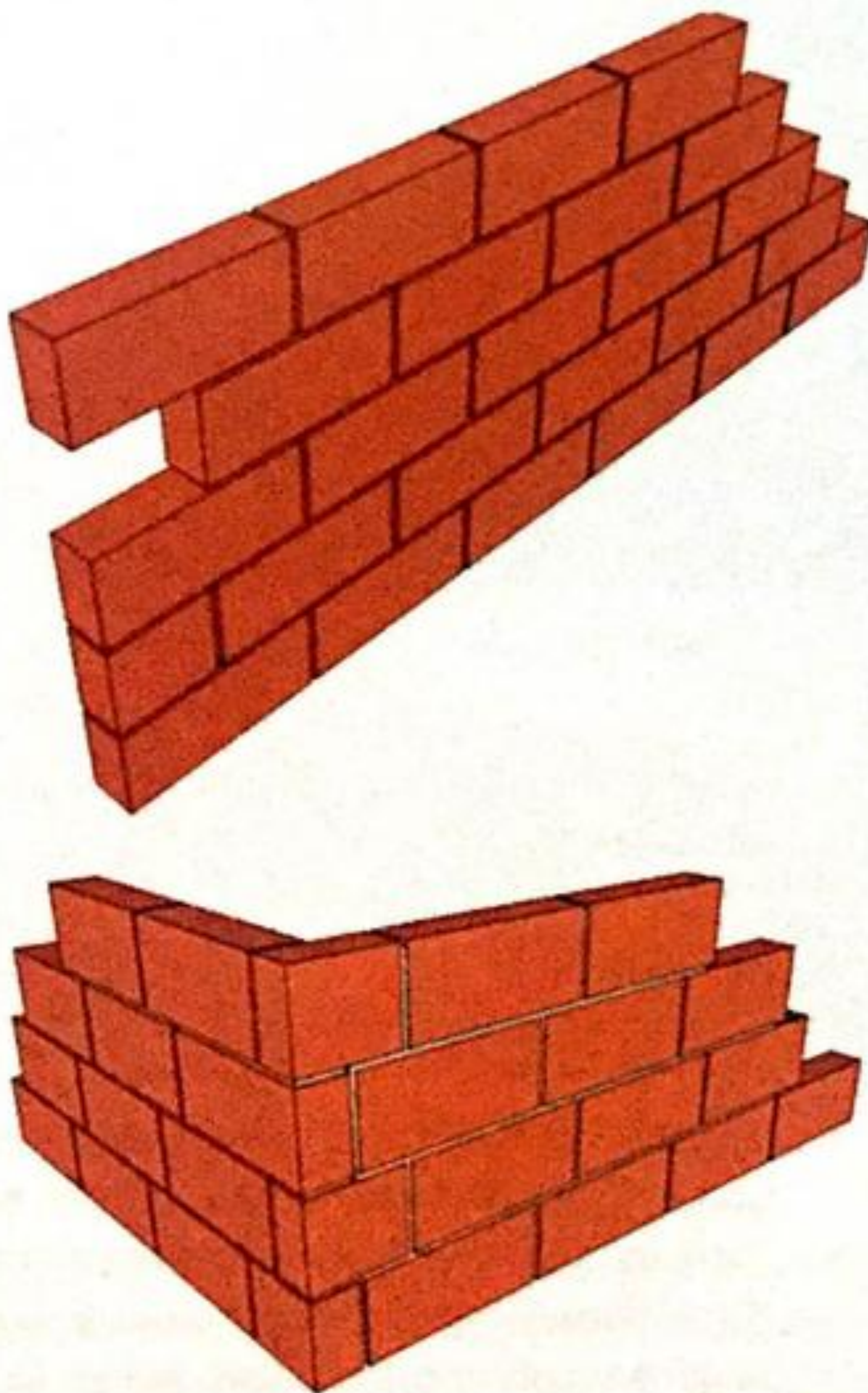


Figura 9.11 Muro capuchino.

- *Media asta*: ancho nominal de 14 cm; piezas al hilo. Es el aparejo más empleado (figura 9.12).
- *Tres cuartos de asta*: ancho nominal de 21 cm; dos capas al hilo con un tabique de canto y al hilo (figura 9.13).

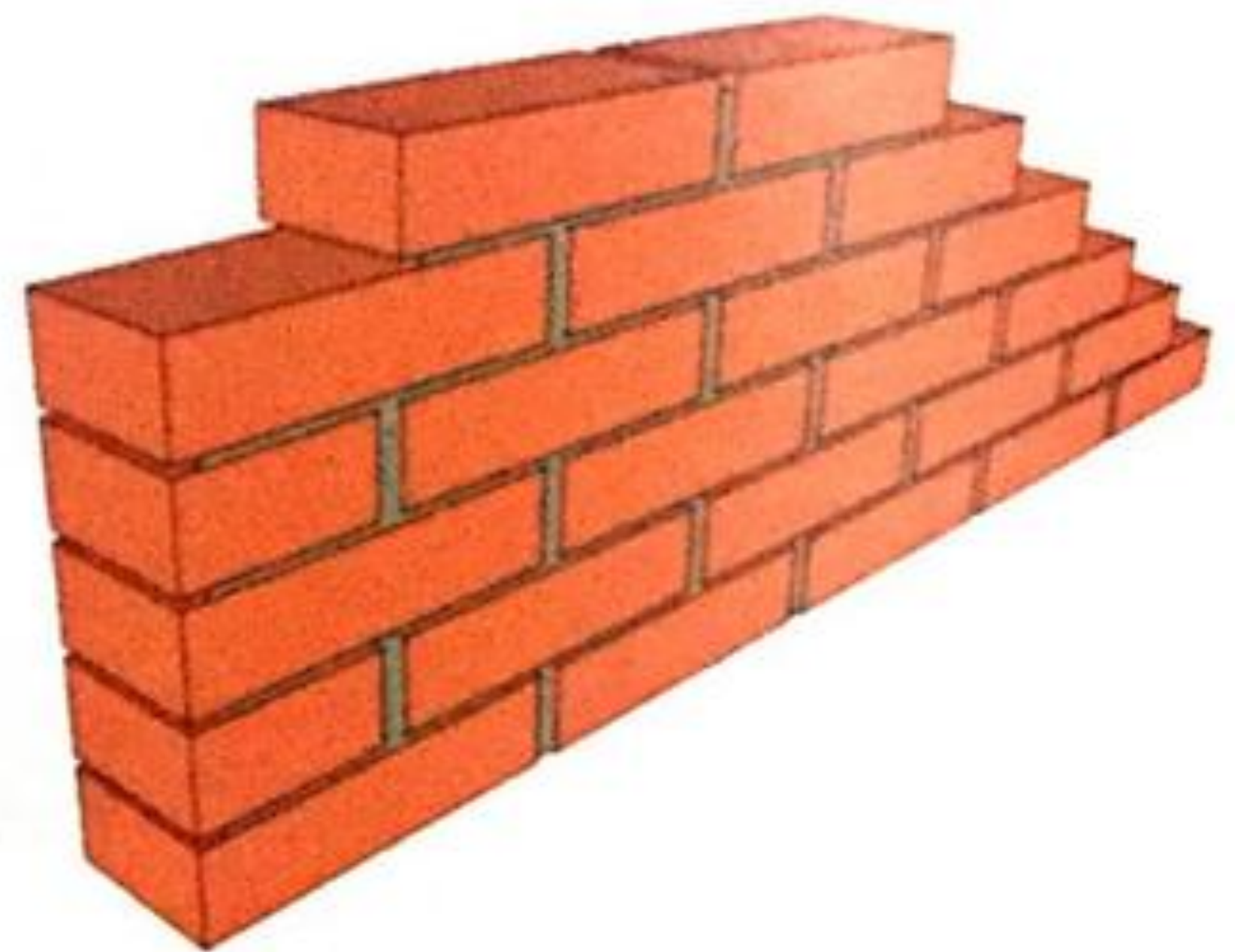


Figura 9.12 Muro de media asta.

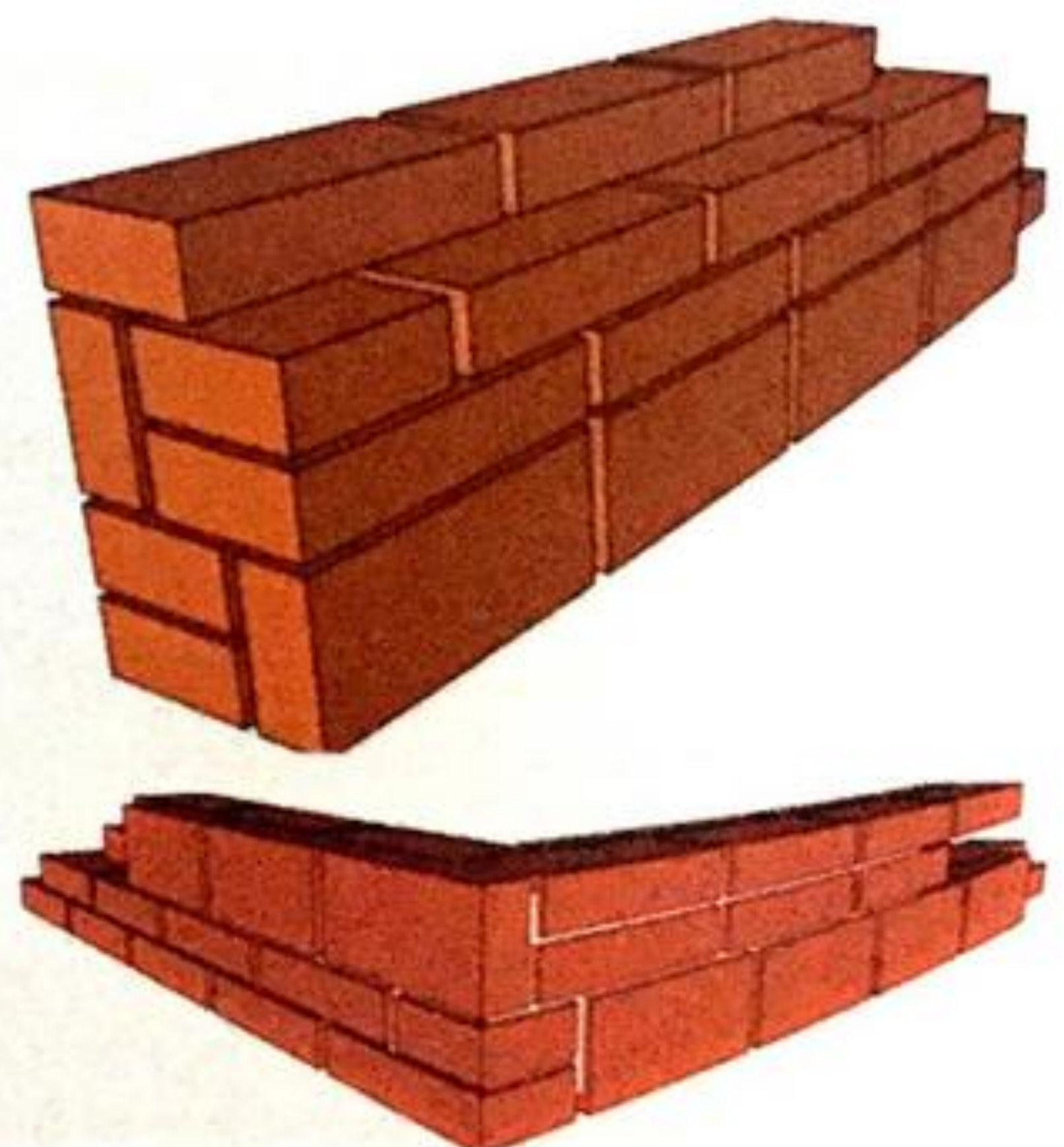
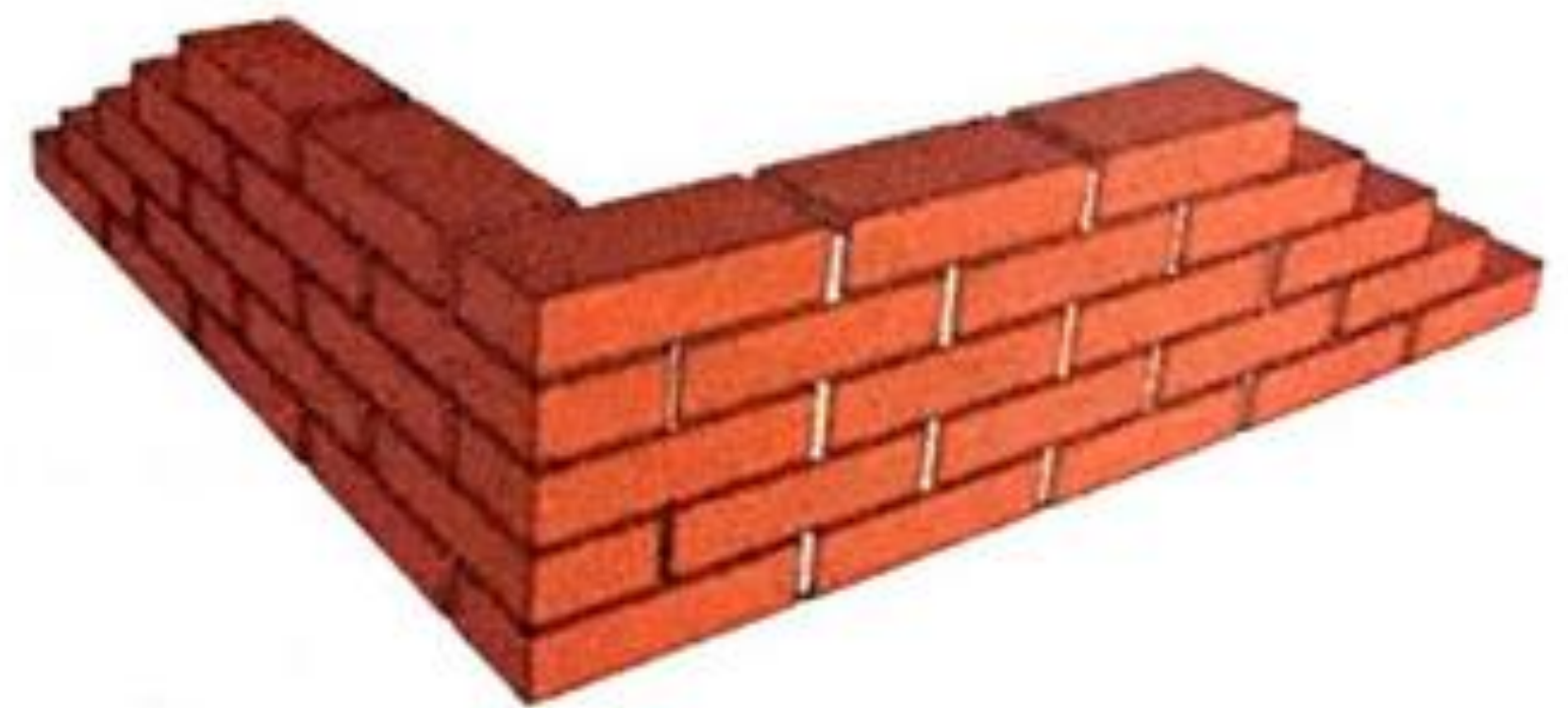


Figura 9.13 Muro de tres cuartos de asta.

- *De asta*: ancho nominal de 28 cm: a) hiladas al tizón; b) una hilada al hilo y una segunda al tizón (figura 9.14). Debido a que el largo no es exactamente dos veces el ancho más la junta intermedia, no queda bien definido; el paño o el contra-paño quedan muy irregulares.

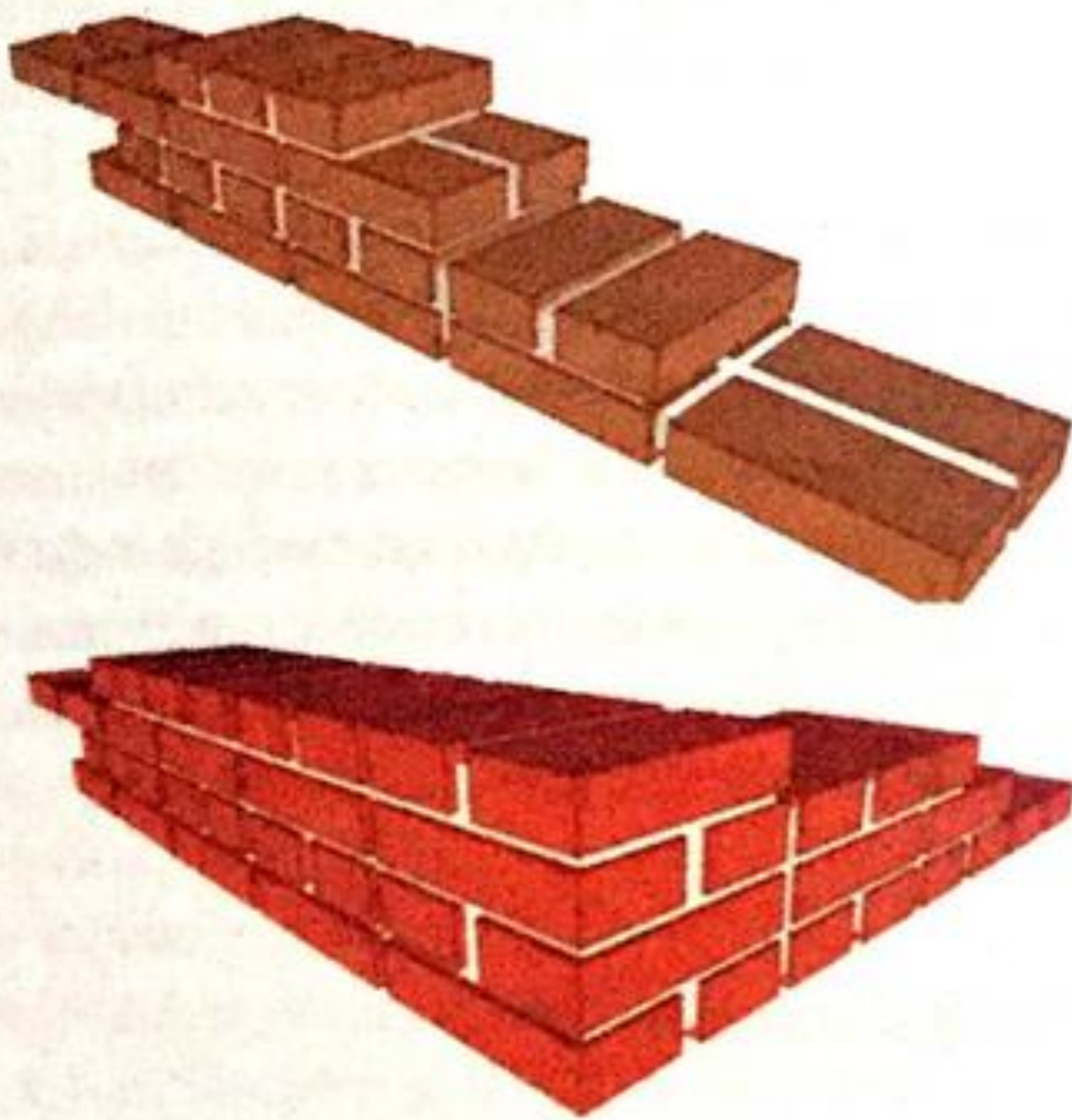


Figura 9.14 Muro de asta.

9.4. Trabajos previos

9.4.1. Trazo y nivelación

El trazo es para ubicar los ejes de construcción dentro de un terreno. Se deben localizar los ejes principales, los muros de fachada y los ángulos internos.

En zonas urbanas es necesario localizar correctamente el alineamiento, así como la posición de la banqueta y los límites de ésta para no invadir vía pública.

También es necesario localizar las tomas de agua, la acometida de corriente eléctrica y el drenaje, para contemplar posibles modificaciones al proyecto de instalaciones.

Es importante verificar que los ángulos en esquina sean rectos. Esto se puede revisar trazando

un triángulo rectángulo con catetos de 3 y 4 m, e hipotenusa de 5 m; también mediante el tendido de hilos de una esquina a la opuesta y verificando dimensiones.

Es conveniente marcar los puntos de referencia fuera del terreno en bardas estables u otras construcciones. Si es necesario, construir una mojonera.

La nivelación tiene el propósito de conocer la variación en altura de los diversos puntos del terreno. Su función, al inicio, es reconocer las zonas de relleno y de corte para la ubicación correcta en el espacio de la construcción, junto con el trazo.

Posteriormente se emplea para conocer el comportamiento de la construcción a través de nivelaciones periódicas tomando como referencia un banco de nivel fuera del terreno.

En caso de no contar con un banco de nivel, es necesario construir uno sobre terreno firme. Ciertas construcciones ameritan, por su importancia, la construcción de un banco profundo de nivel, el cual se realiza mediante la perforación de un pozo hasta un estrato firme, el hincado de un tubo que servirá para encamisar y contener el terreno lateral y el hincado de una varilla al centro que servirá como referencia.

En los grandes conjuntos de vivienda, sobre todo en suelos deformables, es necesaria la revisión periódica de la nivelación y, dependiendo de su tendencia, establecer el momento para la realización de la infraestructura, como drenajes y redes de agua potable.

Los conjuntos de vivienda sobre suelos arcillosos vírgenes suelen experimentar, conforme se construyen, un hundimiento en forma diferencial, provocando daños en muros, sobre todo de las construcciones en los extremos de las manzanas.

En estos casos es necesario comenzar con un programa estricto de nivelación e iniciar la construcción del centro de las manzanas hacia los extremos para disminuir el riesgo de asentamientos diferenciales. En la figura 9.15 se muestra un caso de hundimiento diferencial.

La construcción de edificios colindando construcciones con cimentaciones someras, requiere



Figura 9.15 Hundimiento diferencial en un conjunto habitacional en suelo altamente compresible.



Figura 9.16 Colindancia con muro con construcción somera.

también que se tomen puntos de referencia para vigilar su comportamiento (figura 9.16).

9.4.2. Desplante

Verificar el trazo de la cimentación y la orientación del edificio (aunque suene absurdo) son actividades que no cuestan y ahorran muchos problemas.

Las superficies excavadas deben cumplir requisitos de localización, dimensión, forma, compactación y humedad.

De ser posible, se debe excavar hasta alcanzar suelo firme o, dependiendo del tipo de suelo, será necesario realizar algún tipo de relleno para lograr una superficie uniforme de desplante.

En roca, la superficie debe estar limpia y sana.

Cuando la excavación se realiza con equipos es conveniente excavar los últimos 15 cm en forma manual, debido a que este altera notablemente la estructura del suelo, lo que puede provocar un mal comportamiento si se desplanta sobre esta superficie, aun aplicando una compactación somera.

Se debe tener precaución con el paso de drenajes. Cuando por su pendiente quedan debajo de la cimentación, pueden provocar asentamientos locales. Se recomienda bajar el nivel de cimentación o encamisar el drenaje para no dislocarlo. Esta última puede provocar también problemas por concentración de carga en la cimentación. Este aspecto debe contemplarse en el diseño.

9.5. Cimentación

9.5.1. Generalidades

La cimentación debe tener la capacidad para transmitir al terreno la totalidad de las cargas impuestas por la estructura, de tal manera que se satisfagan los requerimientos de seguridad y servicio fundamentados en la ingeniería y la normatividad vigente (figura 9.17).



Figura 9.17 Paso de drenaje en cimentación.

La elección del tipo de cimentación depende de diversos factores: las soluciones comunes de cimentación en la región geográfica del proyecto, las características propias del suelo, el procedimiento constructivo y sus implicaciones en el costo, las construcciones existentes en las colindancias del sitio del proyecto, el tiempo de ejecución de la obra de cimentación, etcétera.

A continuación se presentan las soluciones de cimentación que se han realizado de manera ordinaria o común y algunas especiales en función del tipo de suelo.

Es importante comentar que suele considerarse la solución de la cimentación sin tomar en cuenta el efecto de las cimentaciones vecinas. Cuando se superponen los bulbos de presión, es posible tener hundimientos diferenciales, o bien inclinaciones de los inmuebles (figura 9.18).

El punto anterior obliga, en trenes de edificios, a considerar si las cimentaciones se unen de tal forma, que 2, 3 o 4 edificaciones compartan una misma cimentación, o se decida que cada construcción sea independiente de la vecina.

Un alto índice de fallas de viviendas se debe a problemas de cimentación, por lo que deben considerarse las propiedades del suelo tanto de re-

sistencia como de deformación, así como la interacción con cimentaciones vecinas.

El anclaje de los muros en la cimentación y su aislamiento del suelo mediante membranas para evitar problemas de salitre y humedad, son esenciales.

9.5.2. Cimientos de piedra natural

Este tipo de cimentación (figura 9.19) ha sido muy utilizado en casas-habitación y puede ser realizado de dos diferentes maneras de sección trapezoidal: donde se coloca la piedra natural, pieza por pieza, pegándolas con mortero, y el concreto ciclópeo, donde la colocación del mortero y la piedra se hace capa por capa. En algunas regiones del país se ha limitado su utilización por la escasez de la piedra natural, o porque el proceso constructivo es lento y costoso.

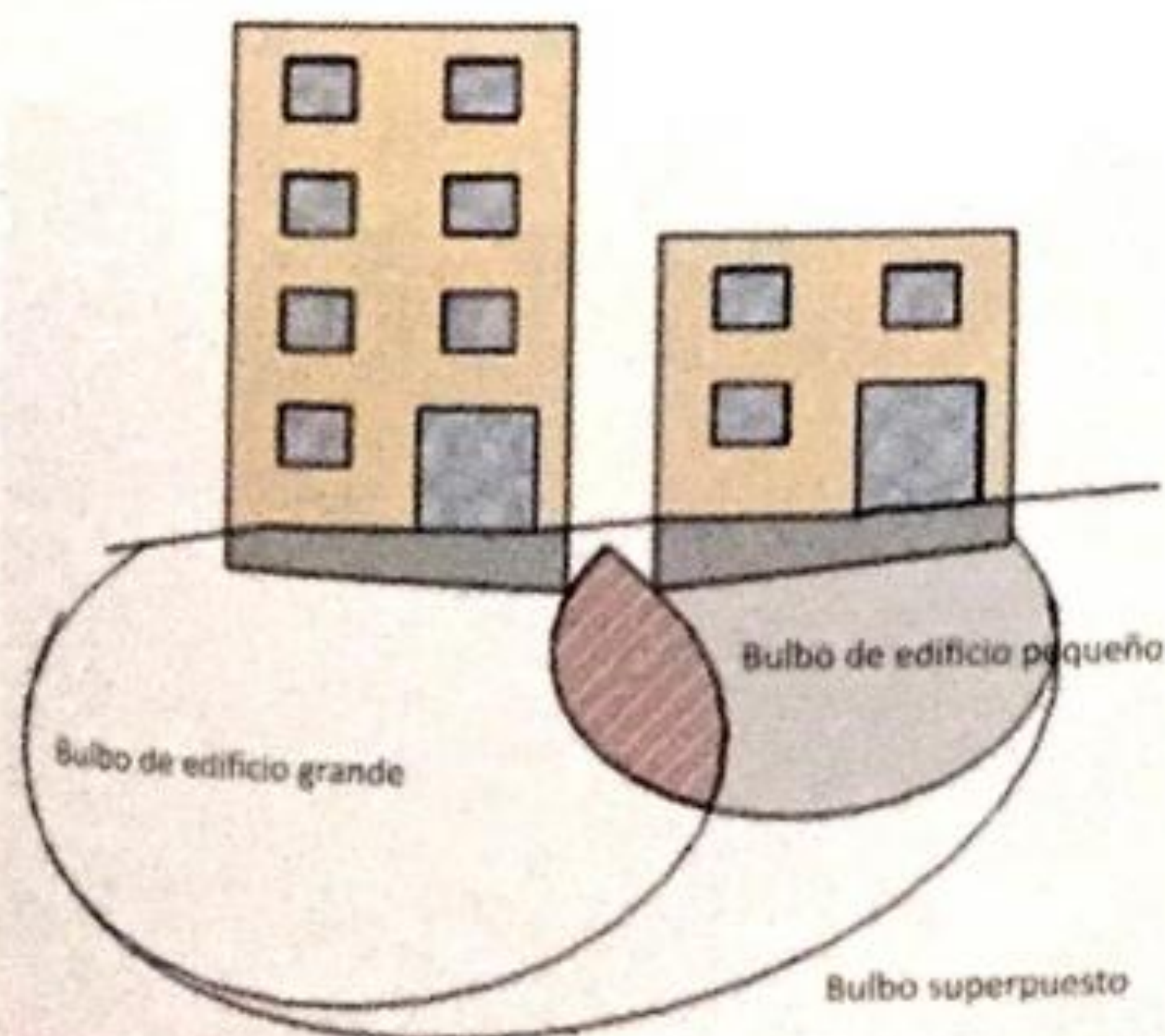


Figura 9.18 Superposición de bulbos de presión debido a cimentaciones contiguas.



Figura 9.19 Cimiento de piedra natural.

9.5.3. Cimientos de concreto. Zapatas corridas

De manera general, el procedimiento constructivo consiste en excavar una trinchera o cepa hasta la profundidad determinada por el diseño, colar una plantilla de concreto de baja resistencia (100 kg/cm^2) de aproximadamente 5 cm de espesor y, sobre ella, colocar la zapata (figura 9.20).

Por el diseño y el proceso constructivo, se pueden distinguir tres tipos de solución:

1. El concreto llena totalmente el espacio de la trinchera hasta el enrase con la cota del terreno natural o plataforma.
2. El concreto reforzado tiene un espesor determinado por el diseño y sobre la misma se coloca una contratrabe.

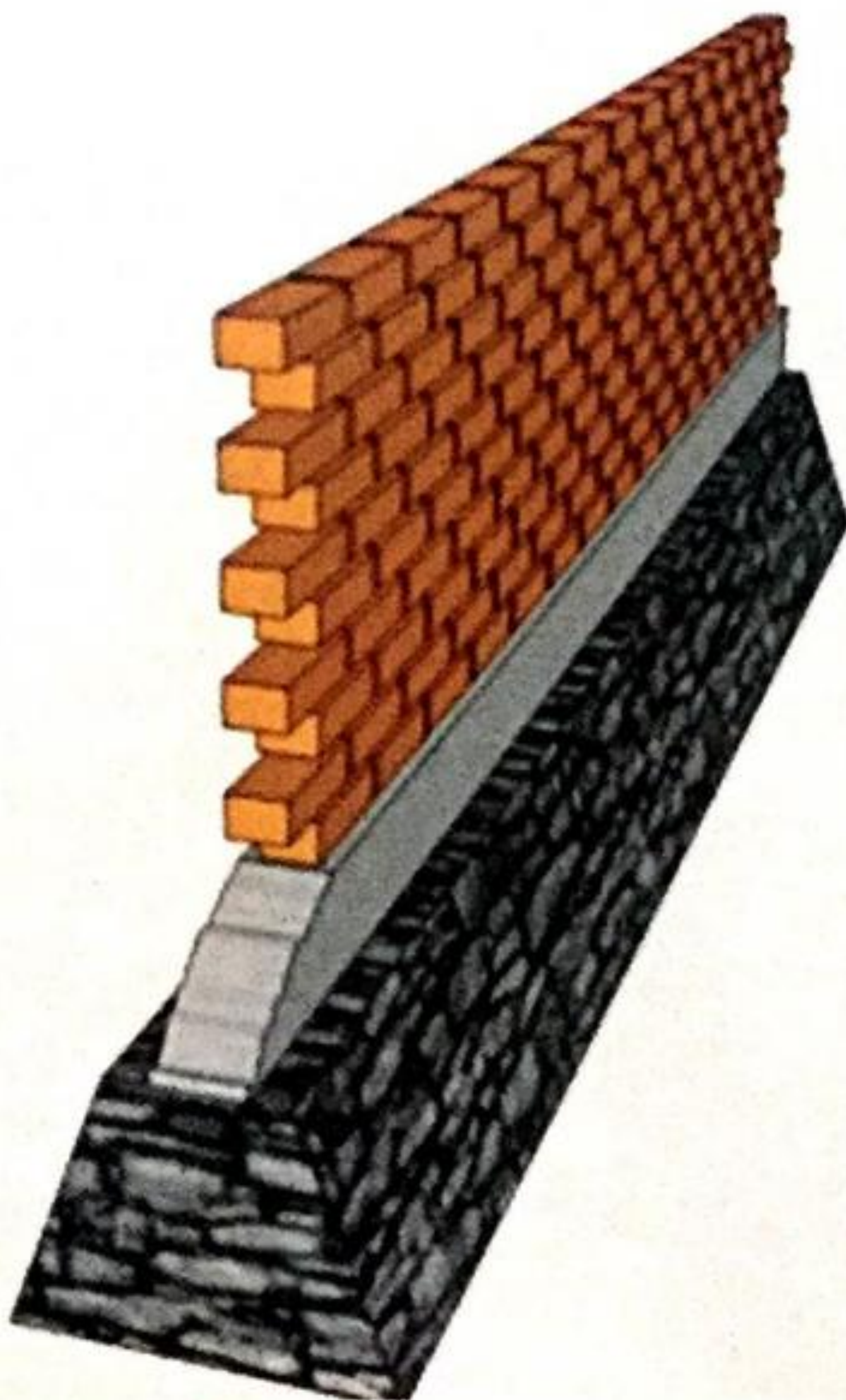


Figura 9.20 Zapata corrida.

3. Se cuela la losa de la zapata y se colocan ladrillos de mampostería hasta llegar al nivel de enrase con el terreno natural o plataforma.

9.5.4. Losa de cimentación

Esta solución es muy utilizada actualmente en los desarrollos habitacionales debido, principalmente, al tiempo de ejecución y al costo de la misma. De manera general, se coloca una placa de concreto reforzado sobre el terreno, el cual, en caso de ser necesario, debe mejorarse previamente y ser nivelado (plataforma). La placa de concreto funciona a la vez como firme de concreto en el interior de la vivienda y deberá ser apta para recibir el acabado del piso interior de la misma.

La plataforma es la base o asiento de la losa de cimentación y sirve de interfase con el suelo existente (figura 9.21).

9.5.4.1. Diseño de la losa de cimentación

En el caso de los desarrollos habitacionales, el diseño no depende únicamente de la ingeniería estructural y geotécnica, es muy importante tomar en cuenta la topografía del terreno, la solución del drenaje pluvial, el diseño geométrico de vías



Figura 9.21 Armado para losa de cimentación.

lidades y plataformas de vivienda, etc., de tal manera que para un mismo prototipo se pueden tener variantes en los diseños y soluciones de las losas de cimentación, así como una serie de detalles constructivos indispensables para el buen funcionamiento de la cimentación. Se deben discernir, en caso de que aplique, las diferentes zonas geotécnicas que demanden por sí mismas una variante de la losa de cimentación, así como las agrupaciones estructurales de los prototipos; esto último determinado, principalmente, por la utilización de muros medianeros en el proyecto urbano de vivienda.

El modelo de interacción suelo-estructura que simula la losa de cimentación como una red de vigas sobre apoyos elásticos (figura 9.22), es práctico y da buenos resultados, a condición

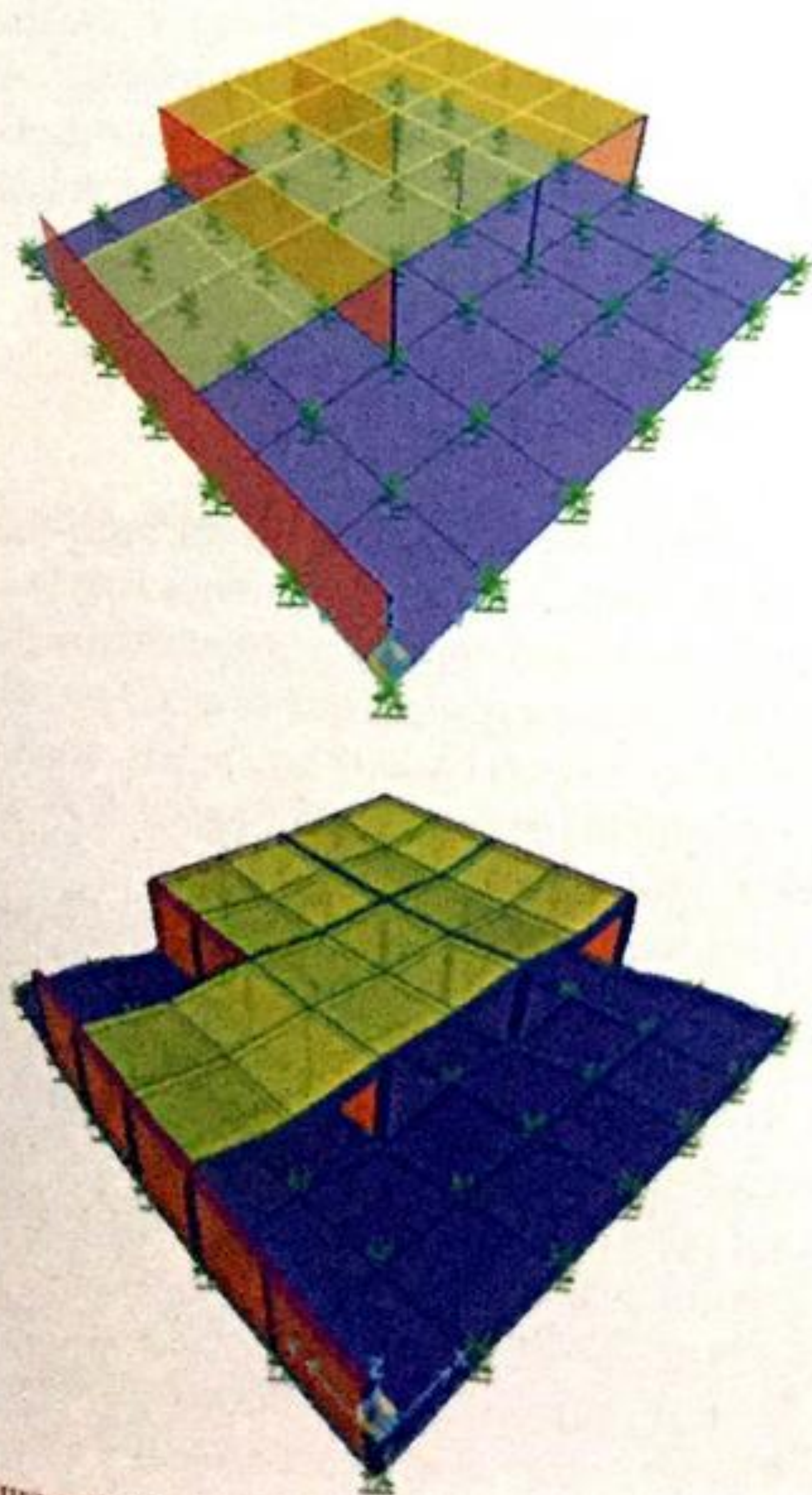


Figura 9.22 Modelo de losa de cimentación con resortes.

de utilizar las propiedades adecuadas del suelo (módulo de reacción K). Para suelos blandos, en algunas ocasiones es conveniente considerar valores límite del módulo de reacción para diseñar con base en una envolvente del diagrama de esfuerzos. El modelo de zapatas puede incluir también resortes, al igual que el modelo de la losa.

9.5.4.2. Procedimiento constructivo

Se identifican principalmente las siguientes etapas:

1. *Limpieza de la materia vegetal.* Se deberá retirar toda la capa vegetal. Su espesor puede variar desde unos centímetros hasta varios metros. La consideración sobre la materia vegetal se debe a su baja capacidad de carga y alta deformabilidad debido a su descomposición. En esta etapa es muy importante la inspección visual del geotecnista.
2. *Mejoramiento de la subrasante.* El suelo, una vez libre de materia vegetal y, en caso de ser necesario de acuerdo con el estudio geotécnico, deberá ser mejorado en capas, que suelen ser de 20 a 30 cm de espesor. Este mejoramiento puede ser con o sin estabilizadores, como la cal, el cemento o productos químicos que mejoren la capacidad portante de la superficie y/o reduzcan la contracción lineal del mismo.
3. *Construcción de la plataforma.* El estudio geotécnico determinará la necesidad de su utilización. Su espesor varía de 15 a 30 cm en función de otros requerimientos, como el peralte de las contratraves o el proyecto geométrico de niveles de plataformas. El tipo de material puede ser el producto de corte del mismo suelo o el material extraído de un banco en particular, siendo éste limo, grava-arena o alguna mezcla recomendada. Las especificaciones del material suelen ser: la granulometría, los límites de las propiedades índice, la contracción lineal, la humedad óptima y el valor relativo de soporte (VRS).

4. *La excavación de trincheras para alojar las contratraves de la losa de cimentación o aquellas para colocar las instalaciones sanitarias o de agua potable.*
5. *El colado de la plantilla de cimentación o la colocación del polietileno como barrera impermeable. La colocación del polietileno para proteger de la humedad o gases del subsuelo tanto al concreto reforzado como al acabado del piso interior de la construcción es de uso práctico y económico. La colocación del polietileno permite considerar tres centímetros de recubrimiento del acero de refuerzo en lugar de los cinco que comúnmente se especifican en caso de que el concreto esté expuesto directamente a la plataforma. Otro beneficio es que elimina la necesidad de impermeabilizar los desplantes de muros (ASTM E1745, 1997).*
6. *La colocación del acero de refuerzo se realiza directamente sobre el polietileno a través de calzas que permitan ubicar el mismo en la posición indicada en el proyecto. Se recomienda el uso de la malla electrosoldada cortada en hojas en lugar del suministro en rollo; este último representa el inconveniente del desperdicio, la dificultad de enderezarla y lograr el control del inventario respectivo. El acero de los castillos debe ser colocado, para que queden adecuadamente anclados (figura 9.23).*
7. *El colado del concreto se realiza siguiendo el procedimiento común para este tipo de obras. Se deben verificar las características del concreto fresco, las referencias para lograr el nivel y el espesor de la losa, repartir el concreto por medio de las reglas vibratorias deslizándolas sobre las referencias previstas, vibrando el concreto en los ejes de las contratraves.*
8. *La superficie de la losa queda expuesta totalmente al medio ambiente de la obra, principalmente a las fases de asoleamiento intenso, en el día y, según la región, a temperaturas por debajo de los 10° C durante la noche. De cualquier forma, es indispensable la utilización de algún tipo de curado o procedimiento*

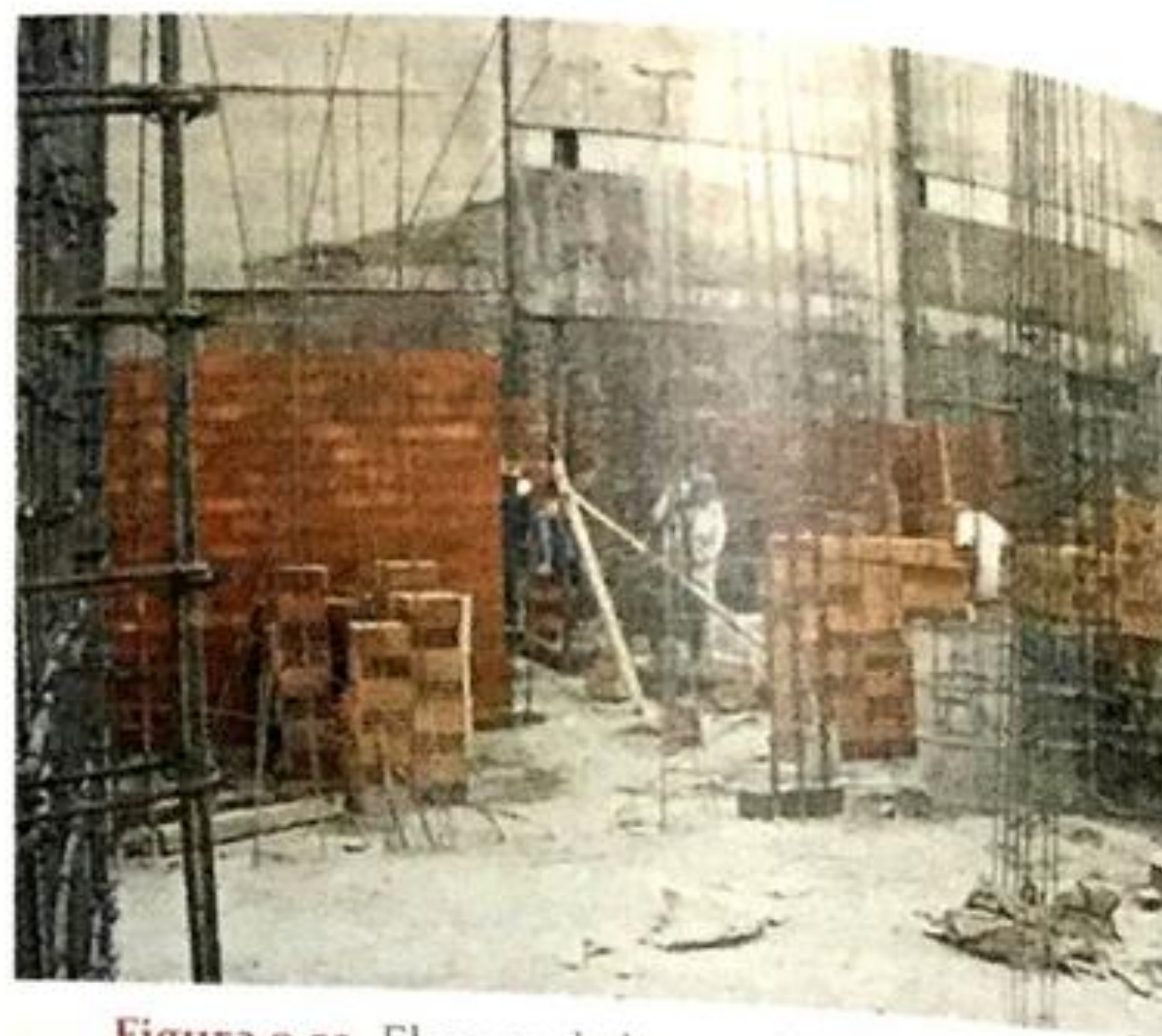


Figura 9.23 El acero de los castillos se ancla en la cimentación.

especial que impida la pérdida acelerada de la humedad del concreto fresco y, como resultado, afecte la resistencia final del concreto. Debe evitarse el tránsito en una superficie donde recién se haya colocado una membrana de curado para no afectarla.

9.5.5. Cimentaciones en suelos altamente compresibles

La escasez de suelo y el costo del mismo han propiciado la construcción en terrenos vírgenes, es decir, que no han tenido construcción alguna, además de tener un suelo que es altamente compresible, como es el caso de las arcillas saturadas, comunes en la periferia de la Ciudad de México, en el antiguo Lago de Texcoco.

La cimentación en suelos compresibles debe verse siempre como un problema de conjunto. No es suficiente hacer coincidir el centro de masas con el centro geométrico para evitar hundimientos diferenciales sin atender las construcciones colindantes, pues el efecto del comportamiento de un bloque de viviendas predomina, por mucho, sobre el comportamiento individual.

En conjuntos habitacionales, las soluciones empleadas son una combinación de las siguientes:

- Mejoramiento del terreno mediante la construcción de plataformas de grava controlada.
- Losas de cimentación para una o varias viviendas. En este caso, sólo comparten la cimentación y se separan en la superestructura.
- Cajones de cimentación para una o varias viviendas.
- Uso de inclusiones para mejorar las propiedades del suelo.

Es de resaltar que en estos suelos debe revisarse tanto el estado límite de resistencia como el de hundimiento debido a la carga.

Una zapata corrida, aunque transfiere mayor carga por unidad de área con respecto a una losa de cimentación, al impactar por su área menos estratos, tiende a producir una menor deformación que la losa.

Al diseñar la cimentación de una estructura, deben tomarse en cuenta este tipo de consideraciones.

En la figura 9.24 se muestra el caso de un tren de edificios donde comparten cimentación dos de ellos.

9.5.6. Cimentaciones en arenas

La arena es un suelo de tipo granular con poco o nulo cementante. Esto conlleva a condiciones



Figura 9.24 Juntas constructivas en edificio y en cimentación.

complejas, ya que no es un suelo susceptible de compactación, ni siquiera de compactación limitada. Ante la presencia de agua, por la lubricación que se presenta entre las partículas, puede aparecer la posibilidad de la licuación, esto es, la pérdida repentina de capacidad de soporte ante un movimiento intenso.

De hecho, en arenas sueltas o parcialmente saturadas, puede producirse un colapso cuando la carga aplicada excede cierta magnitud crítica.

Lo que se recomienda en este tipo de suelos es:

1. Confinar adecuadamente la cimentación para evitar que se desplace la arena e ingrese agua a la misma, ya sea freática o superficial.
2. Hacer banquetas alrededor de la construcción para evitar el ingreso de agua a la cimentación.
3. En algunos casos, considerar pilas cortas asentadas en alguna cimentación.
4. No construir en suelos susceptibles a colapso, a menos que se trate de cargas pequeñas que permitan emplear presiones de contacto de baja intensidad (Tamez González, 2001).

Para el desarrollo de cimentaciones en estas condiciones, es necesario recurrir al consejo de un ingeniero geotecnista.

9.5.7. Cimentaciones en arcillas expansivas

En general, las partículas de arcilla expansiva se llegan a expandir en alto porcentaje con respecto a su volumen inicial cuando toman agua del medio, y cuando se secan se contraen demasiado, generando un potencial de expansión importante. Este fenómeno es cíclico y, de manera natural, se asocia a las variaciones climáticas de una localidad en especial.

Los problemas de patologías de estructuras asociados a los suelos expansivos, causan daños económicos y sociales importantes en edificios, caminos, redes de tuberías y otras estructuras en diferentes partes del mundo.

Se ha realizado vasta investigación sobre este tema y, a manera de resumen, se presentan algunas soluciones de cimentación.

Cuando existen indicadores de suelos expansivos, en el estudio de geotecnia se debe definir de manera determinante el potencial de expansividad y el espesor del estrato con esta característica.

La decisión de alguna solución específica debe considerar los siguientes aspectos:

1. Ubicar el desplante de la cimentación por debajo de las capas con mayor susceptibilidad a cambio de volumen.
2. Controlar el ingreso de agua al suelo circundante o subyacente a la construcción.

Tener precaución con la instalación sanitaria e hidráulica, pues cualquier fuga puede generar gran deformación en el suelo.

3. Se puede considerar una sustitución parcial del suelo y la estabilización de parte de él.
4. Existen métodos para lograr que una arcilla pierda su potencial de expansividad, como la saturación del terreno.

En suma, en estos casos es indispensable la asesoría de un ingeniero en geotecnia.

9.5.8. Instalaciones

Es común colocar los ductos y accesorios de las instalaciones hidráulicas y eléctricas en el interior de los muros de mampostería. Las consideraciones varían dependiendo de si las piezas del muro son huecas o macizas.

En el caso de piezas huecas, las instalaciones se colocan a través de los espacios interiores. Y en piezas macizas se realiza un ranurado en el muro para la colocación de la tubería.

Si se emplean piezas multiperforadas, será necesario incluir líneas de piezas doble huecas intercaladas para el paso de la instalación. En este caso, es necesario llenar los huecos para que el muro no pierda su integridad estructural.

Dado que las instalaciones atraviesan las losas y continúan dentro de los muros, se re-

quiere un trazo preciso para no lastimar los tubos al desplantar los muros. Es conveniente incluso dejar las tuberías cargadas bajo presión y con un manómetro instalado para detectar cualquier fuga que pudiera presentarse.

El caso de los ductos sanitarios adquiere relevancia distinta por su diámetro. Éstos deben ubicarse fuera de los muros estructurales y, en general, fuera del eje de trabes y columnas, de tal forma que no afecten la resistencia de los elementos.

El trazo en la cimentación, pues las instalaciones deben conectarse con el exterior, debe considerar que las tuberías y canalizaciones se alojen en el cuerpo de la plataforma o en el relleno compactado en lugar de hacerlo ahogadas en el concreto de los elementos de la cimentación; en ningún caso deben estar por debajo de la misma, a menos que sean debidamente encofradas y no interfieran con el asentamiento natural de la construcción (figura 9.25).



Figura 9.25 Detallado del paso de instalaciones

En caso de que se tenga que canalizar dentro de una losa de cimentación, el diámetro de la tubería no debe ser mayor a $1/3$ del espesor de la misma (Standard Building Code 1907.3.5), para no comprometer la resistencia mecánica o provocar una deformación a la estructura. Los pasos por contratraves deben ser a través de éstas, dejando una preparación adecuada con holgura suficiente o por arriba de las mismas.

El encamisado de las tuberías al atravesar un elemento estructural, sirve para proteger al tubo contra roturas por esfuerzos transmitidos y no previstos en las instalaciones.

9.5.9. La cercanía de las edificaciones con los árboles

Los árboles pueden causar graves daños a la cimentación de una estructura (figura 9.26).

Una regla general válida es que la sombra de un árbol indica la extensión de la raíz. Sin embargo, existen especies que generan raíces más profundas que otras.

Una solución es la construcción de barreras verticales, lo que obliga a la raíz a profundizarse en lugar de extenderse (figuras 9.27 y 9.28).

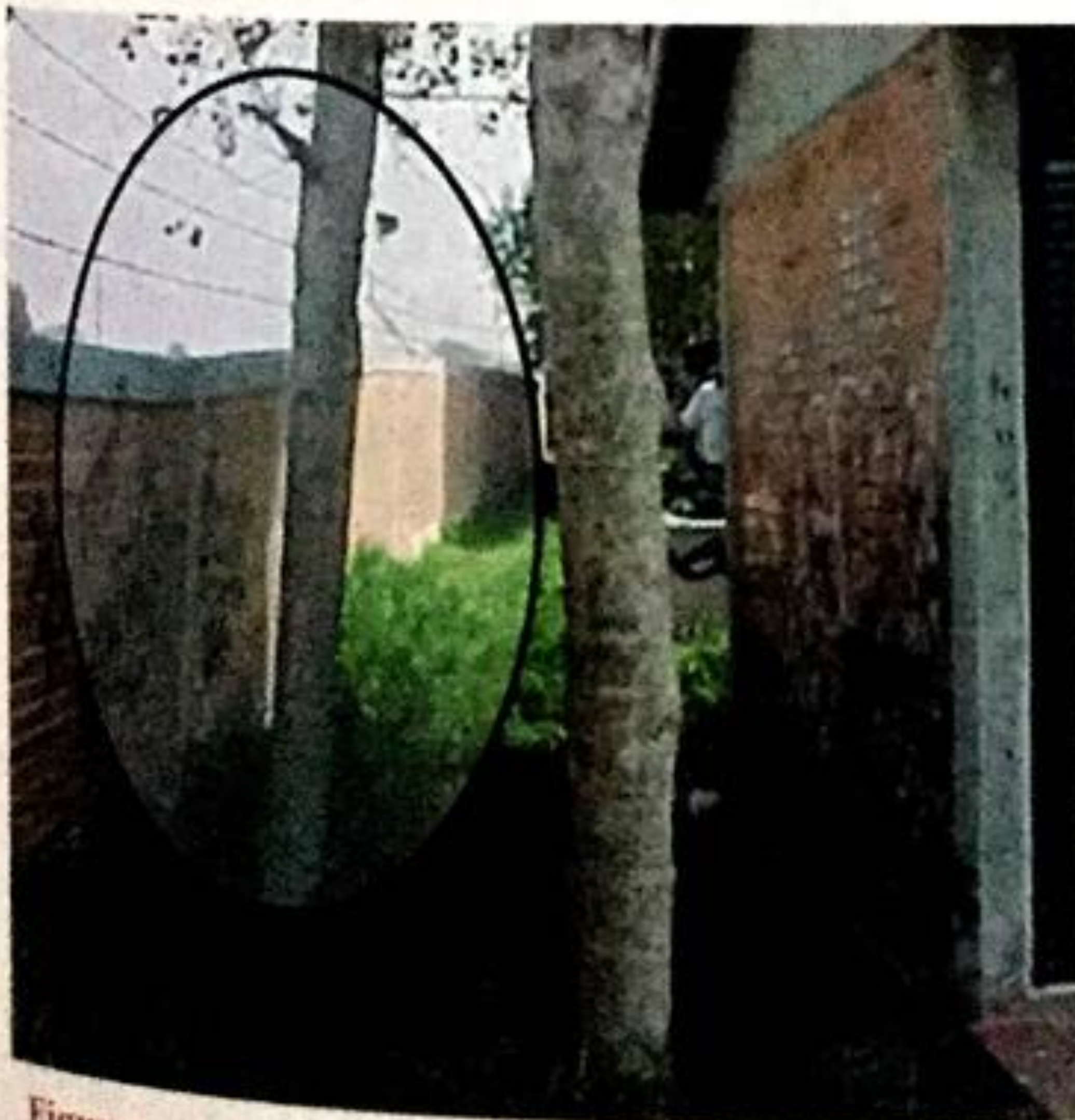


Figura 9.26 Ejemplo de inconvenientes con los árboles.

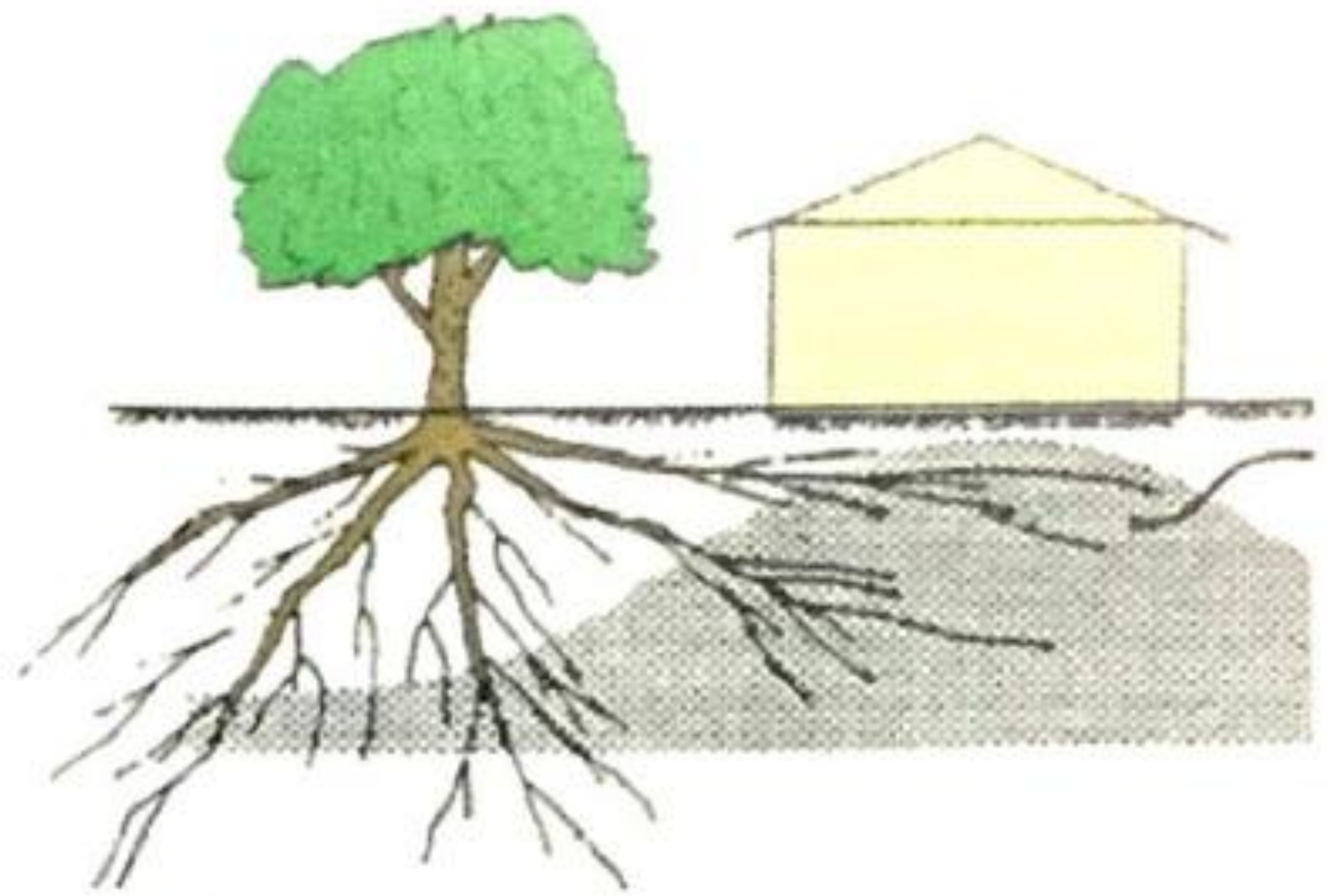


Figura 9.27 Raíz sin una barrera que la desvíe.

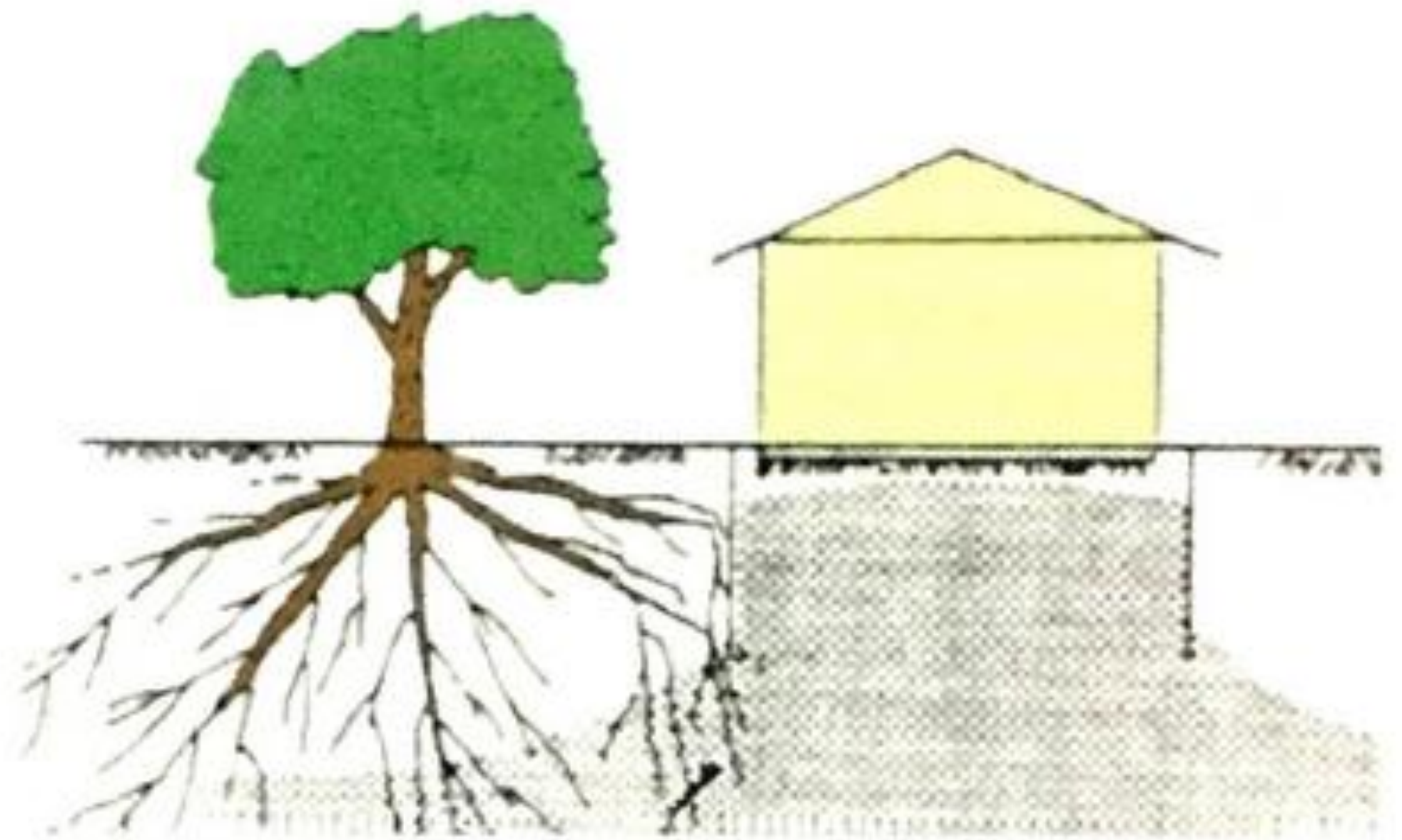


Figura 9.28 Efecto que tienen las barreras verticales en las raíces.

9.6. Construcción de muros

La mampostería es, en especial, sensible al procedimiento y la calidad como se construya. Su comportamiento depende también de factores constructivos, como la correcta conexión de los muros, la integridad del muro, el apoyo de cargas concentradas, el detallado de huecos, el anclaje de castillos y el paso del drenaje en cimentación, entre otros más.

Adicionalmente, el ritmo en obra, el apuntalamiento de muros, la forma en que se prepara el mortero y su dinámica para llegar al frente de trabajo, son también esenciales.

Se ha visto en pruebas que un muro mal construido puede presentar sólo 50% de la resistencia

para la que se diseñó, e incluso valores menores, aun con piezas de calidad.

Es una tendencia que entre las pruebas de laboratorio se considere extraer piezas de muros para verificar la correcta aplicación de mortero o la apertura de celdas en castillos para revisar su colado.

9.6.1. Preparación del sitio de trabajo

Antes de iniciar la colocación de un muro, se debe considerar un plan de trabajo, de tal forma que se mantenga un ritmo adecuado de suministro de mortero, tabiques y agua.

Los factores a considerar son:

- *Circulación:* pasos para otras actividades que se pueden interferir con los muros.
- *Avance del día:* de tal forma que se asegure lo realizado.
- *Forma del tendido:* si es muy "horizontal", habrá una disminución en rendimiento por el desplazamiento del albañil; y muy "vertical" puede implicar que el peso de los muros aplaste las juntas antes de que adquieran una resistencia mínima inicial.
- *Plasticidad del mortero:* un mortero poco plástico puede proporcionar más avance vertical, pero menor penetración en los huecos de la pieza. El caso contrario implica más durabilidad de la pasta, pero es muy deformable.
- *Personal de apoyo:* el albañil debe contar con apoyo para evitar distracciones en la colocación de piezas. Esto implica planear desde la producción de mortero hasta el detallado de los muros y la limpieza de juntas y su apuntalamiento.

9.6.2. Preparación de las piezas

La selección y preparación de las piezas debe seguir algunos consejos básicos:

- Las piezas deben estar libres de polvo, aceite, grasa, etcétera.

- En el caso de las piezas de concreto, se deben colocar secas.
- Las piezas de barro recocido se deben sumergir en agua por lo menos dos horas antes de su utilización.
- Las piezas de barro extruido, deben estar humedecidas sólo en la cara de contacto con el mortero. No deben sumergirse en agua debido a que sus caras, por estar vidriadas, no permiten que drene el agua en exceso.
- Para muros con acabado aparente, deben seleccionarse piezas enteras, cuidando que la textura y el color sean los buscados.
- Las piezas no deben estar fracturadas.

9.6.3. Colocación

El objetivo de una buena colocación, es lograr una mejor liga entre el mortero y el tabique, además de una correcta alineación horizontal y vertical.

La liga con el mortero se logra con una pasta con la plasticidad adecuada para las piezas, calibrándola con la velocidad de tendido, la absorción inicial de la pieza, la humedad de ésta, el peso de las piezas y la textura que se desea.

El uso de reglas en los extremos del hilo colocado del lado de la cara del muro y de la plomada, garantiza el alineamiento de la pieza.

Para colocar una pieza debe aplicarse mortero en la cara superior del tendido anterior, donde asentará la pieza.

El mortero debe cubrir totalmente las caras horizontales y verticales de piezas multiperforadas.

Posteriormente, dependiendo de la dirección del tendido, se aplica mortero en la cara vertical que estará en contacto.

Se asienta la pieza sobre el muro y se recarga en la anterior, aplicando pequeños golpes con el mango de la cuchara para comprimirla contra el muro y nivelarla. El espesor de junta horizontal debe ser de 10 a 12 mm, con un mínimo de 6 mm.



Figura 9.29 Superficie inadecuada para preparar mortero.

Las piezas huecas deben orientarse de tal forma, que sus perforaciones sean ortogonales a la cara de apoyo.

Una vez asentada la pieza, con la cuchara realizando un corte, se elimina el mortero que sobresalga (rebaba).

Para muros aparentes será necesario darle forma a la junta, ya sea cóncava o en corte diagonal, antes de su fraguado inicial.

Para el mortero se debe considerar que el empleo de arena muy fina aumenta la contracción, y la cal hidratada mejora la adherencia, aumenta la impermeabilidad, logra una mezcla más plástica y retarda ligeramente el fraguado, pero reduce la resistencia.

El uso de cal facilita la aplicación por la plasticidad que otorga y retarda el fraguado, pero reduce la resistencia, por lo que no se debe abusar de ella.

El mortero se debe preparar sobre una superficie no absorbente (figura 9.29).

9.6.4. Recomendaciones de tendido

El tendido de los muros requiere considerar un plan de trabajo y una dinámica, de tal forma que se logre un trabajo continuo con el mínimo de interrupciones, por lo que se sugieren algunas recomendaciones:

1. Antes de iniciar el tendido, es conveniente "presentar" la primera hilada para ajustar correctamente la posición de instalaciones, castillos y el espesor de juntas verticales. Una de las causas de aparición de fugas en tuberías es que se hayan forzado para ajustar al muro, por lo que se debe prever un trazo adecuado antes del colado de la losa y mantenerlas cargadas controlando con manómetro.
2. Se recomienda un centro de producción dentro de la obra para control del consumo de material y de la calidad de la mezcla, de tal forma que se evite que el albañil que está fabricando el muro, interrumpa su trabajo y, por ende, el proceso.
3. La consistencia del mortero debe estar de acuerdo con el peso de las piezas de mampostería. En caso de piezas mayores, se recomienda un tendido largo para que, cuando se asiente la siguiente hilada, el mortero haya adquirido un grado de dureza que permita el peso adicional de las hiladas subsecuentes sin deformarse.
4. El ritmo de obra exige calibrar la producción de mortero, su consumo y su duración. El mortero en seco dura hasta 24 horas, y el mortero con agua debe emplearse en las dos primeras horas posteriores a su preparación, pudiendo remezclarse una vez con agua. En lo posible, evítese este remezclado, pues reduce la resistencia del mortero (figuras 9.30 y 9.31).



Figura 9.30 Dinámica de tendido.



Figura 9.31 Tendido. El hilo se coloca del lado de la cara.

9.6.5. Apuntalamiento durante la construcción

Durante el proceso de construcción de un muro, éste es vulnerable a la acción del viento mientras no se encuentre estabilizado por el colado de los castillos previstos en el proyecto ejecutivo. Se considera que los muros son estables después de que los castillos adyacentes se han colado y el concreto tiene una edad mínima de 12 horas.

Por lo anterior, es indispensable asegurar la vida del personal de obra cuando se presenten vientos cuyas velocidades pongan en riesgo la estabilidad de los muros en proceso de construcción.

La primera medida de seguridad es marcar una zona restringida a cada lado del muro en proceso de construcción, hasta que alcance su estabilidad final, proporcionada por los elementos permanentes de soporte definidos en el proyecto.

La altura que se puede alcanzar sin apuntalar, dependerá de factores como el nivel de exposición al viento, el que esté unido o no con muros perpendiculares y si los castillos se encuentran o no colados (figura 9.32).

Ante todo, debe protegerse la seguridad de los trabajadores; así cuando existan ráfagas altas de viento y los muros no estén apuntalados, debe retirarse al personal de la zona.

Asimismo, cuando los muros ya estén apuntalados y la velocidad del viento sea mayor a 50 km/h,



Figura 9.32 Ejemplo de muro expuesto que debe ser apuntalado. En este caso, es insuficiente.

el personal de obra deberá ser evacuado, ya que es incómodo caminar con el viento (tabla 9.3).

El apuntalamiento debe asegurar la estabilidad del muro mediante conexiones a los elementos adyacentes estables de la edificación y soportar las cargas especificadas en los análisis.

La velocidad del viento deberá determinarse en la proximidad del sitio de trabajo. La medición de la velocidad del viento puede ser por métodos instrumentales o escalas visuales, por ejemplo con la escala de Beaufort (tabla 9.3).

9.7. Vanos en puertas y ventanas

Los huecos son interrupciones en la capacidad de resistencia de un muro, alterando su comportamiento.

Es esencial su detallado correcto. Los huecos mayores a 60 cm deben rodearse de castillos y dalas, para remplazar con un marco de concreto el efecto del muro perdido en ese espacio.

Existen huecos menores, sin embargo, que por su posición o por la del muro en que se encuentran, deben también reforzarse (figura 9.33).

En lo posible, deben evitarse las ventanas con antepecho en el extremo del edificio, como se muestra en la figura 9.34. Son preferibles las ventanas de piso a techo, ya que se logra un muro que en efecto ayuda a que se acoplen en forma perpendicular.

Tabla 9.3 Escala de Beaufort

Grado de la escala Beaufort	Velocidad del viento (km/h)	Nombre escala Beaufort	Indicadores
0	0	Calma	Calma; el humo sube verticalmente.
1	1-5	Ventolina	La dirección se puede apreciar por el movimiento del humo, pero no por medio de veletas.
2	6-12	Flojito	El viento se siente en el rostro; las hojas se mueven ligeramente; las veletas ordinarias se mueven con el viento.
3	13-20	Flojo	Las hojas y las ramas delgadas se mueven constantemente; el viento extiende las banderas ligeras.
4	21-29	Bonancible-moderado	Levanta polvo y papeles sueltos; las ramas pequeñas se mueven.
5	30-39	Fresquito	Los árboles pequeños empiezan a balancearse; en los lagos pequeños se observan olas con crestas.
6	40-50	Fresco-fuerte	Se mueven las ramas grandes; los cables telefónicos silban; es difícil usar sombrillas.
7	51-61	Frescachón-muy fuerte	Los árboles enteros se mueven; es incómodo caminar contra el viento.
8	62-74	Ventarrón-temporal	Se rompen las ramas de los árboles; generalmente no se puede avanzar.
9	75-87	Ventarrón fuerte-temporal fuerte	Daños estructurales ligeros.
10	88-101	Temporal duro	Los árboles son arrancados de raíz; ocurren daños estructurales considerables.
11	102-116	Borrasca-temporal muy duro	Daños graves generalizados.
12	117 o más	Huracán	Devastación

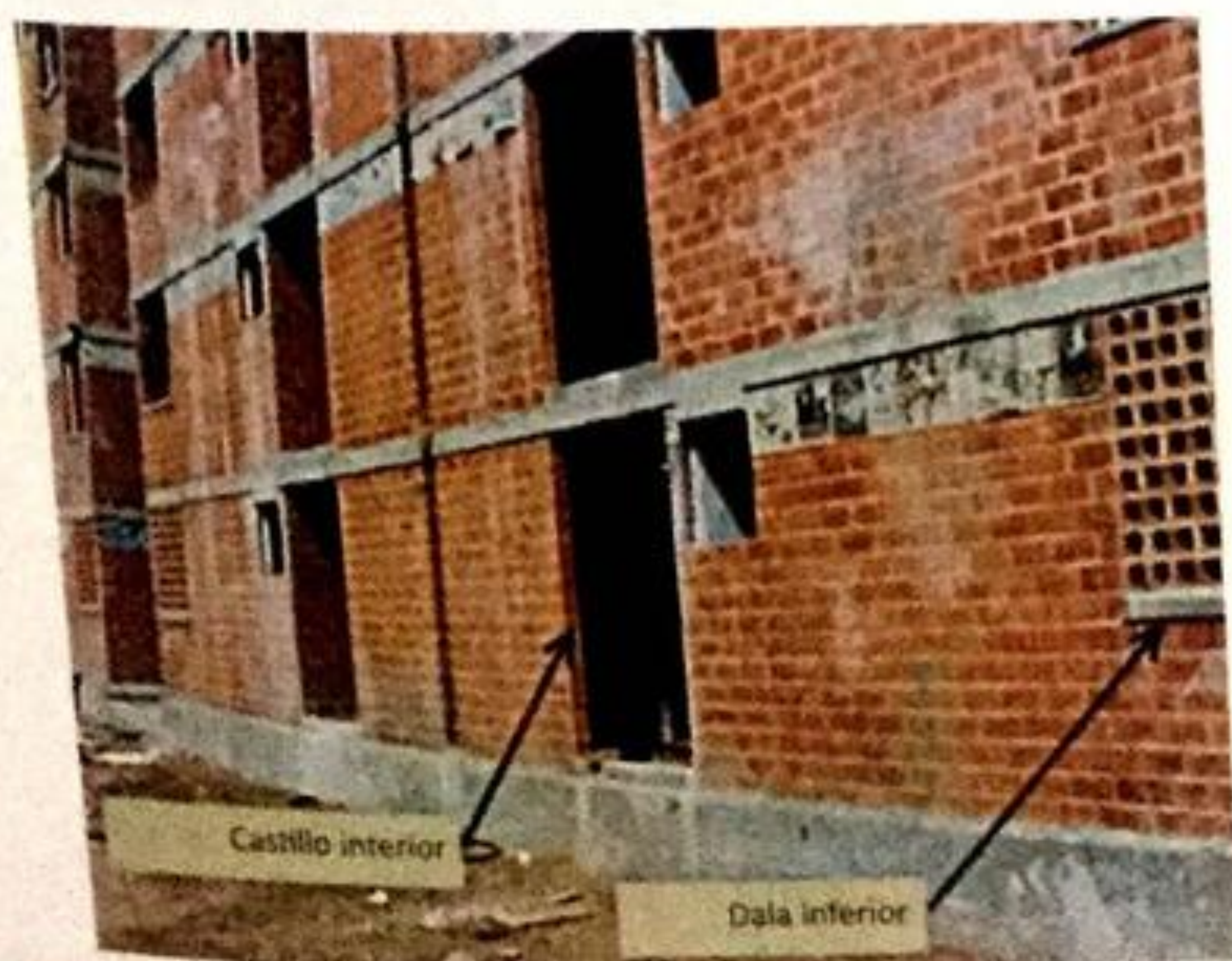


Figura 9.33 Huecos en muros.

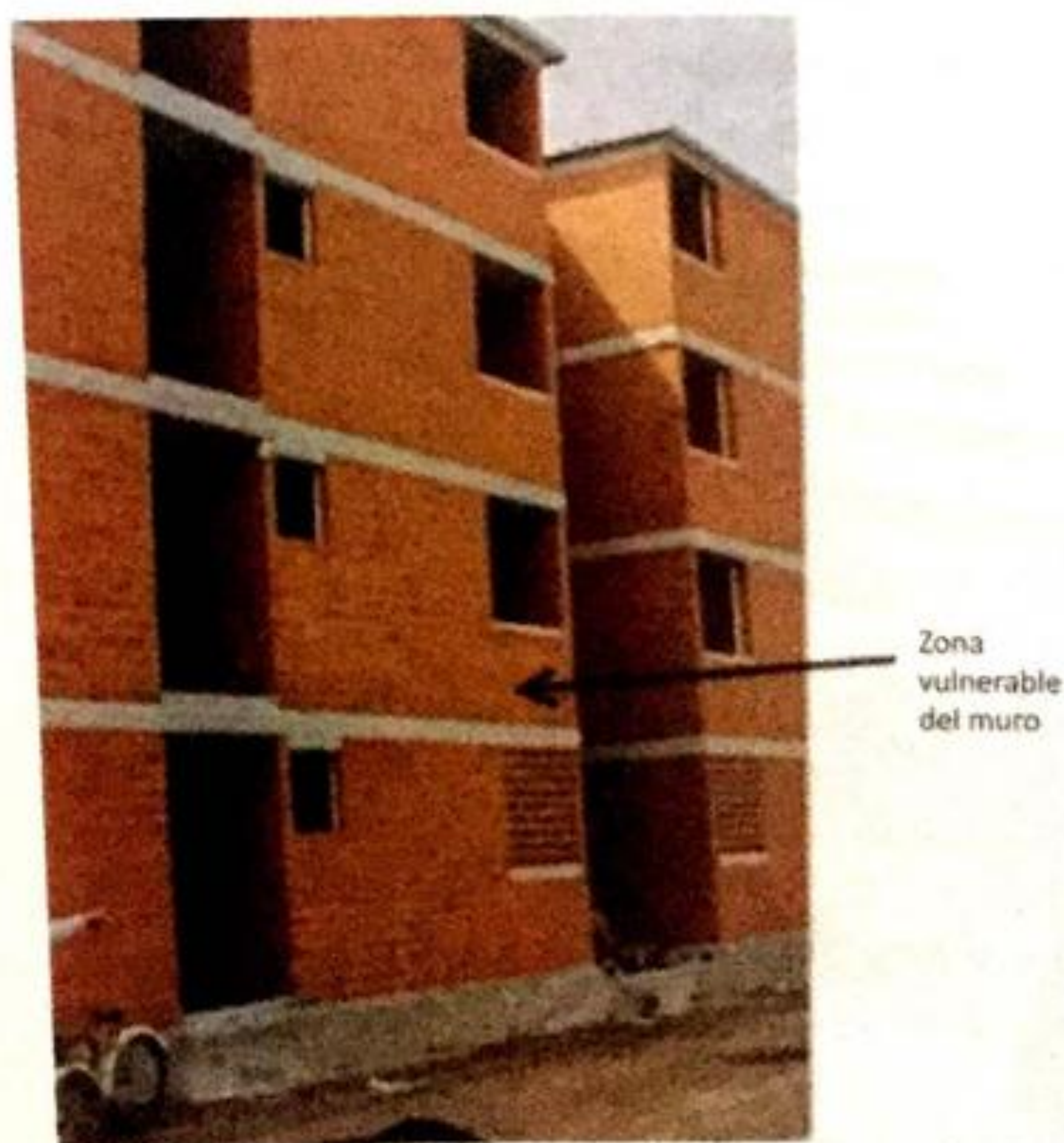


Figura 9.34 Detalle de ventana en extremo.

9.8. Techos

9.8.1. Tipos de techos

Los techos se pueden clasificar de acuerdo con su construcción como:

- Colados en sitio: aquellos donde la colocación de concreto se realiza en el lugar que ocuparán.
- Prefabricados: aquellos donde la losa o los elementos de ésta, se cuelan fuera del lugar, se colocan y se fijan. Posiblemente se realice un colado adicional posterior.

Entre los techos colados en sitio se encuentra la losa maciza, la losa con nervaduras, la losa tipo "losacero" y las losas prefabricadas, como la vigueta y bovedilla.

Las losas prefabricadas constan de elementos que suelen ser autoportantes, es decir, mediante un escaso cimbrado es posible colocar los elementos en su lugar. Muchas veces requieren el colado de una capa de compresión, lo que da integridad al conjunto. Entre estos techos se tiene los de vigueta y bovedilla, tableros pretensados, etcétera (figuras 9.35 y 9.36).

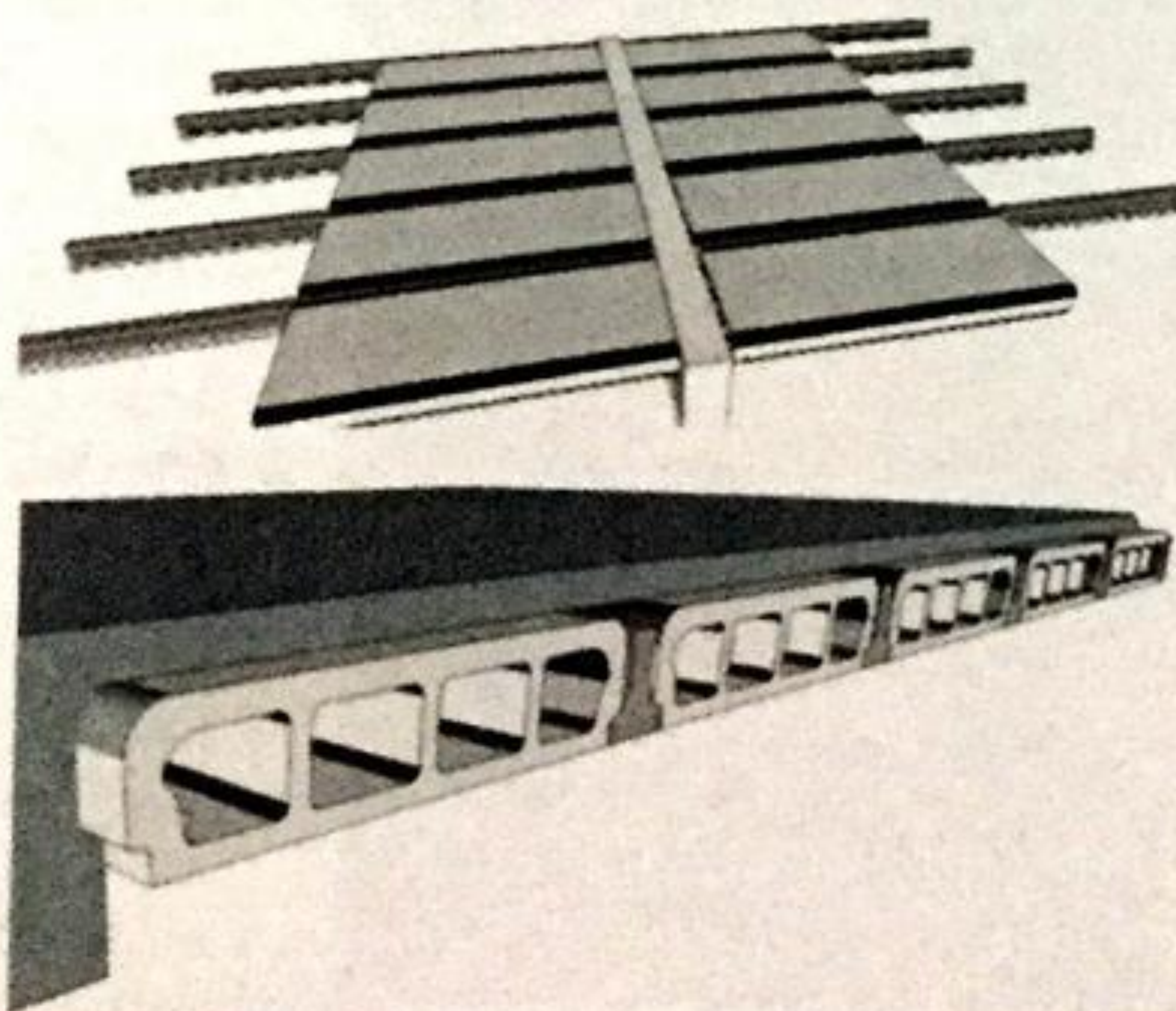


Figura 9.35 Losa de vigueta y bovedilla.



Figura 9.36 Losa con nervaduras y casetones.

9.8.2. Losa maciza

Las losas macizas se componen de una placa de concreto y se apoyan sobre trabes alrededor de ésta.

Por lo tanto, no contienen huecos en su interior (figura 9.37).

Dado el peralte de la losa, resulta crítica la posición del acero de refuerzo; por ejemplo, la variación de sólo 2 cm en una losa de 10 cm, reduce el peralte efectivo de 8 (2 cm de recubrimiento) a 6 cm; en proporción, la resistencia se reduce al $36/64 = 56\%$.

Por lo tanto, debe tenerse especial cuidado con la colocación de bastones en extremos y correr adecuadamente el acero del lecho inferior.

Tal como se muestra en la figura 9.38, cuando se emplea este tipo de losa como charola de baño, implica el paso de mucha instalación, por lo que debe ser adecuadamente reforzada para evitar fisuras.

En este tipo de losas, esperar el tiempo adecuado para descimbrar es más que indispensable, pues es factible que se deforme con sólo su peso propio, generando fisuras con una configuración en óvalo en la cara superior de la losa.

El resultado de la construcción de una losa debe ser una superficie plana, nivelada, con bajos niveles de vibración y sin fisuras.

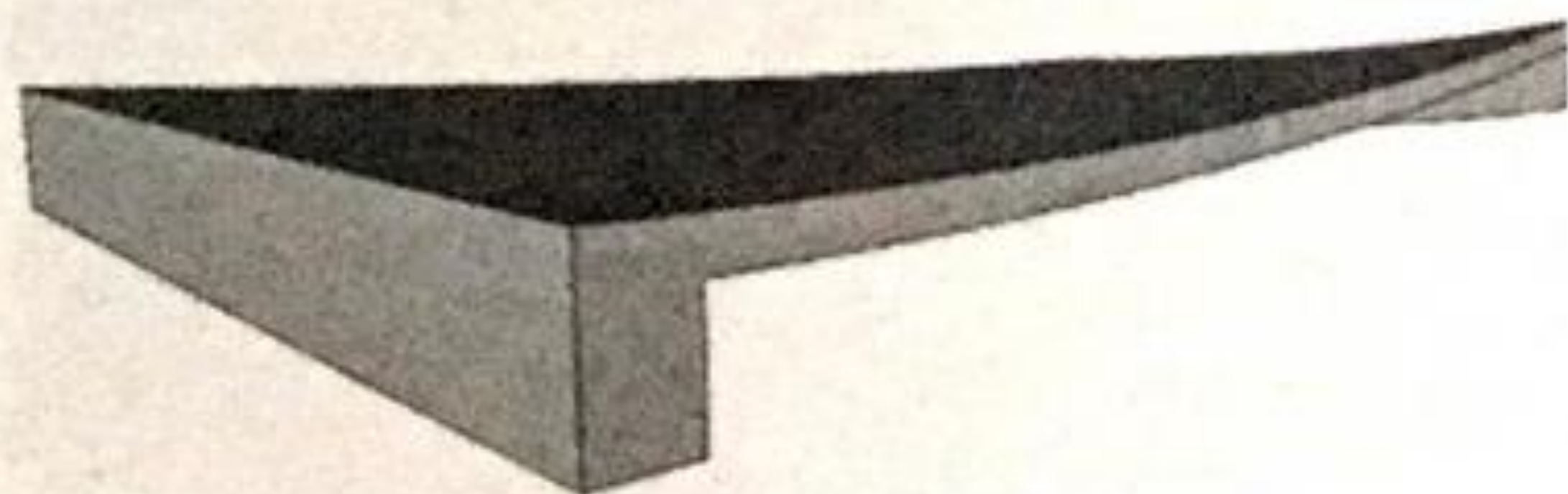


Figura 9.37 Losa maciza.



Figura 9.38 Losa maciza con instalaciones.

Esto implica reglas básicas en su construcción, además de un diseño adecuado, incluyendo los elementos de borde, como las dalas.

9.8.2.1. Cimbrado

La cimbra es toda la estructura temporal, metálica o de madera, además de la superficie de contacto con la losa.

En algunos casos deben diseñarse en especial el arriostramiento y la fijación de puntales, pues recibirá la carga del concreto fresco, además de las personas que estarán laborando en el colado, cuestión importante que debe tomarse siempre en cuenta.

El diseño de la cimbra debe realizarse considerando que es conveniente dejar los ajustes y puntales en la misma línea, para sólo retirar la cimbra y no reapuntalar, ya que la losa, si no ha adquirido su resistencia de proyecto, puede deformarse en esta operación sólo por el peso propio.

En edificios repetitivos, por ahorro y eficiencia, se controla la cimbra constituyendo juegos, identificándolos y moviéndolos en forma independiente.

En algunos casos, un incremento en costo de cimbra puede llevar a un mejor ritmo de obra, ya que permite un proceso más eficiente, lo que im-

plica que no debe contemplarse a la cimbra como un costo aislado, sino como parte de un proceso.

Un factor esencial es el número de usos que se puede dar a la madera. En el caso de la madera de contacto, es importante proteger sus aristas, lo cual se logra mediante una manipulación adecuada y sellando con pintura los cantos. También se debe curar la cimbra, es decir, que permanezca húmeda, y emplear, donde se requiera, algún tipo de desmoldante, sólo cuidando que no manche acabados delicados.

La nivelación de la cimbra es fundamental en la sensación de seguridad que posteriormente otorgue la losa, y deben adicionalmente considerarse las contraflechas indicadas en el proyecto, puesto que la losa, en cuanto se soporte a sí misma, tenderá a deformarse ligeramente.

La fabricación de tarimas, aunque genera elementos más pesados, puede acelerar el trabajo de cimbrado, pues se evita el habilitado de parte de la estructura de apoyo de los elementos de contacto.

Durante el cimbrado, además de las condiciones de nivelación, debe considerarse una contraflecha, sobre todo en el caso de losas de regular tamaño (mayores a 10 m²) y en trabes, de tal forma que la deformación elástica inicial sea menor a la misma, para que el elemento quede relativamente plano. Las contraflechas típicas suelen ser del orden de los 2 a 3 cm, variando, según el caso, por supuesto.

9.8.2.2. Descimbrado

El descimbrado es una operación que debe realizarse cuando el elemento tiene la capacidad para soportar su peso propio y una parte de la carga viva, lo relativo a los esfuerzos de construcción. Una regla empírica es que debe descimbrarse al haber alcanzado 70% de su resistencia, pero hay casos en que el apuntalamiento debe permanecer aún tiempo después, tal como se comenta a continuación (figura 9.39).

Cuando se tienen pisos sucesivos, la carga del piso superior, en el momento del colado, se trans-



Figura 9.39 Apuntalamiento de losa después del descimbrado.

fiere al 100% a la losa sobre la que se apoya la cimbra. Si se considera que para el diseño se previó una carga viva de 170 kg/m^2 (carga típica en vivienda), al cimbrar una losa de 10 cm, se tiene una carga de 240 kg/m^2 , esto es mayor a la carga de diseño.

Un caso especial es cuando incluso se emplea una losa para el almacén temporal de materiales de construcción.

Lo anterior lleva a la conclusión de resaltar la necesidad de conservar un apuntalamiento temporal, aun en el caso de que el concreto haya alcanzado su resistencia de diseño.

Este apuntalamiento puede abarcar una o dos losas debajo de la del colado. Debe evitarse la tentación de retirar estos puntales para acelerar los acabados como plafones y yesos (figuras 9.40 y 9.41).

Dado que se retiran elementos sobre la cabeza, que incluso se deben desprender, debe tomarse toda precaución para evitar accidentes.

Es conveniente retirar la cimbra por zonas para transportar la similar y evitar nuevos habilitados de forma innecesaria.

9.8.2.3. Agrietamiento superficial

El agrietamiento superficial, aun sin implicar un riesgo de tipo estructural, provoca temor en el



Figura 9.40 Cimbrado de una losa con puntales en la inmediata inferior.

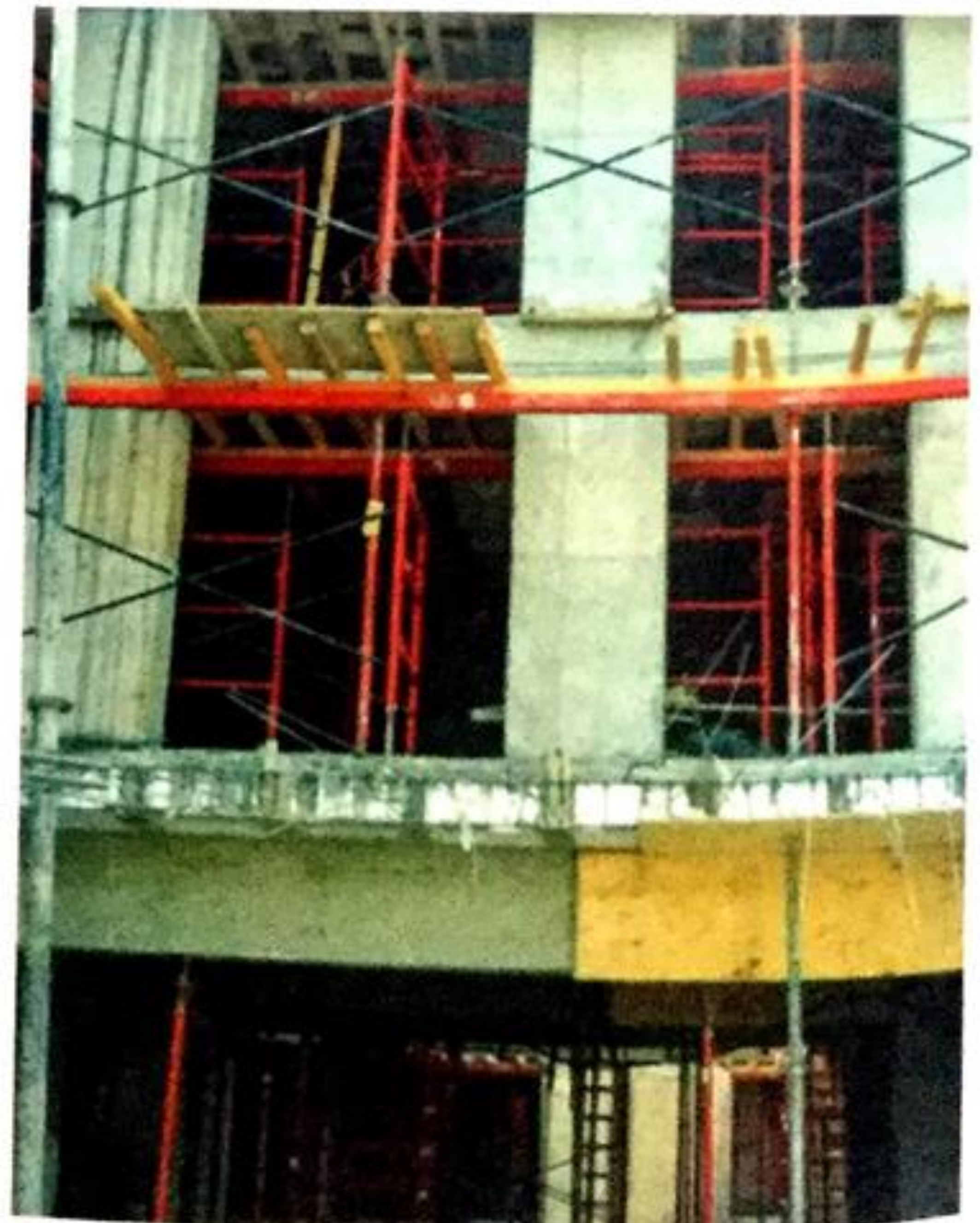


Figura 9.41 Cimbrado de una losa dejando dos losas inferiores apuntaladas.

usuario de la losa, además de problemas como filtración de líquidos y daño a acabados.

Para evitarlo se deben tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Iniciar el curado lo antes posible y durante tanto tiempo como se pueda.
- Emplear un revenimiento moderado en el concreto. En caso de mezclas fluidas, esto debe lograrse con aditivos más que con agua.
- Evitar la manipulación excesiva de la superficie durante el colado, como el transporte de vibradores o el paso del personal.
- Utilizar el tamaño máximo posible de agregado, ya que es la pasta la que se contrae, no el agregado.
- Emplear agregado fino sano, libre de impurezas, para disminuir la contracción.
- No espolvorear cemento seco para absorber el agua del sangrado. Emplear una manguera de plástico.

Curar una losa implica la operación de mantenerla húmeda después del fraguado inicial. Normalmente se realiza al día siguiente del colado. En lugares calientes debe emplearse incluso arena húmeda y plásticos para evitar que la losa pierda la humedad que necesita para el fraguado. No olvidar que es una reacción química, no un proceso físico de "secado" y, por lo tanto, requiere agua.

El uso de membranas de curado sólo se recomienda si no va a haber tránsito sobre la losa mientras permanezcan; en caso contrario, es mejor no colocarlas.

9.8.3. Vigueta y bovedilla

El sistema de losa de vigueta y bovedilla (figura 9.42) se usa debido a que presenta ventajas interesantes, como:

- La velocidad de construcción.
- Economía por el ahorro en cimbra.

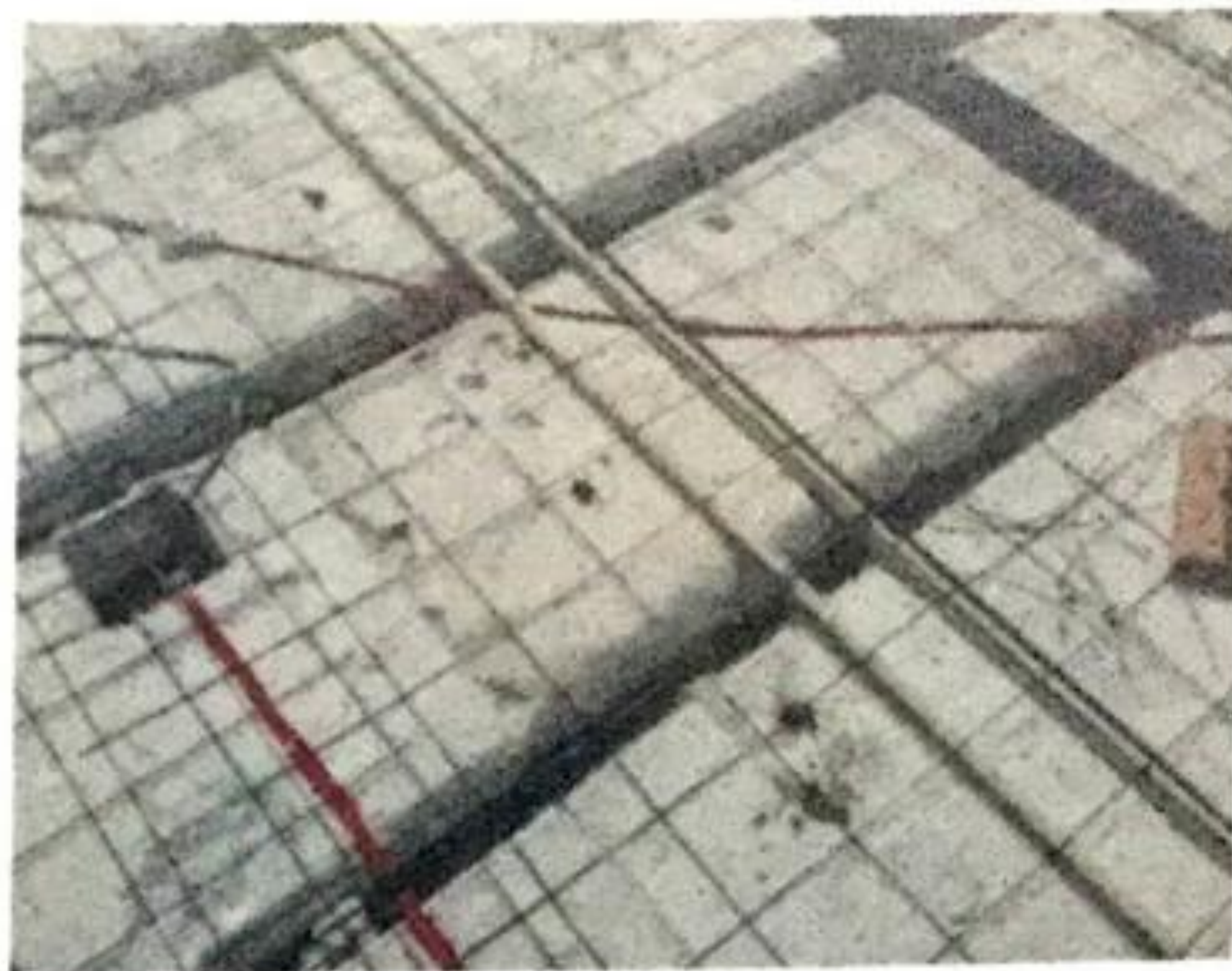


Figura 9.42 Sistema de vigueta y bovedilla.

- Menor transmisión de ruido.
- Mejor comportamiento ante el calor.

El sistema se integra por tres elementos:

- Viguetas
- Bovedillas
- Firme de compresión

Las viguetas pueden ser de alma abierta, esto es, con sólo el patín inferior precolado, y de alma llena, las cuales suelen ser pretensadas (figuras 9.43 a 9.45).

La selección del tipo de vigueta se realiza dependiendo de las condiciones de obra.

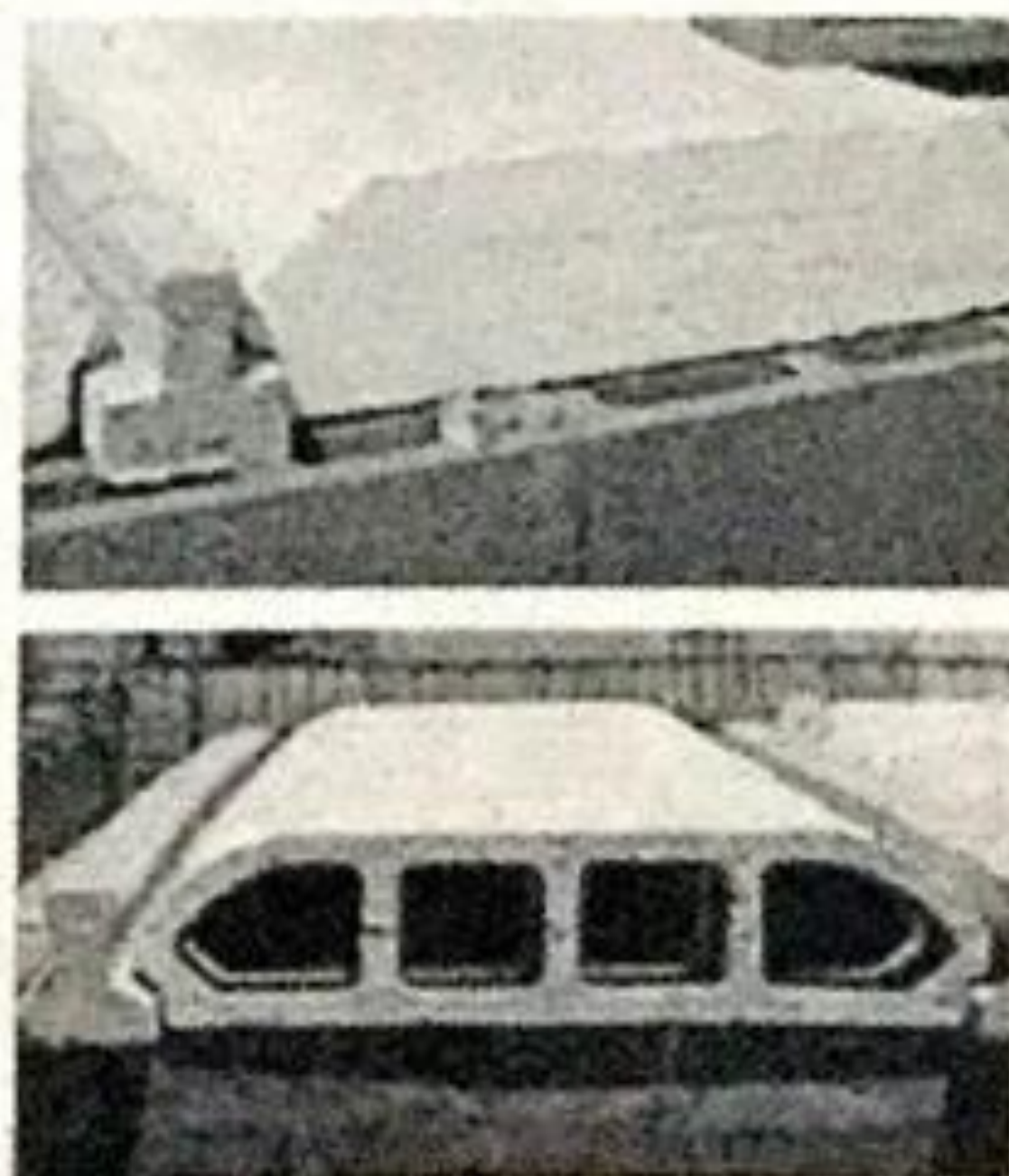


Figura 9.43 Viguetas de alma llena.



Figura 9.44 Viguetas de alma abierta correctas.

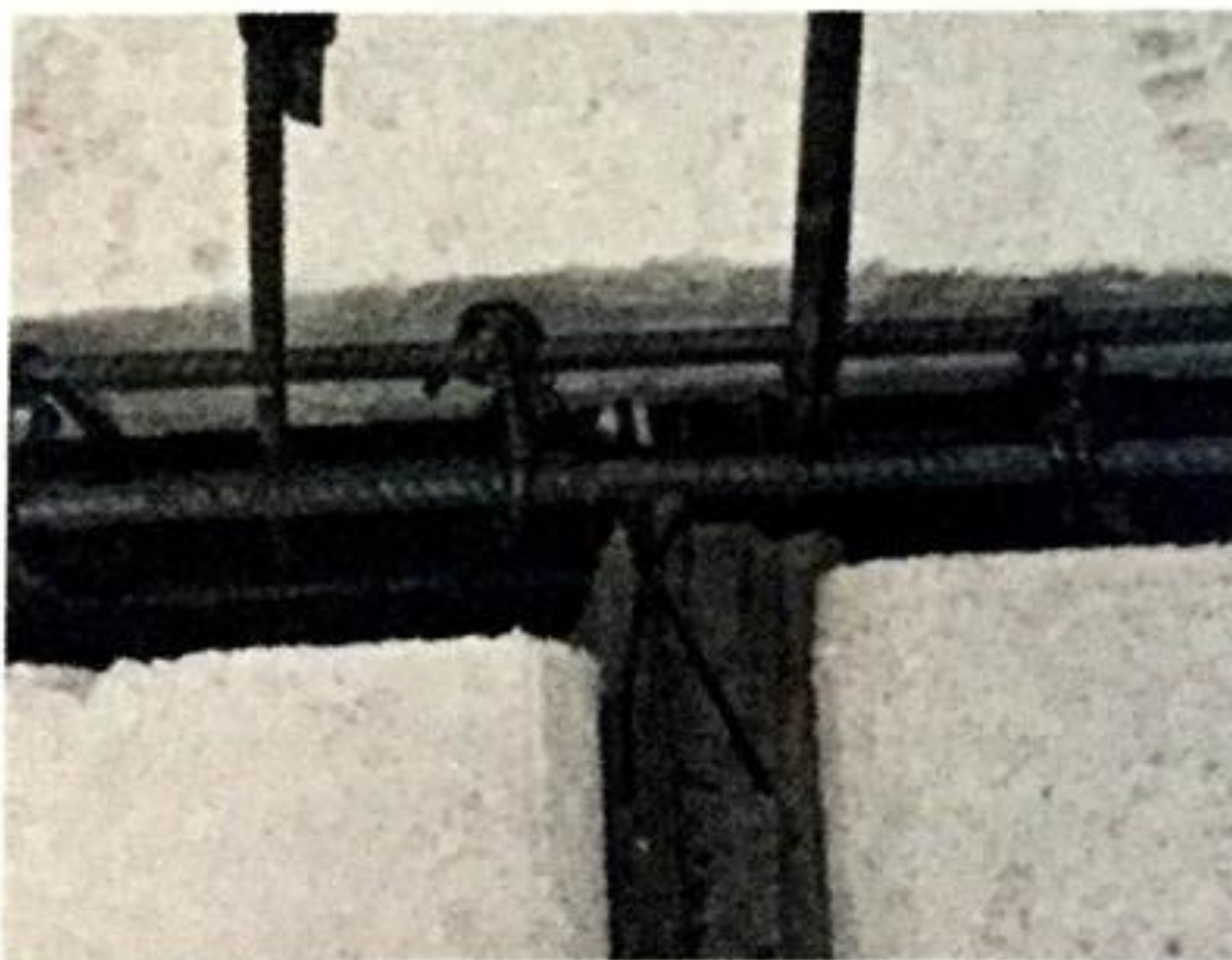


Figura 9.45 Vigueta de alma abierta dañada en su extremo y mal asentada.

Las viguetas de alma llena resisten más carga y cuentan con toda su capacidad aun antes del colado, lo que redundaría en usar un menor número menor de puntales, e incluso ninguno. Su desventaja es el peso para su manipulación manual.

Las viguetas de alma abierta se integran mejor al colado, pues el patín superior es parte del firme de compresión. Su desventaja consiste en el empleo de polines para su soporte durante

la construcción y que no pueden ser presforzadas, por lo que son de menor capacidad, además de que pueden dañarse con más facilidad durante su manipulación en el traslado y de que, por lo mismo, en caso de su peralte, suelen incluso presentar una flecha, por lo que requerirán un puntal para corregirla.

Las bovedillas pueden ser de poliestireno de densidad al menos de 12 kg/m^3 , cemento, arena e incluso barro (figura 9.46).

La función de la bovedilla es formar la cimbra para el firme de compresión entre viguetas. En sí, no tiene función estructural; sin embargo, su forma permite que el firme sea en realidad un arco de concreto entre dos viguetas.

El firme de compresión integra el sistema y es fundamental para que trabaje como un diafragma; con esto, su función no es únicamente transmitir carga gravitacional a las viguetas, sino ayudar a un buen comportamiento ante carga horizontal.

El firme debe ser armado, lo cual suele hacerse con malla electrosoldada $6 \times 6 - 10/10$ para espesores de 4 cm o $6 \times 6 - 8/8$ para 5 cm.

Debe estimarse el empleo de separadores o "silletas" para la malla, de tal forma que quede centrada en el firme.

Como todo sistema, deben conocerse sus limitaciones y la forma de emplearlo.

Existen principalmente dos aspectos a ser observados:

- Apuntalamiento durante la construcción.
- Soporte de las viguetas sobre las dalas o vigas perimetrales.



Figura 9.46 Bovedilla de poliestireno.



Figura 9.47 Apuntalamiento del sistema de vigueta.

El primer aspecto es fundamental, no sólo para evitar mayor deformación, sino para seguridad del personal que labora durante el colado.

El sistema de apuntalamiento (figura 9.47) consiste en el paso de vigas madrinas, mismas que dan soporte a varias viguetas. Su separación varía dependiendo del tipo de vigueta; lo típico es entre 1 a 3 m para el caso de vigas de alma llena. Este dato lo confirma el fabricante.

El soporte de las vigas sobre las trabes es fundamental, pues la falla de estos sistemas por falta de soporte es el colapso.

La forma de anclar una vigueta sobre un muro implica que debe asentar hasta la mitad del eje del muro, con lo cual se da espacio para el colado de la trabe. Esto implica al menos 8 cm de apoyo (figura 9.48).

De ser posible, el acero de la trabe debe atravesar la vigueta, con lo cual se mejora el amarre. Esto no es posible con algunas viguetas de alma llena, pero se completa la integridad con cadenas sobre los muros transversales.

Las viguetas de claros contiguos no se alinean, sino que se desfazan ligeramente para no perder apoyo (figura 9.49).

Durante el colado es necesario emplear tablo- nes para la circulación sobre el sistema de viguetas, debido a que las bovedillas muchas veces no tienen la capacidad para soportar el peso de una persona.



Figura 9.48 Apoyo de viguetas.



Figura 9.49 Caso de desfase en la alineación de viguetas.

En cuanto a las instalaciones, debe preverse que serán paralelas a las viguetas, debido a que éstas no se pueden perforar para el paso de ductos.

9.9. Supervisión y control de calidad

9.9.1. Propiedades índice de los muros

Las propiedades índice de un muro de mampostería a verificarse en obra son:

f'_m resistencia de diseño a compresión
 v'_m resistencia de diseño a compresión diagonal

Absorción

f'_j resistencia de diseño del mortero

En zonas sísmicas, se ha hecho énfasis tradicionalmente en la resistencia de diseño a compresión, f'_m ; sin embargo, la resistencia de diseño a compresión diagonal, v'_m , es el principal factor ante carga lateral.

9.9.1.1. Comentarios sobre la resistencia de muros de mampostería

En un edificio típico de cuatro niveles de muros de mampostería, los muros de la planta baja tendrán un esfuerzo de alrededor de 4 kg/cm^2 , lo cual, dada la resistencia de los mismos, resulta de menor importancia, salvo en casos particulares.

Sin embargo, la resistencia a compresión diagonal tiende a ser superada por las acciones de sismo, sobre todo en las regiones del país con alto riesgo, por lo que es necesaria la inclusión de muros de concreto para rigidizar y dar resistencia.

Existen piezas de mampostería que tienen un v'_m de hasta 5.5 kg/cm^2 (o incluso mayores), lo que se refleja en una menor densidad de muros de concreto, pero, a cambio, es necesario un mejor detallado, en forma similar a los criterios de ductilidad en diseño por concreto.

Con lo anterior se logra un ahorro en la construcción, pero se debe ser cuidadoso en el diseño y la construcción.

9.9.2. Pruebas durante el proceso

Las pruebas de proceso se muestran en la tabla 9.4.

Tabla 9.4

Concepto	Especificación	Muestreo sugerido
Apariencia	No debe haber presencia de grasa, fisuras, despostilladuras (muros aparentes) o algún otro desperfecto en las superficies del muro	4 muros por planta de vivienda
Aparejo	Cuatrapeado	4 muros por planta de vivienda
Muros a tope	Deben estar conectados con el muro ortogonal	1 muro por planta de vivienda
Plomo	Menos de 0.004 de la altura y de 1.5 cm	4 muros por planta de vivienda
Espesores de junta	Menor de 1.2 cm horizontal con acero y de 1.0 cm sin acero. Mínimo 0.6 cm.	3 juntas en 4 muros por vivienda
Penetración de mortero en alveolos	1.0 en piezas	1 muro por planta de vivienda
Colado de castillos en piezas huecas	Colado completo	2 castillos por planta de vivienda
Colado de piezas huecas traslapadas con multiperforado	Colado completo	2 piezas por planta de vivienda
Colocación de acero en castillos	Que no se traslape más de 50% del acero en una misma sección	2 castillos por planta de vivienda
Colocación de acero horizontal	Sin traslapes, y anclado en extremos con ganchos a 90° en el plano del muro	2 hiladas por planta de vivienda

9.9.3. Absorción de agua

La absorción de agua se verifica bajo tres aspectos: máxima, mínima e inicial.

Las tres tienen un papel diferente. Una pieza muy absorbente tiende a secar una mezcla. Si se emplea saturada puede aportar gran cantidad de agua al mortero haciéndolo inservible.

La absorción inicial tiene un efecto directo sobre la fabricación y la cantidad de humedad que deben tener las piezas al ser colocadas.

La absorción mínima, aunque no se reglamenta, es necesaria para la integración química del mortero con la pieza. Véase, por ejemplo, el caso de los bloques de vidrio; éstos deben tener una forma especial debido a su nula absorción.

9.9.3.1. Límites para la absorción de agua

Los valores límite de absorción que se proponen en la norma NMX-C-404-ONNCCE-2012, se muestran en la tabla 9.5.

9.9.3.2. Absorción inicial de agua

La importancia de la absorción inicial se relaciona con la cantidad de agua que puede restarle una pieza a la pasta del mortero, reduciendo su resistencia.

Otras pruebas que se emplean para controlar la humedad y el desplazamiento del agua en las piezas de mampostería, son las siguientes:

- Resistencia a la penetración del agua en muros de fachada (prueba británica).
- El uso de hidrofugantes en la masa del concreto vibrocomprimido (prueba trancesa de la capilaridad en los bloques de concreto).
- El uso de hidrofugantes sobre la superficie de la fachada.

9.9.4. Pruebas destructivas

En ciertos elementos es necesaria la realización de pruebas de tipo destructivo; por ejemplo en la verificación de la penetración del mortero en los bloques tipo multiperforado, debido a que su resistencia a cortante está fuertemente vinculada con este parámetro.

Otro ejemplo son los castillos ahogados. En este caso es necesario conocer si la varilla está correctamente anclada y se ha colado hasta el fondo del castillo.

En pruebas realizadas a escala natural se ha comprobado la importancia de que la mezcla de mortero penetre hasta el fondo de los castillos, pues es justamente en esa zona donde se presentan las mayores concentraciones de carga y el inicio de la falla del muro.

9.9.5. Orden y limpieza en la obra

El orden y la limpieza son requisitos necesarios para la calidad de la obra. La falta de éstos implica siempre descuido y mala calidad.

El orden debe establecerse desde las primeras etapas de la obra, indicando claramente las zonas de almacenamiento de los diversos materiales, de tal forma que se pueda acceder a ellos de manera simple y con el menor trayecto posible.

En obras extensas es probable que se requiera el establecimiento de almacenes intermedios, mismos que deben contener el material a emplearse a corto plazo.

La basura de la obra es la que se produce por las labores del día. No es aceptable acumular en cualquier parte envases ni restos de alimentos.

Tabla 9.5

Tipo de material	Absorción inicial		Absorción total en 24 horas (%)
	Muros expuestos al exterior (g/min)	Muros interiores o con recubrimiento (g/min)	
Concreto	5	7.5	25
Arcilla artesanal	-	-	25
Arcilla extruida o prensada	5	7.5	20

Los contratistas deben contemplar como parte de su trabajo la limpieza local del tramo que les fue asignado, de tal forma que la recolección de basura y su concentración se simplifique.

9.9.6. Almacén de materiales

El control del almacén de materiales debe verse, más que como una actividad administrativa, como un mecanismo de control del consumo de materiales críticos.

El almacén es un reflejo de la capacidad previsor del superintendente de obra, pues no debe contener material que no se empleará a corto plazo (a menos que por condiciones de mercado se haya tenido que adquirir). También se debe considerar el trabajo a ejecutar en la semana y, de acuerdo con los tiempos de suministro, evitar que el obrero se detenga.

Las interrupciones del avance, además de costo, provocan cortes en el material y en la calidad de su colocación.

Se debe conocer el consumo de material por unidad de obra, de tal forma que sea posible compararlo contra las salidas de inventario para no tener ni pérdidas ni utilidades a costa de la calidad y seguridad de la obra.

Se debe considerar que existen materiales que requieren condiciones especiales de estiba, por ejemplo el cemento, que debe colocarse sobre una cama de polines para que no absorba la humedad del suelo.

No se deben colocar materiales de riesgo, como diesel, cerca de otros de tipo inflamable.

Adicionalmente, es necesario el estricto acatamiento de las medidas de seguridad, y contar con extinguidores, mascarillas, etcétera.

9.9.7. Control del consumo de materiales

El control del consumo de materiales puede ser una buena ayuda para controlar la calidad de la obra.

Se requiere establecer puntos y mecanismos de control en:

- Recepción de materiales.
- Traspasos entre obras.
- Salidas de material a campo.
- Empleo de material.
- Recuperación de material de campo.

9.10. Programación de obra

La programación correcta de una obra es uno de los factores esenciales para asegurar la calidad de la misma.

La construcción de una obra tiene como fin una utilidad, la cual no es necesariamente de tipo monetario. Para lograrlo deben controlarse cuatro rubros: ingreso, costo, tiempo y calidad.

El ingreso y el costo conllevan al flujo de obra, que debe estar acorde con el ritmo que se pretenda lograr. La liquidez debe cuidarse para que el trabajo en campo no se vea interrumpido y, por ende, se alargue el tiempo y se reduzca la calidad. Estos cuatro factores están íntimamente ligados; la afectación de uno, tendrá repercusiones en los otros tres.

Lograr una obra que sincronice estos factores, implica un buen ritmo, el cual incluso se percibe cuando la gente que labora se encuentra haciendo lo que debe en orden.

Bajo este concepto se encuentran otros, como "sembrar avance". Esto implica que la obra se debe realizar en una forma escalonada, de tal manera que disminuyan los tiempos muertos de las cuadrillas especializadas. Ejemplos de esto es cuando en un frente se están levantando muros, y en otro se debe estar cimbrando y armando; cuando el albañil realice el colado de la losa, las cuadrillas de carpinteros deberán estar cimbrando en la zona de los muros recién terminados.

Como un reloj, un buen ritmo requiere un programa base donde la medida sea consistente, de tal forma que sea posible detectar desviaciones.

Requiere también que se planteen actividades que deban ser terminadas. Cualquier retorno a terminar algo, siempre será más caro y lento.

9.10.1. Importancia de contar con el material cuando se requiere

El control del avance implica prever el consumo de materiales para la siguiente semana o mes (la unidad dependerá del tiempo de suministro y la probabilidad de atraso). Un albañil debe contar siempre con el material a un lado para no distraerse. Cualquier movimiento adicional en búsqueda de material y herramienta, provoca no sólo la pérdida del tiempo que se distrae, sino la baja de rendimiento en tanto se adquiere nuevamente el ritmo.

9.10.2. Programa de obra

La disponibilidad de herramientas poderosas para auxiliar en la programación de una obra, tiene también un lado poco práctico.

En la planeación de una obra debe considerarse siempre en pocos renglones, un bosquejo de cómo se pretende atacar el orden y los tiempos de actividades; debe realizarse un programa maestro con muy poco detalle, que permita visualizar la obra.

Posteriormente podrá analizarse la realización de cada actividad, pero siempre debe privilegiarse el pensamiento sintético y la planeación global antes que la pulverización de la obra. El uso adecuado de marcas en el programa, como fecha en que se debe cerrar una determinada sección, permite dar mejor idea del atraso o adelanto que un reporte pormenorizado de atraso por subactividad.

9.11. Referencias

ASTM E1745 (1997). *Standard Specification for Water Vapor Retarders Used in Contact with Soil of Granular Fill under Concrete Slabs*. West Conshohocken, Pe: ASTM International.

Miguel Saad, A. (1975). *Tratado de construcción, Tomo II*. México D.F.: Compañía Editorial Continental.

NTC-DCEM (15 de diciembre del 2017). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería." *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (220 Bis), 614-688.

Tamez González, E. (2001). *Ingeniería de cimentaciones*. México: TGC Geotecnia.

En este capítulo se esboza el contenido y el proceso de una evaluación estructural, y se presentan, de forma breve, las diferentes técnicas de evaluación no destructiva y tipos de ensayos en obra. Puesto que escapa al alcance de este libro, la descripción detallada de estas técnicas y ensayos se puede consultar en las referencias de la literatura citadas.

Además, se discuten las técnicas de rehabilitación de estructuras de mampostería, haciendo énfasis en las ventajas y desventajas de cada una de ellas. También se externan recomendaciones para su análisis, diseño y construcción. Adicionalmente, se presentan diferentes técnicas para la rehabilitación de estructuras de adobe. Finalmente, se presentan, de manera resumida, los requisitos sobre evaluación y rehabilitación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC-DCEM, 2017) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2016).

En el anexo se presentan algunos ejemplos de aplicación de las recomendaciones de diseño de rehabilitación de muros.

10.2. Evaluación y análisis de edificios de mampostería existentes

La rehabilitación de un edificio existente requiere generalmente una serie de evaluaciones y análisis ejecutados por un profesional del diseño. Dependiendo de la importancia del edificio, así como del tiempo y los recursos, se pueden practicar diferentes niveles de evaluación.

A diferencia de un edificio nuevo, el diseñador se enfrenta a un sistema que ha sido diseñado atendiendo a reglamentos anteriores a los actuales. En algunos casos, incluso, la estructura no fue diseñada ni construida según una norma, tal y como ocurre en el sector de la autoconstrucción. Antes de iniciar cualquier actividad relacionada con la evaluación y el análisis, se requiere una planeación cuidadosa a modo de asegurar que se logrará comprender cabalmente el comporta-

miento e identificar las debilidades de la estructura. La evaluación y el análisis deben tender a la obtención de la curva carga-desplazamiento global de la estructura.

Antes de comenzar las actividades de evaluación y análisis, es conveniente que el diseñador y el propietario establezcan y documenten las directivas del proyecto de rehabilitación. En particular, es conveniente:

- Definir los requisitos del reglamento en vigor que la estructura existente y la rehabilitada deben satisfacer.
- Determinar los objetivos y metas de la rehabilitación.
- Identificar los recursos financieros y el presupuesto destinados por el propietario con el fin de detectar limitaciones a los objetivos y metas.

Es sumamente importante que el propietario tenga claro que los objetivos de desempeño son metas, mas no garantías de comportamiento.

10.2.1. Evaluación de edificios existentes

El término *evaluación* se define como la revisión e investigación técnica de la configuración de la estructura existente, tipos de elementos y materiales de construcción, condición y deficiencias, así como cualquier característica relevante al análisis y diseño estructural. En la evaluación se deberán incluir también los elementos contruidos con otros materiales distintos 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 probable. Es claro que, de inicio, se desconocen las propiedades de los materiales, el estado de esfuerzos en los elementos y el flujo de fuerzas, entre otras. La meta de la evaluación es identificar las variables y características más relevantes de una estructura para desarrollar un análisis estructural lo suficientemente completo. Los análisis se

harán bajo las acciones que se espera que ocurran durante la vida útil remanente de la estructura. Las actividades de una evaluación son las descritas brevemente en las secciones 10.2.2 a 10.2.5.

10.2.2. Registro documental de diseño y construcción

Es crucial recabar toda la documentación disponible sobre el diseño, la construcción y las características del suelo, así como acerca de las modificaciones posteriores de la estructura a intervenir. Se deben incluir cálculos, especificaciones, normas, planos de diseño y de taller, modificaciones al proyecto, dictámenes, inspecciones, determinaciones de propiedades de los materiales y cualquier otra evidencia que ayude a caracterizar el diseño original y la configuración actual. El nivel de detalle de la información recabada determinará el esfuerzo necesario para entender el comportamiento del edificio existente.

10.2.3. Inspecciones

La inspección del edificio es necesaria para confirmar que el registro documental recabado refleje las condiciones existentes, así como para identificar modificaciones o daños ocasionados por acciones anteriores. En una inspección se deben revisar: 1) configuración; 2) condición; y 3) deficiencias de la estructura.

En la inspección de la configuración de la estructura se incluye la verificación de las dimensiones del edificio, el arreglo de los elementos estructurales, las propiedades mecánicas de los materiales, los armados en elementos estructurales de concreto, detalles de elementos de acero y la localización y nivel de deterioro, si existiera. Las dimensiones de los elementos estructurales son generalmente fáciles de obtener; sin embargo, el armado de un castillo u otro elemento de concreto requiere el retiro del recubrimiento o el uso de trazadores (escáneres). Para esta fase es suficiente emplear cintas métricas y equipos topográficos (distanciómetros láser, niveletas, plomos, etcétera).

En la inspección de la condición de la estructura se incluye la evaluación de puntos de aplicación de carga, de signos de deterioro y de la influencia del ambiente. Si no hay señales claras de daño, es útil recurrir a técnicas de ensaye destructivo y no destructivo (ver sección 10.3).

Se debe prestar suficiente atención a la condición actual de las uniones (conexiones) entre muros de mampostería, y entre muros de mampostería y sistemas de piso y techo. Dichas uniones tienen funciones importantes en la transmisión de las cargas, en la disipación de energía y, en general, en el comportamiento global; las conexiones son, además, frecuentemente construidas de modo distinto a su diseño. Con respecto a lo anterior, en dichas zonas es prudente recurrir a inspecciones visuales, retiro de recubrimiento y evaluación no destructiva para localizar el refuerzo e identificar su diámetro y grado estructural.

Análogamente, es necesario verificar el estado físico que guardan los materiales a través de inspecciones visuales. Sin embargo, es frecuente que se requiera evaluar las propiedades mecánicas mediante ensayos, en particular en aquellos muros que resisten las mayores acciones, así como los que estén expuestos a ambientes locales agresivos, o cerca de las cimentaciones.

Una etapa necesaria en el proceso de evaluación es la revisión de las deficiencias de la estructura. Éstas pueden ser el resultado de irregularidades (en planta o en elevación), elementos o regiones de la estructura más débiles que otras, presencia de edificios vecinos que puedan golpear, materiales de construcción inapropiados, un sistema estructural mal concebido, detalles inadecuados y amenazas por condiciones del suelo, entre otras.

10.2.4. Propiedades de los materiales

Uno de los problemas más difíciles de resolver en un proyecto de rehabilitación, es el acceso físico a los elementos de carga para poder cuantificar las propiedades de los materiales.

En caso de elementos de concreto, es recomendable obtener probetas (corazones) con taladros para ser ensayadas en el laboratorio. El nivel de muestreo y número mínimo de pruebas, dependen de la información disponible y de la condición del edificio (Mendoza, 1991). Se debe tener cuidado con la selección de los métodos de muestreo para evitar demoliciones o daños a recubrimientos valiosos.

En el caso de mampostería, es deseable conseguir información detallada de las propiedades de las piezas en planos, memorias de cálculo o fabricantes. En caso contrario, será necesario recurrir a los valores de las propiedades establecidas en reglamentos y normas de construcción, sin perder de vista que estos valores son conservadores.

También es posible obtener probetas (pilas y muretes) de los muros. La confiabilidad de las propiedades de estas probetas es afectada por la calidad del procedimiento de obtención de la probeta.

10.2.5. Evaluación de grietas

La causa más frecuente de falla en la mampostería (entendiendo como falla a la alteración del nivel de desempeño o a la condición por la cual deja de cumplir una función) son las grietas en los muros, y no el colapso. En este capítulo se usa el vocablo fisura como sinónimo de grieta, sin denotar las diferencias en sus anchuras.

Así, en general, la filosofía de diseño se basa en eliminar las grietas, o bien en limitar su anchura a valores tolerables. Sin embargo, las grietas pueden indicar un posible colapso, alterar la apariencia arquitectónica o servir de entrada para humedad y demás agentes agresivos. Una grieta aparece cuando las deformaciones del muro exceden la deformación de agrietamiento de la mampostería.

No existe una clasificación universal y absoluta de la anchura de grietas que pueda considerarse peligrosa, ya que depende de la función de la estructura, el tipo de acción, la forma de grieta y el tipo de mampostería, entre otras.

Según datos recabados en estructuras de mampostería de Noruega, las grietas con anchuras menores que 0.15 mm no permiten el paso de agua de lluvia arrojada por el viento contra el muro. Sin embargo, esto no significa que todas las grietas con anchuras mayores permitirán el paso de agua. Una clasificación de anchura de grietas según el nivel de exposición deseable de la estructura, se presenta en la tabla 10.1 (Grimm, 1988). Así, un muro con grietas de anchura fina podrá estar expuesto al exterior; por ejemplo, Rodríguez y Castrillón (1995) han propuesto criterios para determinar el grado de daño de muros de mampostería confinada por sismo (tabla 10.2). Se recomienda consultar esta referencia para clasificar el estado de la edificación dañada. Conviene señalar que las NTC-DCEM (2017) consideran también cinco niveles de daño (ver sección 10.6).

Es importante tener en mente que el coeficiente de variación de la anchura de las grietas en estructuras de mampostería, es del orden de 40%; esto significa que la anchura máxima puede ser hasta del doble de la anchura media en un solo elemento.

Con objeto de entender el comportamiento de la estructura, el diseñador debe registrar:

- Patrón de grietas (horizontal, vertical, inclinado, etcétera).
- Longitud.

Tabla 10.1 Clasificación de grietas según el nivel de exposición de la estructura

Categoría		Anchura de grieta AG, mm
Muy finas	Impermeable	$AG < 0.15$
Finas	Exposición exterior	$0.15 < AG < 0.30$
Mediano	Exposición interior-húmeda	$0.30 < AG < 0.50$
Extenso	Exposición interior-seca	$0.50 < AG < 0.60$
Severo		$AG > 0.60$

Tabla 10.2 Criterio para determinar el grado de daño de muros de mampostería confinada después de un sismo

Grado	Estado de daño
I	Grietas pequeñas, difícilmente visibles sobre la superficie del muro. Grietas mínimas en castillos y dalas de confinamiento. Grietas con anchuras menores que 0.2 mm.
II	Grietas claramente visibles sobre la superficie del muro, con anchuras entre 0.2 y 1 mm.
III	Inicio de la formación de agrietamiento diagonal en muros confinados con castillos y dalas. Grietas grandes en la superficie del muro, con anchuras de entre 1 y 3 mm.
IV	Agrietamiento diagonal en muros confinados con castillos y dalas, o en muros de relleno ligados a marcos; grietas con anchuras mayores que 3 mm. Inicio de la formación de agrietamiento diagonal en muros sin castillos y dalas.
V	Desprendimiento de partes de piezas. Aplastamiento local de la mampostería. Prolongación del agrietamiento diagonal en castillos o dalas (anchuras de grietas superiores a 1 mm). Agrietamiento diagonal en muros sin castillos y dalas. Deformación, inclinación horizontal o vertical apreciable del muro.

- Anchura (uniforme o variable uniformemente).
- Profundidad (indicar si pasa a través del recubrimiento).
- Edad.

La manera más sencilla para medir la anchura es mediante la comparación de la grieta con marcas de diferentes anchuras pintadas en láminas plásticas (llamado comparador de grietas o grietómetro). Las mediciones mejoran en precisión si se usan lentes de aumento.

Para mediciones más precisas aún, o bien de largo plazo, es conveniente recurrir a transductores de desplazamientos (de corriente directa o alterna) conectados a equipos electrónicos de captura de información.

Un aspecto crucial en la evaluación de una estructura de mampostería es determinar si la grieta es activa o pasiva. Las activas manifiestan deslizamientos y anchuras mayores, mientras que

las pasivas no cambian en anchura ni longitud. Existen tres métodos para detectar los movimientos de las grietas:

1. Mediciones periódicas con ayuda de láminas plásticas (figura 10.1). Las mediciones se hacen sobre una misma grieta y en tres o cuatro lugares seleccionados con anterioridad.
2. Testigos de yeso. Conviene usar agua caliente para acelerar el fraguado del yeso y registrar la fecha de colocación. Es importante tener cuidado de que el testigo no se agriete por contracción del yeso. Normalmente los testigos tienen forma de X, de modo que en la zona de menor anchura ocurra el agrietamiento a medir. Es recomendable que el espesor del testigo no exceda 2 mm.
3. Monitores plásticos de grietas. Se trata de dos piezas plásticas que se adhieren una en cada lado de la grieta de interés, y que una pieza se desplaza con respecto a la otra (figura 10.2).



Figura 10.1 Comparador plástico de grietas o grietómetro.

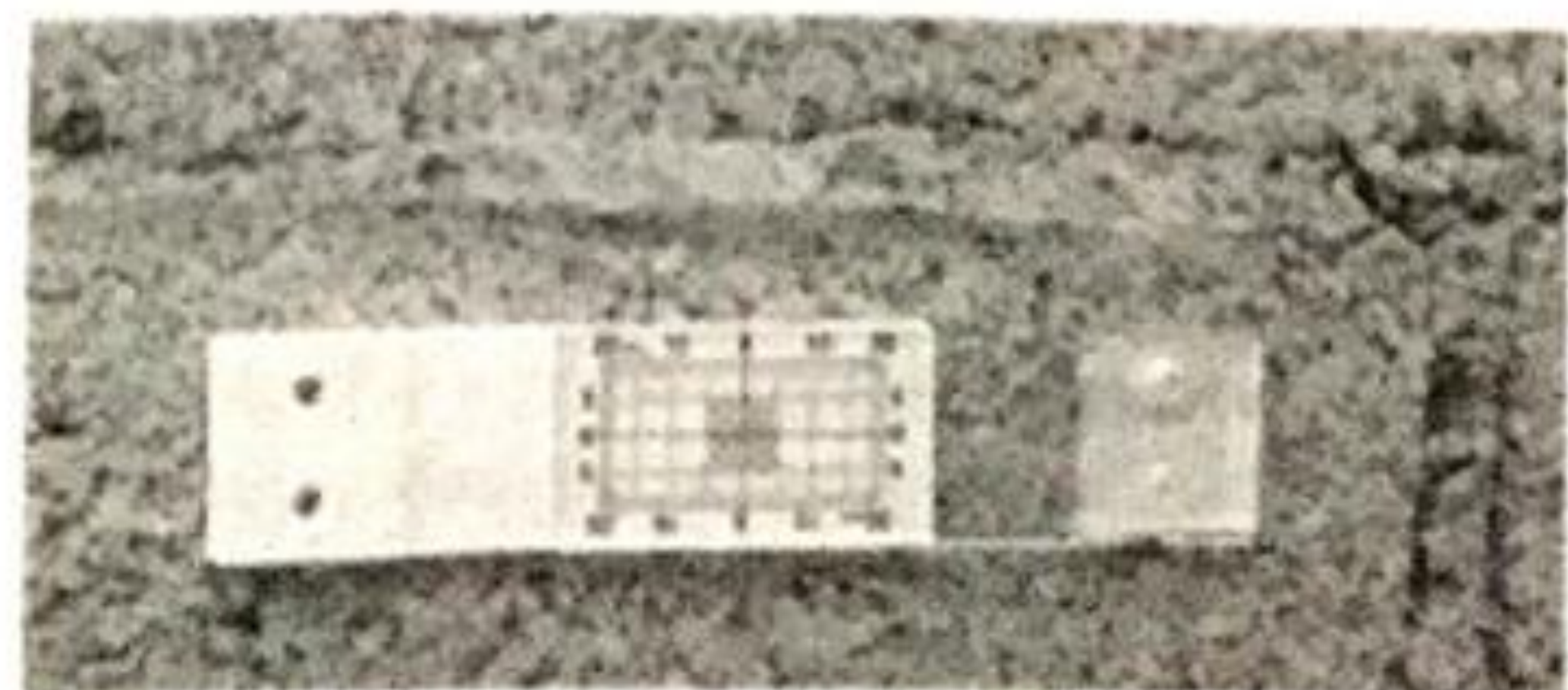


Figura 10.2 Monitor plástico de abertura de grietas.

10.2.6. Criterio de seguridad de la rehabilitación

En términos generales, existen dos tipos de intervenciones o rehabilitaciones dirigidas a: 1) mejorar el comportamiento de la estructura; y 2) reparar la estructura dañada y, si es necesario, reforzarla con objeto de mejorar las características de su desempeño. Si la edificación cambia de uso o se remodela, es frecuente que se deba rehabilitar, para mejorar su comportamiento (capacidad de carga, por ejemplo), o se repare algún elemento dañado. En cualquiera de estos casos, es necesario que el dueño y/o el usuario del edificio definan, conjuntamente con el diseñador, el nivel de desempeño que esperan de su estructura ante las acciones de diseño. De acuerdo con esto, corresponderá al diseñador seleccionar los criterios, sistemas estructurales y métodos de rehabilitación apropiados, y dimensionar y detallar la estructura, así como los elementos no estructurales y su contenido; al constructor, asegurar y controlar la calidad durante la construcción; y al dueño, mantener la estructura a largo plazo. Todo esto buscando que, a niveles especificados de acciones, la estructura no se dañe más allá de ciertos estados límite u otros estados de funcionamiento.

Además de lo que señale el reglamento de construcción, la rehabilitación es obligatoria en aquellos casos en que se añadan nuevas áreas útiles a la estructura, cuando las cargas gravitacionales se incrementen en más de 20%, cuando se altere el sistema estructural, o cuando haya daños de consideración. Toda rehabilitación mayor requiere evaluar la seguridad estructural. Normalmente, las rehabilitaciones se diseñan para cumplir con normatividad más moderna que la usada originalmente.

Si la rehabilitación se hace fundamentalmente por la alta vulnerabilidad ante sismos (es decir, por la alta probabilidad de sufrir daños), para un periodo de retorno dado, y si la vida útil remanente de una estructura es menor que la de una nueva (generalmente de 50 años), se podría usar un valor de aceleración esperada del terreno más bajo para una misma probabilidad de falla.

Sin embargo, las normas de construcción no permiten, por lo regular, reducir los valores de diseño de las acciones sísmicas y no sísmicas, aun para los casos de vida útil remanente corta.

El enfoque adoptado por los reglamentos de construcción del país, no permite aún escoger libremente los niveles de desempeño aludidos arriba ni reducir los valores de diseño sísmico en función de la vida útil remanente; por el contrario, establece estados límite y prescribe requisitos que se deben satisfacer. En lo que sigue en esta sección se hará referencia al uso de los reglamentos vigentes para verificar la seguridad estructural.

Para determinar la seguridad estructural del edificio existente y poder así determinar la conveniencia de rehabilitar una estructura, se deben determinar los elementos mecánicos en cada muro por medio de los métodos de análisis convencionales presentados en este libro.

Se debe prestar atención a los cambios de rigidez que pueda sufrir la estructura, ya que de ellos dependerá la distribución de elementos mecánicos obtenidos de análisis elásticos. Es de especial importancia el cálculo del periodo fundamental de vibración en el diseño sísmico. Si la incertidumbre asociada al cálculo de este parámetro es alta, es conveniente obtener el intervalo de periodos más probable y analizar la estructura para los extremos. Asimismo, en el análisis se debe considerar cualquier modificación en las capacidades de deformación y disipación de energía que haya sufrido la estructura por daño, o que pueda experimentar por la rehabilitación, para seleccionar el factor de comportamiento sísmico y/o el factor de sobrerresistencia con base en la reglamentación local, o bien a partir de ensayos de laboratorio disponibles de sistemas estructurales completos.

La comparación de la resistencia de entrepiso con el cortante actuante, ofrece una buena idea sobre la calidad del desempeño de la estructura.

Otro método para identificar la necesidad de rehabilitar, e incluso para especificar niveles de diseño, se apoya en la densidad de muros, definida como la suma de áreas transversales de mu-

ros en la dirección en estudio dividida entre el área de la planta del edificio. Este valor se puede relacionar con las demandas de resistencia y rigidez que establecen los reglamentos locales. Su mayor uso se da cuando se necesita una evaluación global rápida. En el cálculo se deben tomar en consideración la edad del edificio, la distribución de la rigidez y masa, las interrupciones en las líneas de resistencia, sobrerresistencias y su distribución y daños previos, entre otros.

En raras ocasiones, sobre todo cuando la estructura es de un valor histórico o estético sobresaliente, se justifican análisis no lineales estáticos o dinámicos.

Aunque puede resultar obvio, los coeficientes de diseño sísmico empleados deben ser consistentes con el peligro sísmico de la zona. Resultaría erróneo, incluso del lado de la inseguridad, considerar valores como los de la Ciudad de México en zonas de la costa del Pacífico mexicano. Por tanto, se deben adoptar los señalados en los reglamentos oficiales de la zona en estudio. Cuando no existan estos reglamentos, conviene consultar el *Manual de Obras Civiles* de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2016). Incluso, en algunas situaciones será necesario determinar, para el sitio en estudio, los valores de las demandas para un periodo de retorno dado (espectros de sitio). Siguiendo un razonamiento similar, se puede llegar a recomendar el uso de valores de diseño de las propiedades mecánicas de los materiales que estén basados en pruebas y estadísticas de los materiales locales, y no de los materiales de otros lugares.

Por lo general, en las revisiones de la estructura existente y en el diseño de las opciones de rehabilitación, se emplean los mismos factores de seguridad parcial (de carga y de resistencia) que para edificios nuevos. En particular, es justificable usar valores de los factores de resistencia iguales si los planos ejecutivos y las memorias de la estructura existente son congruentes, si no hay evidencia de propiedades inadecuadas o alteradas de los materiales o si, mediante ensayos no destructivos, se verifican las hipótesis ante-

teriores. En caso de estructuras dañadas, los valores de los factores de resistencia pueden ser menores, de manera de considerar los efectos que el daño tiene en la resistencia remanente del elemento. Sin embargo, a la fecha no existen estudios que aborden la problemática de determinar factores de resistencia para elementos dañados. Se sugiere entonces, aplicar el juicio para estos casos.

10.2.7. Toma de decisiones sobre una rehabilitación

10.2.7.1. Medidas a tomar después de un sismo

Inmediatamente después de un sismo, las estructuras serán evaluadas de tal manera, que se emita un juicio con respecto a su estado de daño.

Si la estructura no presenta daño o sólo exhibe daños ligeros, no es necesario realizar alguna acción, y la ocupación de la estructura estará permitida. Por otro lado, si el daño es tal que afecta la resistencia del edificio ante cargas gravitacionales y laterales, se debe restringir el acceso mientras se realiza una evaluación más detallada; sin embargo, es recomendable considerar un apuntalamiento de emergencia. Por último, si el nivel de daño es alto u ocurrieron colapsos parciales, se debe prohibir el acceso al edificio y restringirlo a zonas adyacentes. Las zonas en pie del edificio se deben apuntalar.

Entre las medidas que se puede adoptar para apuntalamiento de emergencia, están los apoyos verticales, horizontales, arriostramiento diagonal, tensores, restitución rápida de concreto en columnas muy dañadas, retirar el material desprendido y reducir cargas en la estructura, entre otras.

10.2.7.2. Criterios para rehabilitar una estructura

Una vez que, de la evaluación, se ha concluido que es necesario rehabilitar, la decisión se debe centrar en minimizar la intervención, asegurar que la intervención se pueda construir y optimi-

zar los costos globales. La intervención debe considerar, entre otros aspectos:

- Costos, tanto iniciales como a largo plazo.
- Durabilidad de los elementos originales, de los nuevos y de la interacción entre ellos.
- Mano de obra y equipos disponibles.
- Necesidad, o no, de mantener ocupado el edificio mientras se realizan los trabajos de rehabilitación.
- Estética.
- Conservación del carácter histórico.
- Duración de la construcción.

En términos generales:

- Los edificios con irregularidades importantes, tanto en rigidez como en sobrerresistencias, deben rehabilitarse buscando disminuirlas o eliminarlas.
- Si el edificio posee elementos no estructurales vulnerables a los desplazamientos esperados de la estructura, se recomienda incrementar la rigidez de manera apreciable.
- Se deben satisfacer todos los requisitos que sobre la resistencia marcan los reglamentos locales; se debe buscar el mínimo de modificaciones de las rigideces locales y el máximo incremento posible de la ductilidad local disponible en la estructura.
- Conviene calcular los cocientes de resistencia remanentes (como la razón entre la resistencia remanente y la resistencia original de un elemento o región crítica); estos cocientes pueden servir de guías para priorizar los trabajos de rehabilitación.

10.2.7.3. Opciones de intervención en un edificio

Siguiendo las recomendaciones señaladas antes, se puede decidir sobre la necesidad, o no, de rehabilitar. Si es necesario intervenir, las opciones

pueden ser uno o la combinación de los siguientes tipos:

- Corregir problemas de durabilidad.
- Reducir la masa o restringir el uso del edificio.
- Modificar el sistema estructural, mejorando la configuración y los elementos.
- Adicionar nuevos elementos estructurales (por ejemplo nuevas dadas de cerramiento sobre los muros).
- Modificar local o globalmente los elementos con y sin daño.
- Reemplazar los elementos inadecuados o severamente dañados.
- Redistribuir los efectos de las acciones (por ejemplo renivelando una estructura).
- Colocar elementos de control de la respuesta.
- Demoler total o parcialmente la estructura.

10.2.7.4. Algoritmo del diseño de una rehabilitación

Se recomienda acatar los siguientes pasos:

1. Diseño conceptual, que involucra:

- Identificar el sistema estructural existente.
- Seleccionar, justificadamente, las técnicas, materiales y morfología de la rehabilitación, de modo que se puedan construir.
- Estimar las dimensiones de los elementos estructurales adicionales.
- Estimar la rigidez modificada de los elementos rehabilitados.
- Estimar un factor de comportamiento sísmico y un factor de sobrerresistencia, si es el caso.

2. Análisis, que incluye:

- Calcular las acciones verticales y sísmicas.
- Seleccionar modificaciones a los factores parciales de seguridad.

- Determinar los cambios en los efectos de las acciones, debido a las rigideces modificadas.
- Evaluar la compatibilidad de deformaciones entre los elementos de la estructura original y los elementos rehabilitados o adicionales.

3. Verificar:

- La selección del modelo de comportamiento de los elementos rehabilitados.
- El cálculo de las resistencias.
- La selección de factores de resistencia.
- Que las desigualdades de seguridad (en términos de resistencia, rigidez, capacidades de deformación y disipación de energía) se satisfagan ante acciones gravitacionales y sísmicas en los estados límite (o niveles de desempeño) de interés, lo que implica el dimensionado, diseño y detallado del refuerzo.
- Que los factores de comportamiento sísmico y el de sobrerresistencia sean adecuados.

10.3. Técnicas de evaluación y ensayos en el sitio de estructuras de mampostería

A continuación se describen algunos de los principales métodos para evaluar la mampostería. Se recomienda el estudio de Suprenant y Schuller (1994) para conocer más detalles. No todos los métodos son no destructivos; algunos requieren la extracción o remoción de probetas. Otros dejan manchas de grasa, agujeros u otras marcas que pueden ser no aceptables desde el punto de vista estético o arquitectónico.

La extracción de algunas probetas, como corazones, requiere usualmente de agua para enfriar la broca durante el barrenado. El agua puede dañar los acabados interiores y exteriores. Por otro lado, algunas pruebas pueden pro-

ducir polvo, ruido, radiación y cascajo. Para algunos métodos de prueba es indispensable contar con energía eléctrica, gas, aire comprimido, accesos especiales, andamios, equipos de izaje y otros.

Con algunos métodos se mide directamente la resistencia; algunos otros requieren de correlaciones con pilas, muretes o corazones para estimar la resistencia. Algunos más, como el martillo de rebote (esclerómetro o de Schmidt) y pruebas de penetración, son útiles para indicar la uniformidad de la mampostería. En la tabla 10.3 se presenta la aplicabilidad de algunos de los métodos disponibles. En lo que sigue se discuten las ventajas y desventajas de los métodos más empleados en estructuras de mampostería. Se sugiere al lector mantenerse actualizado del desarrollo y la evolución de las técnicas de evaluación.

10.3.1. Métodos de observación

10.3.1.1. Inspección visual

Consiste en la inspección de las grietas, los efectos de intemperismo, la calidad del mortero, el deterioro del mortero (por contracción, por ejemplo), la corrosión, la eflorescencia y otros defectos que se pueden detectar mediante la ayuda de lupas de baja potencia. En este método se incluyen mediciones de asentamientos diferenciales, así como el uso de equipos de fibra óptica para detectar grietas internas y vacíos.

10.3.1.2. Endoscopia

La endoscopia, también conocida como boroscopia o videoscopia, se emplea en los casos en que es necesario observar la condición del interior de la mampostería. A través de un orificio de 10 a 15 mm de diámetro, se introduce una sonda de fibra óptica con iluminación en la punta. Los movimientos de la sonda se controlan desde un equipo portátil. En ocasiones, los extremos de las sondas cuentan con escalas graduadas para facilitar la identificación y medición de objetos. Sus aplica-

Tabla 10.3 Aplicabilidad de los métodos de evaluación y ensayos en sitio

Condición	Método de prueba															
	Inspección visual	Martillo de rebote	Extracción	Barrenado	Penetración	Ensayes a corte	Corazones	Adherencia mortero-pieza	Gatos planos	Velocidad de pulso	Impacto eco	Magnético	Radiografías	Termografía infrarroja	Microondas	Resistividad de la mampostería
Resistencia de las piezas																X
Resistencia en el plano		X	X		X	X	X	X	X	X	X					
Uniformidad en el plano	X	X	X	X	X				X	X						
Deformabilidad en el plano									X							
Nivel de esfuerzos en el plano									X							
Localización de grietas	X								X	X	X		X			
Movimiento de grietas	X															
Desempeño ante carga																X
Tamaño de barra, localización y recubrimiento												X	X	X		
Localización de anclas												X	X	X		
Vacios en mortero fluido	X								X	X			X	X		
Vacios en la mampostería	X								X	X			X	X		
Corrosión del acero de refuerzo	X														X	X
Problemas de durabilidad	X								X	X				X		X

ciones incluyen la determinación de material y calidad de construcción de muros de gran espesor, la inspección de corrosión en barras o accesorios metálicos, así como la inspección de grietas y vacíos internos que han sido localizados con alguna otra técnica. Los equipos cuentan usualmente con cámaras fotográficas o de video que facilitan el registro de las imágenes.

10.3.1.3. Medición de las grietas

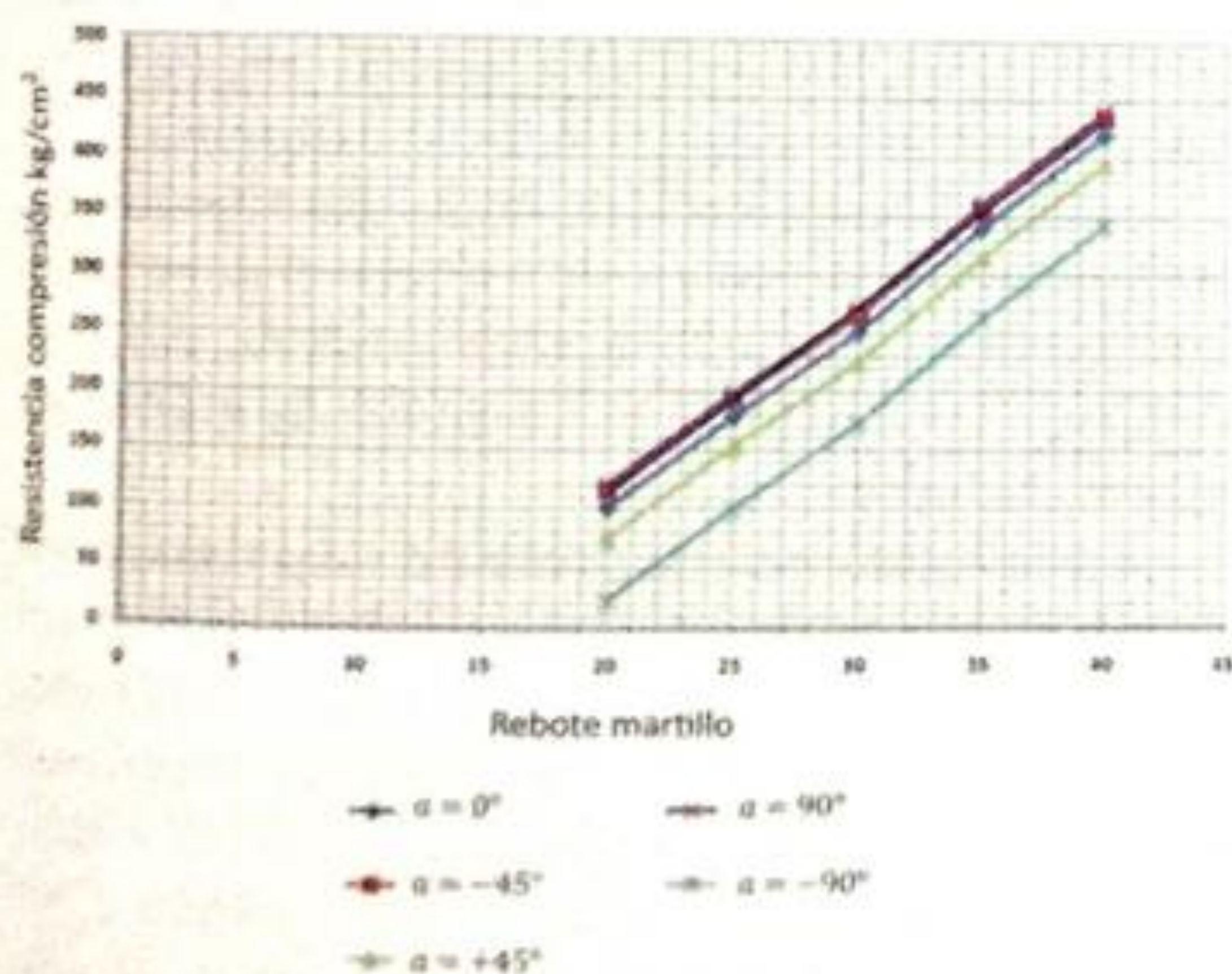
Se recomienda seguir lo señalado en la sección 10.2.5, donde se describen los métodos más usua-

les para medir la anchura y dar seguimiento a la evolución del comportamiento de grietas.

10.3.2. Métodos no destructivos

10.3.2.1. Martillo de rebote o esclerómetro

Para determinar la uniformidad en la mampostería y delimitar zonas de mampostería débil o de baja calidad, se emplea un martillo de acero accionado por un resorte, o bien un martillo colocado en un péndulo (figura 10.3). Existen varios tipos de martillo: el N, recomendable para piezas



Esclerómetro analógico modelo 58-c0181/N utilizado en las pruebas y tabla de correlación del valor de rebote con la resistencia del concreto.

Gráfica esclerómetro tomada de: <https://www.blogger.com/profile/03019479376488236507>

Figura 10.3 Martillo de rebote o esclerómetro.

de arcilla que, sin embargo, puede dañar las de concreto o las de arcilla antiguas; el L, para piezas suaves; y el P (tipo pendular), para juntas de mortero o materiales de baja resistencia. Los modelos más actualizados constan de registradores automáticos de las lecturas, ya sea mediante impresoras en papel o en memoria digital.

Las pruebas se deben realizar de modo que el martillo sea ortogonal a la superficie de la mampostería. Existen expresiones correctivas en caso de inclinaciones diferentes. Se recomienda practicar la prueba tres o cuatro veces en cada uno de los puntos de interés hasta que el valor medido se estabilice; entonces se aplican 10 pruebas más sin retirar la punta del pistón de la mampostería.

Se recomienda descartar las cinco mediciones con valores menores, buscando no considerar las afectadas por inclinaciones del martillo u otras causas. El número de rebote se calcula como la media de las cinco lecturas mayores.

10.3.2.2. Técnicas de transmisión de pulso

Éstas son las más frecuentes dentro de los métodos de evaluación no destructiva. El principio de las pruebas es simple: se mide el tiempo que tarda una onda (pulso o tren de ondas) en atravesar la mampostería. La onda es generada por un transductor electroacústico o por el golpe de un martillo. La técnica facilita la determinación de la uniformidad o cambios en propiedades de la mampostería, así como el nivel y la extensión del deterioro, agrietamiento o los huecos en la estructura.

La transmisión del pulso es afectada por huecos, grietas, agua, tipo de pieza y otros. Las bajas velocidades están asociadas a materiales de baja calidad, agrietados o deteriorados.

La energía de transmisión se ve atenuada por las superficies que reflejan el pulso, como las grietas o huecos. A este respecto, un punto fundamental para determinar grietas o huecos es la frecuencia dominante del transductor y el contenido de energía del pulso transmitido. Así, para pulsos ultrasónicos se usan frecuencias del orden de 55 kHz, de modo que su aplicación sea localizar huecos y grietas relativamente pequeños, a pesar de que son susceptibles de una rápida atenuación de la energía. Para grandes espesores de mampostería, como la de los monumentos históricos, se ha comprobado que pulsos con frecuencias de 1 a 10 kHz (pulsos sónicos), con

mayor contenido de energía y producidos por equipos mecánicos de impacto, son un método más robusto para identificar fallas. En general, las grietas o huecos menores que la longitud de onda, no modifican la transmisión del pulso, de modo que no son identificables.

Frecuentemente se pone en duda la validez de las técnicas de transmisión de pulso cuando existe acero de refuerzo en el elemento por evaluar. La inquietud radica en que la velocidad de transmisión de pulsos del acero es considerablemente superior a la de la mampostería, y que puede afectar las mediciones. Se ha encontrado que si el acero es perpendicular a la dirección de transmisión, su efecto es despreciable, no así cuando existen barras de acero en la dirección de transmisión. En este último caso, se debe desechar la medición.

Los equipos son portátiles y los pueden operar por una o dos personas. Por lo general, el equipo (figura 10.4) consiste en dos transductores (un transmisor y un receptor), una unidad de proceso, cables, una probeta de calibración y un medio de acoplamiento (por lo general grasa).

Para la ejecución de la prueba se puede seguir lo indicado en el método de prueba ASTM C597 (2016) "Método de prueba estándar para determinar la velocidad de pulso a través de concreto".

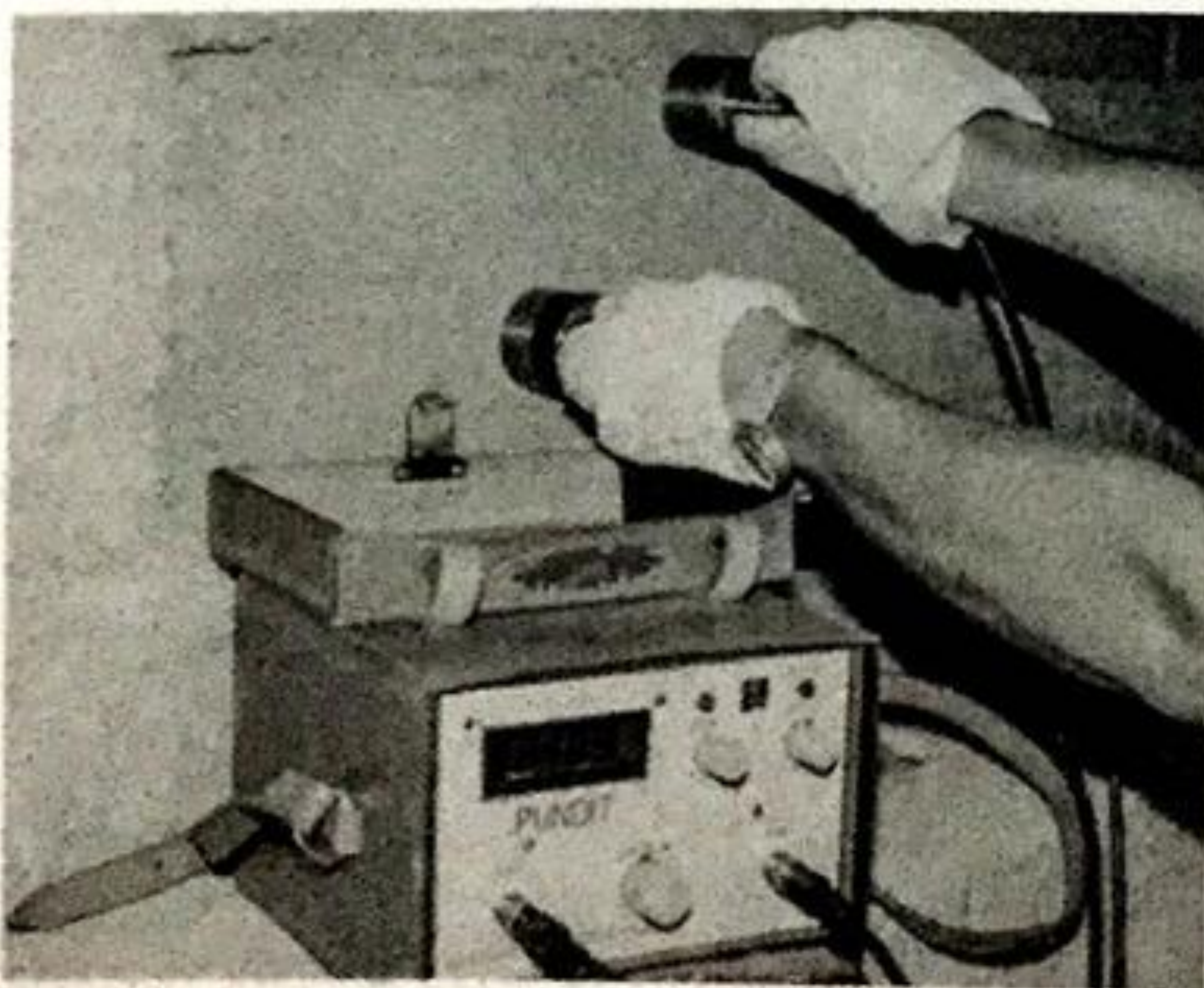


Figura 10.4 Equipo de transmisión de pulsos ultrasónicos.

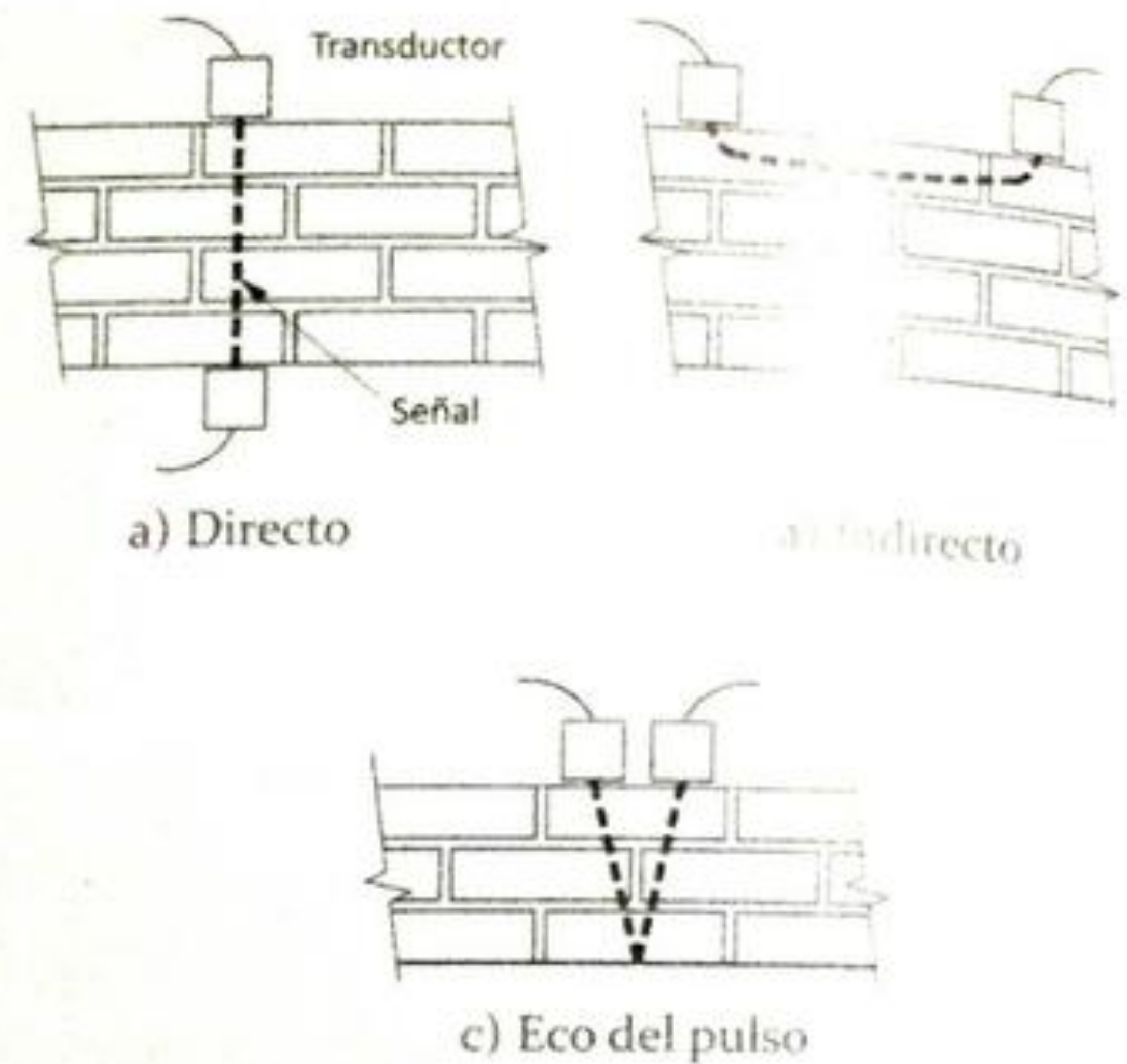


Figura 10.5 Orientación de los transductores en ensayos de transmisión de pulsos.

De acuerdo con la posición relativa de los transductores, las lecturas pueden ser directas, indirectas o de medición de eco (figura 10.5).

Una de las aplicaciones más interesantes de la transmisión de pulso ultrasónico en la rehabilitación de estructuras de mampostería, es la revisión de la calidad de la inyección de grietas en muros dañados.

En la figura 10.6 se presentan los resultados de mediciones sobre el muro original (sin daño), el muro dañado por cargas verticales y laterales y el muro reparado mediante inyección de grietas con lechada. Es claro cómo las lecturas (eje Z) aumentan drásticamente en el muro dañado, y recuperan las magnitudes del muro original una vez reparado. Las gráficas indican que el daño en el interior del muro se pudo localizar con ultrasonido, y que se puede evaluar la calidad de la inyección con esta técnica (Suprenant & Schuller, 1994).

10.3.2.3. Medición del eco producido por impactos

Este método usa la reflexión de ondas de esfuerzo transitorias a través del material para detectar o delimitar discontinuidades internas de la mam-

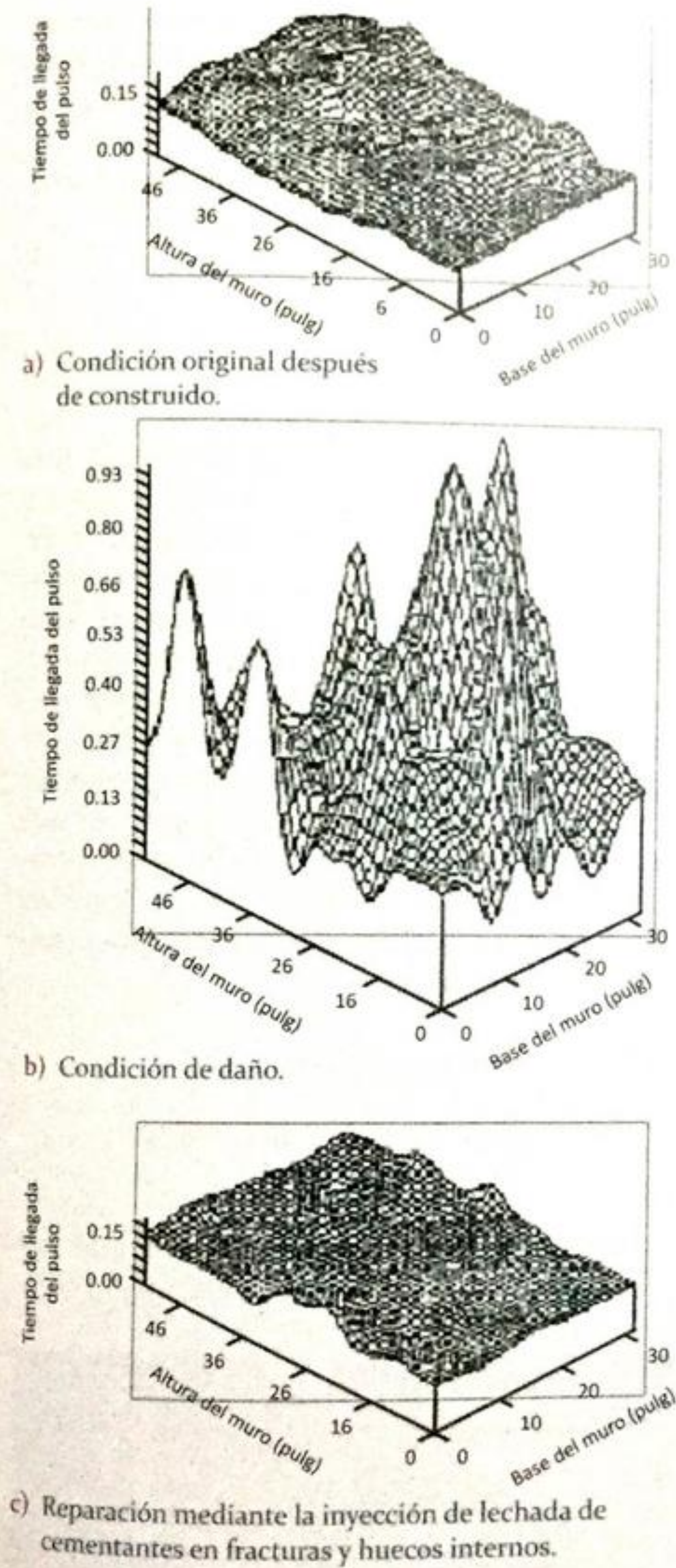


Figura 10.6 Superficie tridimensional de los tiempos de llegada del pulso a través de un muro de mampostería.

postería, e inclusive la naturaleza y orientación de ellas (Sansalone & Carino, 1988; Williams, Sansalone & Grigoriu, 1998).

Aunque el método se ha aplicado con mayor intensidad en estructuras de concreto, su uso en estructuras de mampostería es prometedor.

La onda de esfuerzo se produce en el material por medio de un impacto mecánico o de un generador de impactos, cuyo contenido de frecuencia se puede afinar para la condición en estudio. La onda medida se analiza en el dominio de la frecuencia, a modo de obtener el tiempo entre reflexiones sucesivas de la onda. Si se conoce la velocidad de transmisión de pulso del material, se podrá determinar la profundidad de la discontinuidad a partir de los tiempos de reflexión. Mientras menor sea el tiempo de impacto, mayores serán las frecuencias (y más cortas las longitudes de onda), de modo que el método será más sensible a defectos pequeños.

En el ejemplo de la figura 10.7 se muestra la sección transversal de un muro de mampostería de bloque hueco de concreto con recubrimiento de tabique estudiado mediante la técnica de medición del eco producido por un impacto; la prueba pretende determinar si la junta entre el bloque y el recubrimiento fue efectivamente rellenada durante la inyección de lechada.

Los equipos comerciales constan de un transductor manual con preamplificador, un grupo de esferas de varios diámetros para aplicar los impactos, una computadora portátil, un sistema de captura de datos con tarjetas de conversión ana-

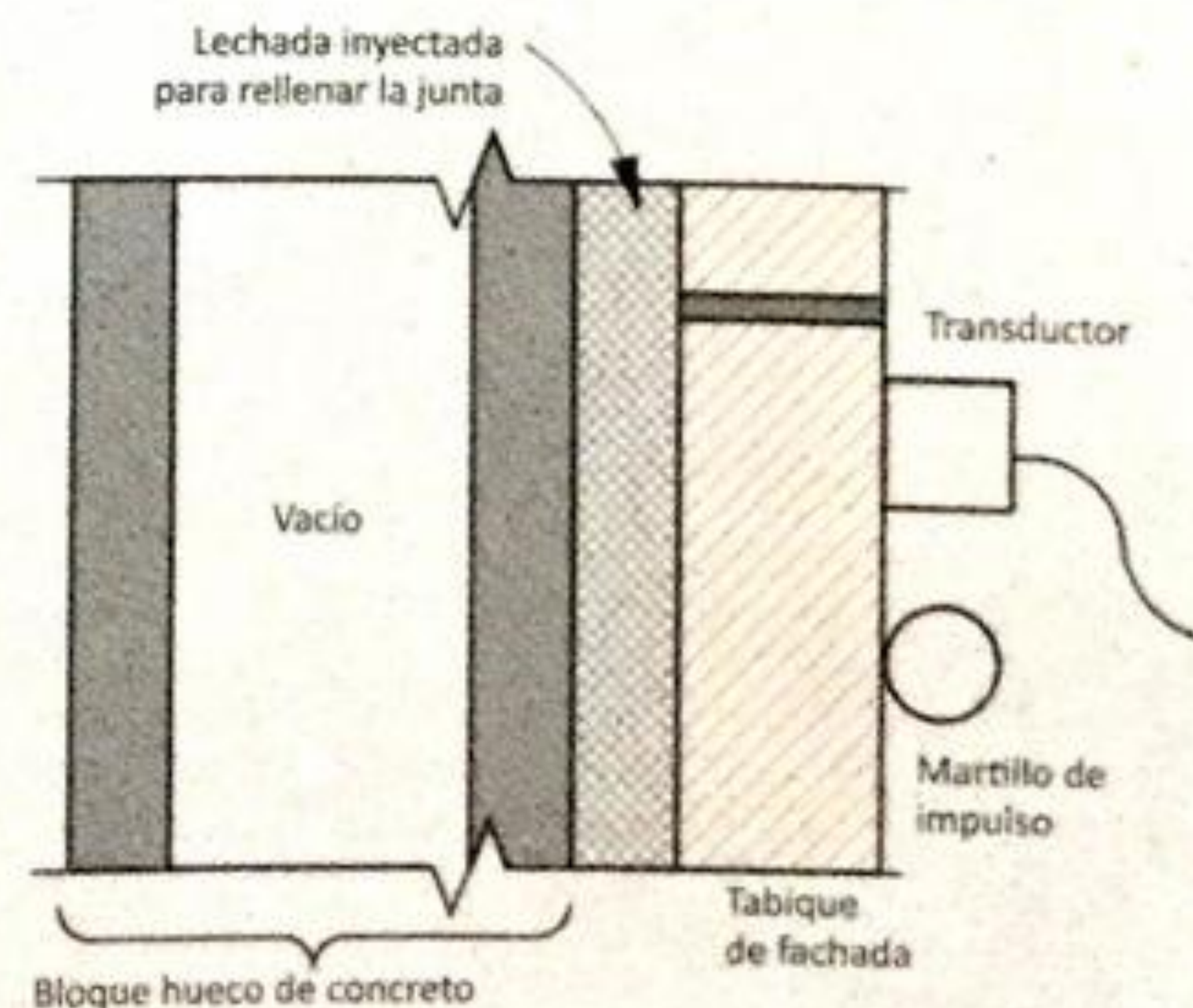


Figura 10.7 Ejemplo del uso de prueba de medición de eco por impacto.

lógico/digitales y un programa para facilitar la interpretación.

Esta técnica ha sido empleada para localizar fallas o grietas internas y acero de refuerzo, así como para verificar el llenado de grietas inyectadas con lechada (Sansalone & Carino, 1988; Suprenant & Schuller, 1994).

10.3.2.4. Métodos magnéticos

Permiten localizar barras y otros elementos de acero mediante aparatos portátiles de tipo magnético. Los modernos permiten determinar la distancia de la barra de la superficie, así como el tamaño de la barra de refuerzo (figura 10.8). Esta técnica se basa en la medición de las variaciones en el campo magnético inducido, las cuales son proporcionales a la profundidad y/o cuantía del acero.

10.3.2.5. Georradar

En años recientes, el georradar ha tenido una creciente aplicación para fines arqueológicos, y sólo hasta hace unos años se ha empleado para identificar estructuras ocultas y materiales con distintas características en monumentos históricos (Solla, Lorenzo, Novo & Rial, 2010; Udphuay, Paul, Everett & Warden, 2010). En el análisis de la información se emplean frecuentemente dife-



Figura 10.8 Moderno equipo para localizar barras de acero y determinar su diámetro y profundidad.

rencias finitas en el dominio del tiempo. Con objeto de obtener mayor penetración y mejor resolución, es necesario definir la frecuencia de la antena por utilizar. Para ello conviene evaluar resultados de la literatura, así como probar distintas antenas para la aplicación particular.

10.3.2.6. Potencial de corrosión

Se determina mediante mediciones en los cambios de potencial eléctrico entre el acero de refuerzo de interés y una celda hecha con una esponja porosa saturada de solución de cobre y sulfato de cobre colocada sobre la superficie del elemento (figura 10.9). Las mediciones se presentan en forma gráfica como curvas de isopotencial. Por lo general, se puede suponer que voltajes mayores que -0.20 V (menos negativos), están asociados a 90% de probabilidad de ausencia de corrosión; entre -0.20 y -0.35 V, la corrosión es incierta; y valores menores (más negativos) que -0.35 V, indican 90% de probabilidad de corrosión. Si se obtienen valores positivos, significa que la humedad en el concreto es baja y los resultados son inválidos.

10.3.3. Métodos destructivos

10.3.3.1. Ensaye de probetas extraídas o corazones

Se mide la resistencia a cortante-adherencia de las piezas y el mortero mediante el ensaye a com-



Figura 10.9 Equipo portátil para medir el potencial de corrosión.

presión de muretes para ser probados en compresión diagonal (Hasuda y otros, 1993). Los muretes se pueden ensayar siguiendo el método de prueba de la Norma Mexicana (ONNCCE, 2010). Se sugiere al lector revisar el capítulo correspondiente al comportamiento mecánico de la mampostería.

10.3.3.2. Gatos planos

La técnica de gatos planos permite medir el estado de esfuerzos a compresión en la mampostería mediante la colocación de un gato plano en una inserción practicada en la junta de mortero. Se aplica presión en el fluido hidráulico del gato hasta que se restituya la distancia original entre dos puntos: uno arriba y otro abajo de la inserción. Si se colocan dos gatos planos en inserciones paralelas, y se aplica presión en ellos, es posible obtener la curva esfuerzo-deformación de la mampostería. Se ha demostrado, experimental y analíticamente, que el efecto de redistribución de carga y las deformaciones no lineales, están dentro de la precisión del método. Se ha estimado que el error en la determinación del estado de esfuerzos es de hasta 20% (Suprenant & Schuller, 1994).

Para la evaluación de la mampostería usando gatos planos, se pueden usar las normas ASTM C1196 (2014) y C1197 (2014), en las cuales se dan los métodos de prueba para determinar, en sitio, el estado de esfuerzos y las propiedades de deformabilidad de la mampostería, respectivamente.

Para determinar la deformabilidad de la mampostería y el estado de esfuerzos, se recomiendan gatos rectangulares, con longitud igual o superior a dos veces la longitud de la pieza. Se pueden usar gatos más pequeños, de forma semicircular, para ser insertados en cortes practicados con disco. Éstos se deben usar solamente para medir el estado interno de esfuerzos. Los gatos planos se fabrican de modo que su deformación sea proporcional con la presión del fluido hidráulico. Antes de su aplicación, se requiere calibrar el gato plano para obtener la relación entre la presión aplicada

y el esfuerzo en la mampostería. Será necesario calibrar de nuevo el gato plano cuando se someta a deformaciones considerables.

En cuanto al lugar de aplicación de la prueba, se recomienda que sea en zonas alejadas de las aberturas, cambios de sección transversal u otras concentraciones de esfuerzos.

Dada la variabilidad de los resultados, se recomienda que se practiquen entre tres y cinco pruebas en la zona de interés.

El módulo de rigidez axial de la mampostería, E_m , se puede calcular siguiendo lo establecido en el método de prueba de la Norma Mexicana (ONNCCE, 2010). De forma breve, el ensayo consiste en probar pilas de mampostería cargadas axialmente y medir las deformaciones lineales entre sus extremos. La gráfica del esfuerzo aplicado y las deformaciones medidas permiten obtener el valor de E_m .

10.3.3.3. Ensayos a corte en el plano de piezas y elementos

Es uno de los métodos más aceptados para determinar la resistencia a cortante de la mampostería. Con él se mide la resistencia a la fuerza cortante rasante de una junta de mortero, desplazando horizontalmente una pieza de mampostería con un gato hidráulico (o bien con un gato plano) (figura 10.10) (Suprenant & Schuller, 1994).

Los resultados de la prueba no deben interpretarse como valores absolutos de la resistencia al corte de la mampostería.

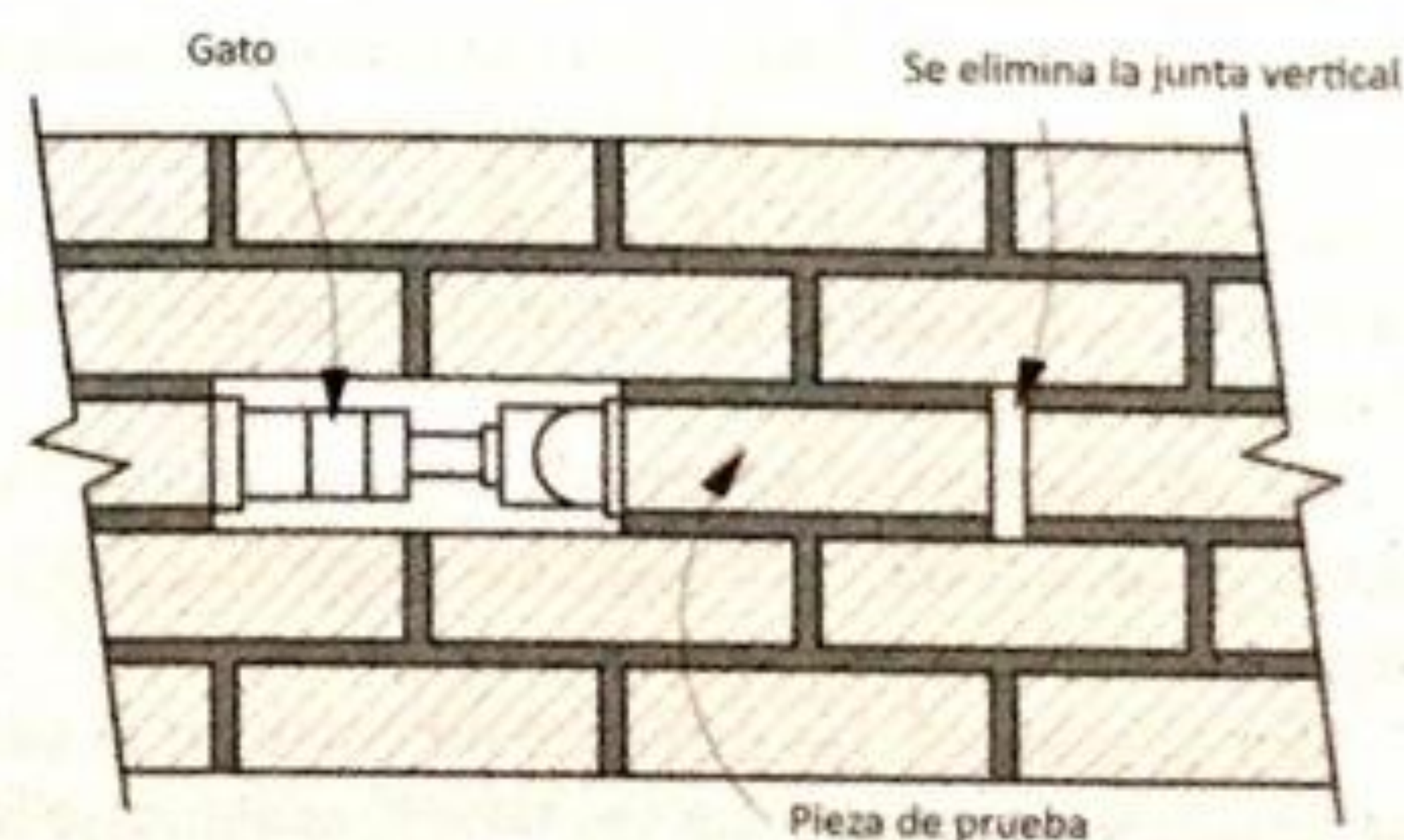


Figura 10.10 Ensayo de corte en el sitio.

La resistencia obtenida de esta prueba no debe emplearse para predecir la capacidad para resistir cargas laterales de muros esbeltos, cuya falla es gobernada por flexión, ni en muros cuya falla por tensión diagonal esté caracterizada por grietas inclinadas a través de piezas y juntas, indistintamente.

La mayor parte de las normas establecen que se practique una prueba por cada 150 m² de superficie de muro, y al menos una por muro o eje de muros resistiendo la carga lateral. El número mínimo de pruebas en una estructura es de ocho.

La prueba se debe hacer en lugares representativos de las características de los materiales, calidad de la mano de obra, intemperismo y deterioro. Se deben evitar las piezas rotas, o lugares donde las juntas no sean paralelas, ya que los resultados no serían representativos.

En las pruebas de corte, la resistencia se define como la carga asociada al primer deslizamiento de la pieza con respecto al mortero. Para poder determinarla de manera confiable, es conveniente colocar transductores de desplazamiento (mecánicos o electrónicos). En ocasiones, el mortero se dilata (aumento de volumen), promoviendo un trabajo de cuña sobre la pieza y, por tanto, aumentando la resistencia al deslizamiento de la pieza. Este incremento es ficticio, de ahí que convenga obtener la curva carga-desplazamiento de todo el ensaye. El cambio de pendiente de la curva estará asociado al primer deslizamiento de la pieza.

Una variable que afecta de modo definitivo la resistencia es la magnitud del esfuerzo normal que obra sobre la junta. Es conveniente registrar la magnitud de este esfuerzo, ya sea estimado mediante un cálculo de cargas convencional, o, mejor aún, medido con técnica de gatos planos (ver sección 10.3.3.2).

Si es necesario, se puede usar la técnica de gatos planos para controlar la magnitud del esfuerzo normal que obra sobre la pieza.

En ocasiones, las pruebas de corte en el sitio de piezas y de corazones no dan la suficiente información acerca del comportamiento a cortante

de la mampostería; la razón obedece a la dificultad de extrapolar las características de comportamiento de especímenes pequeños a una estructura a escala real. En estos casos resulta indispensable el ensaye, en el sitio, de elementos de mampostería que forman parte de una estructura. De este modo se pretende reproducir el complejo estado de esfuerzos que obran sobre un material no homogéneo y anisótropo, como es la mampostería.

Los ensayos en el sitio se practican sobre elementos que han sido aislados, a modo de simular las acciones sísmicas y de viento, aplicando las cargas laterales mediante gatos hidráulicos (figura 10.11) (Suprenant & Schuller, 1994). Por su complejidad y tamaño, las pruebas deben efectuarse bajo una estricta planeación y alto nivel de seguridad. Una regla que debe seguirse es ensayar el espécimen más pequeño posible, pero que sea lo suficientemente grande para ser representativo. Un tamaño adecuado para ensayar es el de un elemento característico de la estructura. Se deben evitar las pruebas en elementos críticos para la estabilidad a cargas verticales de la estructura.

Un aspecto relevante de los especímenes por ensayar, es la relación de aspecto (altura entre longitud): para altas relaciones de aspecto, es decir, muros esbeltos, el comportamiento está controlado por deformaciones de flexión o por cabeceo, mientras que en muros robustos es más probable la falla por tensión diagonal o cortante. Para muros que serán ensayados en voladizo se

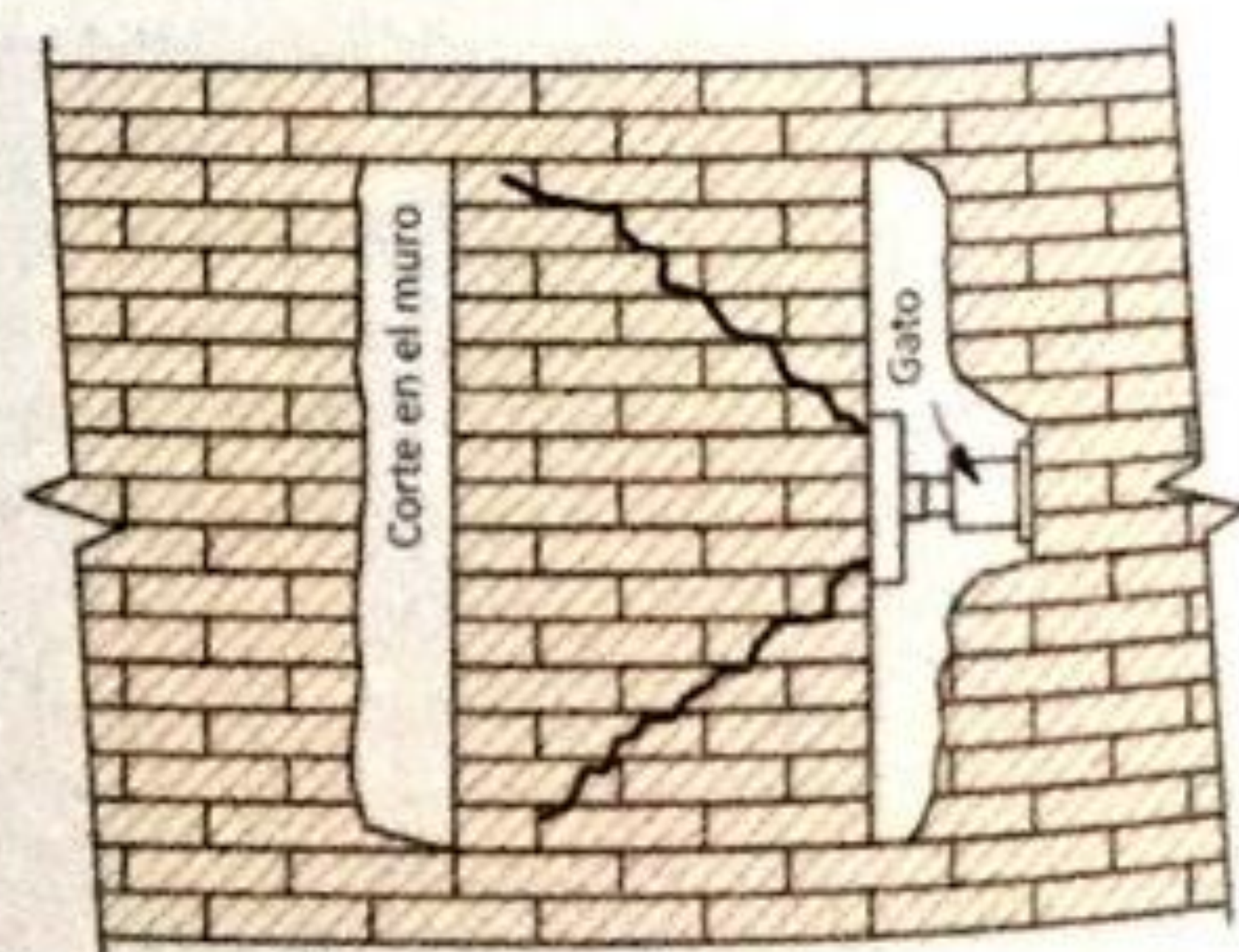


Figura 10.11 Prueba de corte en el sitio sobre una porción de un muro de mampostería.

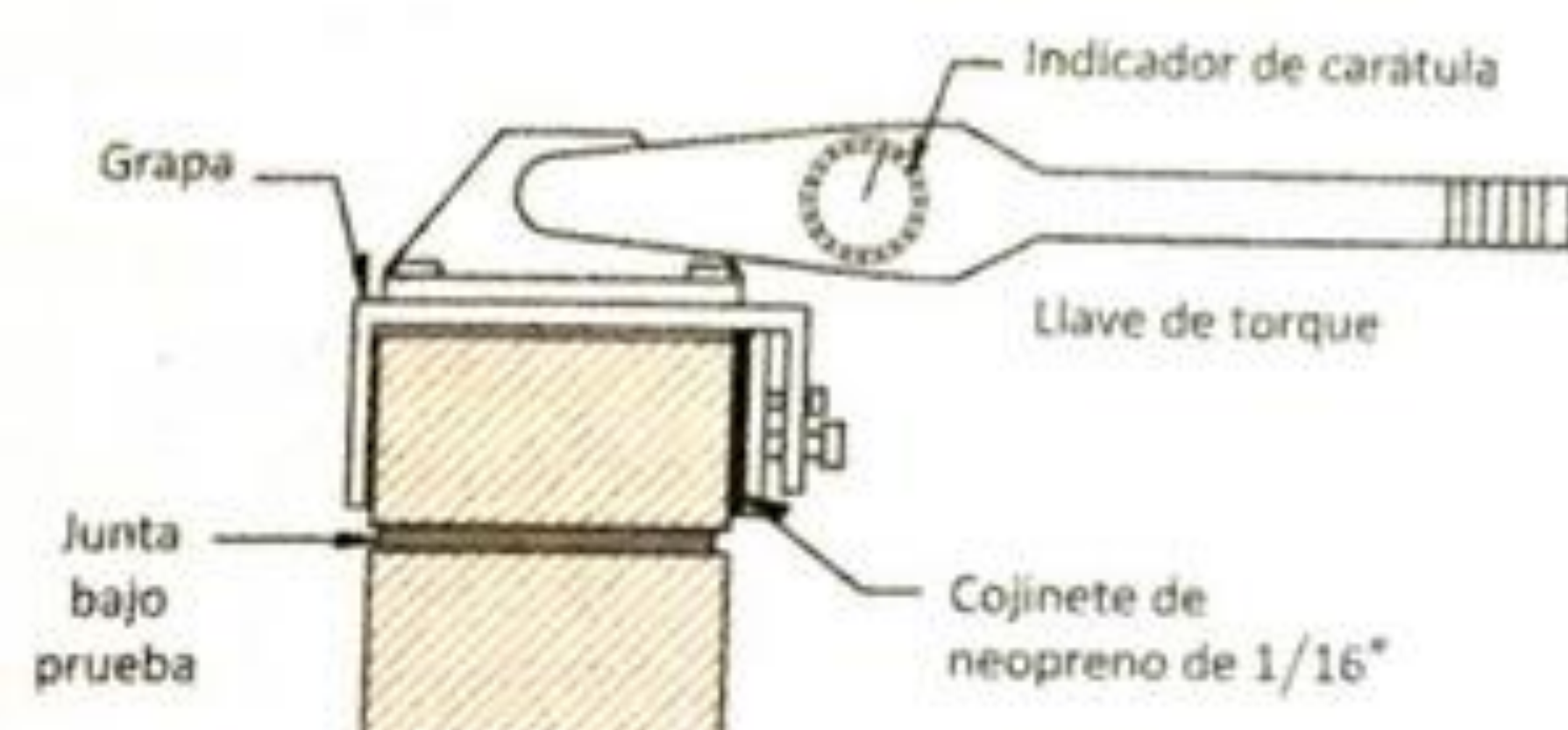


Figura 10.12 Aparato para la prueba de adherencia en el sitio.

recomiendan relaciones de aspecto de 1 a 1.5, mientras que para doblemente empotrados se recomiendan valores de 2 a 3.

10.3.3.4. Medición de la adherencia mortero-pieza

Mediante un sencillo aparato se aplican esfuerzos de flexión a la junta de mortero, a modo de medir la adherencia mortero-pieza. Consta de una mordaza que se coloca sobre una pieza, y una llave para aplicar el momento flexionante (figura 10.12).

Debido a irregularidades en las caras de las piezas, se colocan láminas de neopreno entre la mordaza y la pieza. La carga se aplica hacia abajo con la llave (torquímetro): en realidad se aplica una carga axial y un momento flexionante con respecto al eje longitudinal de la pieza (y de la mordaza). El cálculo del esfuerzo máximo de tensión se hace aplicando la fórmula de la escuadría.

Puesto que la adherencia es afectada por varios factores, entre ellos la mano de obra y el ambiente, es necesario un amplio muestreo para obtener un nivel de confianza razonable de los resultados. Como mínimo, se deben ejecutar entre cinco y 10 pruebas por cada área investigada.

10.4. Técnicas de rehabilitación

En esta sección se presentan las diferentes técnicas de rehabilitación aplicables a muros de mampostería. Se discuten:

- Las distintas modalidades de conexión entre la mampostería existente y los nuevos elementos de concreto, acero o mampostería.
- El reemplazo de piezas y de concreto dañados.
- La reparación de grietas.
- La inserción de barras de refuerzo.
- El encamisado de muros.
- La adición de elementos de concreto reforzado.

Algunas de las recomendaciones aquí presentadas, se basan en estudios experimentales que pueden ser consultados en Alcocer y Klingner (1994). Para mayores detalles sobre la rehabilitación de elementos de concreto, se puede consultar a Helene (1997).

En la figura 10.13 se muestra, de manera cualitativa, la relación entre el desempeño que ha exhibido la estructura por rehabilitar, el nivel de daño esperado y los esquemas de rehabilitación que pueden ser aplicados. La gráfica es técnicamente aplicable a muros de mampostería confinada sin refuerzo horizontal, y con modificaciones menores se puede usar para otras modalidades de mampostería.

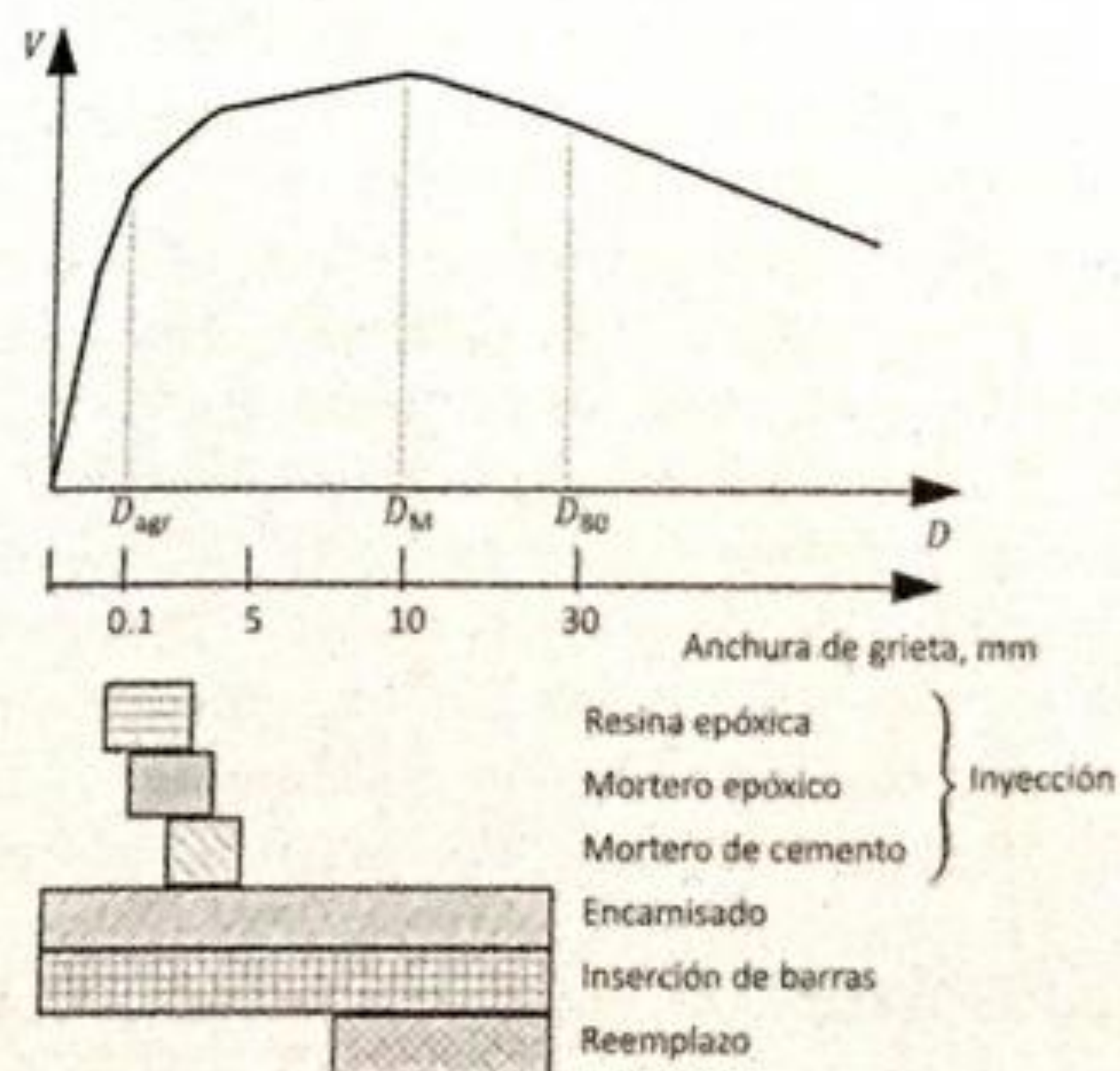


Figura 10.13 Desempeño de un muro de mampostería existente, nivel de daño esperado y posibles esquemas de rehabilitación.

10.4.1. Modalidades de conexión a la mampostería existente

Uno de los objetivos usuales de una rehabilitación es promover o asegurar un comportamiento monolítico entre los muros existentes y los materiales/elementos nuevos. Para lograr lo anterior es esencial que se preste atención a las conexiones locales.

10.4.1.1. Conectores

Es frecuente que se usen conectores (o anclas) para facilitar la conexión entre elementos de acero o concreto a la mampostería existente. Las dos técnicas más comunes usan conectores adhesivos o mecánicos. Para ambos tipos, la conexión resultante dependerá de los procedimientos de instalación y de la selección de los materiales.

Conectores adhesivos

Para instalar los conectores adhesivos: se barrena el muro y se limpia el agujero; se rellena éste con resina (epóxica, viniléster o poliéster) y se introduce el conector. Se recomienda que el barreno se haga empleando un rotomartillo con brocas de entre 3 a 6 mm de diámetro mayores que el del conector. Esta holgura permite una distribución adecuada de la resina y minimiza la posibilidad de flujo plástico de ésta.

Es esencial que antes de la inyección de la resina, el barreno esté libre de aceite, polvo o partículas finas de las piezas de mampostería. Se ha recomendado que se limpie alternadamente el barreno mediante un cepillo rígido para biberoes y aspirando el fondo del agujero. No se recomienda retirar el polvo del barreno con aire comprimido, ya que el aceite que quede atrapado en la línea de aire puede contaminar el agujero. En el mercado existen taladros con bombas de vacío o succión que usan brocas huecas, a través de las cuales se aspira el polvo mientras se perfora. Las brocas convencionales tienden a forzar el polvo y pedazos dentro de la grieta que se pre-

tende inyectar, de modo que bloquean el paso de la resina.

Un aspecto importante para el comportamiento del conector es el mezclado de los componentes adhesivos. Aunque algunos fabricantes ofrecen herramientas o dispositivos para facilitar el mezclado, se debe prestar atención a que el color de la resina sea uniforme, sin restos de los componentes que hayan quedado adheridos a las paredes del recipiente. Se ha visto que es útil usar cartuchos con los componentes adhesivos ya pesados y preparados, ya que evitan las básculas de precisión en la obra. Las resinas se deben instalar desde el fondo del barreno hacia la superficie. El conector se debe girar ligeramente conforme se inserta en el barreno para promover una distribución uniforme de la resina en la periferia del ancla.

Conectores mecánicos

Los conectores mecánicos suelen ser de tres tipos: de expansión, de campana y de percusión. Los conectores de expansión transmiten la carga mediante fricción contra la pared lateral del agujero; los de campana transmiten la carga mediante trabazón mecánica del conector y la mampostería justo en la base del conector; y los de percusión trabajan a fricción y son instalados con herramientas especiales accionadas con cargas explosivas controladas. En la figura 10.14 se muestran ejemplos de algunos conectores. En el informe del comité técnico 355 del Instituto Americano del Concreto (ACI 355 3R, 2011), se puede encontrar más información sobre conectores.

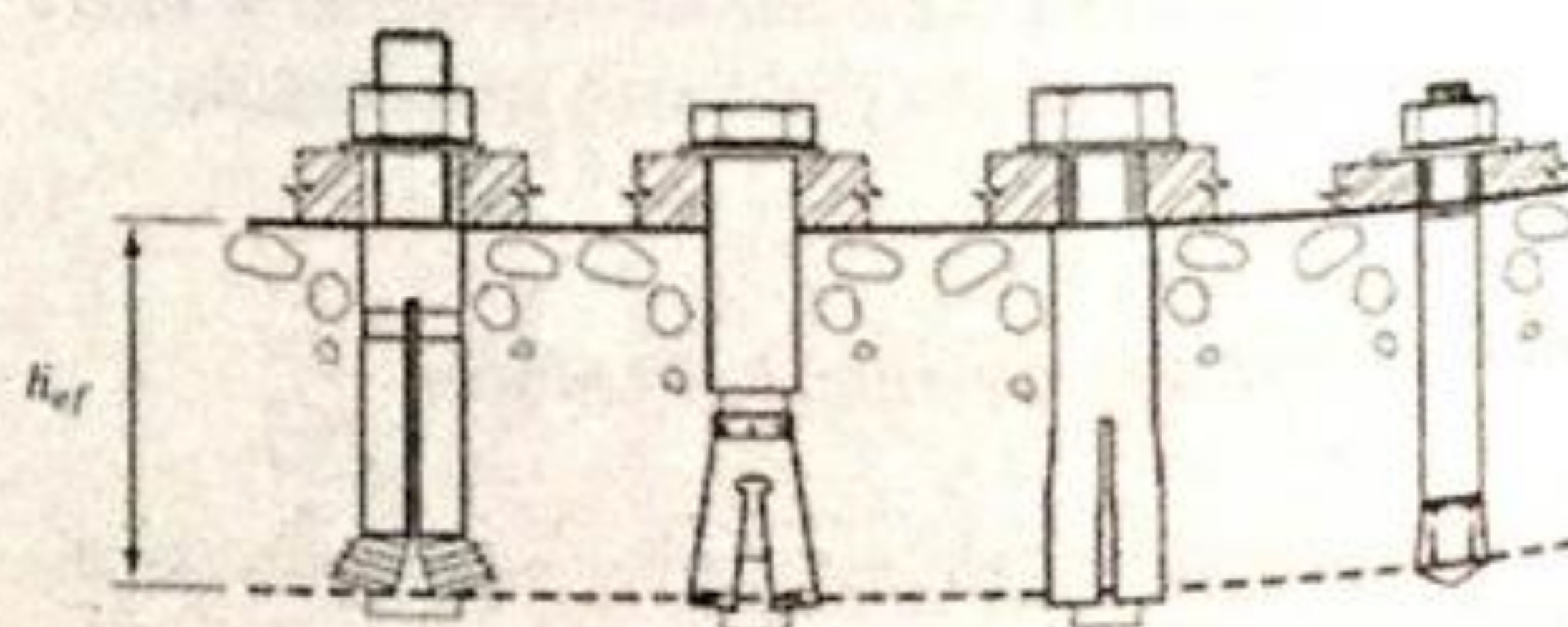


Figura 10.14 Algunos ejemplos de conectores postinstalados (ACI 355 3R, 2011).

Existen ciertas reservas sobre el uso de conectores mecánicos de expansión y campana en aplicaciones sísmicas, en particular porque las recomendaciones de los fabricantes se basan, generalmente, en resultados de pruebas monótonas. Collins (1989) encontró que ante cargas impulsivas de tensión, los conectores mecánicos exhiben una degradación de rigidez debido a un mayor deslizamiento. Así, cuando se prevea el desarrollo de deslizamientos, es preferible el uso de conectores adhesivos sobre los mecánicos.

10.4.1.2. Conexiones mampostería-acero

El método más popular para conectar elementos de acero a la mampostería es mediante conectores roscados instalados en barrenos con algún tipo de resina. La conexión puede postensarse, de modo que la carga se transmita por fricción en la interfase mampostería-acero.

Los conectores roscados se instalan siguiendo las mismas recomendaciones que los conectores adhesivos de la sección anterior. Para mejorar la resistencia y rigidez de la conexión, se recomienda aplicar resina en la cara del elemento de acero en contacto con la mampostería, así como en el espacio anular que queda entre el perno y el agujero en el acero (Weiner, 1985). La resina colocada en el elemento de acero promueve una distribución más uniforme de carga entre los pernos, y la que queda en el espacio anular, reduce o elimina los problemas de esfuerzos excesivos en el contacto entre el perno y el elemento de acero. Si para garantizar un comportamiento adecuado se necesita una conexión rígida, se recomienda usar rondanas de presión para mantener la fuerza de sujeción del perno que, de lo contrario, se perdería por relajación del conector (Jiménez, 1992). Si, por otro lado, se requiere que la conexión posea una elevada capacidad de deformación, se deben usar mayores espacios anulares (mayores que 1.5 mm) y una capa de mortero entre el elemento de acero y la mampostería. Sin embargo, se deben considerar las posibles reducciones en

resistencia e incrementos en la degradación de rigidez en este tipo de conexiones.

Los elementos de acero se pueden fijar a la mampostería mediante conexiones de fricción, en las cuales es usual practicar llaves de corte para mejorar la transferencia de carga. La otra modalidad mencionada, que puede usarse en combinación con la anterior, es postensar el elemento de acero a la estructura existente.

10.4.2. Reemplazo de piezas y concreto dañados

Esta técnica se aplica generalmente en muros con zonas muy dañadas (figura 10.15); su eficiencia depende de la calidad de su ejecución. A menudo se aplica en combinación con alguna de las técnicas señaladas en las secciones anteriores. Para el correcto reemplazo, es frecuente la necesidad de apuntalar y renivelar la estructura, así como usar morteros o concreto con aditivos estabilizadores de volumen (figura 10.16). Con lo último se pretende disminuir la contracción por fraguado



Figura 10.15 Muro dañado reparado mediante la sustitución de piezas aplastadas, rajuelas y reemplazo de concreto de castillos.



Figura 10.16 Ejemplo de reemplazo de concreto dañado en el extremo inferior de un castillo; la estructura fue previamente apuntalada.

y las fisuras que ocurren por las restricciones a la contracción.

Una regla básica del reemplazo de piezas y concreto dañados es el uso de materiales del mismo tipo y con una resistencia cuando menos igual a la del material original. Es frecuente que se aproveche la reparación para mejorar la estructura mediante materiales de reemplazo con características mecánicas superiores a las de los originales. En todo caso, se debe tener presente que la inserción de piezas o concreto con propiedades muy diferentes, puede desencadenar concentraciones de esfuerzos que dañen la estructura; en estos casos, la rehabilitación puede causar mayores daños que los existentes en el edificio. Un ejemplo de esto es usar morteros que exhiben cambios volumétricos diferentes de la mampostería original. Las expansiones diferenciales generan deformaciones y esfuerzos locales que promueven el agrietamiento y el daño posterior de la estructura.

Una aplicación obvia de esta técnica es el daño severo en muros ante acciones sísmicas, el cual se caracteriza por aplastamiento de piezas a lo largo de las grietas inclinadas, así como por

aplastamiento y desconchamiento del concreto de los elementos confinantes (Ruiz-Uribe, 1995). En particular, si los castillos están dañados y se ha decidido rehabilitar la estructura, será necesario apuntalar el edificio, ya que, como se discute en Alcocer (1997), los castillos no solo contribuyen a incrementar notablemente la capacidad de desplazamiento lateral de la estructura y a dar estabilidad a su comportamiento, sino que participan en la capacidad de carga vertical de modo determinante.

En ocasiones no será posible reemplazar la pieza dañada; esto ocurre en edificios con valor histórico cuyas piezas son de materiales de diferente consecución. Para ello se recomienda reparar la pieza con mortero especial. Antonaci y otros (2006) han estudiado el comportamiento a compresión de distintos morteros usados para reparar piezas. Recomiendan desarrollar una campaña de ensayos de piezas similares con varios morteros de reparación y someterlos a ciclos de carga de compresión tipo fatiga. El ensaye a compresión por varios ciclos y a baja intensidad de esfuerzo, es un buen predictor del comportamiento a largo plazo.

10.4.3. Reparación de grietas

La manifestación obvia de daño en un muro de mampostería es su agrietamiento. La reparación de las grietas consiste, en lenguaje sencillo, en cerrarlas o rellenarlas con materiales similares o diferentes de la mampostería original. Se pueden distinguir dos tipos de reparación: a) inyección, y b) *rajueleo*. En todos los casos se debe retirar el aplanado de la zona de la grieta.

En el primer caso, las grietas se rellenan mediante la inyección de resinas epóxicas, morteros epóxicos o morteros fluidos de cemento (con consistencia de lechada). Esta técnica es aplicable en muros de piezas sólidas con bajo número de grietas que, además, estén bien definidas. Éste es el caso de muros sin refuerzo horizontal (o sin mallas) o con baja cuantía de refuerzo horizontal y vertical. En efecto, el patrón de agrietamiento de

muros con cuantías de refuerzo iguales o superiores a las mínimas reglamentarias, exhiben una distribución uniforme en el muro, caracterizado por un alto número de fisuras de anchura pequeña; para este caso la inyección de grietas sería difícil y costosa. Del mismo modo, su aplicación no es posible en muros hechos con piezas huecas.

La inyección de grietas representa una manera viable de mantener la funcionalidad del edificio, incrementar su seguridad y durabilidad, pero sin alterar su estética. Conviene mantener en mente, sin embargo, que la reparación de grietas no conduce a recuperar las capacidades de resistencia, rigidez y deformación originales.

10.4.3.1. Inyección de resinas y morteros epóxicos

Un aspecto esencial para lograr la penetración completa de la resina en la grieta, es la viscosidad de aquélla. La viscosidad por usar es función de la anchura de las grietas; evidentemente, mientras mayor sea la anchura de la grieta, mayor será la viscosidad necesaria. Las resinas poseen altas resistencias a la tensión (30 a 50 MPa) y a la adherencia con las piezas, lo que hace que las nuevas grietas que se formen sean paralelas a las existentes; es decir, no se abren las existentes. La anchura mínima para rellenar grietas a presión es de 0.05 mm, y por gravedad 0.30 mm.

El proceso de inyección en estructuras de mampostería es similar al que se sigue en estructuras de concreto reforzado (figura 10.17). No se recomienda inyectar por vacío dada la variabilidad que se obtiene en la penetración y rellenado de grietas.

El proceso se inicia con la limpieza de las grietas, retirando todo residuo de polvo y material flojo o suelto. Se recomienda no usar agua para la limpieza, a menos que se asegure que se evapore en su totalidad antes de inyectar el material epóxico, o bien que se usen resinas compatibles con el agua. Es conveniente limpiar la grieta con aspiradora industrial. Posteriormente se sellan las grietas (generalmente con una pasta de viniléster o poliéster) y se colocan las boquillas

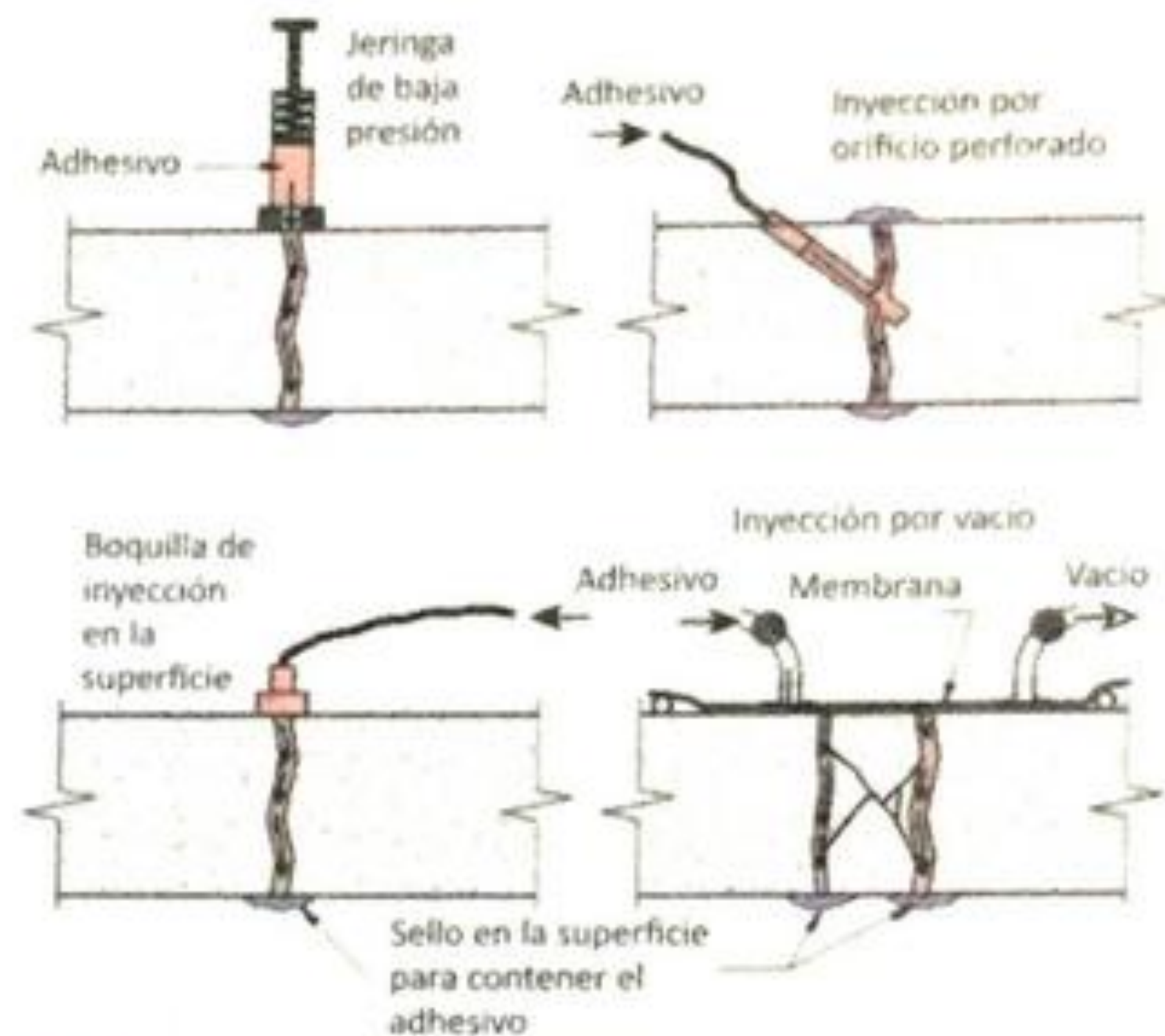


Figura 10.17 Técnicas para inyección de resinas en concreto agrietado.

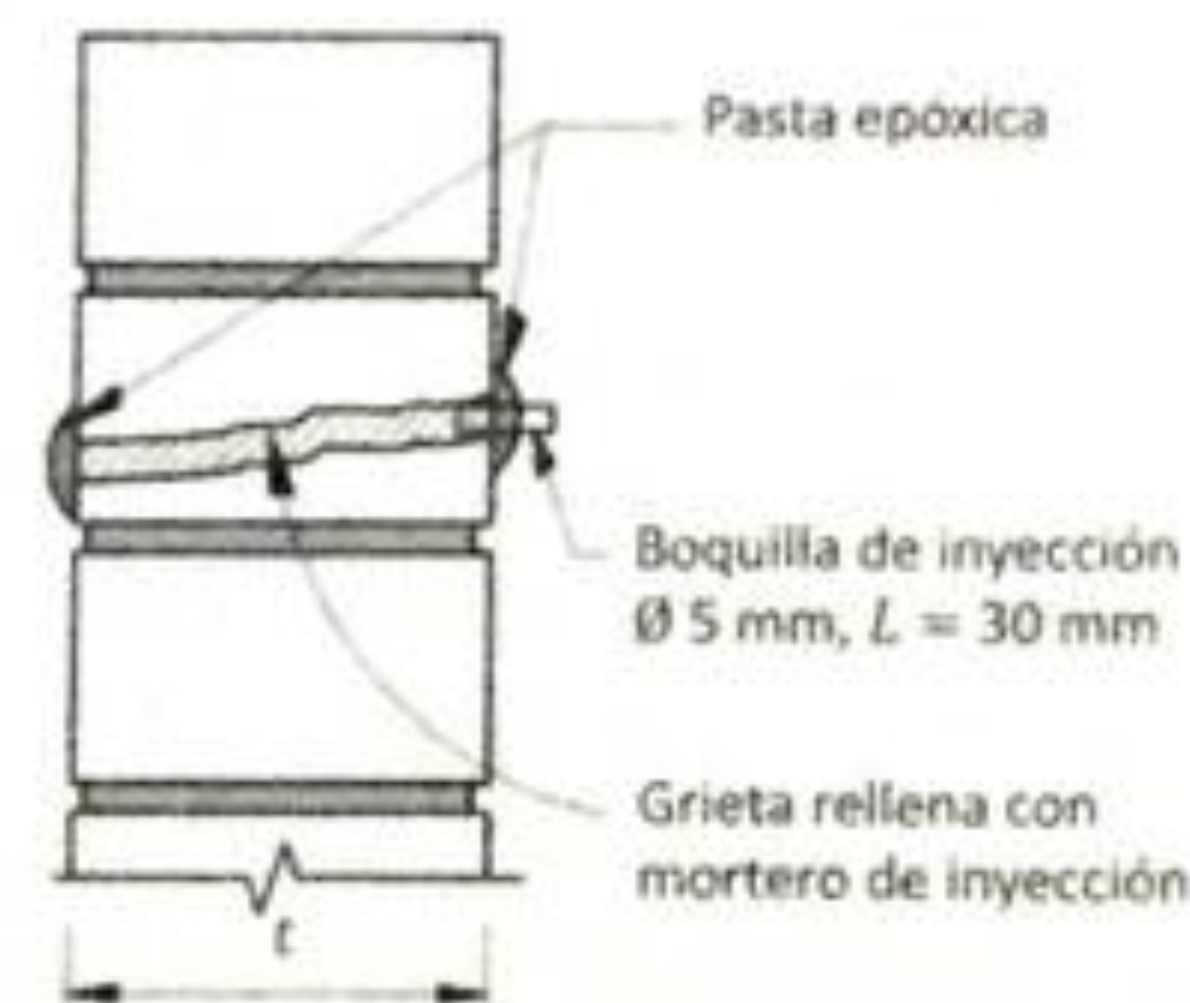


Figura 10.18 Reparación de grietas en estructuras de mampostería mediante inyección.

de inyección (figura 10.18). Se recomienda que la separación de ellas a lo largo de la grieta sea de una vez el espesor del muro. La inyección a presión se practica mediante bombas diseñadas para este efecto, inyectando la resina de abajo hacia arriba a lo largo de la grieta.

Se considera que el proceso es satisfactorio cuando la resina sale por la boquilla inmediata superior. Una vez que esto sucede, se cierra la boquilla de inyección y se procede con la siguiente (superior) de modo consecutivo.

Una vez terminada la inyección de las grietas del muro, se pueden retirar las boquillas y el sellador con calor. Se debe aplicar el calor sólo para retirar las boquillas y el sellador, a modo de no dañar la resina inyectada.

Con esta técnica, si se ejecuta adecuadamente, se restituye entre 70 y 90% de la resistencia, 30 a 80% de la rigidez y de 75 a 90% de la capacidad de deformación del muro original (Hidalgo, Lüders & De la Llera, 1991).

10.4.3.2. *Inyección de morteros de cemento*

Las lechadas o morteros fluidos de cemento deben ser inyectables, estables, resistentes e incluir partículas pequeñas (Atkinson & Schuller, 1993). La primera característica define la facilidad para fluir a través de grietas y vacíos, mientras que la segunda se refiere a que tengan baja segregación, sangrado controlado y una reducida contracción plástica. La capacidad resistente se refiere a sus resistencias a compresión, tensión y adherencia con las piezas de mampostería. Si las lechadas se diseñan adecuadamente, se pueden inyectar grietas con anchuras desde 1 hasta 12 mm o más.

Para su colocación se debe barrenar el muro a lo largo de la grieta para colocar allí las boquillas de inyección. Las boquillas deben estar separadas entre 70 y 300 mm; su separación dependerá de la anchura y rugosidad de la grieta. Si la anchura de las grietas es menor que 1 mm, se recomienda colocar las boquillas dentro de los barrenos y separarlas 70 mm entre sí. Los barrenos deben tener diámetro entre 6 y 12 mm, y una profundidad de 50 mm. Se recomienda usar sellador de silicón para fijar y sellar las boquillas al muro. Si las grietas son de mayor anchura, se pueden usar boquillas de superficie, que constan de una base metálica que se adhiere al muro y un tubo perpendicular (boquilla) que se conecta a la manguera.

Si el agrietamiento es por corte, es decir, sigue las juntas de mortero, se recomienda colocar boquillas a la mitad de la altura de las juntas verticales, ya que allí es menos probable la presencia de finos o partículas que bloqueen el flujo de la lechada.

Posteriormente se limpian la grieta y los barrenos, retirando el polvo y material flojo o suelto con aspiradora. Después se sellan las grietas con

algún material de fraguado rápido y capaz de resistir la presión de inyección. Generalmente se usa pasta de viniléster o poliéster. Las pastas a base de vinil poseen la desventaja de ser ligeramente solubles al agua, de modo que pueden fugar durante la inyección.

Posteriormente se retiran las partículas de la grieta con agua a presión (0.10 MPa = 1 kg/cm²), empezando desde la parte más alta.

La lechada se mezcla a modo de lograr su homogeneización. Para verificar la fluidez de la mezcla, y de ahí su idoneidad para la inyección, se puede usar el viscosímetro de Marsh para lechadas muy fluidas, o bien el vaciado desde 30 cm en un material impermeable, de lechada contenida en un cilindro de 5 por 10 cm, para lechadas con arena.

La inyección se hace a presiones de 0.05 a 0.1 MPa (0.5 a 1 kg/cm²), aunque la presión dependerá del nivel de daño en el muro y de la calidad de la mampostería (Suprenant & Schuller, 1994).

Para lograr un curado adecuado, es recomendable retirar el sellador de grietas cuando menos 24 horas después de la inyección.

Se ha encontrado que si la relación agua/sólidos aumenta, mejora la penetración de la lechada en las grietas, pero se incrementan la segregación y el sangrado. La estabilidad de la lechada se puede mejorar si se usan aditivos superfluidizantes o a base de humo de sílice.

Atkinson y Schuller (1993) recomiendan mantener la relación agua/cementantes³ entre 0.75 y 1.0 para cemento Portland ordinario, usar aditivos superfluidizantes y estabilizadores de volumen, así como humo de sílice para mejorar la estabilidad e incrementar las resistencias (tensión y adherencia). Aún más, los aditivos estabilizadores

³ El término cementante se refiere al material que posee propiedades de unión y estabilidad cuando se usa en concreto o mortero, ya sea por sí solo, como el cemento Portland, cementos hidráulicos o cementos expansivos, o a aquellos materiales en combinación con ceniza volante, puzolanas naturales (calcinadas o no), ceniza o humo de sílice y/o escoria de alto horno.

de volumen disminuyen la contracción plástica y mejoran la adherencia. Se ha observado que la cal, la ceniza volante y el mortero para albañilería no mejoran las características de la lechada de modo importante; por ello, su uso no es recomendable.

10.4.3.3. Reparación de grietas con rajuelas

Cuando la grieta tiene una anchura superior a 5 mm, resulta conveniente repararla con rajuelas, que son pedazos de piezas que se insertan en cajas abiertas en la grieta para el propósito (figura 10.19). Las rajuelas deben acunarse debidamente y pegarse con mortero tipo I (NTC-DCM, 2017).



Figura 10.19 Muro de la figura 10.15 reparado mediante rajuelas y reemplazo de piezas y concreto.

Antes de colocar el mortero, se debe limpiar y humedecer las superficies que estarán en contacto con él. Es conveniente usar algún aditivo estabilizador de volumen en el mortero de pega, a modo de controlar los cambios volumétricos y la contracción por fraguado que pueda sufrir.

10.4.3.4. Evaluación de la inyección de grietas

Estudios de laboratorio y de campo han indicado que la técnica de transmisión de pulso (ultrasónico o mecánico) es útil para evaluar la calidad de la inyección (ver sección 10.3.2.2). También se puede usar la técnica de impacto-eco (ver sección 10.3.2.3).

10.4.4. Inserción de barras de refuerzo

Otra técnica de rehabilitación de muros de mampostería consiste en colocar barras de refuerzo a lo largo de las juntas de mortero. Para alojarlas se requiere preparar la junta con ranuras longitudinales y practicar barrenos transversales al muro a ciertos intervalos para amarrar las barras entre sí (figura 10.20). Una vez colocadas las barras, generalmente una en cada lado del muro, se recubren con mortero de cemento o tipo epóxico. Las barras se deben anclar en los extremos de los muros, preferentemente mediante ganchos estándar a 90° en los elementos confinantes, si existen. De no existir los elementos confinantes, es recomendable evaluar su construcción para lo-



Figura 10.20 Ejemplo de inserción de barras de refuerzo en las juntas de un muro.

grar un mejor comportamiento. Para estimar la contribución de las barras a la resistencia, se recomienda consultar a Alcocer (1997) en el tema referente a influencia del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros, así como lo indicado en las NTC-DCEM (2017).

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

Otra opción de reparación es engrapar las fisuras del muro (San Bartolomé A., 1990). Este método es práctico si el número de grietas es pequeño. Consiste en alojar barras de refuerzo con ganchos a 90° en sus extremos (en forma de C, como una grapa para papel) en sendas ranuras y barrenos practicados en el muro (figura 10.21). Las ranuras y barrenos se rellenan con mortero de cemento o, de preferencia, epóxico. Las grapas se deben colocar ortogonalmente a la grieta, de modo que resistan las tensiones que se producen

cuando la grieta tiende a abrirse. Resultados de laboratorio han indicado un pobre comportamiento ante sismo de muros reparados con grapas debido al pandeo de las grapas inclinadas cuando el sentido de aplicación de la acción se invierte y las grapas tienen que trabajar a compresión. Sin embargo, su desempeño ante acciones monótonas ha sido satisfactorio. Esta técnica es bastante popular para restaurar monumentos históricos.

Ninguna de las técnicas descritas de reparación de grietas (inyección, grapas) o de refuerzo en juntas de mortero, evitarán la aparición de daño ante mayores sollicitaciones que las que causaron el daño. Para estos casos se deben complementar con procedimientos que incrementen las capacidades de resistencia, deformación y rigidez, como los encamisados.

10.4.5. Encamisado⁴ de muros

Los muros se pueden rehabilitar adosando mallas metálicas al muro y recubriéndolas con mortero de cemento colocado a mano o lanzado. Además, se pueden encamisar con ferrocemento, o bien con un aplanado de concreto lanzado con fibras metálicas o con materiales sintéticos. Aunque los encamisados de ferrocemento se han sugerido como una opción, no existe información suficiente sobre su desempeño, de modo que no se discutirá este tema.

Una desventaja del encamisado de muros es la modificación de la apariencia de la estructura, lo cual puede ser determinante si el edificio posee un valor histórico o estético sobresaliente.

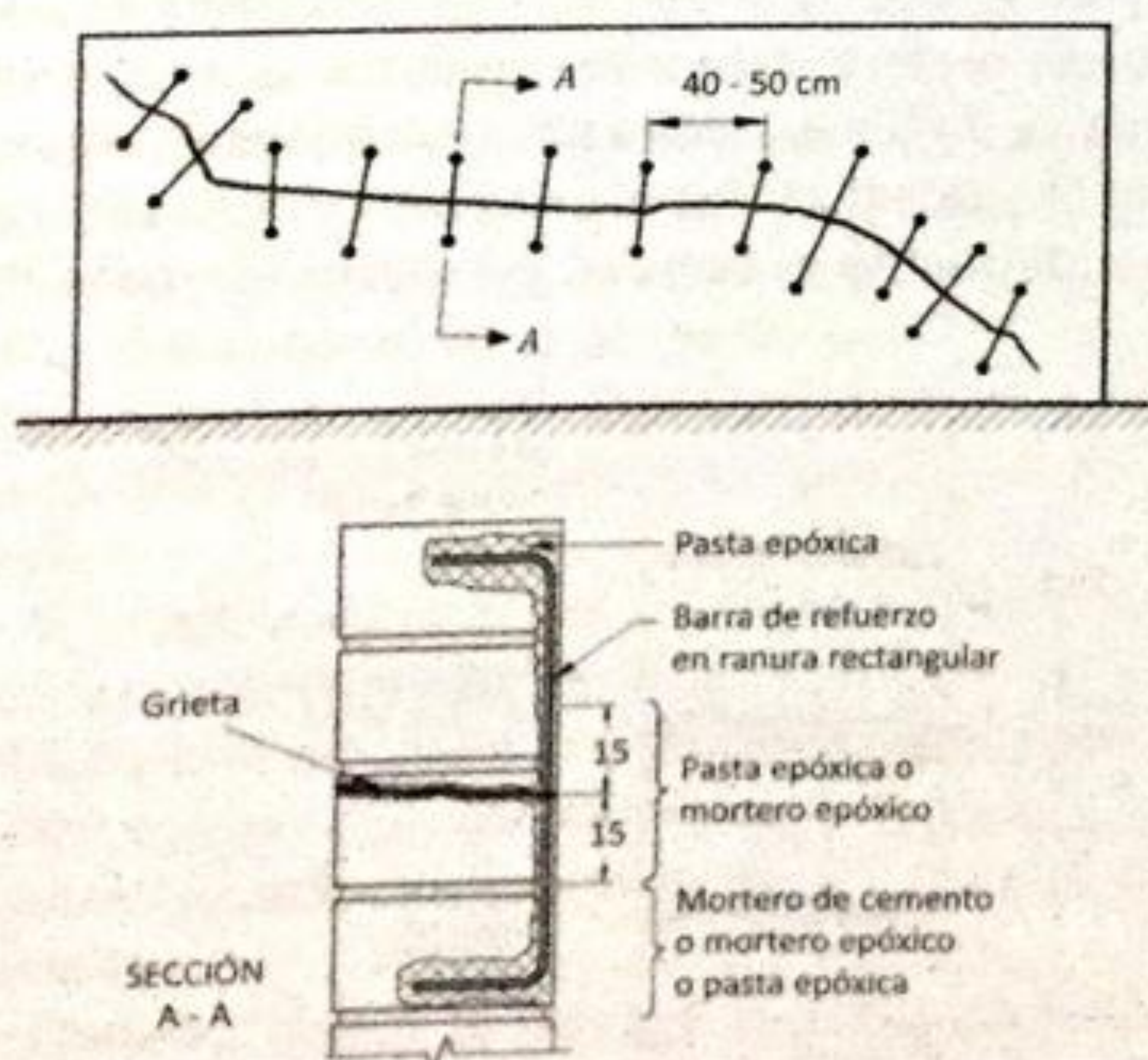


Figura 10.21 Colocación de grapas sobre grietas en muros de mampostería.

⁴ El término encamisado se refiere al aumento de la sección transversal del elemento estructural mediante la colocación de una capa de concreto, mortero o material similar, reforzado con barras de acero convencionales, mallas de alambre soldadas, mallas o bandas sintéticas u otras. Es común que cuando se emplean bandas sintéticas, no se use material de recubrimiento.

10.4.5.1. Encamisado con mallas metálicas

Sin duda alguna, la técnica más confiable, eficiente y económica es la colocación de mallas metálicas, preferentemente soldadas o hechas con barras convencionales, adecuadamente ancladas a los muros y recubiertas con 30 mm o más de mortero o concreto lanzado. Con esta técnica se pueden esperar incrementos en resistencia, rigidez y capacidad de deformación originales superiores al 50, 20 y 100%, respectivamente. Además, el aumento de la resistencia a carga lateral debido a la malla conduce a que el costo por unidad de carga resistida sea menor que en muros confinados con o sin refuerzo horizontal. La técnica se ha usado profusamente en varios países del mundo; la primera vez que se utilizó de modo masivo fue después del sismo de Friuli, Italia, en 1976 ($M = 6.5$) (figura 10.22).

Ruiz (1995) demostró que el comportamiento de muros con daño muy severo (agrietamiento inclinado de 20 mm de anchura y aplastamiento del concreto en los extremos de los castillos) reparados con mallas soldadas y recubrimiento de mortero (y habiendo reemplazado las piezas y el concreto aplastados), fue incluso mejor que el de

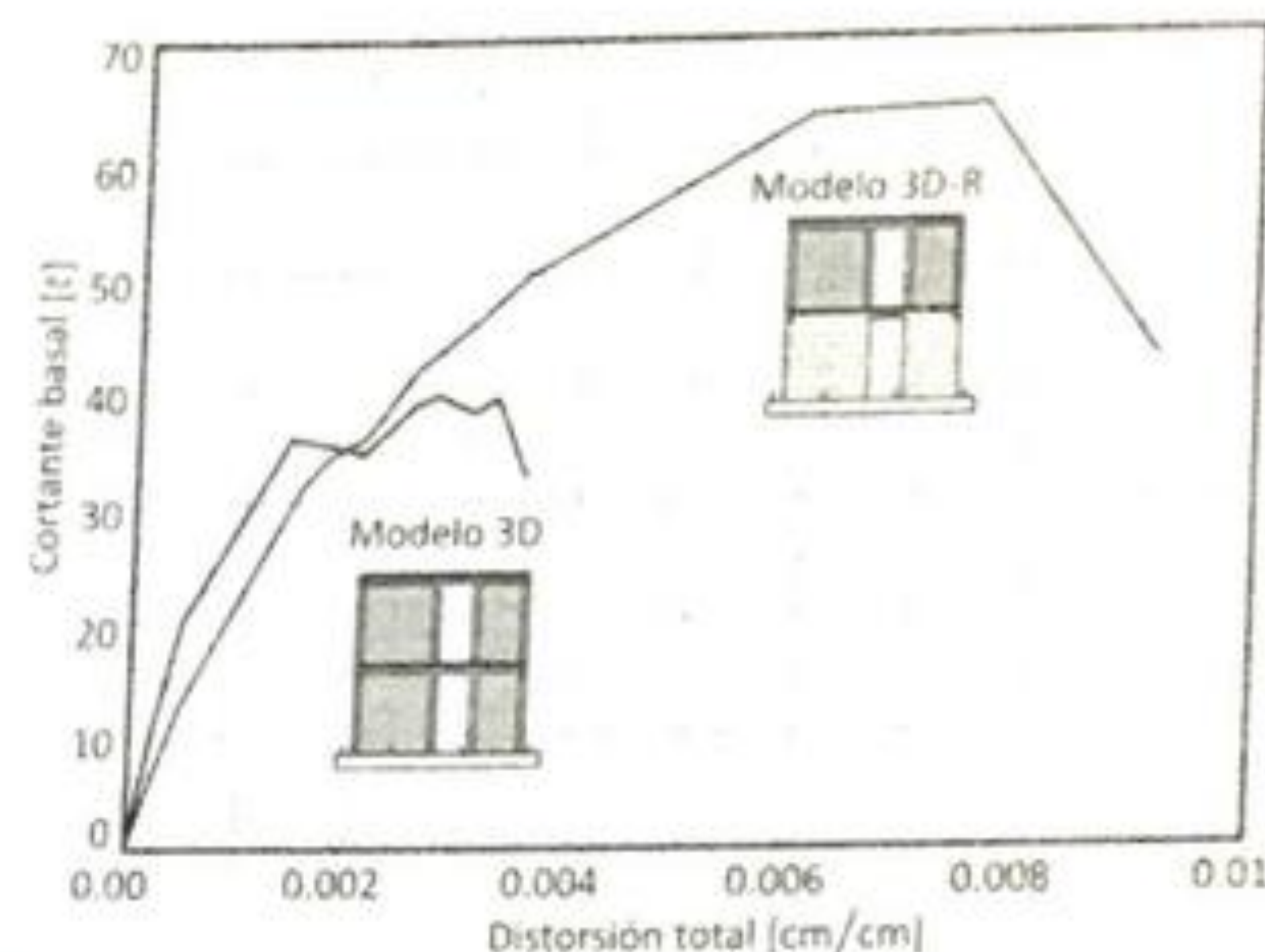


Figura 10.23 Envolturas de respuesta de una estructura de mampostería original y reparada con mallas recubiertas con mortero (Ruiz, 1995).

la estructura original en términos de resistencia y capacidad de deformación (figura 10.23). La rigidez de la estructura reparada fue 2/3 de veces la original. Para fines de diseño se propuso que la resistencia del muro rehabilitado se calculara como la suma de la contribución de la mampostería (resistencia remanente de la mampostería) y la participación de la malla soldada.

Para la primera, la resistencia remanente de la mampostería en esta estructura fue igual al 80% de la carga de agrietamiento. Para la segunda, Ruiz (1995) propuso que el esfuerzo resistente de la malla se calculara multiplicando la cuantía de refuerzo horizontal de la malla por el esfuerzo nominal de fluencia, afectando el producto por un factor de eficiencia igual a 0.5. Este factor considera la distribución no uniforme de deformaciones y esfuerzos de la malla en la altura del muro. El valor del factor de eficiencia usado es menor que el propuesto para muros sin daño, que se discute más adelante.

La idoneidad de rehabilitar muros de mampostería confinada sin daño con mallas soldadas recubiertas con mortero de cemento, ha sido evaluada experimentalmente con resultados extraordinariamente alentadores (Pineda, 1996; Alcocer, Pineda, Ruiz & Zepeda, 1996; Alcocer, Murià & Peña, 1999; Zepeda, Pineda & Alcocer, 1996). A continuación se presentan las recomendaciones desarrolladas a partir de los resultados experi-



Figura 10.22 Encamisado con mallas metálicas después del sismo de Friuli, Italia, en 1976.

mentales. Éstas son también aplicables a muros con daño rehabilitados con encamisado con mallas metálicas.

Las NTC-DCEM (NTC-DCEM, 2017) adoptaron la misma metodología de cálculo al considerar que la fuerza cortante resistente es la suma de la contribución de la mampostería y la debida a las mallas de alambre soldado. Esta última, a su vez, depende de la cuantía del refuerzo horizontal de la malla, del esfuerzo especificado de fluencia, del área transversal del muro (incluyendo el espesor de los aplanados) y de un factor de eficiencia, η , menor que la unidad. En el cálculo de la cuantía se debe incluir el espesor de los aplanados de mortero de cemento que se colocaron por una o ambas caras de los muros.

El factor de eficiencia, η , toma en consideración, implícitamente, la distribución de deformaciones de los alambres de la malla, la calidad del anclaje de la malla y la resistencia del mortero del recubrimiento. Así, a menor resistencia del mortero, menor será la contribución del refuerzo de la malla, ya que si la resistencia del mortero a la compresión es baja, se aplastará y se desprenderá a bajos niveles de distorsión, lo que anulará el comportamiento del muro como sección compuesta.

En el cálculo de η se considera la relación de aspecto del muro y la cuantía de refuerzo horizontal de la malla (NTC-DCEM, 2017). El factor de eficiencia, η , será mayor en muros robustos, así como en muros con bajas cuantías de refuerzo horizontal. Se recomienda que la distorsión máxima de diseño (o distorsión lateral inelástica) sea la establecida en las NTC-DCEM.

Para lograr un comportamiento monolítico del encamisado con la mampostería existente, es indispensable tratar la superficie del muro antes de colocar la malla y aplicar el mortero.

Se debe retirar todo recubrimiento del muro y, en caso de muros dañados, los fragmentos y piezas sueltas de la superficie de la mampostería; limpiar el polvo y las partículas en el interior de las grietas mediante chorro de agua. Previo al encamisado, se recomienda reparar las grietas de acuerdo con la sección 10.4.3.

Las mallas se pueden fijar directamente sobre las caras del muro, o bien usando separadores. Sin embargo, ensayos de laboratorio han demostrado que el uso de separadores disminuye la resistencia al corte del sistema muro-conector-malla, aumenta la flexibilidad del conector y facilita su propia extracción. Para espesores del encamisado del orden de 30 mm, no representa ningún inconveniente adosar las mallas directamente al muro.

En muros hechos con piezas macizas, las mallas de calibre pequeño (8 y 10) se pueden fijar con clavos de 64 mm de longitud para madera colocados manualmente con martillo (figura 10.24).

Se recomienda una separación máxima de los clavos o conectores, en sentidos vertical y horizontal, de 450 mm (NTC-DCEM, 2017); si las piezas son de mala calidad, se puede reducir la separación a 250 mm. Para mallas de mayor calibre (calibre 4 o alambres con 6.4 mm de diámetro, por ejemplo) se recomienda usar clavos del tipo *Hilti X-ZF* o similares, de 51 mm de longitud con arandela (figuras 10.25 y 10.26). Estos clavos se fijan a pólvora con una pistola especial. Se recomienda usar una separación entre conectores de 450 mm. Este tipo de conectores se pueden usar también en mallas de bajo calibre. Aunque por pieza son más caros que un clavo, incluyendo el cartucho de pólvora, el rendimiento en su colocación es mucho mayor, y el desperdicio es



Figura 10.24 Malla metálica anclada a un muro de mampostería con clavos.

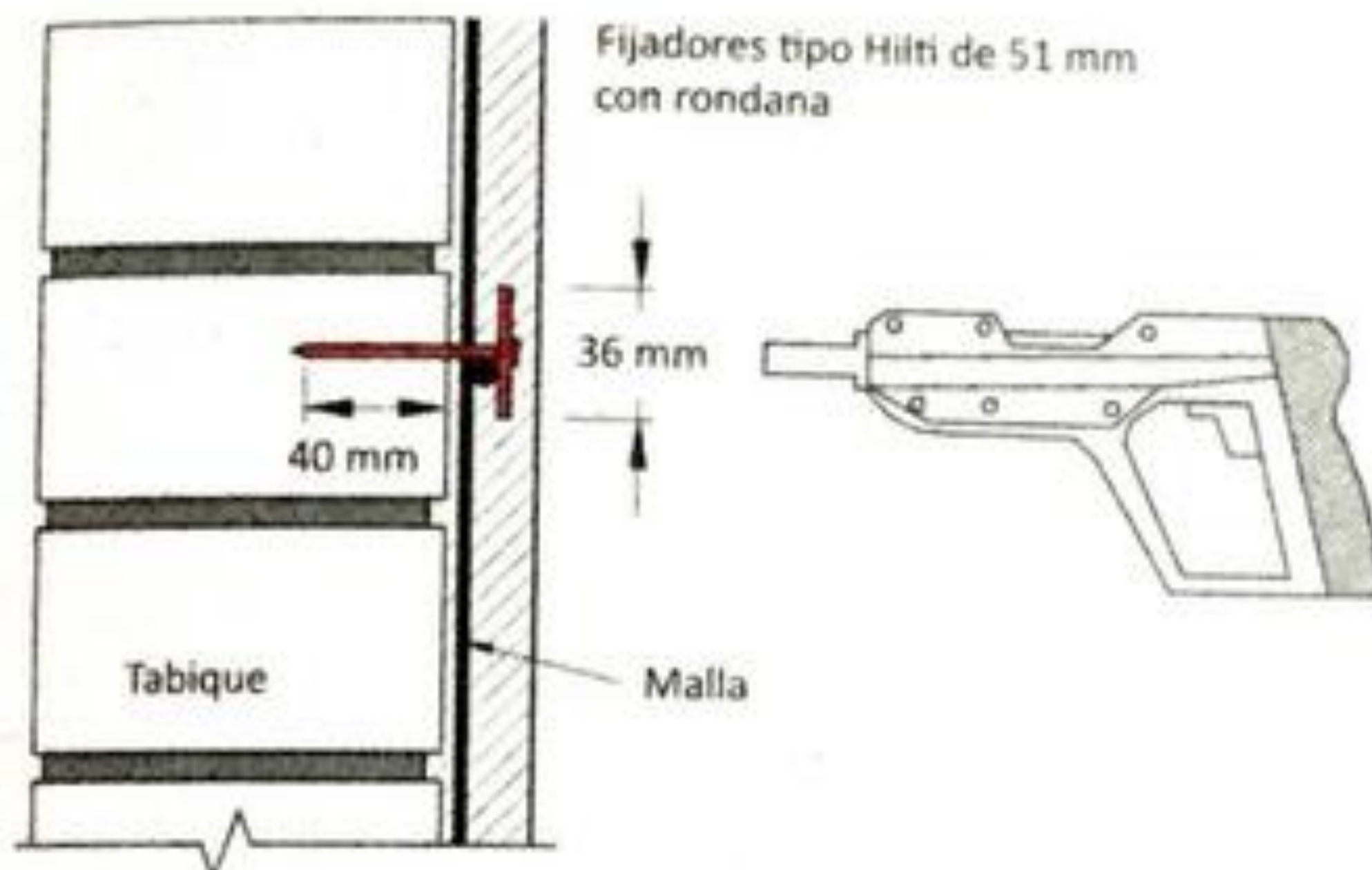


Figura 10.25 Conectores Hilti tipo X-ZF y herramienta para colocación.



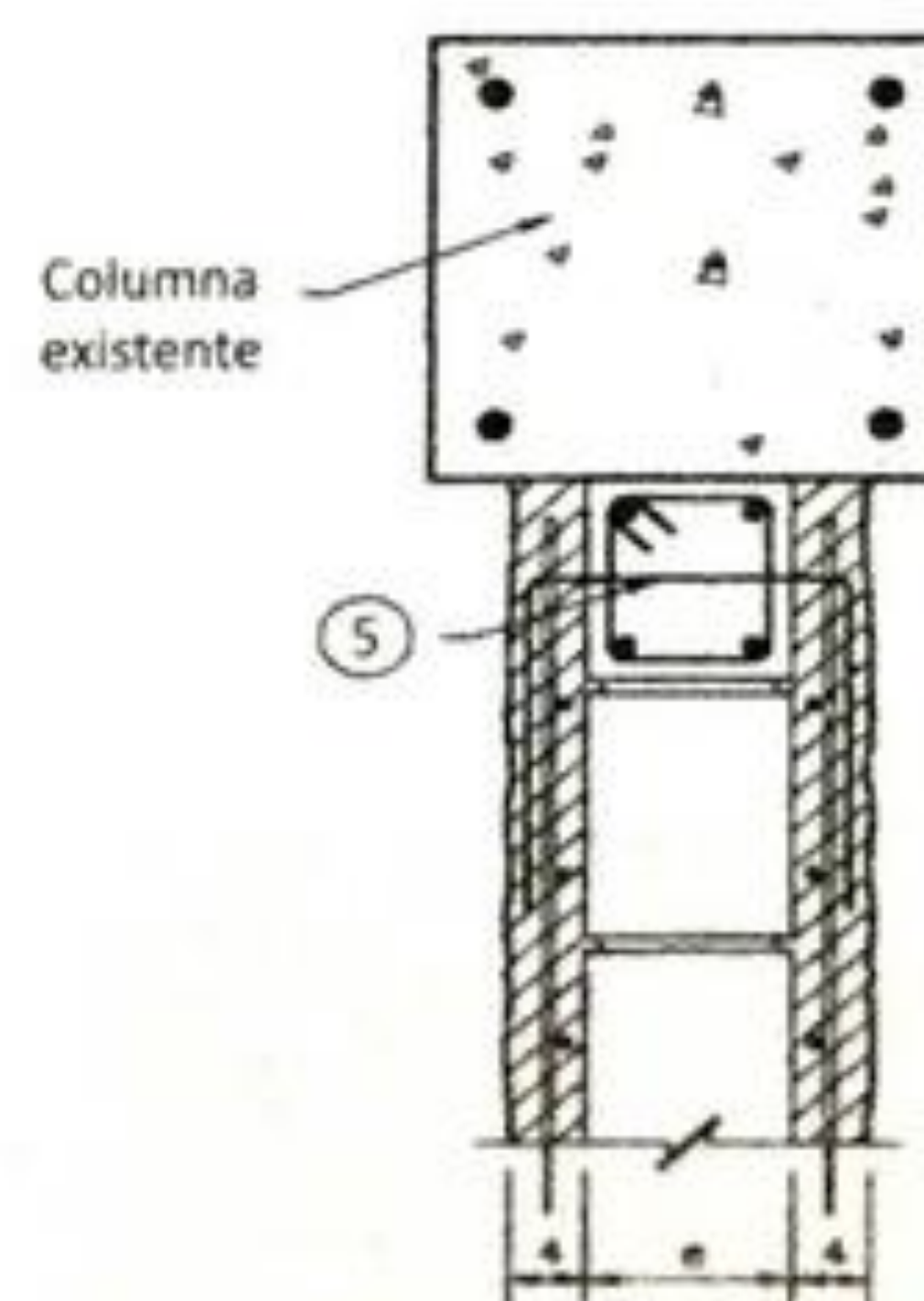
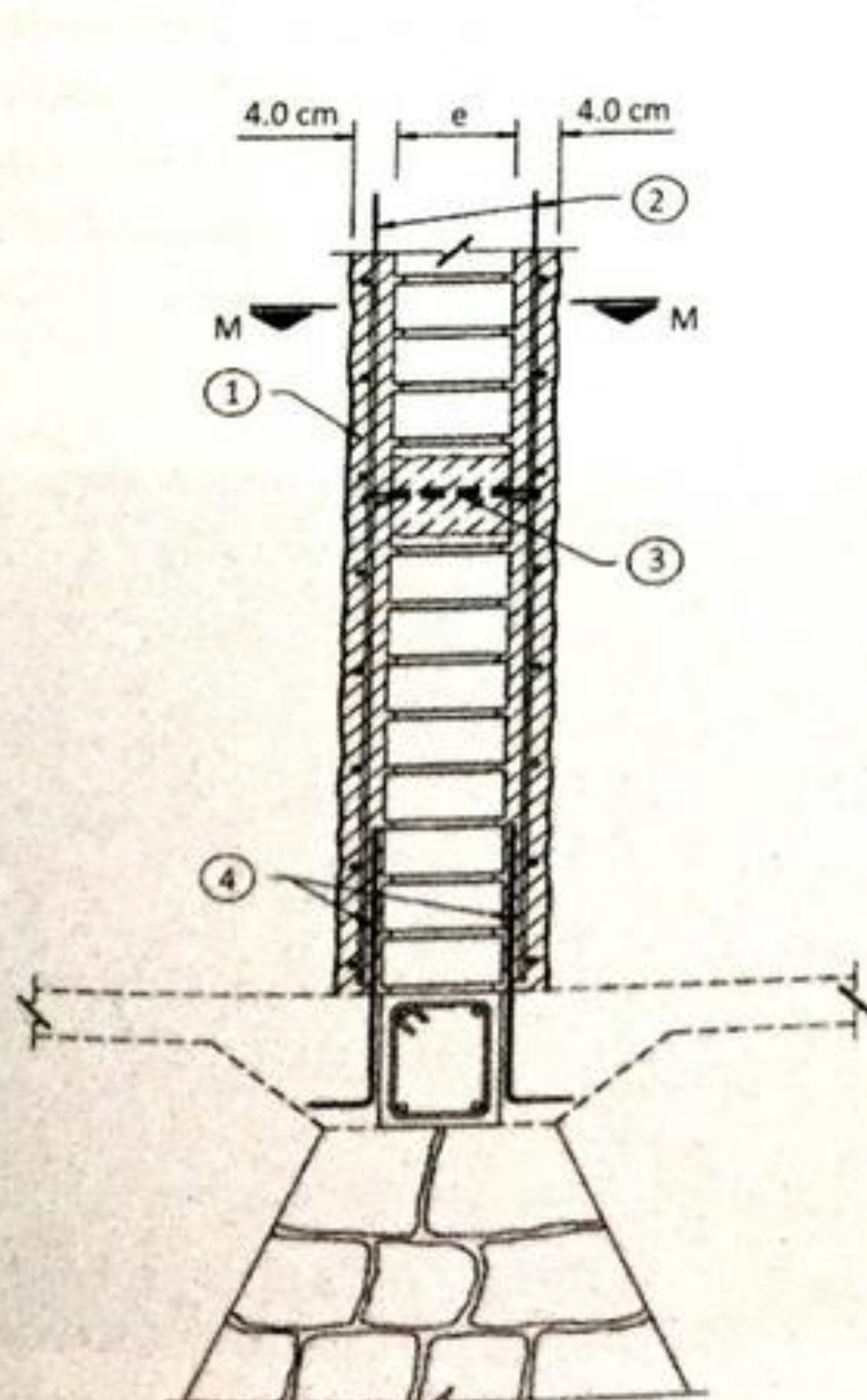
Figura 10.26 Malla metálica anclada con conectores Hilti a un muro de mampostería.

prácticamente nulo. Eventualmente, el costo de la herramienta para la colocación de los conectores se amortizará fácilmente.

En la práctica nacional y en la literatura mundial sobre el tema, se ha sugerido el uso de alambres (grapas o sujetadores) o estribos de alambón

que pasen de lado a lado del muro para fijar las mallas en ambos lados (De la Torre, 1995) (figura 10.27).

Esto requiere, por supuesto, de la perforación del muro en su espesor en varios lugares, así como el relleno del hueco que queda entre el



CORTE M - M
RECUBRIMIENTO ARMADO PARA
REFUERZO DE MAMPOSTERÍA

1. Capa de mortero lanzada contra el muro de mampostería.
2. Malla electrosoldada o varillas para armado de los aplanados.
3. "Grapa" para sujetar las dos mallas, colocada a través de "cajas" o perforaciones hechas en el propio muro, y que a la vez servirán como conectores (espaciada 80 cm @ máx).
4. Varillas ancladas al elemento estructural existente para traslaparse con la malla.
5. Las dos capas de mortero, $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$, mínimo deberán rematarse en su extremo superior horizontal y en sus extremos verticales, contra la estructura existente, y de preferencia integrando el armado a dadas y castillos del propio muro.

Figura 10.27 Recubrimiento armado para rehabilitación de mampostería (De la Torre, 1995).

alambre y el barreno con resina epóxica o un material similar, de modo que el conector quede firmemente sujeto al muro.

Esta solución puede ser más costosa que usar conectores de percusión; sin embargo, el comportamiento del muro es comparable. La separación máxima recomendada es de 800 mm (De la Torre, 1995). En la figura 10.28 se muestra un muro encamisado con malla de alambre soldado en el cual se usa un conector en forma de C. Se aprecia que el espacio anular entre el estribo y el barreno fue rellenado con pasta de cemento.

En muros hechos con piezas huecas, como los bloques de concreto, se han empleado alcayatas hechas de acero de bajo carbono (tipo A-36) o de barra corrugada de refuerzo convencional para sujetar mallas soldadas. Flores y otros (1999) observaron que se puede obtener un comportamiento satisfactorio si las alcayatas se alojan en las juntas de mortero y si tienen una longitud igual al espesor del muro. Con esto se logra que la alcayata quede apoyada en las dos paredes exteriores del bloque. En contraste, si la alcayata se conecta solamente a una cara del muro, la conexión es flexible y poco resistente.

Los resultados no sostienen la necesidad de colocar placas de acero en el extremo posterior de

la alcayata; la reacción de ésta en su longitud, ya sea sobre las paredes de la pieza o sobre la junta de mortero, es suficiente para desarrollar la resistencia necesaria en la alcayata. También se ha evaluado la idoneidad de anclar las mallas en la periferia del muro en lugar de usar conectores distribuidos uniformemente sobre el muro (Flores Marcelino, Lazalde & Alcocer, 1999). Los resultados de ensayos de muros rehabilitados sujetos a cargas laterales cíclicas, indican que los comportamientos son similares. Por tanto, se recomienda colocar sólo conectores en el perímetro, en virtud de la economía lograda. Para lograr un comportamiento estable se recomienda que el sistema de conectores se diseñe por capacidad, de modo que no fluya antes de desarrollar la resistencia de diseño del muro.

Las mallas deben ser capaces de desarrollar su esfuerzo de fluencia en los castillos extremos, lo que implica que deban conectarse a ellos. En muros muy largos conviene anclar las mallas en los castillos intermedios (figura 10.29).

Asimismo, las mallas deben rodear los castillos (figura 10.30). Esto se puede resolver trasladando la malla en forma de U que rodeará el castillo con las mallas sobre el muro. Para el traslape se siguen las recomendaciones para diseño de estructuras de concreto reforzado.



Figura 10.28 Estribo usado como conector entre malla de acero soldada y muro de mampostería.



Figura 10.29 Muro rehabilitado con mallas continuas en toda su longitud.



Figura 10.30 Confinamiento de un castillo con mallas metálicas que han sido traslapadas.

La razón de confinar los castillos es proveer un mecanismo de resistencia y ductilidad cuando el agrietamiento inclinado de la mampostería y del encamisado penetren sus extremos. En la figura 10.31 se muestra el daño de un castillo no confinado por la malla del encamisado. Se advierte que el agrietamiento inclinado de la mampostería cortó el castillo sin que éste estuviera reforzado con malla para retrasar o evitar el deterioro tan severo.

El campo de tensión que resisten las mallas debe ser continuo en muros transversales. Por tanto, en los cambios de dirección conviene in-



Figura 10.31 Daño en un castillo no confinado por la malla del encamisado.

crementar el número de conectores. Si las mallas no se pueden doblar, particularmente cuando son de alto calibre, se pueden usar mallas de menor calibre traslapadas, según lo indicado en las normas para diseño de estructuras de concreto. En todos los casos, las mallas deben rodear las aberturas en los muros (NTC-DCM, 2017).

El mortero se puede colocar manualmente, o bien con dispositivos neumáticos (lanzado), siguiendo los procedimientos recomendados para concreto lanzado. Se ha observado que, con una buena ejecución, muros con recubrimiento de concreto lanzado tienen mayor resistencia y rigidez que aquellos de mortero colocado manualmente. En cualquier caso, antes de aplicar el mortero se debe saturar la superficie del muro con agua.

Un problema asociado al concreto lanzado es la presencia de huecos debido al rebote de la mezcla en las superficies de la estructura existente, lo cual es común cuando existen varias capas de refuerzo o si el refuerzo es muy denso. Otro problema es el agrietamiento por contracción, asociado a mezclas con altos consumos de cemento, exceso de agua o curado inadecuado. Para eliminar estos problemas se recomienda emplear aditivos como humos de sílice o fibras de polipropileno. Los humos de sílice tienen ventajas adicionales, ya que permiten incrementar el espesor de capa que se puede aplicar; aumentan la densidad de la mezcla; incrementan las resistencias a los agentes químicos, a ciclos de congelamiento y descongelamiento, a la adherencia, a la flexión y a la compresión; y disminuyen el rebote del material lanzado. Las fibras de polipropileno reducen el agrietamiento por contracción plástica. Otra opción para controlar el agrietamiento prematuro del recubrimiento es el uso de malla de gallinero.

En el caso de mampostería confinada, será necesario anclar las mallas a los castillos y dadas, así como recubrir estos elementos con el mortero o concreto del encamisado. Ensayes de laboratorio encaminados a evaluar la transferencia de cortante a través de interfases de concreto nuevo y

existente (Bass, Carrasquillo & Jirsa, 1989), demostraron que prácticamente cualquier tratamiento para incrementar la rugosidad de la superficie es adecuado para transmitir las fuerzas, mientras se retire la capa exterior de lechada y el polvo, así como que se exponga el agregado grueso. Los resultados de los experimentos no parecen justificar el uso de aditivos tipo adhesivo.

Conviene que el mortero que se use para recubrir las mallas, sea lo más resistente y rígido posible (mortero tipo I, según NTC-DCM, 2017). Para incrementar la durabilidad del mortero de recubrimiento, se deben seguir las recomendaciones de mejores prácticas para concreto, en particular en lo relacionado con la graduación de la arena. En efecto, si la arena que se usa para el mortero contiene demasiados finos, se incrementa la probabilidad de fisuramiento por contracción, lo que facilita la penetración de humedad y cloruros, y aumenta el riesgo de corrosión.

Los muros se pueden encamisar usando concreto en lugar de mortero. El incremento de resistencia ante cargas laterales es aún mayor, llegando a ser hasta de tres veces el de muros sin encamisado. El encamisado de concreto puede conducir a un cambio en el modo de falla, pasando de uno controlado por cortante y tensión diagonal, a otro en el que predominan las deformaciones de flexión o, incluso, el cabeceo del muro (Churilov & Dumova-Jovanoska, 2013).

Si el encamisado del muro se practica para incrementar la capacidad (resistencia y deformabilidad) ante cortante, no es necesario extender el refuerzo a la cimentación. Será necesario hacerlo cuando el encamisado esté diseñado para incrementar la resistencia a flexocompresión del muro, en cuyo caso se debe revisar la necesidad de reforzar los cimientos. En este caso, se deben abrir cepas de tamaño suficiente para aumentar la base del cimiento, limpiando perfectamente las caras de la mampostería y quitando las piedras necesarias para formar llaves de corte con el mortero de recubrimiento. Resulta obvia la conveniencia de prestar atención a la impermeabilización del en-

camisado que esté expuesto a la humedad del terreno.

El refuerzo de muros con mallas metálicas ofrece una ventaja constructiva sobre la inserción de refuerzo horizontal: la facilidad de inspección y supervisión en obra. En efecto, se puede revisar fácilmente que la malla se haya colocado sobre el muro. Aunque una vez que el muro se ha cubierto con mortero o concreto, no es fácil asegurar que el anclaje se haya ejecutado adecuadamente; conviene destacar que en una estructura es posible que el número de muros reforzados con malla sea bajo, de modo que se pueda esperar una supervisión más estricta en la construcción de estos muros.

El encamisado con mallas es una técnica utilizada también en muros diafragma. Al igual que lo presentado anteriormente para muros de carga de mampostería confinada, se pueden usar encamisados de malla con recubrimiento de mortero. Otra opción es recubrir la malla con yeso (Altin, Anil, Koprman & Belgin, 2010). En este caso se usa yeso con resistencia superior a 5 MPa en las dos caras del muro, en espesores bajos de entre 5 y 7 mm por capa. El criterio de diseño para estimar la resistencia es similar al descrito para recubrimiento de mortero.

10.4.5.2. *Encamisado con mallas y bandas plásticas*

Esta técnica consiste en aplicar encamisados (totales o parciales) de muros de mampostería con materiales plásticos. Algunos ejemplos se pueden consultar en Seible (1995), Ehsani y Saadatmanesh (1996), Ehsani y otros (1997), Zepeda y Alcocer (1998), Velázquez-Dimas y Ehsani (2000), Velázquez-Dimas y otros (2000), Kalali y Kabir (2012), y Thandavamoorthy y Saileish Sivaraja (2013). Las estructuras se refuerzan usando la capacidad de carga a tensión de las fibras plásticas, de modo análogo al papel que juega el acero de refuerzo en el concreto. Esta propiedad se puede usar para reforzar a flexión, corte o compresión, dependiendo de cómo se orienta el material plás-

tico. Así, por ejemplo, para reforzar a flexión un muro, el material compuesto se coloca externamente sobre la cara a tensión, de modo que las fibras largas sean paralelas al eje vertical del muro.

Fibras

Las fibras usadas son largas y continuas, y pueden ser de vidrio, carbón o *aramid*. Las fibras pueden exhibir varias configuraciones: cables, bandas unidireccionales o telas. La configuración afecta la tasa de saturación de la resina, así como la forma en que ésta humedece a las fibras. Adicionalmente, influye en la facilidad para su aplicación y su adaptación al contorno del elemento. En la tabla 10.4 se presentan algunos parámetros de este tipo de fibras. Las fibras a tensión exhiben un comportamiento elástico lineal hasta la rotura. La resistencia transversal de las fibras es muy baja.

De la tabla 10.5 se pueden comparar, cualitativamente, algunas propiedades físicas y mecánicas de varias fibras.

La fibra de vidrio más usada es la tipo E. La tipo S tiene mayor resistencia a tensión, y la AR mejor resistencia a los álcalis; sin embargo, ambas son muy costosas. De los informes del comité técnico 440 del Instituto Americano del Concreto (ACI 440.2R, 2008; ACI 440.3R, 2012), se puede obtener mayor información sobre el uso de fibras.

Tabla 10.4 Comparación de propiedades de fibras plásticas y acero de refuerzo (Fancher, 1997)

Parámetro	Fibra de vidrio	Aramid	Carbón de alta resistencia	Acero grado 42
Densidad (kg/m ³)	2540	1450	1800	7850
Resistencia a la tensión (MPa)	3450	3620	3800	620
Rigidez a tensión (GPa)	72.4	131	227	200
Deformación a la falla (%)	4.8	2.8	1.7	12

Tabla 10.5 Comparación cualitativa entre fibras plásticas para rehabilitación estructural (Fancher, 1997)

Parámetro	Fibra de vidrio	Aramid	Carbón de alta resistencia
Resistencia a tensión	Moderada	Alta	Alta
Rigidez a tensión	Baja	Baja	Moderada
Deformación a la falla	Moderada	Moderada	Baja
Resistencia a la fatiga	Baja	Moderada	Alta
Resistencia a flujo	Moderada	Moderada	Alta
Nivel de esfuerzo a la falla	Bajo	Moderado	Alto
Resistencia al impacto	Alta	Alta	Moderada
Estabilidad frente al calor	Alta	Moderada	Alta
Resistencia a álcalis	Baja	Moderada	Alta
Costo	Bajo	Alto	Alto

Las fibras de *aramid*, mejor conocidas por el nombre comercial de una de ellas: *kevlar*, poseen alta resistencia, bajo peso y una excelente resistencia al impacto. Son las menos usadas de los tres grupos.

Las fibras de carbón poseen propiedades mecánicas y 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 hallar fibras más rígidas aún.

Las ventajas de las fibras son su excelente durabilidad y las altas relaciones de resistencia/peso y rigidez/peso, en comparación con las placas de acero.

La alta rigidez axial de las fibras de carbón o grafito es la responsable de que el flujo plástico en la matriz resinosa sea pequeño.

Resinas

El papel de las resinas, o del material de la matriz de los materiales sintéticos, es distribuir la carga entre las fibras. La resina sirve también para mantener las fibras alineadas, así como para protegerlas del ambiente. Las tres resinas que más se usan son poliéster isoftálico, viniléster y epóxica.

El tipo de resina y la clase de fibra deben ser compatibles para la aplicación deseada. Las resinas de poliéster y viniléster se usan con fibras de vidrio, mientras que las epóxicas se pueden usar para las tres clases de fibras. En la tabla 10.6 se comparan, cualitativamente, las resinas (Fancher, 1997).

Las fibras plásticas no exhiben deterioro de su resistencia a tensión por exposición a rayos ultravioleta (UV), no así la resina epóxica, que se vuelve blanca con la exposición. Por tanto, si se espera que el sistema fibra-resina esté expuesto a la luz solar directa, será necesario protegerlo con una capa de material que limite la radiación UV. Pruebas de laboratorio han indicado que un recubrimiento de uretano sobre fibras de carbón, ayuda a mantener la resistencia a tensión aun después de 4000 horas de exposición a rayos UV; en las fibras de vidrio y de *aramid* se observa una disminución de 10 a 20% de su resistencia (Tonen Corporation, 1997).

Métodos de aplicación

La colocación de fibras de materiales sintéticos (*composites*) para rehabilitar estructuras de mampostería, permite:

- Incrementar el confinamiento de muros, lo que se traduce en mayores resistencia y capacidad de deformación.
- Aumentar la resistencia a flexión fuera del plano.
- Mejorar la resistencia a corte en el plano.
- No aumentar la masa del edificio y el espesor de muros en forma significativa.
- No modificar la cimentación.
- Rapidez en la construcción, ya que las fibras se cortan en obra y no se requiere desalojar el edificio.
- Facilidad en la construcción.

Esta solución tiene dos claras desventajas: la primera es su costo, todavía elevado en comparación con otros materiales de encamisados; la otra es que se pierde la apariencia de la mampostería, aspecto que puede ser importante si la estética del edificio es un factor determinante para escoger el sistema de rehabilitación. Un caso evidente de esto son los monumentos históricos.

En algunos casos es necesario colocar pernos de anclaje, tal y como sucede para fijar los extremos de las fibras en vigas de concreto cuando éstas se colocan en sentido perpendicular al eje longitudinal con miras a mejorar el confinamiento y la

Tabla 10.6 Comparación cualitativa entre resinas

Parámetro	Poliéster (curado en planta)	Viniléster (curado en planta)	Epóxica (curado en horno)	Epóxica (curado a T ambiente)
Resistencia a tensión	Baja a moderada	Moderada	Moderada a alta	Moderada a alta
Rigidez a tensión	Baja a moderada	Moderada/alta	Moderada a alta	Moderada
Deformación a la falla	Baja	Baja/moderada	Moderada a alta	Moderada a alta
Flexibilidad	Baja	Baja	Moderada	Moderada
Resistencia a flujo plástico	Alta	Alta	Moderada	Moderada
Resiliencia	Baja	Baja/moderada	Moderada	Moderada
Resistencia al impacto	Baja	Baja/moderada	Moderada	Moderada
Estabilidad al calor	Baja a moderada	Moderada	Moderada	Moderada
Resistencia la humedad	Moderada	Moderada	Moderada a alta	Moderada a alta
Resistencia a álcalis	Baja a moderada	Moderada	Alta	Alta
Resistencia a radiación UV	Baja	Baja	Baja	Baja
Costo del material	Bajo	Moderado	Moderado	Moderado

resistencia a tensión diagonal. Este caso ejemplifica una alta concentración de esfuerzo que obliga a sujetar la fibra con placas y pernos.

Los resultados experimentales indican que el encamisado con materiales sintéticos es altamente efectivo para incrementar la resistencia a cargas laterales, reducir las deformaciones por corte y mejorar la ductilidad de la edificación completa. Triantafyllou (1998) ha propuesto diagramas de interacción adimensionales para facilitar el diseño de este tipo de esquemas. El diseño de la rehabilitación con fibras plásticas se puede hacer siguiendo un enfoque de esfuerzos permisibles, o bien por resistencia última. En este último, las hipótesis de comportamiento de las secciones transversales y de deformaciones máximas, son iguales a las seguidas en diseño de concreto o mampostería por resistencia última.

Se ha sugerido que las bandas unidireccionales son preferibles sobre las telas bidireccionales que cubren toda la superficie del muro. Si se usan bandas, deben orientarse de modo que crucen perpendicularmente las grietas inclinadas. Si se emplean fibras en forma de telas, se recomienda orientar las fibras horizontalmente para cruzar las grietas diagonales o de corte, a modo de permitir que se formen grietas a flexión (Seible, 1995). Las fuerzas que se pueden transmitir a las camisas sintéticas están limitadas por la resistencia al corte rasante o la resistencia a tensión de la mampostería, ya que, por lo general, las resinas poliméricas exhiben resistencias superiores que el material base (concreto o mampostería).

Es recomendable confinar los talones de un muro, si es posible, a modo de controlar el aplastamiento por compresión y una falla por estabilidad lateral del talón de compresión.

El incremento de la resistencia a flexión en el plano depende de un anclaje adecuado de la fibra; si se usan pequeñas longitudes de desarrollo y/o no se colocan anclajes en los extremos de las fibras y/o la resistencia a tensión del material base es baja, se pueden producir fallas prematuras caracterizadas por desprendimiento de las láminas debajo de la resina (figura 10.32).

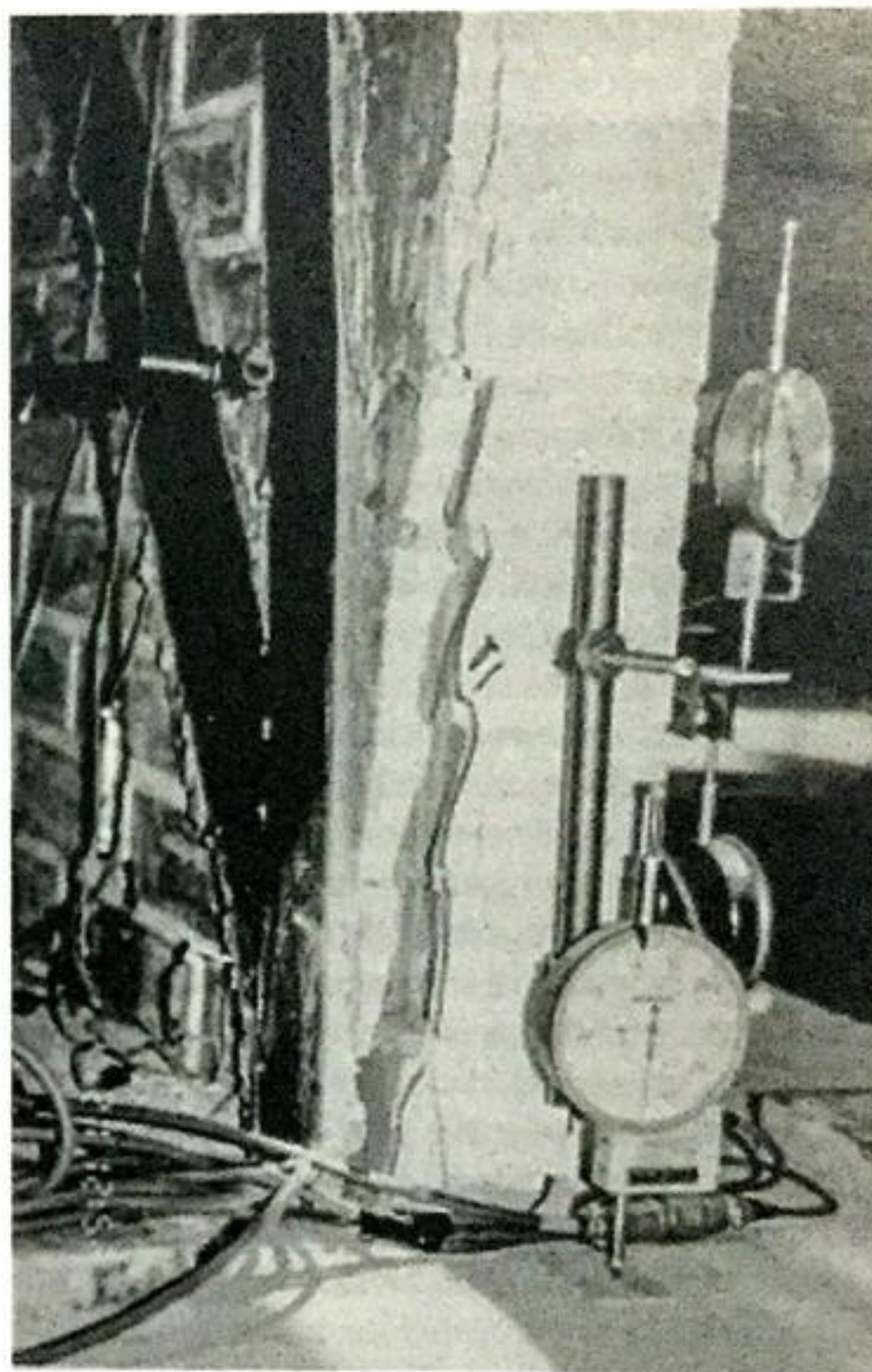


Figura 10.32 Desprendimiento de las láminas sintéticas debido a una deficiente resistencia a tensión de los tabiques.

Otra aplicación de los materiales plásticos busca mejorar el comportamiento fuera de plano de muros de mampostería simple ante fuerzas inducidas por los sismos (Ehsani, Saadatmanesh & Velázquez-Dimas, 1999; Velázquez-Dimas & Ehsani, 2000; Velázquez-Dimas, Ehsani & Saadatmanesh, 2000). Como se sabe, uno de los modos de falla de la mampostería simple es la flexión fuera del plano. Al fallar los muros, los techos y pisos pierden soporte y caen, con las evidentes consecuencias. Para evitar el colapso parcial o total, así como para mejorar el desempeño de la estructura, se ha propuesto instalar conectores

metálicos entre el sistema de piso o techo y el muro. Sin embargo, este refuerzo ha hecho que ahora el elemento vulnerable sea el muro, y ya no la conexión muro-techo o muro-piso.

Para mejorar la capacidad a flexión sísmica fuera del plano, se ha probado la instalación de bandas verticales de fibra de vidrio (tipo E) con diferentes anchuras y cuantías. Los resultados de laboratorio indican que cuando la anchura de la fibra es baja, los esfuerzos cortantes en la interfase mampostería-fibra tienden a ser muy altos, incrementando de manera significativa la probabilidad de una falla por desprendimiento de la fibra. La falla empieza cerca de la mitad de la altura del muro y se extiende con los ciclos hacia los extremos. Este modo de falla debe evitarse, en virtud de que conduce a un comportamiento frágil que, además, deteriora rápidamente la capacidad de disipación de energía de la estructura. Por tanto, durante la etapa de diseño es indispensable revisar la magnitud de los esfuerzos cortantes.

En experimentos recientes se ha evidenciado un incremento de entre tres y seis veces la resistencia a flexión fuera del plano, posterior al agrietamiento, de muros de mampostería simple reforzados con fibras de vidrio (Dizhur, Griffith & Ingham, 2014).

Velázquez-Dimas y Ehsani (2000) han propuesto limitar la cuantía de refuerzo a 0.4 y 2.0 veces la cuantía balanceada para relaciones altura/espesor del muro, h/t , de 14 y 28, respectivamente. Además, recomiendan aplicar la teoría elástica de flexión de vigas para evaluar la capacidad del muro, limitando la deformación a tensión máxima de la fibra a 0.004 (aplicable a fibras de vidrio tipo E). Finalmente, sugieren que la distorsión máxima sea 0.007.

10.4.6. Encamisado con morteros especiales con fibras

Los muros pueden encamisarse también mediante la colocación de morteros o de cemento o concretos con fibras (de acero, plásticas o híbridas), o solamente mediante fibras plásticas lanzadas di-

rectamente contra el muro (Shaheen & Shrive, 2007).

Los muros rehabilitados con morteros y concretos con fibras han presentado incrementos de resistencia: 34% con fibras de acero, y 18% con fibras de polipropileno, con respecto a muros rehabilitados con morteros sin fibras (Yaman & Canbay, 2014). Por lo general, se usan cuantías de 2% de fibras, en espesores de entre 10 y 20 mm. Si su uso es para integrar a muros diafragma con marcos de concreto o acero, se recomienda que los muros se conecten en todo su perímetro al marco circundante.

En años recientes se ha explorado la aplicación de materiales compuestos a base de cemento (ECC, por sus siglas en inglés: Engineered Cement Composites) para rehabilitar muros de mampostería. El material compuesto es un caso particular de materiales compuestos de alto desempeño a base de fibras y cemento. Hasta ahora, los casos se limitan a ensayos de laboratorio con resultados muy prometedores (Dehghani, Nateghi-Alahi & Fischer, 2015). El material compuesto se coloca lanzado a mano (con cuchara) directamente sobre el muro; no se han usado mallas de refuerzo adicionales. Se han logrado medir aumentos de 2.5 y 2.7 veces en la resistencia a cargas laterales y en energía acumulada disipada, en comparación con un marco con muros diafragma sin refuerzo.

Otra técnica en desarrollo es el encamisado de fibras de vidrio lanzadas (o rociadas) contra elementos de mampostería. Los experimentos han mostrado un importante incremento en la capacidad de deformación y una reducción en la degradación de rigidez de columnas de mampostería reforzadas, en comparación con especímenes de control (Shaheen & Shrive, 2007). En muros se han aplicado las fibras para mejorar el comportamiento fuera del plano, obteniéndose incrementos de resistencia de hasta siete veces, comparada con la de muros sin encamisar (Haddad, Shaheen, Parsanian, Tilleman & Shrive, 2010). Los autores señalan la necesidad de contar con un modelo de cálculo de la resistencia. Desde el punto de vista

constructivo, se advierte la dificultad de lograr un espesor uniforme del encamisado.

10.4.7. Adición de elementos confinantes de concreto reforzado

Con objeto de mejorar el comportamiento de toda la estructura, y no solamente de ciertos muros, es necesario a menudo construir castillos y dalas, ya sea porque no existen o bien porque sus dimensiones, ubicación o detallado son inadecuados. En su diseño y construcción se deben satisfacer los requisitos de las NTC-DCM (2017). Los armados deben estar debidamente anclados para desarrollar la resistencia de diseño. Se sugiere revisar las recomendaciones que se han hecho para construcciones nuevas y que son, en su mayoría, aplicables a este caso.

10.5. Rehabilitación de estructuras de mampostería simple y de adobe

La mampostería simple es aquella cuyo comportamiento depende de su resistencia y capacidad de deformación a tensión, ya que carece de refuerzo (vertical u horizontal) en el muro o en sus extremos. Un caso especial son las estructuras de adobe. Como es conocido, una amplia cantidad de edificios y viviendas en los centros de las ciudades, así como en el medio rural mexicano, es de mampostería simple.

En el caso de la vivienda rural, el material más usado en el pasado fue el adobe. Si bien el adobe no se usa tanto para vivienda nueva, existe un número importante de construcciones hechas con este material. Más recientemente se ha visto el uso de tabique de arcilla o bloques de concreto, sin refuerzo, que exhiben las mismas vulnerabilidades que las del adobe.

En esta sección se discuten las técnicas de rehabilitación de estructuras de mampostería simple que incluyen las de adobe. Las observaciones y recomendaciones son aplicables indistintamente si el material del muro es de piezas de arcilla, concreto o adobe.

El adobe, aunque con propiedades de aislamiento térmico y acústico excelentes, ha demostrado pobre comportamiento cuando se somete a acciones sísmicas. Una característica del material es su baja resistencia a tensión, lo que se traduce en agrietamientos por tensión diagonal, por corte o verticales que pueden conducir al colapso parcial o total de la estructura.

En México, resulta preocupante estudiar las estadísticas de daños en viviendas de mampostería simple producidos por sismos moderados e intensos, tanto recientes como de antaño. La realidad demuestra que pocos han sido los esfuerzos concertados tendientes a reducir la vulnerabilidad de este tipo de viviendas. El problema tiene facetas más delicadas, ya que, para los pobladores de estas zonas, de ingresos muy bajos, su casa es prácticamente todo su patrimonio. Su pobre economía los obliga a, en caso de colapsos parciales o totales, reconstruir la vivienda con los mismos materiales de la original, incluso, usando las mismas piezas.

En esta sección se describen los daños más comunes que han sido observados, así como las técnicas de rehabilitación disponibles. Las características de las viviendas de adobe de México se pueden consultar en Hernández y otros (1979). Los principios básicos para lograr un buen desempeño sísmico de estructuras de adobe se pueden estudiar en Coburn y otros (1995). Se aconseja usar las recomendaciones incluidas en la *Guía de Reparación de Viviendas* (SMIE, 2008), mismas que se presentan de manera sencilla y amena.

10.5.1. Daños observados en estructuras de mampostería simple

Las fallas y daños observados en estructuras de mampostería simple, se pueden clasificar en (figura 10.33):

- **Agrietamiento de muros.** Los muros pueden exhibir grietas inclinadas, ya sea por tensión diagonal o de cortante. En par-

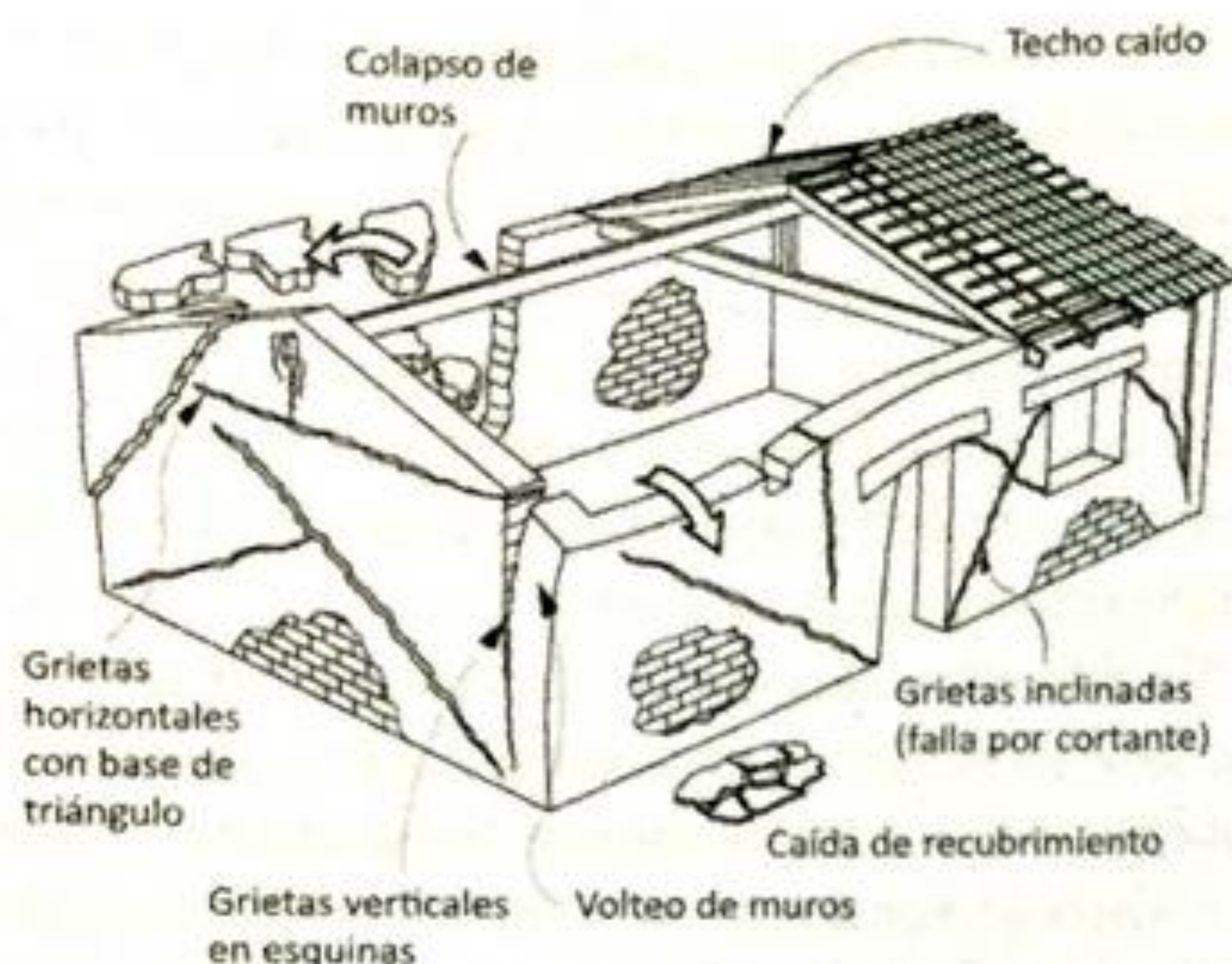


Figura 10.33 Tipos de falla en estructuras de mampostería simple (Pacheco, Flores, López & Reyes, 2005).

ticular, cuando el mortero que se emplea es de lodo (caso del adobe), es común que el tipo de grieta sea de corte y que, por ende, siga las juntas de mortero en forma de escalera.

- **Volteo.** El coceo de los techos inclinados, además de las fuerzas de inercia fuera de plano, puede provocar una grieta vertical por flexión en los lados de un muro, misma que inicia en el extremo superior. Esta grieta se extiende con los ciclos de vibración hasta que el muro se voltea. El volteo ocurre cuando la longitud agrietada del muro es suficiente para que la resultante de fuerzas caiga afuera de la sección del muro. El volteo ocurre casi siempre hacia afuera, ayudado por el coceo del techo.
- **Agrietamiento y separación de muros en esquinas.**
- **Separación de sistemas de piso/techo de muros de apoyo.**

En general, se han observado daños de mayor consideración en viviendas con mampostería intemperizada. Es claro que la humedad y la vegetación degradan el material, de modo que disminuyen la capacidad sismorresistente de la construcción.

10.5.1.1. Técnicas de rehabilitación de estructuras de mampostería simple

Las técnicas se pueden dividir en tres: a) técnicas de reparación local, b) construcción de elementos de confinamiento y amarre, y c) encamisado de muros.

Mizuno y colaboradores (1988) han estudiado el comportamiento de muros de adobe reforzados con alambres horizontales colocados en las juntas. Puesto que su efectividad es función directa del detallado, anclaje y calidad de ejecución, no se considera como técnica idónea para el medio mexicano.

10.5.1.2. Técnicas de reparación local

Si el muro está agrietado, será necesario reparar las grietas rellenándolas con *rajuelas* pegadas con mortero de barro y cal (SAHOP, 1977) en el caso del adobe, o con mortero de cemento en el caso de piezas de arcilla y cemento.

Si el muro exhibe aplastamiento y desconchamiento de adobes, será necesaria la reconstrucción de la zona dañada. Se recomienda usar piezas con características mecánicas similares o superiores a las de las existentes.

10.5.1.3. Construcción de elementos de confinamiento y amarre

Si se observan los modos de falla de las estructuras de mampostería simple (figura 10.33), se puede advertir que algunos de ellos 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 de los muros, una opción es construir una dala perimetral de concreto o madera continua, y que esté debidamente conectada al sistema de piso/techo. En la figura 10.34 se presentan ambas opciones (tomada de Hernández, Meli & Padilla, 1979).

Esta opción tiene el inconveniente de que su construcción requiere retirar el techo. La solu-

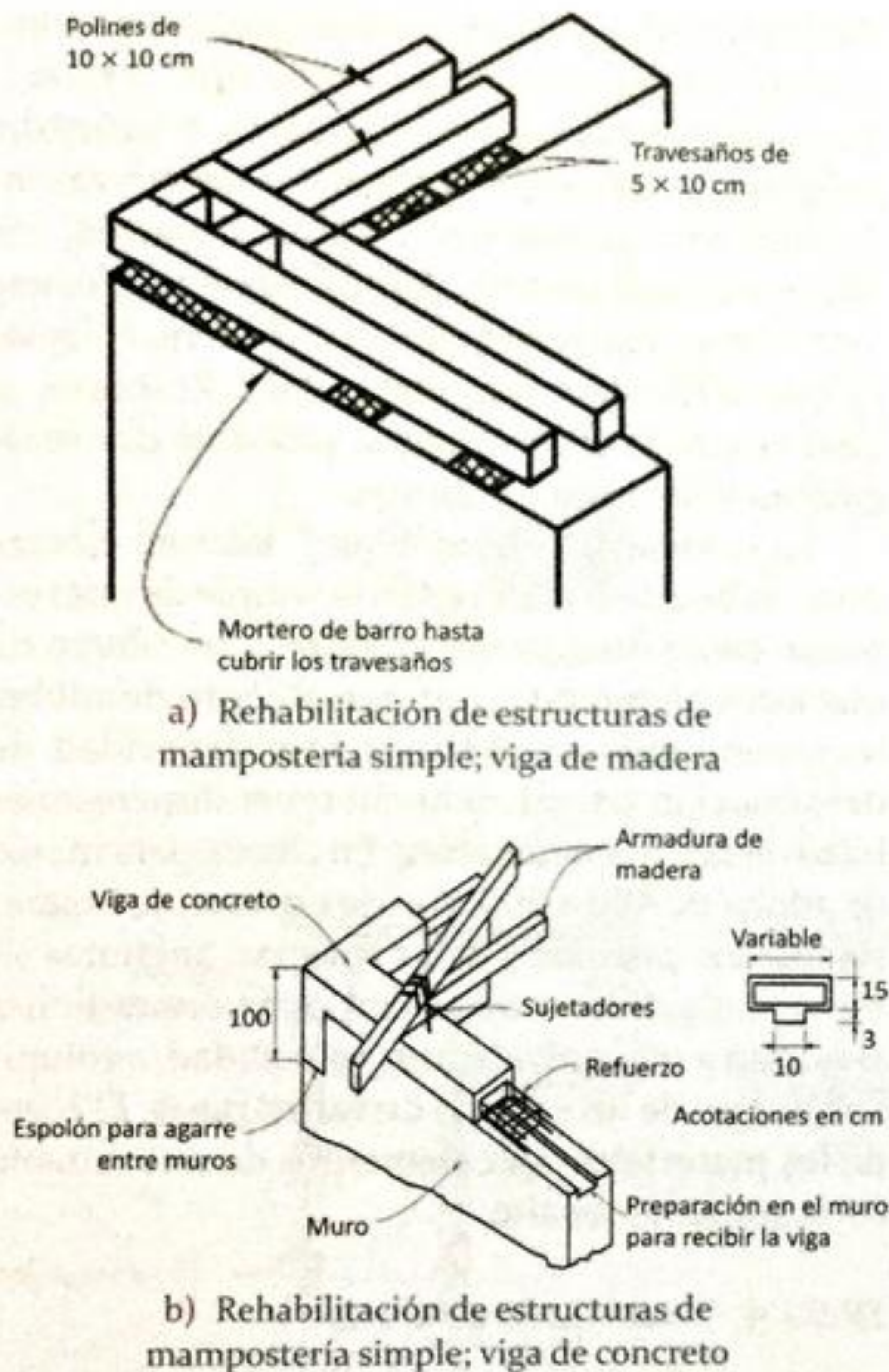
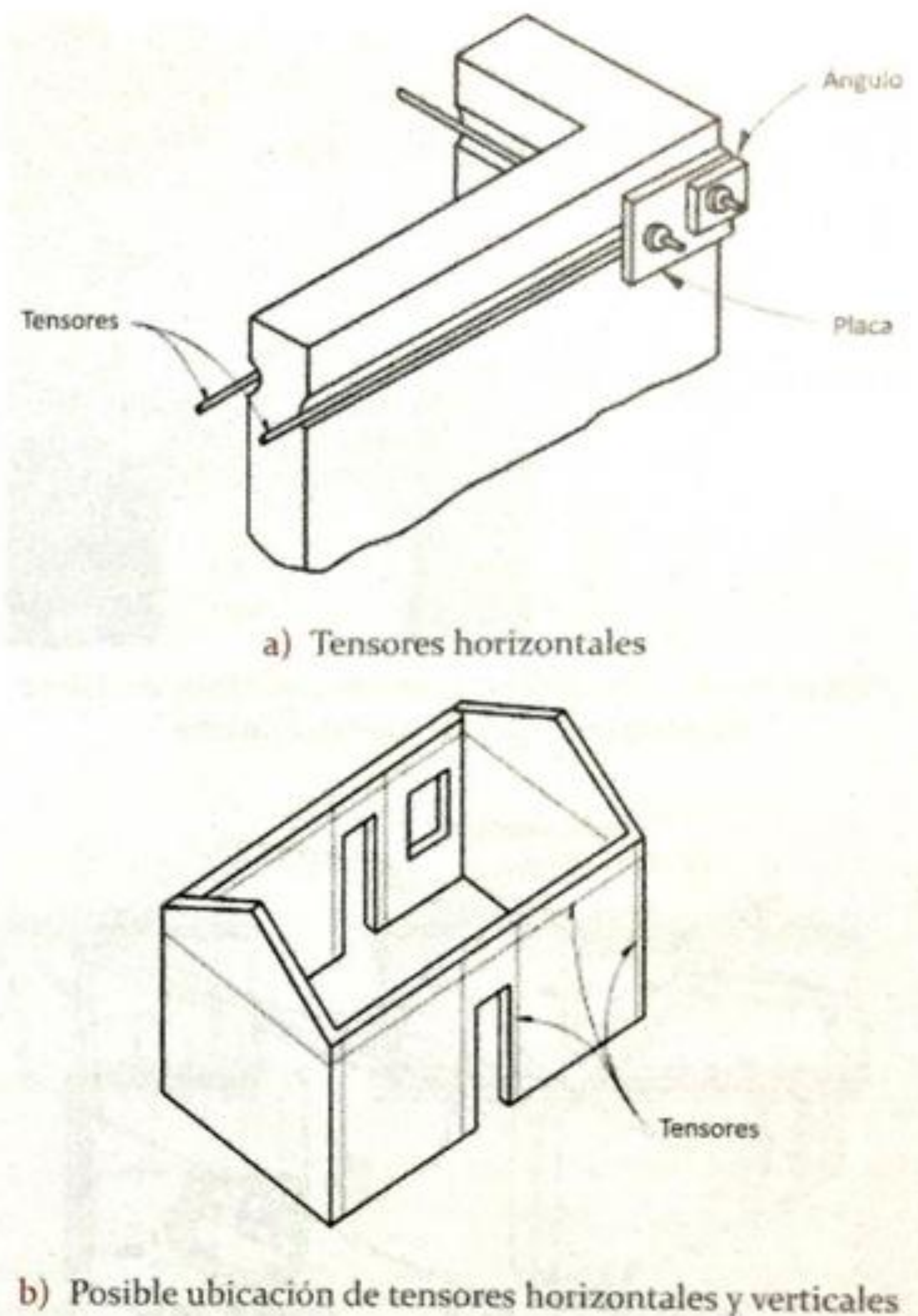


Figura 10.34 Construcción de dalas de cerramiento.

ción con polines de madera tiene el inconveniente de que la madera sin tratamiento adecuado, se pudre y rompe.

Otra técnica que pretende amarrar los muros entre sí, consiste en colocar tensores horizontales en la parte superior de los muros (figura 10.35). Los tensores se alojan en ranuras practicadas longitudinalmente en los muros, ya sea 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 rondanas que se apoyan en ángulos metálicos debidamente ajustados en las esquinas de la construcción.

Aunque la solución anterior ha demostrado comportamientos satisfactorios en laboratorio,



b) Posible ubicación de tensores horizontales y verticales

Figura 10.35 Amarre de muros de mampostería simple con tensores metálicos.

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. No se considera fácil implantar la cultura de mantenimiento del torque entre los habitantes de las comunidades rurales.

La construcción de castillos y dalas dentro de cajas practicadas en los muros de mampostería simple, es una de las técnicas que se usan con más frecuencia en nuestro país (figuras 10.36 y 10.37). Para su correcto desempeño se requiere construir cimientos para los nuevos castillos, así como retirar el sistema de piso/techo para construir las dalas. Su desempeño depende de lograr que los nuevos elementos trabajen monolíticamente con los muros. En el caso de muros de adobe, puesto



Figura 10.36 Conexión del concreto y el adobe mediante cajas de corte practicadas en el adobe.

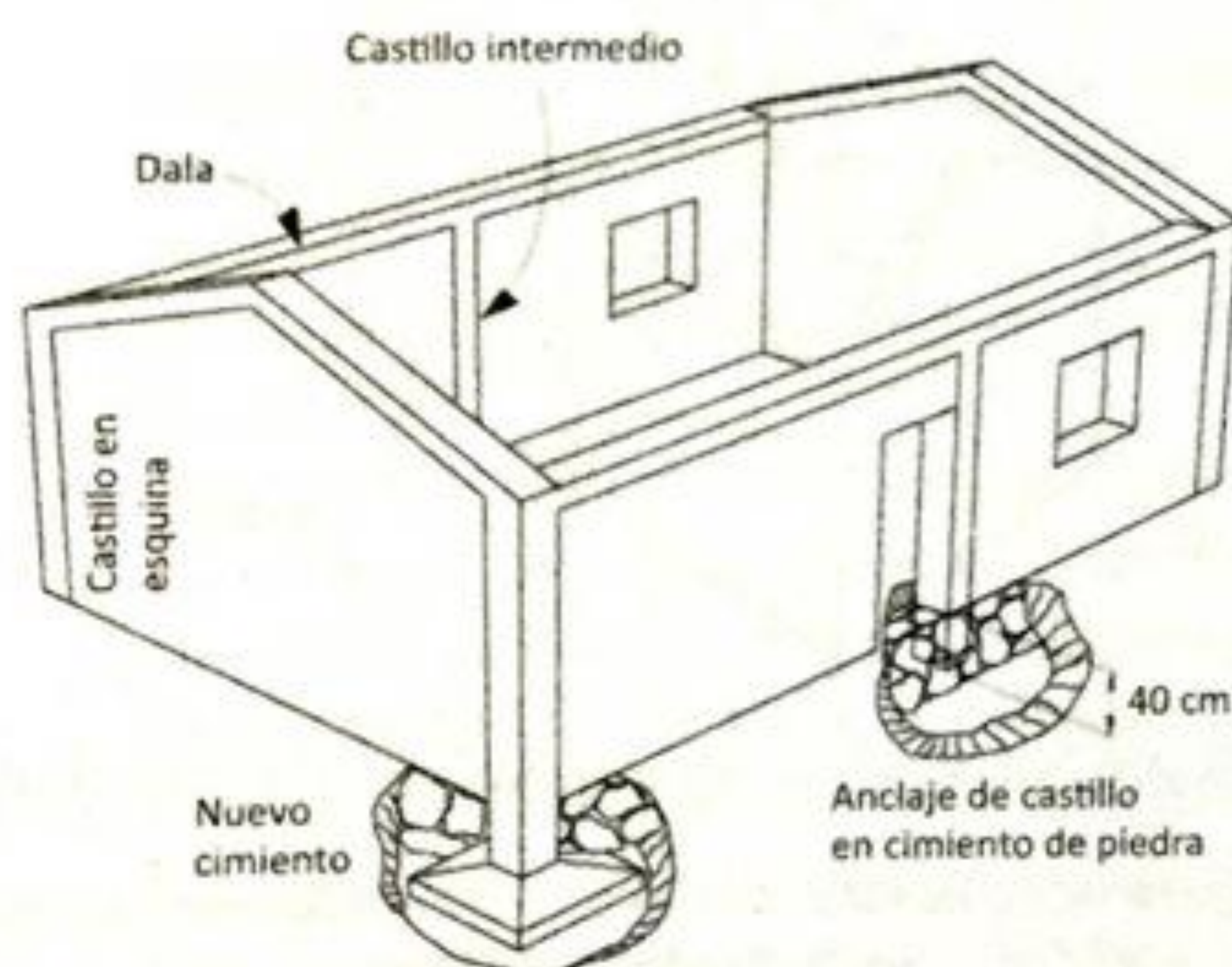


Figura 10.37 Adición de castillos y dalas de concreto.

que el adobe y el concreto experimentan cambios volumétricos estacionales con magnitudes diferentes, se debe prestar atención en promover una adecuada conexión adobe-concreto. Esto se puede lograr mediante llaves de corte (figura 10.36) o, mejor dicho, cajas practicadas en el adobe, o bien mediante conectores metálicos alojados en ranuras hechas en el adobe.

La construcción de llaves de corte tiene el objetivo de permitir que el aire en el hueco pueda escapar conforme el concreto se coloca en el elemento confinante nuevo.

En la práctica se ha observado que si no se logra una adecuada capacidad de transmisión de esfuerzos cortantes entre concreto y mamposte-

ría, los castillos y dalas tienden a separarse completamente del muro. A partir de aquí, los castillos y dalas trabajarían como marcos resistiendo, por flexión, las cargas verticales y las fuerzas inducidas por los sismos. En esta situación, los muros de mampostería simple pueden voltearse fuera de su plano, pero sin que el techo colapse, ya que sería sostenido por la dala. Entonces, si bien no caería el techo, sería probable que se siguieran volteando los muros.

La colocación de castillos y dalas en estructuras de adobe o mampostería simple de gran espesor, tiene otro inconveniente. Con objeto de que estos elementos confinen al muro de adobe, incrementando su resistencia y capacidad de deformación lateral, deberán tener dimensiones transversales considerables. En efecto, para muros de adobe de 400 a 600 mm de espesor, se esperaría que los castillos y dalas tuvieran anchuras similares. Castillos y dalas con estas dimensiones vendrían a ser equivalentes, en realidad, a columnas y vigas de un edificio de varios pisos. El costo de los materiales para elementos de este tamaño sería sumamente alto.

10.5.1.4. Encamisado de muros

Como se mencionó, la adición de recubrimientos reforzados, o encamisado, es probablemente la mejor técnica de rehabilitación, tanto por su desempeño como por su costo (figura 10.38). Varios han sido los intentos de evaluación de su contribución a mejorar el comportamiento ante acciones sísmicas (Hernández, Meli & Padilla, 1979; Modena, 1989; Pume, 1989; Tomaževič & Anicic, 1989; Benedetti, Carydis, Croce, Luchini & Pezzoli, 1996). Para su construcción se requiere retirar el techo, a modo de emboquillar el extremo superior del muro con mortero para evitar la penetración de agua entre el mortero y el muro.

Se recomienda limpiar la superficie del muro, retirando cualquier tipo de recubrimiento. Antes de colocar el encamisado, se debe humedecer el muro. Para lograr una mejor liga del mortero, Tomaževič & Anicic (1989) y SAHOP (1977) reco-

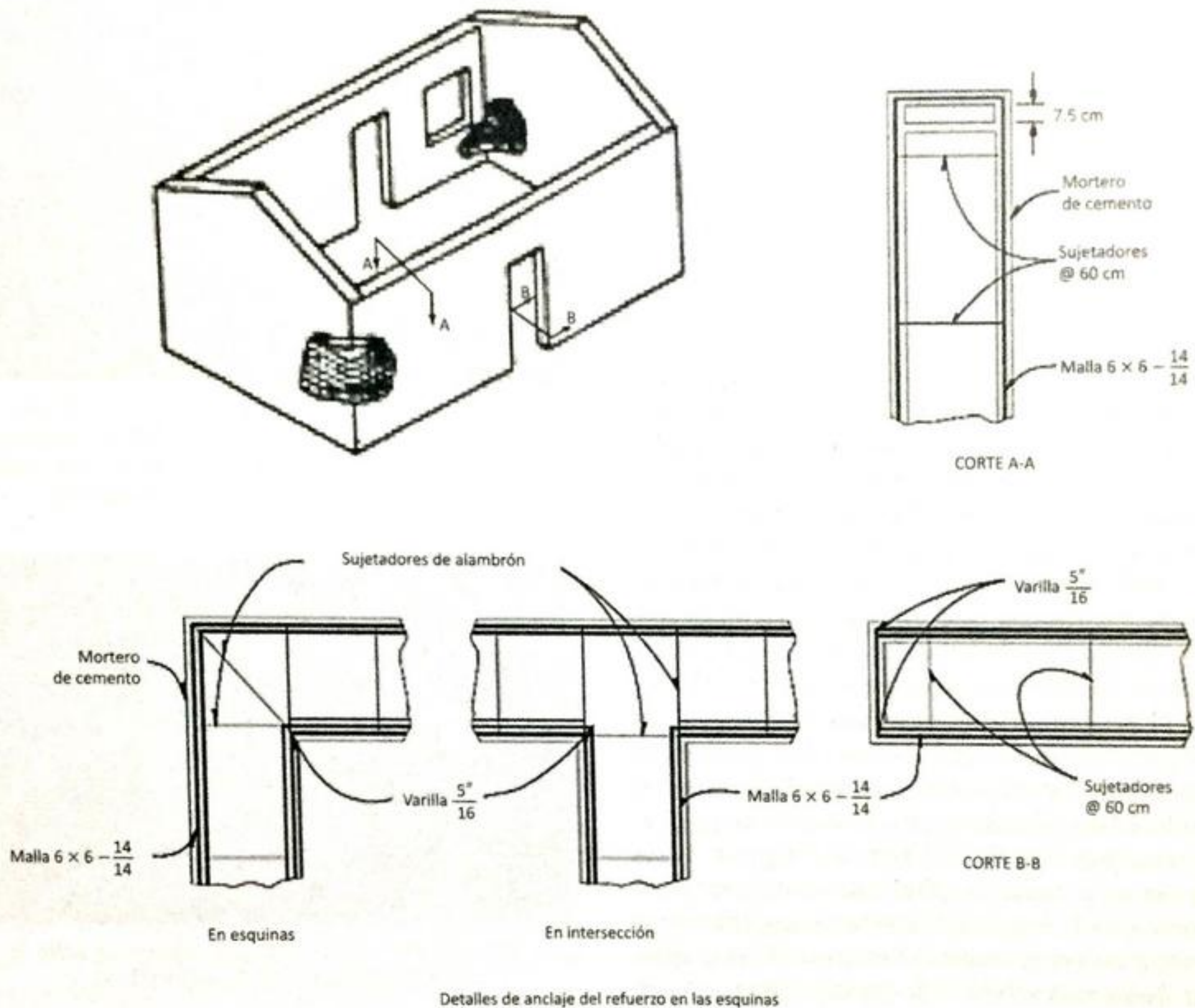


Figura 10.38 Encamisado de muros de mampostería simple con mallas metálicas recubiertas con mortero (Pacheco, Flores, López & Reyes, 2005).

miendan practicar ranuras en las juntas horizontales y verticales con una profundidad aproximada de 1 cm. Posteriormente se aplica una primera capa de mortero tipo I o II (NTC-DCM, 2017) de 10 a 15 mm de espesor; se coloca la malla (de preferencia por ambos lados del muro), se sujeta con anclajes de acero y, finalmente, se coloca la segunda capa de mortero. El recubrimiento debe tener un espesor total de 25 a 30 mm.

La malla puede ser soldada o de gallinero (hexagonal). Para el primer caso es común usar el menor calibre disponible en el mercado, normal-

mente 10 (3.43 mm de diámetro). Para el segundo es conveniente usar malla de alambre calibre 20 (diámetro de 0.89 mm), con aberturas de 50.8 mm.

Algunos investigadores han propuesto el uso de fibras naturales recubiertas con morteros de cemento (Etri, Numada & Meguro, 2014), pero la evidencia sobre su efecto en el comportamiento de muros de mampostería, es todavía escasa para su recomendación.

Comúnmente, la práctica en varios países para sujetar las mallas soldadas al muro ha sido

mediante barras de acero de 6.4 u 8 mm de diámetro que atraviesan el espesor del muro, y cuyos extremos son doblados sobre las mallas con ganchos de 90°. Evidentemente esto obliga a perforar al muro antes de colocar la primera capa de mortero. Se recomienda una densidad de anclajes de 4 a 6 por m². En el caso de muros de adobe relativamente suave, es posible instalar estos conectores con un martillo.

Un método de fijación opcional de las mallas es usar grapas clavadas al muro. En ensayos de laboratorio se ha demostrado que la resistencia a carga lateral de muros encamisados con mallas sujetas con grapas de 25 mm de longitud y colocadas cada 100 mm, puede ser de hasta cuatro veces la de muros originales (Torrealva, 1986).

Esta técnica ha sido evaluada experimentalmente en México (figura 10.39). Se usaron grapas metálicas galvanizadas de 38 mm de longitud, calibre 9 (3.76 mm de diámetro), con densidad de 9 y 14 /m² para anclar mallas hexagonales, calibre 20 y con aberturas de 50.8 mm (Alarcón & Alcocer, 1999). Para anclar las mallas soldadas calibre 20 (3.43 mm de diámetro), se usaron grapas negras calibre 10 y de 25.4 mm de longitud. Antes de clavar la malla se aplicó una capa de mortero de 10 mm de espesor. Durante los experimentos no se observó el desprendimiento de las grapas. Sin duda, esta solución de anclaje, además de ser técnicamente viable, es fácil de implantar en la práctica con un bajo costo. Un ejemplo de aplicación a gran escala fue el programa de refuerzo de viviendas emprendido por el gobierno federal a raíz de los daños del sismo en Puerto Escondido, Oaxaca, del 30 de septiembre de 1999.

Para que una vivienda de mampostería simple o de adobe, con muros encamisados con mallas metálicas y mortero, exhiba un desempeño sísmico aceptable, es necesaria la continuidad del refuerzo en los cambios de dirección. Además, conviene que la malla rodee las aberturas. Estos requisitos pueden contribuir a desalentar su uso, en especial por su mayor costo en zonas económicamente deprimidas. Una alternativa al encamisado de toda la vivienda es la colocación de



a) Rehabilitación de estructuras de adobe con malla de alambre soldado, anclada con grapas metálicas. Primero se aplicó una capa de mortero y sobre ella se colocó la malla para ser recubierta por otra capa de mortero.



b) Rehabilitación de estructuras de adobe con malla de gallinero, anclada con grapas metálicas.

Figura 10.39 Anclaje con grapas de mallas metálicas recubiertas con mortero.

mallas verticales y horizontales, en forma de bandas, en los bordes de los muros (figura 10.40) (Klingner R., 2000; Pacheco y otros, 2005). Las bandas son continuas en esquinas y en otros cambios de dirección, y hacen las veces de castillos y dalas, si bien no para confinar la mampostería, si para dotar a la edificación de una resistencia a la tensión suficiente en las esquinas, así como para promover el trabajo en conjunto de los muros.

Con objeto de evitar el colapso de viviendas de mampostería simple, Sathiparan y otros (2013) han evaluado el uso de bandas de plástico hechas de polipropileno. Estas bandas tienen alta resis-

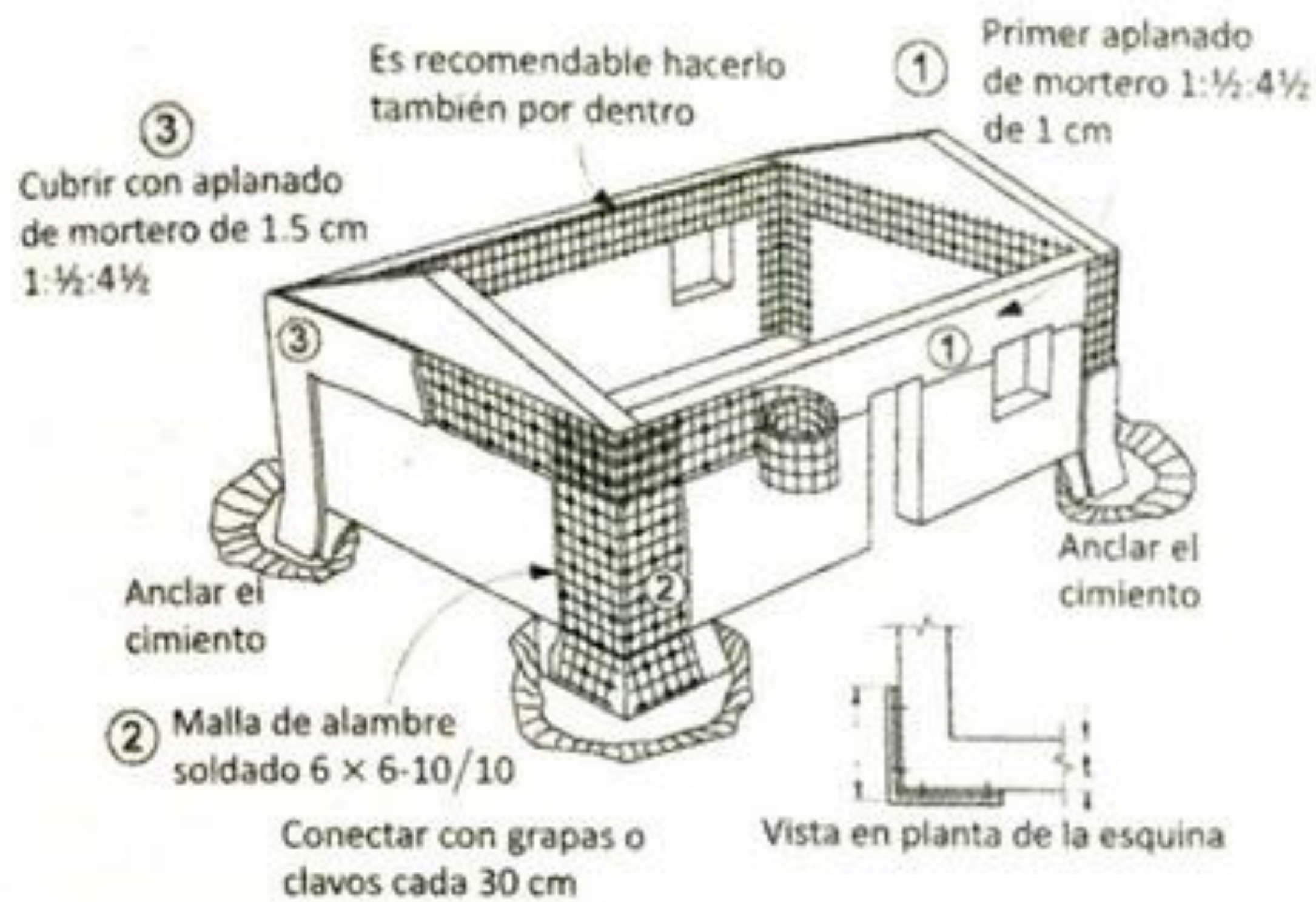


Figura 10.40 Refuerzo de una vivienda de mampostería simple con bandas metálicas en los bordes de los muros (Pacheco, Flores, López & Reyes, 2005).



Figura 10.41 Vivienda de mampostería con techo ligero.

tencia y bajo costo; se usan para amarrar cajas y productos que requieren ser transportados. Su uso es muy amplio en prácticamente todo el mundo, lo que lo hace un material altamente disponible. Las bandas se fijan al muro por medio de alambres que cruzan el muro. Las mallas se disponen de manera que envuelvan al muro, de preferencia en las dos direcciones. El zunchado que ejercen las bandas (que tienen una anchura de un par de centímetros) se traduce en un incremento en la resistencia y capacidad de deformación de la mampostería simple. Las bandas se recubren con mortero para protegerlas de los rayos UV.

10.5.1.5. Modificaciones de techos

Las tejas de los techos inclinados son frágiles y se desprenden fácilmente; además, son pesadas, sobre todo cuando están húmedas. Por tanto, se ha sugerido que, cuando sea posible, se reemplacen por láminas metálicas o de cemento corrugadas. Si bien esta solución es aceptable desde un punto de vista de reducir las fuerzas inducidas por los sismos, puede acarrear otros problemas si el diafragma no es rígido. Además, tiene el inconveniente de que su aislamiento térmico y acústico es muy bajo. En la figura 10.41 se muestra una vivienda de mampostería adecuadamente confi-

nada y con techo ligero, que no exhibió daño alguno durante el sismo en Chiapas de octubre de 1995.

Con objeto de mantener los muros trabajando en conjunto y distribuir las fuerzas sísmicas entre ellos, a menudo es conveniente construir una nueva losa rígida, o bien reforzar la existente (IAEE, 1986). Si el sistema de techo es de madera, la losa se puede rigidizar, ya sea con tablones clavados perpendicularmente a los existentes, o mediante el colado de una losa delgada de concreto reforzado sobre la existente. Para este último caso, la malla de acero de la losa de concreto se debe conectar con los muros mediante anclajes (figura 10.42). 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 10.43). Se han observado daños muy severos debido a concentraciones de esfuerzos en construcciones de mampostería con losas de concreto con anclajes inadecuados (Tomažević, Lutman & Weiss, 1996).

Si la rigidez del sistema de techo no se aumenta, las vigas o armaduras empujarán directamente sobre los muros transversales y provocarán fuerzas importantes que pueden llevar al muro a voltearse. En techos inclinados es conveniente instalar tendones que controlen el coccio de las armaduras sobre los muros.

que pueden aplicarse, incluso, a estructuras hechas con otros materiales.

En el capítulo 11 de las NTC-DCM se señalan las condiciones para las cuales se deberá evaluar la seguridad estructural, así como las etapas que deberá incluir el proceso de evaluación. En términos generales, este proceso es similar al discutido en la sección 10.2.

En la metodología propuesta para estructuras dañadas, resalta la necesidad de clasificar el daño de cada elemento de la edificación según su severidad y modo de comportamiento. Atendiendo al modo de comportamiento, se deberá clasificar el tipo y la magnitud del daño. Así, por ejemplo, si la menor resistencia a los elementos mecánicos está asociada a la flexión, el modo de comportamiento será de flexión. En el caso de edificaciones sin daño estructural, será necesario determinar y estudiar los diferentes modos de comportamiento posible y su efecto en el desempeño futuro de la edificación.

En estructuras dañadas se debe clasificar la magnitud, o severidad, del daño, en cinco niveles: insignificante, ligero, moderado, severo y muy grave. En las NTC-DCM se señalan las implicaciones de cada nivel en la capacidad estructural, así como las medidas que se requiere tomar para rehabilitar dicho elemento.

En las NTC-DCM se ha adoptado el enfoque de clasificar el daño por elemento, a modo de extrapolar a un nivel de daño de la edificación, tanto de tipo estructural como no estructural. Esto significa que si, por ejemplo, sólo uno de los muros de mampostería recibe una clasificación de daño estructural severo, mientras que el resto de los muros tiene daño estructural insignificante, el daño estructural de la edificación probablemente sea de ligero a moderado. La extrapolación del nivel de daño local, o por elemento, a un nivel de daño de la edificación dependerá, entonces, de la cantidad relativa de elementos dañados con diferentes niveles de daño.

En cuanto a la rehabilitación, las NTC-DCM indican las acciones a tomar durante la rehabilitación de las estructuras, así como para proveer

seguridad durante los trabajos de rehabilitación. Asimismo, incluyen requisitos específicos sobre conexiones entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos y sobre reparación y refuerzo de elementos. En general, las técnicas y requisitos incluidos son los que se han presentado y discutido en este capítulo.

Finalmente, con objeto de promover un desempeño estructural adecuado, las NTC-DCM señalan que se deben satisfacer los requisitos de construcción, supervisión y control de calidad aplicables a estructuras nuevas.

10.7. Ejemplos de diseño

Se presentan tres ejemplos para ilustrar los conceptos y procedimientos recomendados para la rehabilitación de estructuras de mampostería.

10.7.1. Ejemplo 1. Muro de mampostería rehabilitado con rajuelas, nuevos castillos y encamisado con mallas de alambre soldado y recubrimiento de mortero

10.7.1.1. Problema

Se pretende rehabilitar la estructura de mampostería simple (sin castillos ni refuerzo interior) de un piso que ha sido sujeta a un sismo y que experimentó agrietamiento inclinado en varios de sus muros en forma de letra X, con anchura promedio de 1.5 cm (ver figura 10.44). La estructura posee buena estabilidad a cargas verticales. Los muros son de tabique de fabricación artesanal (rojo recocido) y mortero de buena calidad, aparentemente de cemento y cal. El espesor de los muros es de 14 cm. La estructura cuenta con una dala de 15 cm de peralte en su perímetro. La vivienda está ubicada en una zona sísmica de peligro moderado.

10.7.1.2. Solución

Dado que varios de los muros están agrietados, se requiere reparar las grietas y reforzar los mu-

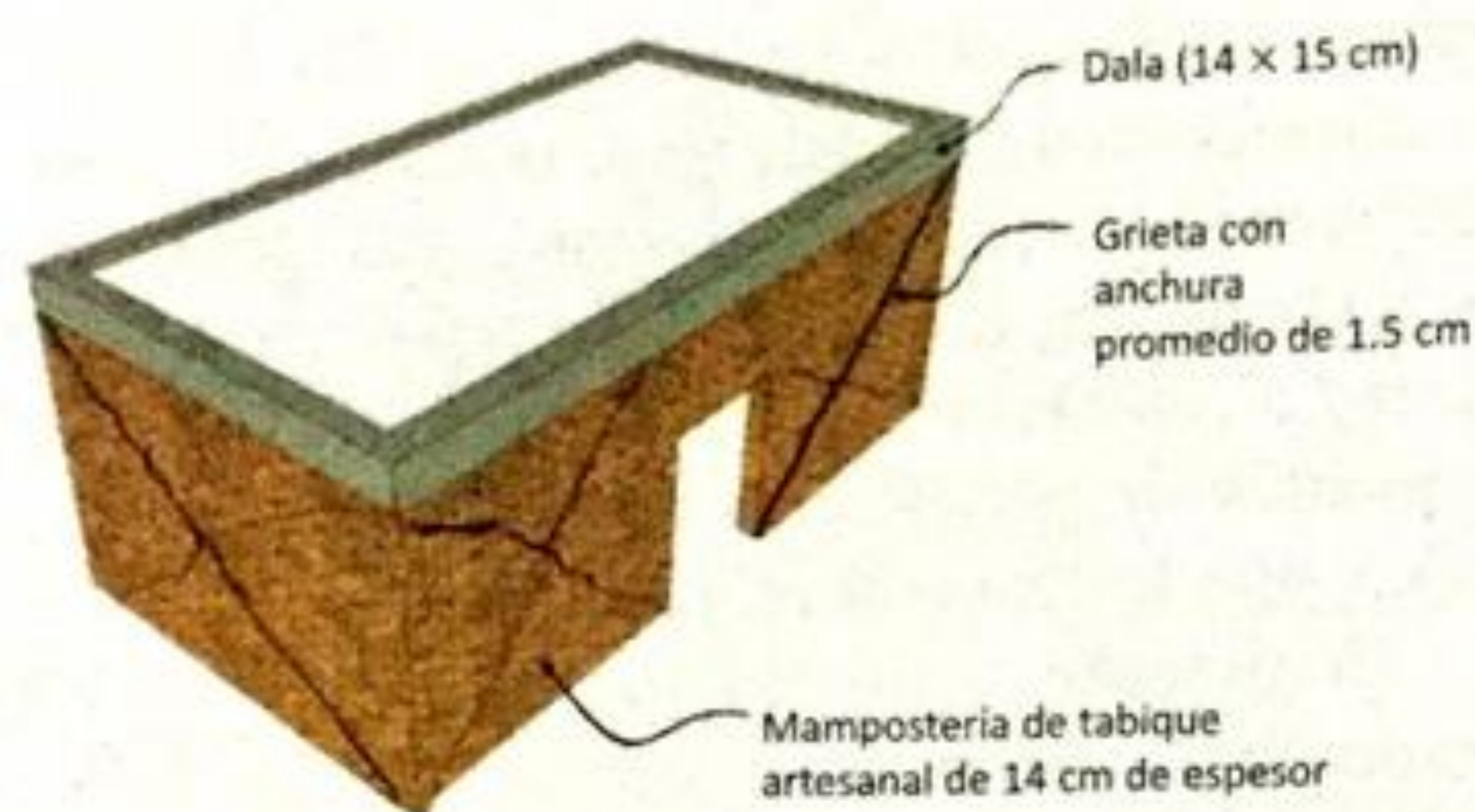


Figura 10.44 Ejemplo 1. Estructura por reparar.

ros, de modo que su capacidad estructural sea consistente con el peligro sísmico de la zona.

A. Reparación de grietas

- Dada la anchura promedio de la grieta (1.5 cm), se descarta el uso de resina epóxica por su alto costo.
- Se propone reparar el muro mediante rajuelas (con pedazos de piezas de tabique artesanal unido con mortero). Se debe tener en cuenta que la reparación de grietas no es una garantía de recuperación de la capacidad original del muro (resistencia, rigidez, capacidad de deformación). La reparación con rajuelas pretende obtener la grieta contribuyendo a recuperar parcialmente la capacidad estructural.

A.1. Procedimiento

- Retirar el aplanado de yeso de ambos lados del muro.
- Hacer una caja en forma de V, siendo el vértice la grieta a reparar, a modo de hacer espacio para colocar las rajuelas en ambos lados del muro.
- Limpiar la grieta y las cajas en forma de V con chorro de agua limpia, libre de impurezas, para retirar polvo y material suelto.
- A partir de tabiques de buena resistencia, se elaboran rajuelas y se colocan en la caja con mortero tipo I (con resistencia espe-

cificada de 125 kg/cm², a base de cemento Portland ordinario, tres partes de arena y una cuarta parte de cal) (figura 10.45).

- Si durante el proceso se detecta el aplastamiento de una pieza, se debe reemplazar por otra de calidad comparable o superior.

B. Rehabilitación del muro

Para incrementar la resistencia a carga lateral de la estructura, es necesario determinar los elementos mecánicos en los muros. Para ello se modela la estructura con un programa de análisis estructural. En el análisis se usan los valores de rigidez a cortante y a esfuerzos axiales, G_m y E_m , respectivamente, establecidos en las NTC-DCM (2017).

Del análisis se obtiene que, para el muro en cuestión:

$$V_u = 4.8 \text{ t}$$

$$M_u = 26.2 \text{ t-m}$$

$$P_u = 4.9 \text{ t}$$

De acuerdo con la sección 1.5 de las NTC-DCM, la estructura es de tipo I.

B.1 Modalidad de rehabilitación

Dado que la estructura carece de castillos para resistir el momento flexionante, se propone colocar

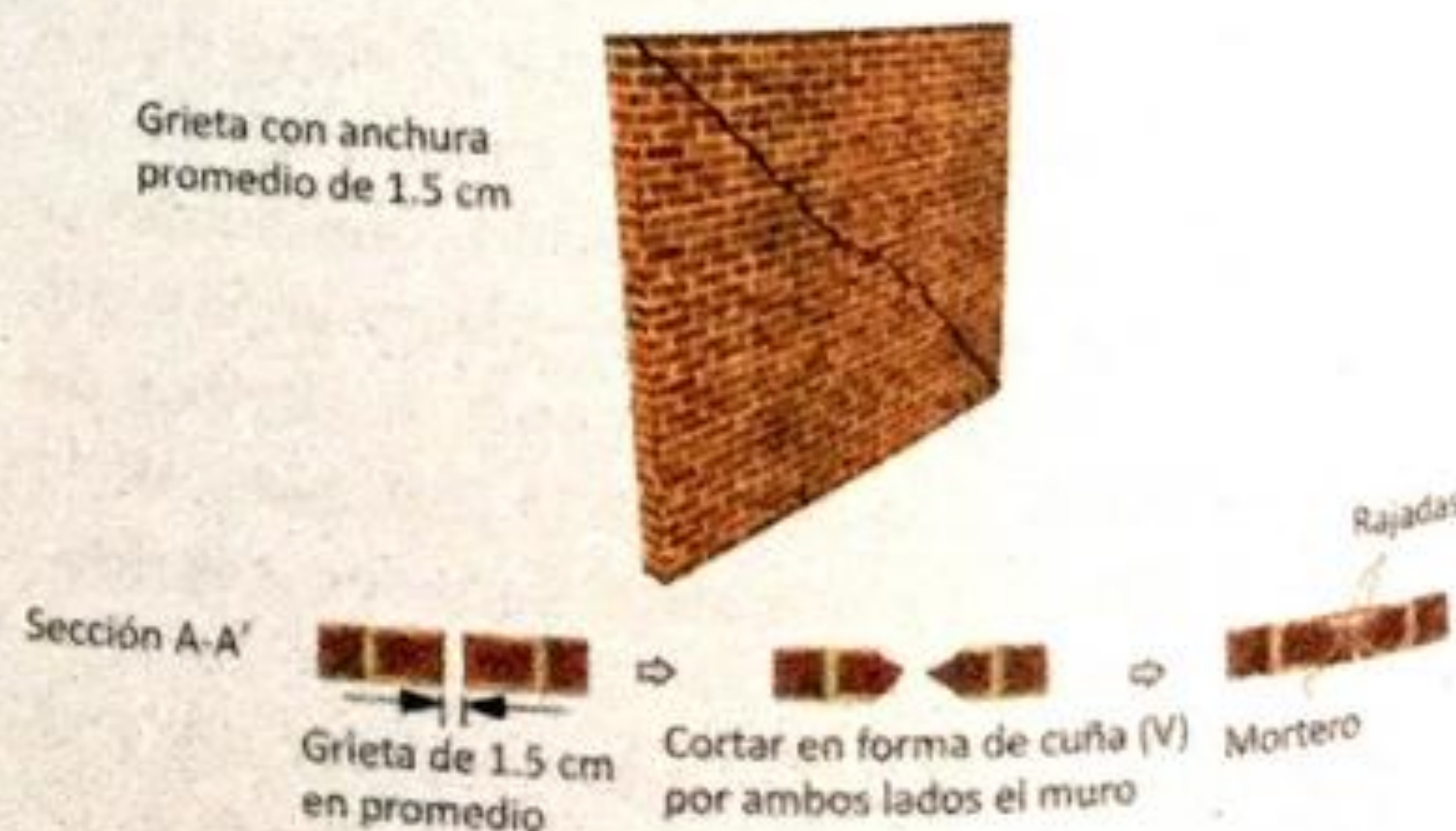


Figura 10.45 Ejemplo 1. Reparación de grietas con rajuelas.

castillos de alambre soldado de 4 barras de $\frac{1}{4}$ de pulg (6.4 mm) y 12 cm de lado, en los extremos de los muros dañados y en las intersecciones de ellos con muros transversales. Los castillos contribuirán, además, a incrementar la capacidad de deformación del muro. Los castillos serán de sección cuadrada de 14 cm de lado.

Con objeto de resistir el cortante de diseño, se propone encamisar los muros dañados con malla de alambre soldado recubierto con una capa de mortero de 2.5 cm de espesor, ya sea en una o en ambas caras, según se requiera en el diseño.

Puesto que la estructura es estable ante cargas verticales, se considera que la carga axial de los muros es resistida por la mampostería existente.

B.1.1. Diseño de los castillos

Para resistir el momento flexionante de diseño de 26.2 t-m, se revisa que el refuerzo mínimo de un castillo de alambre soldado de 4 barras de $\frac{1}{4}$ de pulg (6.4 mm) sea suficiente. Para ello se emplea la ecuación 5.3.2 de las NTC-DCEM 2017:

$$M_R = F_R M_0 + 0.3 P_u d \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

Donde:

A_s Área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro: 4 barras de $\frac{1}{4}$ pulg = $4 \times 0.32 \text{ cm}^2 = 1.28 \text{ cm}^2$.

d' Distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro: $400 - 14 \text{ cm} = 386 \text{ cm}$.

d Distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima: $400 - 7 \text{ cm} = 393 \text{ cm}$.

P_u Carga axial de diseño a compresión: 4.9 t.
 F_R Se tomará igual a 0.8, dado que 4.9 t es menor que $P_R/3$.

$P_R = F_R F_E (A_T = \sum f_m' A_s f_y) = 0.6 \times 0.6 (15 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \text{ cm} \times 400 \text{ cm} + 2 \times 1.28 \text{ cm}^2 \times 6000 \text{ kg/cm}^2) = 35,770 \text{ kg}$.

$$M_0 = A_s f_y d', \text{ resistencia a flexión pura del muro} = 1.28 \text{ cm}^2 \times 6000 \text{ kg/cm}^2 \times 386 \text{ cm} = 2,964,480 \text{ kg/cm} = 29.6 \text{ t-m}.$$

Por tanto:

$$M_R = 0.8 \times 29.6 \text{ t-m} + 0.3 \times 4.9 \text{ t} \times 4.93 \text{ m} = 30.9 \text{ t-m} > 26.2 \text{ t-m}$$

B.1.2. Construcción de los castillos

- Abrir un espacio vertical en toda la altura del muro, en sus extremos, de 14 cm de anchura.
- Hacer un dentado en el borde del muro que estará en contacto con el concreto del nuevo castillo, tal que tenga una amplitud cresta-valle de al menos 5 cm (figura 10.46).
- Abrir una caja en la cimentación (se supone que es una zapata corrida de piedra brasa) y en la dala para anclar el refuerzo vertical del castillo (figura 10.47).

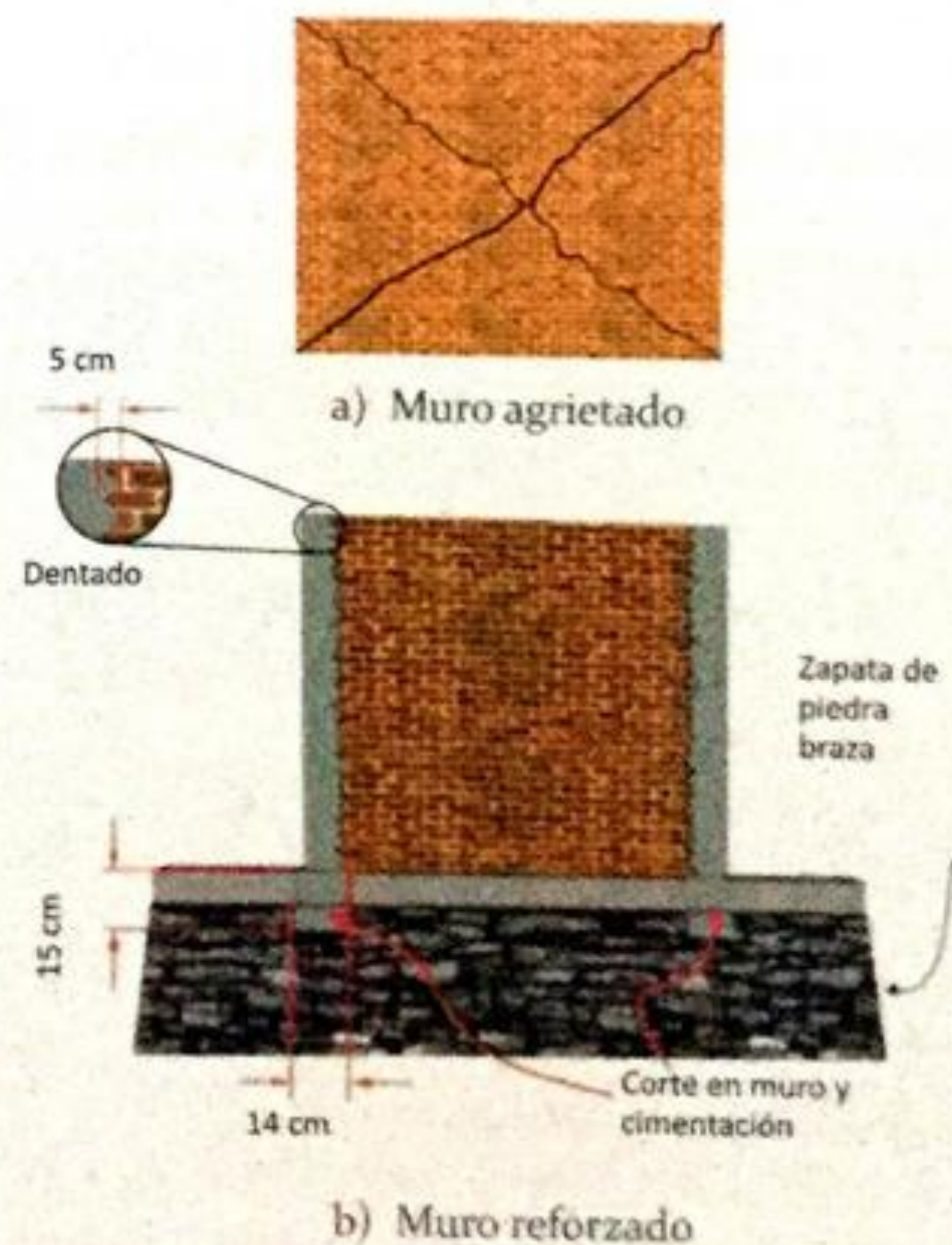


Figura 10.46 Ejemplo 1. Adición de castillos: detalles de dentado de muros y de anclaje en la cimentación.



Figura 10.47 Ejemplo 1. Anclaje de castillo en la cimentación.

La profundidad (altura) de la caja en la cimentación será al menos igual a la longitud de desarrollo de las barras del castillo con doblez a 90 grados. A partir de la ecuación 6.1.3 de las NTC-DCEC (2017) multiplicada por el factor 0.7 de la tabla 6.1.2:

$$0.076 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Considerando una resistencia especificada del concreto de 200 kg/cm^2 , la longitud de desarrollo calculada es igual a 14.3 cm, que es menor que el mínimo de 15 cm. Por tanto, la profundidad (altura) de la caja en la cimentación será al menos de 15 cm.

- El colado se hará una vez que se haya fijado la malla de alambre soldado del encamisado de los muros.
- Se debe prestar atención a que la cimbra de los nuevos castillos permita la salida del aire durante la colocación y compactación del concreto.

B.1.3. Diseño del encamisado

El encamisado se diseña para resistir la fuerza cortante de diseño de 4.8 t. Se propone usar malla de alambre soldado recubierta con un mortero

tipo I de 2.5 cm de espesor en una sola cara del muro. Dado que el muro está dañado, se supone, de manera conservadora, que la mampostería no contribuirá a la resistencia a la carga lateral, de modo que: $V_{mR} = 0$.

Puesto que la estructura es de tipo I (según la sección 1.5 de las NTC-DCEM), con base en la sección 5.4.5.2:

$$V_u = V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T$$

Donde:

$$\eta = k_1 \eta_s$$

$$k_1 = 1 - \alpha p_h f_{yh}$$

Considerando una malla de alambre soldado tipo $6 \times 6 - 10/10$ (con separación vertical y horizontal de alambres de 150 cm y calibre 10, es decir, de 3.43 mm de diámetro) por una cara, se tiene:

$$k_1 = 1 - 0.045 (\text{kg/cm}^2)^{-1} \times 0.092 \text{ cm}^2 / (15 \times 14 \text{ cm}) \times 5000 \text{ kg/cm}^2 = 0.901$$

$$\eta = 0.901 \times 0.5 = 0.45$$

$$\begin{aligned} V_{sR} &= 0.7 \times 0.45 \times 0.000438 \\ &\quad \times 5000 \text{ kg/cm}^2 \times 400 \text{ cm} \\ &\quad \times (14 + 2.5) \text{ cm} = 5473.5 \text{ kg} \\ &= 5.5 \text{ t} > 4.8 \text{ t} \end{aligned}$$

Según la sección 5.4.3.3, la cuantía mínima es de 3 kg/cm^2 , que es mayor que $0.000438 \times 5000 \text{ kg/cm}^2 = 2.2 \text{ kg/cm}^2$. Es necesario, por tanto, incrementar la cuantía.

Se propone usar una malla $6 \times 6 - 8/8$ en una cara del muro, con un recubrimiento de mortero tipo I (125 kg/cm^2) de 2.5 cm de espesor (que equivale a una cuantía de 3.2 kg/cm^2).

B.1.4. Diseño del anclaje de la malla

La malla debe ser capaz de desarrollar su esfuerzo de fluencia, especialmente a lo largo de las diagonales del muro. Por tanto, se debe anclar al muro

con conectores con una separación máxima de 45 cm. Se tienen las siguientes opciones para el anclaje:

- Clavos.* Si bien es la solución más económica en términos de materia prima, su colocación no es muy eficiente y su comportamiento no es tan confiable como las siguientes opciones (figura 10.48).
- Clavos de percusión o de impacto.* Es la solución más simple y confiable, pero de mayor costo (figura 10.49).
- Grapas en forma de U.* Es una solución sencilla de aplicar en campo y de costo bajo (figura 10.50). Se propone usar este procedimiento.

Se deben colocar grapas de 3 cm de largo (a cada lado) con una separación de 45 cm.



Figura 10.48 Ejemplo 1. Fijación con clavos de malla de alambre soldado.



Figura 10.49 Ejemplo 1. Fijación con clavos de percusión o de impacto de malla de alambre soldado.



Figura 10.50 Ejemplo 1. Grapas en forma de U.

B.1.5. Construcción del encamisado

- Picar el muro en ambas caras para incrementar su rugosidad y fomentar la adherencia del mortero.
- Saturar el muro con agua limpia y colocar una capa de mortero de 1 cm (figura 10.51).
- Perforar el muro para colocar las grapas de sujeción de la malla y fijar con mortero.
- Colocar la malla de alambre soldado sobre una cara del muro y poner las grapas. La malla debe rodear el armado del castillo.

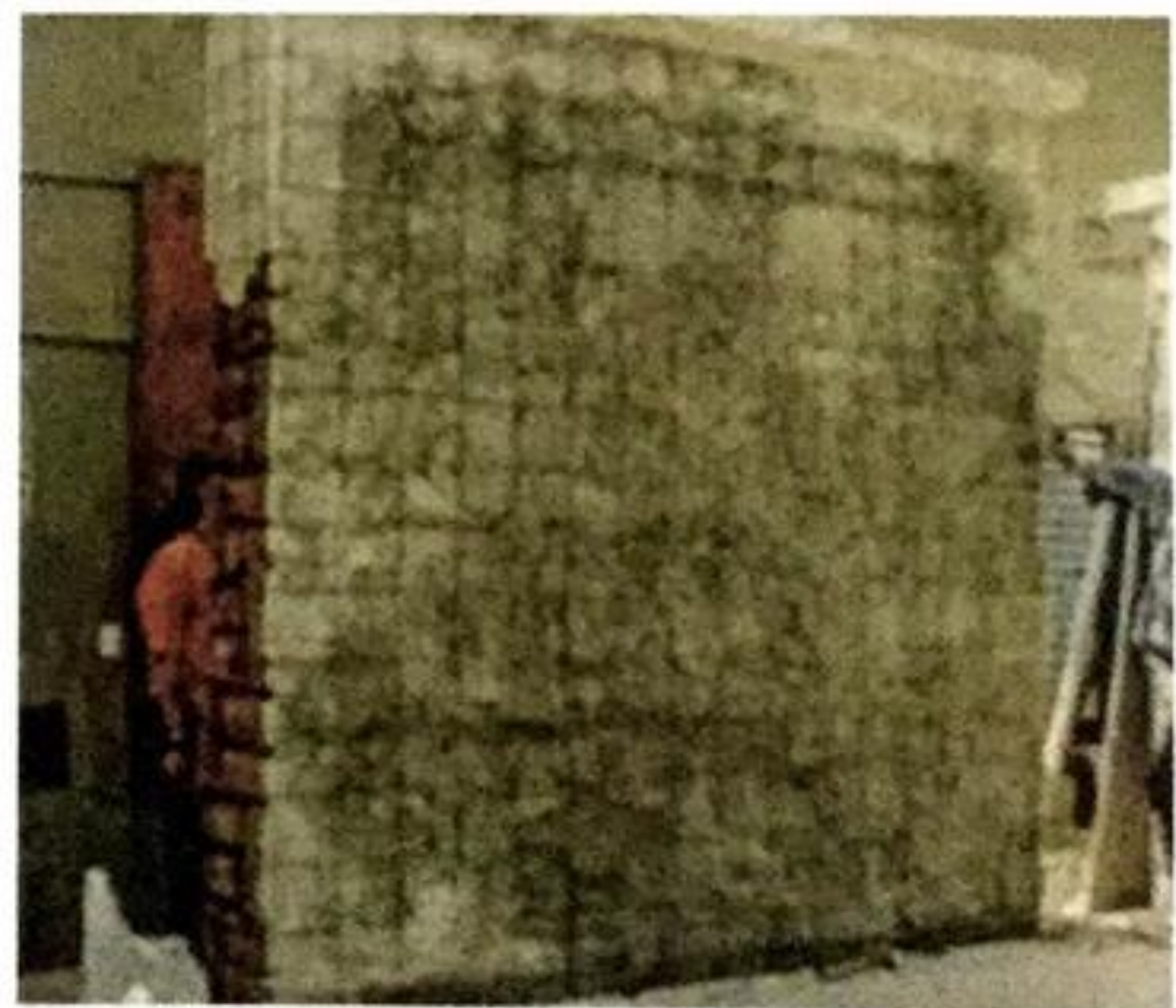


Figura 10.51 Ejemplo 1. Colocación de mortero de cemento antes de fijar la malla de alambre soldado al muro.

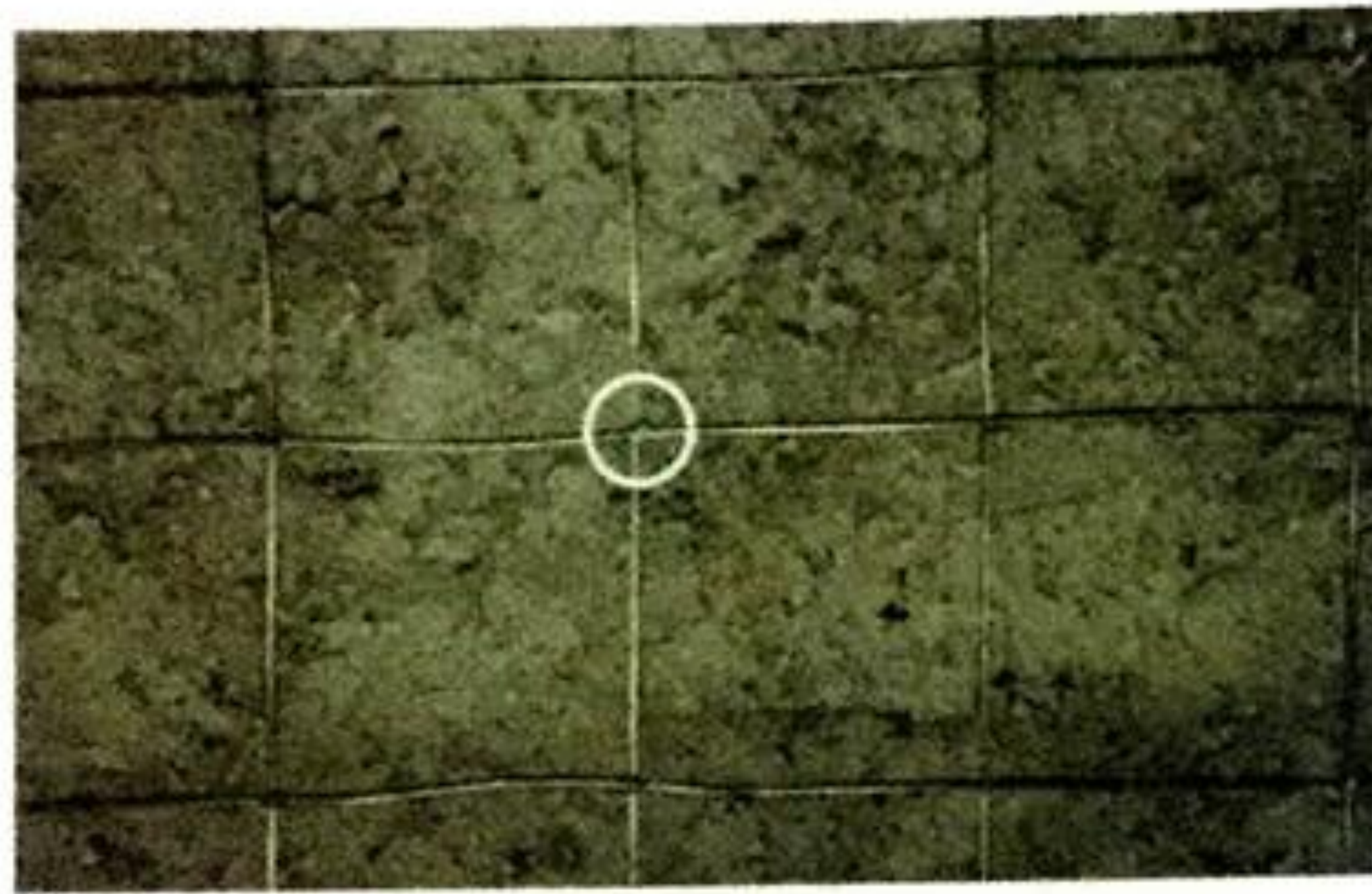


Figura 10.52 Ejemplo 1. Fijación de la malla de alambre soldado al muro mediante grapas.

- Saturar el muro con agua limpia y colocar la capa final de mortero de 1.5 cm (figura 10.52)

10.7.2. Ejemplo 2. Vivienda de adobe rehabilitada con encamisado de muros

10.7.2.1. Problema

Se propone rehabilitar una vivienda de adobe de un piso. La vivienda está ubicada en la costa del estado de Oaxaca (figura 10.53).

10.7.2.2. Solución

Dada su facilidad de ejecución, confiabilidad de desempeño y alta resistencia, se propone enca-



Figura 10.53 Ejemplo 2. Vivienda de adobe por ser rehabilitada.

misar los muros perimetrales de la vivienda en su exterior.

A. Encamisado

El encamisado estará reforzado con malla de gallinero. Los experimentos con este tipo de solución han evidenciado resistencias promedio al corte en muros de adobe de 0.5 kg/cm^2 . Se revisará que este valor sea suficiente para rehabilitar muros de este tipo de estructuras.

A.1. Diseño del encamisado

Considerando la mitad de la masa de los muros (mitad superior), y la del sistema de techo, con un coeficiente sísmico de 0.86, se tiene un cortante último de entrepiso para la vivienda de 2.0 t.

Si se rehabilitan los muros perimetrales en la dirección crítica (muros de menor longitud), se verifica que el encamisado propuesto es suficiente para resistir el cortante último:

$$V_R = F_R 0.5 \text{ kg/cm}^2 A_T$$

Para un muro de 4 m de longitud y 20 cm de ancho, $V_R = 2.8 \text{ t} > 2 \text{ t}$. Por tanto, se usará una malla de gallinero recubierta con mortero tipo II (con resistencia especificada a compresión de 75 kg/cm^2), con espesor de 2 cm.

A.2. Diseño del anclaje de la malla

La malla de gallinero debe anclarse al muro de adobe mediante conectores con una separación máxima de 30 cm. Se usarán grapas de acero galvanizadas de 38 mm de longitud, calibre 9 (3.76 mm de diámetro).

A.3. Construcción del encamisado

- Picar el muro en ambas caras para incrementar su rugosidad y fomentar la adherencia del mortero.
- Saturar el muro con agua limpia y colocar una capa de mortero de 1 cm.

- Colocar la malla de alambre de gallinero directamente sobre una cara del muro y fijarla con las grapas (no conviene separar la malla del muro, sino colocarla directamente en contacto). La malla debe rodear las aberturas de puertas y ventanas (figura 10.54).
- Saturar el muro con agua limpia y colocar la capa final de mortero de 1.5 cm (figura 10.55).

10.7.3. Ejemplo 3. Muro de mampostería confinado rehabilitado con fibras de materiales compuestos (FRP)

(Ejemplo proporcionado por el doctor Juan I. Velázquez Dimas y la ingeniera Basilia Quiñónez)



Figura 10.54 Ejemplo 2. Colocación de malla de gallinero directamente sobre el muro, fijada mediante grapas metálicas.



Figura 10.55 Ejemplo 2. Colocación de mortero a base de cemento sobre malla de gallinero.

Esquivel, de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Sinaloa.)

10.7.3.1. Problema

Se considera el muro confinado mostrado en la figura 10.56, construido con mampostería de piezas de bloque con dimensiones nominales de $12 \times 20 \times 40$ cm unidas con mortero tipo III (ya no permitido en la versión 2017 de las NTC-DCEM). La carga vertical, P , es de 8 t. Mediante un análisis estructural se determinó que la fuerza lateral (factorizada) sobre el muro es 10 t. Se desea revisar la capacidad del muro para soportar dicha fuerza lateral.

10.7.3.2. Solución

A. Cálculo de la resistencia de la mampostería a carga lateral

La fuerza cortante resistente de diseño del muro está dada por la ecuación 5.4.2:

$$V_{mR} = F_R (0.5v'_m A_T + 0.3P) \cdot f$$

$$\leq 1.5F_R v'_m A_T f$$

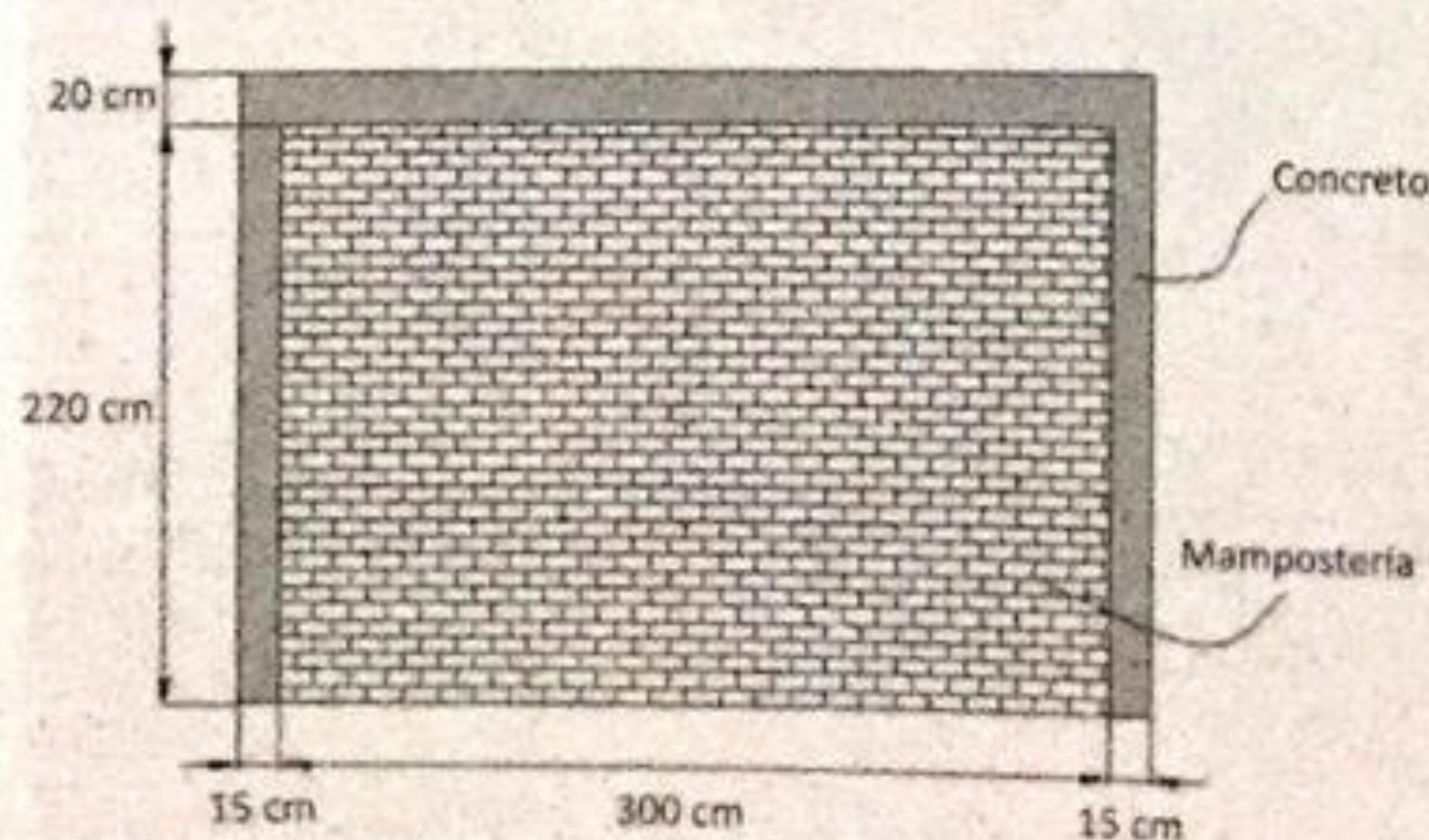


Figura 10.56 Ejemplo 3. Muro de mampostería por rehabilitar con FRP.

Donde:

- F_R Factor de resistencia igual a 0.70, dado que la mampostería cumple los requisitos de confinamiento establecidos en NTC-DCEM.
- v'_m Resistencia a compresión diagonal de diseño obtenida del ensaye de muretes a compresión diagonal, o bien de los valores indicativos estipulados en las NTC-DCEM. Considerando que las piezas de bloque tienen una resistencia a compresión mayor que 100 kg/cm^2 , se tomará el valor de resistencia a compresión diagonal de diseño igual a 2.5 kg/cm^2 .
- A_T Área bruta de la sección transversal del muro, incluyendo los castillos, igual a $330 \times 12 = 3960 \text{ cm}^2$.
- P Carga axial que toma en cuenta las acciones permanente y variable con intensidad instantánea y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga.
- f Factor que depende de la relación de aspecto del muro, $H/L = 2.4/3.3 = 0.73$. Por tanto, extrapolando de la ecuación 5.4.3 de las NTC-DCEM:

$$f = \begin{cases} 1.6 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases}$$

$$f = 1.20$$

Entonces, la fuerza lateral resistente del muro es:

$$\begin{aligned} V_{mR} &= 0.7 \left(0.5 \times 2.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 3960 \text{ cm}^2 \right. \\ &\quad \left. + 0.3 \times 8000 \text{ kg} \right) 1.20 \\ &= 6174 \text{ kg} \end{aligned}$$

Puesto que $V_{mR} = 6174 \text{ kg} < V_u = 9000 \text{ kg}$, es necesario rehabilitar el muro de modo que el esquema propuesto resista la fuerza lateral: $V_u - V_{mR} = 10,000 - 6174 \text{ kg} = 3826 \text{ kg}$.

B. Determinación de la cuantía de refuerzo horizontal a base de bandas de FRP

La resistencia de muros de mampostería con refuerzo horizontal es:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR}$$

En este caso, V_{sR} será la resistencia a cargas laterales proporcionada por las bandas de FRP (V_{fR}).

La resistencia a tensión y el módulo de elasticidad de diseño de los FRP (f_{fu} y E_{fu}), está dada por (ecuaciones 8.3 y 8.4 de ACI 440.2R, respectivamente):

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$$

$$E_{fu} = C_E E_{fu}^*$$

Donde:

f_{fu}^* Resistencia a tensión del FRP según el fabricante.

E_{fu}^* Módulo de elasticidad del FRP según el fabricante.

C_E Factor de reducción por condiciones ambientales indicado en la tabla 10.7 (tabla 8.1 del ACI 440.2R, 2008).

Con el objeto de prevenir la delaminación del FRP, es necesario limitar las deformaciones del FRP. Las siguientes ecuaciones (ecuación 9.2 del ACI 440.2R) permiten obtener el coeficiente de reducción k_m .

$$k_m = \frac{1}{60 \varepsilon_{fu}} \left[\frac{n E_f t_f}{360,000} \right] \leq 0.90 \text{ para } n E_f t_f \leq 180,000$$

$$k_m = \frac{1}{60 \varepsilon_{fu}} \left[\frac{90,000}{n E_f t_f} \right] \leq 0.90 \text{ para } n E_f t_f \geq 180,000$$

De modo opcional, los valores para k_m pueden ser obtenidos, de manera conservadora, de la tabla 10.8. Estos valores fueron determinados a partir de resultados experimentales (Garbin, Galati, Nanni, Modena & Valluzzi, 2007).

Así, la resistencia y el módulo de elasticidad de diseño efectivo están dados por:

$$f_{fe} = k_m f_{fu} = k_m C_E f_{fu}^*$$

$$E_{fe} = k_m E_{fu} = k_m C_E E_{fu}^*$$

Tabla 10.7 Factor de reducción por condiciones ambientales para varios sistemas de FRP y condiciones de exposición

Condiciones de exposición	Tipo de fibra y resina	Factor de reducción ambiental, C_E
Exposición interior	Carbón/epoxy	0.95
	Vidrio/epoxy	0.75
	Aramid/epoxy	0.85
Exposición exterior (puentes, muelles, estacionamientos abiertos)	Carbón/epoxy	0.85
	Vidrio/epoxy	0.65
	Aramid/epoxy	0.75
Condiciones ambientales agresivas (plantas químicas y plantas de tratamiento de aguas residuales)	Carbón/epoxy	0.85
	Vidrio/epoxy	0.50
	Aramid/epoxy	0.70

Tabla 10.8 Factores k_m para diferentes sistemas de rehabilitación con FRP (Garbin *et al.*, 2007)

Sistema de rehabilitación	Limitaciones	Tipo de resina	k_m
GGRP (rejillas)*	-	Polyurea	0.65
Laminados de FRP	Si la superficie es rehabilitada	Epoxy	0.62
	Si la superficie no es rehabilitada	Epoxy	0.45
Barras NSM FRP**	Barra rectangular, ranura que tiene la misma altura de la barra y anchura entre 1 y 5 veces el de la barra	Epoxy	0.65
	Barras circulares, ranura cuadrada de 1.5 veces el diámetro de la barra	Epoxy	0.35
	Barra circular, ranura cuadrada de 2.25 veces el diámetro de la barra	Epoxy y lechada modificada con látex	0.55

* GGRP significa *Glass Grid Reinforced Polyurea*: rejillas de polyurea reforzadas con fibra de vidrio.

** NSM FRP se refiere a bandas de FRP adheridas a la superficie.

Finalmente, si el refuerzo sobre la mampostería está constituido por FRP en dirección vertical y horizontal, con una separación s en dirección vertical, la contribución de dicho refuerzo a la resistencia lateral será:

$$V_{fR} = 0.5 \frac{A_f f_{fe} d}{s}$$

Si el refuerzo con FRP es únicamente horizontal o sólo vertical:

$$V_{fR} = k_v A_f f_{fu}$$

Donde:

A_f Área de refuerzo: $A_f = n w_f t_f$; n es el número de bandas de FRP, w_f el ancho de cada tira y t_f su espesor.

k_v Coeficiente que toma en consideración la dirección de las fibras con respecto a la dirección de la superficie de falla; se determina experimentalmente para cada tipo de FRP y mampostería. Si esto no es posible, se podrán usar los valores de la tabla 10.9, los cuales son válidos, al igual que el parámetro k_m , cuando la longitud de anclaje es igual o mayor que 30 cm.

Tabla 10.9 Factor k_v para diferentes sistemas de FRP

Tipo de FRP	Forma de colocación	Tipo de adhesivo	Mampostería	
			Concreto	Arcilla
GGRP	Uno o ambos lados	Polyurea	0.5	0.5
Laminados FRP	Un lado	Epoxy	0.2	0.6
Laminados FRP	Ambos lados	Epoxy	0.3	0.8
NSM FRP sin barras en las juntas	Un lado	Epoxy	0.3	0.7
NSM FRP sin barras en las juntas	Ambos lados	Epoxy	0.5	0.8
NSM FRP sin barras en las juntas	Uno o ambos lados	Lechada modificada con látex	0.6	0.6
NSM FRP con barras en las juntas	Uno o ambos lados	Epoxy	0.4	0.6
NSM FRP con barras en las juntas, ranura 3.35 veces el diámetro de la barra	Uno o ambos lados	Lechada modificada con látex	0.6	0.6

Se propone rehabilitar el muro con tejidos de fibra de vidrio tipo E y resina poliéster, cuyas propiedades determinadas en laboratorio son:

$$f_{fu}^* = 1678 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{fu}^* = 1.7 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_f = 1.3 \text{ mm}$$

Si el muro está en condiciones de exposición interior, la superficie no se rehabilitará para incrementar la adherencia, y la colocación de FRP se hará por ambas caras del muro; los coeficientes C_E , k_m y k_v serán:

$$C_E = 0.75$$

$$k_m = 0.45$$

$$k_v = 0.3$$

Si:

$$V_R = V_{mR} + V_{fR} \geq V_u = 10,000 \text{ kg,}$$

es necesario que:

$$V_{fR} \geq 3826 \text{ kg}$$

Esto es:

$$0.7 \times V_f = 3826 \text{ kg; } V_f = 5466 \text{ kg}$$

El área necesaria de tejido se obtiene de:

$$V_f = k_v A_f f_{fu}$$

Donde:

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* = (0.75)(1678) = 1258.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_f = \frac{V_{mf}}{k_v f_{fu}} = \frac{5466}{(0.3)(1258.5)} = 14.48 \text{ cm}^2$$

La anchura total de la fibra requerida se obtiene de:

$$A_f = n w_f t_f,$$

$$n w_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{14.48 \text{ cm}^2}{0.13 \text{ cm}} = 111.35$$

Esta longitud total equivale a colocar siete bandas de 8 cm de ancho a cada 27.5 cm en cada lado del muro. Para fines prácticos, se propone colocar bandas de 8 cm @ 30 cm.

Por lo que respecta al anclaje, todas las bandas tienen un anclaje mayor que 30 cm medidos a partir de la grieta de la diagonal principal. En la figura 10.57 se puede apreciar un arreglo tipo para el muro del ejemplo.

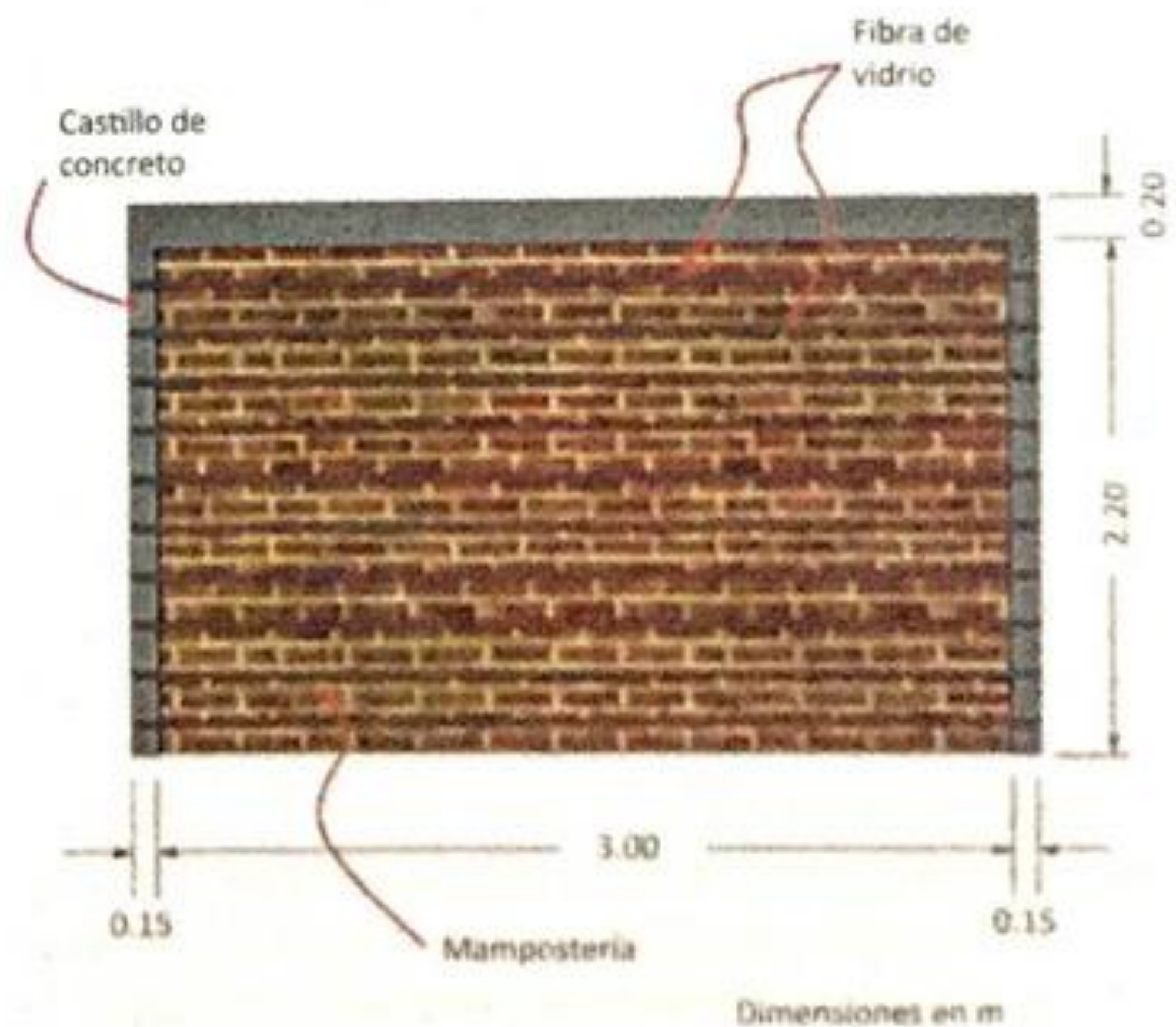


Figura 10.57 Ejemplo 3. Disposición de bandas de fibras de vidrio para rehabilitar el muro de mampostería.

10.8. Referencias

- ACI 355.3R (2011). *Guide for design of anchorage to concrete: Examples using ACI 318 Appendix D*. American Concrete Institute.
- ACI 440.2R (2008). *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. American Concrete Institute.
- ACI 440.3R (2012). *Guide for test methods for fiber-reinforced polymer (FRP) composites for reinforcing of strengthening concrete and masonry structures*. American Concrete Institute.
- Alarcón, P. & Alcocer, S. (1999). "Ensayos experimentales sobre rehabilitación de estructuras de adobe." *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, págs. 209-217, Morelia, Mich., México.
- Alcocer, S. (1997). "Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión." *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* (págs. 164-191), México.
- Alcocer, S. & Klingner, R. (1994). "Masonry research in the Americas." En *Masonry in the Americas* (págs. 127-170), Detroit, EUA: American Concrete Institute.
- Alcocer, S., Murià, D. & Peña, J. (1999). "Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada." *Series del Instituto de Ingeniería No. 616*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Alcocer, S., Pineda, J., Ruiz, J. & Zepeda, J. (1996). "Retrofitting of confined masonry walls with wire-welded mesh." *Memorias de la 11ª Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, México.
- Altin, S., Anil, O., Koprman, Y. & Belgin, C. (2010). "Strengthening masonry infill walls with reinforced plaster." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 163(5), 331-342.
- Antonaci, P., Bocca, P. & Grazzini, A. (2006). "Long mechanical interaction between strengthening materials and preexisting structures." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18(5), 634-640.
- ASTM C1196 (2014). *Método de prueba para la estimación en sitio del esfuerzo a compresión en piezas sólidas de mampostería usando gatos planos*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM C1197 (2014). *Método de prueba para la medición en sitio de las propiedades de deformabilidad de la mampostería usando gatos planos*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM C597 (2016). *Método de la prueba estándar para determinar la velocidad de pulso a través de concreto*. American Society for Testing and Materials.
- Atkinson, R. & Schuller, M. (1993). "Evaluation of injectable cementitious grouts for repair and retrofit of masonry." En *Masonry - Design and Construction, Problems and Repair* (págs. 355-388), American Society for Testing and Materials.
- Bass, R., Carrasquillo, R. & Jirsa, J. (1989). "Shear transfer across new and existing concrete interfaces." *ACI Structural Journal*, 86(4), 383-393.
- Benedetti, D., Carydis, P., Croce, S., Luchini, A. & Pezzoli, P. (1996). *Ready-to-use manual for the practical implementation of repairs and strengthenings to reduce the seismic vulnerability of masonry buildings*. Bergamo, Italia: ISMES.
- Churilov, S. & Dumova-Jovanoska, E. (2013). "In-plane shear behaviour of unreinforced and jacketed brick masonry walls." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 50, 85-105.
- Coburn, A., Hughes, R., Pomonis, A. & Spence, R. (1995). *Technical principles of building for safety*. Londres: Intermediate Technology Publications.
- Collins, D. (1989). *Load-deflection behavior of cast-in-place and retrofit concrete anchors subjected to static, fatigue and impact tensile loads*. Tesis de maestría, Universidad de Texas en Austin.
- Comisión Federal de Electricidad (2016). *Manual de obras civiles*. México.
- De la Torre, O. (1995). "Evaluación y reparación estructural de edificios." *Curso sobre seguridad sísmica de las construcciones para directores responsables de obra* (págs. 401-433), Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Dehghani, A., Nateghi-Alahi, F. & Fischer, G. (2015). "Engineered cementitious composites for strengthening masonry infilled reinforced concrete frames." *Engineering Structures*, 105, 197-208.
- Dizhur, D., Griffith, M. & Ingham, J. (2014). "Out-of-plane strengthening of unreinforced masonry walls using near surface mounted fibre reinforced polymer strips." *Engineering Structures*, 59, 330-343.
- Ehsani, M. & Saadatmanesh, H. (diciembre de 1996). "Seismic retrofit of URM walls with fiber composites." *The Masonry Society Journal*, 14(2), 63-73.

- Ehsani, M., Saadatmanesh, H. & Al-Saidy, A. (mayo de 1997). "Shear behavior of URM retrofitted with FRP overlays." *Journal of Composites for Construction, American Society of Civil Engineers*, 1(1), 17-25.
- Ehsani, M., Saadatmanesh, H. & Velázquez-Dimas, J. (agosto de 1999). "Behavior of retrofitted URM walls under simulated earthquake loading." *Journal of Composites for Construction, American Society of Civil Engineers*, 3(3), 134-142.
- Etri, S., Numada, M. & Meguro, K. (2014). "In-plane behavior of unreinforced masonry walls retrofitted with natural fiber reinforced cement mortar." *Third International Conference on Urban Disaster Reduction*.
- Fancher, N. (julio-agosto de 1997). "External strengthening with FRP composites." *Concrete Repair Bulletin, International Concrete Repair Institute*, 16-21.
- Flores, L., Marcelino, J., Lazalde, G. & Alcocer, S. (1999). "Estudio de la rehabilitación de centrales telefónicas empleando malla y aplanado de concreto." *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, págs. 237-246, Morelia, Mich., México.
- Flores, L., Marcelino, J., Lazalde, G. & Alcocer, S. (1999). *Evaluación experimental del desempeño de marcos con bloque hueco de concreto reforzados con malla electrosoldada y recubrimiento de concreto*. Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).
- Garbin, E., Galati, N., Nanni, A., Modena, C. & Valluzzi, M. (2007). "Provisional design guidelines for the strengthening of masonry structures subject to in-plane loading." *Memorias de la 10ª Conferencia Norteamericana de Mampostería* (págs. 440-453).
- Grimm, C. (1988). "Masonry cracks: A review of literature." En *Masonry: Materials, Design, Construction and Maintenance*, American Society for Testing and Materials.
- Haddad, M., Shaheen, E., Parsekian, G., Tilleman, D. & Shrive, N. (2010). "Strengthening of a concrete masonry wall subject to lateral load with sprayed glass-fibre-reinforced polymer." *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37, 1315-1330.
- Hasuda, T., Katsumata, H., Kanou, A., Ishibashi, T., Eto, H. & Kunihiro, H. (1993). "Seismic capacity and retrofit of existing brick masonry building." *IABSE Symposium on Structural Preservation of Architectural Heritage* (págs. 147-154), Roma.
- Helene, P. (1997). *Manual de reparación, refuerzo y protección de las estructuras de concreto*. México: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.
- Hernández, O., Meli, R. & Padilla, M. (agosto de 1979). "Refuerzo de vivienda rural en zonas sísmicas." *Informe proyecto 8167*. México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Hidalgo, P., Lüders, C. & De la Llera, J. (1991). "Diseño y recuperación de edificios y estructuras con muros." *Informe DIE-91-2, 115*. Pontificia Universidad Católica de Chile.
- IAEE (1986). *Guía para la construcción sismo-resistente no ingenieril*. Tokio, Japón: International Association for Earthquake Engineering.
- Jiménez, J. (1992). *Behavior of steel-to-concrete connections for use in repair and rehabilitation of reinforced concrete structures*. Tesis de maestría, Universidad de Texas en Austin.
- Kalali, A. & Kabir, M. (2012). "Cyclic behavior of perforated masonry walls strengthened with glass fiber reinforced polymers." *Scientia Iranica*, 19(2), 151-165.
- Klingner, R. (2000). "Análisis beneficio-costo de la adecuación sísmica de las autoconstrucciones." *Memorias del Seminario sobre Desastres Sísmicos: Escenarios, Seguridad y Prevención en Ciudades de Países en Desarrollo*, Caracas, Venezuela: Universidad Central de Venezuela.
- Mendoza, C. (1991). "Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensayo de corazones." *Construcción y Tecnología*, 11(34), 6-11.
- Mizuno, H., Fukuta, T., Ohkawa, I. e Iba, M. (1988). *A monotonic lateral loading test of adobe wall specimens*. Tsukuba, Japón: Building Research Institute, Ministry of Construction.
- Modena, C. (1989). "Italian practice in evaluating, strengthening, and retrofitting masonry buildings." *Seminario Internacional sobre Evaluación, Refuerzo y Rehabilitación de Edificios de Mampostería*, The Masonry Society.
- NTC-DCEC (15 de diciembre del 2017). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto." *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (220 Bis), 372-566.
- NTC-DCEM (15 de diciembre del 2017). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construc-

- ción de Estructuras de Mampostería." *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (220 Bis), 614-688.
- ONNCCE (2010). "Determinación de la resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante de muretes, así como determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas de mampostería de arcilla o de concreto - Métodos de ensayo." NMX-C-464-ONNCCE. México: Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación.
- Pacheco, M., Flores, L., López, O. & Reyes, C. (2005). *Cartilla breve para refuerzo de la vivienda rural de autoconstrucción contra sismo y viento*. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Pineda, J. (1996). *Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla soldada*. Tesis de maestría. México: UNAM.
- Pume, D. (1989). "Czechoslovakian practice in evaluating, strengthening, and retrofitting masonry buildings." *Seminario Internacional sobre Evaluación, Refuerzo y Rehabilitación de Edificios de Mampostería*, The Masonry Society.
- RCDF (17 de junio del 2016). "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal." *Gaceta Oficial de la Ciudad de México* (96 Bis), págs. 3-50.
- Rodríguez, M. & Castrillón, E. (1995). "Manual de evaluación postsísmica de la seguridad estructural de edificaciones." *Informe No. 569*, 84. México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Ruiz-García, J. (1995). *Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural*. Tesis de maestría. México: Facultad de Ingeniería, UNAM.
- SAHOP (1977). *Cartilla de reconstrucción para vivienda de adobe*. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.
- San Bartolomé, A. (1990). "Albañilería confinada." *Colección del Ingeniero Civil, Libro No. 4*, 35-55. Lima: Colegio de Ingenieros Civiles del Perú.
- Sansalone, M. & Carino, N. (abril de 1988). "Impact-echo method." *Concrete International*, 10(4), 38-46.
- Sathiparan, N., Sakurai, K., Numada, M. & Meguro, K. (2013). "Experimental investigation on the seismic performance of PP-band strengthening stone masonry houses." *Bull Earthquake Eng*, 11(6), 2177-2196.
- Seible, F. (1995). "Structural rehabilitation with advanced composites." *Simposio de la IABSE Extending the Lifespan of Structures*, 1, págs. 391-398. San Francisco, EUA.
- Shaheen, E. & Shrive, N. (2007). "Sprayed glass fibre reinforced polymer masonry columns under concentric and eccentric loading." *Canadian Journal of Civil Engineering*, 34, 1495-1505.
- SMIE (2008). *Guía de reparación de vivienda*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Solla, M., Lorenzo, H., Novo, A. & Rial, F. (2010). "Ground-penetrating radar assessment of the medieval arch bridge of San Antón, Galicia, Spain." *Archaeological Prospection*, 17(2), 223-232.
- Suprenant, B. & Schuller, M. (1994). *Nondestructive evaluation & testing of masonry structures*. Addison, Illinois: The Aberdeen Group.
- Thandavamoorthy, T. & Saileysh Sivaraja, S. (2013). "Seismic energy behaviour of Rat-trap bond masonry wall retrofitted with GFRP." *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, 6(2), 397-403.
- Tomažević, M. & Anicic, D. (1989). "Research, technology and practice in evaluating, strengthening, and retrofitting masonry buildings: Some Yugoslavian experiences." *Seminario Internacional sobre Evaluación, Refuerzo y Rehabilitación de Edificios de Mampostería*, The Masonry Society.
- Tomažević, M., Lutman, M. & Weiss, P. (1996). "Seismic upgrading of old-brick masonry urban houses: Tying of walls with steel ties." *Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute*, 12(3), 599-622.
- Tonen Corporation (1997). *Durability of Forca TowSheet*. Tokio, Japón.
- Torrealva, D. (1986). "A field and laboratory tested technique for retrofitting adobe houses in seismic areas." *Middle East and Mediterranean Regional Conference on Earthen and Low-strength Masonry Buildings in Seismic Areas* (págs. 403-413). Ankara, Turquía: Middle East Technical University.
- Triantafillou, T. (1998). "Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates." *Journal of Composites for Construction, American Society of Civil Engineers*, 2(2), 96-104.
- Udphuay, S., Paul, V., Everett, M. & Warden, R. (2010). "Ground-penetrating radar imaging of twelfth century Romanesque foundations beneath the thirteenth century Gothic abbey church of Valmagne, France." *Archaeological Prospection*, 17(2), 145-162.

- Velázquez-Dimas, J. & Ehsani, M. (2000). "Modeling out-of-plane behavior of URM walls retrofitted with fiber composites." *Journal of Composites for Construction*, 4(4), 172-181.
- Velázquez-Dimas, J., Ehsani, M. & Saadatmanesh, H. (2000). "Out-of-plane behavior of brick masonry walls strengthened with fiber composites." *Structural Journal*, 97(3), 377-387.
- Weiner, D. (1985). *Behavior of steel to concrete connections used to strengthen existing structures*. Tesis de maestría, Universidad de Texas en Austin.
- Williams, T., Sansalone, M. & Grigoriou, M. (junio de 1998). "Establishing the basis for using transient stress waves for nondestructive evaluation of masonry." *The Masonry Society Journal*, 16(1), 55-68.
- Yaman, T. & Canbay, E. (2014). "Seismic strengthening of masonry infilled reinforced concrete frames with steel fibre-reinforced mortar." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 167(1), 3-14.
- Zepeda, J. & Alcocer, S. (1998). "Reparación de un muro de mampostería de tabique multiperforado de arcilla usando láminas de fibra de carbón." *Informe interno*. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Zepeda, J., Pineda, J. & Alcocer, S. (1996). "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla soldada." *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, págs. 919-925, Mérida, Yuc. México.

CAPÍTULO 11

La mampostería en los Estados Unidos de América

RICHARD E. KLINGNER

11.1. Introducción 11.2. Fundamentos de la mampostería en los Estados Unidos de América 11.3. Nomenclatura de la mampostería 11.4. Construcción de la mampostería moderna en los Estados Unidos de América 11.5. La normativa de mampostería en los Estados Unidos de América 11.6. Fundamentos del diseño sísmico de la mampostería en los Estados Unidos de América 11.7. Requisitos de la Norma MSJC para el diseño sísmico 11.8. Rehabilitación sísmica de la mampostería histórica en los Estados Unidos de América 11.9. Referencias

11.1. Introducción

La mampostería representa 70% del inventario de edificaciones en los Estados Unidos de América (TMS, 1989). En este capítulo se revisan las aplicaciones fundamentales de la mampostería en ese país; las modalidades principales de construcción, su desempeño sísmico y los enfoques principales de diseño y rehabilitación.

11.2. Fundamentos de la mampostería en los Estados Unidos de América

La mampostería se clasifica según su función arquitectónica o estructural. No obstante esta clasificación, la mampostería en los Estados Unidos de América utiliza los mismos materiales que en otros países: piezas, mortero de pega, mortero de relleno y materiales accesorios. En esta sección se trata cada material, haciendo referencia a las especificaciones ASTM sobre materiales. Se puede

consultar información adicional en los sitios de internet de asociaciones tales como la National Concrete Masonry Association (NCMA), la Brick Industry Association (BIA) y la The Masonry Society (TMS).

11.2.1. Unidades

De los más de 20 diferentes rubros de piezas de mampostería disponibles comercialmente en los Estados Unidos de América, solamente se tratan aquí los que se usan más extensamente.

Piezas de arcilla: las piezas estructurales de arcilla se especifican mediante la ASTM C62 (Building Brick) y la ASTM C216 (Facing Brick) (figura 11.1). Éstas tienen tolerancias dimensionales más estrictas que aquéllas. Las piezas tienen generalmente perforaciones verticales cuyo propósito es agilizar su secado y cocido, además de reducir su peso para transporte. El área neta de las unidades tiene que ser, por lo menos, 75% del área bruta.

Existen muchos tamaños y configuraciones de piezas de arcilla, con mucha variedad local. Una forma común es la pieza “modular”, con medidas especificadas de $7 \frac{5}{8}$ pulgadas (194 mm) de largo por $2 \frac{1}{4}$ pulgadas (57 mm) de alto por $3 \frac{5}{8}$ pulgadas (92 mm) de espesor. Con juntas de mortero con espesor de $\frac{3}{8}$ pulgada (10 mm), esta pieza produce módulos de 8 pulgadas (203 mm)



Figura 11.1 Piezas de arcilla comunes en los Estados Unidos de América.

de largo por $2\frac{3}{8}$ pulgadas (68 mm) de alto. Es decir, tres hiladas de tales unidades producen módulos de 8 pulgadas (203 mm) de largo por 8 pulgadas (203 mm) de alto.

Las piezas de arcilla se muestrean y se ensayan conforme a la ASTM C67 (Methods of Sampling and Testing Brick and Structural Clay Tile). Las propiedades especificadas incluyen la resistencia a la compresión y la durabilidad.

Piezas de concreto: las piezas más comunes son de carga de concreto huecas, especificadas en la ASTM C90 (Loadbearing Concrete Masonry Units) (figura 11.2). Estas piezas se hacen normalmente de concretos con bajo o nulo revenimiento. Pueden usarse para los muros interiores tipo drenaje, o para muros de carga con huecos rellenos de concreto líquido y refuerzo interno. El área neta de las piezas es, normalmente, entre 50 y 60% de su área bruta. Estas piezas tienen comúnmente dimensiones especificadas de $15\frac{5}{8}$ pulgadas (397 mm) de largo por $7\frac{5}{8}$ pulgadas (194 mm) de alto por $7\frac{5}{8}$ pulgadas (194 mm) de espesor. Con juntas de mortero con espesores de $\frac{3}{8}$ pulgada (10 mm), esta pieza forma módulos de 8 pulgadas (203 mm) de largo por 8 pulgadas (203 mm) de alto, los cuales son compatibles con los de las piezas "modulares" de arcilla tratadas antes. Las piezas de concreto se muestrean y se ensayan según la ASTM C140 (Methods of Sampling and Testing

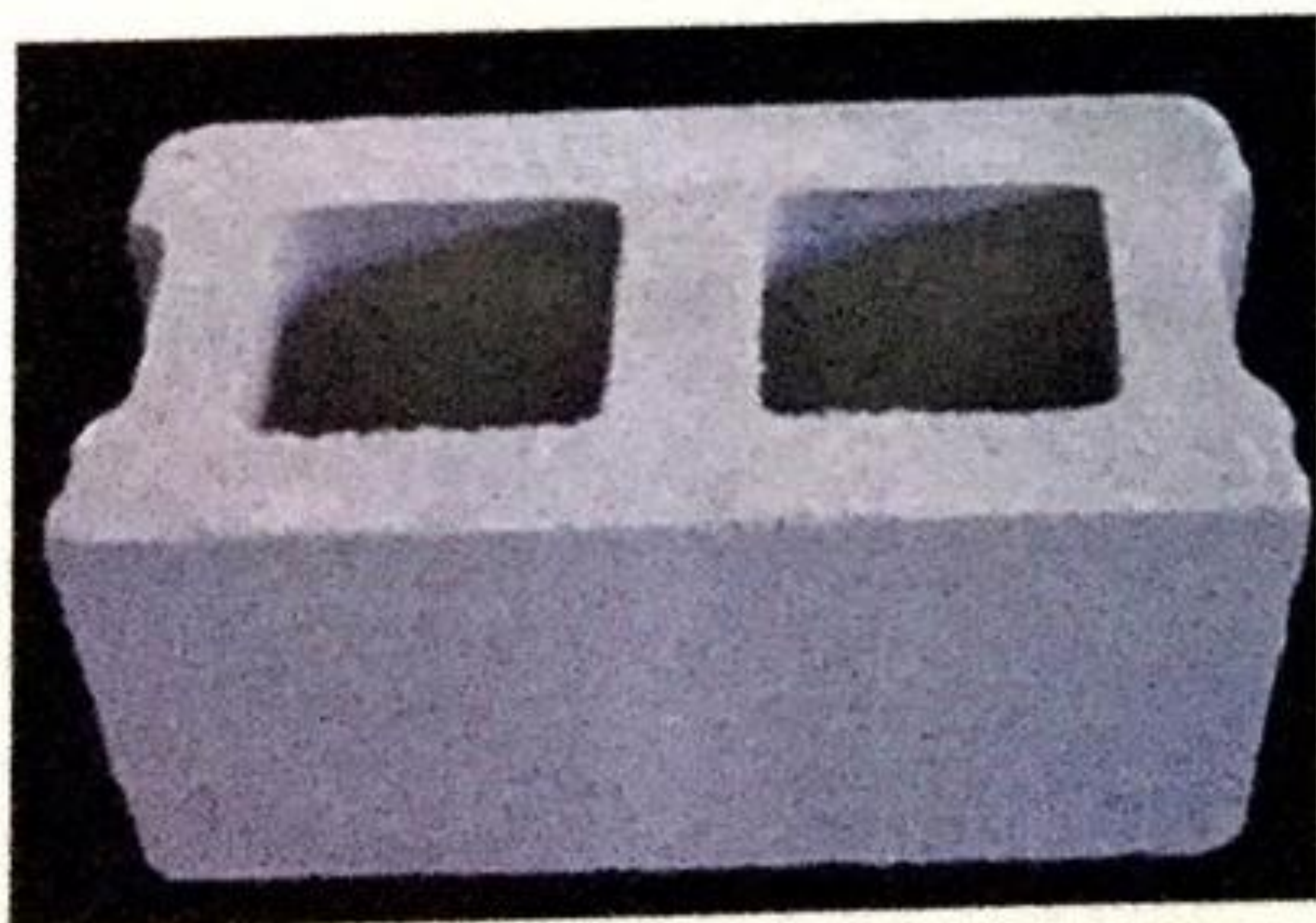


Figura 11.2 Pieza común de concreto.

Concrete Masonry Units). Las propiedades incluyen la resistencia a la compresión y la contracción por secado.

11.2.2. Mortero de pega

El mortero de pega une las piezas y a la vez acomoda sus tolerancias dimensionales. En los Estados Unidos de América, el mortero de pega se especifica mediante la ASTM C270 (Specification for Mortar for Unit Masonry), la cual contempla tres sistemas cementantes: cemento y cal, "cemento para mampostería" y "cemento para mortero". Estos sistemas cementantes se combinan con arena y agua para formar mortero de pega.

El mortero a base de cemento y cal consiste en cemento Portland u otros cementos hidráulicos, cal hidratada para mampostería, arena y agua. El mortero a base de "cemento para mampostería" consiste en "cemento para mampostería", arena y agua. El contenido del "cemento para mampostería" y del "cemento para mortero", especificados bajo las ASTM C91 y ASTM C1329, respectivamente, varían entre fabricantes, y no se obliga a divulgarse. Comúnmente incluyen cementos hidráulicos, piedra caliza (carbonato de calcio) finamente molida y aditivos inclusores de aire y de retención de agua. El mortero a base de "cemento para mortero" tiene una adherencia mínima especificada y un contenido máximo de aire mayor que el de mortero a base de "cemento para mampostería". Las normas modelo de los Estados Unidos de América prohíben el uso del "cemento para mampostería" en zonas de alto riesgo sísmico, mientras que los morteros de cemento y cal y de "cemento para mortero", no se limitan en este aspecto.

Dentro de cada sistema cementante, el mortero se clasifica por "tipos", los cuales se denominan por las letras M, S, N, O y K, siendo ellas cada segunda letra de la frase inglesa "MaSoN wOrK" ("mampostería"). Estos "tipos" se refieren a la proporción de cemento hidráulico en la mezcla. El tipo M tiene mayor proporción; el S, menos; y así sucesivamente. Una proporción mayor de ce-

mento hidráulico confiere mayor tasa inicial de desarrollo de la resistencia, mayor resistencia a compresión y mayor resistencia a la adherencia. A la vez, confieren menor trabajabilidad y menor capacidad de deformarse lentamente. Los tipos de mortero S y N son los más especificados en la práctica.

Dentro de cada sistema cementante y tipo de mortero, el mortero puede especificarse "por proporción" o "por propiedad", siendo aquél el caso más común. Por ejemplo, el mortero de cemento y cal, tipo S, especificado por proporción, consiste en un volumen de cemento hidráulico, $\frac{1}{2}$ volumen de cal hidratada para mampostería, unos $4 \frac{1}{2}$ tantos de arena de albañil y suficiente agua para lograr una buena trabajabilidad. Los morteros de "cemento para mampostería" o de "cemento para mortero", tipo S, especificados por proporción, consisten en un volumen de "cemento para mampostería" o "cemento para mortero", respectivamente, tres volúmenes de arena de albañil y suficiente agua para alcanzar una buena trabajabilidad.

Si el mortero se especifica por propiedad, lo que se indican son la resistencia a la compresión, el contenido de aire y la retención de agua, los cuales se evalúan usando un mortero más seco de lo que normalmente se usa en obra, simulando la succión de las unidades.

11.2.3. Mortero de relleno

El mortero de relleno es esencialmente un concreto líquido, que se usa para llenar huecos en las piezas de mampostería y rodear el refuerzo. Se especifica por la ASTM C476 ("Grout for Masonry"). Se compone de cemento hidráulico, arena, agua y (en el caso de mortero de relleno grueso) grava con diámetro de $\frac{1}{4}$ de pulgada (6 mm). Se permite una pequeña proporción de cal hidratada para mampostería, pero, en lo general, no la lleva. Se permite especificar por proporción o por resistencia a la compresión, indistintamente. Un mortero de relleno grueso, especificado por proporción, contiene comúnmente un

volumen de cemento hidráulico, unos tres de arena y dos de grava con diámetro de $\frac{1}{4}$ de pulgada (6 mm).

El mortero de relleno se coloca con un revestimiento de entre 8 y 11 pulgadas (203 a 280 mm), para que fluya libremente dentro de los huecos de la mampostería. Por su alta relación agua-cemento al colocarse, el mortero de relleno experimenta una significativa contracción inicial por secado, mientras su agua la absorben las piezas de alrededor. Para evitar la formación de oquedades durante este proceso, el mortero de relleno se compacta mecánicamente, y se vuelve a compactar luego de la contracción inicial por secado.

Si el mortero de relleno se especifica por resistencia a la compresión, esta última tiene que verificarse usando probetas hechas con moldes permeables, simulando la pérdida de agua que experimentaría el mortero de relleno en su aplicación en obra.

11.2.4. Accesorios

Los accesorios para la mampostería en los Estados Unidos de América consisten en refuerzo, conectores, selladores, impermeabilizantes y barreras al vapor y al aire. En esta sección se tratan los accesorios más relevantes para el medio latinoamericano.

El refuerzo consiste en barras deformadas o refuerzo tipo escalerilla. Las barras deformadas se colocan verticalmente en las celdas de piezas huecas, y horizontalmente en hiladas de cierre. Las normas modelo exigen que se ahoguen en mortero de relleno. El refuerzo tipo escalerilla se coloca en las juntas horizontales de mampostería y se rodea de mortero de pega.

Los conectores se usan para unir muros o capas de mampostería, para anclar un muro de mampostería a un marco o para sujetar algo a la mampostería.

Los selladores se usan para evitar el paso de agua donde intencionalmente se dejan juntas en los muros de mampostería. Existen tres tipos de

juntas: de expansión en la mampostería de arcilla para acomodar su expansión, juntas de control para ocultar el agrietamiento provocado por retracción y juntas de construcción entre secciones distintas de una estructura.

El botaguas es una barrera flexible e impermeable cuyo propósito es permitir que el agua que haya penetrado la capa externa, vuelva a salir del muro por lagrimales ubicados inmediatamente encima del botaguas. Se coloca al pie de cada piso (sobre ángulos de apoyo o cimentaciones) sobre dinteles de aberturas y al pie de aberturas (figura 11.4).

11.3. Nomenclatura de la mampostería

En los Estados Unidos de América, actualmente la mampostería se clasifica según su función arquitectónica, su función estructural o su diseño.

11.3.1. Nomenclatura por función arquitectónica

Las funciones arquitectónicas de la mampostería incluyen actuar como recubrimiento para resistir el ingreso de agua en forma líquida. Los muros de mampostería se clasifican como muros tipo barrera y muros tipo drenaje. Los muros tipo barrera funcionan mediante una combinación de espesor, impermeabilizantes y aditivos integrales repelentes de agua. Los muros tipo drenaje funcionan mediante la misma acción de barrera, e incluyen detalles de drenaje. En las figuras 11.3 y 11.4 se muestran ejemplos de los dos tipos, respectivamente. En los muros tipo drenaje, una capa externa (de fachada) se separa de una capa interna por un espacio vacío con detalles de drenaje.

11.3.2. Nomenclatura por función estructural

Desde el punto de vista de su función estructural, la mampostería estadounidense puede clasificarse, de manera general, como de relleno o de carga. La primera resiste solamente cargas de gravedad por peso propio; la segunda resiste las car-

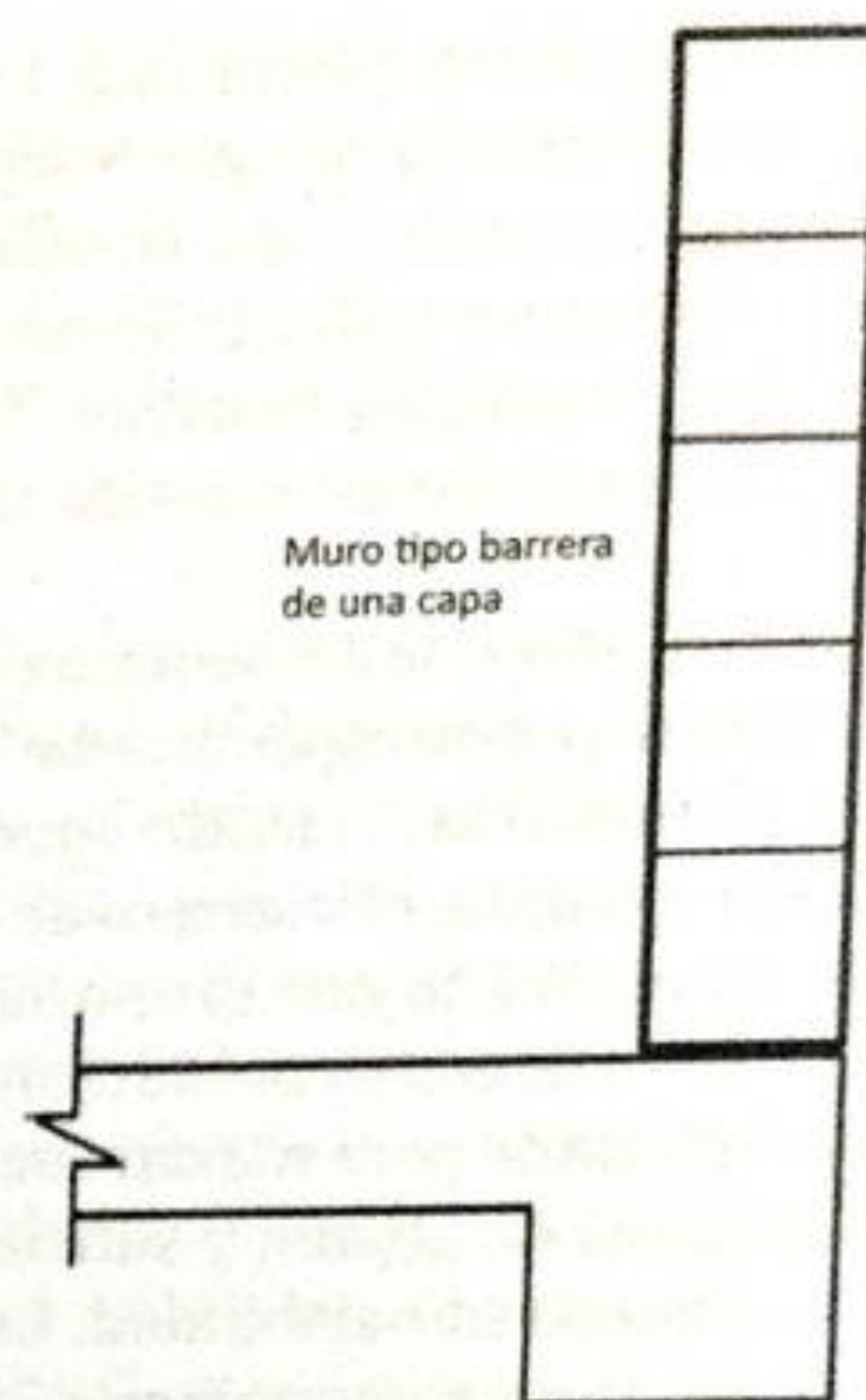


Figura 11.3 Ejemplo de muro tipo barrera.

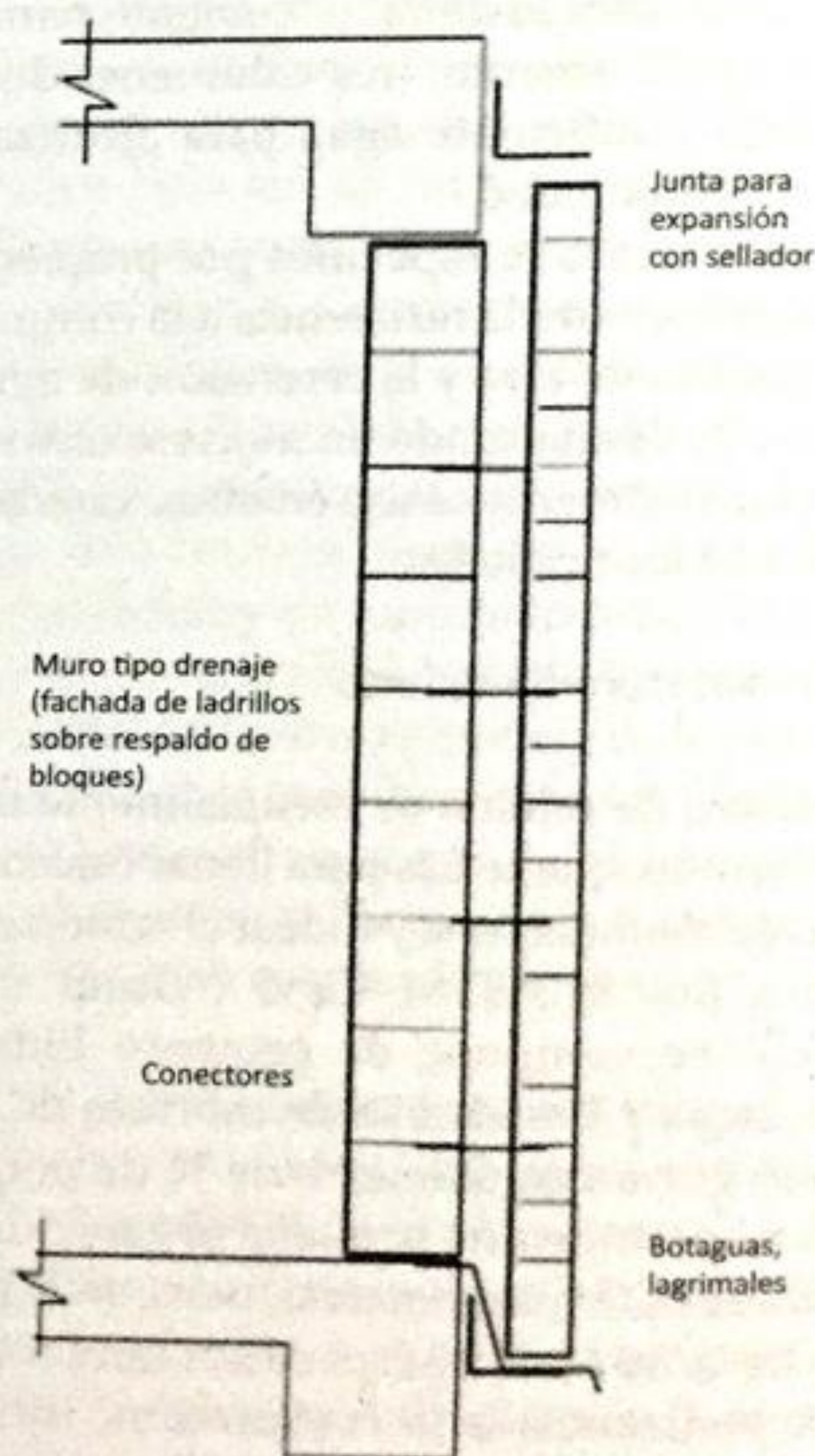


Figura 11.4 Ejemplo de muro tipo drenaje.

gas gravitacionales del techo o entrepisos suprayacentes, y posiblemente cargas en el plano y perpendiculares al plano ocasionadas por viento o sismo. Los dos tipos de mampostería usan los mismos materiales.

La mampostería de relleno incluye muros tipo panel (una capa externa de mampostería de fachada conectada a una capa interna de mampostería) y particiones interiores. La mampostería de carga incluye otros tipos de muros, y muros de cortante.

11.3.3. Nomenclatura según su diseño

Desde el punto de vista del diseño, la mampostería estadounidense se puede clasificar, de manera general, como mampostería no reforzada y reforzada. La mampostería no reforzada se diseña suponiendo que la tensión por flexión es resistida solamente por la mampostería, y se desprecia cualquier esfuerzo en el refuerzo. La mampostería reforzada se diseña suponiendo que la tensión por flexión se resiste solamente por el refuerzo, despreciando cualquier resistencia a tensión por flexión de la mampostería. Los dos tipos de mampostería se diseñan suponiendo que la mampostería tiene alguna resistencia a la tensión diagonal, pues los dos tipos permiten que cierto nivel de cortante se resista sin refuerzo por cortante.

Tal vez no se pueda identificar el tipo de mampostería y su diseño por observación. Los elementos de mampostería, no obstante su proceso de diseño, suelen tener refuerzo mínimo por norma, cuya ubicación y cuantía dependen de la categoría del diseño sísmico a la cual se asigne la estructura.

11.4. Construcción de la mampostería moderna en los Estados Unidos de América

Hace dos décadas se podía distinguir la mampostería moderna de los estados orientales de la de

los estados occidentales, por la tendencia de éstos a poner más énfasis en el diseño sísmico. A medida que las normas modelo en los Estados Unidos de América han adoptado la filosofía de que casi toda región geográfica de ese país tiene algún grado de peligro sísmico, tales distinciones han ido desapareciendo.

11.4.1. Fachadas de mampostería

Las fachadas de mampostería (*veneer*) resisten cargas verticales solamente por peso propio, y transfieren solicitaciones fuera del plano por viento o sismo a los elementos de respaldo por medio de conectores. Las fachadas más comunes se hacen de piezas de arcilla, pero también pueden ser de piezas de concreto, vidrio o arcilla vidriada.

11.4.2. Particiones de mampostería

Particiones (muros divisorios) de mampostería son elementos interiores, diseñados para resistir su propio peso. Pueden ser de piezas de arcilla, concreto, vidrio o arcilla vidriada.

11.4.3. Muros tipo panel de mampostería

Los muros tipo panel de mampostería son combinaciones de una capa externa de fachada, más un sistema de respaldo. Resistente solamente cargas verticales debidas a su peso propio. La capa de fachada transfiere solicitaciones fuera del plano a la capa de respaldo. Éste no se diseña para resistir cortantes en el plano ni cargas verticales de techos o pisos suprayacentes. Si las dos capas se separan por un espacio con anchura de por lo menos 2 pulgadas (50 mm), colocando detalles de drenaje, el resultado es un muro tipo drenaje (figura 11.5).

11.4.4. Muros tipo cortina de mampostería

Los muros tipo cortina son muros de varios pisos de altura que resisten cargas de gravedad debidas

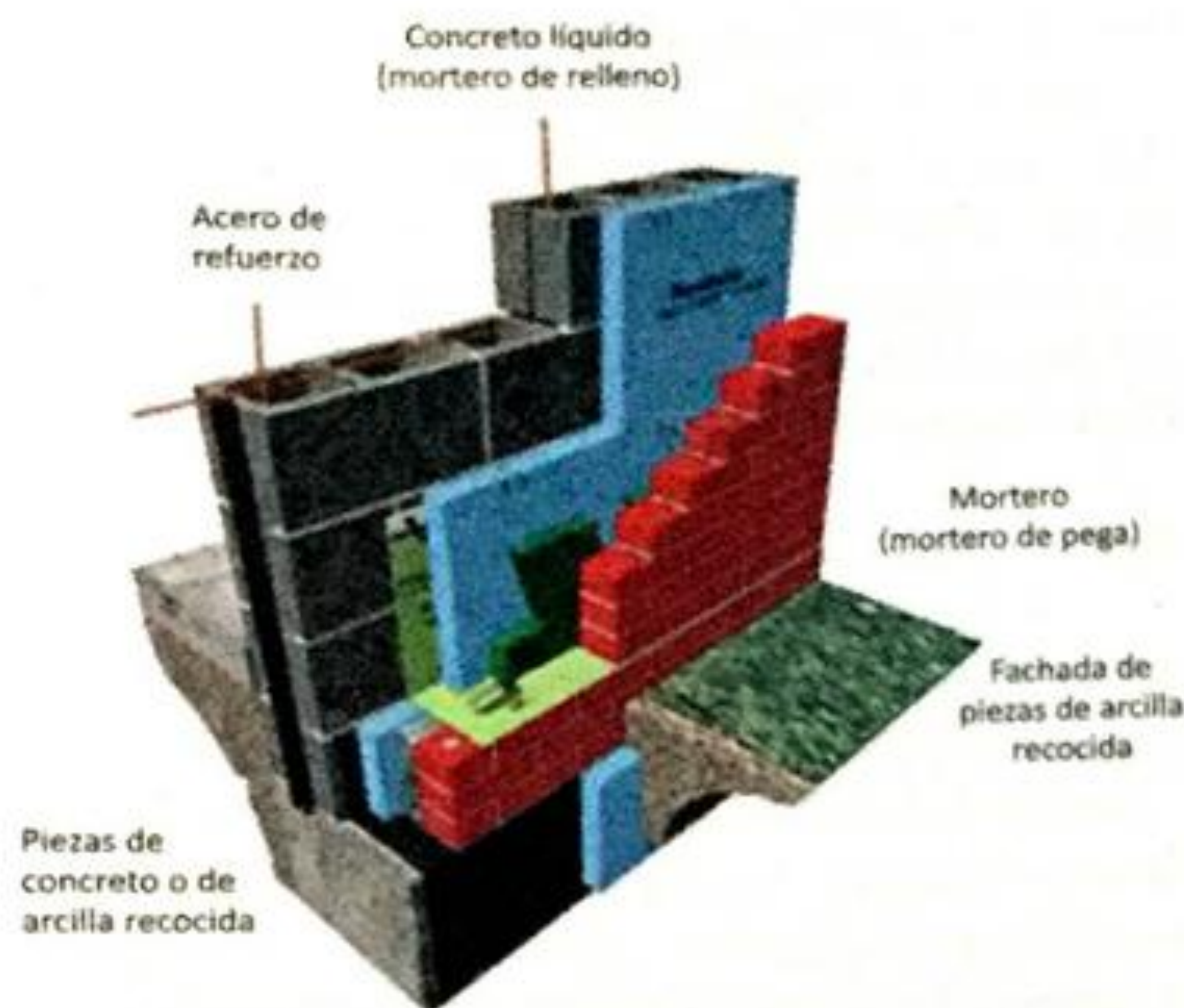


Figura 11.5 Detalles de un muro tipo drenaje en los Estados Unidos de América.

a su peso propio, más cargas fuera del plano por viento o sismo. Su aplicación más común es para muros de naves industriales, gimnasios o teatros. Normalmente son de una sola capa. Dado que son de varios pisos, normalmente se diseñan para actuar en claros horizontales entre columnas o contrafuertes. Para resistir cargas fuera del plano, normalmente se refuerzan con acero horizontal tipo escalerilla, colocado en las juntas horizontales de la mampostería.

11.4.5. Muros de carga y cortantes de mampostería

Los muros de carga y cortantes resisten cargas de gravedad debidas a su peso propio y por elementos suprayacentes de techos y entrepiso. Normalmente, tales muros se componen de piezas huecas, con refuerzo interno, colocándose las barras verticales en celdas verticales y las barras horizontales en vigas de cierre internas. Toda barra debe quedar rodeada de mortero de relleno (concreto líquido) (figura 11.6).

En términos prácticos, cada muro de carga es también un muro cortante, pues es imposible diseñar un muro para resistir cargas verticales y a

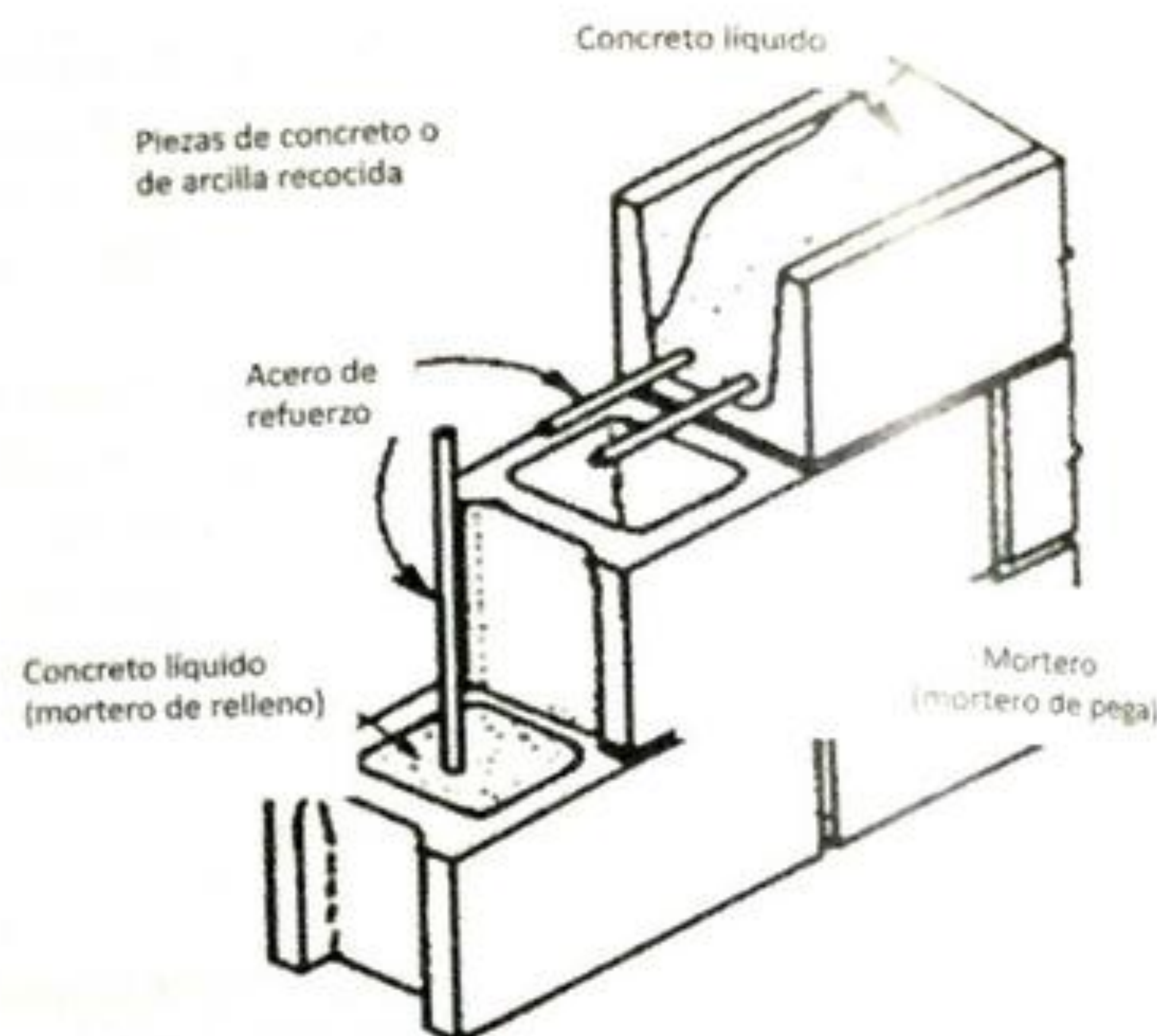


Figura 11.6 Detalles de refuerzo de muros de carga o cortantes.

la vez aislarlo de fuerzas cortantes transmitidas en el plano del muro.

Los muros cortantes de mampostería reforzada están sujetos normalmente a menores demandas y tienen menor capacidad de deformación inelástica que los correspondientes muros de concreto reforzado, pues no se proveen de elementos de borde confinados. Su refuerzo vertical se distribuye normalmente a lo largo de la planta de cada segmento de muro.

Una elevación de este tipo de construcción se muestra en la figura 11.7. Por lo general, han exhibido buen comportamiento sísmico (TMS, 1994). Usando esta configuración, se han construido edificios de hasta 30 pisos en zonas sísmicas de los Estados Unidos de América (Suprenant, 1989).

11.4.6. Muros diafragma de mampostería

Los muros diafragma de mampostería consisten en muros estructurales colocados dentro de marcos de acero o concreto. Su uso no es común actualmente, y no se incluyen directamente en las normas de diseño de los Estados Unidos de América.

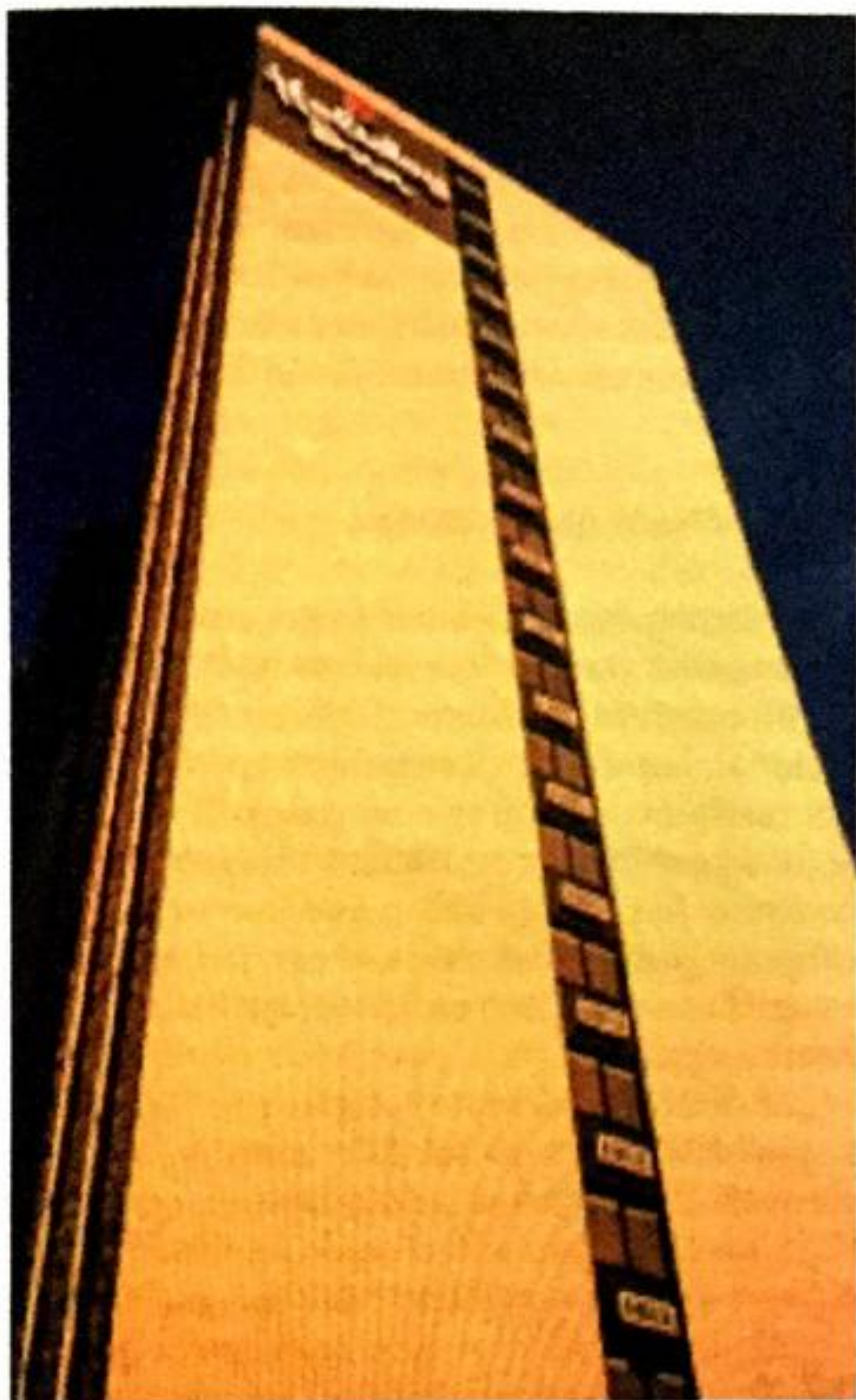


Figura 11.7 Edificio de 17 pisos de mampostería reforzada, sin daño luego del sismo de Northridge (1994) (TMS, 1994).

11.4.7. Mampostería confinada

La mampostería confinada consiste en muros no reforzados de mampostería separados por elementos pequeños de concreto reforzado, que son colados después de colocar la mampostería. La mampostería confinada se distingue de los muros diafragma por el tamaño de los elementos confinantes, que sirven como elementos tensores, y por su trabajo a bajas deformaciones laterales. La mampostería confinada casi no se ha usado en los Estados Unidos de América.

11.4.8. Vigas y columnas de mampostería

Las vigas de mampostería se usan principalmente en forma de dinteles. Se les provee de refuerzo longitudinal por flexión. Aunque el refuerzo transversal es teóricamente posible, es difícil de instalar, y casi no se usa. Las vigas de mampostería se diseñan con suficiente peralte para que todo el cortante pueda resistirlo la mampostería, sin necesidad de estribos.

Las columnas aisladas de mampostería raramente se usan. En términos prácticos, se pueden usar columnas metálicas o de concreto reforzado con recubrimiento de mampostería.

11.4.9. Diafragmas horizontales

Los diafragmas horizontales de techo y entrepiso cumplen un papel crítico en el comportamiento estructural de edificios de mampostería. Además de resistir cargas de gravedad, transfieren las fuerzas laterales de viento o sismo a los muros cortantes. En la construcción de mampostería estadounidense, los diafragmas horizontales se componen de concreto colado en sitio, o una capa de concreto colado en sitio sobre elementos prefabricados de concreto presforzado y sobre láminas metálicas corrugadas encima de viguetas de alma abierta de acero.

11.5. La normativa de la mampostería en los Estados Unidos de América

A diferencia de muchos países del mundo, los Estados Unidos de América no tienen una norma nacional para el diseño y la construcción. En esta sección se resume el proceso y se explica su aplicación a la mampostería.

11.5.1. Resumen del proceso normativo en los Estados Unidos de América

Los Estados Unidos de América no tienen una norma nacional de diseño y construcción, prin-

principalmente porque su Constitución no le da esta atribución específica al gobierno federal. Como resultado, las normas de diseño y construcción se desarrollan mediante un proceso de tres pasos:

1. Sociedades técnicas, cuya operación se regula por reglas de consenso; desarrollan recomendaciones de diseño y construcción. El ejemplo mejor conocido en México es el documento *ACI318*, desarrollado por el American Concrete Institute. Su homólogo para la mampostería es el MSJC (Masonry Standards Joint Committee), cuyo *Code and Specification* (MSJC, 2008) representa la base técnica para el diseño de la mampostería en los Estados Unidos de América.
2. Sociedades de normas modelo que copian o citan aquellos documentos técnicos, en compilaciones que se llaman "normas modelo". Hace aproximadamente 10 años, las viejas normas modelo de los Estados Unidos de América (tales como el UBC) se han reemplazado por nuevas normas modelo armonizadas, entre las cuales la más usada (por margen abrumador) es la *International Building Code*, cuya última edición es la del 2009.
3. Las normas modelo adquieren personalidad jurídica al adoptarse por entes gubernamentales (municipios o condados).

11.5.2. Normas para el diseño y construcción de mampostería en los Estados Unidos de América

Para todo material constructivo, los requisitos generales de transmisión de fuerzas, de integridad estructural y de solicitaciones de diseño, vienen del ASCE7, cuya última edición es del 2005 (ASCE7-05). Dadas las solicitaciones de la norma, las acciones de diseño se permiten calcular usando modelos elásticos y lineales, incluyendo los efectos de secciones agrietadas.

En casi toda jurisdicción de los Estados Unidos de América, la norma modelo vigente es una edición reciente de la *International Building*

Code, y ésta cita (cada vez con menos cambios) la última edición de la *MSJC Code and Specification* (MSJC, 2008). Por esta razón, en este capítulo se tratan los requisitos de diseño y construcción MSJC. Estos requisitos incluyen tres enfoques de diseño: diseño por resistencia, diseño por esfuerzos admisibles y diseño empírico. En las siguientes secciones se revisa cada enfoque.

11.5.3. Diseño por resistencia

En la última década, el diseño por resistencia de la mampostería estadounidense ha llegado a ser el enfoque más usado, tanto por su fundamento racional, como por su semejanza con el diseño por resistencia de otros materiales. El diseño de la mampostería por resistencia se asemeja al del concreto. Las acciones afectadas por un factor de carga (acciones de diseño) se comparan con resistencias nominales, reducidas por factores de resistencia.

El diseño de la mampostería por resistencia según el MSJC (2008), se diferencia del de concreto en tres aspectos principales: la mampostería no reforzada, el refuerzo confinante y la cuantía máxima de refuerzo de flexión.

Algunos elementos de mampostería pueden diseñarse como no reforzados (cualquier tensión por flexión lo resiste solamente la mampostería). Para este propósito, la capacidad nominal en flexión se calcula como el producto del módulo de ruptura (resistencia por adherencia en tensión) y el módulo de sección (cociente de momento de inercia entre la distancia del eje neutro a la fibra extrema a tensión). La capacidad nominal se reduce luego por un factor de resistencia.

Por ser poco práctico confinar las zonas a compresión de elementos de mampostería, la capacidad última de deformación en las fibras extremas a compresión es menor que la de elementos de concreto reforzado. La ductilidad de desplazamiento disponible en muros cortantes de mampostería es, por lo tanto, menor que la de muros cortantes de concreto reforzado con ele-

mentos confinados de borde. Los factores de reducción de fuerzas sísmicas correspondientes son menores también.

El refuerzo máximo en flexión para elementos de mampostería, se expresa en términos de la cantidad de refuerzo requerida para equilibrar el bloque equivalente de esfuerzo a compresión (rectangular) del elemento, bajo un gradiente crítico de deformación que depende de la demanda de ductilidad del elemento. Este concepto del gradiente crítico es equivalente al concepto usado en el ACI318 de secciones controladas por tensión, y tiene el propósito de asegurar, para elementos inelásticos, que el refuerzo en tensión pueda fluir e incluso endurecerse antes que el bloque a compresión se aplaste.

11.5.4. Diseño por esfuerzos admisibles

El diseño por esfuerzos admisibles, que anteriormente era el enfoque más común en los Estados Unidos de América para el diseño de mampostería, se usa ya mucho menos. Se calculan los esfuerzos correspondientes a cargas sin factores y se comparan con esfuerzos admisibles, siendo éstos los esfuerzos de falla o ruptura, reducidos por factores de seguridad, normalmente entre 1.7 y 3.

En los últimos años se han recalibrado casi todos los requisitos de diseño de mampostería a esfuerzos admisibles, para que se obtengan resultados casi idénticos a los que se alcanzan con el diseño por resistencia.

Debido a esta armonización, casi no hay diferencia entre los resultados de los dos enfoques. Dada la tendencia creciente hacia el diseño por resistencia, es de suponer que el diseño por esfuerzos admisibles de la mampostería en los Estados Unidos de América, será menos importante en el futuro.

11.5.5. Diseño empírico

Las normas MSJC sobre diseño empírico rigen para definir las razones de aspecto (claro a pe-

ralte) de los elementos. Se basan en principios que se usaban antes del desarrollo de la mecánica de ingeniería. En el diseño empírico se desprecia cualquier efecto del refuerzo y se supone que las fibras extremas del elemento no están sujetas a tensión neta.

El uso del diseño empírico se limita a una gama reducida de elementos, en zonas geográficas de muy poco riesgo sísmico. Dadas las limitaciones y restricciones sobre el uso del diseño empírico, se espera que el método desaparezca con el tiempo.

11.6. Fundamentos del diseño sísmico de la mampostería en los Estados Unidos de América

El diseño sísmico de estructuras se basa en las siguientes premisas:

1. Cualquier estructura debe contar con un sistema reconocible de resistencia sísmica. En el caso de estructuras de mampostería, los sistemas reconocibles consisten en muros cortantes de mampostería reforzada distribuidos en planta que actúan en las dos direcciones principales.
2. Cada sistema resistente a sismos debe poseer características bajo cargas cíclicas reversibles consistentes con las hipótesis que se hayan usado para desarrollar las cargas de diseño.

Si el sistema resistente se compone de elementos cuya respuesta se supone que sea netamente elástica, los elementos deben proveerse de suficiente resistencia para resistir las fuerzas asociadas a una respuesta sísmica elástica. Para estructuras de mampostería, esto se aplica principalmente a estructuras bajas con grandes densidades de muros cortantes en ambas direcciones.

Si el sistema resistente se compone de elementos que se espera que exhiban una respuesta inelástica, se deben diseñar los elementos de modo que su configuración, refuerzo y detallado

los hagan capaces de soportar las deformaciones inelásticas consistentes con aquella respuesta inelástica, sin una disminución significativa de su resistencia. Deben contar con suficiente refuerzo a cortante para que su comportamiento quede controlado por flexión ("diseño por capacidad contra cortante"). Para estructuras de mampostería, el sistema estructural más deseable se compone de múltiples muros cortantes de mampostería, diseñados para actuar en flexión, y ligeramente acoplados por losas de entrepiso.

En lo general, la mampostería en los Estados Unidos de América diseñada conforme a estos fundamentos ha mostrado buen comportamiento en sismos severos (TMS, 1994). Este buen comportamiento se respalda por los resultados de investigaciones en laboratorio.

De relevancia particular fue el programa coordinado TCCMAR (Noland, 1990). Comenzando en 1985, durante unos 10 años, se investigó el comportamiento de bloques a compresión (Hamid *et al.*, 1989); de muros cargados fuera del plano (Blondet *et al.*, 1991; He *et al.*, 1992); y de muros cargados en el plano (Leiva *et al.*, 1994; Seible *et al.*, 1994). En todos los casos se logró una ductilidad a flexión adecuada sin recurrir al confinamiento en los extremos.

Seible *et al.* (1994) sometió una estructura de mampostería de cinco pisos, a escala completa, a acciones sísmicas simuladas. La estructura mostró un buen comportamiento en el intervalo inelástico hasta desplazamientos relativos (distorsiones) en más de 1%, respaldando así las observaciones en obra y otros ensayos de laboratorio. Se ha comprobado que con dimensiones, refuerzo y detallado idóneos, los elementos y estructuras de mampostería pueden tener suficiente capacidad para deformarse inelásticamente.

Además de estos ensayos estáticos, el enfoque de diseño sísmico de la mampostería en la Unión Americana se ha comprobado mediante una serie de ensayos en mesa vibradora:

- Gulkan *et al.* (1990a, b): una serie de casas de mampostería, de un piso, a escala de

un tercio, se construyó y se ensayó en mesa vibradora. El objetivo principal fue verificar el detallado establecido en la norma actual para zonas de moderado riesgo sísmico.

- Abrams y Paulson (1991): dos edificios de mampostería reforzada, de tres pisos, a escala de un cuarto, se ensayaron en mesa vibradora para evaluar la validez de ensayos a pequeña escala.
- Cohen (2001): dos edificios bajos de mampostería reforzada con diafragmas flexibles de techo, a escala de un medio, se ensayaron en mesa vibradora. Los resultados se compararon favorablemente con los resultados de ensayos estáticos y predicciones analíticas.
- Klingner *et al.* (2010): dos edificios bajos (uno de muros de madera y el otro con mampostería reforzada de concreto), los dos con fachadas de mampostería de arcilla, a escala completa, se ensayaron en mesa vibradora. Los resultados coincidieron favorablemente con los resultados de ensayos estáticos de segmentos de muros, con los resultados de ensayos en mesa de segmentos de muros, y con predicciones analíticas.

11.7. Requisitos de la Norma MSJC para el diseño sísmico

11.7.1. Bosquejo de los requisitos sísmicos MSJC

En esta sección se presenta un bosquejo de los requisitos de la Sección 1.17 de la Norma MSJC (2008), que se refiere a la configuración, materiales, diseño de elementos y detallado de estructuras de mampostería. Información adicional está disponible en las referencias citadas. El diseño sísmico involucra los siguientes pasos básicos:

1. Según la Norma MSJC Sección 1.17.2.1, el calculista debe considerar la interacción de

- elementos estructurales y no estructurales. Los elementos de mampostería que componen el sistema resistente a fuerzas sísmicas, deben cumplir con la Sección 1.17.2.2. Las conexiones y fuerzas de anclaje de diseño deben cumplir con la Norma MSJC Sección 1.17.2.3.
2. Se seleccionará la Categoría de Diseño Sísmico (CDS), de la A hasta la F, para la estructura, mediante la norma vigente de sollicitaciones (normalmente la ASCE7), y con base en la ubicación geográfica de la estructura, el suelo subyacente y el uso de la estructura. Los requisitos de la Norma MSJC Sección 1.17 tratan los enfoques permisibles de diseño, los materiales permisibles y los tipos requeridos de muros cortantes con base en la CDS de la estructura.
 3. Se calculan las cargas de diseño usando las combinaciones de carga de la norma vigente de cargas, y deben ser consistentes con el enfoque de diseño (resistencia o esfuerzos admisibles). Sólo para estas combinaciones de CDS y tipo de elemento, se permite el diseño empírico. Las cargas de diseño incluyen la división entre el coeficiente de modificación de respuesta sísmica, R , el cual se señala en la norma vigente de cargas, y depende del sistema sismorresistente de la estructura. Tal coeficiente depende de la capacidad de deformación inelástica (ductilidad) del sistema, y también su probable sobrerresistencia.
 4. Se comparan las acciones de diseño con las resistencias de los elementos. Las primeras se calculan mediante un análisis elástico (incluyendo el efecto de agrietamiento), y las segundas conforme al enfoque de diseño (resistencia o esfuerzos admisibles). Las combinaciones de carga vienen en la norma vigente de cargas.
 5. Las deformaciones laterales elásticas se multiplican por el factor de amplificación de deflexiones, C_d , el cual se establece por la norma vigente de cargas. Las deformaciones calculadas se comparan con los límites de la norma modelo vigente, y con los límites de la Norma MSJC Sección 1.17.2.4.

6. El refuerzo que resulta del paso 4, se compara con los requisitos de la Norma MSJC Sección 1.17 para la CDS y el correspondiente tipo de muro cortante, y se aumenta, si es necesario, para cumplir con estos requisitos.

11.7.2. Tipos de muros cortantes

Tanto para sistemas estructurales de mampostería, como para otros materiales, las fuerzas sísmicas de diseño se determinan con base en la ubicación geográfica de la estructura, el tipo de suelo, el grado de redundancia y regularidad, y la esperada capacidad de deformación inelástica. Esta última característica se describe, indirectamente, en términos de tipos de muros cortantes. Las designaciones consisten en dos juegos de adjetivos. Los primeros ("ordinario", "intermedio" o "especial") se refieren al nivel de detallado requerido o especificado. Los segundos ("no reforzado" o "reforzado") denotan al criterio de diseño. La capacidad de deformación inelástica se considera mayor en muros reforzados que en muros no reforzados, y también mayor para los muros con niveles más altos de detallado especificado. Entre mayor sea la capacidad de deformación inelástica, mayor será el coeficiente de modificación de respuesta sísmica, R . Valores mayores de R corresponden a menores fuerzas de diseño sísmico.

11.7.3. Restricciones sísmicas sobre materiales

En las CDS A hasta C, no hay restricciones sísmicas en los materiales. En las CDS D, E y F, se prohíben el mortero tipo N y el de "cemento para mampostería".

11.7.4. Restricciones sísmicas sobre enfoques de diseño

En la CDS A (la menor), los sistemas estructurales de mampostería pueden diseñarse por resistencia, por esfuerzos admisibles o por diseño empírico. Se permiten diseñar contando con la resistencia a tensión en flexión de la mampostería.

En la CDS B y superiores, los elementos que no se aíslan tienen que considerarse como elementos resistentes, y tienen que conformarse a uno de los tipos designados de muros cortantes. Los tipos designados de muros cortantes deben diseñarse por resistencia o por esfuerzos admisibles.

En la CDS C no hay restricciones sísmicas adicionales sobre los enfoques de diseño.

En la CDS D y superiores, los elementos resistentes tienen que diseñarse despreciando la resistencia a tensión en flexión de la mampostería (es decir, como mampostería reforzada).

11.7.5. Requisitos sísmicos de detallado

En las CDS A y B no hay requisitos sísmicos de detallado. En la CDS C y superiores, hay que usar muros reforzados de cualquier nivel de detallado. En la CDS D y superiores, hay que usar muros "especiales".

11.8. Rehabilitación sísmica de la mampostería histórica en los Estados Unidos de América

11.8.1. Principios básicos de la rehabilitación sísmica de la mampostería histórica

Durante los últimos 25 años se han hecho esfuerzos hacia la respuesta y rehabilitación sísmica de la mampostería histórica no reforzada. Las metas son las siguientes:

- Corregir deficiencias en concepto estructural global.
- Corregir deficiencias en comportamiento de elementos estructurales.
- Corregir deficiencias en comportamiento de elementos no estructurales.

Tal como se indica en la figura 11.8, los elementos básicos de la rehabilitación sísmica de la mampostería histórica, involucran el arriostramiento

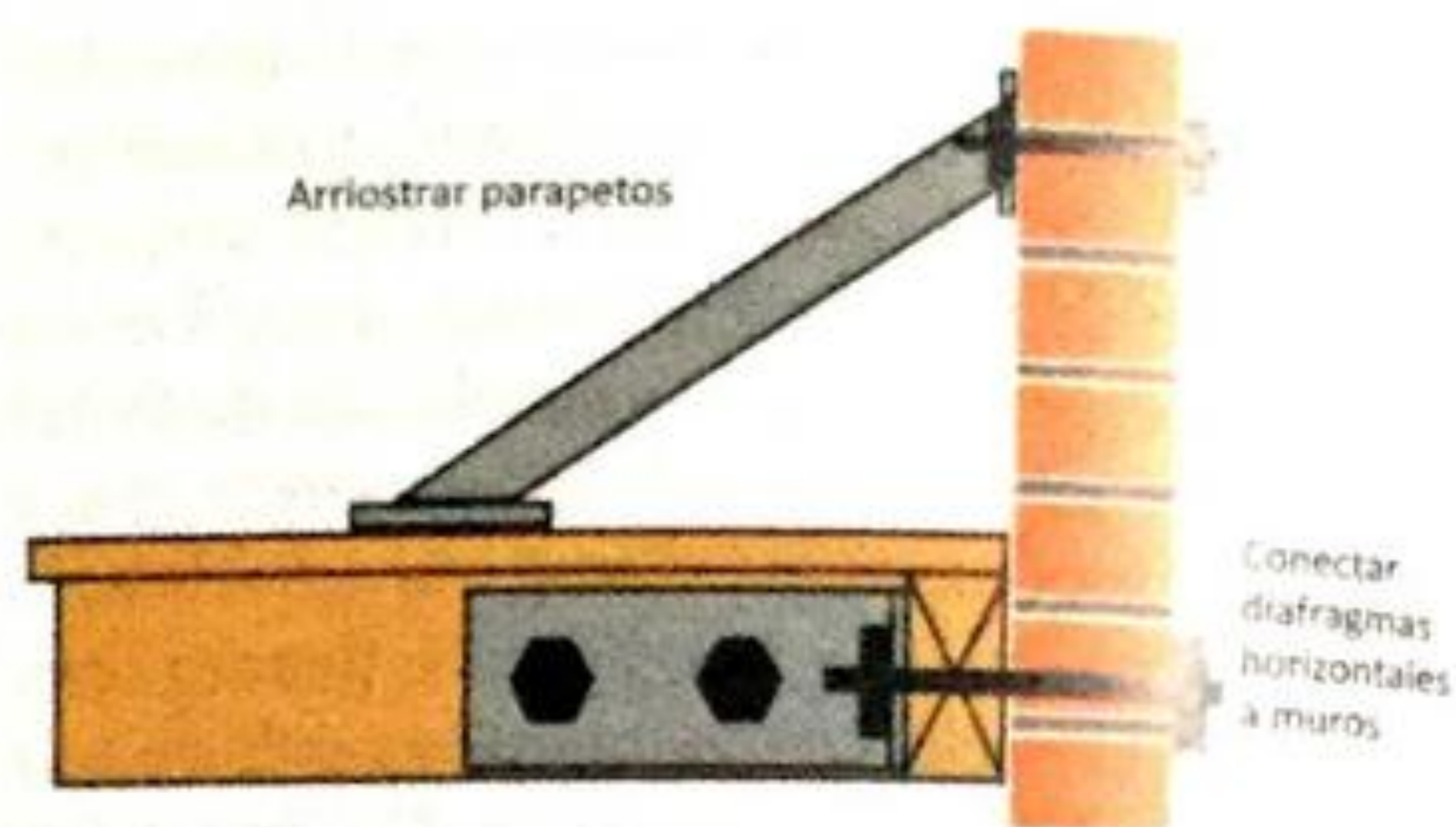


Figura 11.8 Elementos básicos de la rehabilitación sísmica de la mampostería histórica en los Estados Unidos de América.

de parapetos a techos y la colocación de diafragmas horizontales a muros con pernos.

11.8.2. Guías en los Estados Unidos de América para rehabilitación sísmica de la mampostería histórica

Junto con el National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP), la Federal Emergency Management Agency (FEMA) ha producido una serie de documentos que tratan la evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras, incluyendo las estructuras de mampostería:

- FEMA 172 (1992), *Handbook of Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, provee una lista general de técnicas de rehabilitación.
- FEMA 178 (1992) presenta un método global para identificar edificios o elementos que presentan riesgos no aceptables en caso de sismo.
- FEMA 273 (1997) y 274 (1997), *NEHRP Guidelines and Commentary* para la rehabilitación sísmica de edificios, proveen procedimientos de carácter normativo para la evaluación, análisis y rehabilitación de estructuras existentes.
- FEMA 306 (1998), *Evaluation of Earthquake-Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Basic Procedures Manual*, es una guía sobre la evaluación de daños

y análisis de desempeño, e incluye nuevas Guías para la Clasificación de Daños a Componentes, y Guías para Ensayos e Investigación. Los procedimientos caracterizan los daños observados a causa de un sismo, en términos del deterioro en el desempeño del edificio.

- FEMA 307 (1998), *Evaluation of Earthquake-Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Technical Resources*, contiene información suplementaria, incluyendo resultados de un análisis teórico de los efectos de daño previo sobre modelos de un grado de libertad, antecedentes adicionales sobre las Guías de Clasificación

de Daños a Componentes, y un ejemplo de la aplicación de los procedimientos básicos.

- FEMA 308 (1998), *The Repair of Earthquake-Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*, trata los asuntos técnicos y pertinentes a la reparación de edificios dañados por sismos, e incluye guías sobre la especificación de técnicas particulares de reparación.
- FEMA 356 (2000), *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, fue desarrollado en lenguaje normativo para facilitar el uso del FEMA 273.

11.9. Referencias

- Abrams y Paulson (1991). "Modeling Earthquake Response of Concrete Masonry Building Structures", *ACI Structural Journal*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, vol. 88, no. 4, pp. 475-485.
- ACI 318-08. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-08)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008.
- ASCE 7-05. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-05)*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2005.
- Blondet et al. (1991). "The Transverse Response of Clay Masonry Walls Subjected to Strong Motion Earthquakes - Volume 1: General Information", U.S.-Japan Coordinated Program for Masonry Building Research, *TCCMAR Report No. 3.2(b)-2*.
- Cohen, G.L., Klingner, R.E., Hayes, J.R., Jr. & Sweeney, S. (2004a). "Seismic Response of Low-Rise Masonry Buildings with Flexible Roof Diaphragms, Part I: Seismic and Quasi-static Testing", *EERI Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, vol. 20, no. 3, August 2004, pp. 779-801.
- Cohen, G.L., Klingner, R.E., Hayes, J.R., Jr. & Sweeney, S. (2004b). "Seismic Response of Low-Rise Masonry Buildings with Flexible Roof Diaphragms, Part II: Analytical Modeling", *EERI Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, vol. 20, no. 3, August 2004, pp. 803-824.
- Cohen, G.L., Klingner, R.E., Hayes, J.R., Jr. & Sweeney, S., "Seismic Response of Low-Rise Masonry Buildings with Flexible Roof Diaphragms, Part III: Synthesis and Application", *EERI Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, vol. 22, no. 2, April 2006, pp. 329-347.
- Costley y Abrams (1996). "Response of Building Systems with Rocking Piers and Flexible Diaphragms", *Proceedings, Structures Congress*, American Society of Civil Engineers, Chicago, Illinois, April 15-18, 1996, pp. 135-140.
- FEMA 172 (1992). *Handbook of Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.
- FEMA 178 (1992). *NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings*, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.
- FEMA 273 (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., October 1997.
- FEMA 274 (1997): *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., October 1997.
- FEMA 306 (1998). *Evaluation of Earthquake-Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings: Basic Pro-*

- cedures Manual, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1998.
- FEMA 307 (1998). *Evaluation of Earthquake-Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings: Technical Resources*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1998.
- FEMA 308 (1998). *Repair of Earthquake-Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1998.
- FEMA 356 (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.
- Gulkan, P., Clough, R. W., Mayes, R.L. & Manos, G. (1990a). "Seismic Testing of Single-Story Masonry Houses, Part I", *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, vol. 116, no. 1, pp. 235-256.
- Gulkan, P., Clough, R.W., Mayes, R.L. & Manos, G. (1990b). "Seismic Testing of Single-Story Masonry Houses, Part II", *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, vol. 116, no. 1, pp. 257-274.
- Hamid, A., Abboud, B., Farah, M., Hatem, K. & Harris, H. (1989). "Response of Reinforced Block Masonry Walls to Out-of-plane State Loads", U.S.-Japan Coordinated Program for Masonry Building Research, *TCCMAR Report No. 3.2(a)-1*.
- He, Limin & Priestley, M. J.N. (1992). "Seismic Behavior of Flanged Masonry Shear Walls", U.S.-Japan Coordinated Program for Masonry Building Research, *TCCMAR Report No. 4.1-2*.
- IBC 2009. *International Building Code*, 2009 Edition, International Code Council, Falls Church, Virginia, 2000.
- Klingner, R.E., P. Benson Shing, W. Mark McGinley, David I. McLean, Hussein Okail, & Seongwoo Jo (2010). "Seismic Performance Tests of Masonry and Masonry Veneer", *Journal of ASTM International*, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, *Journal of ASTM International*, Vol. 7, No. 3, January 2010.
- Leiva, Gilberto & Klingner, R.E. (1994). "Behavior and Design of Multi-Story Masonry Walls under In-Plane Seismic Loading", *The Masonry Society Journal*, vol. 13, no 1, August 1994, pp. 15-24.
- MSJC (2008a). *Building Code Requirements for Masonry Structures (TMS 402-08 / ACI 530-08 / ASCE 5-08)*, The Masonry Society, Boulder, Colorado, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, and American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2008.
- MSJC (2008b). *Specifications for Masonry Structures (TMS 602-08 / ACI 530.1-08 / ASCE 6-08)*, The Masonry Society, Boulder, Colorado, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, and American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2008.
- Noland, James L. (1990). "1990 Status Report: US Coordinated Program for Masonry Building Research", *Proceedings*, Fifth North American Masonry Conference, University of Illinois at Urbana-Champaign, June 3-6, 1990.
- Seible et al. (1994a): Seible, F., Hegemier, A., Igarashi, A. & Kingsley, G., "Simulated Seismic-Load Tests on Full-Scale Five-Story Masonry Building", *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, vol. 120, no. 3, 903-924.
- Seible, F., Priestley, N., Kingsley, G. & Kurkchubashe, A. (1994b). "Seismic Response of Full-Scale Five-Story Reinforced-Masonry Building", *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, vol. 120, no. 3, 925-947.
- Suprenant, Bruce A. (1989). "A Floor a Week per Tower", *Masonry Construction*, vol. 2, no. 11, November 1989, pp. 478-482.
- TMS (1989). The Masonry Society, *Proceedings of an International Seminar on Evaluating, Strengthening, and Retrofitting Masonry Buildings*, Construction Research Center, The University of Texas at Arlington, Octubre 1989.
- TMS (1994). Klingner, R.E. editor. "Performance of Masonry Structures in the Northridge, California Earthquake of January 17, 1994" *Technical Report 301-94*, The Masonry Society, Boulder, Colorado, June 1994, 100 pp.

CAPÍTULO 12

La mampostería en Europa

OSCAR ZÚÑIGA CUEVAS (SMIE)

12.1. Introducción 12.2. El Eurocódigo y la Mampostería 12.3. Materiales 12.4. Propiedades de la mampostería 12.5. Análisis estructural 12.6. Resistencia de la mampostería no reforzada 12.7. Mampostería reforzada 12.8. Mampostería confinada 12.9. Diseño sísmico de las estructuras de mampostería 12.10. Ejemplo de diseño de mampostería confinada 12.11. Mampostería prefabricada 12.12. Referencias

12.1. Introducción

En Europa, los avances y el desarrollo de nuevas técnicas de construcción no han suplantado el uso de materiales y sistemas constructivos tan antiguos como la mampostería. En la actualidad, en gran parte de los países del continente europeo la mampostería sigue teniendo gran aceptación como material de construcción. Entre los atributos a los que se debe su éxito y vigencia están: la disponibilidad y bajo costo de materiales, su versatilidad arquitectónica, y el confort que ofrece en cuanto al aislamiento térmico y acústico.

Debido a que la mampostería como material de construcción cumple distintas funciones a la vez, los códigos de diseño en los países de la comunidad europea se han orientado a establecer distintos estándares que deben satisfacerse según las demandas requeridas. Para ejemplificar algunos de los estándares previamente mencionados, se tienen aquellos que se relacionan con el aislamiento acústico, el aislamiento térmico, la durabilidad y,

finalmente, el que posteriormente será tratado en el presente capítulo: la resistencia ante acciones gravitacionales y sísmicas. Aunque los efectos de sismo no son el problema principal del diseño de estructuras de mampostería para todos los países miembros de la comunidad europea, existen requerimientos mínimos que deben satisfacerse.

Además de tratar aspectos básicos del diseño de la mampostería mediante el uso del código unificado para diseño de estructuras de mampostería en Europa (Eurocode 6, 1996), también serán tratados aspectos relacionados con los avances en las técnicas de construcción.

12.2. El Eurocódigo y la mampostería

Las normas de análisis y diseño de estructuras de mampostería Eurocódigo 6, forman parte de un conjunto de normas estandarizadas propuestas por la Unión Europea (UE). Dichas normas rigen el diseño de sistemas estructurales y trabajos que se relacionan con la ingeniería civil. Las normativas cubren la ejecución y el control de las obras, e indican la calidad de los materiales de construcción, así como las exigencias en la ejecución de las obras. La finalidad de contar con una normativa general, es uniformizar los criterios de diseño que garanticen la libre prestación de servicios de ingeniería y arquitectura en los países miembros de la UE (Eurocode 1, 1991).

La gran diversidad geográfica, climática y cultural que existe entre los países miembros de la Unión Europea, hace que las técnicas de construcción y las demandas permanentes y accidentales a las que se someten las estructuras, difieran de una región a otra. Lo anterior implica que el diseño de las edificaciones esté dado en función de escenarios y condiciones muy particulares. Ya que el Eurocódigo establece los requisitos mínimos de resistencia, durabilidad y servicio que deben satisfacerse durante el diseño de las estructuras, muchas veces resulta necesario el uso de especificaciones o normativas locales que cubren otros aspectos no tomados en cuenta en el cuerpo

principal del Eurocódigo. Para esto, los países que forman parte de la UE han promovido el desarrollo y la adaptación de códigos propios para ser utilizados de forma paralela con la normativa oficial.

12.2.1. Acciones de diseño

Al igual que los códigos de diseño para zonas sísmicas (por ejemplo NTCM, 2004), el código europeo no incluye exigencias de diseño sísmico y de acciones que obran sobre las estructuras en su cuerpo principal, sino que las refiere a los respectivos apartados, en este caso, el código de sismo (Eurocode 8, 1998), y el de bases de proyecto y acciones sobre las estructuras (Eurocode 1, 1991). Los estados límite que se consideran en el diseño de estructuras de mampostería, son clasificados en último y de servicio. En el Eurocódigo se establece que las acciones de diseño deben ser consideradas desde el proceso de construcción hasta la puesta en operación de las edificaciones. Para esto, la norma europea hace una distinción con respecto a las acciones de diseño, las cuales se definen como transitorias, persistentes y accidentales. Las denominadas transitorias se relacionan con las cargas de construcción o reparación de las estructuras; las persistentes con las cargas permanentes o de operación, y las accidentales con las acciones extraordinarias debidas a sismo, viento y explosiones.

Las acciones correspondientes a cada una de las situaciones o condiciones de carga, se clasifican según su variación en el tiempo y espacio. En el caso de las acciones clasificadas según su variación en el tiempo, se tienen aquellas que, a pesar de que no son fijas, no afectan el comportamiento de las estructuras. Por otro lado, las acciones con variaciones en el espacio son aquellas que, dependiendo de su posición, modifican el comportamiento de las estructuras.

Las acciones clasificadas por su variación en el tiempo, se definen como se muestran a continuación, y se denominan con las letras entre paréntesis:

1. Acciones permanentes (G). Cargas gravitacionales, como el peso propio, los acabados, accesorios y equipos fijos.

2. Acciones variables (Q). Cargas de uso (cargas vivas), de viento o de nieve.
3. Acciones accidentales (A). Cargas debidas a sismo, impactos o explosiones.

Los valores característicos de las cargas que actúan en las estructuras, se especifican de dos maneras: la primera corresponde a valores definidos en los códigos de diseño, y la segunda está a cargo de los ingenieros proyectistas en función de los niveles de cargas que actúan en las estructuras, siempre y cuando sean cumplidos los mínimos especificados. Para el caso de las acciones permanentes (G_k), cuyo coeficiente de variación es grande, existen valores límite superiores ($G_{k,sup}$) e inferiores ($G_{k,inf}$) que se utilizan según la variabilidad de las cargas. En el caso del peso propio de las estructuras, dichos valores se determinan en función de las dimensiones nominales de los elementos estructurales y las propiedades físicas de los materiales. Para las acciones variables (Q_k) existen dos valores límites superior e inferior que se dan en función de la probabilidad de ser alcanzados. Por último, las acciones accidentales (A_k) se definen por valores únicos especificados.

Algo importante que debe tenerse en cuenta durante la combinación de las cargas, son los factores de simultaneidad (Ψ_i) que se aplican a los valores característicos de las acciones variables. Lo anterior está dado en función de la frecuencia de aplicación de las cargas, y existen tres casos en los que se utilizan distintos factores:

1. Valor de combinación, $\Psi_0 Q_k$.
2. Valor frecuente, $\Psi_1 Q_k$.
3. Valor cuasipermanente, $\Psi_2 Q_k$.

Los valores de cálculo de las acciones se expresan como el producto de factores parciales de seguridad (γ) por el valor característico de las acciones (G , Q y A). Los factores parciales de seguridad toman en cuenta la posibilidad de errores o desviaciones en el adecuado modelado de las cargas de diseño sobre las estructuras. Algunos ejemplos

de las acciones de diseño que deben ser empleadas en el análisis y diseño de las estructuras en general, son las que se muestran a en las siguientes ecuaciones:

$$G_d = \gamma_G G_k \quad (12.1)$$

$$Q_d = \gamma_Q \Psi_i Q_k \quad (12.2)$$

$$A_d = \gamma_A A_k \quad (12.3)$$

La respuesta de diseño que presentan las estructuras (E_d), y los valores de cálculo de las solicitaciones (S_d), son las deformaciones globales que sufren las estructuras y los elementos mecánicos en los miembros que las componen, respectivamente. Para esto, dichos valores se determinan mediante la geometría de los elementos mecánicos, las propiedades de los materiales y los valores de cálculo de las acciones.

12.2.2. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga propuestas por el Eurocódigo, se diferencian en función de las situaciones de proyecto, ya sean persistentes, transitorias o accidentales. Lo anterior está en función de las demandas a las que serán sometidos los sistemas estructurales. Como se ha observado, el enfoque utilizado en el Eurocódigo es similar al que se usa en el código mexicano; sin embargo, los factores y formas de combinación difieren por el uso de factores que toman en cuenta la frecuencia de aplicación de las cargas en las estructuras. Lo anterior es aplicable a las cargas variables que actúan simultáneamente. En la ecuación 12.4 se muestran las combinaciones de carga para acciones persistentes y transitorias, mientras en la ecuación 12.5 están las combinaciones que incluyen las acciones accidentales:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (12.4)$$

$$\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \Psi_1 Q_{k,1} + \sum \Psi_2 Q_{k,i} + \gamma_A A_k \quad (12.5)$$

Los subíndices empleados en las relaciones anteriores, representan distintos casos para una misma acción. Por ejemplo, las cargas persistentes y transitorias se diferencian según su magnitud o la importancia que tengan, y se tratan por separado para después ser tomadas en cuenta durante las respectivas combinaciones de carga.

En la ecuación 12.5, el valor del coeficiente parcial de seguridad se toma generalmente como la unidad, a excepción de que se recomienda otro valor.

En el caso de los coeficientes parciales de seguridad, se modifican si las acciones son favorables o desfavorables para el comportamiento de las estructuras. Un caso común es que las acciones variables o transitorias se eliminan cuando su efecto es favorable para el comportamiento estructural; sin embargo, los factores parciales de seguridad para las acciones permanentes no serán menores a uno, aun en casos en que las acciones sean favorables. Con respecto a lo anterior, en el código mexicano existe un enfoque semejante al mencionado, en el que se reducen los valores de las acciones cuando su efecto es favorable.

12.2.3. Propiedades de los materiales

En el Eurocódigo, al igual que en el código mexicano, las propiedades de los materiales están representadas por sus valores característicos (X_k). Dicho valor corresponde a un fractil establecido en la distribución de probabilidad de cada material en particular. Para tomar en cuenta la variación de las propiedades de los materiales, dichos valores se afectan por un coeficiente parcial de seguridad (γ_M). En la ecuación 12.6 se muestra la forma como se determina el valor de la resistencia de diseño de los materiales (X_d):

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (12.6)$$

Es conveniente mencionar que los valores de resistencia de los materiales no son los mismos de un país a otro, e incluso varían de una región a otra dentro de un mismo estado. Lo anterior se debe a la disponibilidad de los materiales y a las necesidades particulares de las regiones en las que se proyecta una estructura.

12.2.4. Estados límite

Los estados límite, tal como se había mencionado con anterioridad, son el estado límite último y el estado límite de servicio. En el caso del estado último, se revisan tanto las deformaciones globales del sistema estructural, como las deformaciones y resistencias a nivel local de elementos. Para esto se definen dos desigualdades que deben ser cumplidas para cada una de las revisiones:

1. Estado límite de equilibrio estático o de desplazamientos globales de una estructura:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$$

2. Estado límite de rotura o deformación excesiva de un elemento o conexión:

$$S_d \leq R_d$$

donde $E_{d,dst}$ y $E_{d,stb}$ son las acciones desestabilizadoras y estabilizadoras, respectivamente; S_d el valor de cálculo de la sollicitación; y R_d la resistencia de cálculo de los elementos estructurales.

12.3. Materiales

A continuación se describen brevemente los materiales que conforman la mampostería. Cabe destacar que los datos proporcionados aquí, sólo son de carácter informativo; para mayores detalles se deberá de recurrir a las normativas correspondientes de diseño.

Como ya se mencionó, los requerimientos de acuerdo a las características de los materiales cambian para un país o una región.

12.3.1. Piezas de mampostería

En el Eurocódigo 6, las piezas de mampostería se clasifican según el nivel de calidad con el que se fabrican. Para esto, cada uno de los países miembros de la UE ha establecido valores propios, cumpliendo los estándares que impone la norma para piezas de arcilla (EN 771-1, 2003), piezas silicocalcáreas (EN 771-2, 2003) y piezas de concreto (EN 771-3, 2003). Como ejemplo de los estándares propuestos, la normativa establece dos categorías de piezas de mampostería: I y II. En el caso de la categoría I, se incluyen las piezas que cumplen con un nivel de control de calidad estricto, además de especificarse una resistencia media a la compresión, la cual tiene una probabilidad de no alcanzarse de 5%. Las piezas que entran en la categoría II son todas aquellas que no cumplen con las especificaciones de resistencia de la categoría I, pero que cumplen con requisitos adicionales de la misma. En esta categoría entran las piezas de piedra natural.

Además de la clasificación previamente mencionada, las piezas de mampostería se dividen en cuatro grupos: 1, 2a, 2b y 3, que están dados en función del volumen de huecos que poseen las piezas. En la tabla 12.1 se muestran los requisitos que se establecen para los diferentes grupos.

Una de las observaciones hechas con respecto al arreglo de los huecos en las piezas de mampostería, es que éstos deben tener un arreglo tal que se garantice que no se tendrán fallas frágiles durante su fabricación, manejo y colocación. Por otro lado, para estructuras de mampostería en zonas sísmicas, se limita el volumen de huecos al 50%, con la finalidad de evitar fallas frágiles, además de que el espesor mínimo de las paredes de las piezas no debe ser menor a 15 mm.

La resistencia a compresión de las piezas de mampostería (f_b), es uno de los parámetros de control que se utilizan para establecer la resis-

Tabla 12.1 Requisitos para los grupos de piezas de mampostería (Eurocode 6, 1996)

	1	2a	2b	3
Volumen de huecos verticales sobre el área bruta (%)	≤ 25	$> 25-45$ (Piezas de arcilla) $> 25-50$ (Piezas de concreto)	$> 45-55$ (Piezas de arcilla) $> 50-60$ (Piezas de concreto)	≤ 70
Volumen de cada hueco como porcentaje del volumen total	≤ 12.5	≤ 12.5 (Piezas de arcilla) ≤ 25 (Piezas de concreto)	≤ 12.5 (Piezas de arcilla) ≤ 25 (Piezas de concreto)	Limitado por el área
Área de un hueco	Limitado por el volumen	Limitado por el volumen	Limitado por el volumen	$\leq 2800 \text{ mm}^2$, excepto para piezas de hueco único, el cual es $\leq 18,000 \text{ mm}^2$
Espesor de las paredes (porcentaje del ancho total)	≥ 37.5	≥ 30	≥ 20	

cia de la mampostería. Con respecto a lo anterior, en la normativa europea se tienen dos formas de establecer dicho parámetro: la primera es mediante la determinación de la resistencia característica afectada por un coeficiente de variación, mientras que la segunda es por medio de la determinación de la resistencia normalizada, la cual es afectada por un factor de ajuste por la forma de las piezas (δ). Para obtener el valor de δ , es necesario referirse a la sección 3.1.2 del Eurocódigo 6.

12.3.2. Mortero

La norma europea acepta tres distintos tipos de preparación del mortero, los cuales van desde aquellos que se fabrican en planta, los premezclados y los que se realizan en obra. Estos morteros deben cumplir con las especificaciones correspondientes a morteros para mampostería (EN 998-2, 2003). Además, se clasifican en morteros ordinarios, finos y ligeros. Los morteros ordinarios se utilizan en la construcción de mampostería con juntas mayores a 3 mm y menores o iguales a 10 mm, mientras que los morteros finos se utilizan en juntas con espesores entre 1 y 3 mm.

Los morteros se clasifican también por su resistencia a la compresión (f_m), y se designan con la letra M seguida de la resistencia a compresión

en N/mm^2 , o por su dosificación cemento-cal-arena en volumen. Los morteros ordinarios que se utilizan para la construcción de mampostería, se limitan en su resistencia mínima a M1, mientras que los morteros finos no son inferiores a M5.

12.3.3. Concreto

El concreto que se emplea en la construcción de edificaciones de mampostería, se define estrictamente como un concreto de relleno. Dicho concreto debe satisfacer ciertas especificaciones, las cuales van desde la resistencia característica mínima (f_{ck}), hasta el tamaño máximo de los agregados y la manejabilidad.

La resistencia mínima que debe alcanzar el concreto de relleno, debe ser de al menos 12 N/mm^2 (120 kg/cm^2), y el agregado máximo no debe ser mayor de 10 mm para rellenar huecos con dimensiones no menores que 50 mm, y no mayor de 20 mm para huecos con dimensiones mayores a 100 mm. También es necesario mencionar que los recubrimientos del acero de refuerzo dependen de las dimensiones del agregado grueso en el concreto.

La resistencia característica a compresión del concreto se obtiene a partir de probetas cilíndricas o cúbicas a los 28 días después de su colado,

Tabla 12.2 Resistencia característica a compresión y a corte del concreto de relleno (Eurocode 6, 1996)

Resistencia	Clase de concreto			
	C12/15	C16/20	C20/25	≤ C25/30
f_{ck}	12.00 N/mm ²	16.00 N/mm ²	20.00 N/mm ²	25.00 N/mm ²
f_{cvk}	0.27 N/mm ²	0.33 N/mm ²	0.39 N/mm ²	0.45 N/mm ²

cumpliendo con las respectivas especificaciones de prueba. Otro aspecto a resaltar, es la resistencia a corte (f_{cvk}), ya que juega un papel importante en la resistencia de la mampostería y, por lo tanto, se especifica directamente en la normatividad.

En la tabla 12.2 se muestran las diferentes clases de concreto, así como su resistencia característica a compresión y a corte.

12.3.4. Acero de refuerzo

Una de las funciones que tiene el acero de refuerzo en las estructuras de mampostería, es aumentar su capacidad de deformación. Por tal motivo, la norma europea establece que el acero debe satisfacer ciertos requisitos de ductilidad. Las limitantes que se establecen para los aceros de ductilidad alta y normal se muestran a continuación:

1. Acero de ductilidad alta:

$$\varepsilon_{uk} = 5\%; \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k > 1.08$$

2. Acero de ductilidad normal:

$$\varepsilon_{uk} = 2.5\%; \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k > 1.05$$

donde ε_{uk} es el valor característico del alargamiento unitario máximo de tensión, f_t la resistencia máxima del acero a tensión, f_y la resistencia de fluencia del acero y $(f_t/f_y)_k$ el valor característico de la relación de resistencias.

Al igual que los materiales previamente mencionados, la resistencia característica de fluencia del acero de refuerzo (f_{yk}) es afectada por su respectivo coeficiente parcial de seguridad (ecuación 12.7).

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (12.7)$$

12.4. Propiedades de la mampostería

En principio, el Eurocódigo 6 establece una distinción de las propiedades de la mampostería. Lo anterior está en función de la forma en que se visualiza a los elementos:

1. La mampostería es el conjunto de piezas unidas con mortero que posee propiedades mecánicas intrínsecas.
2. Los elementos estructurales cuyas propiedades mecánicas dependen de su geometría, de las condiciones de frontera que le imponen los elementos contiguos y de las propiedades intrínsecas de la mampostería como material estructural.

Las propiedades intrínsecas de la mampostería se obtiene a partir de procedimientos normalizados de prueba, y se enumeran a continuación:

1. Resistencia a la compresión f .
2. Resistencia al corte f_v .
3. Resistencia a la flexión f_x .
4. Relaciones de esfuerzo deformación ($\sigma = \varepsilon$).

Al igual que en la normativa mexicana, la resistencia a la tensión es despreciada en el cálculo de la resistencia de los elementos de mampostería.

12.4.1. Resistencia a compresión

La resistencia a compresión de la mampostería es una de las propiedades más importantes y significativas de este material de construcción. Para esto, la norma europea establece dos formas para obtener la resistencia característica de la mampostería (f_k): una es por medio de ensayos de laboratorio, y la otra a partir de las propiedades de los materiales (piezas y mortero).

Pruebas de laboratorio. La resistencia se obtiene de acuerdo con la norma para la determinación de la resistencia a compresión de mampostería (EN 1052-1, 1999). En la figura 12.1 se muestra de manera esquemática las probetas de prueba con sus respectivas dimensiones, así como la forma de aplicación de la fuerza de compresión.

Las dimensiones mínimas de las probetas para estimar f_k , se muestran en la tabla 12.3, y son consistentes con la nomenclatura de la figura 12.1.

Propiedades de los materiales. La resistencia se estima a partir de ecuaciones que son función de la resistencia del mortero (f_m) y de las piezas (f_b). Con respecto a lo anterior, es importante hacer notar que la resistencia de la mampostería calculada con este enfoque, depende también del tipo de mortero y del grupo al que correspondan las piezas. A continuación se muestran algunas de las

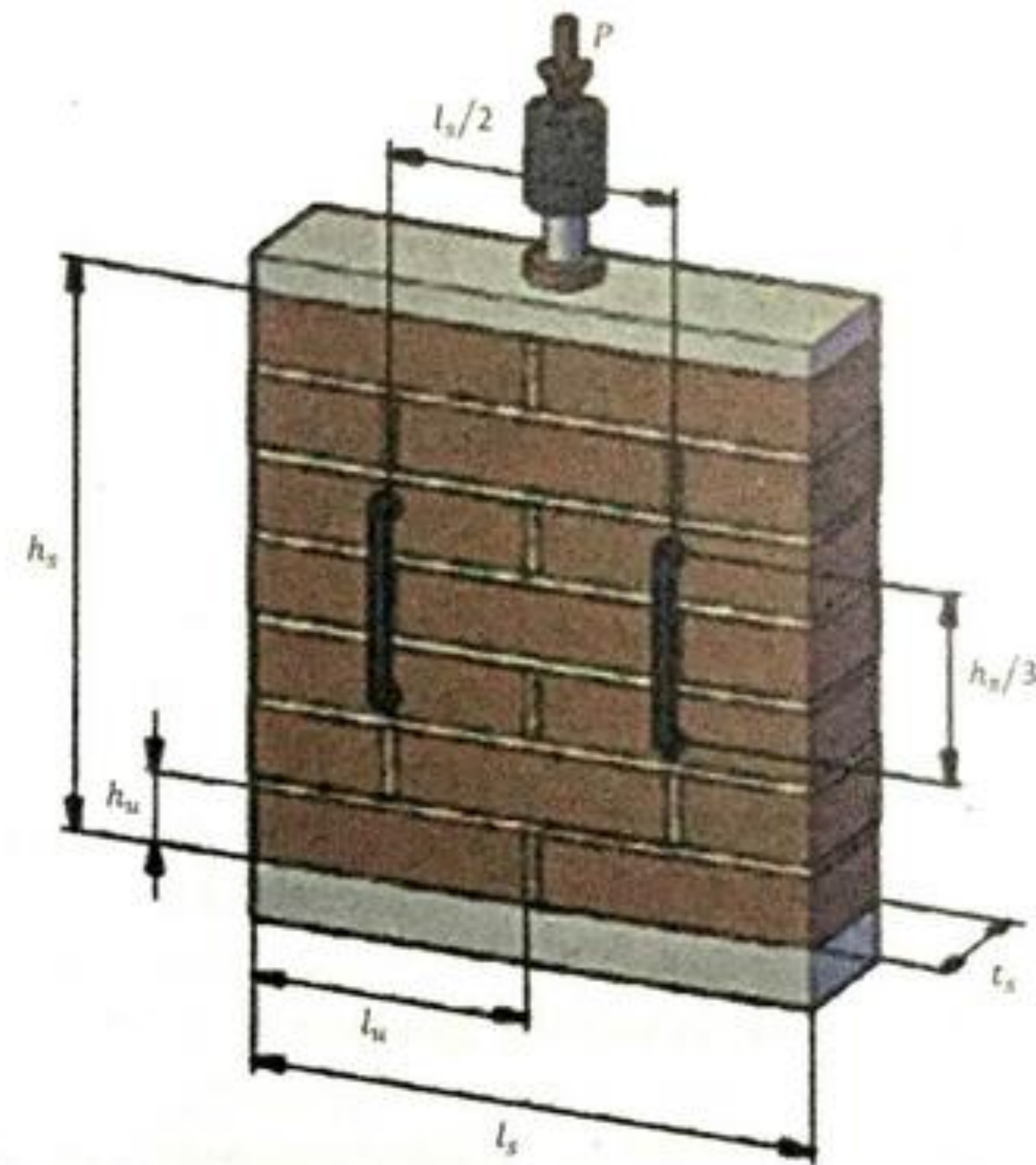


Figura 12.1 Probeta para determinar la resistencia característica a compresión (f_k) de la mampostería (EN 1052-1, 1999). Zúñiga, O. (2010). Ilustración de pruebas de laboratorio a probetas a compresión axial para obtener f_k [figura]. Reproducido de EN 1052-1, 1999.

relaciones que se proporcionan en el Eurocódigo 6 para diferentes tipos de mortero y piezas.

La resistencia característica de la mampostería con morteros ordinarios, se estima a partir de la siguiente ecuación:

$$f_k = K f_b^{0.65} f_m^{0.25} \quad (12.8)$$

Donde f_k , f_b y f_m han sido definidos previamente; y K es una constante que toma los valores que se mencionan a continuación:

Tabla 12.3 Tamaños de probetas para la estimación de la resistencia a compresión de elementos de mampostería (EN 1052-1, 1999)

Tamaño de las piezas		Tamaño mínimo de las probetas		
l_u	h_u	l_s	h_s	t_s
≤ 300 mm	≤ 150 mm	$> 2l_u$	$\geq 5h_u$	$\geq t_u$
	> 150 mm		$\geq 3h_u$	
> 300 mm	≤ 150 mm	$> 1.5l_u$	$\geq 5h_u$	
	> 150 mm		$\geq 3h_u$	

- 0.60 para piezas del grupo 1 cuando el espesor del muro sea el mismo que el de las piezas.
- 0.55 para piezas del grupo 2a cuando el espesor del muro sea el mismo que el de las piezas.
- 0.50 para piezas del grupo 1 cuando el espesor del muro no sea el mismo que el de las piezas.
- 0.45 para piezas del grupo 2a cuando el espesor del muro no sea el mismo que el de las piezas.
- 0.40 para piezas del grupo 2b cuando el espesor del muro no sea el mismo que el de las piezas.
- 0.40 para piezas del grupo 3.

Para morteros finos, f_k se estima a partir de la ecuación 12.9. Lo anterior siempre y cuando las piezas sean de concreto celular de autoclave o de ladrillos silicocalcáreos. Con respecto a los ladrillos silicocalcáreos, se fabrican a partir de una mezcla de arena y cal, los cuales se llevan a un proceso de cocción en un horno de vapor:

$$f_k = 0.80 f_b^{0.85} \quad (12.9)$$

A diferencia de la mampostería que utiliza morteros ordinarios, la resistencia de la mampostería con morteros finos debe cumplir ciertas especificaciones. Lo anterior va desde el tipo y la calidad de las piezas, hasta su resistencia, además de la resistencia del mortero. En principio se debe cumplir que las piezas tengan las dimensiones precisas para su uso con morteros finos. También se debe cumplir que la resistencia a compresión de las piezas no sea mayor que 50 N/mm², y que la resistencia del mortero no sea menor a 5 N/mm².

En caso de que las piezas no cumplan con lo especificado previamente, es posible utilizar la ecuación 12.8, tomando los valores siguientes de K :

- 0.70 para piezas del grupo 1.
- 0.60 para piezas del grupo 2a.
- 0.50 piezas del grupo 2b.

Cuando se utiliza mortero ligero, la resistencia característica de la mampostería para piezas de los tipos 1, 2a y 2b que se consideran sólidas, se determina con la siguiente ecuación:

$$f_k = K f_b^{0.65} \quad (12.10)$$

Donde K toma los siguientes valores:

- 0.80 con mortero ligero con densidad de 600 a 1500 kg/m³ o piezas de concreto celular autoclave.
- 0.70 con mortero ligero con densidad de 700 a 1500 kg/m³ con piezas de arcilla, o piezas de concreto ordinario o ladrillos silicocalcáreos.
- 0.55 con mortero de densidad de 600 a 700 kg/m³ con piezas de arcilla, o piezas de concreto ordinario o ladrillos silicocalcáreos.

12.4.2. Resistencia a corte

La resistencia a corte es un parámetro importante en el diseño de estructuras de mampostería, ya que de éste depende la resistencia ante cargas laterales en el plano de los muros. En relación con lo anterior, la norma europea establece que la resistencia característica a corte (f_{vk}) será obtenida por medio de ensayos de laboratorio (EN 1052-3, 1999), o a partir de relaciones funcionales que dependen de valores predefinidos de la resistencia a corte de la mampostería (tabla 12.4).

Un aspecto interesante de la mampostería cuando se somete a cargas axiales, es el incremento de su resistencia a corte. Lo anterior se debe al aumento de la fricción que se genera entre las piezas y el mortero, además de factores que se relacionan con la inversión de esfuerzos de tensión y compresión dentro de la mampostería. Con respecto a lo anterior, en la figura 12.2 se muestra la resistencia a corte como función de los esfuerzos axiales de compresión. En este caso, la línea continua corresponde a la resistencia de la mampostería a corte obtenida de pruebas experimentales

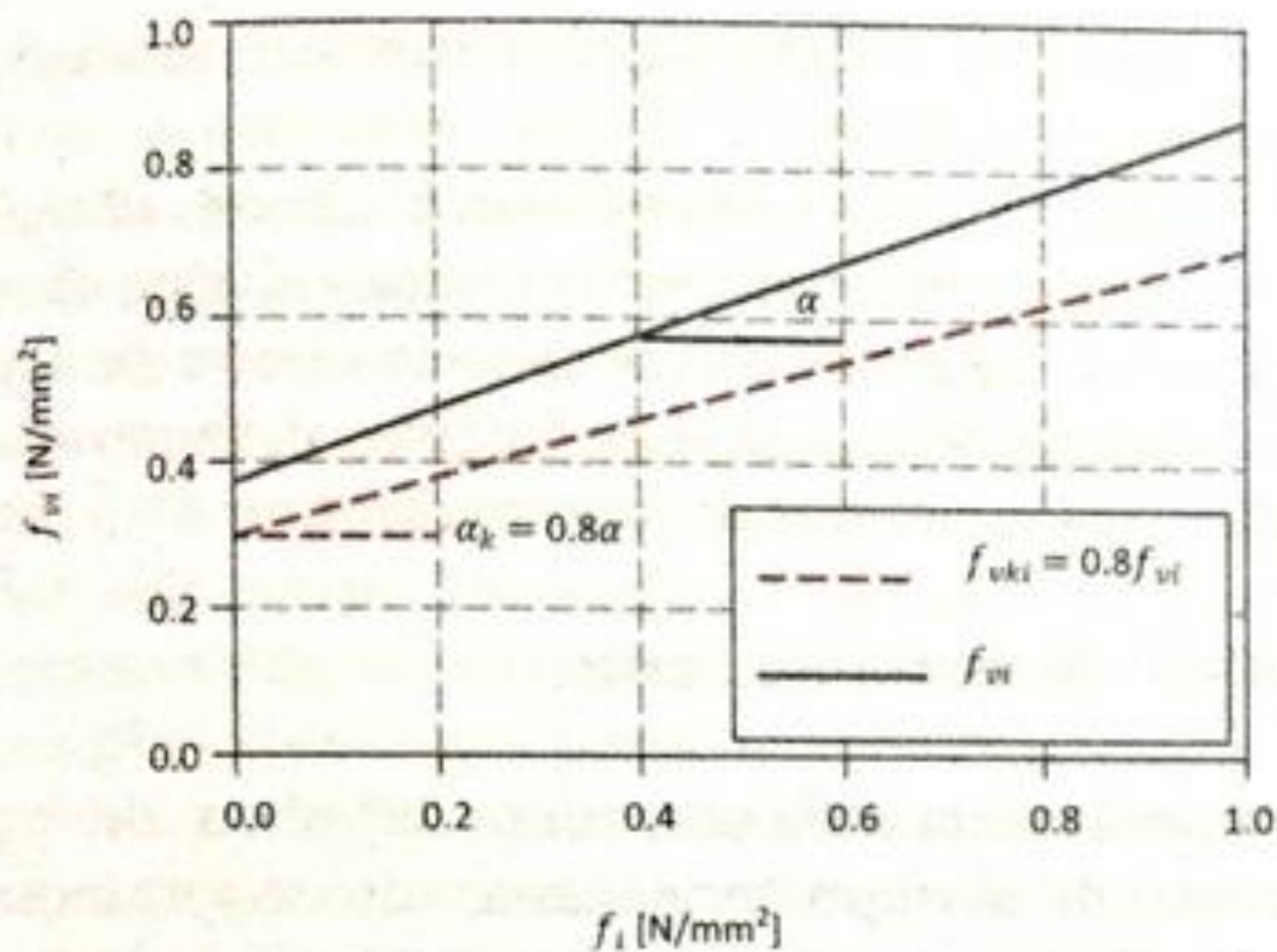


Figura 12.2 Resistencia a corte de la mampostería (f_{vi}) como función de los esfuerzos axiales de compresión (f_i) (EN 1052-3, 1999). Zúñiga, O. (2010). Ilustración de la relación entre la resistencia a corte y la carga axial [figura]. Reproducido de EN 1052-3, 1999.

(f_{vi}), mientras que la línea punteada representa los valores de resistencia característica (f_{vki}).

Para el caso en el que no existe carga axial sobre la mampostería, se considera que la resistencia se debe a corte puro. En este caso, los valores de resistencia se denominan f_{v0} y f_{vki0} , y se obtienen a partir de pruebas de laboratorio, tal como se muestra de forma esquemática en la figura 12.3.

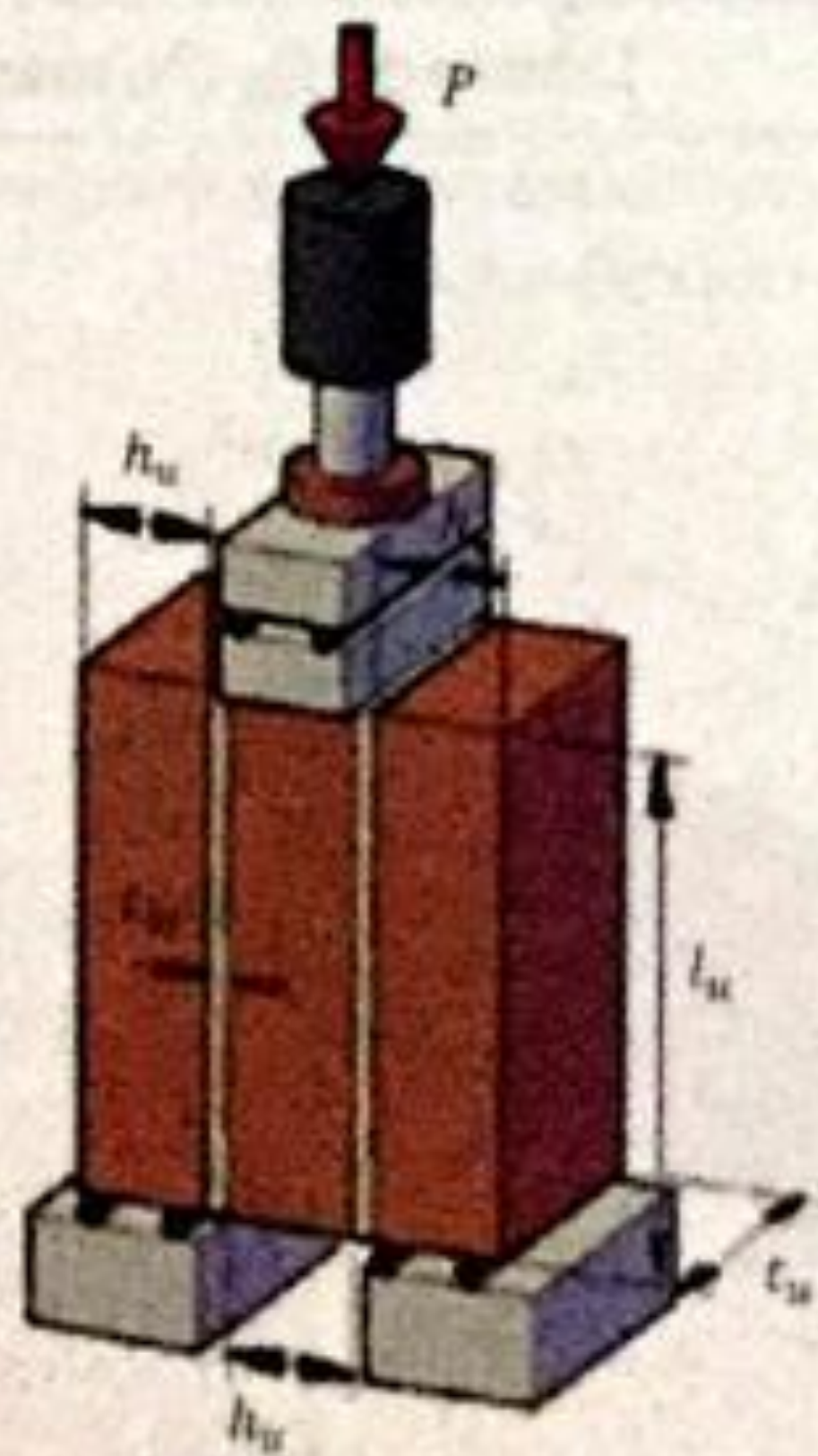


Figura 12.3 Probeta para determinar la resistencia f_{v0} de la mampostería (EN 1052-3, 1999). Zúñiga, O. (2010). Ilustración de la prueba para obtener la resistencia a corte [figura]. Reproducido de EN 1052-3, 1999.

Este tipo de probetas están compuestas por tres piezas de mampostería unidas con mortero cuyos espesores de junta (t_{bj}) están comprendidos entre 8 y 15 mm. Los valores de h_u , l_u y t_u son la altura, la longitud y el espesor de las piezas, respectivamente.

Para la determinación de f_{vt} , que corresponde a la resistencia a corte cuando se consideran esfuerzos axiales de compresión sobre la mampostería, se utilizan probetas con las mismas características que las usadas para determinar el valor de f_{v0} . Sin embargo, las pruebas se realizan con dispositivos que permitan la correcta aplicación de cargas de compresión y corte de forma simultánea (figura 12.4).

En la figura 12.4, 1 indica el desplazamiento vertical del dispositivo al cual se le aplica la carga de cizallamiento (P), 2 el desplazamiento horizontal del dispositivo mediante el cual se aplica la carga horizontal de compresión (P_a), y 3 la colocación de una capa de un material flexible que permite acomodar los desplazamientos relativos que se generan entre el dispositivo de carga y el espécimen de prueba.

Como ya se mencionó, la norma europea permite el uso de relaciones funcionales para deter-

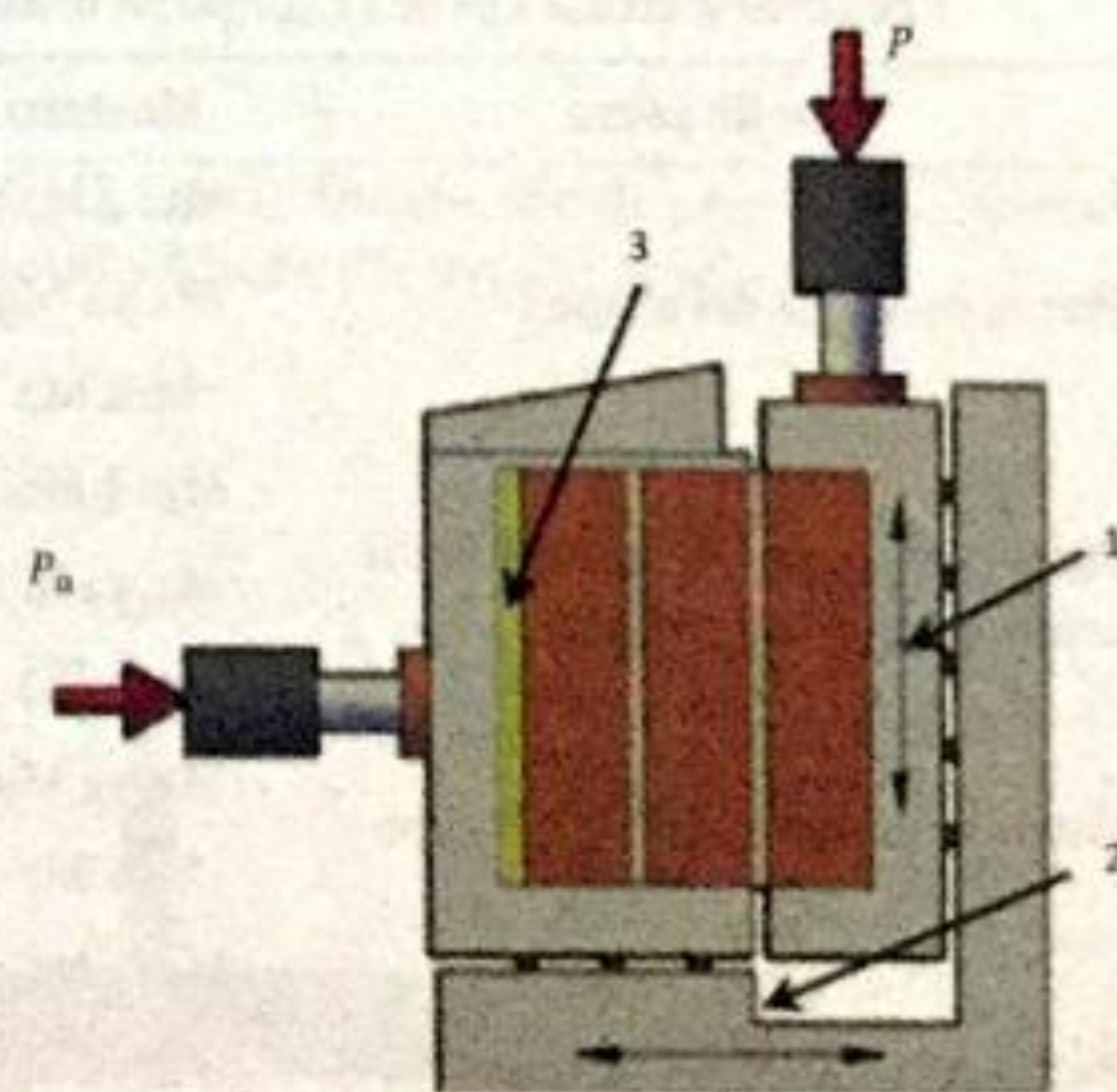


Figura 12.4 Dispositivo para determinar la resistencia de corte (f_{vt}) de la mampostería (EN 1052-3, 1999). Zúñiga, O. (2010). Ilustración de la prueba para obtener la resistencia a corte con carga axial [figura]. Reproducido de EN 1052-3, 1999.

minar la resistencia característica a corte de la mampostería. Aunque la aplicación de este enfoque tiene algunas limitaciones, es válido para la mayor parte de los casos prácticos. Entre las limitaciones que se tienen están:

1. Es aplicable a mampostería hecha con mortero ordinario.
2. Las juntas entre las piezas son consideradas totalmente llenas con mortero.
3. Se limita al tipo de mampostería considerada en la tabla 12.4.

Bajo este enfoque, el Eurocódigo 6 establece que el valor de f_{vk} será calculado como el menor de los siguientes valores:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_d \quad (12.11)$$

$$f_{vk} = 0.065f_b \quad (12.12)$$

$$f_{vk} = \text{valor límite (tabla 12.4)} \quad (12.13)$$

donde σ_d es el esfuerzo de compresión sobre la mampostería; f_b la resistencia a compresión de

las piezas, y los demás parámetros han sido definidos previamente.

Con respecto a la resistencia a corte, es importante mencionar que la norma europea (Eurocode 6, 1996) establece que los valores de f_{vk} se reducen 30% para ser aplicables al diseño sísmico de estructuras de mampostería.

12.4.3. Resistencia a flexión

La resistencia a flexión fuera del plano de los muros de mampostería, carece de importancia para algunos códigos de diseño. Lo anterior se debe, principalmente, a que el mecanismo de resistencia de flexión se basa en la capacidad de la mampostería para resistir esfuerzos de tensión. A pesar de lo anterior, es posible aprovechar la capacidad de la mampostería para resistir tensiones en aquellos elementos que no afecten la estabilidad y resistencia de las estructuras, o en aquellos elementos que no sean diseñados bajo un esquema sismorresistente.

El viento o los empujes de tierra ocasionan acciones perpendiculares a los planos de los muros de mampostería, razón por la que es im-

Tabla 12.4 Resistencia característica inicial a corte (f_{vk0}) y valores límite de la resistencia característica a corte (f_{vk}) para mampostería con mortero ordinario (Eurocode 6, 1996)

Tipo de pieza	Mortero	f_{vk0} (N/mm ²)	Límite de f_{vk} (N/mm ²)
Piezas de arcilla del grupo 1	M10 a M20	0.3	1.7
	M2.5 a M9	0.2	1.5
	M1 a M2	0.1	1.2
Piezas del grupo 1 distintas a las de arcilla y de piedra natural	M10 a M20	0.2	1.7
	M2.5 a M9	0.15	1.5
	M1 a M2	0.1	1.2
Piezas de piedra natural del grupo 1	M2.5 a M9	0.15	1.0
	M1 a M2	0.10	1.0
Piezas de arcilla del grupo 2a	M10 a M20	0.3	1.4
	M2.5 a M9	0.2	1.2
	M1 a M2	0.1	1.0
Piezas del grupo 2a distintas a las de arcilla y del grupo 2b	M10 a M20	0.2	1.4
	M2.5 a M9	0.15	1.2
	M1 a M2	0.1	1.0

portante determinar la capacidad de estos elementos para resistirlas. El Eurocódigo 6 considera la capacidad por flexión de la mampostería para resistir cargas perpendiculares a su plano, denominándola como resistencia a flexión, f_{xk} (Eurocode 6, 1996). Al ser la mampostería un material no isotrópico, se considera la existencia de dos formas específicas de falla: una cuyo plano de rotura es paralelo a las juntas horizontales, y otra con planos de rotura perpendiculares.

Los procedimientos para determinar la resistencia a flexión se establecen según los procedimientos de prueba para mampostería a flexión (EN 1052-2, 1999). Dado que se definen dos tipos de falla, se realizan pruebas de laboratorio para cada una de ellas. En la figura 12.5 se muestra de

forma esquemática el procedimiento de prueba para obtener la resistencia a flexión (f_{xk1}) para el caso en el que el plano de falla es paralelo a las juntas horizontales. En este tipo de pruebas se considera que la resistencia a flexión está relacionada con la carga máxima de falla.

En la figura 12.5b se observa la equivalencia que tiene este tipo de pruebas con respecto a una viga simplemente apoyada en sus extremos sobre la que se aplican dos cargas puntuales.

Para el caso de la determinación de la resistencia f_{xk2} , el procedimiento de prueba es similar al que se utiliza para evaluar f_{xk1} ; sin embargo, la orientación de los especímenes de pruebas es perpendicular (figura 12.6). Dado que las pruebas corresponden a procedimientos estandarizados,

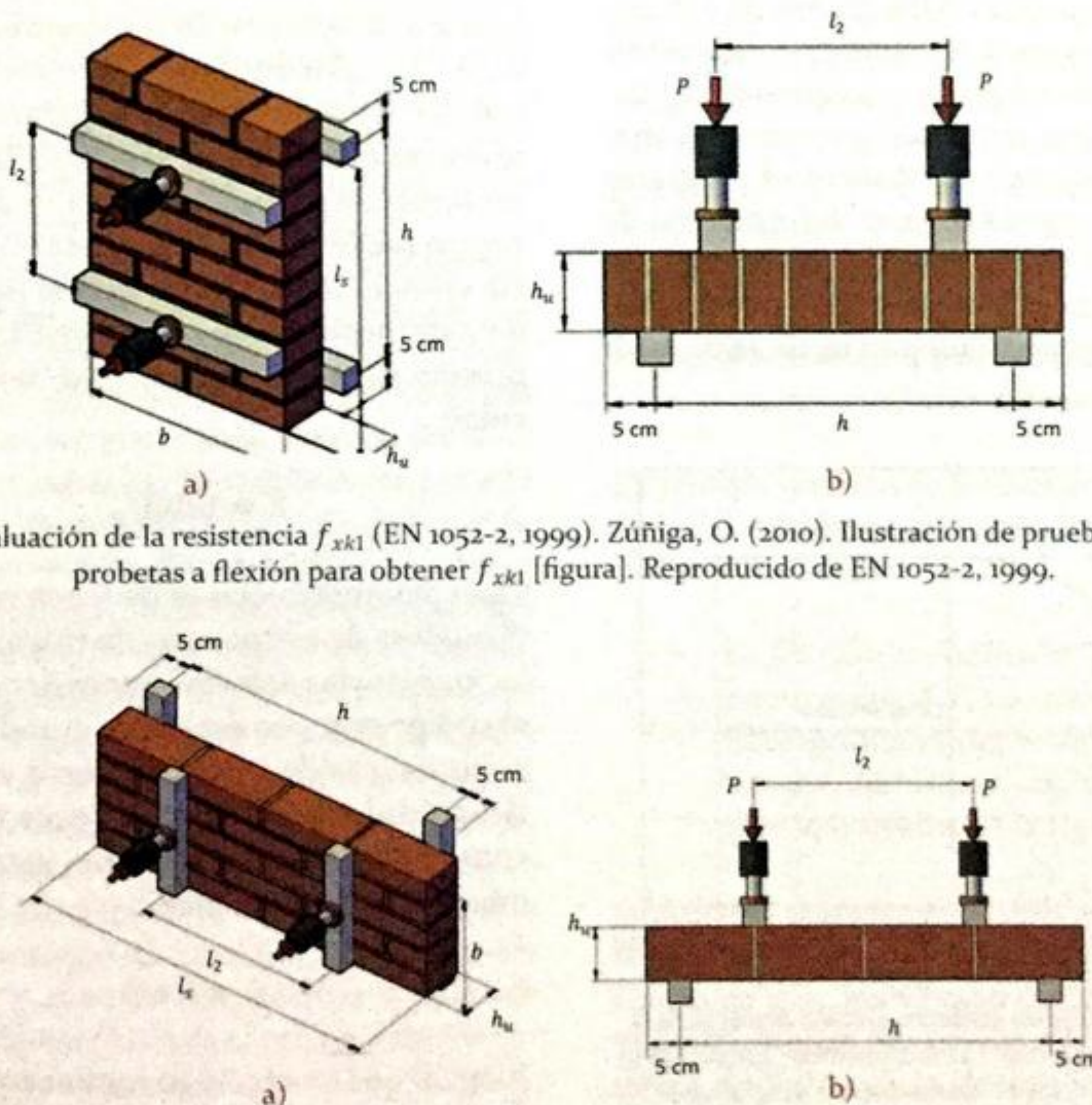


Figura 12.5 Evaluación de la resistencia f_{xk1} (EN 1052-2, 1999). Zúñiga, O. (2010). Ilustración de pruebas de laboratorio a probetas a flexión para obtener f_{xk1} [figura]. Reproducido de EN 1052-2, 1999.

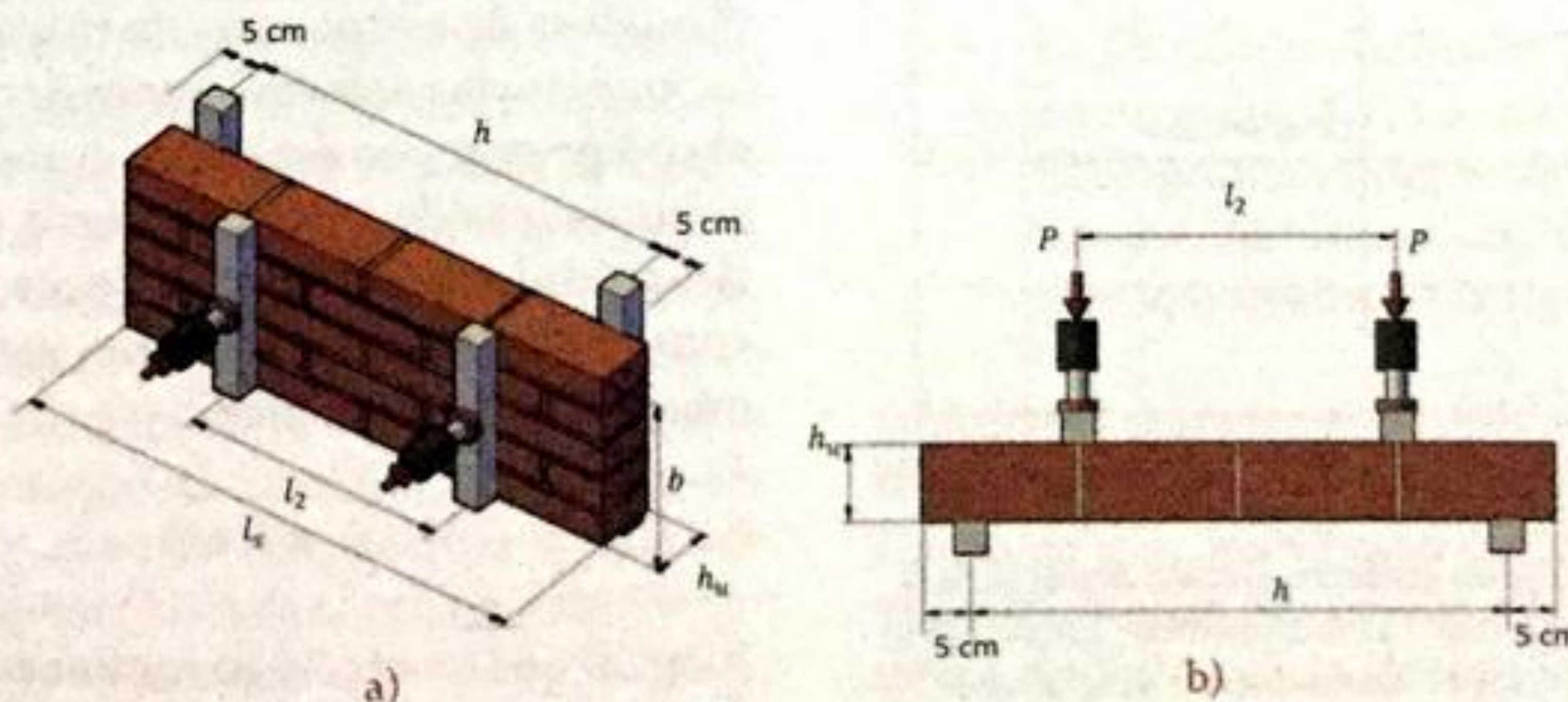


Figura 12.6 Evaluación de la resistencia f_{xk2} (EN 1052-2, 1999). Zúñiga, O. (2010). Ilustración de pruebas de laboratorio a probetas a flexión para obtener f_{xk2} [figura]. Reproducido de EN 1052-2, 1999.

se establecen dimensiones que deben cumplir los especímenes para validar los resultados. De las figuras 12.5 y 12.6 se tiene que: h es la distancia interior entre apoyos, l_s la longitud de la probeta en dirección del claro de carga, l_2 la distancia entre la aplicación de las cargas, b el ancho de los especímenes perpendicular al claro de carga, h_u el espesor de los especímenes y P la carga de prueba.

12.4.4. Relaciones esfuerzo-deformación

Las relaciones esfuerzo-deformación de la mampostería se consideran con una forma parabólica o parabólica rectangular. Cabe destacar que la relación esfuerzo-deformación de la mampostería varía según el grupo de piezas que se considere. Básicamente, las piezas de los grupos 2b y 3, son piezas con un volumen considerable de huecos, lo que las hace más frágiles y que carentes de ductilidad una vez que alcanzan la resistencia máxima. En la figura 12.7 se observa el diagrama idealizado de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería para el caso de la resistencia característica a carga axial, así como la curva reducida por su respectivo factor parcial de seguridad.

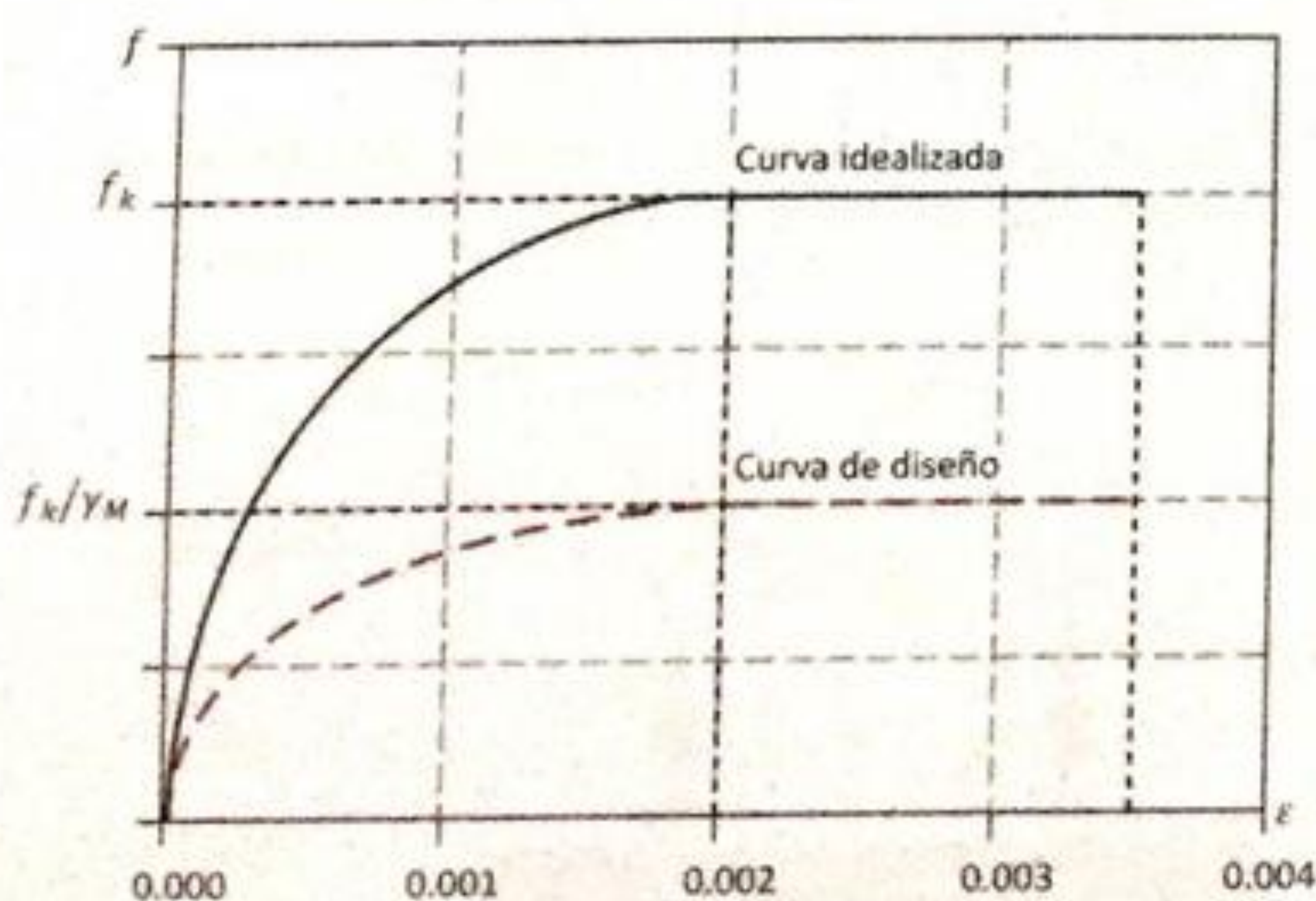


Figura 12.7 Diagrama de esfuerzo-deformación para la resistencia a compresión de la mampostería (Eurocode 6, 1996). Zúñiga, O. (2010). Ilustración de diagrama de esfuerzo deformación de la mampostería [figura]. Reproducido de Eurocode 6, 1996.

Dos de los parámetros más importantes que se asocian con las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales, son el módulo de elasticidad y el módulo de rigidez a corte. A pesar de que la mampostería no se considera un material homogéneo e isotrópico, es posible establecer un valor del módulo de elasticidad que permita una idealización elástica de este tipo de estructuras. Una forma de obtener el módulo de elasticidad es a partir de las pruebas experimentales de compresión de la mampostería (EN 1052-1, 1999). Para esto se considera que dicho valor es igual al módulo secante medido a una deformación que corresponde a un tercio de la carga máxima resistente de la mampostería. Alternativamente, la norma europea permite la estimación del módulo de elasticidad como una proporción de la resistencia a compresión de la mampostería (ecuación 12.14). El valor aquí mostrado corresponde a un módulo de elasticidad para cargas instantáneas, mientras que para cargas sostenidas se afecta por un factor de reducción de 0.6. A diferencia de la norma mexicana, en la europea no existe diferencia entre el material con que se hacen las piezas de mampostería, ya que se utiliza la misma expresión para la estimación del módulo de elasticidad:

$$E = 1000f_k \quad (12.14)$$

Otro parámetro que es de suma importancia en el análisis de estructuras de mampostería, se relaciona con las deformaciones de corte. Para esto, el código europeo establece que el módulo de rigidez a corte de la mampostería es una fracción del módulo de elasticidad (ecuación 12.15), y es consistente con las relaciones establecidas de la mecánica de materiales:

$$G = 0.4E \quad (12.15)$$

Al igual que en el código mexicano, las relaciones anteriores se usan cuando no se dispone de resultados de pruebas experimentales.

12.5. Análisis estructural

En la norma europea de diseño de estructura de mampostería (Eurocode 6, 1996), no existe preferencia por un método o procedimiento de análisis estructural específico; sin embargo, se establece que los modelos de análisis estructural que se utilizan deben contener toda la información necesaria de las edificaciones, como materiales, geometría y tipos de cargas. También se especifica que los modelos deben ser capaces de tomar en cuenta la interacción que existe entre los miembros de las estructuras, así como una apropiada conexión entre éstos.

Procedimientos de análisis como el método de los elementos finitos, son capaces de representar el comportamiento de las estructuras considerando no linealidades en los materiales y la geometría. Una de las ventajas de este método de análisis, es que las estructuras se analizan con altos niveles de detalle; sin embargo, el costo computacional y de recursos humanos es elevado con respecto a otros métodos de análisis.

Análisis estructurales menos elaborados, como los realizados con modelos de marcos equivalentes (modelo de la columna ancha), permiten aproximaciones razonables del comportamiento que exhiben las estructuras de mampostería. A partir de estos modelos de análisis, es posible identificar qué elementos están más esforzados, así como el tipo de falla que presentan. Es importante hacer notar que la elaboración de este tipo de modelos, muchas veces está condicionada a casos en los que las estructuras se diseñan ante cargas laterales de sismo o de viento, y que además no cumplen con las condiciones de regularidad que establecen las normativas (sección 12.9). Una de las ventajas de estos tipos de métodos, es que en la actualidad existe software especializado que utiliza el enfoque de los marcos equivalentes para analizar y diseñar estructuras a base de muros de mampostería bajo el enfoque de los estándares europeos vigentes.

Además de los procedimientos mencionados previamente, existe la posibilidad de analizar las

estructuras con reglas de análisis estructural elemental en las que no se requiere de software especializado. La condición principal para utilizar este tipo de análisis, es que las estructuras que se diseñan no están sometidas a cargas laterales y cumplen con ciertas limitantes de regularidad estructural en planta y elevación (Eurocode 6, 1996).

12.6. Resistencia de la mampostería no reforzada

La resistencia de los elementos estructurales, considerando únicamente la contribución de la mampostería como material estructural, se determina a partir de la resistencia de diseño del material (sección 12.2.3), de la geometría de los muros y del tipo de acciones a las que se someten.

A continuación se presentan de manera general, las distintitas acciones de diseño para las que se revisa la resistencia de la mampostería, y que son la base para la estimación de la resistencia de elementos de mampostería reforzada y confinada, respectivamente.

12.6.1. Resistencia a compresión de la mampostería no reforzada

Durante la revisión de la resistencia a compresión de la mampostería, se hacen las siguientes suposiciones de diseño:

- La sección se mantiene plana.
- La resistencia a la tensión es despreciada.
- El diagrama esfuerzo-deformación considerado durante el análisis y diseño, es el que se muestra en la figura 12.7.

Durante la revisión de la resistencia a la compresión, se consideran los efectos que tienen las diferentes cargas, los efectos de segundo orden, las excentricidades por cargas o por imperfecciones de los elementos, y la interacción sobre la rigidez que tienen los elementos de arriostramiento de los muros. Para esto se debe cumplir que: $N_{sd} \leq N_{rd}$.

donde N_{sd} es la carga de diseño y N_{rd} la resistencia ante cargas verticales de los muros de mampostería.

La resistencia a compresión de un muro de mampostería N_{rd} se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$N_{rd} = \frac{\Phi_{i,m} t f_k}{\gamma_M} \quad (12.16)$$

donde $\Phi_{i,m}$ es un factor de reducción de resistencia por efectos de esbeltez y excentricidad de las cargas; t el espesor de los muros; f_k la resistencia característica de la mampostería a compresión y γ_M el coeficiente parcial de seguridad de la mampostería.

De la relación anterior se tiene que para áreas de los muros menores a 0.1 m^2 , la resistencia característica se afecta por $(0.7 + 3A)$, donde el área A está dada en m^2 . La reducción de la resistencia para este caso se debe a la concentración de esfuerzos y a la poca redistribución de los mismos sobre la sección transversal.

Por otro lado, en la reducción por efectos de esbeltez y excentricidad, los subíndices i y m representan las acciones en la parte superior o inferior de los muros y en la altura media, respectivamente. Para la definición de las alturas superior e inferior, así como para el valor medio, se hace referencia a la figura 12.8.

La determinación del valor de Φ_i está dada por medio de la siguiente ecuación:

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad (12.17)$$

Donde e_i es la excentricidad calculada en la parte superior o inferior de los muros; y t es el espesor de los muros. Respecto a lo anterior, la excentricidad e_i se determina con la ecuación 12.18.

$$e_i = \frac{M_i}{N_i} + e_{hi} + e_a \geq 0.05t \quad (12.18)$$

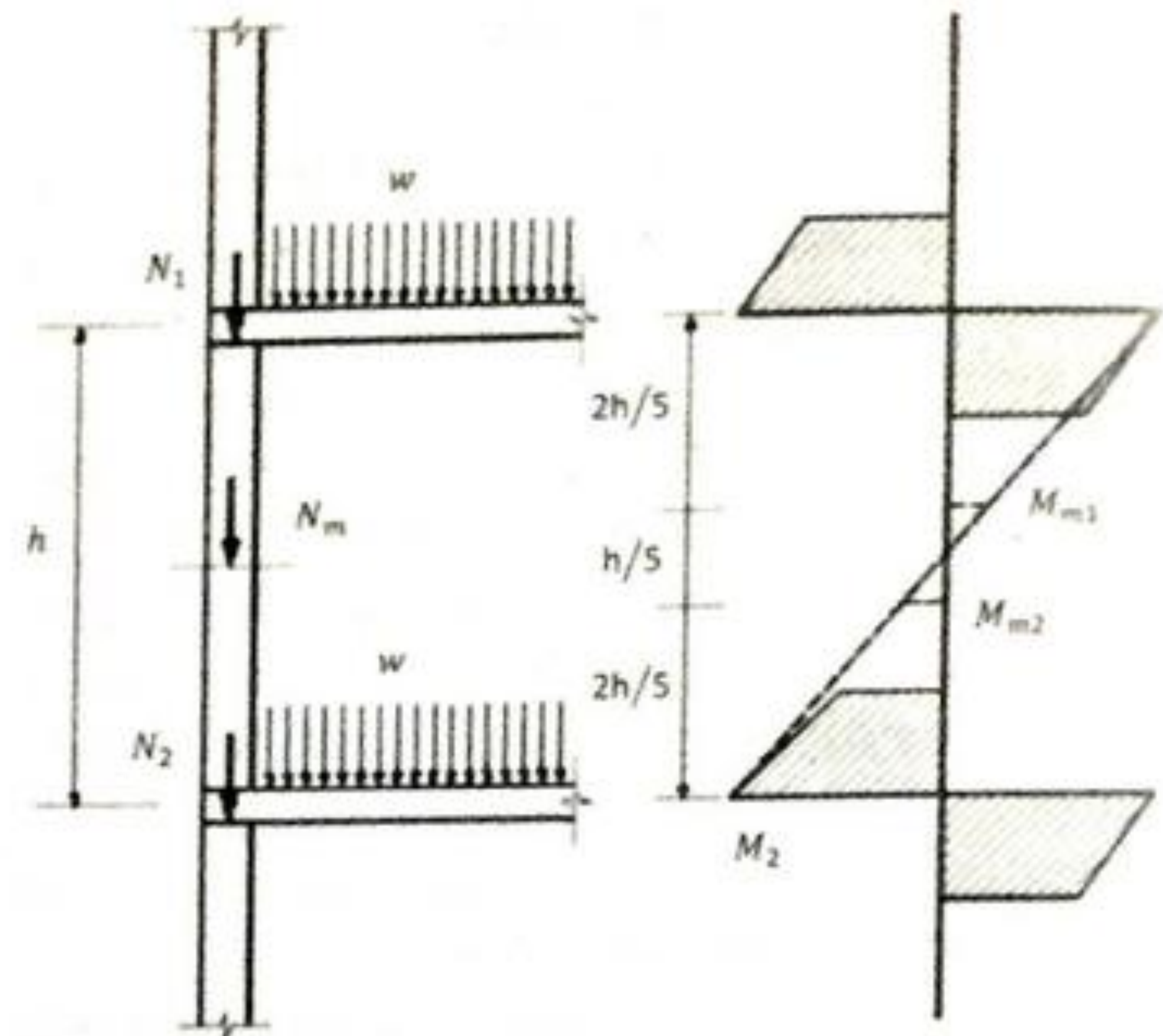


Figura 12.8. Momentos fuera del plano de los muros para la determinación de las excentricidades (Eurocode 6, 1996). Zúñiga, O. (2010). Ilustración cálculo de momentos fuera del plano [figura]. Reproducido de Eurocode 6, 1996.

Donde M_i y N_i son el momento y la carga axial en la parte superior e inferior de los muros, respectivamente; e_{hi} la excentricidad por acciones horizontales perpendiculares al plano del muro, y e_a la excentricidad accidental debida a imperfecciones en los muros (ecuación 12.19):

$$e_a = \frac{h_{ef}}{450} \quad (12.19)$$

donde h_{ef} es la altura efectiva de los muros; y el valor de 450 es tomado para estructuras de la categoría B (EN 1990, 2002).

Para el caso de la excentricidad en la altura media de los muros, el valor de Φ_m se determina de manera aproximada a partir de la gráfica que se muestra en la figura 12.9, que está en función de la esbeltez efectiva (h_{ef}/t_{ef}), y de la excentricidad en la altura media de los muros (e_{mk}). Con respecto al valor de h_{ef}/t_{ef} , la norma europea no permite valores mayores a 27.

El valor de e_{mk} se determina con la siguiente ecuación:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0.05t \quad (12.20)$$

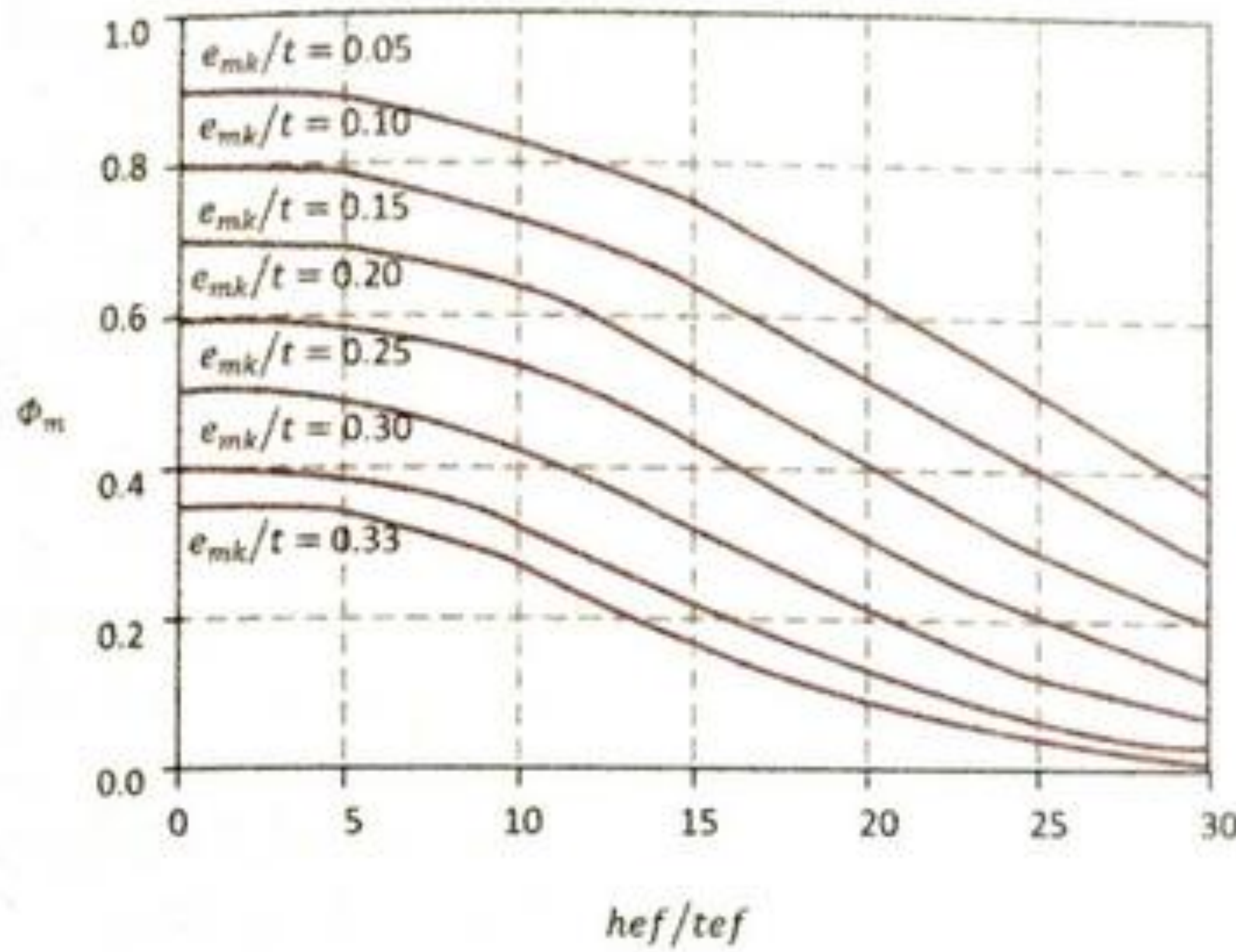


Figura 12.9. Gráfica de F_m en función de la esbeltez de los muros para distintas excentricidades (Eurocode 6, 1996). Zúñiga, O. (2010). Ilustración de excentricidad mínima Φ_m [figura]. Reproducido de Eurocode 6, 1996.

Donde e_m es el valor de la excentricidad debida a las cargas en el quinto central de la altura de los muros; y e_k la excentricidad por fluencia.

La excentricidad por cargas en la altura central del muro se determina con esta ecuación:

$$e_m = \frac{M_m}{N_m} + e_{hm} \pm e_a \quad (12.21)$$

Donde M_m y N_m son el momento y la carga axial en la parte media de los muros, y e_{hm} la excentricidad por acciones horizontales perpendiculares al plano del muro en la altura media.

La excentricidad por fluencia depende de la relación esfuerzo-deformación de la mampostería, y se determina por medio de la siguiente ecuación:

$$e_k = 0.002\Phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t e_m} \quad (12.22)$$

Donde Φ_∞ es el coeficiente de fluencia, y t_{ef} el espesor efectivo de los muros. En el caso del coeficiente de fluencia, éste se determina como la relación de deformaciones unitarias finales de fluencia ($\varepsilon_{c\infty}$) y de trabajo de la mampostería

(ε_{ef}), siendo siempre mayor o igual a la unidad y menor a 2.0.

Es importante mencionar que los factores de reducción por esbeltez y excentricidad: Φ_i y Φ_m , no se aplican de forma simultánea en la ecuación 12.16, sino que se aplica el factor que genera el efecto más desfavorable en la resistencia de la capacidad a carga axial.

La altura efectiva de los muros (h_{ef}), es un parámetro importante en la estimación de los efectos de esbeltez que obran sobre los elementos de mampostería sometidos a cargas axiales. En este caso, dicha altura se determina considerando la rigidez relativa que proporcionan los elementos estructurales que están unidos a los muros en revisión, además de la eficiencia que se obtiene de las juntas de unión. En este caso, los muros tienen diferentes alturas efectivas en función de sus condiciones de frontera. El valor de h_{ef} para un muro de mampostería, se determina con esta ecuación:

$$h_{ef} = \rho_n h \quad (12.23)$$

Donde h es la altura libre de entrepiso; y ρ_n un factor de reducción con n igual al número de bordes arriostrados ($n = 2, 3$ y 4). En la figura 12.10 se muestra, de forma esquemática, el concepto de bordes arriostrados en muros de mampostería.

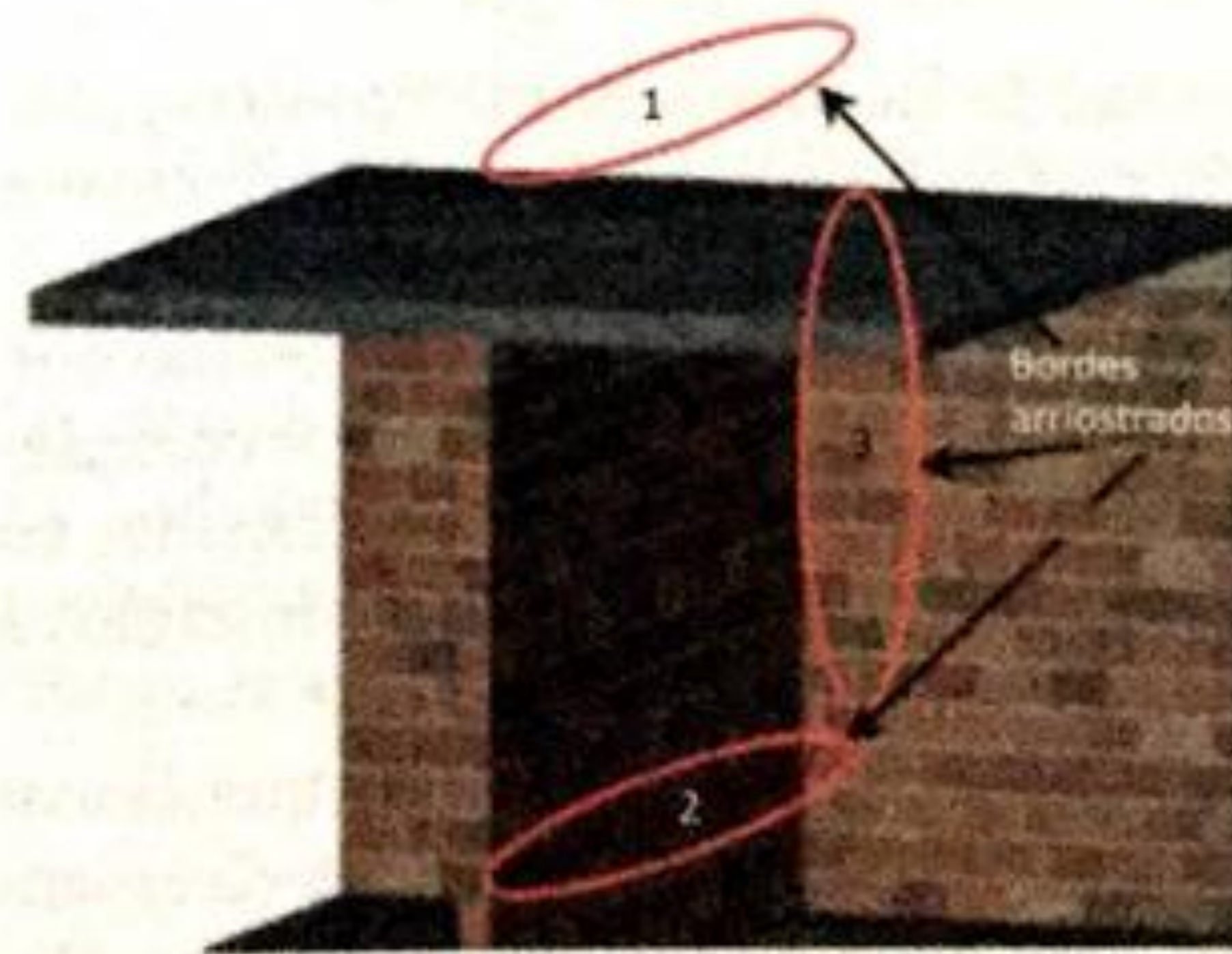


Figura 12.10. Ejemplo de un muro con tres bordes arriostrados (Eurocode 6, 1996). Zúñiga, O. (2010). Ilustración para conceptualizar los bordes arriostrados en un muro de mampostería [figura].

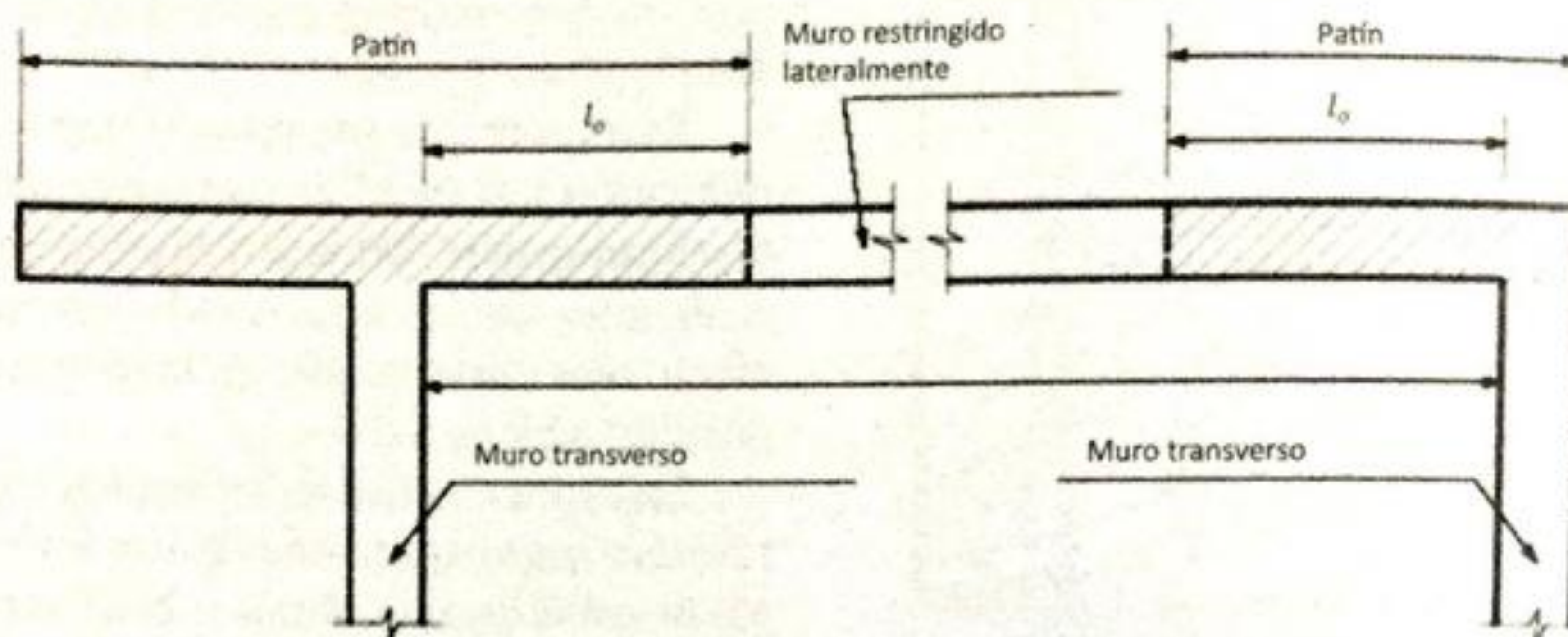


Figura 12.11. Determinación de anchos efectivos de patines en muros transversos (Eurocode 6, 1996). Zúñiga, O. (2010). Ilustración para determinar el ancho efectivo de elementos perpendiculares al plano de muros [figura]. Reproducido de Eurocode 6, 1996.

Ya que hasta el momento se ha indicado cómo calcular la resistencia de muros de mampostería con cargas distribuidas, es importante mencionar que la reglamentación europea permite calcular la resistencia de los muros ante la acción de cargas concentradas. Para esto se utiliza el mismo criterio mencionado; sin embargo, la resistencia de los muros se evalúa sobre el área donde se aplican las cargas, además de que se modifica la resistencia característica de la mampostería en función del tipo de piezas utilizadas (Eurocode 6, 1996).

12.6.2. Resistencia a corte de la mampostería no reforzada

La capacidad de los muros de mampostería para resistir fuerzas cortantes, es una de las principales fuentes de defensa que tienen este tipo de estructuras para resistir cargas laterales. Debido a lo anterior, la norma europea establece las consideraciones y limitantes que deben ser tomadas en cuenta durante el diseño de muros sometidos a fuerzas cortantes.

En principio, resulta importante mencionar que la resistencia a corte de la mampostería es sensible a las cargas axiales a las que se somete. Debido a lo anterior, resulta importante mencionar que las cargas axiales serán de tensión o de compresión. En caso de que las cargas sean de compresión,

la resistencia f_{vk} se ve beneficiada (figura 12.2); sin embargo, ante la presencia de esfuerzos de tensión, el valor de f_{vk} es mínimo y tiende a ser despreciado. Debido a lo anterior, el Eurocódigo 6 establece que la contribución a cortante de los elementos de mampostería sometidos a esfuerzos de tensión, es despreciada. Algo importante, es que en los casos en los que los muros estén sometidos a cargas laterales que generan momentos de flexión, éstos experimentan esfuerzos de tensión y compresión en su sección transversal de manera simultánea. Lo anterior implica la determinación de longitudes efectivas de las zonas de compresión para las que es válido calcular la resistencia a corte.

Durante el diseño de sistemas a base de muros de mampostería, el Eurocódigo 6 establece también que se debe tomar en cuenta la contribución de la rigidez y la resistencia de los elementos perpendiculares a los planos de los muros analizados. Lo anterior se hace considerando secciones equivalentes de patines, tal y como se muestra en la figura 12.11. Las dimensiones de los patines equivalentes se determinan como el menor de los valores que se muestran a continuación:

$$l_o \begin{cases} h_{tot}/5 \\ l/2 \\ h/2 \end{cases}$$

Donde h_{tot} es la altura total del muro transverso, l la longitud del muro soportado lateralmente, y h la altura libre de entrepiso.

Cabe destacar que la contribución de los patines, en la rigidez y resistencia de las secciones de muros transversos, depende en gran medida de la forma como se modelan las estructuras. Lo anterior se debe a que en la actualidad se cuenta con herramientas de análisis estructural que hacen posible tomar la interacción de los muros perpendiculares de manera directa sin la necesidad de generar secciones equivalentes.

Con las consideraciones previamente mencionadas, la resistencia a corte de la mampostería se determina como:

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} t l_c}{\gamma_M} \quad (12.24)$$

donde V_{Rd} es la resistencia a corte de la mampostería, f_{vk} la resistencia característica de la mampostería a corte que considera la influencia de la carga axial, t el espesor de los muros, l_c la longitud efectiva a compresión de los muros y γ_M el coeficiente parcial de seguridad del material.

En el caso de la longitud efectiva a compresión, se determina con la resultante de la distribución de esfuerzos debidos a flexión y compresión simultáneos. Una de las observaciones que se hacen con respecto a la resistencia máxima de los muros de mampostería, es que cuando se hacen análisis elásticos, se recomienda una reducción de la resistencia máxima de 15%, con la finalidad de tomar en cuenta efectos de agrietamiento. Otro factor que también se toma en cuenta, es el que se relaciona con la rigidez lateral a corte de los muros cuyas relaciones de altura a longitud es mayor que 2.0. Las suposiciones anteriores se deben principalmente al poco conocimiento que se tiene en cuanto al comportamiento no lineal que exhiben las estructuras de mampostería ante cargas laterales.

12.6.3. Resistencia a flexión fuera del plano de la mampostería no reforzada

Generalmente, las acciones fuera del plano de muros son resistidas con elementos estructurales reforzados, ya sea de mampostería o concreto; sin embargo, la norma europea considera que la mampostería, para algunos casos particulares, tiene la capacidad de resistir acciones fuera de su plano. Las acciones a las que se refiere la norma son las debidas a viento. En estos casos, los muros deben contar con apoyos en sus bordes capaces de evitar fallas que impidan que se alcance la capacidad de los muros a flexión.

Como se mencionó en la sección 12.4, existen dos tipos de falla en la mampostería a flexión: los paralelos y perpendiculares a las juntas horizontales, respectivamente. La diferencia en el tipo de falla de los muros se refleja también en la forma como se determinan los momentos de diseño, los cuales se describen a continuación:

1. El plano de falla es paralelo a las juntas (caso f_{xk1}):

$$M_{d1} = \mu \alpha_1 W_k \gamma_F D_v^2$$

2. El plano de falla es perpendicular a las juntas (caso f_{xk2}):

$$M_{d2} = \alpha_2 W_k \gamma_F D_h^2$$

Donde M_d es el momento flexionante de diseño, μ la relación f_{xk1}/f_{xk2} , la carga característica de viento, γ_F el coeficiente parcial de seguridad de las cargas, D_v la distancia vertical entre apoyos, D_h la distancia horizontal entre apoyos, y α_i el coeficiente de flexión que depende de las condiciones de apoyo, que se define como:

$$\alpha_1 = \frac{1}{8} \frac{D_v}{D_h \mu + D_v}$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{8} \frac{D_h \mu}{D_h \mu + D_v}$$

La capacidad resistente a flexión de la mampostería se determina con la siguiente ecuación:

$$M_{Rdi} = \frac{f_{xki} Z}{\gamma_M} \quad (12.25)$$

Donde M_{Rdi} es la resistencia a flexión de la mampostería, f_{xki} la resistencia característica de la mampostería a flexión, Z el módulo de sección plástico de los muros en dirección perpendicular a la aplicación de las cargas, y γ_M el coeficiente parcial de seguridad del material.

12.7. Mampostería reforzada

En principio, la resistencia de la mampostería reforzada se hace bajo la suposición de que se presenta comportamiento no lineal, además de que se incorporan efectos de segundo orden durante el análisis estructural. Para este tipo de mampostería se hacen las siguientes suposiciones con respecto a su comportamiento:

- Las secciones se mantienen planas.
- El refuerzo desarrolla la misma deformación unitaria que la mampostería.
- La resistencia a la tensión de la mampostería es despreciada.
- La máxima deformación unitaria a compresión de la mampostería está en función de la relación esfuerzo-deformación de la mampostería (figura 12.7). Para efectos de diseño, se considera que la deformación última del material es 0.0035, y la deformación para situaciones de servicio es de 0.002.
- La deformación del concreto de relleno se considera igual a la de la mampostería.

12.7.1. Resistencia a compresión de la mampostería reforzada

En el caso de la resistencia a compresión de la mampostería reforzada, se hace uso de las mis-

mas expresiones utilizadas en la mampostería no reforzada (inciso 12.6.1); sin embargo, se toma en consideración la resistencia que aporta el concreto de relleno (figuras 12.12a y c). Para esto, la resistencia a compresión de los elementos se determina con el valor de menor resistencia de los materiales. Aunque el acero de refuerzo proporciona resistencia a cargas de compresión, en este tipo de mampostería su contribución es despreciada.

12.7.2. Resistencia a corte de la mampostería reforzada

La resistencia a corte de la mampostería reforzada (V_{Rd2}), se distingue de la no reforzada en el sentido de que se considera únicamente la sección útil de las piezas, además de la contribución del acero de refuerzo transversal (V_{Rd2}). Para este caso, la resistencia a corte se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$V_{Rd1} = \frac{f_{vk} b d}{\gamma_M} \quad (12.26)$$

Donde V_{Rd1} es la resistencia a corte de la mampostería, f_{vk} la resistencia característica de la mampostería a corte considerando el incremento por carga axial, b el ancho efectivo de la sección transversal de la mampostería, d la longitud efectiva del muro considerando únicamente la sección a compresión, y γ_M el coeficiente parcial de seguridad de la mampostería.

En el caso del refuerzo horizontal, su contribución en la resistencia a corte de los muros de mampostería se determina con la siguiente ecuación:

$$V_{Rd2} = 0.9 d \frac{A_{sw} f_{yk}}{s \gamma_s} \times (1 + \tan^{-1} \alpha) \sin \alpha \quad (12.27)$$

Donde d es la longitud efectiva del muro de mampostería, A_{sw} el área transversal del acero

de refuerzo, s la separación entre el refuerzo transversal, f_{vk} la resistencia característica a la fluencia del acero de refuerzo, γ_s el coeficiente parcial de seguridad del acero de refuerzo, y α el ángulo de inclinación del refuerzo transversal.

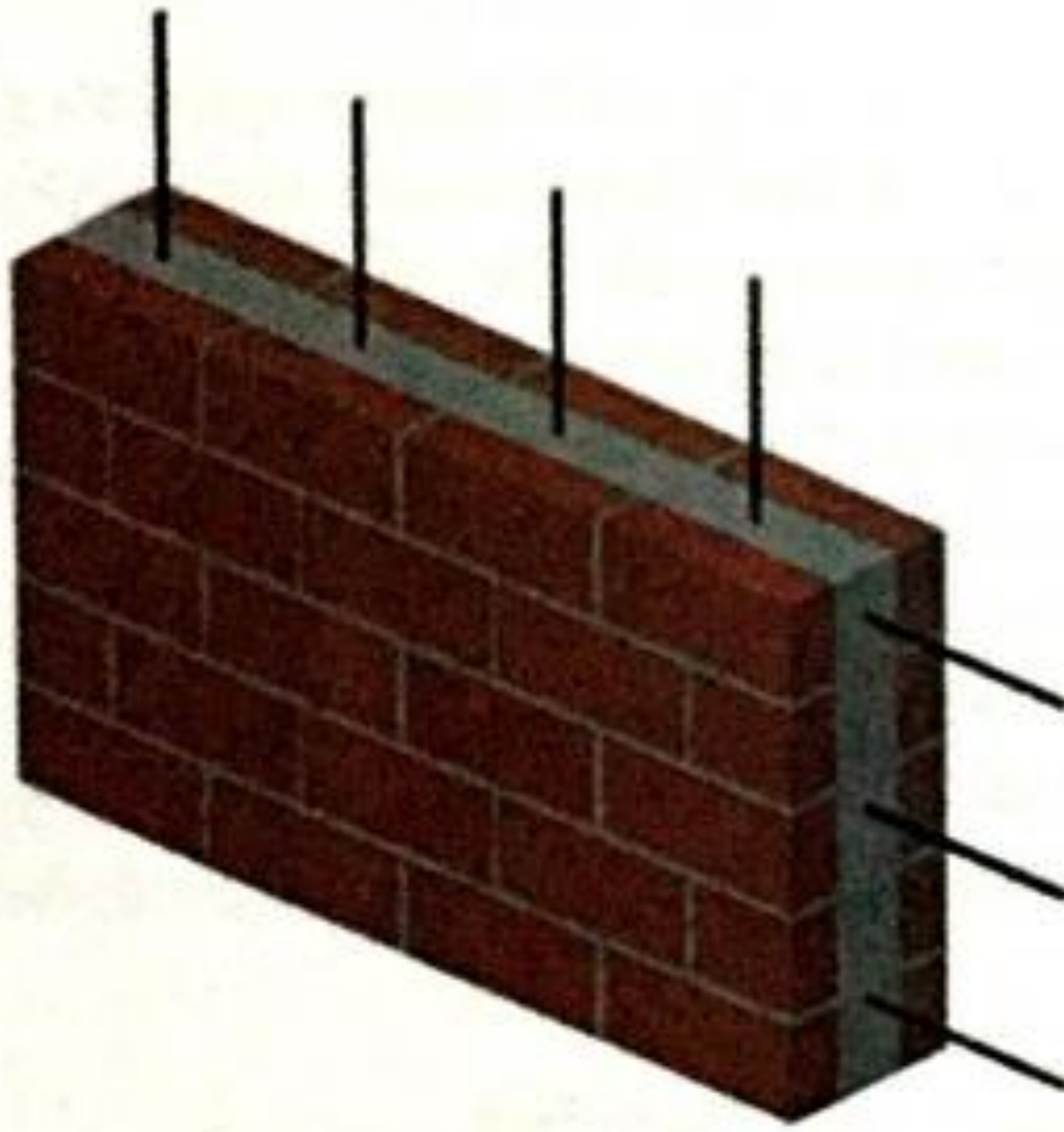
Una vez que se estiman ambas resistencias, el código limita la resistencia total al valor dado en la siguiente ecuación:

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq \frac{0.30 f_k b d}{\gamma_M} \quad (12.28)$$

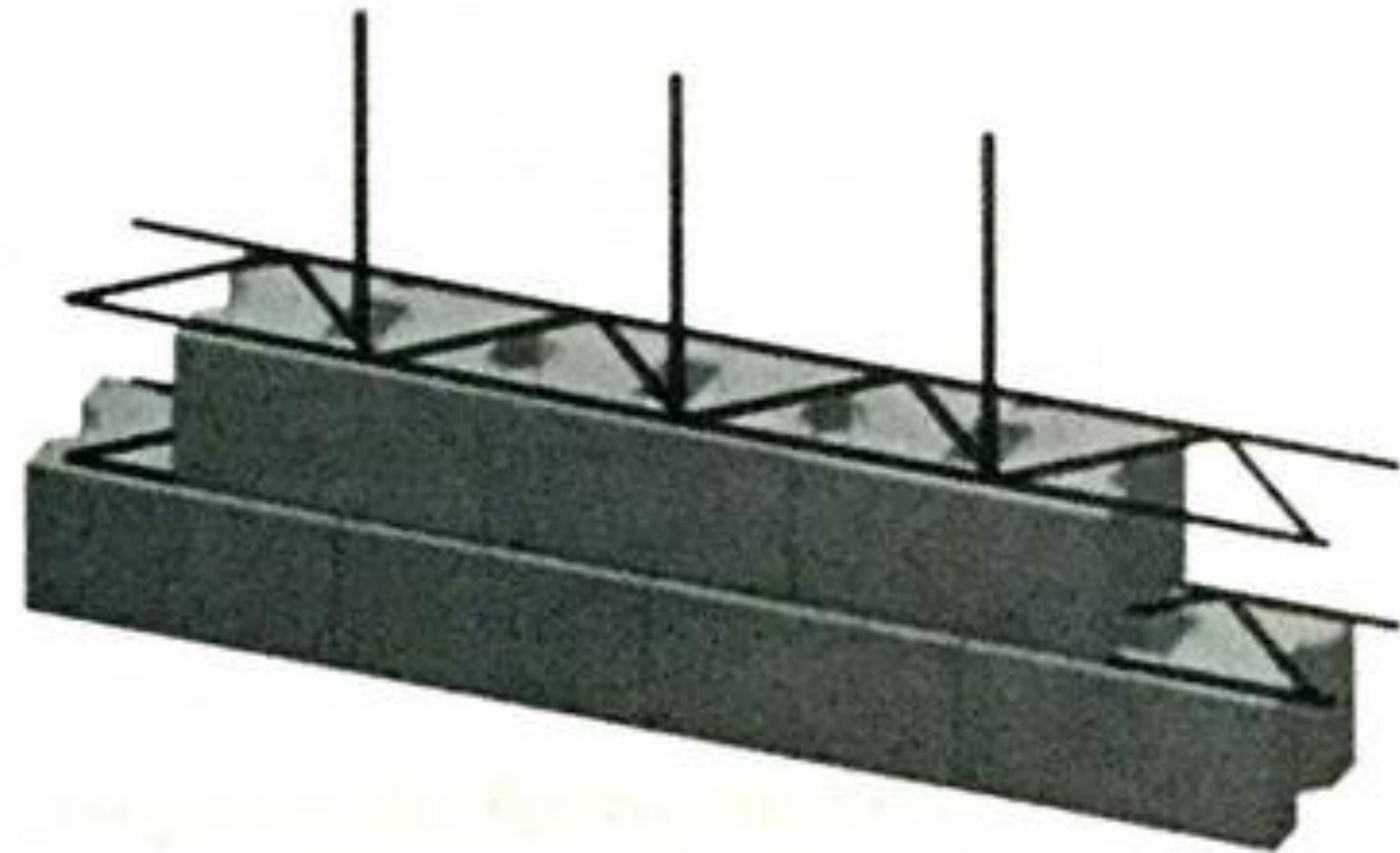
Donde f_k es la resistencia característica a compresión de la mampostería, y el resto de las variables se han definido con anterioridad.

Para la mampostería reforzada se limita la resistencia a corte a 30% del valor de la resistencia a compresión, con la finalidad de evitar fallas por aplastamiento del material antes que una falla de corte. Con respecto al tipo de refuerzo transversal en los muros de mampostería, existe la posibilidad de utilizar escalerillas; sin embargo, la ductilidad del acero debe ser limitada.

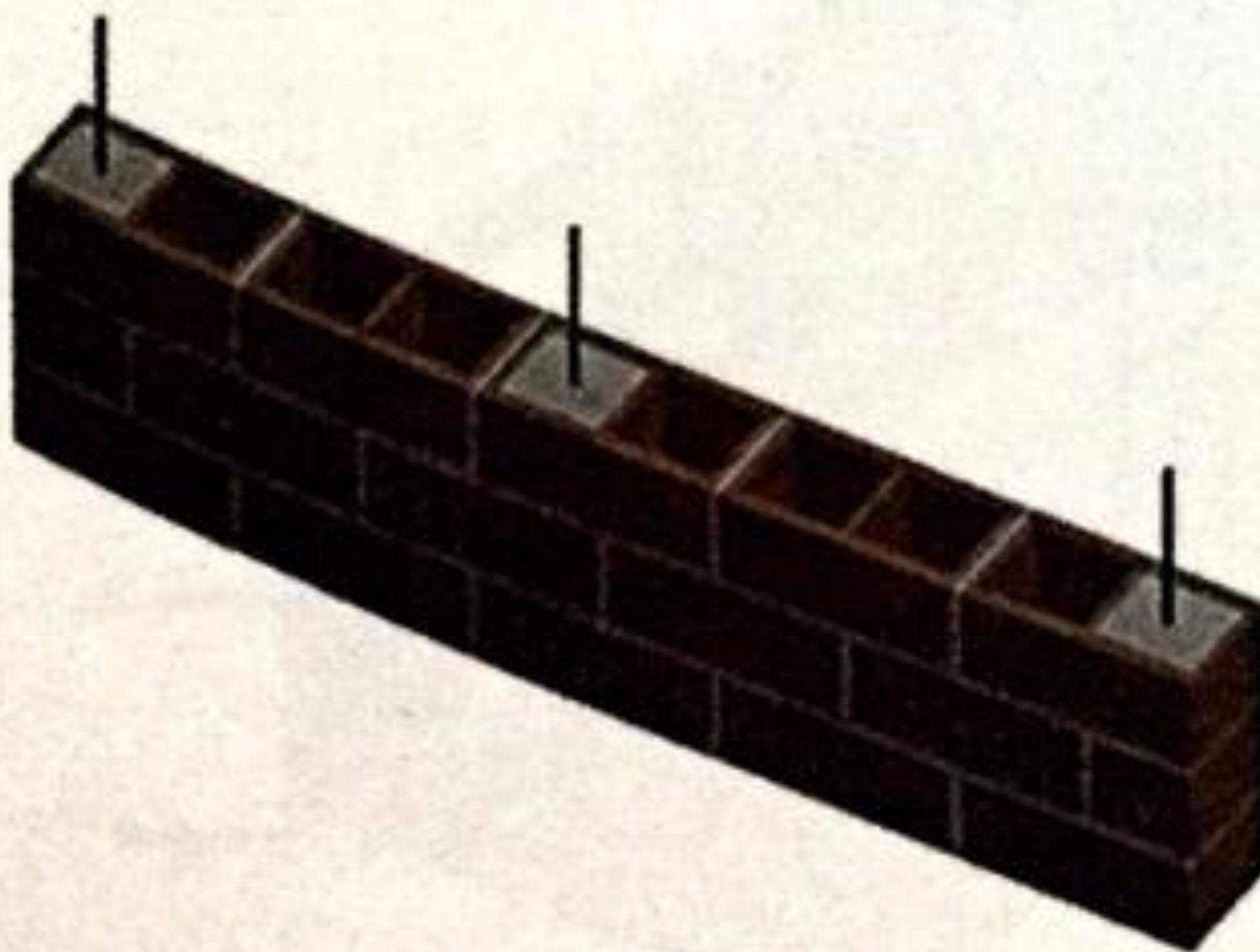
En la figura 12.12 se muestran algunos ejemplos de los tipos de muros de mampostería reforzada.



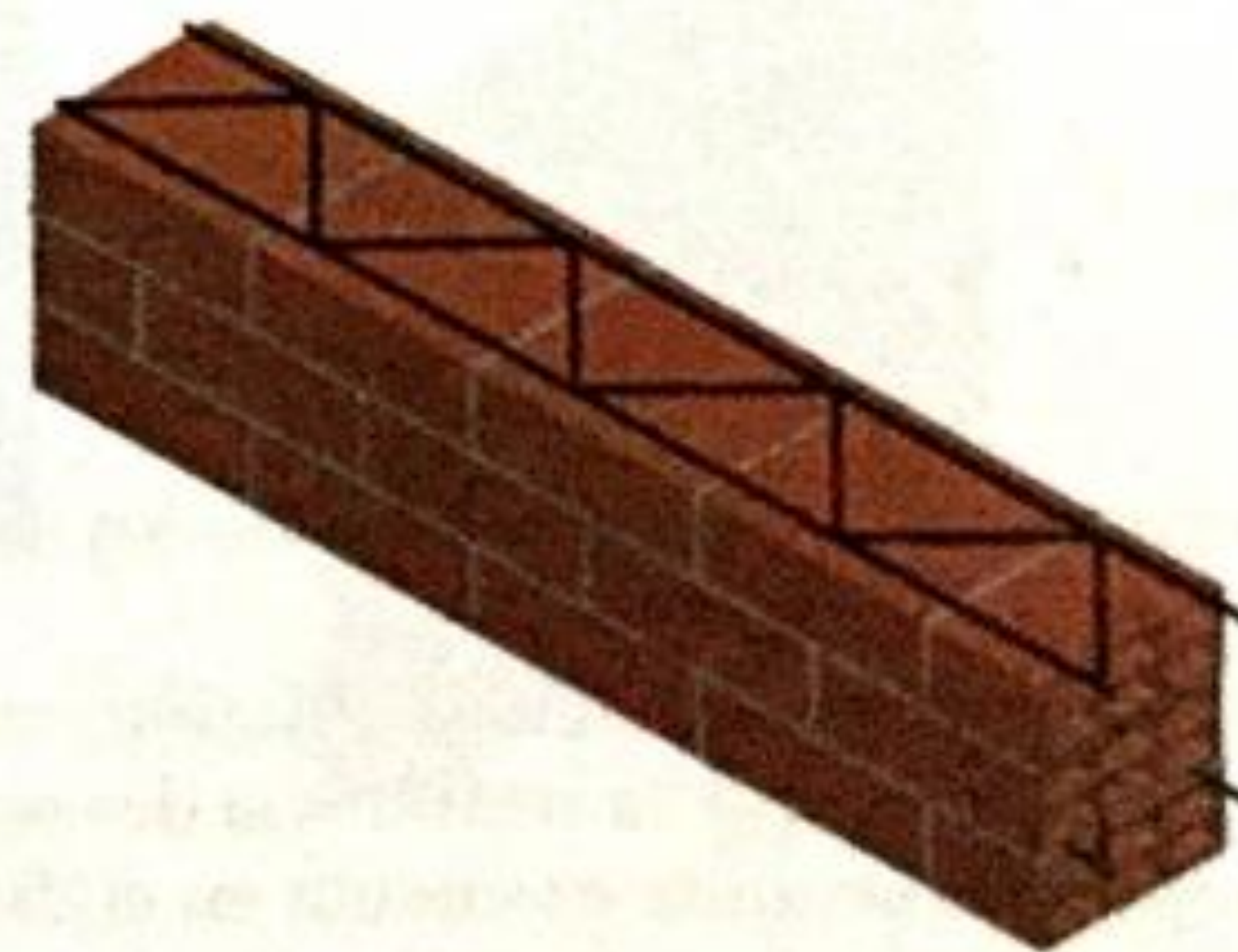
a) Muro relleno con refuerzo vertical y horizontal (piezas del grupo 1)



b) Muro con refuerzo horizontal y vertical (piezas del grupo 2a)



c) Muro de piezas huecas con refuerzo vertical (piezas del grupo 2b)



d) Muro con refuerzo horizontal (piezas del grupo 3)

Figura 12.12 Ejemplos de muros de mampostería reforzada (Eurocode 6, 1996). Zúñiga, O. (2010). Ilustración de muros reforzados interiormente [figura]. Reproducido de Eurocode 6, 1996.

12.7.3. Resistencia a flexión de la mampostería reforzada

En el caso de la resistencia a flexión en el plano del muro, se establece que la resistencia a flexión, se determine a partir del método general de diseño de elementos a flexión de la misma manera como se aplica en secciones de concreto reforzado. Para esto se hace referencia a la figura 12.13, en la que se considera una distribución rectangular de la resistencia a compresión de la mampostería.

Por otro lado, la norma europea propone un método simplificado para la estimación de la resistencia a flexión de muros de mampostería reforzada. El método simplificado para la determinación de la resistencia a flexión de muros de mampostería reforzada, se muestra en la siguiente ecuación:

$$M_{Rd} = \frac{A_s f_{yk} z}{\gamma_s} \quad (12.29)$$

Donde M_{Rd} es la resistencia a flexión en el plano de los muros, A_s el área de acero en los extremos de los muros a tensión únicamente, z el brazo de palanca (ecuación 12.30), y γ_s el coeficiente parcial de seguridad del acero de refuerzo:

$$z = d \left[1 - 0.5 \frac{A_s f_{yk} \gamma_M}{b d f_k \gamma_s} \right] \leq 0.95d \quad (12.30)$$

De la ecuación 12.30 se han definido los valores de los coeficientes previamente.

En el caso de la resistencia a flexión, resulta necesario resaltar que la resistencia del acero a compresión no se toma en cuenta en el diseño. Lo anterior tiene como finalidad que se subestime dicha contribución y se limite la capacidad a flexión con la capacidad de compresión de la mampostería para evitar fallas por aplastamiento del material.

12.8. Mampostería confinada

Para la mampostería confinada, el Eurocódigo 6 establece que la resistencia debe calcularse bajo los mismos principios que se han utilizado para mampostería no reforzada y reforzada, respectivamente. Para el caso de la resistencia a corte, se considera que no existe contribución de los elementos que confinan a la mampostería. La suposición anterior es compatible con el procedimiento propuesto en la normativa mexicana, ya que de la misma forma no se considera la contribución de los elementos confinantes en la resistencia.

Dado que la mampostería confinada de la norma europea es el punto de comparación con la mampostería confinada en México, en la presente sección se mostrarán las principales características que debe cumplir este tipo de sistema estructural según el Eurocódigo 6.

En principio se tiene que los elementos de mampostería confinada deben contar con elementos de concreto o de mampostería armada, dispuestos de forma horizontal en cada piso y

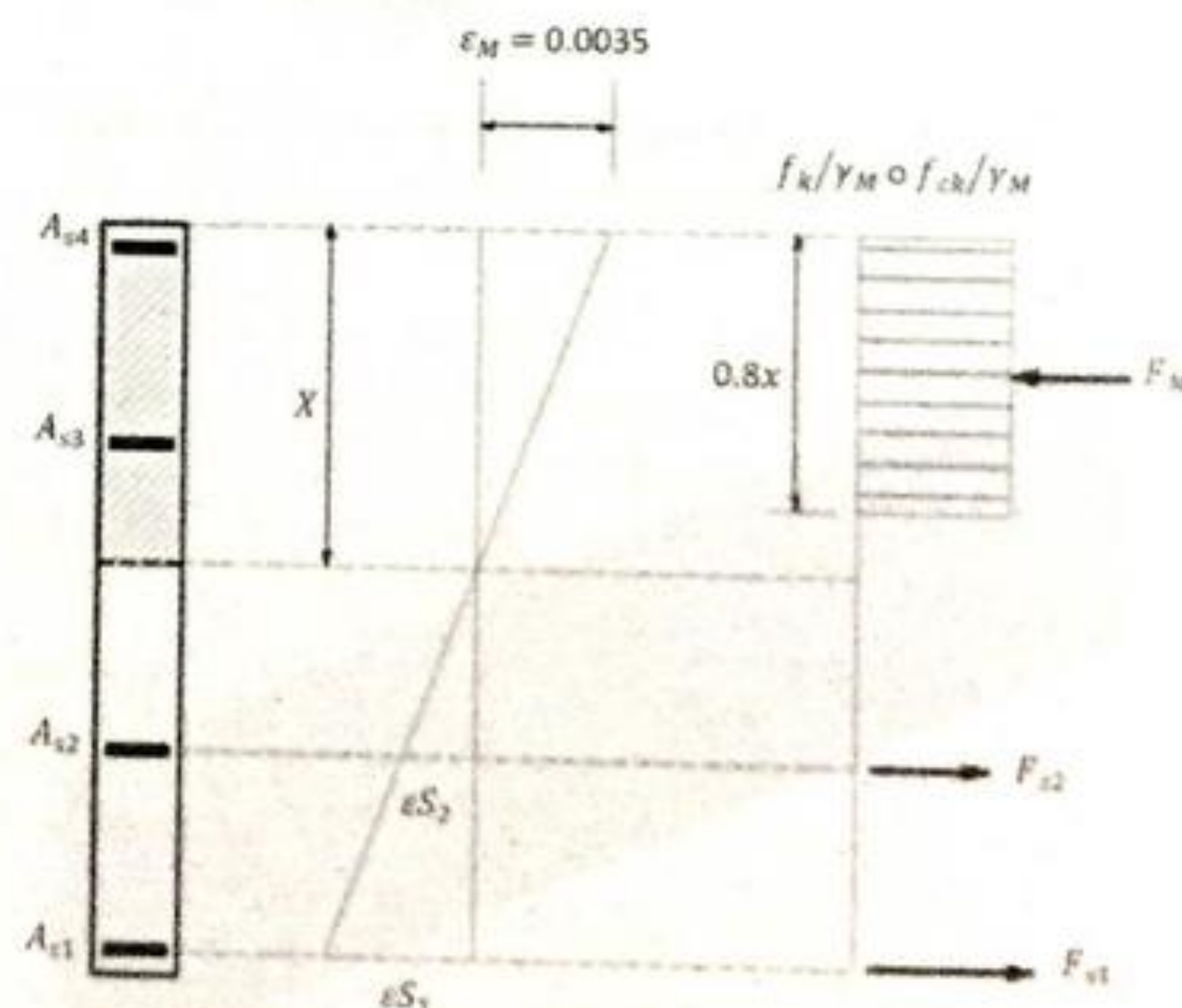


Figura 12.13 Diagrama del método general de diseño por flexión para secciones de mampostería reforzada (Eurocode 6, 1996). Zúñiga, O. (2010). Ilustración de diagrama esfuerzos a flexión [figura]. Reproducido de Eurocode 6, 1996.

vertical en la intersección con otros muros y en los extremos de los mismos. También se deben colocar elementos de confinamiento en huecos de ventanas o puertas cuando el área de los huecos sea mayor o igual a 1.5 m^2 . También se establece que los elementos de confinamiento vertical deben tener una separación no mayor a 4 m. En la figura 12.14 se muestra la configuración de la mampostería confinada propuesta por el Eurocódigo 6. Se observa que existen dos casos a considerar como mampostería confinada: el caso tradicional, que utiliza elementos convencionales de elementos de concreto (figura 12.14a); y el caso en el que los elementos confinantes están dentro de los muros (figura 12.14b). Para el caso b, se manufacturan piezas especiales en forma de canal para alojar el concreto y acero de refuerzo, lo que permite visualizar a las estructuras de mampostería sin elementos confinantes de concreto reforzado.

Una de las recomendaciones que se hacen con respecto al refuerzo horizontal en la mampostería confinada, es que se debe usar con piezas de los grupos 1, 2a y 2b. En este caso, los diáme-

tros de las barras de refuerzo no serán menores a 6 mm, y las separaciones entre elementos de refuerzo no superarán los 60 cm. Con respecto al refuerzo que deben tener los elementos de confinamiento, se debe cumplir que exista al menos un área de acero longitudinal mínima de $0.002t \text{ mm}^2$ o de 200 mm^2 con t como el espesor de los muros. También se debe cumplir que los miembros de concreto confinante deben tener al menos un área transversal de 0.02 m^2 con dimensiones mínimas por lado de 10 cm.

12.9. Diseño sísmico de las estructuras de mampostería

Las reglas de diseño que se deben cumplir para el diseño de estructuras en zonas sísmicas, se especifican en las disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes del Eurocódigo 8. En principio, las edificaciones sometidas a acciones sísmicas deben cumplir con los siguientes principios de estructuración:

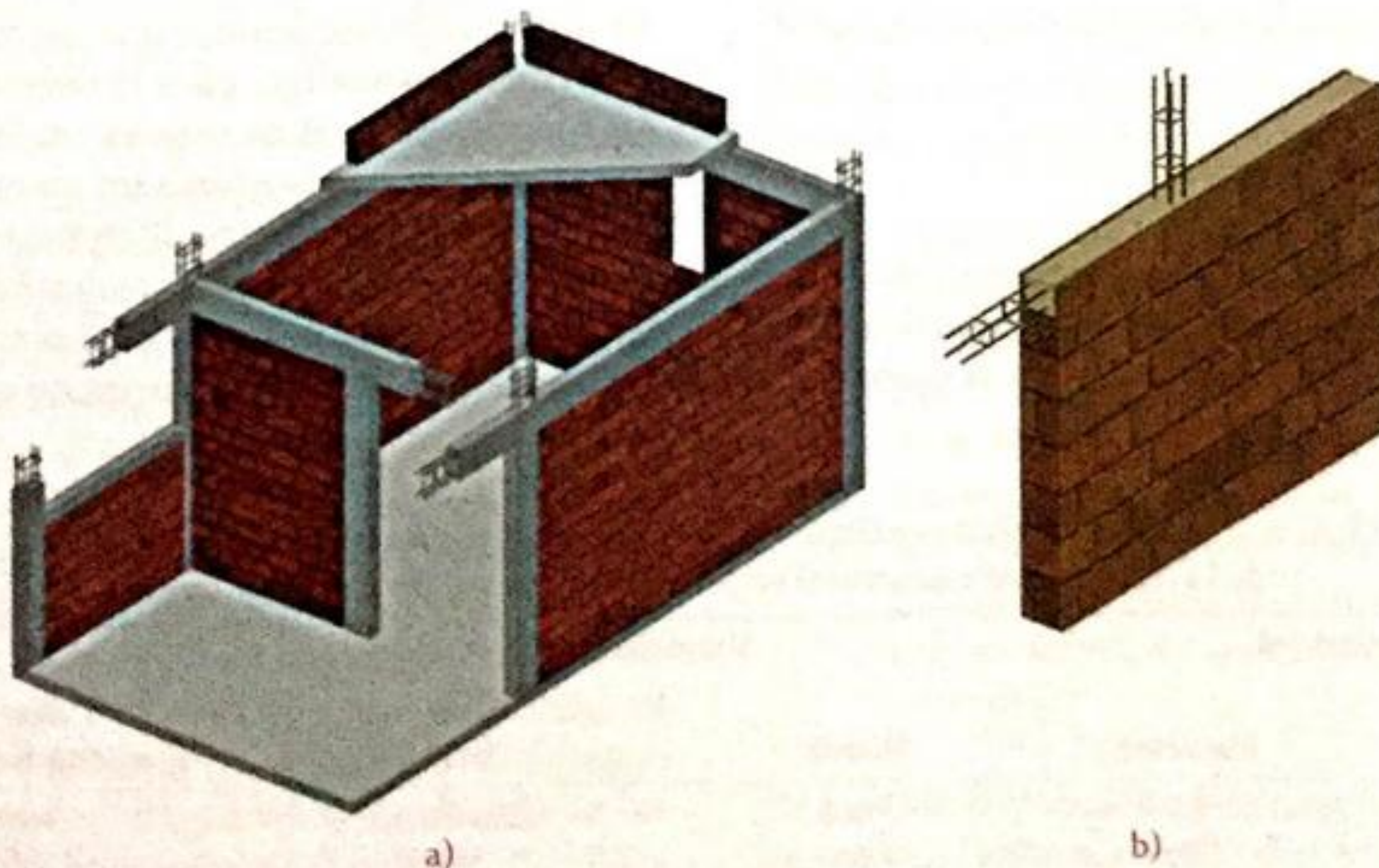


Figura 12.14 Configuración de mampostería confinada con elementos de concreto reforzado (Eurocode 6, 1996). Zúñiga, O. (2010). Ilustración de mampostería confinada [figura].

- a) Simplicidad estructural.
- b) Uniformidad y simetría.
- c) Redundancia.
- d) Resistencia y rigidez bidireccional.
- e) Resistencia y rigidez torsional.
- f) Eficiencia de los diafragmas de entrepiso.
- g) Cimentación adecuada.

En relación con la regularidad estructural el Eurocódigo 8 establece el tipo de análisis estructural a realizar. Con respecto a lo anterior, es importante mencionar que, a diferencia de la normativa mexicana, donde el factor de comportamiento sísmico (q) no considera la regularidad de las estructuras, en la norma europea sí tiene influencia sobre dicho parámetro. En la tabla 12.5 se muestran los tipos de análisis estructurales que es posible que se lleven a cabo en el diseño sísmico de las edificaciones en general.

Los criterios para determinar la regularidad estructural que se establecen en la normativa europea tienen similitud con los propuestos por la norma mexicana para diseño de estructuras por sismo (NTC-DS, 2004). En este sentido, los criterios propuestos para la regularidad en planta y elevación que se aplican a las estructuras de mampostería, son los que se mencionan a continuación:

1. Regularidad en planta:

- La rigidez lateral y la distribución de masas es aproximadamente simétrica en las direcciones ortogonales de la planta.

- No se tienen formas irregulares con entrantes y salientes de más de 25% del total de las dimensiones en planta de las estructuras en las direcciones consideradas.
- Los desplazamientos máximos por planta no exceden en más de 20% del desplazamiento promedio por planta.
- La rigidez lateral total es lo suficientemente alta para que tenga efectos despreciables sobre las deformaciones laterales de los elementos aislados.

2. Regularidad en elevación:

- Todos los elementos diseñados para resistir acciones laterales deben tener continuidad en toda la altura de los edificios.
- La rigidez lateral y la masa de cada una de las plantas se mantienen constantes o se permiten reducciones graduales desde la base hasta la altura total de las estructuras.
- Los cambios de sección en elevación son permitidos siempre y cuando se sigan los criterios mostrados en la figura 12.15.

Es importante mencionar que los procedimientos, en el Eurocódigo, para la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño, no difieren significativamente de los utilizados en otros códigos. Sin embargo, una de las diferencias, es que los elementos no estructurales se diseñan para resistir acciones debidas a sismos. Esta diferencia con respecto a otros códigos, permite un mejor de-

Tabla 12.5 Tipo de análisis a realizar y factor de comportamiento sísmico en función de la regularidad estructural en planta y elevación (Eurocode 6, 1996)

Regularidad		Simplificación		
Planta	Elevación	Modelo	Análisis	Factor de comportamiento sísmico q
Sí	Sí	Plano	Simplificado	Referencia
Sí	No	Plano	Modal	Menor
No	Sí	Tridimensional	Modal	Referencia
No	No	Tridimensional	Modal	Menor

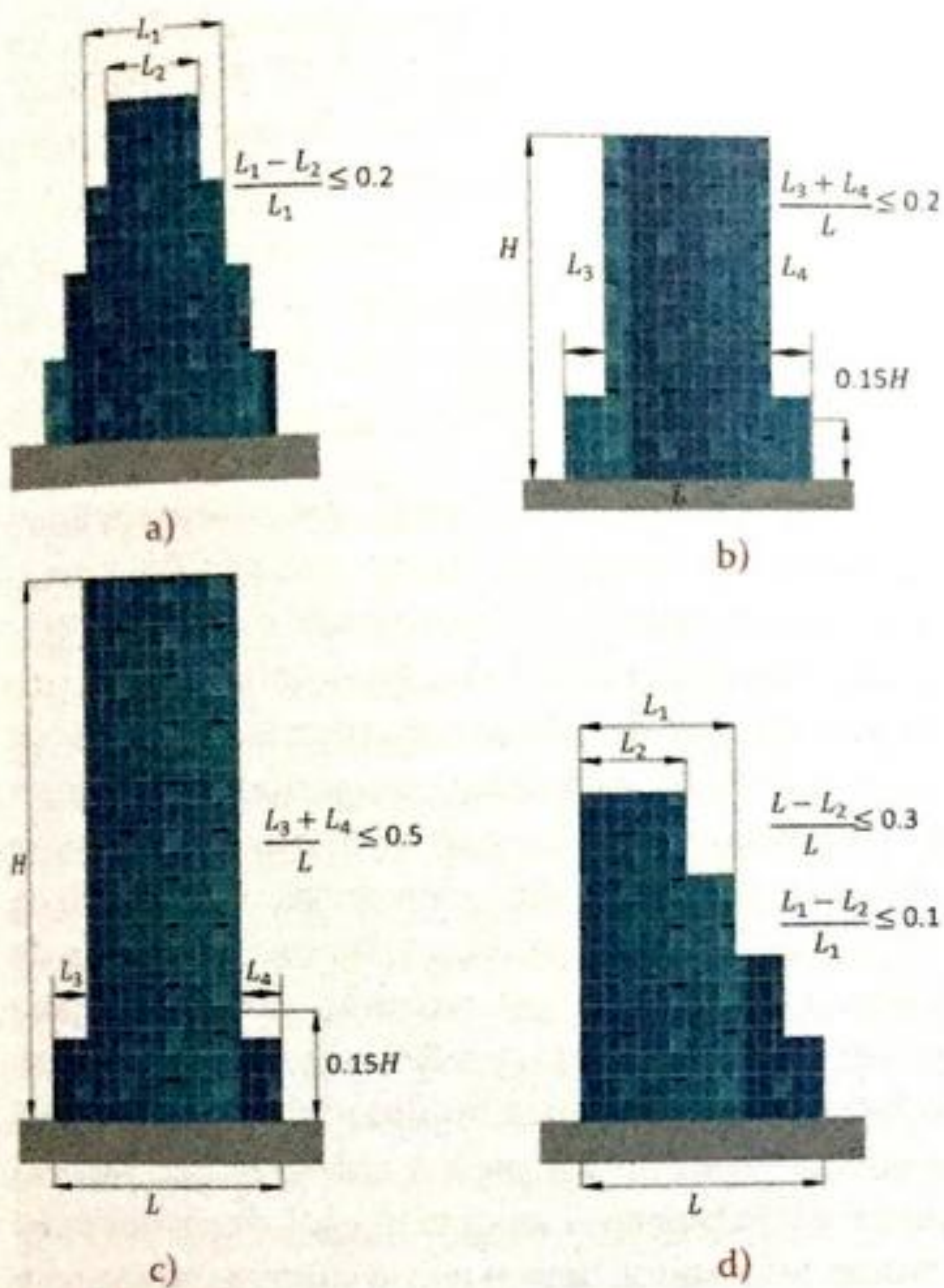


Figura 12.15 Criterios de regularidad en altura (Eurocode 8, 1998). Zúñiga, O. (2010). Ilustración del cambio de sección en altura [figura]. Reproducido de Eurocode 8, 1998.

sempañeo de los elementos no estructurales durante sismo. Con respecto a esto, la norma europea proporciona ecuaciones para determinar las fuerzas sísmicas a las que están sometidos dichos elementos, incluidos sus respectivos factores de comportamiento sísmico.

En cuanto al diseño de estructuras de mampostería en zonas sísmicas, la norma europea considera que las piezas utilizadas no tengan un volumen de huecos mayor al 50%, así como espesores de paredes de las piezas no menores a 15 mm, esto con la finalidad de evitar fallas frágiles locales en la mampostería. Por otro lado, la resistencia mínima a compresión normalizada de las piezas debe ser de al menos 2.5 N/mm², mientras que la resistencia del mortero para mampostería no reforzada y confinada, no debe ser menor que

Tabla 12.6 Factores de comportamiento sísmico de sistemas a base de muros de mampostería q (Eurocode 8, 1998)

Mampostería	q
No reforzada	1.5
Confinada	2.0
Reforzada	2.5

5 N/mm² y 10 N/mm² para mampostería reforzada.

El Eurocódigo 8 reconoce que, a pesar de la baja resistencia a la tensión y la poca capacidad de deformación de la mampostería, el acero de refuerzo proporciona ductilidad y limita el daño excesivo por efecto de cargas cíclicas. Con respecto a lo anterior, los valores de q que especifica la norma europea para estructuras a base de muros de mampostería, son los que se muestran en la tabla 12.6.

En relación con la distribución del cortante basal obtenido de análisis elásticos lineales, se hacen modificaciones por efectos de redistribución de las acciones debido a comportamiento no lineal; sin embargo, no se permiten reducciones de más de 30% e incrementos de más de 50%.

Además de lo mencionado previamente, se debe cumplir que las estructuras de mampostería cumplan con lo siguiente:

- Las estructuras deben estar compuestas por muros y sistemas de piso conectados en todas sus direcciones.
- Las conexiones entre elementos deben hacerse por medio de estribos o elementos de concreto reforzado.
- Los muros de corte de estructuras de mampostería deben cumplir los requisitos geométricos que se muestran en la tabla 12.7.

De la tabla 12.7 se tiene que t es el espesor de los muros, h_{ef} la altura efectiva de los muros (ver sección 12.6), h la altura mayor de los huecos adyacentes al muro, y l la longitud de los muros.

Tabla 12.7 Requisitos geométricos para muros de cortante (Eurocode 8, 1998)

Tipo de mampostería	Espesor de los muros t (mm)	h_{ef}/t	h/l
No reforzada, piezas de piedra natural	≥ 400	≤ 9	≤ 2
No reforzada, piezas artificiales	≥ 300	≤ 12	≤ 2
No reforzada, piezas de piedra artificial en zonas de baja sismicidad	≥ 175	≤ 15	≤ 2.5
Confinada	≥ 240	≤ 15	≤ 3.0
Reforzada	≥ 240	≤ 15	No hay restricción

Para estructuras de mampostería diseñadas ante efectos de sismo, los requisitos establecidos en las secciones 12.6, 12.7 y 12.8 cambian. Por tal motivo, algunos de los datos aquí proporcionados podrían ser diferentes a los mencionados previamente. En el caso de la mampostería no reforzada, debe colocarse un refuerzo mínimo por integridad estructural que consiste en elementos horizontales de concreto reforzado en cada nivel o vigas de acero cuya separación en altura no superará los 4 m. También se considera que para estructuras de más de dos plantas, en los casos en los que la aceleración de diseño es mayor que 0.30 g, se coloquen escalerillas en forma de refuerzo horizontal.

Para el caso de la mampostería confinada, las secciones transversales de los elementos de confinamiento no deben tener un área menor a $15 \times 15 \text{ cm}^2$. Para el caso de las aberturas en muros de mampostería confinada, se deben colocar elementos de confinamiento vertical en ambos lados de huecos con áreas mayores o iguales a 1.5 m^2 , además de que la separación de dichos elementos, no debe superar los 4 m. Con respecto al refuerzo en los elementos de confinamiento vertical y horizontal, se debe tener al menos un área de acero de 240 mm^2 .

Para el caso de la mampostería reforzada, los requisitos adicionales que se exigen para regiones sísmicas están relacionados con la disposición del acero de refuerzo. En este caso, el refuerzo horizon-

tal dentro de los muros debe tener separaciones verticales no mayores a 60 cm. Los detalles para la conexión de acero en los extremos de muros (ganchos), tienen similitud con los detalles propuestos en la normatividad mexicana para la conexión con otros muros. En este caso se exige que la separación del refuerzo vertical sea de al menos 40 cm como máximo, y se colocarán elementos de refuerzo en los extremos de los muros y las intersecciones de éstos. La cantidad del refuerzo horizontal para muros de mampostería reforzada, se limita a cantidades mínimas con la finalidad de reducir la falla a compresión de las piezas antes de que fluya el acero de refuerzo. Las cantidades de refuerzo en muros reforzados tienen como valores mínimos los que se muestran a continuación:

- $\geq 0.05\%$ del área bruta del muro para refuerzo horizontal.
- $\geq 0.10\%$ del área bruta del muro para refuerzo vertical.

Debido a que los materiales experimentan comportamientos distintos en función de la velocidad de aplicación de las cargas, la norma europea considera dicho efecto en los factores parciales de seguridad (γ_M). Para diseño sísmico de estructuras de mampostería, se consideran valores distintos en función de la categoría de la fabricación de las piezas y de la categoría de ejecución de las obras. Dichos valores se muestran en la tabla 12.8.

Tabla 12.8 Factores parciales de seguridad de la mampostería (γ_M) (Eurocode 8, 1998)

Material	Categoría de calidad de las piezas	Categoría de ejecución de la obra		
		A	B	C
Mampostería	I	1.20	1.5	1.8
	II	1.4	1.7	2.0

Es importante mencionar que para acciones permanentes, los factores mencionados son mayores a los que se presentan.

Además de las reglas de requisitos geométricos de los elementos de corte y de la disposición de muros, existen requisitos en cuanto a la cantidad de pisos que deben tener los edificios y el porcentaje mínimo de muros de corte como porción del área en planta de las edificaciones. Lo anterior en función del nivel de aceleración de diseño para la que son diseñadas las estructuras y del tipo de mampostería que se emplea. El concepto anterior es importante, ya que se regula de manera estricta el diseño de este tipo de estructuras. La tabla 12.9 muestra los valores de los requisitos exigidos en cuanto al número de niveles de estructuras de mampostería, mientras que la tabla 12.10 muestra el área mínima de muros de cortante con la que deben contar las estructuras. Es importante resaltar que el diseño sísmico de edificios de mampostería está muy limitado en cuanto al número de niveles y la cantidad mínima de muros de corte en planta que deben tener las estructuras.

A diferencia de esta norma, la reglamentación mexicana no impone limitaciones en este sentido, más bien limita la altura de las estructuras en función del tipo de análisis sísmico a realizar, ya que para alturas relativamente bajas, se

permite hacer análisis sísmicos simplificados, mientras que para estructuras relativamente altas, es obligado el uso de análisis sísmicos estáticos o dinámicos con modelos estructurales más refinados. Además de la limitación que impone la norma en cuanto a la altura de las estructuras, también existen otras reglas que deben ser cumplidas para estructuras a base de muros de mampostería, las que están dadas en función del arreglo de los muros que resisten las acciones sísmicas y la regularidad en planta y elevación.

12.10. Ejemplo de diseño de mampostería confinada

A continuación se presenta un ejercicio del diseño de un elemento de mampostería confinada siguiendo las recomendaciones del Eurocódigo 6. En este sentido, algunos de los datos proporcionados aquí son valores indicativos de la resistencia de los materiales (Rolando, 2006), o de secciones del Eurocódigo 6 y de normas complementarias que no han sido incorporadas en el presente capítulo.

Las suposiciones que se hacen con respecto al muro de mampostería y sus componentes, son las que se muestran a continuación:

1. Las dimensiones del muro son las que se muestran en la figura 12.16.
2. El muro pertenece a una estructura regular de cuatro niveles. La carga de diseño (N_{sd}) es de 57 N/mm (58.10 kg/cm).
3. El elemento cuenta con soporte lateral en dos de sus bordes (superior e inferior), que restringe su movimiento lateral.
4. Se consideran piezas multiperforadas pertenecientes al grupo 2a con dimensiones de $242 \times 114 \times 69$ mm, cuya resistencia a la compresión f_b es de 15 N/mm² (152.91 kg/cm²). La categoría de la calidad de las piezas es del tipo I (EN 771-1, 2003).
5. El mortero es del tipo M10, con resistencia (f_m) de 10 N/mm² (101.94 kg/cm²).

Tabla 12.9 Número de plantas permitidas (Eurocode 8, 1998)

Tipo de mampostería	Aceleración de diseño a_g		
	< 0.20 g	≥ 0.20 g	≥ 0.30 g
No reforzada	3	2	1
Confinada	4	3	2
Reforzada	5	4	3

Tabla 12.10 Cantidad mínima de muros de corte como porcentaje del área total en planta (Eurocode 8, 1998)

Tipo de mampostería	Aceleración de diseño a_g		
	< 0.20 g	≥ 0.20 g	≥ 0.30 g
No reforzada	3	5	6
Confinada	2	4	5
Reforzada	2	4	5

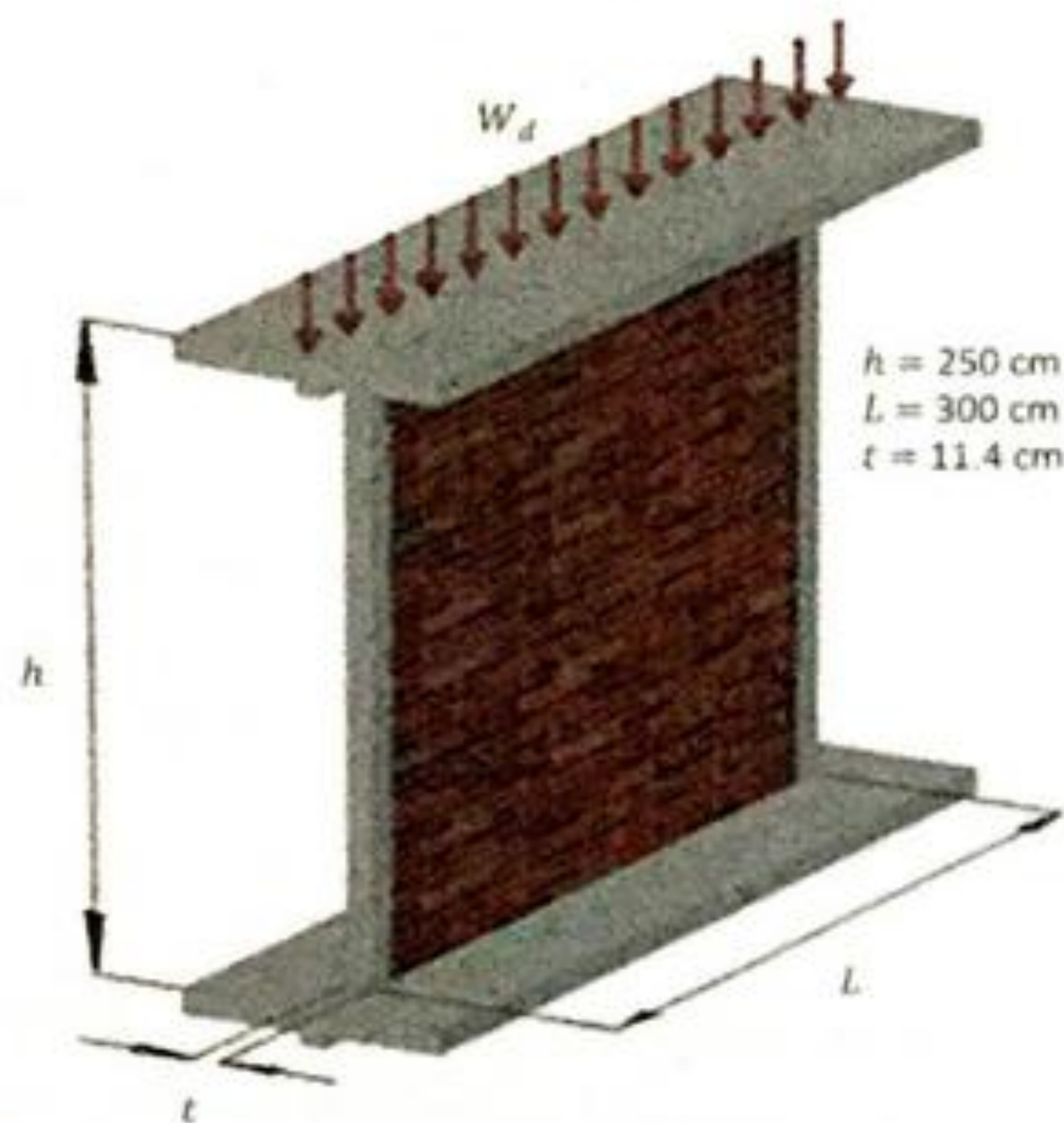


Figura 12.16 Dimensiones de muro de mampostería confinada propuesto para revisión. Zúñiga, O. (2010). Ilustración muro de mampostería confinada [figura].

6. La mampostería es clasificada en la categoría B, según la calidad con la que se realiza la obra (Eurocode 6, 1996).
7. El muro cuenta con escalerillas como refuerzo horizontal con diámetros de las barras de 6 mm. El espaciamiento vertical de las escalerillas se considera de 60 cm. La resistencia característica de este acero de refuerzo (f_{yk}) es de 600 N/mm² (EN 845-3, 2003).
8. Las dimensiones de los elementos de confinamiento verticales son de 11.4 × 15 cm.
9. Se consideran cuatro barras con diámetro de 12 mm como refuerzo de los elementos de confinamiento vertical. El esfuerzo de fluencia de este tipo de acero es de 500 N/mm² (EN 10080, 2005).
10. Se considera que el muro pertenece a una estructura diseñada en una zona con baja sismicidad.

12.10.1. Cálculo de la resistencia característica a compresión y a corte de la mampostería

Para este caso en particular, la resistencia característica a compresión de la mampostería f_k se obtiene a partir de la ecuación 12.8. El valor de K

utilizado para este ejemplo es de 0.55, ya que se trata de un muro cuyo espesor es el mismo que el de las piezas, y son piezas del grupo 2a:

$$f_k = 0.55 \times (15 \text{ N/mm}^2)^{0.65} \times (10 \text{ N/mm}^2)^{0.25}$$

$$f_k = 5.69 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 58.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Al utilizar los valores de f_b y f_m , se tiene que la resistencia a corte se obtiene como el menor de los tres valores que se muestran a continuación. Se toman como referencia los valores límite de la tabla 12.4 para mortero tipo M10 y piezas del grupo 2a:

1. $f_{vk} = 0.3 \text{ N/mm}^2 + 0.4\sigma_d$
2. $f_{vk} = 0.065 \times 15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.975 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
3. $f_{vk} = 1.40 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

En este caso se observa que el menor de los tres valores corresponde al caso 1, ya que para una carga axial máxima de diseño: 0.83 N/mm² (8.5 kg/cm²), calculada como el promedio para un edificio de cuatro niveles, se alcanza una resistencia (f_{vk}) de 0.63 N/mm² (6.45 kg/cm²), que es menor a los casos 2 y 3.

12.10.2. Revisión de la resistencia de diseño a compresión axial

A partir de los datos proporcionados, se ve que la resistencia de la mampostería es superior a las cargas de diseño que actúan sobre el muro; sin embargo, se requiere de la reducción de resistencia por efectos de esbeltez y excentricidad.

A continuación se determinan los factores $\Phi_{l,m}$ que toman en cuenta la esbeltez y excentricidad de los muros según sus condiciones de

apoyo, y la forma como se transmiten las cargas gravitacionales.

Antes de pasar al cálculo de $\Phi_{i,m}$, se calcula la altura efectiva del muro (h_{ef}) que permite la determinación de la excentricidad accidental por imperfecciones (ecuación 12.19). Ya que el elemento estructural a revisar tiene dos bordes restringidos por losas de concreto en sus extremos superior e inferior, el valor del factor de reducción para el cálculo de h_{ef} es de; $\rho_2 = 0.75$ (Eurocode 6, 1996):

$$h_{ef} = 187.5 \text{ cm}$$

$$e_a = 0.42 \text{ cm}$$

Por simplicidad, en este ejemplo se considera que se tiene una excentricidad debida a las cargas ($M_{1,2}/N_{1,2}$) de $0.1t$, y e_{hi} es igual a cero. Al utilizar este valor de excentricidad, el valor de $M_{1,2}$ resulta igual a 1.95 kN-m , con una carga $N_{1,2}$ de 171 kN . Una vez hechas las suposiciones anteriores, se calcula el valor de e_i con la siguiente ecuación:

$$e_{1,2} = 1.56 \text{ cm}$$

Con el valor de la excentricidad en los extremos superior e inferior del muro, y al hacer uso de la ecuación 12.17, se llega a:

$$\Phi_{1,2} = 0.73$$

Para el caso de Φ_{mi} , el procedimiento que se sigue es el que se muestra a continuación.

El valor de la excentricidad en el quinto medio del muro debido a las cargas (e_{mk}), se determina conforme a la figura 12.8 y la ecuación 12.21. Para esto, el valor de $M_{m1,2}$ es igual a 1.56 kN-m , y $N_{m1,2}$ es igual a 171 kN si se desprecia el peso propio del muro:

$$e_{m1,2} = 1.33 \text{ cm}$$

En el caso de la excentricidad por fluencia (e_k), su valor se determina con la ecuación 12.22. Para

esto, el valor de Φ_∞ se toma como 1.0 debido a que se trata de mampostería hecha con piezas de arcilla (Eurocode 6, 1996):

$$e_k = 0.13 \text{ cm}$$

Al hacer referencia a la figura 12.9 con los valores de $e_k/t = 0.011$ y $h_{ef}/t_{ef} = 16.45$, el valor de $\Phi_{m1,2}$ es el más alto considerado.

Ya que $\Phi_{1,2}$ es menor que $\Phi_{m1,2}$, su efecto es el más desfavorable en el cálculo de la resistencia a compresión del muro. A partir de lo anterior se procede a determinar el valor de γ_m (ecuación 12.16). En este caso, como se trata de mampostería confinada, las secciones de concreto en los extremos del muro se consideran con la misma resistencia que la mampostería, y se desprecia la contribución del acero de refuerzo. El valor de que se utiliza para este tipo de mampostería, es de 1.5, ya que se utilizan piezas de categoría I, y con la categoría de ejecución de la obra es B (Tabla 12.8):

$$N_{rd} = 315.68 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Al comparar el resultado anterior con las cargas de diseño, se tiene que para este caso: $N_{rd} > N_{sd}$.

12.10.3. Revisión de la resistencia de diseño a corte

Con respecto a la capacidad ante fuerzas cortantes del muro, se considera que no se incluye la contribución de los elementos confinantes de concreto en la resistencia del muro. Por otro lado, al tratarse de un muro con refuerzo horizontal, la resistencia total se considera como la contribución de la mampostería y del refuerzo horizontal.

Al obtener el esfuerzo axial sobre la mampostería por medio del valor de N_{sd} , se tiene que: $f_{vk} = 0.5 \text{ N/mm}^2$ según ecuación 12.11. Al aplicar la ecuación 12.26, se obtiene la resistencia a corte de la mampostería. Cabe destacar que la longitud

efectiva para la resistencia a corte se calcula como la longitud total del muro menos las dimensiones de los elementos de confinamiento:

$$V_{Rd1} = 102.6 \text{ kN}$$

Para la resistencia que aporta el refuerzo horizontal, se utiliza la ecuación propuesta para mampostería reforzada (ecuación 12.27). En este caso: $A_{sw} = 56.55 \text{ mm}^2$; $\gamma_s = 1.0$; $\alpha = \pi/2$; y los valores restantes están dados en la definición del problema:

$$V_{Rd2} = 275.37 \text{ kN}$$

Al sumar las contribuciones de la mampostería y el refuerzo horizontal en la resistencia a corte, se tiene que:

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} = 377.97 \text{ kN}$$

Una vez obtenida la resistencia a corte, se verifica que dicho valor no supere el límite establecido por la norma (ecuación 12.28). Con respecto a lo anterior, el límite de resistencia es superior al valor calculado:

$$\frac{0.30 f_k b d}{\gamma_m} = 1167.59 \text{ kN}$$

12.10.4. Revisión de la resistencia de diseño a flexión

Para determinar la capacidad a flexión del muro, se utiliza el mismo procedimiento descrito para la mampostería reforzada. En el presente ejemplo se utiliza el método simplificado para determinar la resistencia; sin embargo, es válido usar el método general de diseño que se describe por medio de la figura 12.13.

El brazo de palanca z para la estimación del momento resistente se calcula mediante la ecuación 12.30. El área de acero en cada uno de los elementos de confinamiento es: $A_s = 452.4 \text{ mm}^2$, y el valor d es la distancia entre los centros geomé-

tricos donde se localiza el refuerzo longitudinal de los castillos:

$$z = 1361.84 \text{ mm}$$

Una vez calculado el brazo de palanca, el momento resistente del elemento de mampostería se determina aplicando la ecuación 12.29, dando como resultado el siguiente valor:

$$M_{Rd} = 308.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

12.11. Mampostería prefabricada

En esta sección se hace referencia a la construcción de la mampostería prefabricada en Europa. Aunque los procedimientos de diseño no se muestran en este capítulo, se da una visión general sobre este proceso constructivo que tiene gran aceptación en países como Alemania.

La construcción con sistemas prefabricados no es algo nuevo en Europa, principalmente en Alemania, ya que existen publicaciones sobre la construcción de este tipo de estructuras desde hace más de 40 años. La primera norma oficial que establece los criterios de fabricación y construcción de mampostería prefabricada, fue publicada en 1978 como Edificios de Mampostería de Unidades Prefabricadas (DIN 1053-4, 1978). A partir de esa publicación, los códigos de diseño de estructuras de mampostería han evolucionado hasta llegar a la normativa actual (DIN 1053-4, 2001). Cabe destacar que el Eurocódigo como tal, no incluye los procedimientos de diseño para este tipo de estructuras, sino que ésta es una norma local (en este caso de Alemania).

La mampostería prefabricada cuenta con un alto control de calidad durante su fabricación debido a que no depende de las condiciones ambientales que generalmente se presentan durante la construcción convencional de estructuras de mampostería (figura 12.17). El control de las variables ambientales en las plantas de fabricación es más estricto, ya que los procedimientos se

realizan con sistemas automatizados, y la mano de obra es experimentada. Por otro lado, los elementos prefabricados son capaces de tener longitud de hasta 10 m. En este tipo de elementos es posible la adición de vanos para puertas y ventanas, lo que permite un ahorro sustancial de tiempo durante la construcción. Con respecto a lo anterior, se muestran algunas de las ventajas del uso de la mampostería prefabricada en cuanto a la calidad, así como relación con la rapidez y la economía de usar este tipo de sistemas.

1. Ventajas en cuanto a la calidad de los productos:
 - a) Se tiene un permanente control de la calidad de fabricación de los elementos estructurales.
 - b) La calidad del mortero y de las piezas está bajo supervisión constante.
 - c) Las dimensiones de los elementos son controladas.
 - d) El proceso de curado de los elementos es el adecuado por la poca variabilidad ambiental que se tiene en las plantas prefabricadoras.
 - e) Los elementos se construyen con un solo tipo de material, cosa que en las estructuras convencionales varía.



Figura 12.17 Muros prefabricados en planta. Rimatem [fotografía]. Obtenida de <http://www.rimatem.com>.

2. Ventajas en cuanto a rapidez y economía:

- a) Libertad en cuanto al diseño arquitectónico.
- b) Existe mejor coordinación entre la arquitectura y la ingeniería.
- c) Reducción en costos de construcción.
- d) Rapidez de montaje de los elementos estructurales.

La transportación y el montaje de este tipo de elementos es uno de los problemas más complejos durante la construcción; sin embargo, se han desarrollado dispositivos y procedimientos para la realización de las maniobras mencionadas previamente. En la figura 12.18 se muestra el proceso de montaje de un muro. En este caso, la unión de los muros en su base se realiza únicamente con mortero, lo que facilita la conexión de éstos con la cimentación y otros muros y sistemas de piso. Con respecto a la unión de los muros en sus extremos, se utilizan dispositivos mecánicos que permiten la conexión con otros muros.

Además de las conexiones laterales, los sistemas de piso sobre los muros generan una conexión que da estabilidad al sistema estructural. Con respecto a lo anterior, la mayor parte de los países que forman la UE se encuentran en zonas en las que los niveles de peligro sísmico son bajos, por lo que este tipo de sistema constructivo ha sido exitoso al tener pocas exigencias en cuanto al adecuado detallado de las conexiones entre los elementos.

Debido a que este tipo de sistemas estructurales tiene como función principal resistir cargas gravitacionales, su uso se ha extendido a estructuras



Figura 12.18 Maniobras para el montaje de muros de mampostería prefabricada. FP McCann Homes [fotografía]. Obtenida de <http://fpmccann.co.uk>.

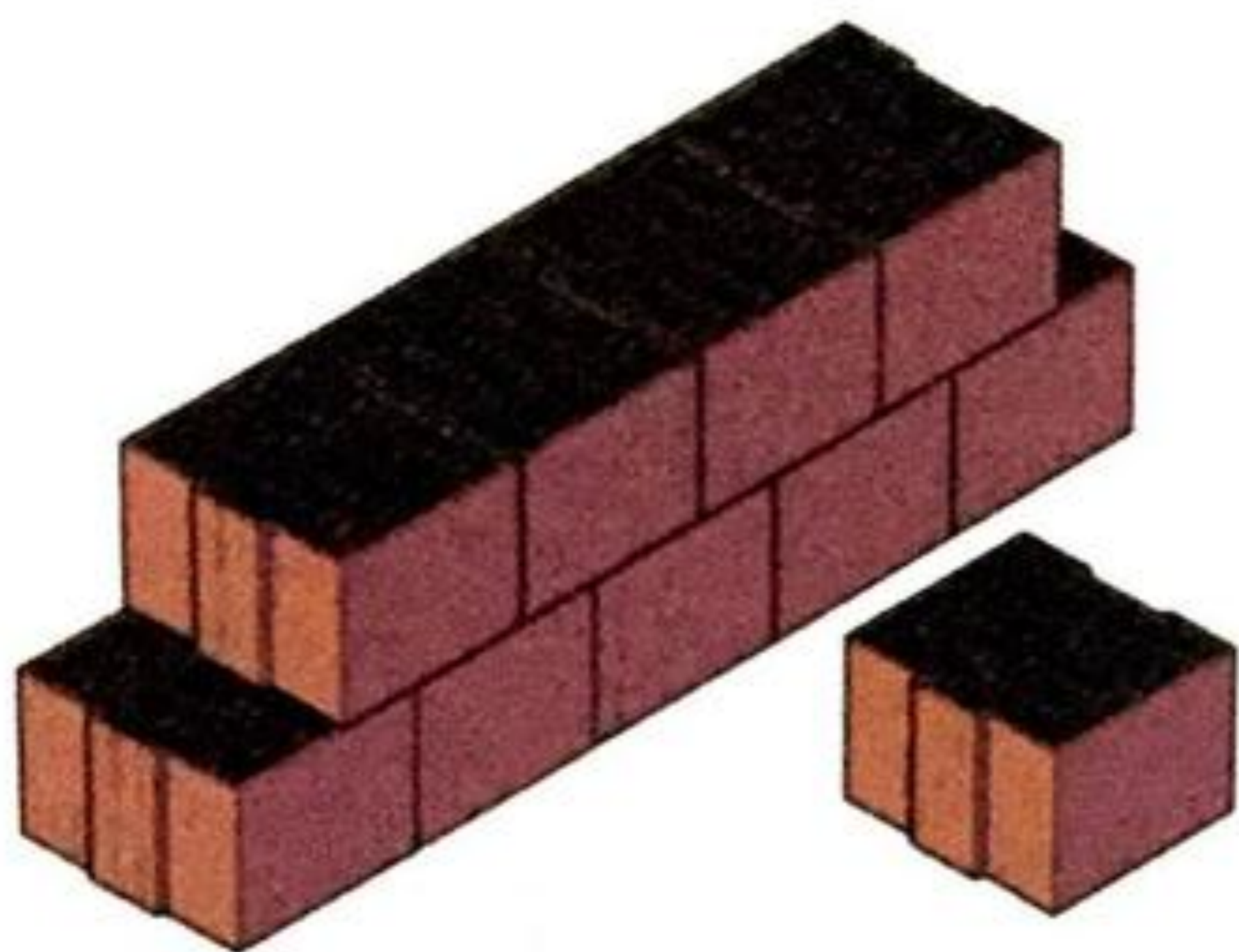


Figura 12.19 Tipo de piezas utilizadas en muros prefabricados. Zúñiga, O. (2010). Ilustración de piezas de barro en Alemania [figura].

donde los requerimientos de aislamiento térmico y acústico son altos. En la figura 12.19 se muestran de manera esquemática piezas de arcilla utilizadas para este fin. Cabe destacar que además de los muros diseñados para aislar las bajas temperaturas y el ruido, existen muros prefabricados con espesores que van desde los 10 hasta los 50 cm hechos con piezas de arcilla, concreto o concreto ligero.

12.12. Referencias

- DIN 1053-4 (1978). "Masonry Buildings of Prefabricated Units." *Deutsches Institut für Normung*.
- DIN 1053-4 (2001). "Masonry Buildings of Prefabricated Masonry." *Deutsches Institut für Normung*.
- EN 10080 (2005). "Steel for the reinforcement of concrete. Weldable reinforcing steel. General." *European Committee for Standardization*.
- EN 1052-1 (1999). "Methods of Test for masonry. Part 1: Determination of compressive strength." *European Committee for Standardization*.
- EN 1052-2 (1999). "Methods of test for masonry. Part 2: Determination of flexural strength." *European Committee for Standardization*.
- EN 1052-3 (1999). "Methods of test for masonry. Part 3: Determination of shear strength." *European Committee for Standardization*.
- EN 1990 (2002). *Eurocode. Basis of Structural Design.* *European Committee for Standardization*.

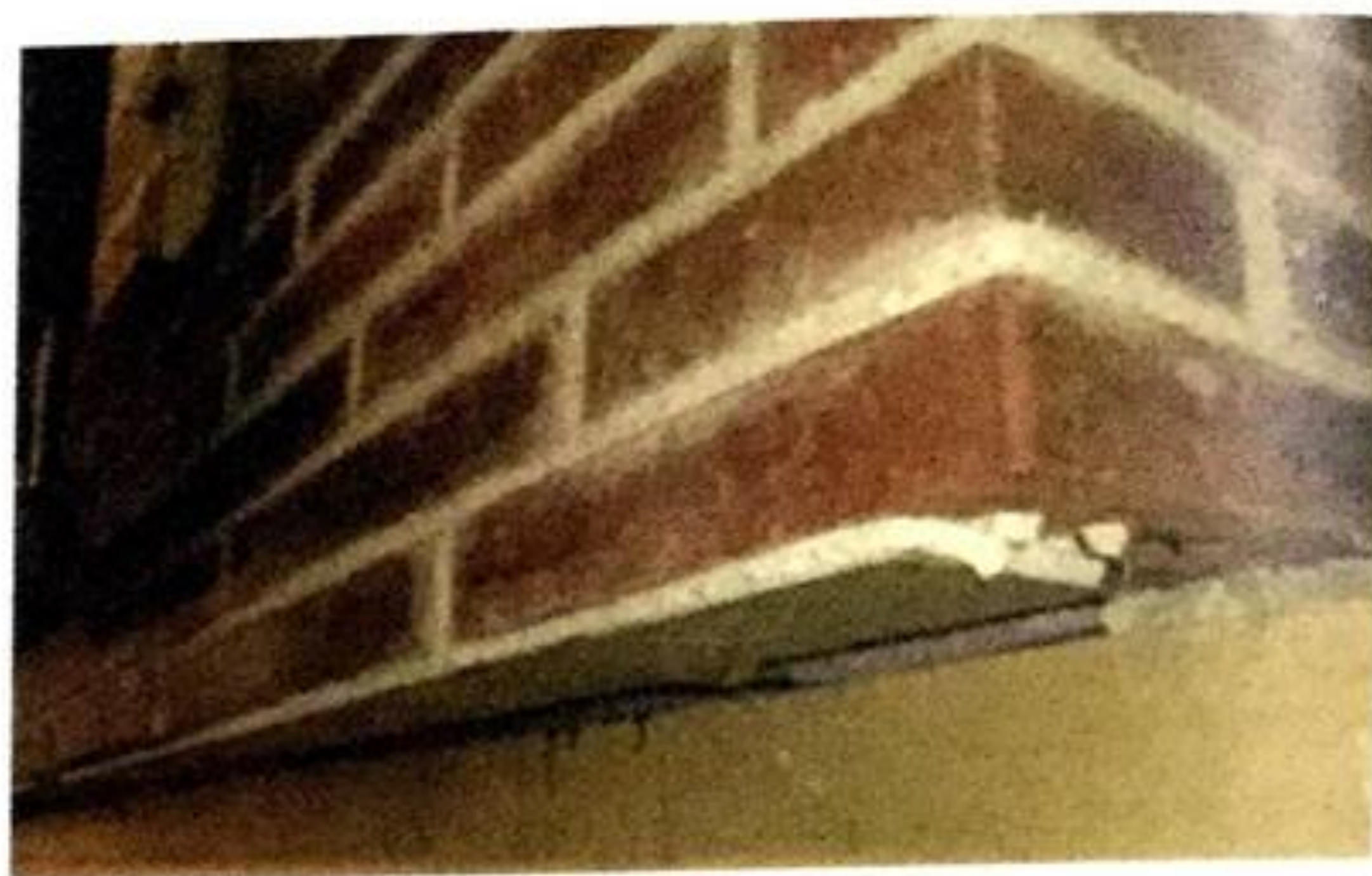


Figura 12.20 Dispositivos de sujeción para elementos de recubrimiento de mampostería prefabricada. Zúñiga, O. (2009). Imagen de muros prefabricados para fachadas [fotografía].

Otra modalidad de la mampostería prefabricada es la de los elementos de recubrimiento en estructuras de concreto o acero. Para esto, los elementos de mampostería se adosan a las estructuras existentes dando una apariencia de estructuras de mampostería. La conexión de este tipo de elementos se hace por medio de dispositivos mecánicos de acero (figura 12.20).

- EN 771-1 (2003). "Specification for masonry units - Part 1: Clay masonry units." *European Committee for Standardization*.
- EN 771-2 (2003). "Specification for masonry units - Part 2: Calcium silicate masonry units." *European Committee for Standardization*.
- EN 771-3 (2003). "Specification for masonry units - Part 3: Aggregate concrete masonry units (Dense and light-weight aggregates)." *European Committee for Standardization*.
- EN 845-3 (2003). "Specification for ancillary components for masonry. Bed joint reinforcement of steel meshwork." *European Committee for Standardization*.
- EN 998-2 (2003). "Specification for mortar for masonry - Part 2: Masonry mortar." *European Committee for Standardization*.
- Eurocode 1 (1991). "Basis of Design and Actions on Structures." *European Committee for Standardization*.

Eurocode 6 (1996). "Design of Masonry Structures." European Committee for Standardization.

Eurocode 8 (1998). "Design of Structures for Earthquake Resistance." European Committee for Standardization.

NTC-DS (2004). "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo." *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, Gaceta Oficial del D.F., México.

Rolando, A. (2006). "Resistencia característica a compresión de una fábrica de ladrillo en función de la resistencia de sus componentes. Comprobación experimental de expresiones analíticas de la normativa europea." *Materiales de Construcción*, Vol. 56, 283, 91-98.

CAPÍTULO 13

La mampostería en Perú

DANIEL QUIJUN WONG
(PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ)

13.1. Introducción 13.2. Los usos de la mampostería en Perú 13.3. Tipos de mampostería 13.4. La normativa peruana sobre mampostería 13.5. Mal uso de unidades en construcciones peruanas 13.6. Construcción de mampostería 13.7. Análisis y diseño estructural

divisorios de ambientes, cercos y parapetos. En esta sección se analizan los materiales componentes con base en las especificaciones peruanas sobre materiales. Hay dos instituciones peruanas que clasifican los materiales: 1) INDECOPI produce normas técnicas peruanas sobre la calidad de los productos, en particular sobre las piezas o unidades de albañilería, el mortero de asentado, ensayos de laboratorio y similares; y 2) SENCICO, a través de la Norma E.070 Albañilería (SENCICO, 2006), especifica la clasificación de las unidades, el mortero y el concreto líquido o *grout* con fines estructurales. Además, tiene capítulos sobre el procedimiento de construcción y la resistencia de prismas de mampostería.

13.2.1. Unidades

Las unidades de mampostería más usuales en Perú se hacen de arcilla; en menor grado se usan las unidades de concreto y las sílico calcáreas.

Unidades de arcilla: se hacen de forma industrial y artesanal. Estas últimas son de baja calidad y poca resistencia; se producen informalmente, sin mayor control, en hornos al aire libre y tienen un mercado en sectores rurales y urbanos, en especial ciudades de provincias (figura 13.1). En cambio, las unidades industriales de arcilla se rigen por las normas INDECOPI, con una resistencia mínima a compresión de 10 MPa (INDECOPI, 2004). Las unidades industriales para muros portantes presentan perforaciones verticales en la cara de asentado, útiles para que el mortero penetre y genere una adhesión mecánica; éstas reciben el nombre popular de ladrillos "King Kong". La norma SENCICO E.070 define a las unidades sólidas o macizas como las que tienen un área igual o mayor que 70% del área bruta; de lo contrario, califican como unidades huecas (figura 13.2, izquierda). De otro lado, en edificios cuya estructura es de concreto armado o de acero, para muros no portantes se usan ladrillos con grandes perforaciones horizontales denominados pandereta (figura 13.2, derecha).

13.1. Introducción

Las viviendas en Perú, cuyo material predominante muros de mampostería, sobrepasan los 5 millones y representan más de 80% del total. Estas cifras comprenden los muros a base de ladrillos y bloques de cemento (46.7%), y muros de adobe y tapia (34.8%), según el VI Censo Nacional (INEI, 2007). En estas edificaciones habitan más de 22 millones de personas. Este capítulo trata sobre las prácticas de la mampostería en Perú, los conceptos principales de diseño y las investigaciones realizadas a nivel experimental.

13.2. Los usos de la mampostería en Perú

La mampostería en Perú se denomina popularmente albañilería. Se utiliza para muros portantes estructurales en edificios de uno a cinco pisos, y para muros no portantes, básicamente tabiques

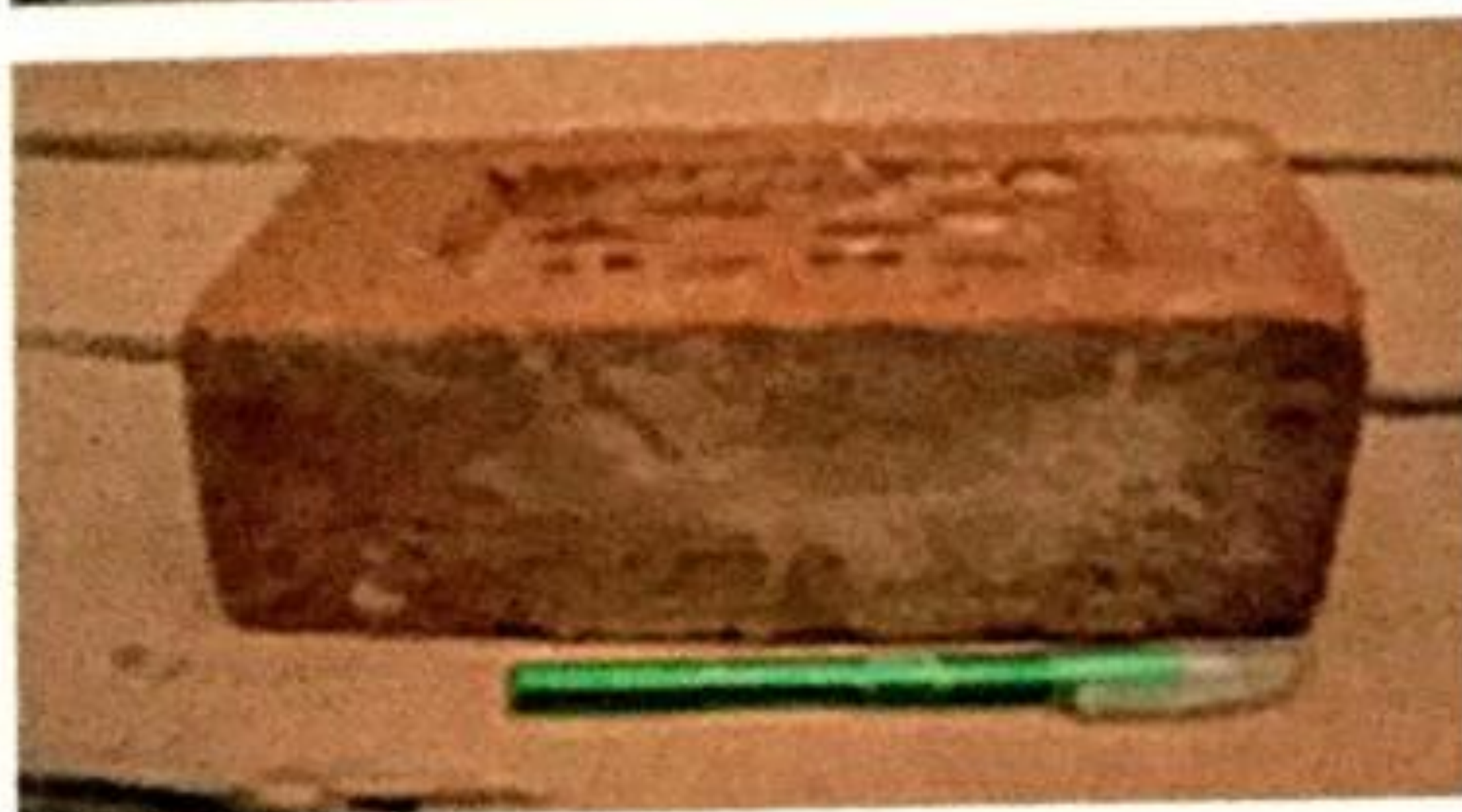
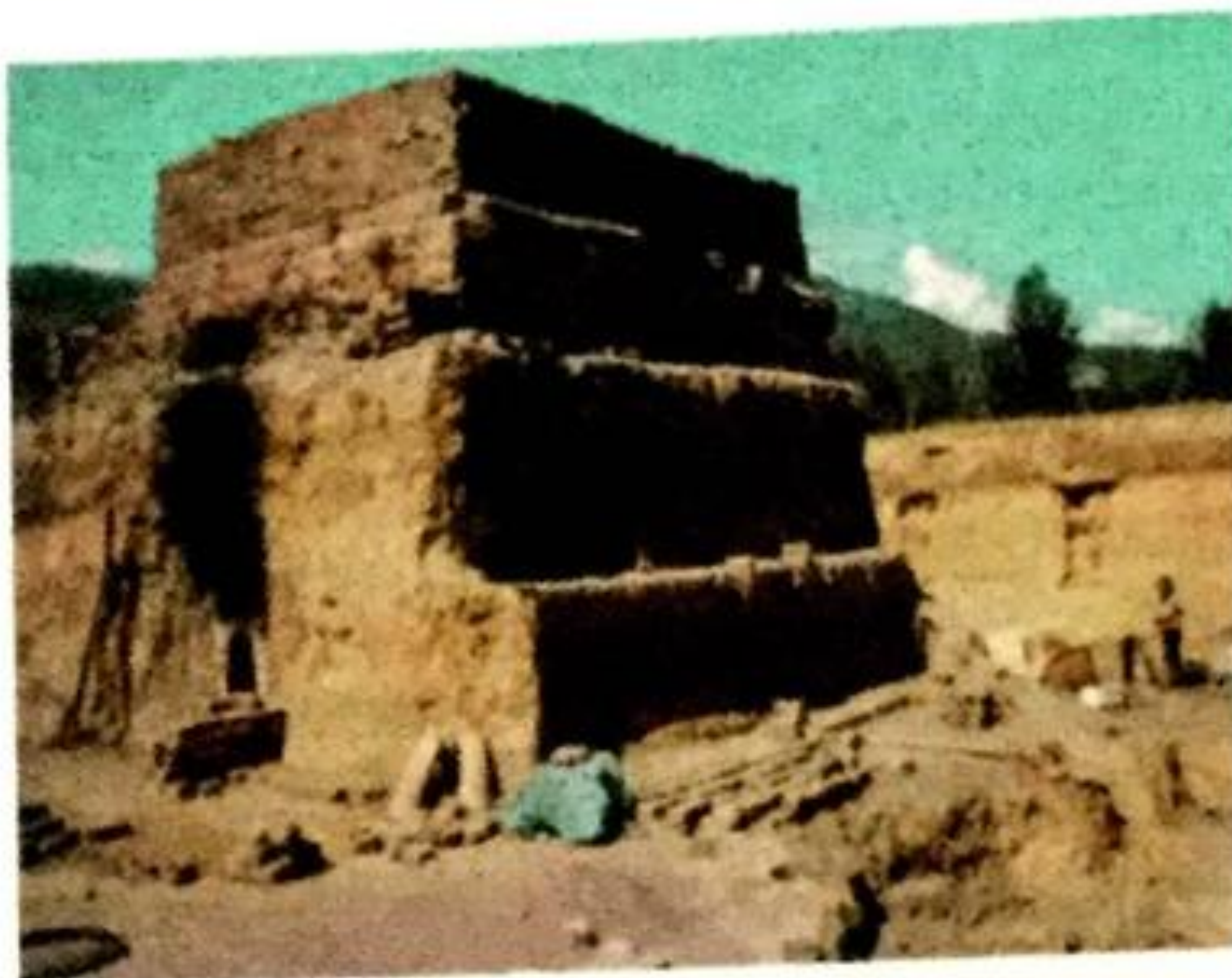


Figura 13.1 Hornos al aire libre y unidades artesanales de arcilla.



Figura 13.2 Unidades industriales de arcilla para muros estructurales (izquierda) y no estructurales (derecha).

Las dimensiones usuales de los ladrillos “King Kong” son: $230 \times 130 \times 90$ mm (largo, ancho y altura), con una resistencia a la compresión de 22 a 25 MPa. En cambio, los ladrillos pandereta tienen dimensiones de: $230 \times 110 \times 90$ mm, y una resistencia a la compresión de 2.5 a 4.2 MPa. En el caso de las ladrilleras artesanales, las medidas son muy variables, con largos de 210 a 230 mm, anchos de 120 a 130 mm, y alturas de 70 a 90 mm (PRAL).



Figura 13.3 Unidades industriales de sílice cal en muros no portantes.

En el caso de las resistencias a la compresión ensayos de unidades artesanales en regiones de la costa (Fontana, 1999) y sierra del Perú (Arre, 2004), dieron valores de 3 a 4.8 MPa, amén de ser menores al valor mínimo de 5 MPa especificado por la Norma E.070 para unidades con fines estructurales.

Unidades de concreto: son mayormente de fabricación industrial para usarse en muros portantes y no portantes con armadura interior. Las dimensiones típicas son: largo de 390 mm, ancho entre 190 mm, y altura de 190 mm. En obras alejadas de las ciudades (como campamentos mineros) es posible fabricar estas unidades en forma artesanal.

Unidades de sílice cal: están en uso para muros no portantes con armadura interior, en anchos de 70, 100, 120 y 140 mm (figura 13.3).

En los últimos años se ha iniciado la producción de ladrillos denominados 11H para muros portantes.

13.2.2. Mortero de pega

En el Perú, el mortero más usado es una mezcla de cemento y agregado fino a la cual se le adiciona agua hasta lograr una mezcla trabajable. El uso de cal hidratada es optativo. La norma E.070

sifica los morteros en tipo P para muros portantes, y tipo NP para muros no portantes. El tipo P₁ se compone de cemento, cal y arena en proporción de volumen 1:0-0.25:3-3.5; en el tipo P₂ las proporciones son 1:0-0.5:4-5. El tipo NP es de cemento y arena: 1:5 o 1:6. Ha habido intentos por producir cementos de mampostería, pero las resistencias de la mampostería producida han resultado inferiores a los valores mínimos.

En los últimos 20 años se ha empezado a producir mortero industrial en bolsas de 40 kg.

13.2.3. Concreto líquido o *grout*

Se emplea para rellenar los alveolos de las unidades de mampostería de los muros armados, con la función de integrar el refuerzo con la mampostería en un solo conjunto. Se clasifica en fino y grueso. El *grout* fino se usa para alveolos de dimensiones menores a 60 mm, mientras que el grueso para alveolos de dimensiones iguales o mayores a 60 mm.

13.2.4. Acero de refuerzo

Se emplean barras de acero corrugadas o con resaltes para concreto armado. Las barras lisas se pueden emplear para estribos o como refuerzo horizontal. En ciertas ocasiones se puede usar mallas de alambre de acero soldado, sobre todo para reparaciones o refuerzo exterior.

13.2.5. Concreto

El concreto se emplea en los elementos de confinamiento con una resistencia mínima a la compresión de 17.15 MPa, y debe cumplir con los mismos requisitos indicados en la Norma Peruana E.060 de concreto armado.

13.3. Tipos de mampostería

Por su refuerzo, los muros pueden ser confinados o armados. En Perú predomina la mampostería

confinada, donde el paño de mampostería tiene elementos de concreto armado en todo su perímetro vaciado posterior a la construcción de la mampostería. La cimentación de concreto simple es considerada apta para los muros del primer nivel.

En muchas construcciones informales se aprecian sistemas mixtos o híbridos donde el concreto de los elementos verticales de borde (columnas) se vacía antes, pero el concreto de los elementos horizontales (losas de techo y vigas soleras) se vacía sobre los muros. Este tipo de muros mal confinados carece de apoyo ante cargas perpendiculares a su plano; hubo numerosos daños de muros por volteo en el terremoto de Pisco del 15 de agosto del 2007 (M7.9), en especial en los pisos más altos (figura 13.4).

La mampostería armada o reforzada contiene barras de acero distribuidas vertical y horizontalmente, integradas con concreto líquido. Se construyeron algunos edificios en Perú con muros de este tipo entre 1980 y 2000.

En la Norma E.070 se denomina mampostería no reforzada a la mampostería simple o aquella con refuerzo que no cumple con los requisitos mínimos.

Por sus cargas, los muros pueden ser portantes o no portantes. El muro portante debe ser diseñado y construido de forma tal que pueda recibir y transmitir cargas gravitatorias (verticales) y cargas sísmicas (horizontales) a los niveles inferiores hasta la cimentación. En cambio, los



Figura 13.4 Fallas por volteo en muros mal confinados.

muros no portantes sólo reciben cargas de su peso propio y cargas perpendiculares a su plano, como tabiques, cercos y parapetos.

13.4. La normativa peruana sobre mampostería

La norma técnica E.070 Albañilería vigente actualmente es del año 2006; forma parte del Reglamento Nacional de Edificaciones. Tiene un enfoque de diseño de los muros ante cargas coplanares basado en desempeño (diseño para sismo moderado y sismo severo); otras disposiciones se basan en el diseño por esfuerzos admisibles. La versión anterior (ININVI, 1982) era totalmente basada en esfuerzos admisibles. Las cargas gravitatorias y el diseño sísmico se especifican en las normas E.020 (SENCICO, 2006) y E.030 (SENCICO, 2003; SENCICO, 2016), respectivamente.

El documento base de la norma vigente fue preparado por el ingeniero Ángel San Bartolomé en 1999. Se basó en: 1) investigaciones teóricas y experimentales desarrolladas en más de 20 años con el apoyo del Laboratorio de Estructuras Anti-sísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP); 2) lecciones de terremotos destructivos pasados en Perú y otros países; 3) ensayos y normas de otros países, como Chile, México, Colombia, Estados Unidos de América y Japón. Posterior a la publicación de la norma, San Bartolomé (2005) realizó los comentarios que explican las nuevas disposiciones de diseño y construcción de mampostería para el Perú.

13.5. Mal uso de unidades en construcciones peruanas

La norma E.070 especifica que los muros estructurales deben ser de unidades sólidas (el porcentaje de huecos máximo debe ser 30%). Sin embargo, en el mercado se comercializan mayormente unidades de ladrillos de arcilla "King



Figura 13.5 Fallas en muros de ladrillos pandereta.

Kong", con 45 a 50% de huecos que se usan sin mayor control para muros portantes. Los ladrillos sólidos se fabrican básicamente a pedido para obras públicas. Asimismo, es muy frecuente notar el uso de ladrillos pandereta en muros portantes en zonas sísmicas, lo cual es muy peligroso por su alta fragilidad y poca resistencia, como se pudo observar en el sismo de Pisco en el año 2007 (figura 13.5).

En la región sur del Perú se usan unidades de concreto artesanales con alveolos grandes que no atraviesan la cara opuesta. En la mayor parte de la altura de la unidad, el porcentaje de vacíos es de 45% o más, por lo que constituyen unidades huecas, no aptas para muros estructurales. En el terremoto del 2001 en Perú (M8.4), hubo muchas fallas de muros hechos de estas unidades (figura 13.6).

Este mal uso de las unidades de arcilla o concreto, se ve favorecido por la construcción informal hecha por personal no calificado, la falta de control de las instituciones del Estado, el hecho de que las unidades huecas y pandereta son más económicas que las macizas, la disponibilidad en el mercado y la poca importancia que los pobladores dan a la resistencia sísmica, entre otras razones. En un país sísmico como el Perú, este tipo de construcciones informales constituyen un gran peligro por su alta vulnerabilidad.

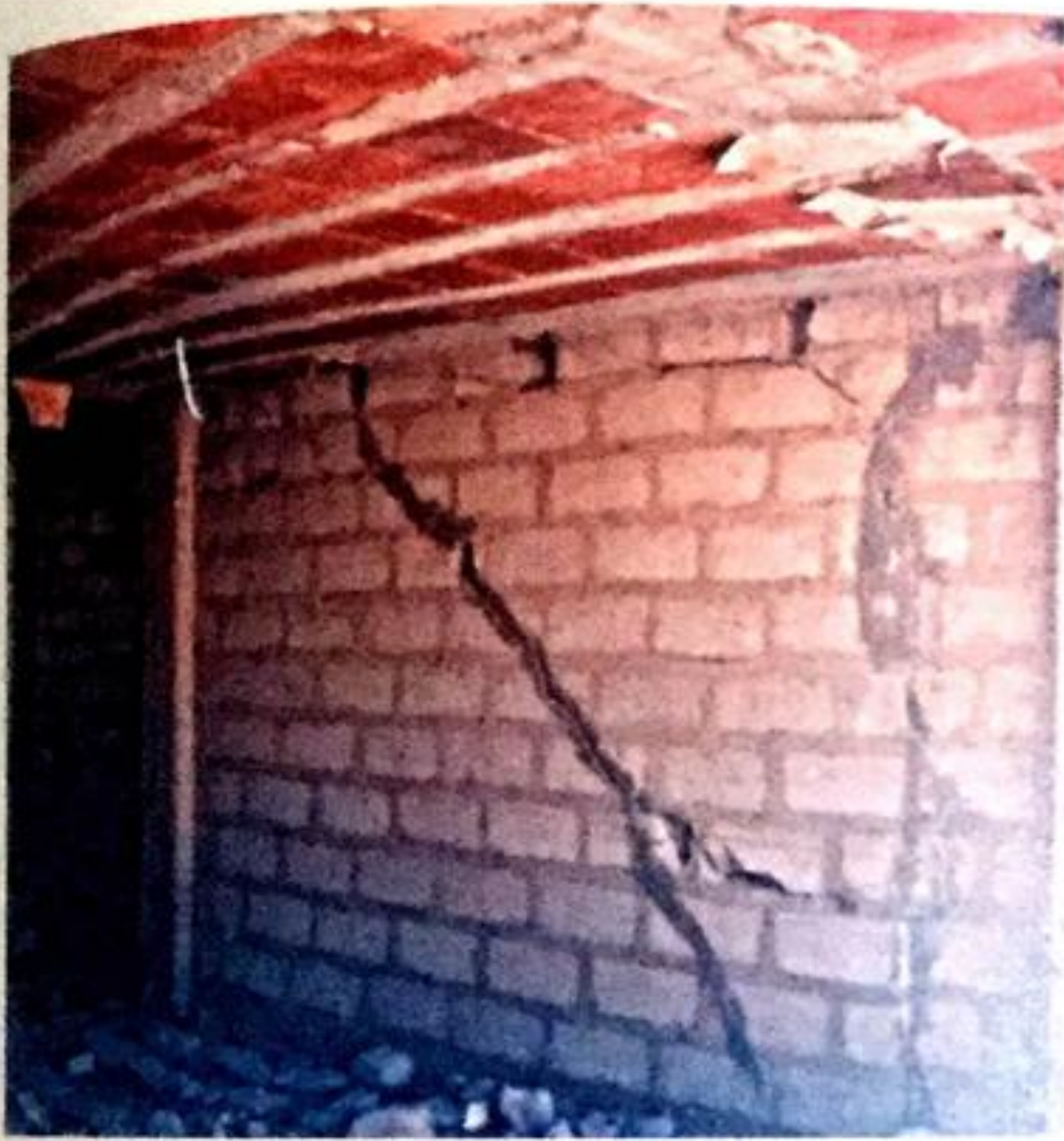


Figura 13.6 Daños en muros de bloques de concreto

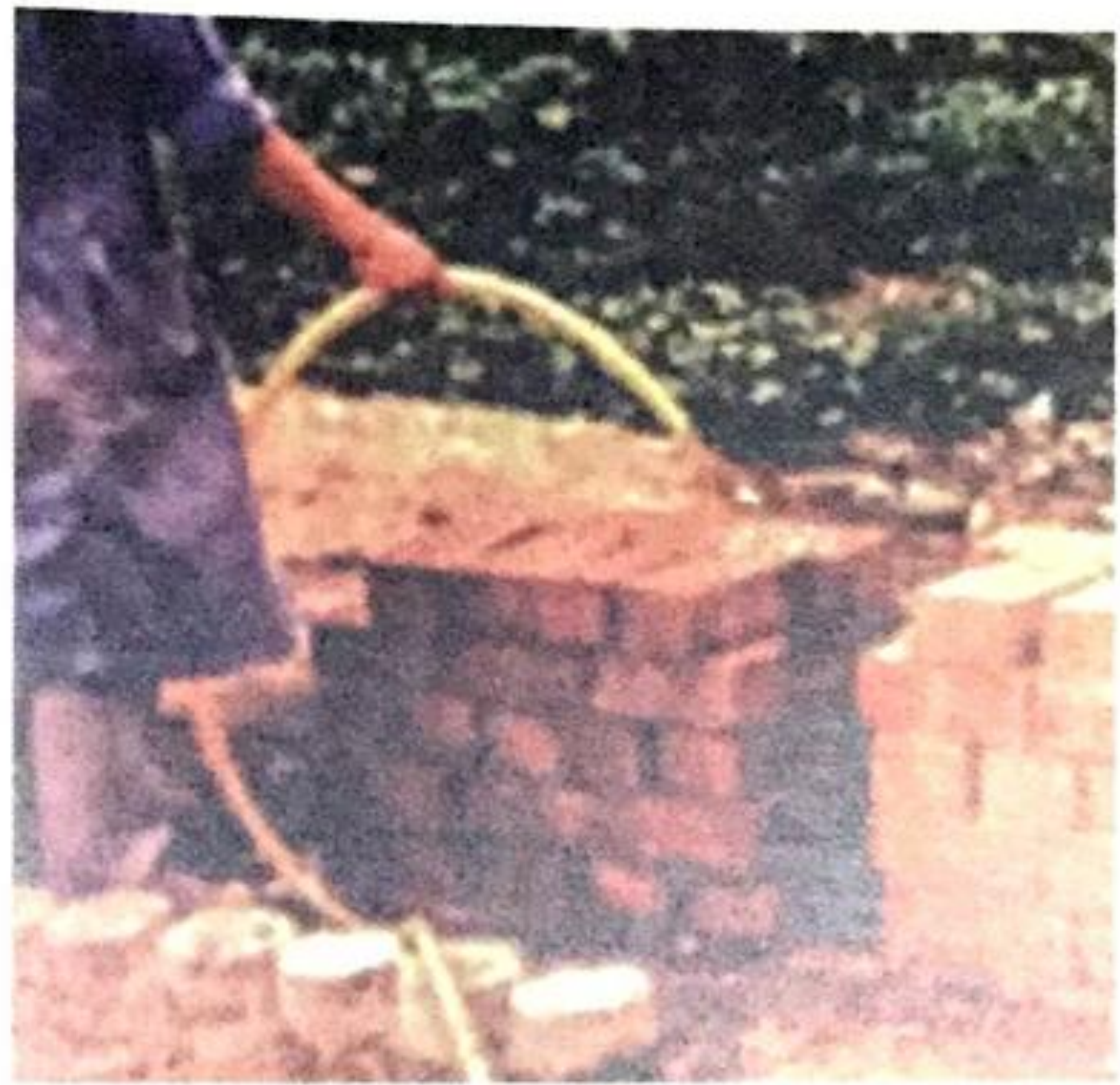


Figura 13.7 Tratamiento de la succión en ladrillos de arcilla

13.6. Construcción de mampostería

13.6.1. Tratamiento previo de las unidades

En el tratamiento a las unidades previamente al asentado de las mismas, ha habido un cambio total. La norma previa indicaba que para unidades sílico calcáreas bastaba una limpieza del polvillo superficial; ninguna acción para unidades de concreto; en el caso de unidades de arcilla industrial, la inmersión en agua inmediatamente antes del asentado; y en el caso de unidades de arcilla artesanal, la inmersión en agua por lo menos una hora inmediatamente antes del asentado. Estas inmersiones conducen a ladrillos de arcilla saturados en la superficie, sin lograr una correcta adhesión con el mortero.

El nuevo tratamiento para las unidades previo al asentado es:

- Para concreto y sílico calcáreo: pasar una brocha húmeda sobre las caras del asentado o rociarlas.

- Para arcilla: de acuerdo con las condiciones climatológicas donde se encuentra ubicada la obra, regarlas durante media hora, entre 10 y 15 horas antes de asentarlas (figura 13.7).
- Queda abierta la adopción de otras técnicas para lograr el objetivo, el cual es que la succión de las unidades al instante de asentarlas, esté comprendida entre 10 a 20 g/200 cm²-min.

13.6.2. Conexión en mampostería confinada

Los muros de albañilería confinada pueden tener una conexión dentada o al ras. Para la conexión dentada se indica que la unidad saliente no exceda de 50 mm. Para la conexión al ras se deben adicionar alambres o barras de anclaje compuestos por varillas de 6 mm de diámetro que penetren en la hilada horizontal 400 mm y 125 mm en el interior de la columna, más un doblez con gancho a 90°.

13.7. Análisis y diseño estructural

13.7.1. Análisis ante cargas de gravedad

Para la verificación ante cargas verticales de gravedad, se mantiene la expresión de compresión axial de la norma previa (esfuerzo admisible), donde se ha aclarado la forma de obtener el esfuerzo actuante, usando el 100% de carga muerta y viva; además, el área a usar es rectangular (largo por ancho). Se ha añadido también un límite máximo para el esfuerzo de compresión axial, que es $0.15 f'_m$, ya que con esfuerzos mayores, los muros pierden mucha ductilidad.

13.7.2. Modelo estructural

Los muros confinados que combinan columnas de concreto armado y muros de albañilería/mampostería, se modelan para el análisis elástico con el método de la sección transformada. Se recomienda que la parte de concreto se transforme en mampostería equivalente, usando la relación entre los módulos de elasticidad: $n = E_c/E_m$. La figura 13.8 muestra un ejemplo para un muro en L.

13.7.3. Análisis sísmico

El cambio más significativo es el diseño de muros con cargas coplanares de sismo, que ha pasado

de un diseño elástico por esfuerzos admisibles, a un diseño por desempeño que requiere verificar dos condiciones de fuerzas sísmicas: un estado de sismo "moderado" y un estado de sismo "severo".

El sismo severo corresponde a aquel definido en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (SENCICO, 2003) en condiciones últimas, donde una edificación de albañilería tiene un coeficiente de reducción: $R = 3$. El sismo moderado ha sido definido como aquel que proporciona fuerzas de inercia que son la mitad de las producidas en el sismo severo.

Ante el sismo moderado, los muros de albañilería no deben presentar fisuras de corte. Un muro se fisura cuando alcanza una fuerza cortante denominada V_m (ecuaciones 13.2 y 13.3). Para efectos prácticos, el análisis estructural para cargas de sismo puede hacerse entonces con: $R = 6$ (la mitad de las fuerzas del sismo severo), y obtener un juego de fuerzas internas en los muros en condiciones elásticas. En particular, la fuerza cortante en estas condiciones, V_e , debe cumplir las ecuaciones 13.1 a 13.4.

$$V_e \leq 0.55V_m \quad (13.1)$$

Unidades de arcilla y concreto:

$$V_m = 0.5v'_m \alpha L t + 0.23P_g \quad (13.2)$$

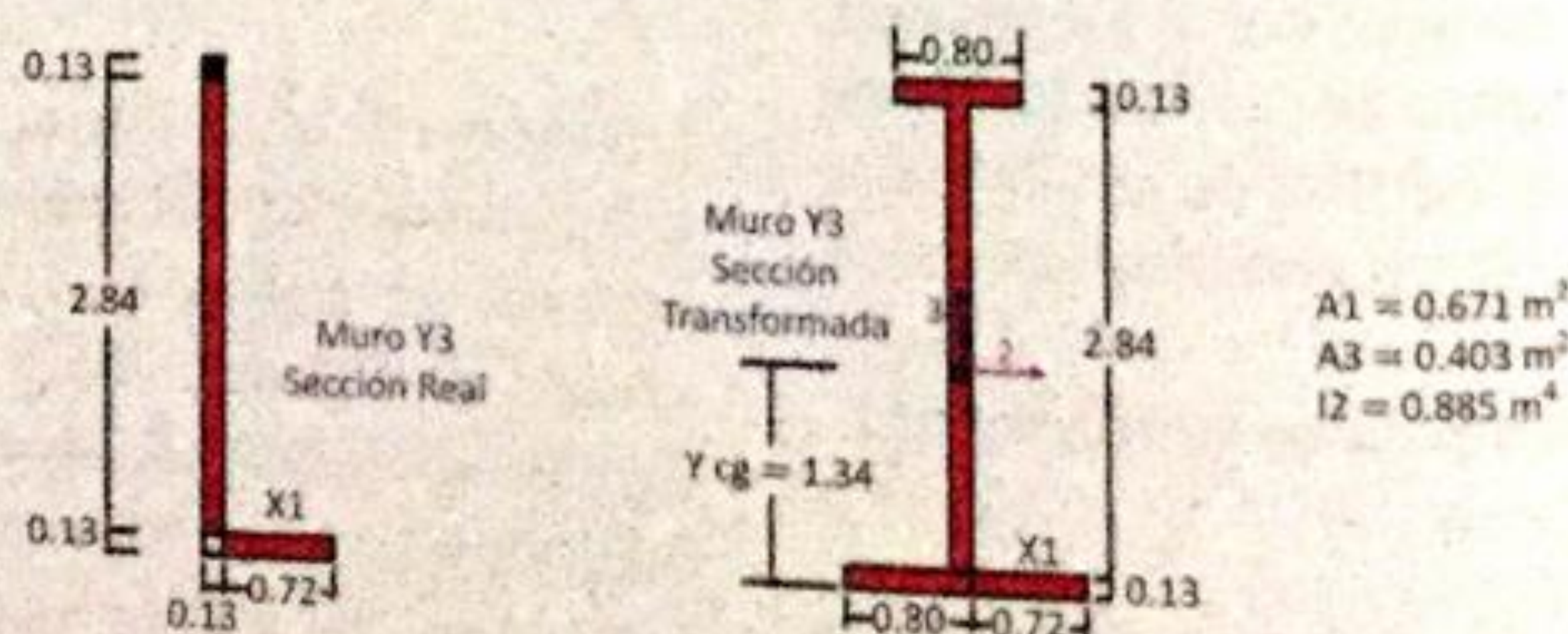


Figura 13.8 Sección de un muro de mampostería confinada para el modelo del análisis estructural.

Unidades sílico calcáreas:

$$V_m = 0.35v'_m \alpha L t + 0.23P_g \quad (13.3)$$

Siendo:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \leq 1 \quad (13.4)$$

El parámetro α toma en cuenta la esbeltez coplanar del muro. Investigaciones experimentales en muros a escala natural y reducida, indicaron que en muros cuadrados o bajos, la resistencia al corte V_m es aproximadamente la misma, mientras que en muros altos o esbeltos, la resistencia V_m se reduce.

El control de desplazamientos laterales se realiza tras el análisis ante sismo moderado, considerando que la deriva de cualquier piso no exceda de $1/200 = 0.005$.

El diseño para sismo severo pasa primero por verificar la resistencia global a cortante, en cada dirección de la edificación. Para ello, la suma de las resistencias $\sum V_m$, debe ser mayor que la fuerza sísmica ($R = 3$, Norma E.030), en cada entrepiso. Si lo anterior no se cumpliera, deberá aumentarse el espesor de algunos muros, o introducir muros de concreto armado que contribuyan en la resistencia al cortante.

Ante el sismo severo, en la Norma E.070 se adopta como hipótesis que los muros del primer piso fallarán por fuerza cortante (a no ser que se verifique un comportamiento elástico por una alta densidad de muros). Las fuerzas internas obtenidas ante sismo moderado (cortante V_e y momento M_e), se deben amplificar para obtener las

fuerzas de diseño ante sismo severo (cortante V_u y momento M_u); el incremento consiste en llevar la fuerza cortante V_{e1} del primer piso al valor de resistencia al corte V_{m1} del primer piso, en cada muro. Esto implica que en cada muro se debe obtener el factor de amplificación V_{m1}/V_{e1} , el cual debe ser mayor que 2 y menor que 3. El valor de 2 es la relación entre las fuerzas horizontales del sismo severo respecto a las de sismo moderado; mientras que el valor de 3 es el factor de reducción R . El citado factor de amplificación es constante para los pisos superiores de un mismo muro.

A continuación, se debe verificar si los muros de los pisos superiores al primero podrían fallar por corte ante el sismo severo. Esta posibilidad es poco usual, pero en tal caso, los muros con agrietamiento diagonal deberán diseñarse de modo similar a los muros del primer piso.

Los elementos de confinamiento verticales presentan fuerzas de Cortante, Tracción, y Compresión, mientras que el elemento de confinamiento horizontal sólo tiene fuerzas de tracción. En la Norma se dan fórmulas para obtener estas fuerzas internas. El elemento vertical en su extremo superior debe diseñarse a tracción combinada con cortante, mientras en su extremo inferior debe diseñarse a compresión; ya no se incluye el cortante puesto que la compresión aumenta la resistencia a cizalle.

En los muros de los pisos superiores, que no fallan por corte ante el sismo severo, sólo se requiere diseñar los confinamientos verticales extremos para soportar las tracciones y compresiones originadas por el momento flector M_u . Los elementos de confinamiento horizontales se diseñan del mismo modo que en el primer piso.

APÉNDICE A

Análisis sísmico no lineal

AMADOR TERÁN GILMORE (UAM-AZCAPOTZALCO)

OSCAR ZÚÑIGA CUEVAS (SMIE)

DANNY ARROYO ESPINOZA (UAM-AZCAPOTZALCO)

A.1. Introducción A.2. Bases para un procedimiento basado en desplazamientos para edificaciones de mampostería confinada A.3. Análisis no lineal de edificaciones de mampostería confinada A.4. Ejemplo ilustrativo A.5. Edificaciones altas de mampostería A.6. Perspectivas A.7. Referencias

A.1. Introducción

Las tendencias arquitectónicas y las necesidades de urbanización de los grandes centros de población de la República Mexicana, han dado lugar a edificaciones de mampostería que exhiben características muy diferentes a las que se tenían hace algunos años. Por un lado, es posible ver edificios cuya estructuración no satisface las condiciones de regularidad que se requieren para fomentar un desempeño sísmico adecuado. Por el otro, empiezan a construirse edificios de mampostería de hasta ocho pisos en zonas de alto peligro sísmico. Bajo estas circunstancias, es importante que las edificaciones de mampostería se analicen con procedimientos basados en desempeño, que aporten información suficiente sobre la distribución de fuerzas y desplazamientos laterales en su intervalo no lineal de comportamiento.

En este apéndice se discute un procedimiento de análisis no lineal que permite estimar de manera razonable el comportamiento ante sismo de

edificaciones de baja altura de mampostería confinada.

Primero se adapta el Método de los Coeficientes descrito en varios documentos de la Agencia Federal para la Administración de Desastres de los Estados Unidos de América (Federal Emergency Management Agency), para estimar de manera rápida las demandas de desplazamiento de azotea en edificios de mampostería confinada. Después se introduce un modelo simple basado en el modelo de la columna ancha (usado rutinariamente por los ingenieros de la práctica) para llevar a cabo un análisis estático no lineal de edificios de mampostería cuyo comportamiento global y local esté dominado por deformaciones en corte. El modelo, que puede ser aplicado a través del uso de software comercial, puede ser usado para establecer la curva de capacidad de un edificio de mampostería. Aunque el procedimiento de evaluación puede ser aplicado a cualquier tipo de construcción de mampostería, la discusión presentada aquí se limita a mampostería de barro recocido confinada con dalas y castillos. Luego se ilustra el uso del procedimiento propuesto para evaluar el desempeño estructural de una edificación de mampostería de tres niveles. Se discuten, además, las adaptaciones que deben hacerse al modelo analítico para su aplicación a edificaciones altas de mampostería. Finalmente, se discuten los casos prácticos en que es importante usar una metodología basada en desplazamientos como alternativa a los formatos actuales de diseño sísmico.

A.1.1. Antecedentes

El desempeño sísmico insatisfactorio de algunas estructuras diseñadas conforme a reglamentos actuales, ha preocupado al medio de la ingeniería estructural. Esto ha cobrado particular importancia a partir de las grandes pérdidas materiales y económicas que han resultado como consecuencia de eventos sísmicos severos (México 1985, Loma Prieta 1989, Northridge 1994 y Kobe 1995). En particular, de acuerdo con su censo del año

2000, México tenía cerca de 22 millones de unidades residenciales que albergaban a cerca de 100 millones de mexicanos. Ochenta por ciento de estas unidades están construidas con algún tipo de mampostería, y un porcentaje importante de las construidas en zonas de alta sismicidad, no han exhibido un comportamiento satisfactorio durante excitaciones sísmicas severas. Por ejemplo, 25,353 unidades de una muestra de 140,572 edificaciones se dañaron durante el sismo de Tecomán de 2003 ($M_W = 7.4$), lo que resultó en pérdidas económicas directas e indirectas de 27 millones de dólares (Earthquake Engineering Research Institute, 2006). Otros ejemplos de la alta vulnerabilidad de edificios de mampostería confinada en México y otros países latinoamericanos, han sido reportados por Ruiz *et al.* (1999) y Rodríguez (2005). Dado el alto nivel de pérdidas, es importante formular enfoques integrales de diseño sísmico, tal como el diseño por desempeño, que enfatizan la necesidad de un control explícito de la respuesta dinámica de las estructuras.

El origen del mal desempeño sísmico de algunas estructuras puede encontrarse en las deficiencias y lagunas existentes en los procedimientos actuales de diseño sísmico. Por un lado, el énfasis que se pone en la resistencia de la estructura, y la falta de atención a demandas que pueden ser relevantes en su desempeño sísmico, hace imposible para el diseñador considerar todos los aspectos de importancia durante su diseño sísmico. Por otro lado, el hecho de que la comunidad de ingenieros estructurales, en atención a las circunstancias socioeconómicas de nuestro país, empieza a concebir y diseñar estructuras que exhiben propiedades y niveles de seguridad muy diferentes a los que exhibían las estructuras construidas hace unos cuantos años (en el caso particular de México, podrían mencionarse edificios de mampostería de hasta ocho pisos que se diseñan en zonas de alta sismicidad), hace pensar en la urgencia de actualizar los requerimientos actuales de diseño sísmico. Esto no deja de ser relevante dentro de un contexto donde la función del ingeniero estructu-

ral trasciende al diseño de estructuras que no fallen, y que alcanza la obligación de satisfacer las muchas necesidades y expectativas, técnicas y socioeconómicas, que en las últimas décadas han surgido alrededor de la construcción de obras de ingeniería civil. Puede decirse que la evolución de la sociedad civil ha impuesto al ingeniero estructural la obligación de actualizar sus conocimientos y procedimientos de diseño, de tal manera que éstos no sólo se enfoquen en el diseño de estructuras que no colapsen durante eventos sísmicos severos, sino en el control del daño en las mismas y su contenido acorde con su función e importancia.

A.1.2. ¿Cómo controlar el daño por sismo?

Se ha observado que los niveles de daño estructural y no estructural que una edificación exhibe después de una excitación sísmica, dependen de los valores que durante la misma adquiere el desplazamiento máximo. De igual manera, se ha llegado a la conclusión de que los contenidos de las estructuras son susceptibles a los niveles de velocidad y aceleración en las mismas. En particular, mientras estos parámetros de respuesta (desplazamiento, velocidad y aceleración) se incrementan, mayor es el nivel de daño o degradación esperado en la estructura y sus contenidos. Esto se ilustra por medio de la figura A.1 para un muro de mampostería (Flores L., Marcelino, Lazalde & Alcocer, 1999). Conforme se ilustra, tanto la extensión como el ancho de las grietas en el muro se incrementan de manera importante conforme la deformación lateral del muro aumenta (en la figura, DI indica distorsión de entrepiso, definida como el desplazamiento lateral en el muro normalizada por la altura del mismo). Si se requiere controlar el nivel de daño por sismo en una edificación, las propiedades estructurales que se le suministren a su sistema estructural deben ser tales, que controlen su respuesta dinámica dentro de umbrales que sean congruentes con el nivel de daño o desempeño deseado para los elementos estructurales, elementos no estructurales y el contenido de la estructura.

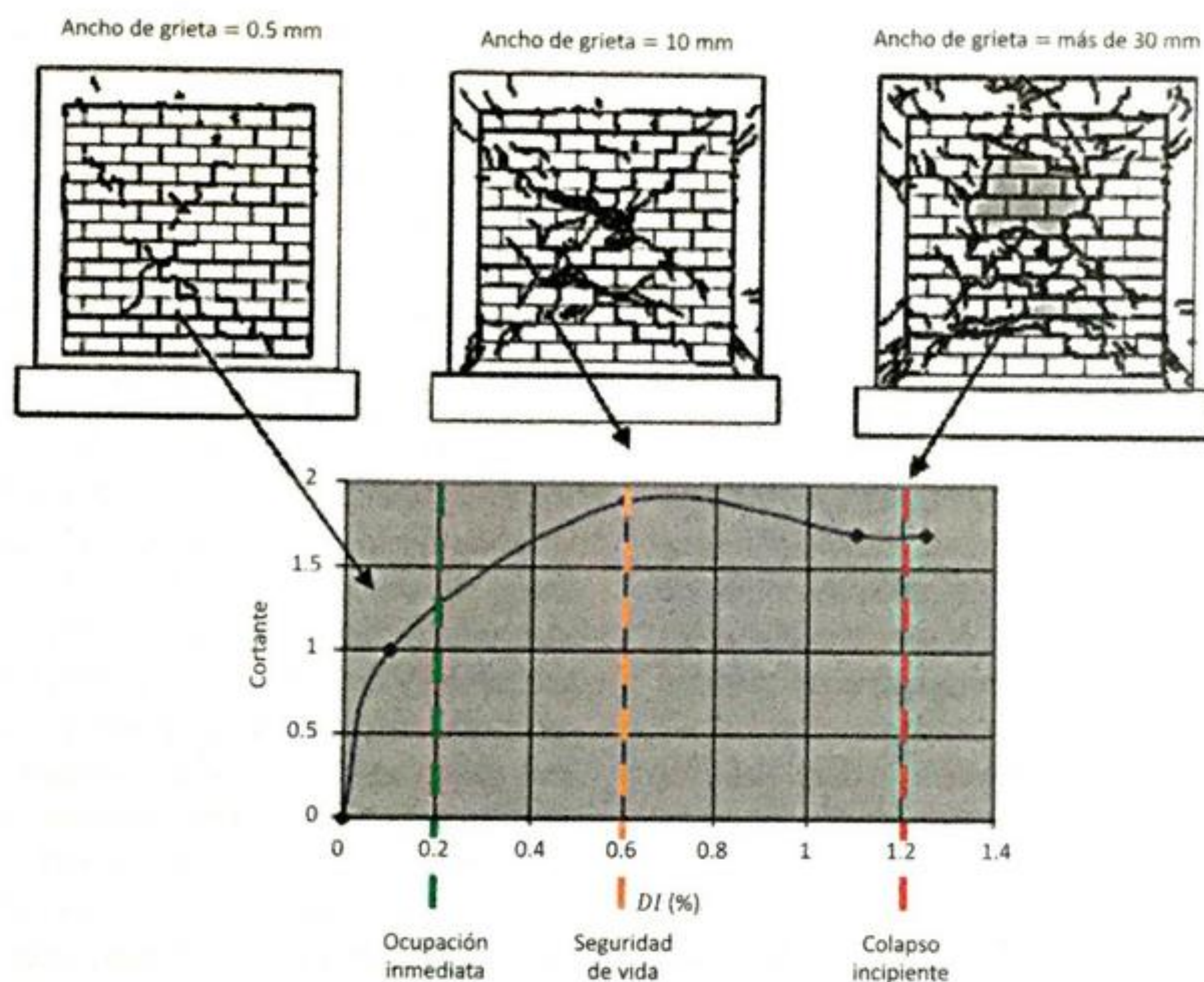


Figura A.1 Evolución del daño estructural en un muro de mampostería en función de su distorsión lateral (basado en Torres 2007).

A.1.3. Procedimientos basados en desplazamientos

Hoy en día incrementan su popularidad los procedimientos basados en desplazamientos para la evaluación de estructuras existentes y el diseño sísmico preliminar de estructuras nuevas. En particular, se ha ido consolidado dentro del medio de la ingeniería sísmica el planteamiento de que el control de las demandas máximas de deformación en la estructura a través del control de su desplazamiento lateral, es una manera racional y efectiva de controlar el daño estructural y no estructural. Como consecuencia de esto, actualmente varios investigadores e ingenieros prácticos promueven el diseño sísmico basado en el control de las demandas máximas de desplazamiento lateral. Esto puede ilustrarse a partir de las recomendaciones generales que se derivaron del *Simposio Internacional de Metodologías de*

Diseño para la Siguiente Generación de Códigos (Fajfar & Krawinkler, 1997), en particular de la siguiente: *Parece ser que el enfoque mejor adaptado para alcanzar los objetivos de un diseño sísmico por desempeño, es un diseño basado en el control de deformaciones.*

El objetivo práctico de un procedimiento basado en desplazamientos, es predecir el desempeño esperado de una estructura ante movimientos sísmicos futuros. Con este propósito, los formatos de diseño por desempeño caracterizan el desempeño en términos del nivel de daño permisible en los elementos estructurales y no estructurales. Dado que el daño estructural implica comportamiento no lineal, los procedimientos de evaluación requieren técnicas de análisis no lineal para estimar la magnitud de las demandas de deformación inelástica. Después, estas demandas se utilizan para determinar el desempeño de los elementos estructurales con base en criterios de aceptación previa-

mente establecidos. Así, la aplicación del concepto de evaluación y diseño por desempeño sólo puede ser exitosa en la reducción de riesgo sísmico si se aplican de manera extensa técnicas de análisis no lineal a edificaciones nuevas y existentes.

Los procedimientos de evaluación basados en desplazamientos, se apoyan en la estimación de: a) la capacidad de deformación de la estructura, y b) la demanda de desplazamiento lateral inducida por sismo. El contraste de la demanda esperada de desplazamiento con la capacidad que tiene la estructura para acomodar dicha demanda bajo la consideración de un nivel de daño aceptable, define si las propiedades estructurales del sistema estructural son adecuadas.

Se han hecho varias propuestas para cambiar las metodologías actuales basadas en fuerzas por metodologías con base en desplazamientos. Entre ellas están los procedimientos estático no lineal y dinámico no lineal discutidos en los documentos FEMA-273 (1997), FEMA-356 (2000) y FEMA-440 (2005). Aunque algunos procedimientos basados en desplazamientos han sido enfocados específicamente en estructuras de mampostería (Calvi, 1999; Glaister & Pinho, 2003; Rodríguez, 2005), todavía es necesario formular y calibrar procedimientos simples basados en desplazamientos para el diseño y la evaluación estructural de edificaciones de mampostería, y para establecer el riesgo sísmico y escenarios de pérdidas por sismo de amplios inventarios de edificaciones de mampostería.

A.1.4. Control de la respuesta sísmica

En las últimas tres décadas, la comunidad de ingeniería estructural ha cambiado radicalmente su enfoque del diseño sísmico. Se ha planteado que el ingeniero tenga un rol más activo durante el diseño, de manera que la respuesta de las estructuras que diseña esté constreñida a ciertas condiciones que se plantean *a priori*. Esto es, más que diseñar las estructuras para que resistan determinado conjunto de demandas sísmicas, es importante limitar las opciones que tiene la estructura

para responder ante la excitación sísmica, y controlar, por medio de la selección apropiada de sus propiedades estructurales, dichas demandas dentro de límites congruentes con un estado de daño de interés.

En años recientes han surgido filosofías como la de diseño por desempeño, que se abocan a plantear, a nivel conceptual y numérico, el diseño sísmico de estructuras con desempeño sísmico predecible (SEAOC, 1995). Una de las mayores inquietudes que se dan alrededor del replanteamiento de los métodos actuales de diseño sísmico, se centra en la necesidad de controlar la respuesta dinámica de la estructura durante excitaciones sísmicas de diferente intensidad. La primera consideración importante consiste en fomentar la aparición de un mecanismo inelástico consistente a través del uso de conceptos de diseño por capacidad (Paulay, 1996). La segunda consideración de importancia se centra en plantear para la estructura el uso de un detallado que estabilice su comportamiento en el intervalo inelástico. Finalmente, es necesario aportarle una combinación de propiedades estructurales (tal como su resistencia lateral y rigidez lateral), que le permitan controlar su respuesta dinámica dentro de límites congruentes con los niveles aceptables de daño estructural y no estructural. Parte esencial de este enfoque es el uso de índices de respuesta o de daño, que relacionan la deformación lateral de la estructura con los niveles de daño estructural y no estructural (Terán-Gilmore, 2002). A manera de ejemplo, considere que a mayor distorsión de entrepiso y, por tanto, a mayor desplazamiento lateral en la estructura, mayor el nivel del daño en los elementos estructurales y no estructurales incluidos en ese entrepiso; de tal forma que a través de dicha distorsión, que en este caso se constituye en un índice de respuesta, puede relacionarse la respuesta de la estructura (desplazamiento lateral) con su nivel de daño estructural y no estructural. Reyes (2000) reporta umbrales de distorsión correspondientes a inicio de daño y colapso de varios sistemas y materiales estructurales y no estructurales.

La figura A.1 ayuda a ilustrar el uso de índices de respuesta durante un diseño sísmico basado en el control de desplazamientos. Se muestra esquemáticamente un elemento estructural de mampostería sometido a un estado de deformación creciente. Primero es necesario discretizar todo posible estado de daño estructural y no estructural en estados límite, de acuerdo con las necesidades de operación de la estructura y la seguridad de los ocupantes. Por ejemplo, considere los siguientes estados límite definidos por el documento FEMA-273 (1997):

Operación. Establece que la estructura permanece con su resistencia y rigidez originales; no obstante, puede presentarse algún agrietamiento en muros divisorios, fachadas o bien plafones. Asimismo, las instalaciones y equipo no deben dañarse.

Ocupación inmediata. La resistencia e integridad del ciclo histerético de la estructura sufre deterioro de poca consideración, aunque puede presentarse una pérdida de rigidez importante debido al agrietamiento de los elementos estructurales. También se acepta un mayor daño, en comparación con el estado límite anterior, en fachadas, muros divisorios y plafones, y pueden existir fallas menores en equipo y contenido que no es esencial para el funcionamiento de los edificios.

Seguridad de vida. Debe garantizarse la seguridad de la vida del público usuario. Desde el punto de vista de daño, implica que las estructuras exhiban comportamiento inelástico y pierdan un porcentaje considerable de rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía. Es posible que parte de los muros divisorios, fachadas y plafones sufran daño de consideración y tengan que ser repuestos en su totalidad, aunque su nivel de daño no debe implicar que se desliguen de la estructura o su colapso. Bajo las mismas condiciones, el equipo y contenido de los edificios puede presentar daños importantes.

Colapso incipiente. Se satisface si se mantiene la estabilidad global de la estructura, aun cuando el daño estructural y no estructural sea muy grave, de tal manera que no se garantice la integridad física de los ocupantes.

Una vez establecidos los estados límite, se analiza la evidencia experimental obtenida en determinados tipos de elementos estructurales y no estructurales para establecer, conforme a lo ilustrado en la figura A.1, umbrales de distorsión congruentes con el estado de daño que corresponde a cada estado límite. Suponga que como condición de diseño se decide que el nivel de daño en el muro bajo consideración en la figura A.1, debe ser tal que no exceda la condición de ocupación inmediata. Esto sólo será posible si, como se ilustra, se limita la máxima distorsión de entrepiso en la estructura dentro del umbral de 0.002. El valor de la distorsión máxima de entrepiso depende del valor del desplazamiento de azotea en la estructura; esto es, a mayor desplazamiento de azotea, mayor distorsión, de tal manera que limitar la distorsión máxima implica limitar el desplazamiento de azotea. Cabe mencionar que el estudio estadístico de diferentes sistemas estructurales permite plantear expresiones para relacionar el desplazamiento de azotea con la máxima distorsión de entrepiso. Una vez establecido el umbral para el desplazamiento de azotea, es necesario utilizar espectros de respuesta para determinar un conjunto de propiedades estructurales que permitan al sistema estructural controlar adecuadamente la respuesta dinámica de la edificación (Terán-Gilmore, 2002).

A.2. Bases para un procedimiento basado en desplazamientos para edificaciones de mampostería confinada

Conforme a lo discutido con anterioridad, un procedimiento basado en desplazamientos requiere

estimar la capacidad de deformación que tiene la estructura para diferentes niveles de daño. Esto suele definirse a través de una curva que, como la que se muestra en la figura A.2, grafica el desplazamiento de azotea de la estructura en el eje de las abscisas, y el cortante basal que la estructura desarrolla para los diferentes desplazamientos de azotea en el eje de las ordenadas. Dicha curva se conoce como curva de capacidad, y se obtiene a través de someter a la estructura, por medio de software especializado, a un estado de desplazamiento lateral monótonamente creciente. Dicho software suele tener la capacidad de incrementar gradualmente, para un patrón de cargas laterales que mantienen su valor relativo en altura, el desplazamiento de azotea; y de establecer, para cada desplazamiento de azotea, las demandas locales de deformación en los diferentes elementos estructurales, y las demandas de distorsión para los diferentes entrepisos. Esto es, para cada desplazamiento de azotea, el software informa al ingeniero estructural cómo se reparte la deformación lateral de la estructura entre los diferentes elementos estructurales y entrepisos. En términos de una metodología basada en desplazamientos, se requiere seguir la evolución del daño estructural en los diferentes elementos estructurales a partir de las demandas no lineales de deformación o de distorsión de entrepiso, y la de daño no estructural a partir de las demandas de distorsión de entrepiso. En términos de lo ilustrado en la figura A.1, es posible establecer que para el muro que se muestra, los estados límite de *ocupación inmediata*, *seguridad de vida* y *prevención de colapso* se satisfacen si se controla la distorsión de entrepiso dentro de los umbrales de 0.002, 0.008 y 0.012, respectivamente. Dado que el software de análisis tiene la capacidad para informar al ingeniero estructural a qué desplazamientos de azotea se alcanzan los diferentes umbrales de distorsión, es posible, tal como lo sugiere la figura A.2, establecer umbrales de desplazamiento lateral de azotea asociados a los diferentes estados límite bajo consideración.

La evaluación del desempeño de la edificación se hace al contrastar la demanda de despla-

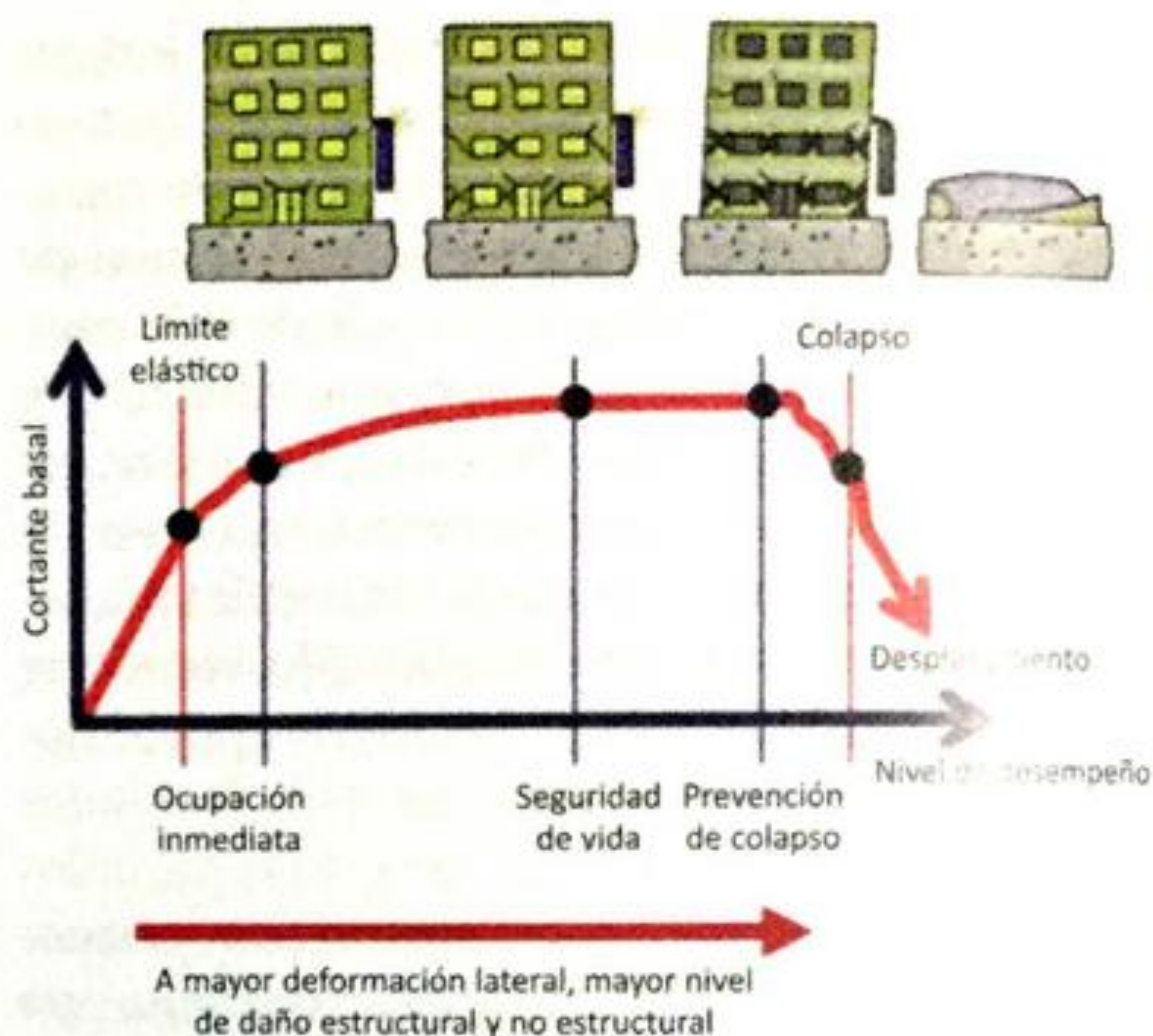


Figura A.2 Curva de capacidad para una edificación con umbrales de desplazamiento correspondientes a los estados límite considerados por los lineamientos FEMA.

zamiento lateral esperada en la estructura durante las excitaciones sísmicas de diseño con los diferentes umbrales de desplazamiento. Según si se rebasan o no los diferentes umbrales de desplazamiento de azotea, el ingeniero estructural podrá definir el estado de daño esperado en el edificio para cada excitación sísmica de interés.

Es importante mencionar que la aplicación racional de metodologías basadas en desplazamiento a las edificaciones de mampostería, sólo será posible si se desarrollan métodos de análisis no lineal que permitan establecer su curva de capacidad.

A.2.1. Comportamiento de muros de mampostería ante carga lateral

Aunque el daño excesivo observado en estructuras de mampostería después de eventos sísmicos de diferente intensidad ha llegado a ganarle a la mampostería una mala reputación como material sismorresistente, las pruebas experimentales llevadas a cabo en México y en algunos países de América Latina, Europa y Asia, han dejado claro que con el debido cuidado durante su diseño y de-

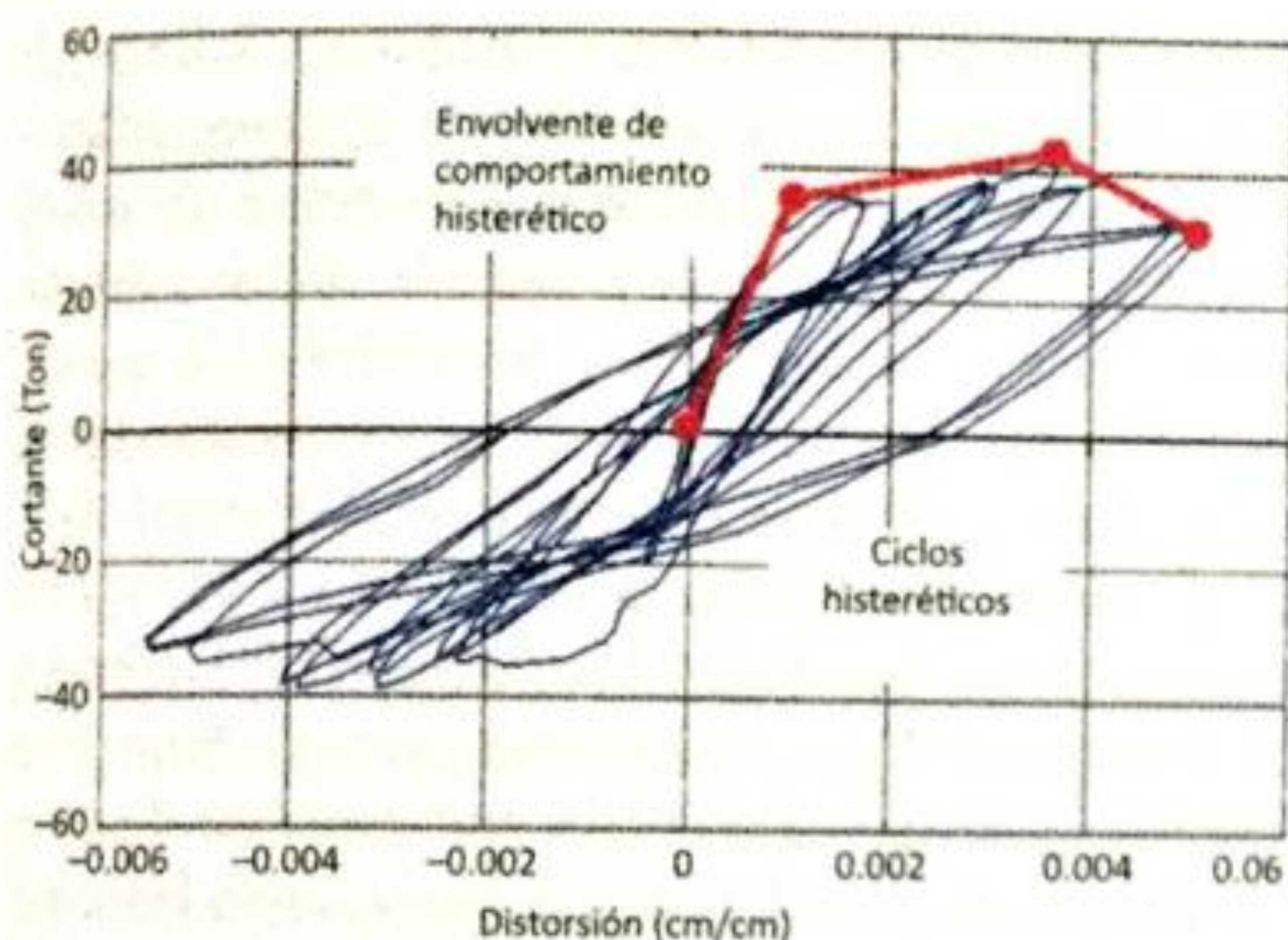


Figura A.3 Envolvente del comportamiento histerético de muros de mampostería confinada.

tallado, las estructuras de mampostería resultan una buena alternativa para la sismorresistencia.

Los resultados experimentales varían notablemente en función de la forma en que se aplican las cargas (cuasi-estáticas o dinámicas) a los especímenes de mampostería. Bajo estas circunstancias, el tipo de prueba experimental se vuelve un factor determinante en la calidad de la información con que se cuenta. A pesar de que se obtiene una mejor idea de la respuesta de las es-

tructuras de mampostería a partir de pruebas dinámicas, la mayor parte de la información disponible a la fecha ha sido derivada de pruebas cuasi-estáticas. Dado lo anterior, los requerimientos de diseño incluidos actualmente en los códigos de diseño para estructuras de mampostería, han sido calibrados a partir de pruebas cuasi-estáticas. El lector puede profundizar su conocimiento del comportamiento de la mampostería en los trabajos publicados por Alcocer (1997), Miranda (1999) y Zúñiga (2005).

La envolvente de comportamiento histerético aporta información relevante sobre el comportamiento de muros de mampostería sujetos a cargas laterales cíclicas. Conforme muestra la figura A.3, dicha envolvente corresponde a los puntos máximos asociados a cada ciclo de carga aplicado experimentalmente. Dado que el comportamiento de la mampostería suele estar dominado por la componente de deformación en corte (Sánchez *et al.*, 1996), su respuesta tiende a estar caracterizada, aun para deformaciones relativamente pequeñas, por un importante deterioro de sus propiedades estructurales.

La figura A.4 identifica zonas bien definidas asociadas a la envolvente del comportamiento

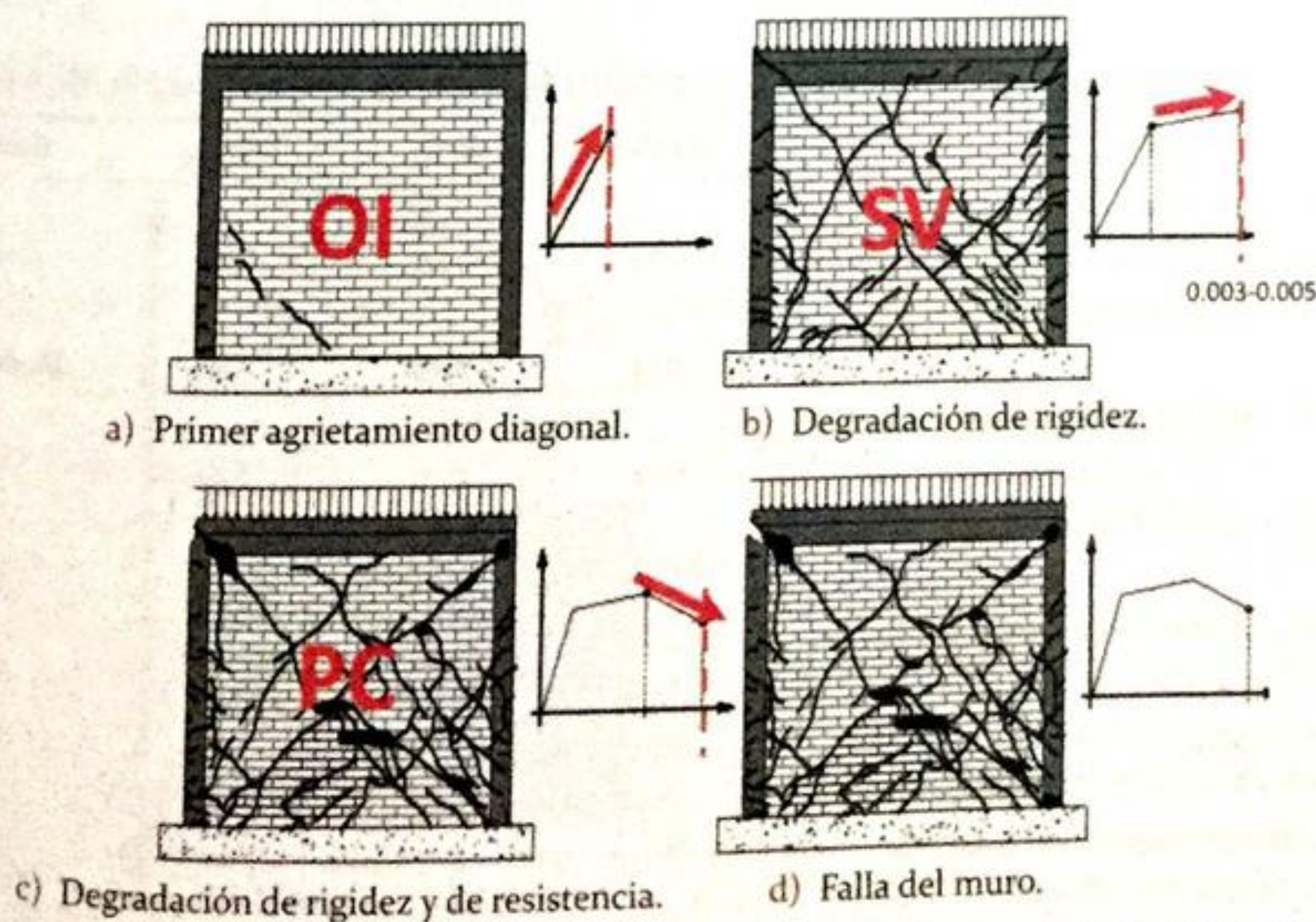


Figura A.4 Evolución del daño estructural en muros de mampostería confinada.

histerético de muros de mampostería confinada:

- Comportamiento elástico.** A niveles pequeños de desplazamiento y esfuerzo, caracterizados por la presencia de agrietamiento horizontal en los castillos que confinan al muro y de un agrietamiento mínimo en el panel de mampostería, los muros exhiben un comportamiento prácticamente elástico.
- Degradación de rigidez.** Después de que se presenta el agrietamiento diagonal, los muros de mampostería exhiben una pendiente postelástica positiva que es sustancialmente menor a la rigidez elástica inicial, lo que les permite alcanzar una resistencia máxima mayor que la que corresponde al primer agrietamiento.
- Degradación de rigidez y resistencia.** Una vez que alcanza su resistencia máxima, la mampostería exhibe una pendiente negativa asociada a pérdidas de resistencia y rigidez que evolucionan hasta: d) la falla del muro.

Con base en extensa evidencia experimental obtenida en muros de mampostería confinada pro-

bados bajo cargas cíclicas en su plano, Ruiz *et al.* (1998) establecieron una relación entre un incremento en la distorsión lateral y la evolución en el patrón de grietas y la degradación de las propiedades estructurales de muros robustos de mampostería confinada. Esta relación se resume en la tabla A.1: K_0 y K representan la rigidez lateral elástica (inicial) y la rigidez lateral asociada a un valor particular de distorsión de entrepiso (DI), respectivamente; y $V_{m\acute{a}x}$ y V el cortante máximo y el cortante asociado a un valor particular de DI , respectivamente. Conforme a lo que sugiere la tabla, es práctica común normalizar la rigidez correspondiente a un nivel de comportamiento inelástico dado por la rigidez inicial lateral elástica del muro. A través de usar la información que se incluye en la tabla A.1, es posible establecer umbrales de distorsión correspondientes a diferentes estados de daño y, por tanto, formular procedimientos de evaluación basados en desplazamientos para muros robustos de mampostería confinada. En particular, limitar la máxima demanda de deformación lateral por sismo a valores menores que la deformación lateral asociada al cortante máximo del muro, parece fundamental para evitar degradación cíclica excesiva en los muros que

Tabla A.1 Daño y deterioro en muros de mampostería confinada (Ruiz-García, Sánchez & Alcocer, 1998)

Estado de daño observado	DI (%)	K/K_0	$V/V_{m\acute{a}x}$	Grado de daño
Fisuras horizontales por flexión. Fisuras verticales por flexión cercanas al paño de los castillos	0.04	0.80	0.50	Ligero (I)
Primer agrietamiento por tensión diagonal de la mampostería	0.13	0.35	0.85	Moderado (II y III)
Inicio de la penetración del fisuramiento inclinado en los extremos de los castillos	0.20	0.27	0.90	Fuerte (IV)
Agrietamiento en forma de X en todos los paneles de mampostería	0.23	0.24	0.98	Fuerte (IV)
Aplastamiento del concreto, agrietamiento horizontal distribuido en la altura de los castillos	0.32	0.18	1.00	Fuerte (V)
Concentración de grietas diagonales en los extremos de los castillos. Desconchamiento del recubrimiento del concreto	0.42	0.13	0.99	Grave (V)
Concentración del daño en los extremos inferiores de los castillos. Plegamiento del refuerzo longitudinal (deformación en S)	0.50	0.10	0.80	Grave (no se clasifica)

pueda llevar a un comportamiento inestable de las edificaciones de mampostería confinada durante sismos severos, y a un mayor nivel de incertidumbre dentro del proceso de evaluación.

A.2.2. Curva de capacidad de muros de mampostería confinada

La curva de capacidad (desplazamiento lateral contra fuerza lateral) de muros de mampostería provee información fundamental para su evaluación estructural, y hace posible, en turno, el planteamiento de un modelo analítico capaz de establecer la curva de capacidad de una edificación de mampostería. Conforme a lo discutido en el FEMA-440 (2005), la curva de capacidad de un muro corresponde a la envolvente de los ciclos histeréticos obtenidos experimentalmente cuando se le sujeta a carga cíclica en su plano (la figura

A.3 muestra gráficamente la definición de dicha envolvente).

Con base en evidencia experimental, Flores y Alcocer (1995) propusieron un modelo trilineal para caracterizar la curva de capacidad de muros de mampostería confinada de piezas macizas de barro recocido (el modelo y los niveles de daño que corresponden a sus diferentes regiones de comportamiento se muestran de manera esquemática en la figura A.4). El modelo de Flores y Alcocer se define a partir de seis parámetros, varios de los cuales se estiman a partir de: a) las expresiones establecidas por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC-DCM, 2004), b) la mecánica de materiales, y c) la geometría de los muros. Mientras que la tabla A.2 indica cómo se determinan los parámetros involucrados en el modelo, la figura A.5 lo ilustra esquemáticamente. En la

Tabla A.2 Parámetros empleados por el modelo de Flores y Alcocer (1995)

Mampostería confinada sin refuerzo horizontal		Mampostería confinada con refuerzo horizontal	
$V_{agr} = V_{RDF}$	$DI_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_0 H}$	$V_{agr} = V_{RDF}$	$DI_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_0 H}$
$V_{m\acute{a}x} = 1.25V_{agr}$	$DI_{m\acute{a}x} = 0.003$	$V_{m\acute{a}x} = 1.5V_{agr}$	$DI_{m\acute{a}x} = 0.006$
$V_u = 0.8V_{agr}$	$DI_u = 0.005$	$V_u = 1.1V_{agr}$	$DI_u = 0.01$

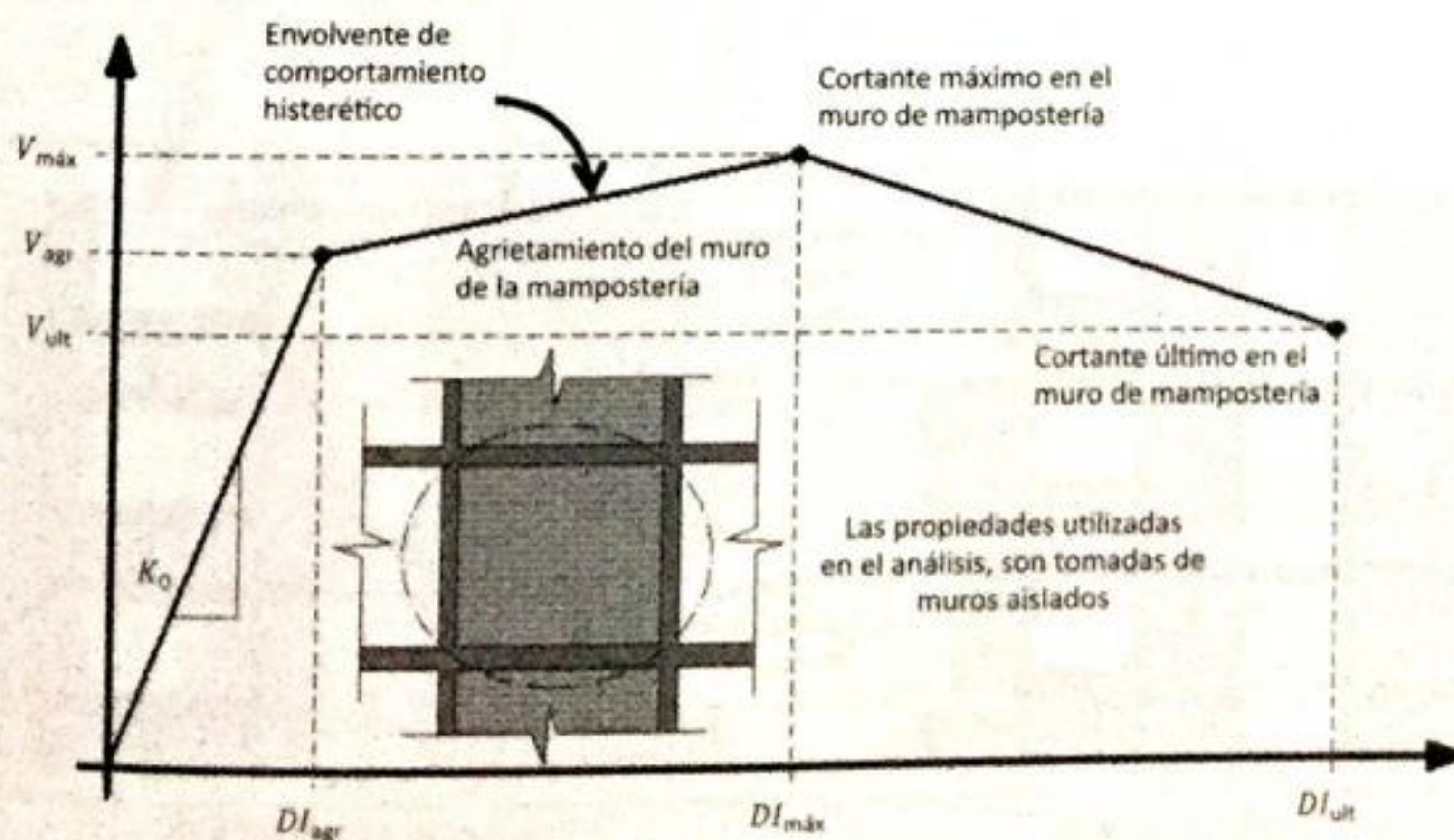


Figura A.5 Curva de capacidad para un muro de mampostería confinada (basada en Flores & Alcocer, 1995).

tabla, V_{agr} corresponde al cortante de diseño establecido de acuerdo con las NTC-DCEM-2004: $(V_{agr} = F_R (0.5v_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m^* A_T)$, H es la altura del muro, DI_{agr} la distorsión asociada al primer agrietamiento diagonal de la mampostería, $DI_{máx}$ la distorsión en la que se alcanza la resistencia máxima ($V_{máx}$), DI_u la distorsión última de la mampostería, V_u el cortante último, y K_o la rigidez elástica obtenida a partir de métodos tradicionales de la mecánica de materiales. Es importante aclarar que los valores de distorsión que aparecen como constantes en la tabla ($DI_{máx}$ y DI_u), fueron establecidos de manera directa a partir de la evidencia experimental disponible.

Los umbrales y descripciones de daño, y los niveles de degradación implícitos en las tablas A.1 y A.2, han sido establecidos específicamente para muros de mampostería confinada que tengan requerimientos de diseño y construcción similares a aquellos especificados en las NTC-DCEM-2004. Esto quiere decir que la evaluación de estructuras diseñadas acorde con estándares que impliquen un nivel diferente de confinamiento en la mampostería o características mecánicas diferentes para las unidades de mampostería y el mortero, requiere del desarrollo de sus propios umbrales de daño. Las recomendaciones ignoran también características geométricas relevantes de los muros, como su relación de aspecto. Debido a esto, las re-

comendaciones que se hacen a continuación están pensadas para describir el estado general de daño y de degradación estructural en el piso crítico de una edificación de mampostería.

A.2.3. Modelo de la columna ancha para el análisis elástico de edificaciones de mampostería confinada

La figura A.6 muestra que acorde con el modelo de la columna ancha, una edificación de mampostería puede ser idealizada por medio de marcos. Cada muro se modela como una columna equivalente que concentra en su eje centroidal las propiedades en flexión y corte. Además, se usan vigas equivalentes que tienen un ancho establecido acorde con las NTC-DCEM-2004 para modelar el acoplamiento que la losa provee a los muros de mampostería. Note que la parte de la losa que cae dentro de la longitud de los muros, se modela como zonas infinitamente rígidas en flexión y corte, y que los pretilos que se forman debido a las aberturas en los muros, se modelan también como columnas anchas.

El modelo de la columna ancha tiene la capacidad para considerar las contribuciones del panel de mampostería y los castillos durante el modelado de un muro. Con este fin, debe usarse el cociente de los módulos de elasticidad de la mampostería y el concreto. En caso de que la edi-

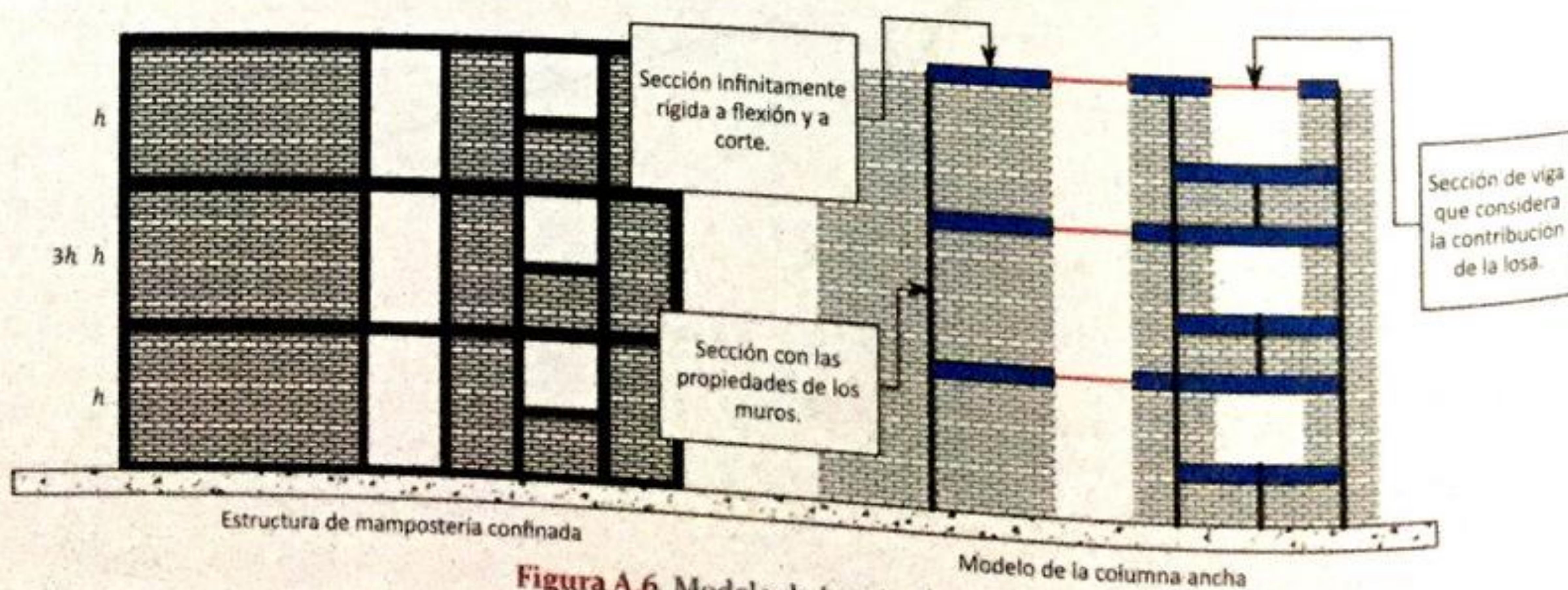


Figura A.6 Modelo de la columna ancha.

ficación de mampostería se modele como un marco plano, el modelo analítico de los muros en el plano debe tomar en cuenta la contribución de los muros fuera del plano que los intersecan. Un modelo tridimensional permite la consideración directa de todos los muros como columnas anchas. Zúñiga y Terán (2008) presentan una discusión más detallada de las bases teóricas de este modelo, y comentan la excelente coincidencia que existe entre las rigideces laterales iniciales obtenidas a partir de la respuesta experimental de varios especímenes de mampostería, y las estimaciones hechas para estas rigideces a partir de modelos de la columna ancha.

A.2.4. Evaluación del desplazamiento lateral en edificaciones de mampostería confinada

Los procedimientos de análisis no lineal han sido ampliamente utilizados por ingenieros en la práctica en los Estados Unidos de América desde la publicación de los documentos ATC-40 y FEMA-273 (1997). En particular, los procedimientos de análisis estático no lineal se han popularizado debido a su simplicidad y habilidad para aportar un entendimiento del desempeño espe-

rado de las estructuras sismorresistentes. Entre las opciones disponibles para estimar la demanda máxima de desplazamiento, está el método de los coeficientes, el cual se resume en la figura A.7. En esta figura, δ_t denota la demanda esperada de desplazamiento de azotea para la excitación sísmica de diseño, T_e el periodo fundamental de vibración equivalente de la edificación de mampostería, S_a la ordenada que en el espectro elástico de resistencia de diseño corresponde a T_e , y C_0 , C_1 , C_2 y C_3 coeficientes que transforman un desplazamiento espectral al desplazamiento de azotea de la edificación que se analiza (ver detalles en la figura). El valor de T_e se establece, conforme muestra la figura, a partir del valor del periodo fundamental de vibración reportado por el programa de análisis (T_i) y del cociente entre la pendiente inicial de la curva de capacidad de la edificación (K_i) y la pendiente secante estimada conforme a las indicaciones del documento FEMA-273 (K_e).

Si conforme a lo que se espera, las edificaciones de mampostería no exhiben efectos de segundo orden de importancia, el coeficiente C_3 puede ser despreciado durante la estimación de δ_t . Tomando en cuenta que el cociente de despla-

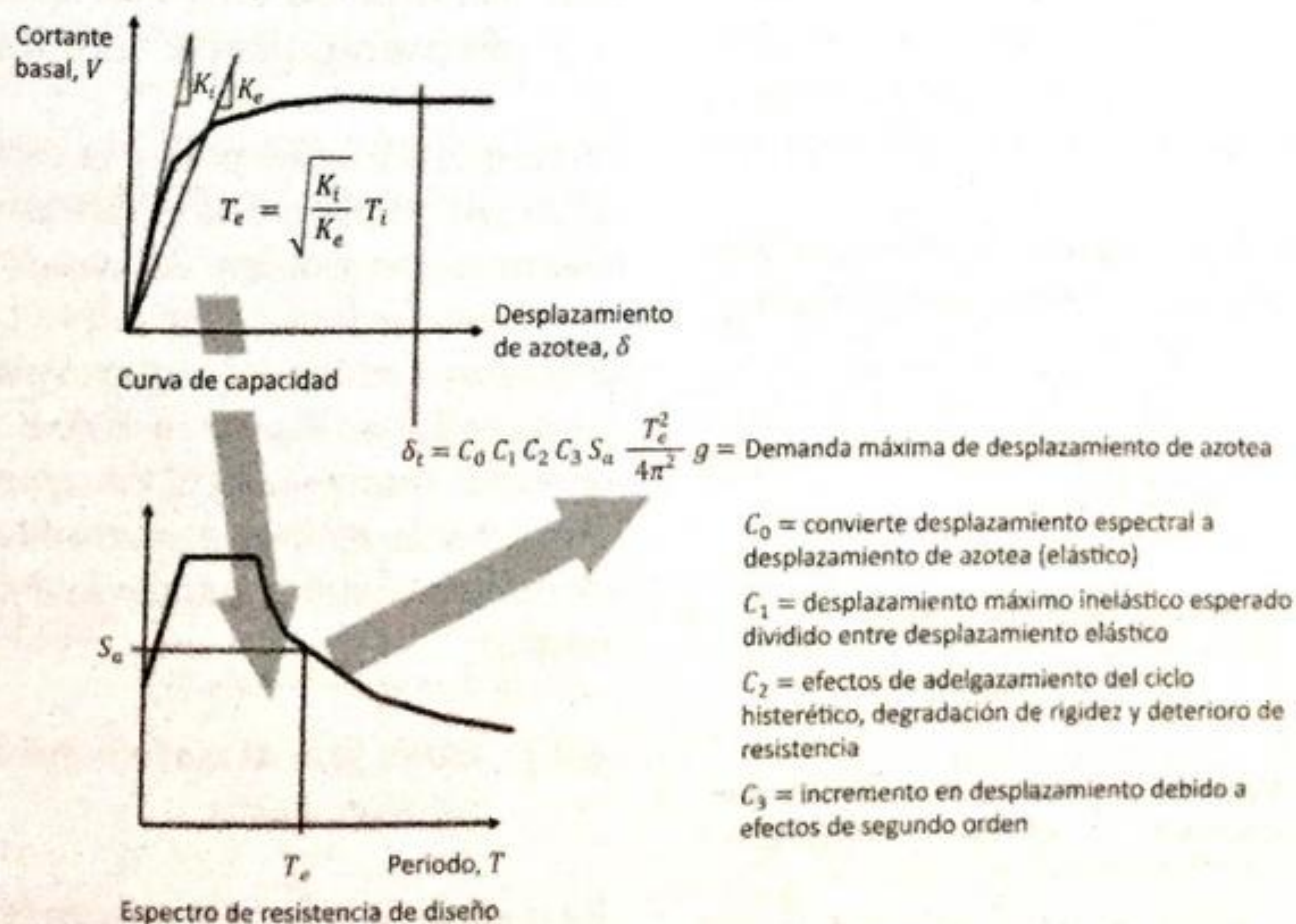


Figura A.7 Método de los coeficientes (FEMA, 2005).

zamientos inelásticos, C_R , puede contemplar de manera simultánea los efectos considerados por los parámetros C_1 y C_2 (Ruiz-García & Miranda, 2003), la demanda máxima de desplazamiento de azotea para una edificación de mampostería, puede estimarse como:

$$\delta_t = C_0 C_R S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (\text{A.1})$$

Las inspecciones postsismo han mostrado que el daño estructural que sufren las edificaciones de mampostería tiende a acumularse en su planta baja. Los pisos por encima de ésta tienden a permanecer sin daño o con niveles de daño muy bajos, aun si la edificación de mampostería exhibe densidades similares de muros en todos los pisos. Esta observación ha sido confirmada a partir del estudio experimental de especímenes de mampostería de pequeña y gran escala (Ruiz-García, 1995; Barragán, Alcocer & Arias, 2006). Bajo estas circunstancias, el valor del coeficiente C_0 involucrado en el método de los coeficientes debe acercarse, para niveles bajos de daño, al valor indicado por las guías FEMA para edificios que trabajan a corte; y debe tender a uno conforme se incrementa el nivel de daño en la edificación. Con base en esto, la tabla A.3 resume valores sugeridos de C_0 para la evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería.

La estimación de δ_t requiere de una expresión simplificada para calcular la tendencia central de C_R :

$$C_R = 1 + \left(\frac{1}{a T_e^b} \right) (R - 1) \quad (\text{A.2})$$

Tabla A.3 Valores sugeridos para C_0

Número de pisos	Nivel de desempeño		
	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
1	1.0	1.0	1.0
2+	1.2	1.0	1.0

Donde a y b son coeficiente que pueden obtenerse de un análisis de regresión. Una regresión no lineal llevada a cabo por Terán, Zúñiga y Ruiz (2009), estima coeficientes $\hat{a} = 260$ y $\hat{b} = 3$ para la tendencia central observada para un conjunto de 54 acelerogramas registrados en suelo firme. Es importante mencionar que ningún registro exhibe características de pulso o efectos importantes de direccionalidad, y que la calibración que se presenta para a y b sólo es aplicable a edificaciones de mampostería ubicadas en el Pacífico mexicano (se requieren de calibraciones específicas para sitios que exhiban características dinámicas diferentes). El cociente de resistencia, R , se define como:

$$R = \frac{m S_a}{V_y} \quad (\text{A.3})$$

donde m es la masa del sistema, S_a la ordenada espectral elástica de pseudoaceleración y V_y la resistencia de fluencia lateral del sistema. El numerador de la ecuación A.3 representa la resistencia lateral requerida para mantener al sistema elástico, la cual se denota como la demanda elástica de resistencia.

A.3. Análisis no lineal de edificaciones de mampostería confinada

Conforme a lo comentado, el desarrollo práctico de un procedimiento de evaluación basado en desplazamientos requiere del desarrollo de técnicas de análisis no lineal aplicables a la estructura por evaluarse. Dentro del contexto planteado aquí, se requiere desarrollar un modelo no lineal capaz de reflejar la respuesta local y de entrepiso de las edificaciones de mampostería confinada conforme se incrementan sus demandas laterales de desplazamiento.

A.3.1. Bases para el modelo modificado de la columna ancha

Es necesario tener en cuenta dos hechos: a) el modelo de la columna ancha representa una al-

ternativa viable para modelar el comportamiento elástico de los muros de mampostería confinada; y b) la respuesta lateral de los muros de mampostería tiende a estar gobernada por deformaciones en corte, particularmente conforme los muros experimentan un mayor nivel de comportamiento inelástico. Con base en esto, es posible plantear un modelo modificado de la columna ancha que asocie la degradación de rigidez lateral de los muros a sus propiedades en corte. Esto implica que después del primer agrietamiento diagonal, la componente de rigidez en flexión se mantiene constante, mientras que la rigidez en corte se modifica en función de la demanda de distorsión.

A.3.2. Análisis estático no lineal

El modelo propuesto para hacer posible un análisis estático no lineal de una edificación de mampostería confinada, implica modelar cada muro a través de una columna ancha modificada. Mientras que la rigidez en flexión de los muros se mantiene constante durante el análisis, sus propiedades en corte se modifican de acuerdo con el modelo de Flores y Alcocer. La figura A.8 ilustra el modelo modificado de la columna ancha: mientras que la rigidez en flexión de la columna se mantiene constante, el comportamiento en corte del muro (incluido su intervalo de comportamiento inelástico) se modela a través de un resorte, el cual puede ser rotacional o tras-

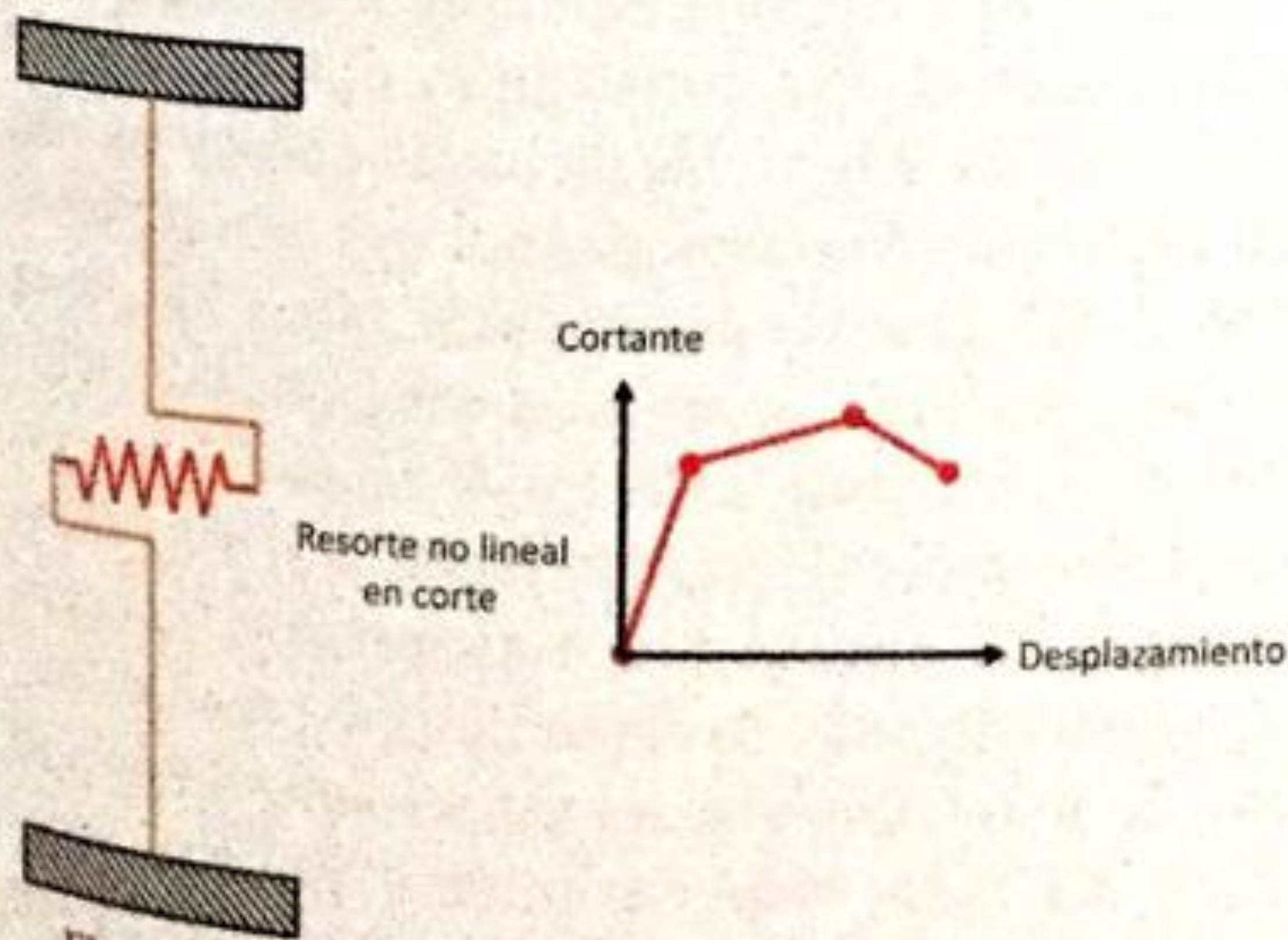
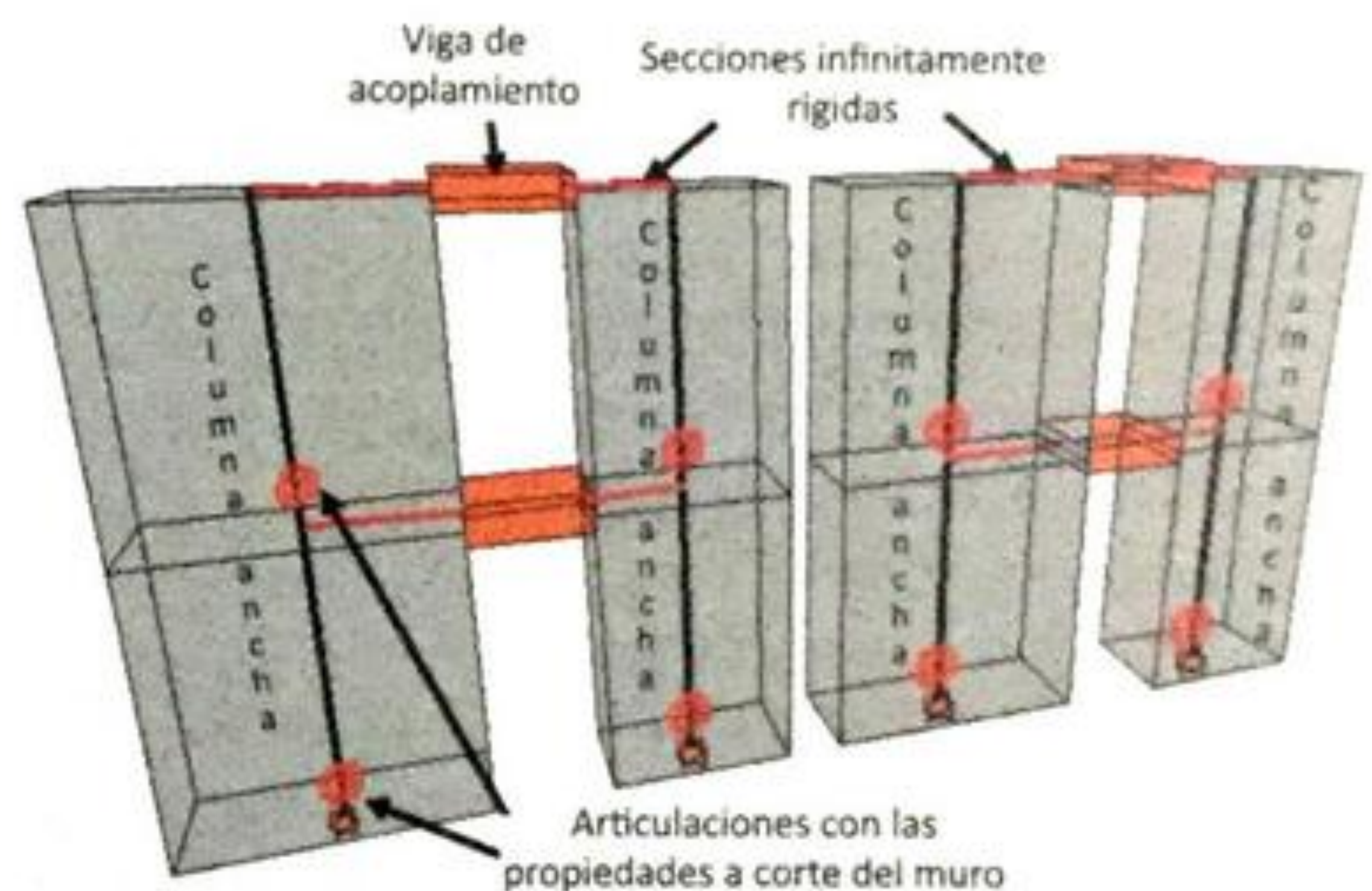


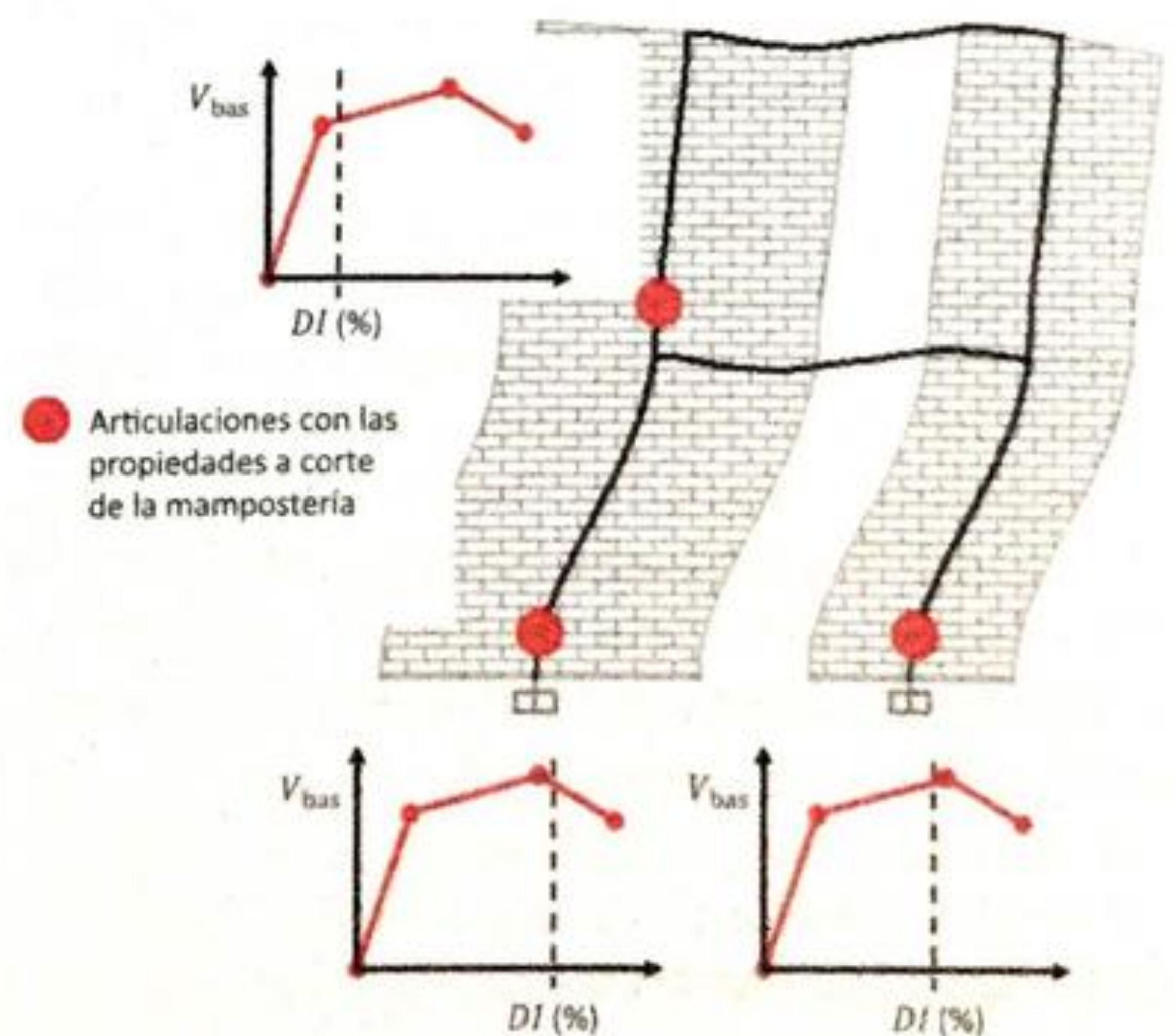
Figura A.8 Idealización del modelo modificado de la columna ancha.

lacional. En caso de usarse un resorte rotacional, debe ubicarse en la base de la columna ancha, de tal manera que se relacione la variación de las propiedades del resorte con la distorsión de entrepiso. La figura A.9a muestra el espécimen 3D modelado a través del modelo modificado de la columna ancha con el programa SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2004).

La figura A.10 compara las curvas de capacidad (positivas con líneas azules y negativas con líneas rojas) obtenidas experimentalmente para los especímenes W-W, WBW, WWW y 3D, con sus curvas de capacidad (líneas verdes) derivadas



a) Modelo analítico



b) Evolución de daño

Figura A.9 Modelo modificado de la columna ancha para espécimen 3D (Alcocer, Pineda, Ruiz & Zepeda, 1996).

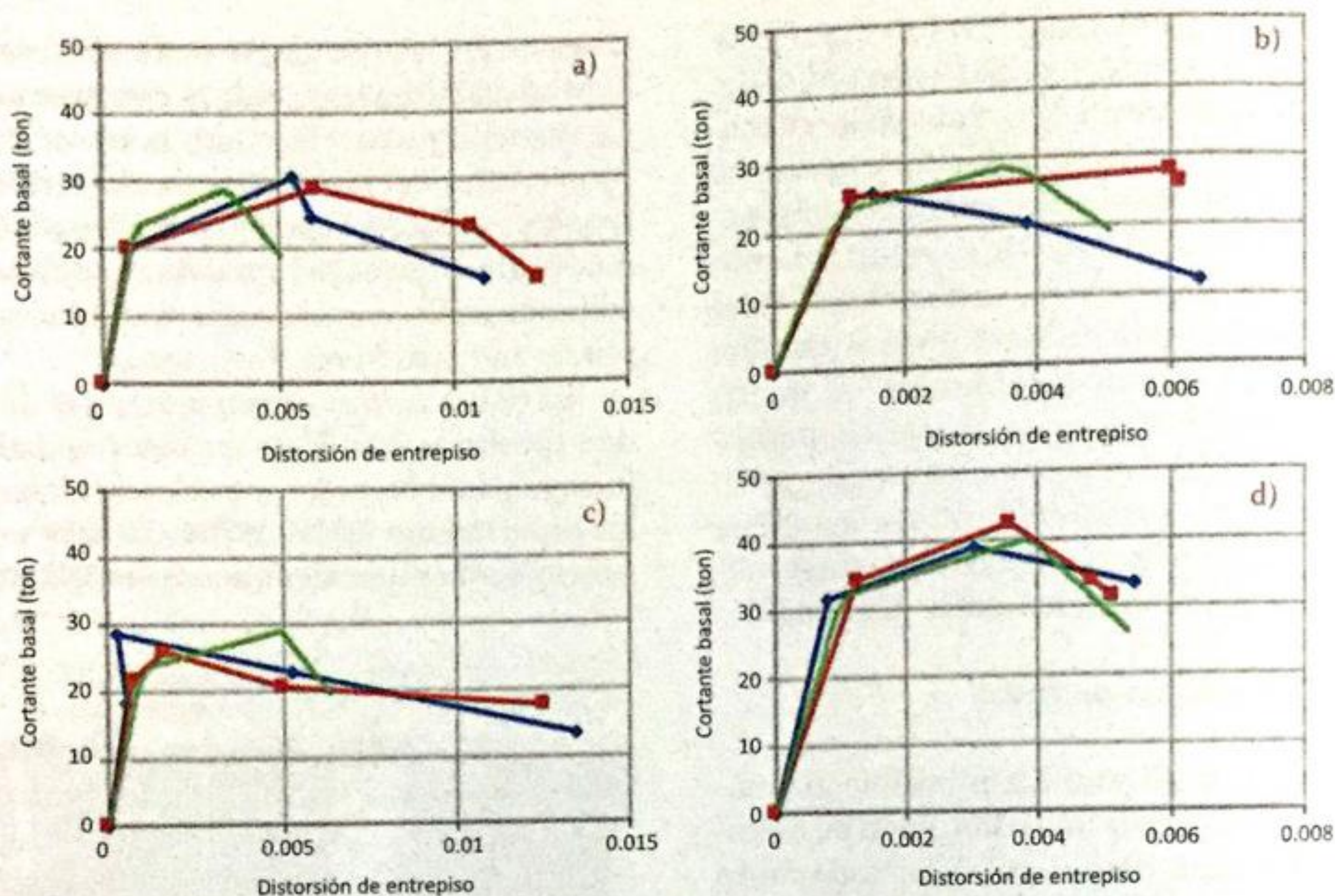


Figura A.10 Respuesta experimental y analítica de diferentes especímenes.

de un análisis estático no lineal. A pesar de la alta variabilidad observada en las curvas experimentales, la técnica de modelado propuesta ofrece estimaciones razonablemente conservadoras de las curvas. Note que la rigidez inicial elástica y la resistencia asociada al primer agrietamiento, se estiman con alta precisión.

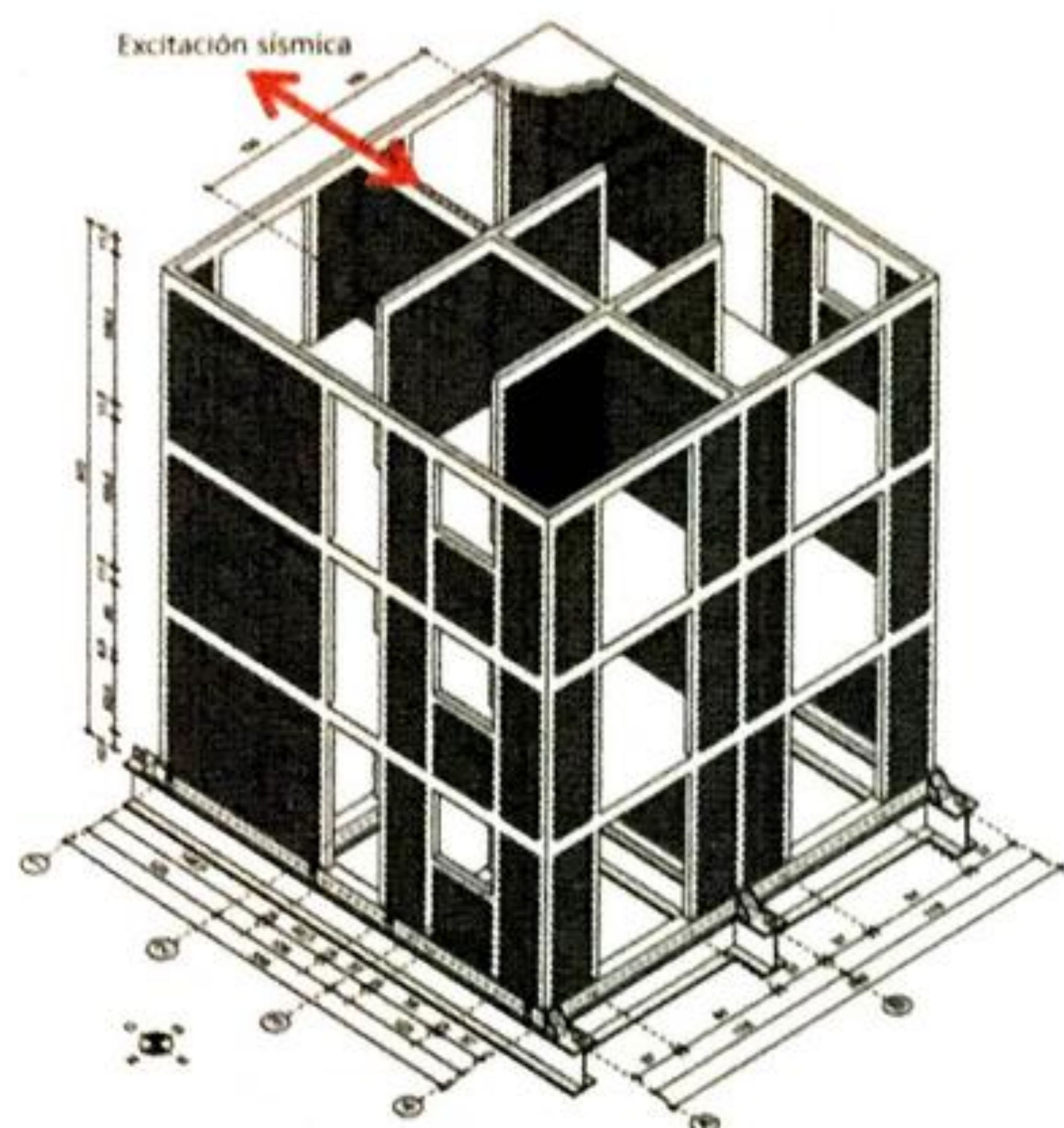
Además de aportar una estimación viable del comportamiento global, la técnica de modelado permite estimar de manera razonable la evolución del daño estructural a nivel local. Esto se ilustra en la figura A.9b para el espécimen 3D, el cual exhibió daño severo en los muros de la planta baja, y daño leve en uno de los muros de la planta alta (Alcocer, Pineda, Ruiz & Zepeda, 1996).

A.4. Ejemplo ilustrativo

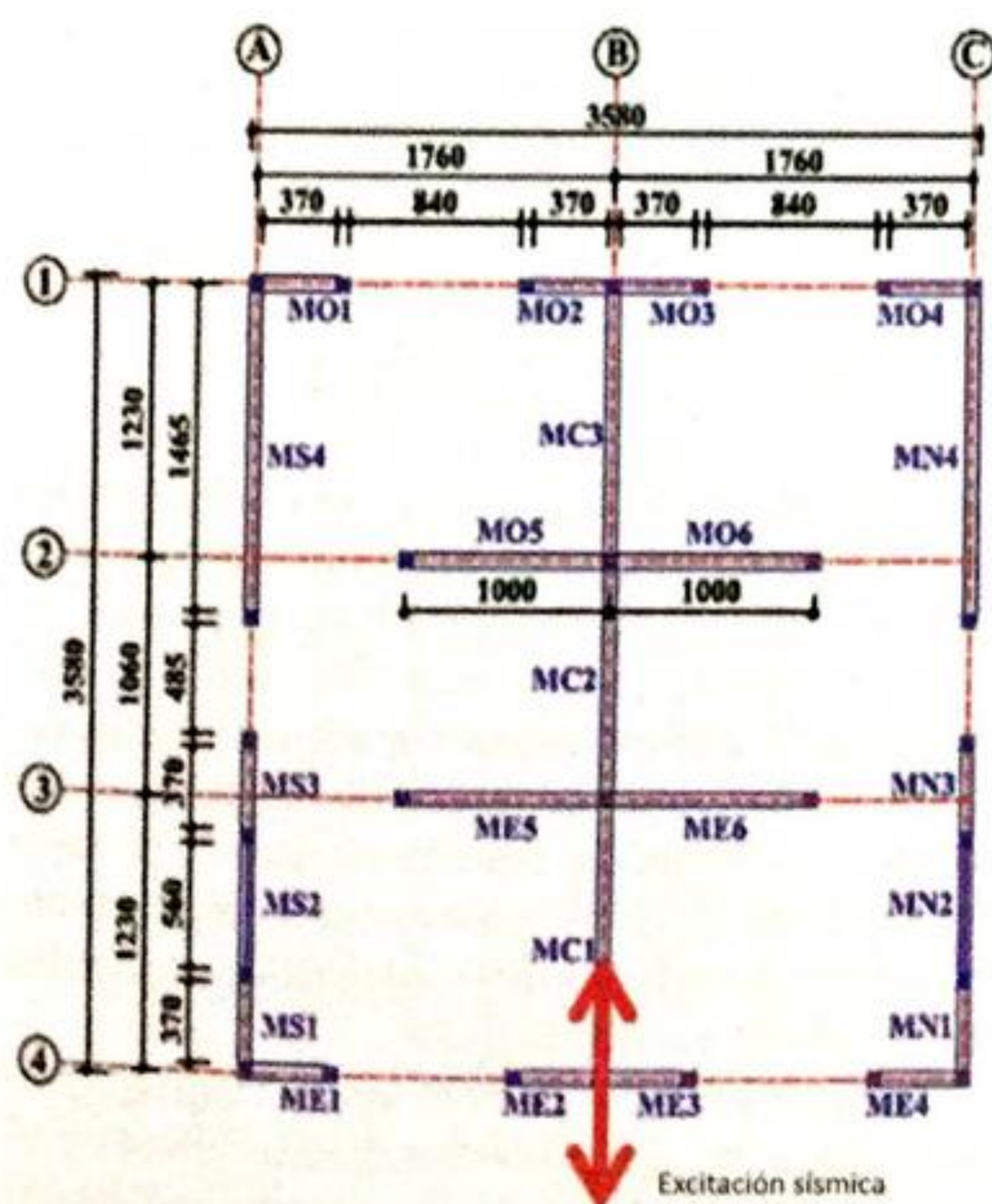
La figura A.11 muestra la geometría de un espécimen escala 1:2 que fue probado en la mesa vibra-

dora de la Universidad Nacional Autónoma de México (Barragán, Alcocer & Arias, 2006). El espécimen modela a un edificio real que, de acuerdo con sus características físicas y geométricas, puede considerarse representativo de edificios residenciales construidos en México (Arias, 2005).

El espécimen exhibe tres planos sismorresistentes en la dirección de análisis. Mientras que el plano central está constituido por tres muros (MC1, MC2 y MC3), las fachadas norte y sur del edificio están conformadas por tres muros (MN1, MN3 y MN4 para el norte, y MS1, MS3 y MS4 para el sur). Note que aunque ambas fachadas incluyen un cuarto muro (MN2 y MS2 para norte y sur, respectivamente), éste corresponde al pretil de la ventana. Las resistencias a compresión y tensión diagonal medidas en el laboratorio para los muros de mampostería del espécimen, fueron de 7.0 y 1.3 MPa, respectivamente. El correspondiente valor para el módulo de elasticidad, fue de 2450 MPa.



a) Vista en tres dimensiones



b) Vista en planta

Figura A.11 Configuración estructural del modelo escala 1:2 del edificio ilustrativo (Barragán, Alcocer & Arias, 2006).

La resistencia de diseño del concreto usado en castillos, dalas y losa fue de 20 MPa; y la correspondiente al mortero, de 12.5 MPa. Mientras que se utilizaron barras del 3 con resistencia nominal de 420 MPa para el refuerzo longitudinal de castillos, dalas y losa, el refuerzo transversal consistió en estribos del número 2 fabricados con acero con resistencia nominal de 250 MPa. El edificio se diseñó conforme a las NTC-DCM-2004, y tiene un peso total de 1060 kN. Mientras que 30.6% de este peso se ubica en la azotea, cada uno de los pisos intermedios contribuye con 34.7% del peso total. Una descripción detallada de las características del edificio y su modelo a escala 1:2 (denotado espécimen de aquí en adelante), puede encontrarse en Arias (2005) y Barragán *et al.* (2006).

Las propiedades mecánicas y geométricas del espécimen se establecieron de acuerdo con las reglas de *similitud simple* (Arias, 2005). Para plantear el programa experimental en mesa vibradora, se utilizó como sismo semilla un movimiento del terreno registrado durante 1989, durante un evento sísmico con magnitud (M_s) 6.9, en la ciudad de Acapulco. Se sujetó el espécimen a una secuencia de ocho excitaciones sísmicas sintéticas, las cuales incrementaron gradualmente su intensidad hasta que se alcanzó la resistencia lateral máxima del espécimen. Mientras que la figura A.11 indica la dirección en que se aplicaron las excitaciones sísmicas al espécimen, la tabla A.4 resume algunas de sus características y describe el nivel de daño observado después del tercer y el octavo movimientos.

A.4.1. Propiedades del edificio

Conforme a las consideraciones que hacen las reglas de similitud simple, el edificio bajo consideración tiene dimensiones iguales al doble de las reportadas en la figura A.11 para el espécimen. Las propiedades de las columnas anchas modificadas que representan cada uno de los muros del edificio, se establecieron conforme al modelo de Flores y Alcocer y las NTCM-2004. A continuación

Tabla A.4 Movimientos usados durante el estudio experimental del modelo escala 1:2

Movimientos	Magnitud	$A_{m\acute{a}x}$ (g)	Duraci3n (seg)	Observaciones
1	7.6	1.49	15.9	
2	7.8	1.66	24.2	
3	8.0 (60%)	1.54	29.3	Primer agrietamiento importante. El nivel de daño fue asociado al límite elástico (ocupaci3n inmediata).
4	8.3 (60%)	1.89	39.1	
5	8.0 (90%)	1.69	29.3	
6	8.3 (90%)	1.97	39.3	
7	8.3 (100%)	2.07	29.6	
8	8.3 (125%)	2.00	39.4	Se consider3 que el edificio alcanz3 su resistencia lateral máxima. El nivel de daño fue asociado a seguridad de vida .

se muestran los cálculos efectuados para establecer las propiedades en flexi3n de los muros MN4 y MS4:

$$I = \frac{tL^3}{12} = \frac{0.12 \times 2.98^3}{12} = 0.2646 \text{ m}^4$$

donde I es el momento de inercia que se asigna a la columna ancha, y t y L el espesor y longitud, respectivamente, del muro. El valor de m3dulo de elasticidad asignado a la columna ancha corresponde a aquel medido experimentalmente en los muros del espec men (2450 MPa).

En términos de las propiedades en corte de estos muros, es necesario establecer su curva de capacidad a partir del modelo de Flores y Alcocer. Para ello se utilizan las consideraciones resumidas en la tabla A.2:

$$\begin{aligned} V_{agr1} &= (0.5v_m^* A_T + 0.3P) \\ &= (0.5 \times 1300 \times 0.12 \times 2.98 \\ &\quad + 0.3 \times 172) = 284 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{agr2} &= 1.5v_m^* A_T \\ &= 1.5 \times 1300 \times 0.12 \times 2.98 \\ &= 697 \text{ kN} \end{aligned}$$

El cortante de agrietamiento del muro corresponde al menor valor de los anteriores, de tal manera que $V_{agr} = 284 \text{ kN}$. En cuanto a la rigidez en corte del muro (K_0):

$$\begin{aligned} K_0 &= \frac{GA_V}{H} = \frac{0.4E}{H} \frac{tL}{1.2} = \frac{980,000}{2.4} \frac{0.12 \times 2.98}{1.2} \\ &= 121,680 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

donde G y A_V son el m3dulo y el área de cortante del muro, respectivamente, y H su altura. Conforme a lo indicado en la tabla A.2, la distorsi3n de agrietamiento está dado por:

$$DI_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_0 H} = \frac{284}{121,680 \times 2.4} = 0.0010$$

Con los valores de V_{agr} y DI_{agr} , es posible definir la curva de capacidad de los muros MN4 y MS4, la cual se ilustra en la figura A.12. Por medio de software especializado, como lo es el caso del programa SAP2000, es posible asignar las propiedades de la curva de capacidad a la columna ancha a través de un resorte no lineal. La tabla A.5 muestra las principales propiedades en flexi3n y en corte de los diferentes muros ubicados en la planta baja del edificio.

La figura A.13 muestra el modelo espacial utilizado para llevar a cabo el análisis est tico no lineal del edificio. Las losas de concreto reforzado fueron consideradas como infinitamente rígidas en su plano.

Mientras que el modelo analítico estim3 un periodo fundamental de vibraci3n de 0.14 segun-

Tabla A.5 Propiedades a flexión y corte de los muros

Muro	t (m)	L (m)	H (m)	I (m ⁴)	P (kN)	V_{agr} (kN)	DI_{agr}
MC ₁	0.12	2.44	2.4	0.1453	168	241	0.001
MC ₂	0.12	2.16	2.4	0.1008	131	208	0.001
MC ₃	0.12	2.44	2.4	0.1453	168	241	0.001
MN ₁	0.12	0.86	1.17	0.0064	61	85	0.001
MN ₃	0.12	0.86	1.17	0.0064	73	89	0.001
MN ₄	0.12	2.98	2.4	0.2646	172	284	0.001
MS ₁	0.12	0.86	1.17	0.0064	61	85	0.001
MS ₃	0.12	0.86	1.17	0.0064	73	89	0.001
MS ₄	0.12	2.98	2.4	0.2446	172	284	0.001

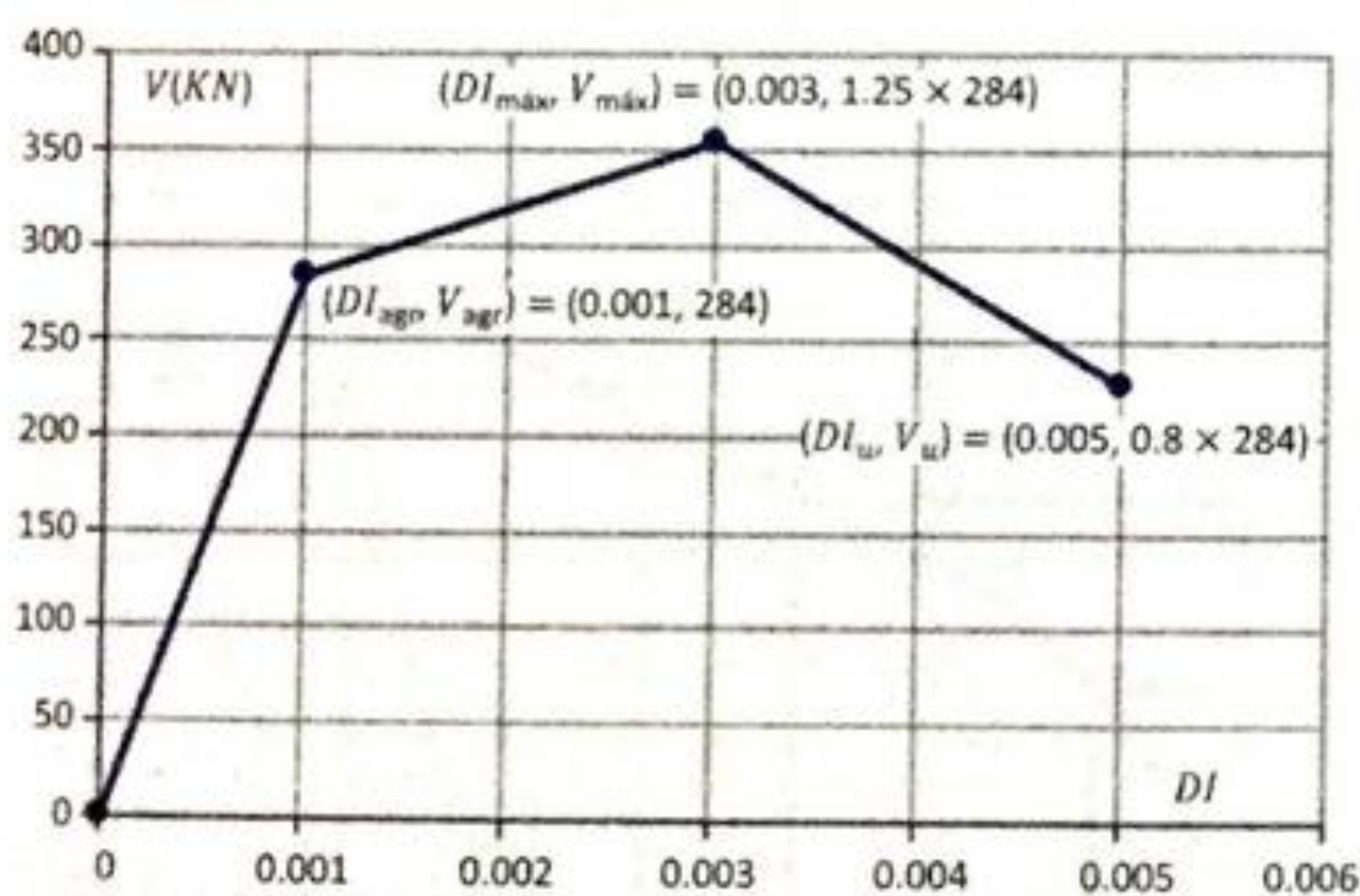
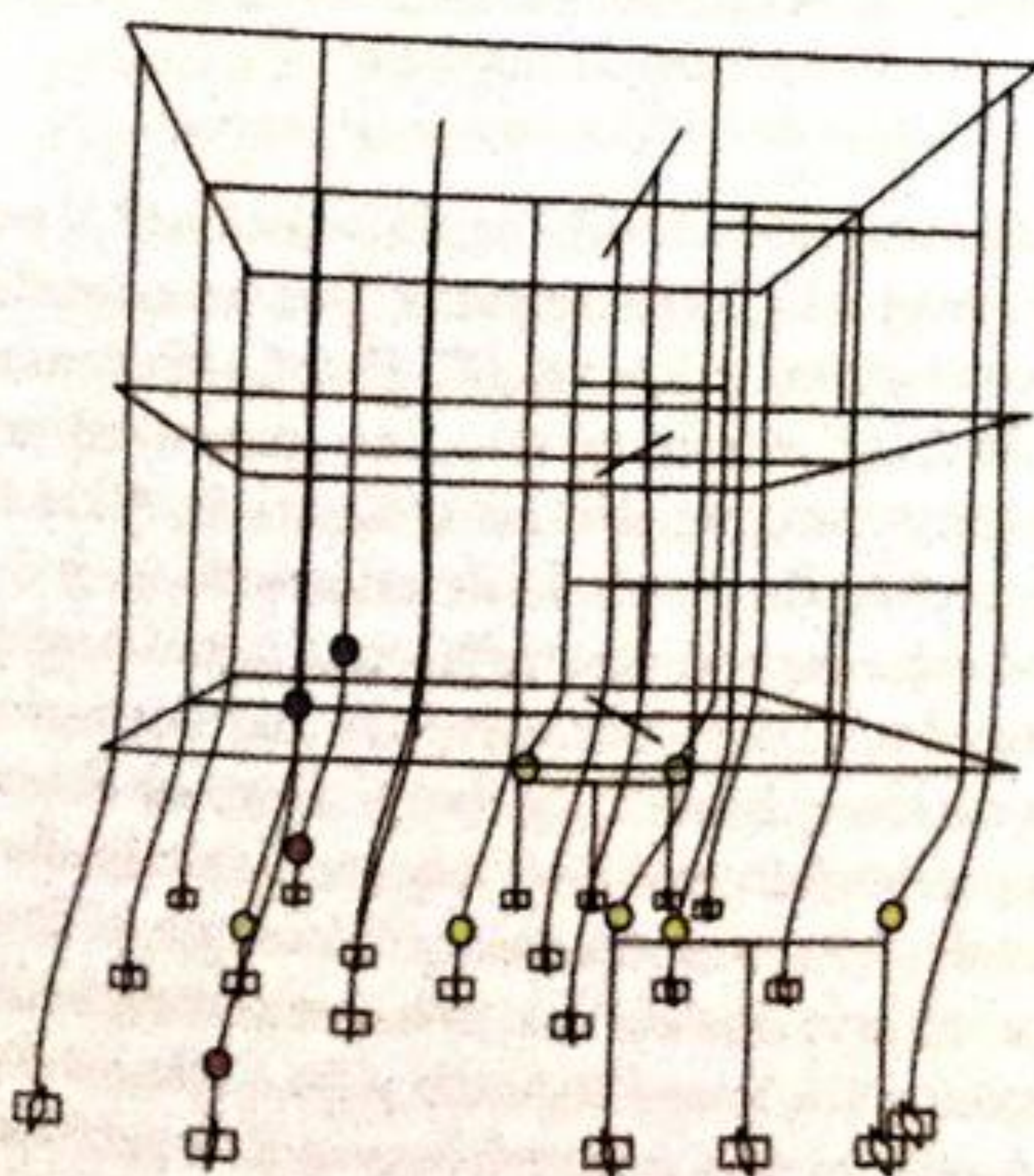
Figura A.12 Curva de capacidad para los muros MN₄ y MS₄.

Figura A.13 Modelo analítico del edificio ilustrativo.

dos para el edificio, las pruebas ambientales llevadas a cabo en el espécimen establecieron un valor de 0.075 segundos, lo que, de acuerdo con las reglas de similitud simple, corresponde a un periodo no agrietado de 0.15 segundos.

La figura A.14 muestra con una línea continua la curva de capacidad analítica de la planta baja del edificio. Esta curva se obtuvo a través de un análisis estático no lineal que utilizó un patrón de cargas laterales proporcional al primer modo de vibrar del sistema en la dirección de análisis. Note en la figura que el cortante basal ha sido normalizado por el peso total del edificio (W). Los círculos en la figura representan las máximas demandas de desplazamiento lateral y sus correspondientes cortantes basales derivados del estudio experimental del espécimen. El número asignado a cada círculo corresponde a cada uno

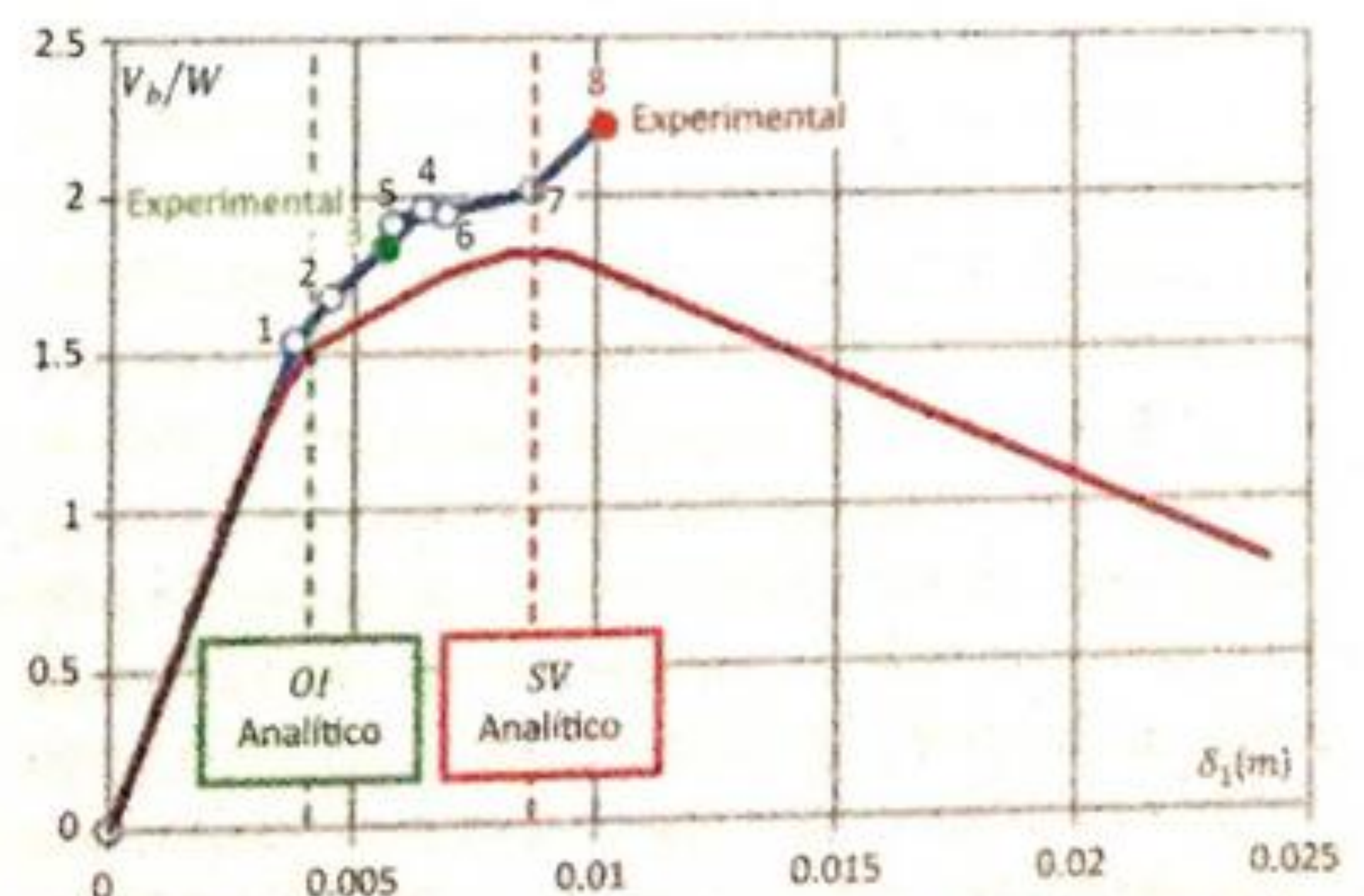


Figura A.14 Curvas de capacidad de la planta baja del edificio ilustrativo.

de los ocho movimientos que formaron parte del programa experimental. Mientras que los desplazamientos laterales medidos directamente en el espécimen fueron escalados por un factor de 2, el cortante basal normalizado es un parámetro adimensional que no requiere ser escalado.

Las curvas “analítica” y “experimental” exhiben una buena correspondencia. Las líneas verticales punteadas incluidas en la figura A.14, establecen los umbrales de desplazamiento que, de acuerdo con el modelo analítico, corresponden al primer agrietamiento importante (*ocupación inmediata*) y la resistencia lateral máxima (*seguridad de vida*). El desplazamiento lateral que de acuerdo con la evidencia experimental está asociado a la resistencia lateral máxima del edificio (octavo movimiento), exhibe una correspondencia cercana con su contraparte analítica. Aunque el espécimen mostró una pérdida notoria de rigidez después del primer movimiento, se observó un agrietamiento importante hasta el tercer movimiento. Puede notarse una correspondencia razonable entre los umbrales experimental y analítico asociados al primer agrietamiento. Además, se observa una excelente correspondencia entre las rigideces iniciales asociadas a ambas curvas. La mayor diferencia entre las curvas radica en la mayor rigidez postagrietamiento asociada a la curva derivada de información experimental.

A.4.2. Desplazamiento de azotea

Para estimar las demandas de desplazamiento de azotea (δ_t) a partir del modelo analítico, es necesario establecer primero con la ayuda de su curva de capacidad, el cortante basal asociado a la primera fluencia (V_y). Aunque estrictamente hablando, un edificio de mampostería confinada no “fluye”, es razonable considerar al punto de primer agrietamiento como el punto asociado a la fluencia del edificio. A través de la figura A.14 es posible establecer que V_y/W es igual a 1.5. Para el edificio bajo consideración, el periodo fundamental efectivo (denotado T_e en la figura A.7) es

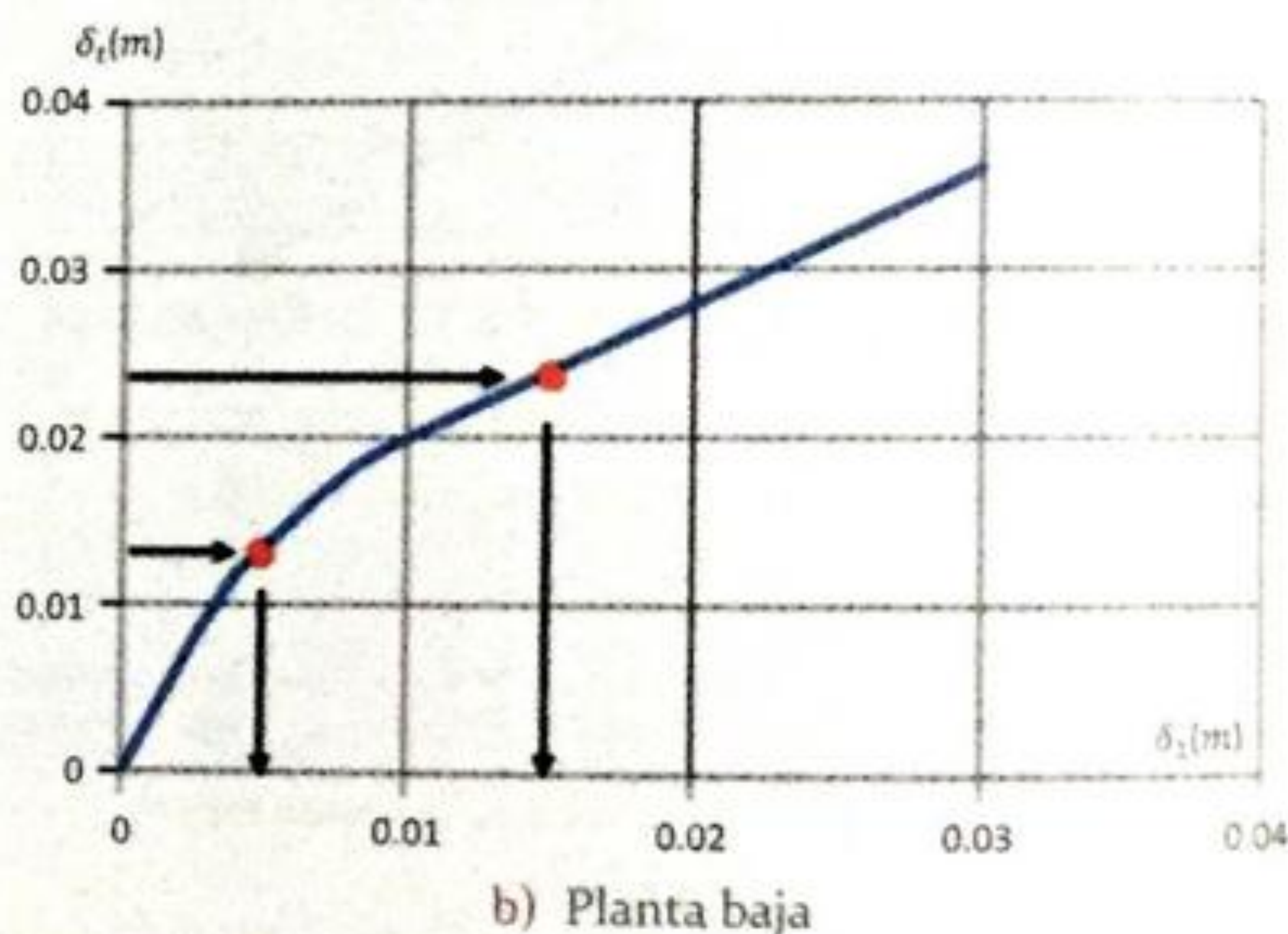
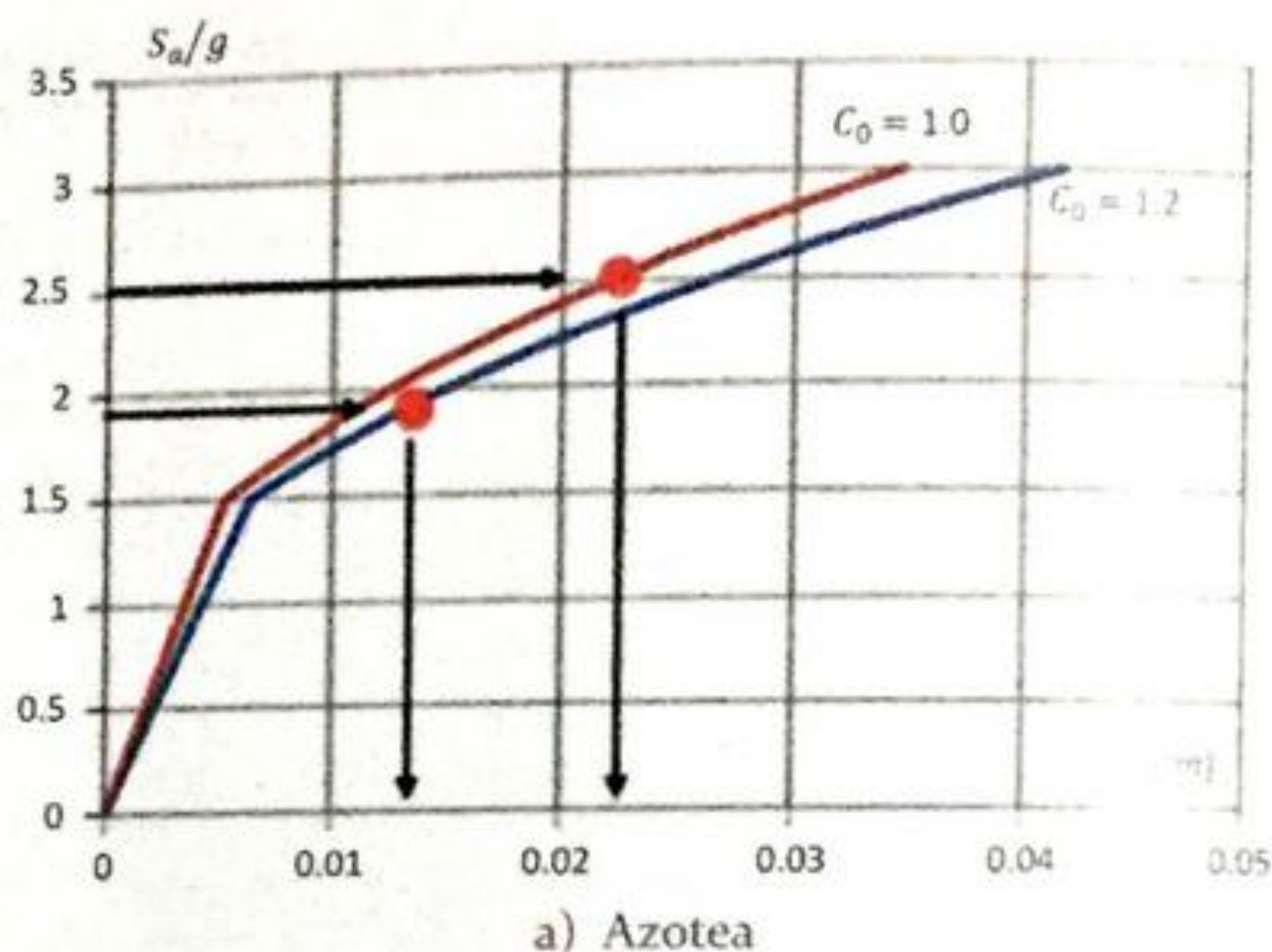
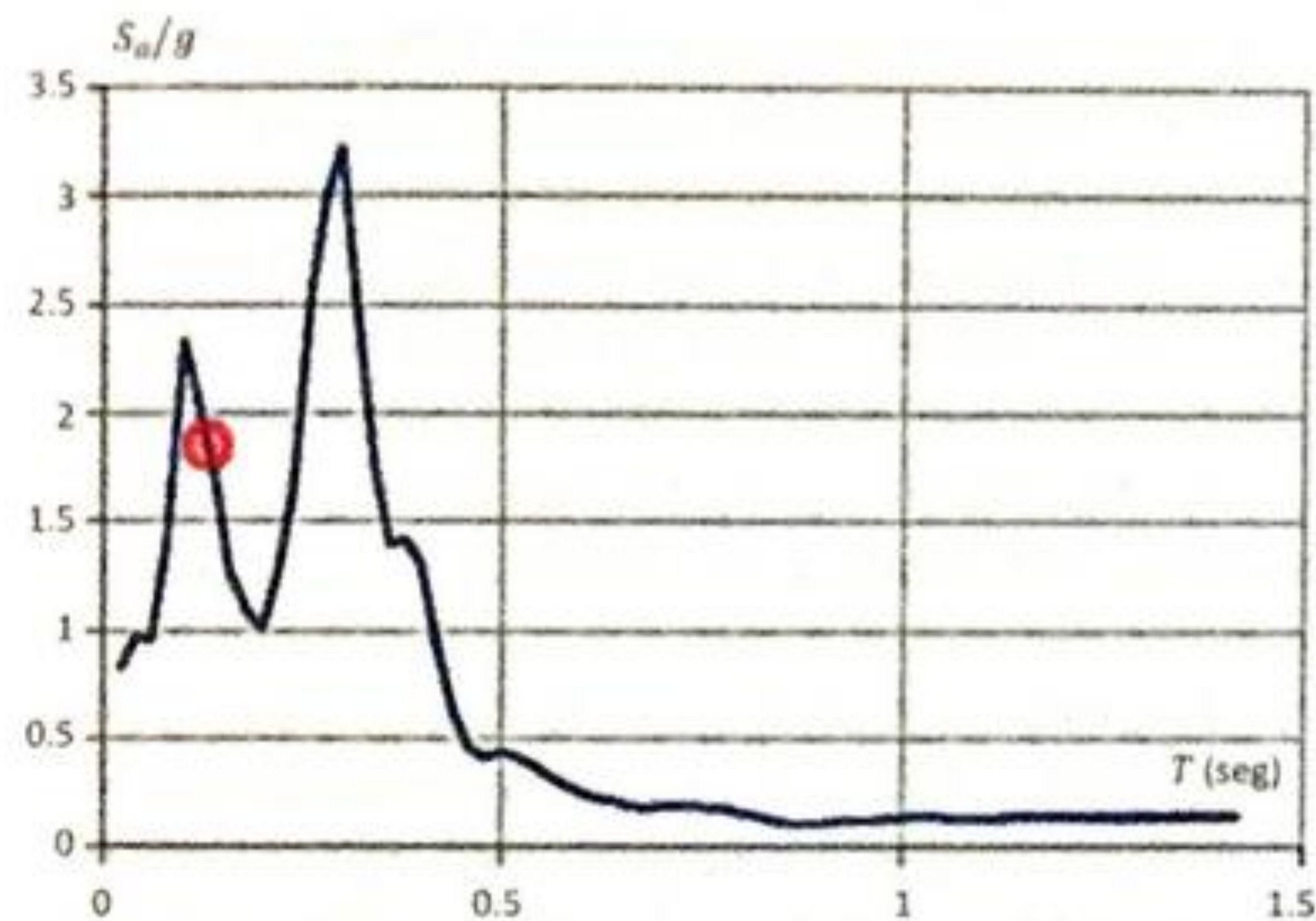


Figura A.15 Demandas de desplazamiento lateral en el edificio ilustrativo.

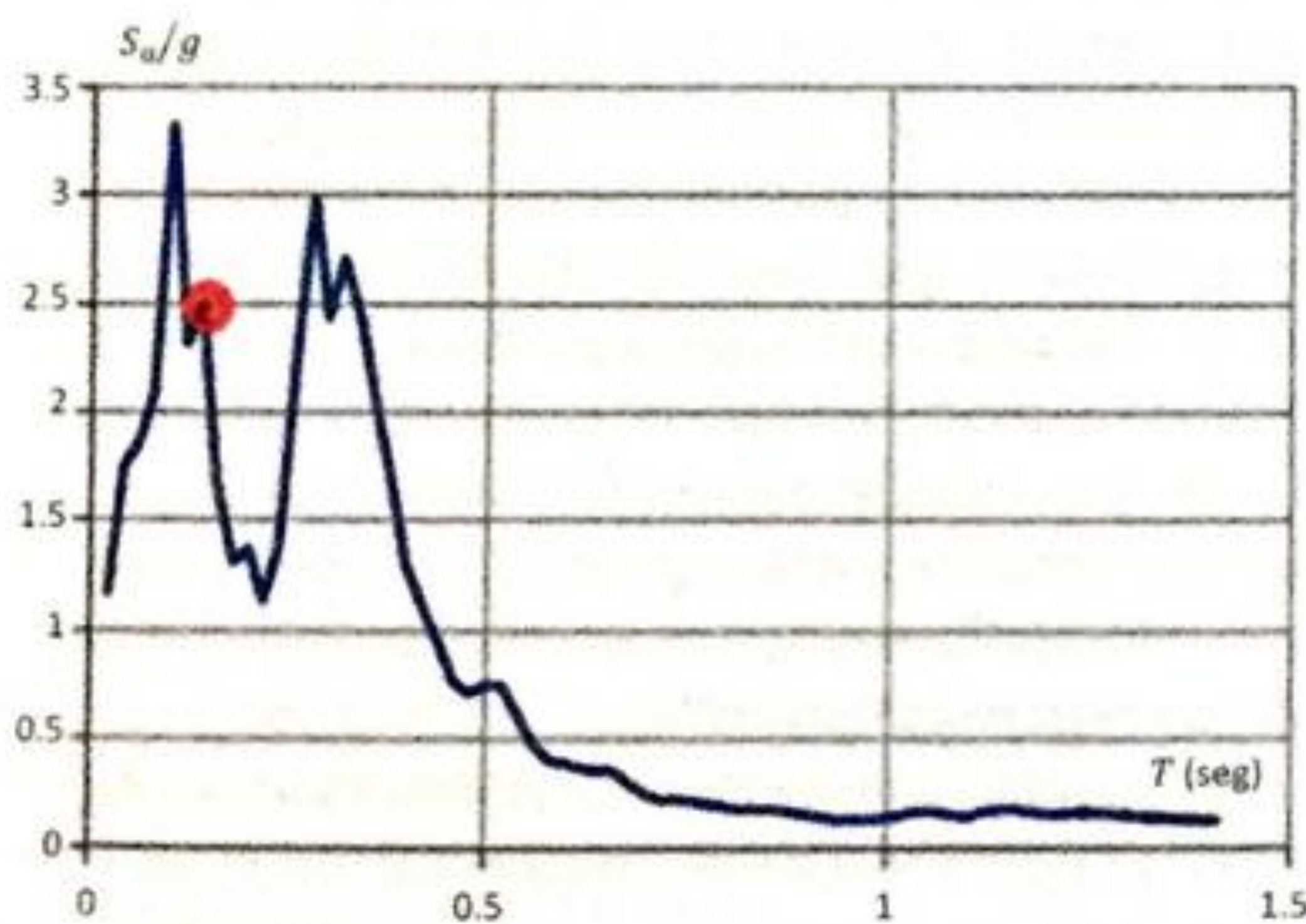
igual a su periodo fundamental elástico (T_1); esto es, T_e es igual a 0.14 segundos. Una vez que están disponibles los valores de V_y/W y T_e , las demandas de desplazamiento de azotea para el edificio pueden estimarse con las ecuaciones A.1 a A.3 para un amplio intervalo de valores de S_a/g .

Conforme a lo mostrado en la figura A.15, las demandas de desplazamiento se incrementan de manera lineal hasta S_a/g de 1.5. Después de esto, se incrementan con una tasa mayor conforme el valor de S_a/g se incrementa. Note que la figura A.15a incluye dos curvas: una que corresponde a C_0 igual a 1.2, y una segunda para C_0 de 1.0.

La figura A.16 muestra los espectros elásticos de resistencia correspondientes al tercer y octavo



a) Tercer movimiento



b) Octavo movimiento

Figura A.16 Espectros elásticos de resistencia correspondientes al tercer y octavo movimientos.

movimientos incluidos en la tabla A.4. Los espectros corresponden a 5% de amortiguamiento crítico. Tal como es requerido por las condiciones de similitud simple, los movimientos registrados en la mesa vibradora se escalan al doble en términos de tiempo y a la mitad en términos de aceleración para obtener los espectros. Para un periodo de 0.14 segundos, al tercer y octavo movimientos les corresponden ordenadas espectrales de S_a/g de 1.8 y 2.5, respectivamente. De acuerdo con los niveles de daño observados en el espécimen, se asignaron valores de 1.2 y 1.0 a C_o para evaluar δ_t , respectivamente (ver tablas A.3 y A.4).

La estimación de δ_t (ilustrada en la figura A.15a), resulta en demandas de desplazamiento de azotea de 0.0135 y 0.0235 metros, respectivamente. Se establecieron distorsiones de azotea experimentales de 0.00233 y 0.00333 en el espécimen para estos dos movimientos. Para obtener estimaciones experimentales de desplazamiento de azotea, estos valores deben ser multiplicados por la altura total del espécimen (3.60 m), y luego, para lograr similitud simple, escalados al doble. De acuerdo con esto, se obtienen desplazamientos de azotea experimentales de 0.017 y 0.024 metros, respectivamente, los cuales exhiben muy buena correspondencia con las estimaciones analíticas.

A.4.3 Evaluación de daño

Para evaluar el nivel de daño en el entrepiso crítico, la metodología requiere que se estimen las distorsiones de entrepiso. De acuerdo con el análisis estático no lineal, los desplazamientos de azotea de 0.0135 y 0.0235 metros, corresponden a desplazamientos en la planta baja (δ_1) de 0.0051 y 0.0145 metros, respectivamente (ver figura A.15b). Para una altura de entrepiso de 2.40 metros, esto implica distorsiones de 0.0021 y 0.0060, respectivamente. Las distorsiones experimentales para la planta baja del espécimen fueron de 0.0023 y 0.0042 (no se requiere escalado de este parámetro debido a su naturaleza adimensional). La figura A.17 ilustra las demandas analíticas y experimentales de desplazamiento en la planta baja para el tercer y octavo movimientos (los puntos A y B corresponden a las demandas analíticas para el tercer y octavo movimientos, respectivamente). Por medio de utilizar las recomendaciones que se incluyen en la tabla A.1, la metodología propuesta establece un nivel de daño *Fuerte-IV* para el tercer movimiento, y el nivel de daño *Grave-No se clasifica* para el octavo movimiento. De acuerdo con las descripciones provistas por Arias (2005), el nivel de daño en los muros del espécimen para estos movimientos corresponde a *Moderado-III* y *Fuerte-V*, respectivamente.

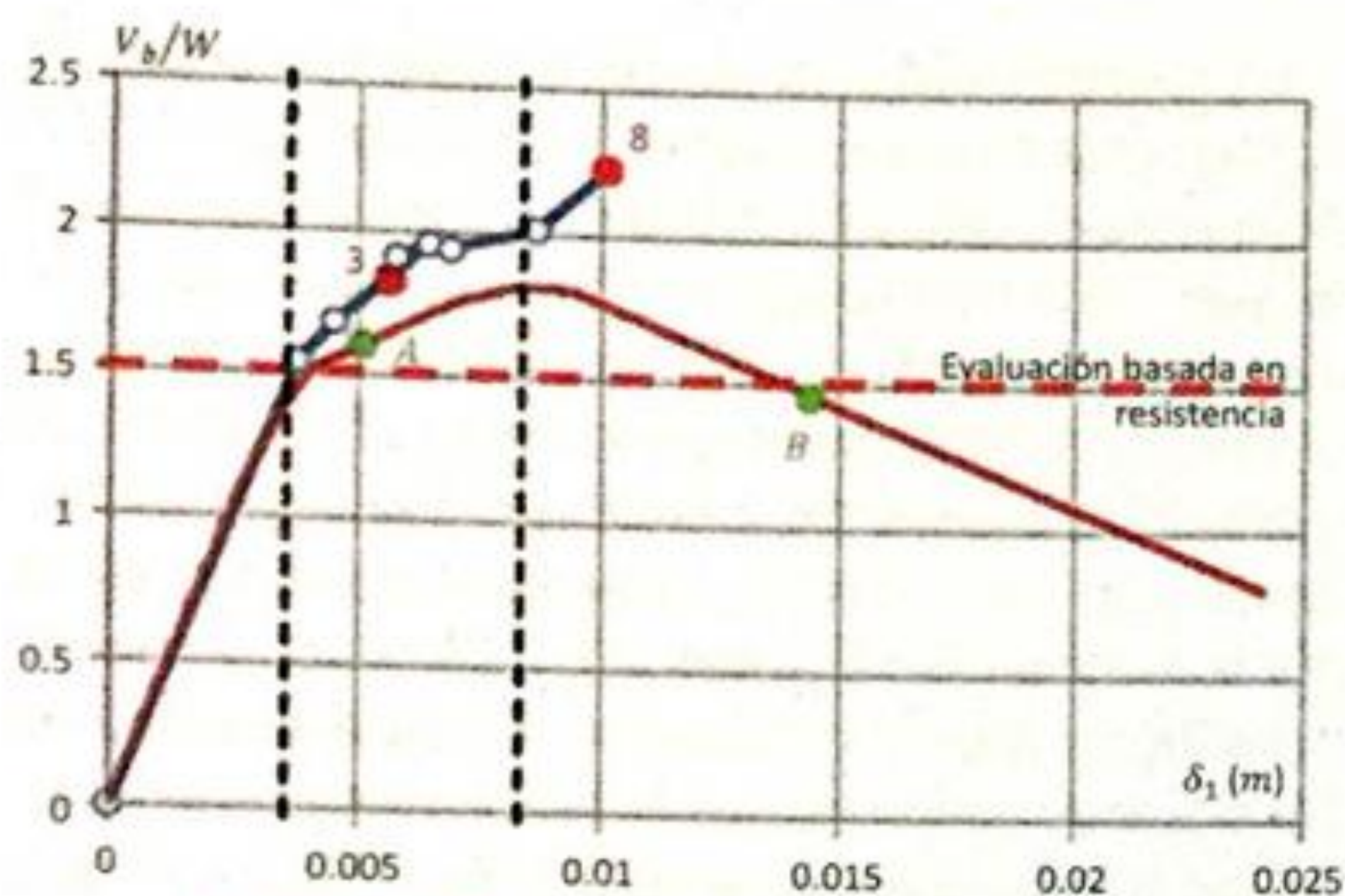


Figura A.17 Evaluación del desempeño del edificio ilustrativo

mente. Mientras que la figura A.18 muestra los patrones de agrietamiento que exhibió el espécimen después del octavo movimiento, la figura A.13 indica con círculos los muros que, de acuerdo con el modelo analítico, exhibieron daño (comportamiento no lineal) para ese movimiento. Tanto los modelos experimentales como analítico indican que el daño tiende a concentrarse en la planta baja.

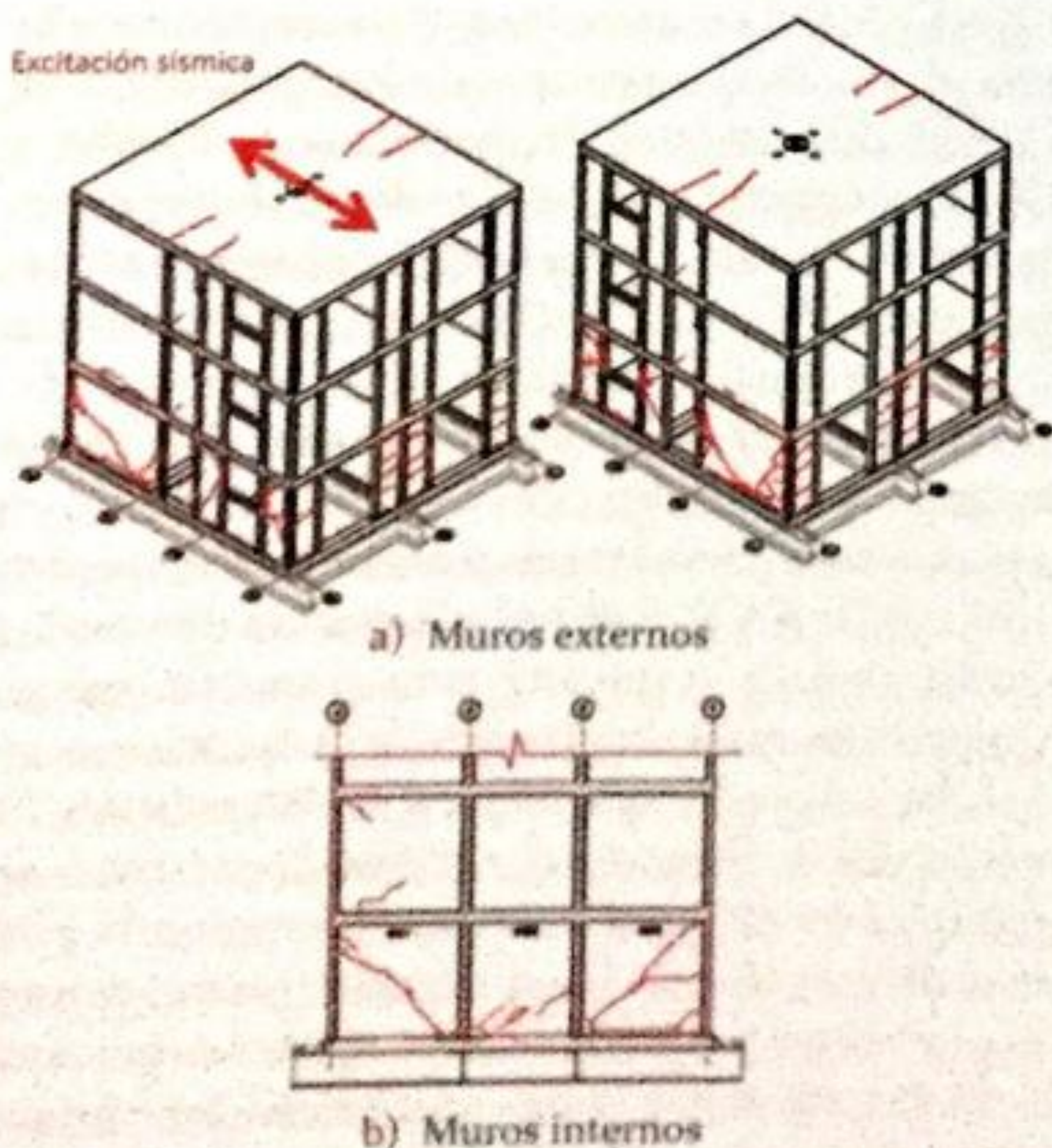


Figura A.18 Estado de daño en el modelo escala 1:2 después del octavo movimiento.

La metodología propuesta ofrece evaluaciones conservadoras de daño para el edificio. Por un lado, las recomendaciones dadas en la tabla A.1 (derivadas de pruebas estáticas y pseudoestáticas de muros de mampostería confinada) son conservadoras cuando se usan para evaluar el daño en muros sujetos a carga dinámica. Por ejemplo, mientras que la tabla indica que una distorsión de 0.0013 aplicada estáticamente resulta en el primer agrietamiento de la superficie de un muro, las mediciones obtenidas en la mesa vibradora indican que el primer agrietamiento ocurrió a distorsiones mayores que 0.0020. Por otro lado, y por razones similares, el modelo de Flores y Alcocer, utilizado para formular el modelo no lineal propuesto en este apéndice, predice que el agrietamiento ocurre a distorsiones menores que las observadas experimentalmente en la mesa vibradora. Debido a esto, el modelo no lineal predice la formación de una planta baja débil más rápido de lo que debiera hacerlo; y como consecuencia, las distorsiones en la planta baja predichas por el modelo analítico, son mayores que aquellas medidas experimentalmente.

Antes de concluir esta sección, es importante llamar la atención hacia los siguientes dos puntos:

- Estrictamente hablando, la metodología aquí propuesta no debió haber sido utilizada para predecir las demandas de desplazamiento correspondientes al octavo movimiento incluido en la tabla A.4. Mientras que la metodología asume que el edificio no exhibe daño antes del movimiento, el espécimen se encontraba ligeramente dañado antes de que se le aplicara el octavo movimiento. Sin embargo, conforme a lo discutido en detalle en el documento FEMA-273, el daño previo de naturaleza moderada se refleja usualmente en diferencias importantes en las demandas de desplazamiento para movimientos de baja intensidad. Las demandas de desplazamiento en los estados *sin daño* y *dañado* de un edificio, tienden a ser similares para movimientos sísmicos de alta intensidad.

- b) Las ventajas de utilizar una evaluación basada en desplazamientos, pueden ser discutidas a través del ejemplo ilustrativo. Desde una perspectiva de fuerzas, el límite superior para el cortante basal del edificio puede estimarse como la suma de la resistencia a corte, estimada de acuerdo con las NTC-DCEM-2004, de todos los muros ubicados en la planta baja. Conforme a lo que se muestra en la figura A.17, el cortante basal normalizado estimado con base en fuerzas, es igual a 1.5. De acuerdo con las normas, esta estimación debe ser reducida por medio de un factor de reducción de resistencia de 0.7, lo que resulta en un cortante basal normalizado cercano a 1.0. Una evaluación "optimista" basada en fuerzas para el edificio, indica que una ordenada espectral mayor que 1.0, implica rehabilitarlo. Sin embargo, la evaluación analítica basada en desplazamientos, muestra que el edificio puede acomodar valores de S_a/g cercanos a 2.4 antes de que alcance su capacidad última. A pesar de su naturaleza conservadora, la evaluación basada en desplazamientos predice que el edificio exhibe 140% más capacidad con respecto a la evaluación más optimista basada en fuerzas.

A.4.4. Observaciones

Aunque el modelo modificado de la columna ancha complementado con expresiones similares a la ecuación A.1 puede constituir la base a partir de la cual se planteen en México métodos de evaluación y diseño sísmico por desempeño, es necesario mencionar que la evaluación de la capacidad y demanda de deformación lateral en las estructuras de mampostería, conlleva una alta incertidumbre. Los niveles de incertidumbre reportados por Negrete (2006) alrededor de dicha evaluación, son considerablemente mayores que aquellos correspondientes a otros materiales estructurales, como pueden ser el concreto reforzado y el acero estructural. Debido a esto, es importante que las recomendaciones que se hagan,

den lugar a evaluaciones razonablemente conservadoras. Tal como hacen los requerimientos del FEMA, se recomienda que el nivel de conservadurismo se introduzca en la estimación de la capacidad de deformación de la estructura, y no en las expresiones utilizadas para establecer las demandas de desplazamiento. En cuanto a dichas expresiones, se recomienda el uso de medidas centrales de los parámetros involucrados en ellas (tal como C_R en la ecuación A.2).

Es importante reconocer que la información que se dispone hasta el momento no abarca muchas situaciones que pueden presentarse en edificaciones reales de mampostería. Por tanto, es necesario seguir llevando a cabo estudios que integren los aspectos experimentales, analítico y de campo para aportar información que permita calibrar de mejor manera modelos como el que aquí se presenta. A partir de esto, será posible establecer criterios más racionales para la evaluación y el diseño de las edificaciones de mampostería.

A.5. Edificaciones altas de mampostería

En años recientes y por razones económicas y arquitectónicas, se ha incrementado sustancialmente en nuestro país la construcción de edificios de mampostería relativamente altos que exhiben muros cada vez más esbeltos. Un incremento en la relación de esbeltez de los muros resulta en cambios importantes en el comportamiento ante cargas laterales de una estructura de mampostería. En particular, la falla de los muros deja de caracterizarse por un mecanismo regido por corte (como el considerado en la metodología presentada en las secciones anteriores), y empieza a estar dominado por efectos de flexión o interacción flexión-corte. Un mecanismo de falla flexión-corte se caracteriza por un agrietamiento inicial por flexión en la base del muro, lo que resulta en una reducción en su capacidad de corte, que puede resultar en la falla en corte a niveles de carga que son menores que el que corresponde al cortante resistente inicial del muro.

Aunque los mecanismos de falla en flexión y flexión-corte fueron inicialmente reportados a partir de estudios experimentales realizados en México (Meli & Salgado, 1969; Meli, 1972), su caracterización y documentación se ha dado a partir de extensos estudios experimentales llevados a cabo por investigadores de otros países (Mayes & Clough, 1975; Shing, Noland, Klamerus & Spaeh, 1990; Voon e Ingham, 2006; Hidalgo, Mayes, McNiven & Clough, 1975; Priestley & Elder, 1982). En cuanto a los códigos de diseño sísmico para estructuras de mampostería, las NTC-DCEM-2004 consideran para el cálculo del cortante resistente de un muro, una expresión que es independiente de la relación de aspecto. Éste no es el caso de las normativas estadounidense (MSJC SD, 2005) y neozelandesa (NZS, 2004), para las cuales el cortante resistente depende de la relación de aspecto del muro. Los trabajos realizados por Anderson y Priestley (1992) y Voon e Ingham (2006; 2007) han resultado en que en el caso particular de la norma neozelandesa, se considere explícitamente el efecto de los ciclos de deformación inelásticos en la degradación de resistencia en corte de un muro.

Además de su falla en flexión o flexión-corte, los muros esbeltos de mampostería tienen la posibilidad de exhibir inestabilidad en su zona de compresión en presencia de momentos de volteo elevados (Priestley & Elder, 1982). Como consecuencia, la normatividad suele limitar la relación de esbeltez de los muros. Mientras que las NTC-DCEM-2004 establecen una relación de esbeltez máxima de 30, las normas neozelandesas la limitan a 20 y las normas estadounidenses requieren que para relaciones de esbeltez mayores que 30, se limite el esfuerzo de compresión en el muro a 0.05 veces el esfuerzo resistente a compresión pura. Para piezas de 12 centímetros de espesor (como las normalmente utilizadas en la construcción de edificios de mampostería de más de cuatro pisos), la altura libre máxima que podría tener un muro sería de 360 cm conforme a los requerimientos de las NTC-DCEM. En el caso de la normatividad neozelandesa, esta altura estaría li-

mitada a 240 cm. En el caso mexicano, es muy importante estudiar experimentalmente el límite propuesto para la relación de esbeltez, ya que éste parece laxo en comparación con la normatividad utilizada en países que usan mamposterías de mayor calidad.

Como consecuencia de los modos de comportamiento y falla discutidos aquí para muros esbeltos de mampostería, es necesario plantear modificaciones al modelo no lineal presentado en las secciones anteriores para hacer posible su uso en edificios altos de mampostería. La principal diferencia para el caso de edificios altos es que el modelo de la columna ancha debe considerar la posibilidad de que las propiedades en flexión de sus muros se degraden, y que la resistencia lateral en corte se vea reducida como consecuencia del daño en flexión. Conforme se muestra en la figura A.19, esto implica que se asignen a la columna ancha dos resortes: a) uno traslacional ubicado a la mitad de su altura y que caracteriza el comportamiento en corte; y b) otro ubicado en su base y que caracteriza el comportamiento en flexión. Note que ambos resortes deben ser capaces de modelar el comportamiento no lineal del muro, lo que implica la capacidad de modelar la

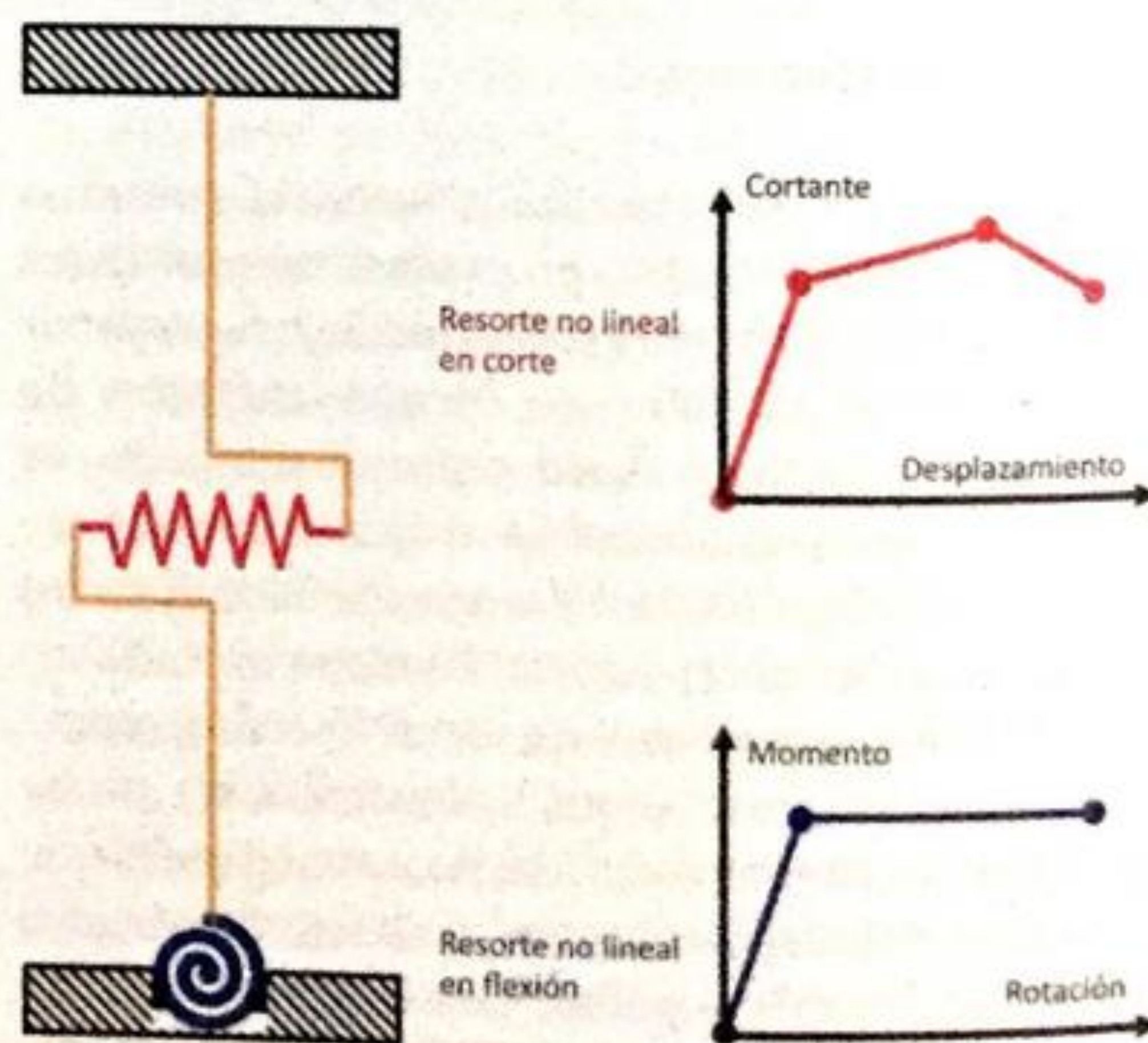


Figura A.19 Modelo modificado de la columna ancha para edificios altos.

evolución del daño tanto en términos de corte como de flexión.

Las propiedades del resorte a flexión quedan definidas a partir de los parámetros M_y , M_w , φ_y y φ_w , que corresponden a los momentos de fluencia y máximo, y a sus correspondientes curvaturas, respectivamente. Dichos valores se estiman a partir de un análisis momento-curvatura que utilice las hipótesis básicas de la teoría de flexión (por ejemplo sección plana permanece plana) y curvas esfuerzo-deformación realistas para la mampostería y el acero de refuerzo (Valenzuela, 2009; Flores, 2009). Es importante mencionar que en caso de los edificios considerados en esta sección, el resorte no lineal en flexión solamente se asignó a los muros de la planta baja, ya que es en ésta donde tiende a concentrarse el daño en flexión del edificio [vea, por ejemplo, Tomazevic *et al.* (1990)].

En cuanto al corte, el comportamiento no lineal queda definido por los parámetros V_{agr} , V_w , V_r , Δ_{agr} , Δ_u y Δ_r , que son los cortantes de agrietamiento, máximo y residual, y sus correspondientes desplazamientos laterales, respectivamente. Mientras que V_{agr} y Δ_{agr} se estimaron conforme al modelo de Flores y Alcocer, los valores de V_u y V_r se estimaron conforme al modelo de Voon (2007).

Aunque el modelo de Voon fue desarrollado para muros de mampostería con características diferentes a la mampostería utilizada en México (esto representa una limitación en términos de los resultados que se presentan a continuación), se decidió utilizarlo debido a que considera explícitamente la relación de aspecto del muro y la degradación de su resistencia en corte como consecuencia de las demandas cíclicas de desplazamiento. En la aplicación del modelo de Voon se supuso que los muros son capaces de desarrollar una ductilidad de desplazamiento cercana a 2 para el caso de mampostería confinada de piezas macizas. Finalmente, los valores de Δ_u y Δ_r se estimaron con base en el modelo de Flores y Alcocer, con la particularidad de que los valores se modificaron para el caso de muros esbeltos conforme al procedimiento descrito por Valenzuela (2009). Dicho procedimiento, que interpola li-

nealmente el promedio de los datos experimentales recopilados por Aztrosa y Schmidt (2004), puede considerarse una aproximación, ya que en nuestro país existe un número muy limitado de estudios experimentales en muros esbeltos. La tendencia general observada con los datos disponibles es que los valores de Δ_u y Δ_r tienden a aumentar con la relación de aspecto del muro.

Para ilustrar el uso del modelo descrito en esta sección, se resumen algunos resultados obtenidos a partir del análisis de varios edificios de mampostería confinada que tienen diferente número de niveles y la planta mostrada en la figura A.20. Dicha planta se tomó de una edificación existente de mampostería y puede considerarse como representativa de los edificios de varios niveles que actualmente se están construyendo en diferentes zonas de nuestro país. Note que en la dirección horizontal existe un porcentaje elevado de muros esbeltos, y que en la dirección vertical hay una cantidad importante de éstos.

Los edificios que tienen desde un piso hasta siete niveles, se consideran ubicados en la zona del lago de la Ciudad de México, y se analizaron y diseñaron conforme a los requerimientos del Apéndice A de la versión de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS, 2004) y las NTC-DCEM-2004. El diseño consideró mampostería confinada con resistencias a compresión y tensión diagonal de 1.5 y 0.35 MPa, respectivamente; acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia igual a 420 MPa; y concreto en dalas y castillos con una resistencia a compresión de 25 MPa. Cabe mencionar que el espesor de los muros ubicados en la planta baja de los edificios de cinco a siete niveles, fue igual a 21 cm, de tal manera que fueran capaces de soportar las demandas de resistencia asociadas a las acciones sísmicas (Valenzuela, 2009).

Se construyeron modelos no lineales de los edificios bajo consideración y se obtuvieron sus curvas de capacidad. Para cada edificio y dirección de análisis se estimó un factor de sobrerresistencia, definido como el cociente entre sus correspondientes cortantes basales de diseño y último. La figura A.21 resume el nivel de sobre-

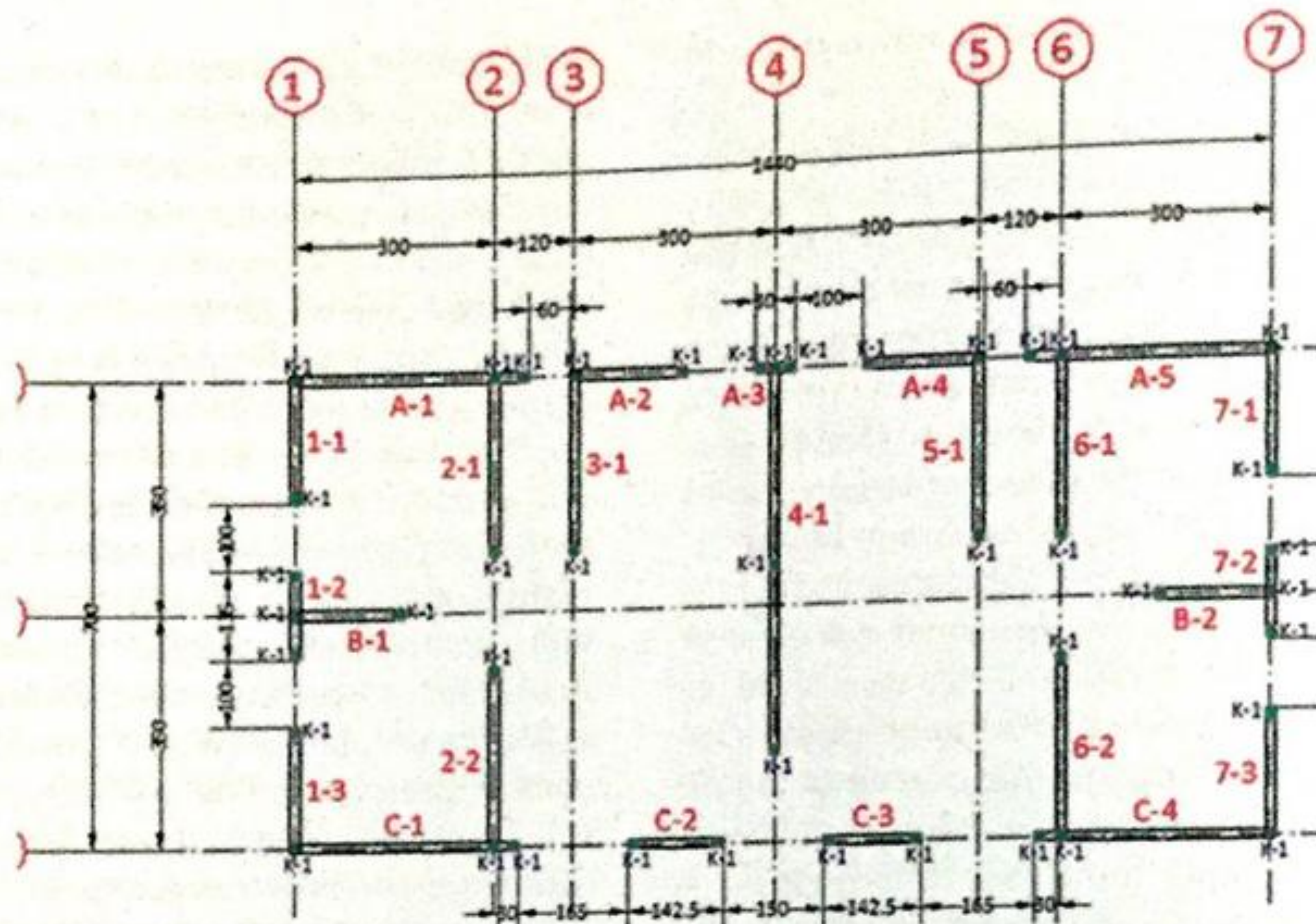
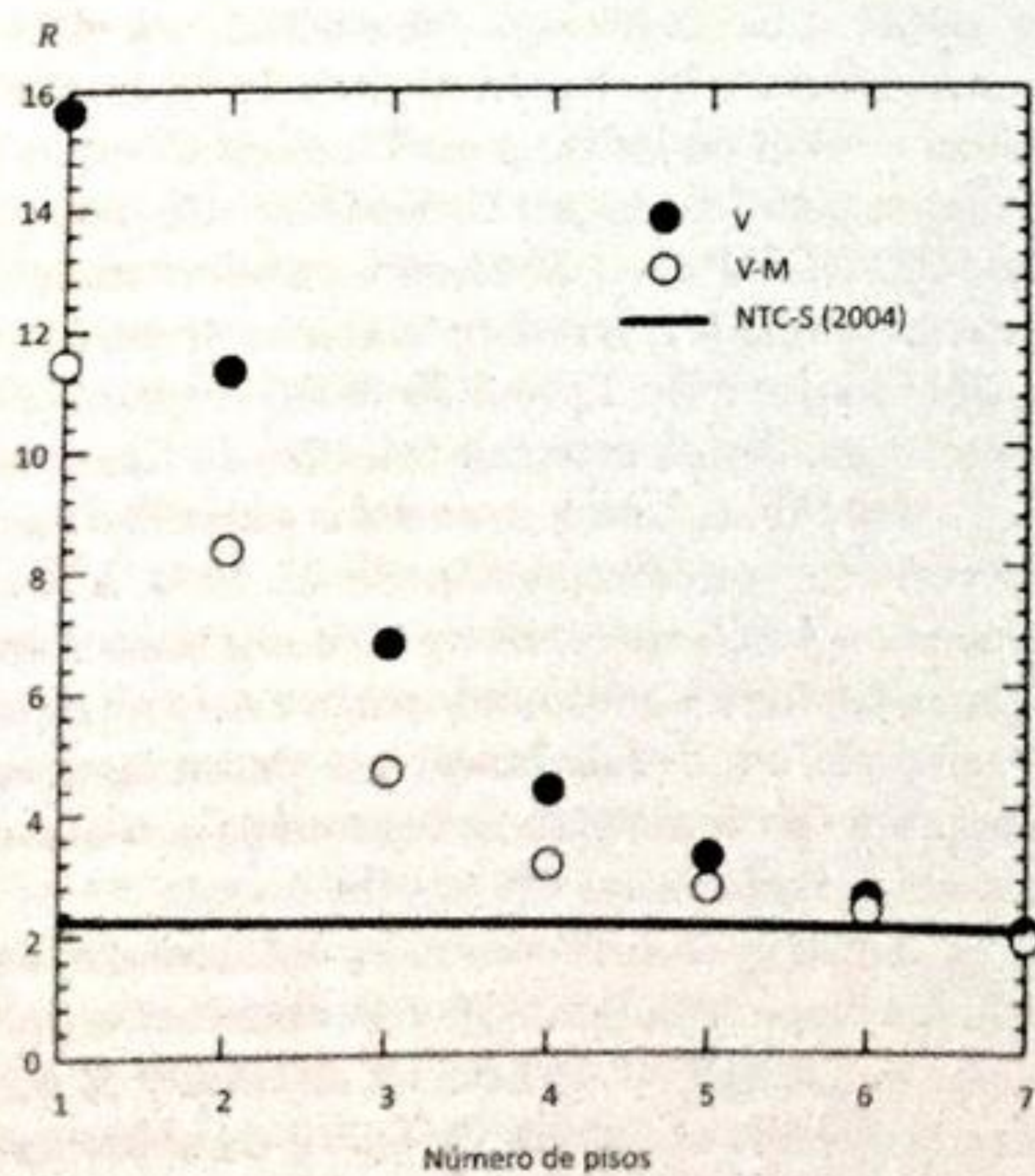
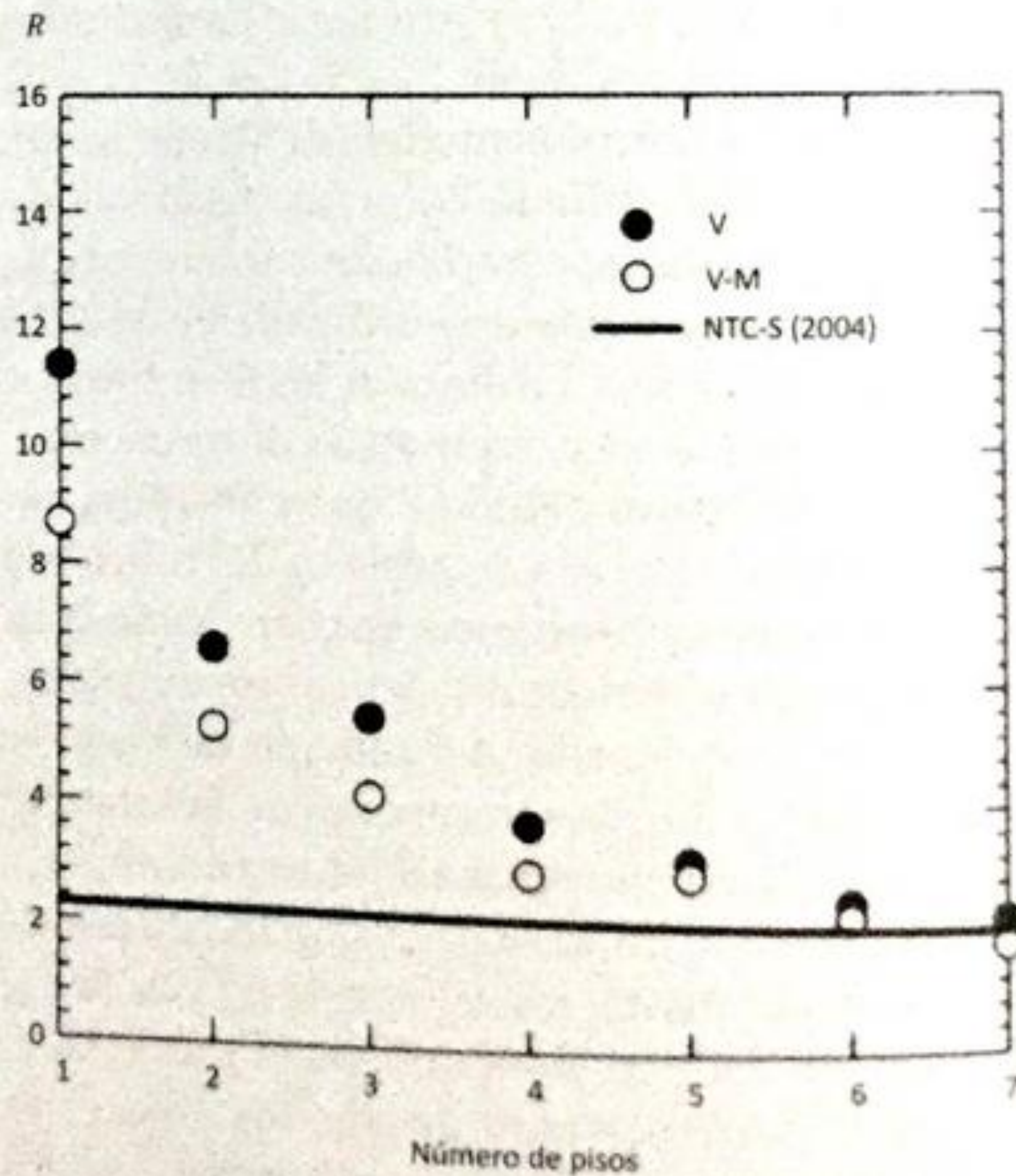


Figura A.20 Planta de los edificios de varios pisos estudiados (acotaciones en cm).



a) Dirección x



b) Dirección y

Figura A.21 Variación del factor de sobrerresistencia con el número de pisos.

resistencia de los edificios según su número de pisos. Mientras que la dirección "x" corresponde a la dirección horizontal de la figura A.20, la dirección "y" corresponde a la dirección vertical.

La figura A.21 muestra con círculos blancos los factores de sobrerresistencia obtenidos a partir de modelos que consideran simultáneamente el comportamiento no lineal en flexión y corte de los muros. Como referencia, la figura resume con círculos negros los resultados obtenidos a partir de modelos que sólo consideraron comportamiento no lineal en corte. La línea continua corresponde al factor de sobrerresistencia especificado en el Apéndice A de las NTC-DS. Note que la diferencia entre la sobrerresistencia de las edificaciones es más notable en la dirección "x", ya que en esta dirección los edificios bajo consideración exhiben mayor número de muros esbeltos. Además, se observa que la sobrerresistencia disminuye rápidamente conforme el número de niveles en los edificios se incrementa. Aunque los edificios de hasta cinco pisos exhiben niveles de sobrerresistencia mayores que lo contemplado por el Apéndice A de las NTC-DS, los edificios de seis y siete niveles presentan niveles muy cercanos e incluso menores que los contemplados por las normas.

Aunque la falta de evidencia experimental limita el alcance de los resultados presentados en esta sección, es importante considerar que los altos niveles de sobrerresistencia que exhiben las estructuras de mampostería de pocos niveles, disminuyen considerablemente conforme se incrementa su número de pisos. Lo anterior indica con claridad que las edificaciones altas de mampostería que se están diseñando y construyendo hoy en día, pertenecen, en términos de seguridad estructural, a una clase diferente de estructuras que las que tradicionalmente se han construido en México.

A.6 Perspectivas

Con los matices que deban hacerse para cualquier visión que se ofrezca, se considera que el di-

seño por desempeño no sólo representa el camino a seguir en el futuro, sino que aporta conceptos y herramientas que urge usar en el presente. Hoy en día, las metodologías basadas en desplazamientos pueden y *deben* utilizarse para los siguientes tres casos:

- a) La evaluación estructural de edificaciones existentes de mampostería. Conforme a lo discutido en este apéndice, los métodos basados en fuerzas resultan excesivamente conservadores durante la evaluación de edificaciones de mampostería.
- b) El diseño sísmico de edificaciones de mampostería de baja altura. Dado el alto nivel de conservadurismo asociado a los métodos basados en fuerzas, es posible prever la ocurrencia de casos donde una edificación de mampostería que no satisfaga los requerimientos de resistencia de los códigos actuales, cumpla cabalmente con una evaluación basada en desplazamientos que considere el peligro sísmico del sitio de construcción. Esto permitiría el diseño y la construcción de edificaciones de mampostería que, exhibiendo un nivel de seguridad estructural adecuado, no podrían hacerse realidad conforme a los formatos actuales de diseño sísmico.
- c) El diseño sísmico de edificaciones altas de mampostería. Estudios recientes llevados a cabo en la Universidad Autónoma Metropolitana, indican que, caso contrario con lo que sucede en edificaciones de baja altura, el diseño sísmico de las edificaciones altas de mampostería conforme a los códigos actuales, resulta en estructuras con niveles inadecuados de seguridad estructural. El diseño y la construcción de edificaciones de mampostería con mayor número de niveles, han sido enfocados en utilizar piezas de mampostería con mayor resistencia a compresión y menor capacidad de deformación no lineal. En términos de resistencia ante cargas gravitacionales, incrementar la capacidad resistente de las piezas tiene sentido.

Sin embargo, la reducción simultánea de la deformabilidad de las piezas, limita la capacidad de una edificación de mampostería para acomodar desplazamientos laterales, lo que compromete de manera importante su seguridad estructural.

Es importante aclarar que la aplicación práctica de los métodos presentados aquí, requiere de

procedimientos transparentes para la estimación de las demandas sísmicas. Dentro de este contexto, dichos métodos deben utilizarse ya sea con espectros de sitio o con espectros de diseño como los definidos por el Apéndice A de las NTC-DS. Se enfatiza que los métodos presentados no son compatibles con los espectros de diseño que aparecen actualmente en el cuerpo principal de las NTC-DS-2004.

A.7. Referencias

- Alcocer, S., Pineda, J., Ruiz, J. & Zepeda, J. (1996). "Retrofitting of confined masonry walls with wire-welded mesh." *Memorias de la 11ª Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, México.
- Anderson, D. & Priestley, M. (1992). "In plane shear strength of masonry walls." *Memorias del Sexto Simposio Canadiense de Mampostería*, Saskatchewan, Canadá.
- Arias, J. (2005). *Ensayos en mesa vibradora de un modelo a escala 1:2 de un edificio de mampostería confinada de tres niveles*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Astroza, I. & Schmidt, A. (2004). "Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño." *Revista de Ingeniería Sísmica*, 59-75.
- Barragán, R., Alcocer, S. & Arias, J. (2006). "Shaking table tests on half-scale models of confined masonry made of handmade solid clay bricks." *Memorias del Primer Congreso Europeo de Ingeniería Sísmica y Sismología*, Ginebra.
- Calvi, G. (1999). "A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings." *Journal of Earthquake Engineering*, 3(3), 411-438.
- Computers and Structures, Inc. (2004). *SAP2000 Advanced 9.0.3*. Berkeley, California.
- Earthquake Engineering Research Institute (2006). *The Tecoman, Mexico Earthquake January 21, 2003*. EERI-SMIS Reconnaissance Report.
- Fajfar, P. & Krawinkler, H. (editores). (1997). *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*. Eslovenia.
- FEMA (1997). "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings." FEMA 273, Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings." FEMA 356, Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA (2005). "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures." FEMA 440, Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Flores, A. (2009). *Propiedades mecánicas de mampostería fabricada en el Distrito Federal*. Tesis de maestría, posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana.
- Flores, L. & Alcocer, S. (1995). *Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada*. Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).
- Flores, L., Marcelino, J., Lazalde, G. & Alcocer, S. (1999). *Evaluación experimental del desempeño de marcos con bloque hueco de concreto reforzados con malla electrosoldada y recubrimiento de concreto*. Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).
- Glaister, S. & Pinho, R. (2003). "Development of a simplified deformation-based method for seismic vulnerability assessment." *Journal of Earthquake Engineering*, 7(1), 107-140.
- Hidalgo, P., Mayes, R., McNiven, H. & Clough, R. (1975). "Cyclic loading test of masonry single piers. Volume 1 - Height to width ratio of 2." *Reporte No. EERC-78/27*. Berkeley: Universidad de California.
- Mayes, R., & Clough, R. (1975). "A literature survey-compressive, tensile, bond and shear strength of masonry." *Reporte No. EERC-75/15*. Berkeley, Universidad de California.
- Meli, R. (1972). "Behavior of masonry walls under lateral loads." *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, Roma.

- Meli, R. & Salgado, G. (1969). "Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral, segundo informe." *Informe No. 237*. México: Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- MSJC SD (2005). *TMS 402-05/ACI, 530-05/ASCE 5-05, Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures*. Masonry Standards Joint Committee.
- Negrete, M. (2006). *Evaluación de las capacidades y demandas de deformación lateral de estructuras de mampostería en zonas sísmicas*. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.
- NTC-DCEM (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería." En Gobierno del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal* (págs. 4-53), México, D.F.
- NTC-DS (2004). "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo." *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Gaceta Oficial del D.F., México*.
- NZS (2004). *New Zealand Standard 4230:2004, Design of Reinforced Concrete Masonry Structures*. Wellington: Standards Association of New Zealand.
- Paulay, T. (1996). "Seismic design of concrete structures. The present needs of societies." *Memorias de la 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco.
- Priestley, M. & Elder, D. (1982). "Seismic behavior of slender concrete masonry shear walls." *Reporte No. 82-4*. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury.
- Reyes Salinas, C. (2000). *El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios*. México: División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rodríguez, M. (2005). "Design and evaluation of masonry dwellings in seismic zones." *Earthquake Spectra*, 21(2), 465-492.
- Ruiz-García, J. (1995). *Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural*. Tesis de maestría. México: Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Ruiz-García, J. & Miranda, E. (2003). "Evaluación de los factores de reducción de resistencia por ductilidad para estructuras de mampostería cimentadas en terreno firme." *Revista de Ingeniería Sísmica* (69), 1-23.
- Ruiz-García, J., Sánchez, T. & Alcocer, S. (1998). "Rehabilitación de muros de mampostería confinada mediante malla de alambre y recubrimiento de mortero." *Memorias del Onceavo Congreso Nacional de Ingeniería Estructural* (págs. 808-889).
- Ruiz-García, 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.
- SEAOC (1995). *Vision 2000: performance based seismic engineering of buildings*. Sacramento, CA: Structural Engineers Association of California.
- Shing, P., Noland, J., Klammer, E. & Spaeh, H. (1990). "Inelastic behavior of concrete masonry shear walls." *Journal of Structural Engineering*, 115(9), 2204-2225.
- Terán-Gilmore, A. (2002). "Diseño por desempeño: antecedentes, conceptos generales, perspectivas." *VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, México.
- Terán-Gilmore, A., Zúñiga-Cuevas, O. & Ruiz-García, J. (2009). "Displacement-based seismic assessment of low-height confined masonry buildings." *Earthquake Spectra*, 25(2), 439-464.
- Tomaževič, M., Modena, C., Velechovsky, T. & Weiss, P. (August de 1990). "The influence of structural layout and reinforcement on the seismic behavior of masonry buildings: An experimental study." *TMS Journal*, 26-50.
- Torres, M. (2007). *Patrones de daño por sismo en muros estructurales de mampostería*. Universidad Autónoma del Estado de México.
- Valenzuela, E. (2009). *Sobrerresistencia en estructuras de mampostería*. Tesis de maestría. Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana.
- Voon, K. e Ingham, J. (2006). "Experimental in-plane shear strength investigation of reinforced concrete masonry walls." *Journal of Structural Engineering*, 132(3), 400-408.
- Voon, K. e Ingham, J. (2007). "Design expression for the in-plane shear strength of reinforced concrete masonry." *Journal of Structural Engineering*, 133(5), 706-713.
- Zúñiga-Cuevas, O. & Terán-Gilmore, A. (2008). "Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada." *Revista de Ingeniería Sísmica* (79), 25-48.