

3

COMPORTAMIENTO SISMICO

El objetivo de este Capítulo es mostrar, a través de una serie de figuras, los tipos de falla que suelen presentarse en las construcciones de albañilería sujetas a terremotos; adicionalmente, se proporcionan recomendaciones estructurales que tienen la intención de mejorar el comportamiento sísmico de estas edificaciones y de evitar los errores cometidos en el pasado.

3.1 COMPORTAMIENTO SISMICO PASADO

Los casos que se estudiarán corresponden a los siguientes terremotos:

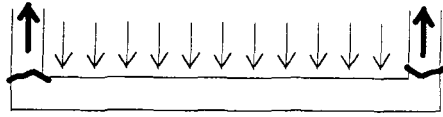
SISMO	FECHA	MAGNITUD	INTENSIDAD	FOCO (Km)	ESTACION	ACELERACION (g)	DURACION (seg)
Popayán	31/3/83	5.5	VIII	5	Cauca	---	19
Chile	3/3/85	7.8	VIII	--	Algarrobo	0.67	30
México	19/9/85	8.1	VIII	35	México D.F.	0.20	240
Chimbote	31/5/70	7.7	IX	56	Lima	0.11	45

3.1.1. Albañilería No Reforzada

El comportamiento sísmico de los edificios de albañilería no reforzada ha resultado ser en muchos casos deplorable, llegando incluso a presentar un estado de colapso total, principalmente cuando estas edificaciones estaban situadas sobre suelos blandos. Entre las fallas típicas (ocurridas en el Perú y en el extranjero) que presentan los edificios de albañilería no reforzada se tiene:

1. Deslizamiento de la losa del techo a través de la junta de construcción existente entre el techo (o la solera) y la última hilada del muro. Esta falla se produce cuando no existe refuerzo vertical que permita una adecuada transferencia de las fuerzas de inercia por corte-fricción, desde el techo hacia el muro. En tal situación, se recomienda crear una conexión dentada en la zona de unión solera-albañilería; o adicionar, en las esquinas del edificio, espolones de concreto armado capaces de contener el deslizamiento de la losa.
2. Vaciamiento de muros perimétricos producido por acción sísmica perpendicular al plano del muro, favorecido por un débil encuentro contra la pared transversal (pese a la existencia de una conexión dentada). La zona de unión entre los muros ortogonales está sujeta a esfuerzos normales de tracción (Fig. 3.1), por lo que es necesario transmitirlos de un muro al otro, ya sea a través de una columna de concreto (muros confinados) o mediante el refuerzo horizontal (muros armados).

Vista en planta
de la falla en el encuentro
de dos muros ortogonales



Edificio Chileno.
Obsérvese que el
techo del tercer
nivel es metálico,
por lo que no fun-
cionó como elemen-
to de arriostre
horizontal y mucho
menos como dia-
fragma rígido.

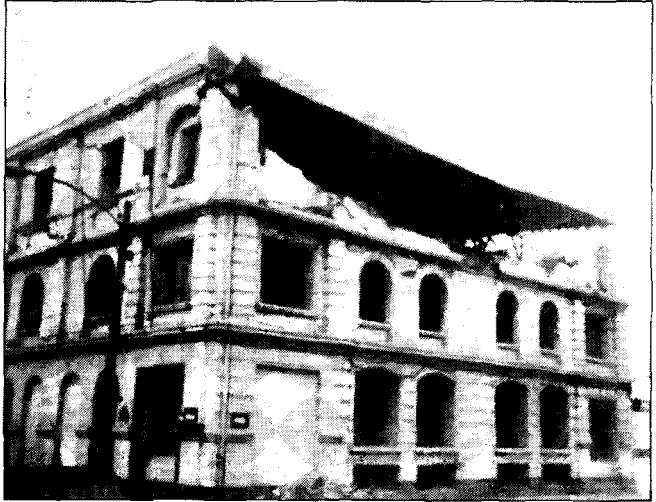


Fig. 3.1. Falla por carga ortogonal al plano del muro.

3. Agrietamiento diagonal del muro (Fig. 3.2); esto se produce cuando la sollicitación excede la resistencia al corte por no existir la suficiente densidad de muros en una dirección determinada del edificio. Esta falla es muy frágil y tanto la resistencia como la rigidez se degradan violentamente cuando no existe refuerzo que controle el tamaño de las grietas.

Fig. 3.2

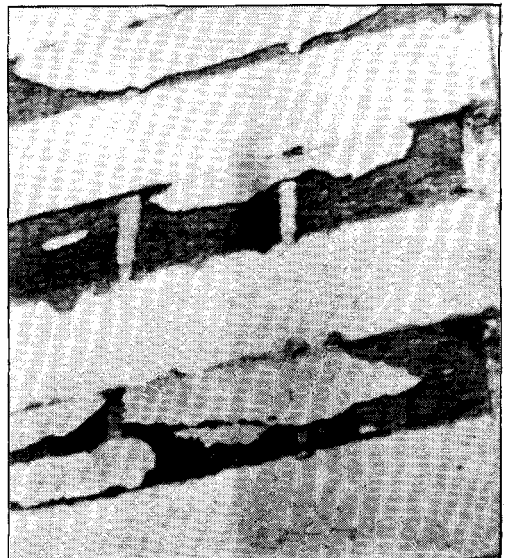
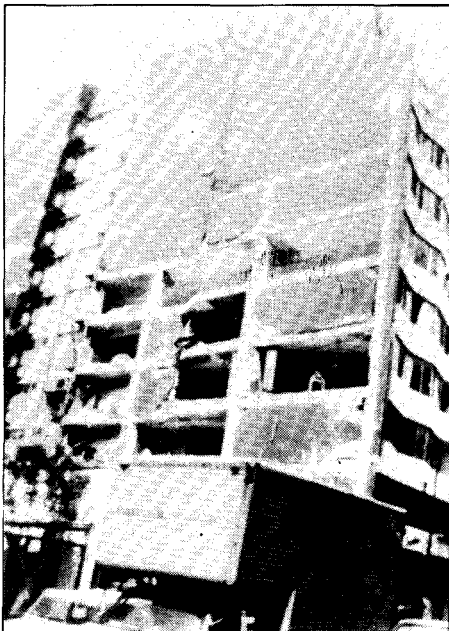
Edificio Chileno
de 2 Pisos. Obsér-
vese que el edi-
ficio vecino con-
tuvo su colapso.



4. Cambios en la sección del muro debido a los vanos de ventanas (Fig. 3.27). El alféizar de las ventanas da lugar a la formación de muros de poca altura, originando un problema similar a las "columnas cortas" de las escuelas. Dichos muros son sumamente rígidos, lo que puede causar problemas de torsión en el edificio; asimismo, la mayor rigidez lateral que tienen esos muros hace que absorban un gran porcentaje de la fuerza cortante total.
5. Caída de parapetos y tabiques no arriostrados, por acción sísmica ortogonal a su plano.

Fig. 3.3

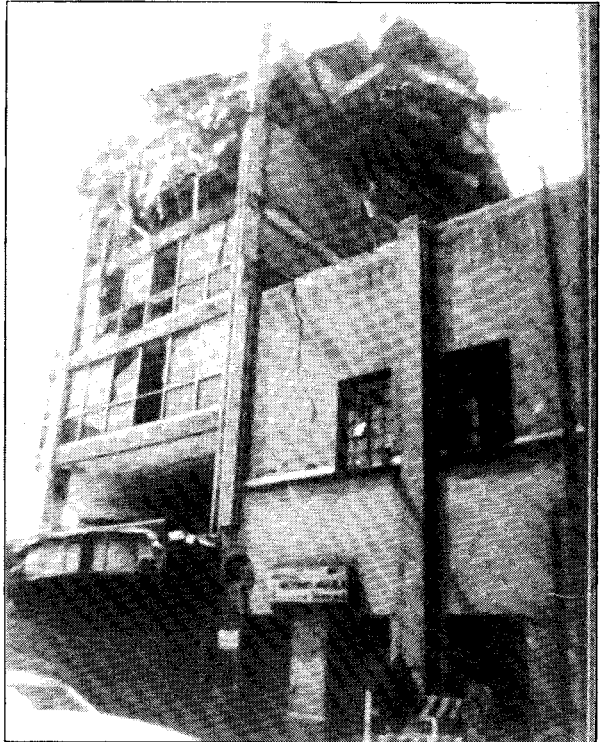
Edificios aporticados con tabiques de albañilería. La vista derecha corresponde al sismo de Popayán y las inferiores al de México. Para el caso de Popayán, los tabiques están fuera del plano del pórtico. Nótese en la vista inferior derecha el desprendimiento del tarrajeo.



6. Empuje de escaleras contra muros que se emplean como apoyos del descanso, lo que origina una falla por punzonamiento del muro. En estos casos se recomienda que el empuje sea absorbido por columnas colocadas en los extremos del descanso.
7. Choque entre edificios vecinos debido a la falta de juntas sísmicas (Fig. 3.4). Estos choques producen una carga de impacto no contemplada en el análisis sísmico. A veces, construir viviendas pegadas unas a otras ha sido beneficioso porque entre ellas se confinan; sin embargo, de colapsar una de ellas, el resto puede fallar en simultáneo.

Fig. 3.4

Sismo de México. Impacto entre un edificio flexible (aporticado) y otro rígido (albañilería no reforzada)



8. Edificios antiguos con altura de entrepiso muy elevada. La esbeltez de los muros reduce su resistencia al corte; además, estos muros son muy flexibles ante cargas perpendiculares a su plano, originándose problemas $P-\delta$ y fallas por pandeo.
9. Falta de continuidad vertical en los muros. Este problema es muy común en las viviendas unifamiliares de 2 pisos, lo que trae por consecuencia una mala transmisión de esfuerzos desde los muros superiores hacia los inferiores.
10. Dinteles discontinuos en los vanos de puertas y ventanas. En el rango elástico, se generan momentos y reacciones verticales importantes en los extremos del dintel, que dan lugar a concentraciones de esfuerzos de compresión en los apoyos (muros de albañilería), giros del dintel y golpes del dintel contra la albañilería, produciéndose finalmente la trituration de los apoyos. En estos casos es recomendable que los vanos se extiendan hasta tocar el techo.

11. Distribución inadecuada de los muros en la planta del edificio, lo que origina problemas de torsión.
12. Asentamientos diferenciales. La albañilería es un material muy frágil, ya que basta unos cuantos milímetros de deformación para que se agriete. Estas fallas pueden presentarse cuando los muros son muy alargados (más de 30 m); cuando el suelo de cimentación es arena suelta susceptible de densificarse ante la acción de los sismos; o, cuando se cimenta sobre arcilla expansiva. Ejemplos de hechos recientes se han dado en Talara (Fig. 3.5) y en Ventanilla (suelo colapsable con sulfatos y cloruros en contacto con el agua), donde a pesar de haberse utilizado sobrecimientos armados, con un peralte de más de 1 m, los muros y la cimentación sufrieron serios daños (Fig. 3.6). En estos casos es recomendable emplear estructuras ligeras y flexibles, como la Quincha.

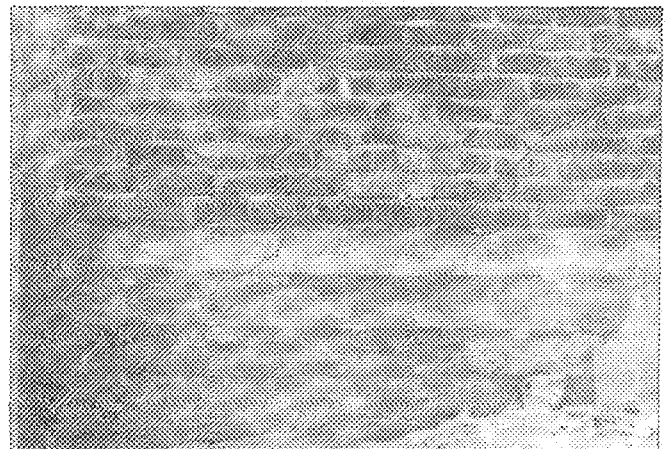
Fig. 3.5

Efectos del hinchamiento de la arcilla expansiva. Talara, 1983.



Fig. 3.6

Sobrecimiento armado sobre suelo colapsable. Ventanilla, 1989.



3.1.2. Albañilería Confinada

Los problemas anteriormente mencionados motivaron que en la década de los 40 se comience en nuestro medio a confinar los muros de albañilería, mediante el empleo de elementos de concreto armado. Sin embargo, también ocurre la posibilidad de fallas en edificaciones con elementos de confinamiento mal diseñados, o mal construidos; aunque a la fecha no se ha reportado en el mundo el colapso total en este tipo de estructura.

Entre los principales defectos se tiene:

1. Creencia de que basta una sola columna para confinar un muro (lo que no está permitido por la Norma E-070), olvidándose que la acción sísmica es de carácter cíclico. Por lo general, este caso ocurre en los muros con vanos (Fig. 3.7).

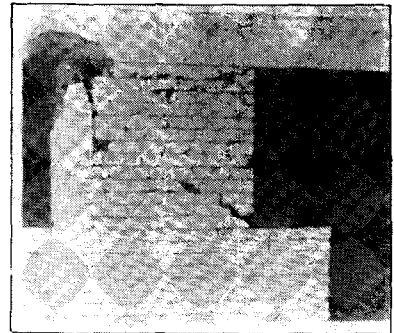
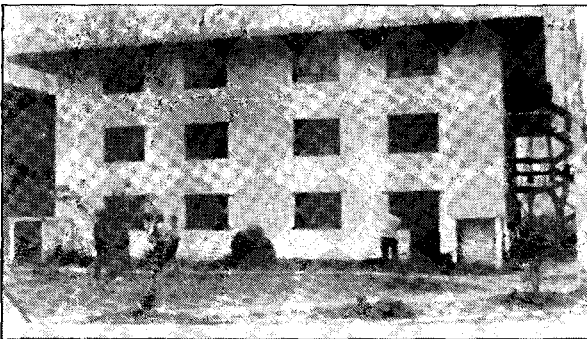
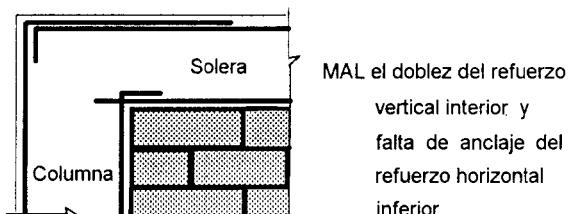


Fig. 3.7. Chile (Ref. 8), edificio de tres pisos con muros bordeados por una columna. Nótese la falla por corte-fricción en la conexión viga-columna y cómo la grieta diagonal en el muro se vuelve incontrolable ante la ausencia de una columna que lo confine.

2. Columnas muy espaciadas entre sí. Se pierde el efecto de confinamiento en la región central del muro y el tamaño de las grietas diagonales se torna incontrolable, deteriorándose la albañilería.
3. Cangrejas en las columnas. Las cangrejas ocurren por las siguientes razones: 1) el concreto se encuentra muy seco al instante de vaciarlo; 2) por el tamaño excesivo de las piedras del concreto a vaciar en columnas de poca dimensión; 3) ganchos de estribos con gran longitud que estorban el paso del concreto; 4) por la zona de interfase columna-albañilería con dientes muy largos (Fig. 2.2); y, 5) por la mala vibración o chuceo defectuoso del concreto. La presencia de cangrejas reduce drásticamente la resistencia a compresión, tracción y corte de las columnas.

4. Propagación de la falla por corte desde la albañilería hacia los extremos de los elementos de confinamiento. La energía acumulada en un muro antes de su falla por corte es elevada y aunque va disipándose a través de las grietas de flexión (que generalmente se forman en las columnas antes que se inicie la grieta por corte en el muro), también puede disiparse en forma explosiva deteriorando los elementos de confinamiento. Si estos elementos poseen estribos muy espaciados en sus extremos, no se podrá controlar el tamaño de dichas grietas (Fig. 1.14).
5. Anclaje insuficiente del refuerzo vertical u horizontal. Un problema que puede surgir es que el acero vertical no penetre adecuadamente en la solera, doblando en su zona inferior (Fig. 3.8), lo que produce un decrecimiento de la resistencia a corte-fricción en la junta solera-columna. Deberá tenerse especial cuidado con las columnas ubicadas en el perímetro del edificio, éstas deberán tener un peralte suficiente que permita anclar el refuerzo longitudinal de la solera.

Fig. 3.8
Problemas de
anclaje del
refuerzo



6. Traslape del 100% del refuerzo en la misma zona. En estos casos, según la Norma de Concreto E-060, la longitud traslapada debe incrementarse considerablemente.
7. Inadecuada transferencia de la fuerza cortante desde la solera hacia el muro. De llegarse a presentar el deslizamiento del techo, la armadura vertical trabajará a corte-fricción, por lo que es recomendable que la última hilada del muro penetre 1 cm al interior de la solera (sólo cuando se use unidades no perforadas, ya que las perforadas permiten la formación de llaves de corte) y además crear una unión rugosa en la zona columna-solera (Fig.2.12).
8. Muros con excesiva carga vertical (Fig.3.9). La mayor carga axial genera un incremento de la resistencia al corte, pero disminuye la ductilidad, pudiendo incluso flexionar a las columnas en el plano del muro deteriorando la unión muro-columna. Luego que se generan las grietas diagonales en el muro, las bases de las columnas pueden fallar por compresión al rotar el muro en torno a ellas (Fig. 2.1). La recomendación es distribuir la carga vertical sobre todos los muros del edificio, usando una losa (aligerada o maciza) armada en 2 sentidos; o, en todo caso, adicionar refuerzo horizontal en el muro cuando el esfuerzo vertical actuante (limitado a un valor máximo de 0.15 f'm) supere a 0.05 f'm.
9. Adicionalmente se tienen los problemas clásicos de: torsión por una mala distribución de los muros en la planta del edificio, escasa densidad de muros, falta de continuidad vertical de los muros, asentamientos diferenciales y la existencia de grandes ductos en la losa del techo que atentan contra la hipótesis de diafragma rígido.

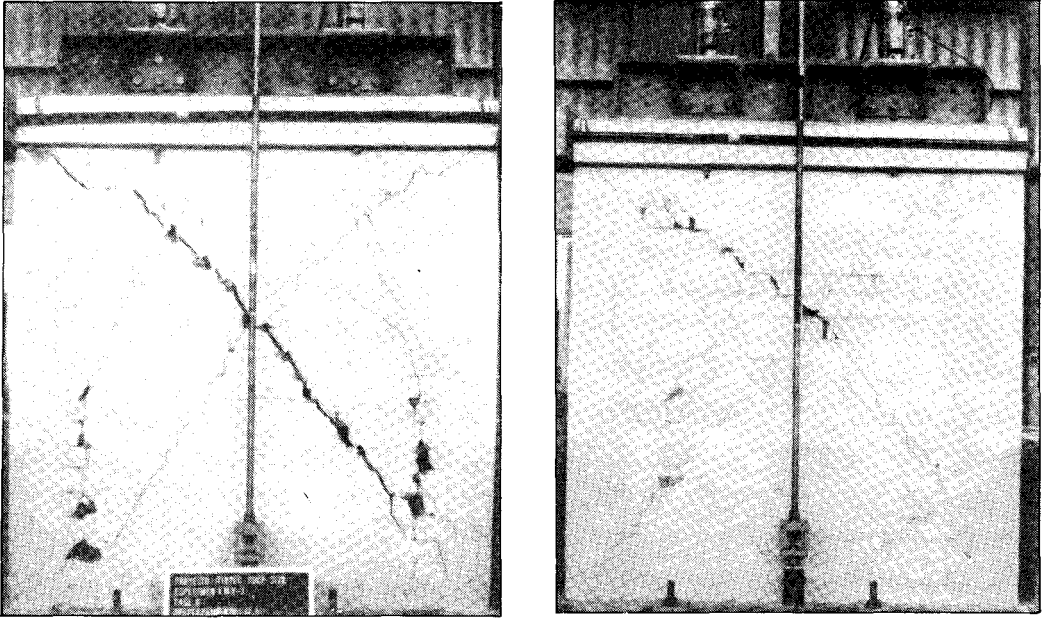
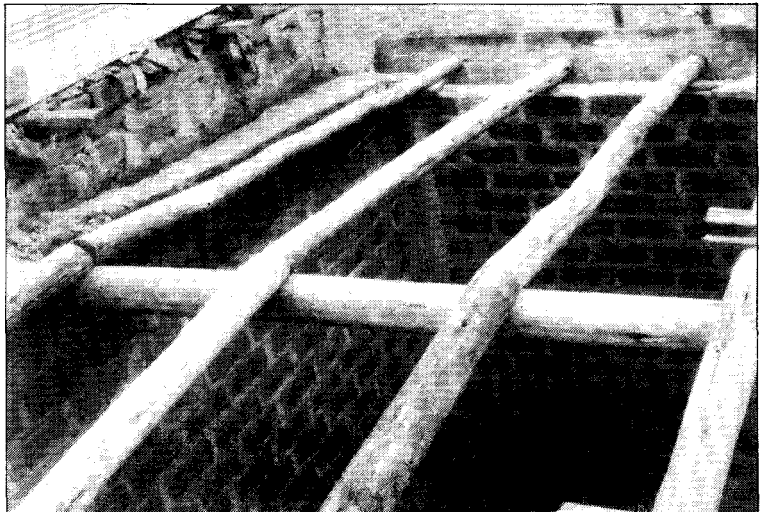


Fig.3.9. Vista de 2 muros confinados sujetos al mismo desplazamiento lateral (17.5 mm) y al mismo esfuerzo axial (9% de $f'm$). El muro de la izquierda no tiene refuerzo horizontal, mientras que el de la derecha tiene una cuantía de 0.1%.

Fig. 3.10

Techo rústico de madera sobre muros confinados. Este techado no constituye un diafragma rígido.

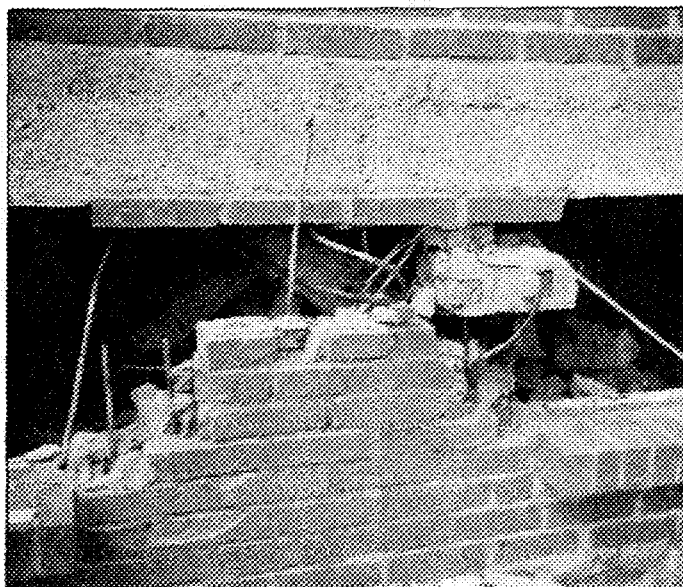


3.1.3. Muros Armados

En edificios hechos con este tipo de estructura sí se ha producido, en ciertos casos, el colapso total; por ejemplo, en el terremoto de Popayán-Colombia (Fig. 3.11).

Fig. 3.11

*Edificio de alba-
ñilería armada de
4 pisos. Colapso
del primer piso.
En la vista infe-
rior se aprecia
el detalle de la
falla, donde se
nota el dowell
que nace de la
cimentación y el
refuerzo horizon-
tal utilizado.*



En la mayoría de los casos, el colapso se ha explicado por defectos en el proceso de construcción, principalmente por la creación de bolsones de aire (cangrejas) producidos por el mal llenado del concreto fluido en los alveolos de la unidad. Una de las razones

por las cuales se discontinuó la producción de los bloques de arcilla ("PREVI") en el Perú, fue debido a la falla del edificio "INDUPERU" (La Molina) ante el terremoto de 1974, atribuible a defectos constructivos. Otros defectos que suelen presentarse en este tipo de sistemas son:

1. La falta de supervisión en el proceso constructivo. Debido a que la albañilería armada no es un sistema tradicional, se requiere de una mano de obra entrenada y a su vez, supervisada por un especialista.
2. Las bases extremas del muro constituyen el talón de Aquiles de estos sistemas. Esto se debe a que el refuerzo de estos muros es usualmente una malla de acero sin elementos de confinamiento, salvo que se usen planchas metálicas que confinen al concreto fluido y con ello, al refuerzo vertical (Fig. 2.26). En los talones flexocomprimidos las caras de la unidad tienden a explotar por el efecto de expansión lateral que tiene el grout al comprimirse (efecto de Poisson). Ver las Figs. 2.29 y 3.12.

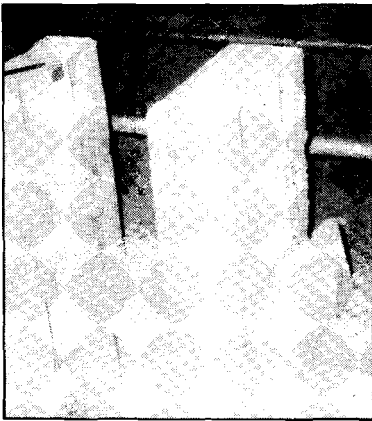
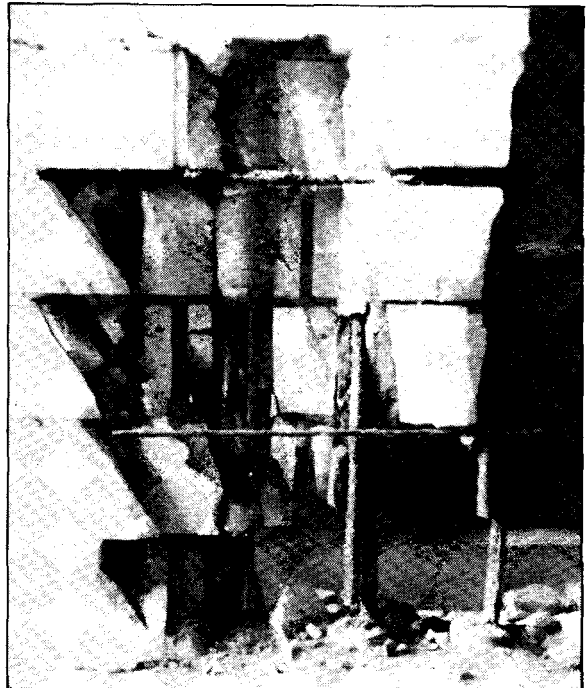


Fig. 3.12

Expulsión de la cara lateral del bloque por expansión del grout en una pila ensayada a compresión; y talón de un muro de albañilería armada con unidades sílico-calcáreas.



3. Traslapes del 100% del refuerzo vertical en el primer piso. Este entrepiso es el más solicitado por fuerza cortante, momento flector y fuerza axial (Figs. 3.11); por lo tanto, se sugiere evitar los traslapes del refuerzo vertical al menos en ese entrepiso. Por otro lado, el refuerzo vertical debe ser colocado con gran precisión en la cimentación, a fin de que penetre adecuadamente (sin doblarlos) en los alveolos de la unidad; de lo contrario, dicho refuerzo no aportará resistencia a flexión ni a corte-fricción.

4. Empleo de unidades con alveolos pequeños. Investigadores chilenos (Ref. 8) plantean eliminar el uso de esas unidades y más bien recomiendan emplear bloques de concreto vibrado con huecos grandes, que permitan introducir fácilmente el concreto fluido (compactándolo adecuadamente) y el refuerzo vertical, indicando que es este concreto el elemento que aporta la mayor parte de la resistencia al corte.
5. Uso de una sólo malla de refuerzo en los muros armados. Al respecto, en el reglamento americano de concreto armado (ACI) se estipula que cuando la fuerza cortante actuante en las placas supere a la resistencia aportada por el concreto, tiene que emplearse una doble malla de refuerzo, con la finalidad de que el concreto fragmentado siga confinado y, por lo tanto, continúe trabajando por fricción; éste es un aspecto que aún falta estudiarse en los muros armados.

3.2 TIPOS DE FALLA ESTRUCTURAL. LA FALLA POR CORTE y POR FLEXION

Básicamente los muros sujetos a carga sísmica en su plano muestran dos tipos principales de falla: flexión y corte.

Debe entenderse que la falla principal es aquella donde se acumulan las mayores grietas, originando una fuerte degradación tanto de la resistencia como de la rigidez. Esto es, en una **falla por flexión** es posible que previamente se hayan formado pequeñas fisuras diagonales por corte (controladas por el refuerzo horizontal), pero las grietas principales se encuentran localizadas en la parte inferior del muro, y la degradación de la resistencia se produce generalmente por los siguientes efectos: 1) la trituración de los talones flexocomprimidos; 2) el deslizamiento a través de la base del muro; o, 3) la rotura del refuerzo vertical por tracción, pandeo o cizalle. Ver las Figs. 3.13 y 3.14.

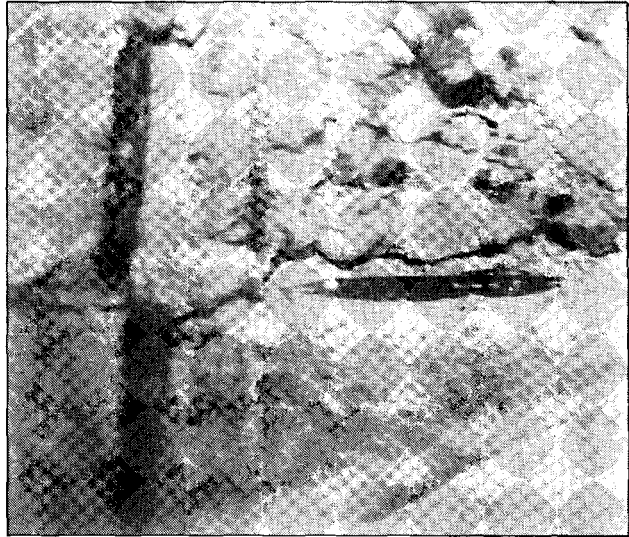
Fig. 3.13

Edificio "Canal Beagle", Chile, de 5 pisos, hecho con placas de concreto armado. Falla por flexión degenerada en pandeo del refuerzo vertical y deslizamiento horizontal de la placa.



Fig. 3.14

El mismo edificio de la Fig. 3.13, falla por cizallamiento del refuerzo vertical.



En una **falla por corte** es posible que primero se originen fisuras por flexión (incluso el refuerzo vertical puede entrar en fluencia) degradando la rigidez, pero no la capacidad de carga. Luego se producen las grietas diagonales y a partir de ese instante, el muro se desplaza manteniendo su capacidad de carga (la curva cortante-desplazamiento se vuelve plana); posteriormente, se trituran la región central de la albañilería (Fig. 3.15) y los extremos del muro (Fig. 2.1), produciéndose finalmente una severa degradación de resistencia.

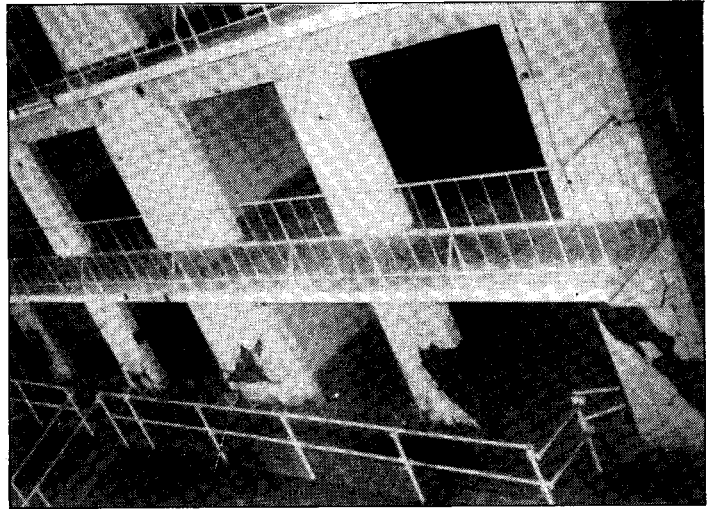
Fig. 3.15

Trituración de las unidades huecas de concreto en un muro confinado. Falla por corte. Obsérvese que las columnas no presentan fisuras de importancia. Véase en la Fig. 1.9 una vista del proceso constructivo seguido en este espécimen.



Fig. 3.16

Experimento japonés en un edificio de albañilería armada de cinco pisos, con bloques de concreto. Falla por corte.

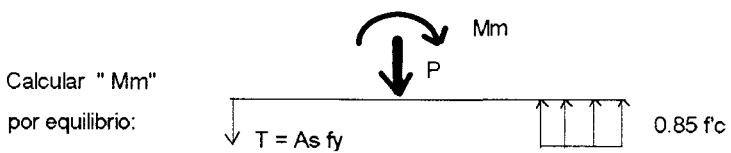
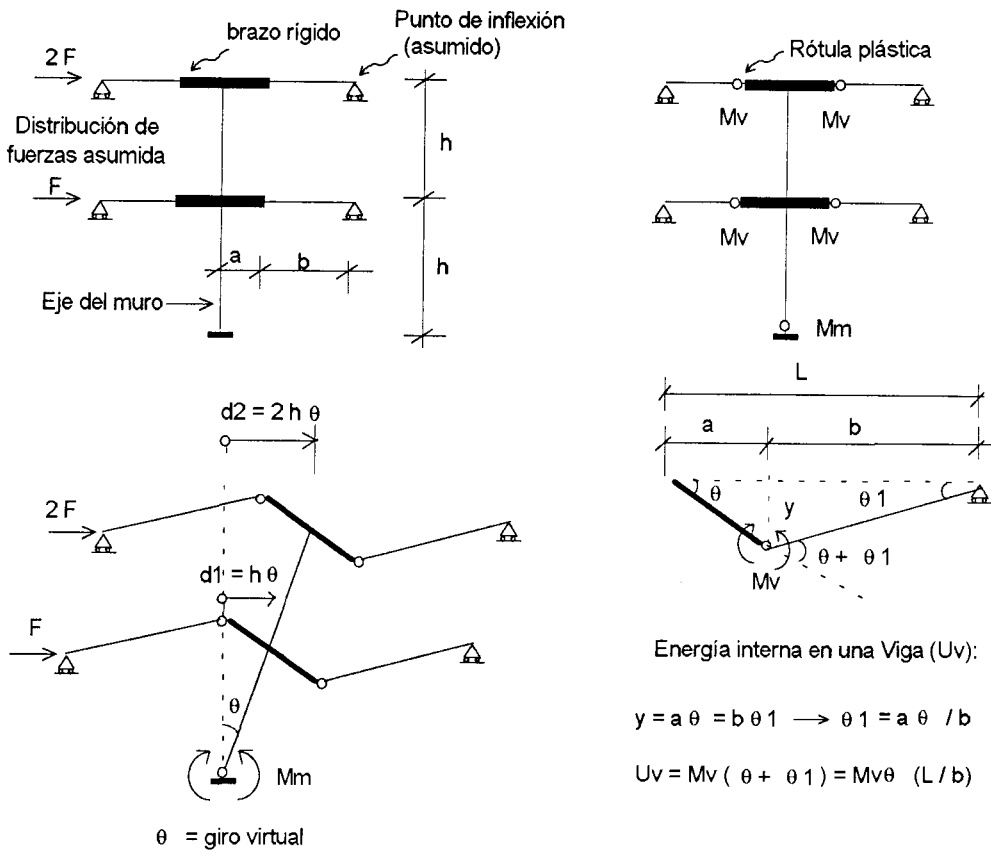


La capacidad resistente a flexión está proporcionada por: el refuerzo vertical existente en el muro (incluyendo parte del refuerzo del muro ortogonal); el peralte y refuerzo de las vigas de borde (coplanares y ortogonales al plano del muro en análisis); y, la magnitud de la carga vertical actuante sobre el muro (incluyendo la carga tributaria del muro transversal). En tanto que la resistencia al corte (en el caso de los muros reforzados) está proporcionada por la resistencia de la albañilería en sí, con una baja influencia del refuerzo horizontal.

Respecto a la influencia del refuerzo horizontal sobre la resistencia a fuerza cortante, los ensayos han demostrado que mientras se emplee cuantías mínimas (usualmente acero liso embutido en las juntas), este refuerzo mejora la ductilidad del muro mas no su resistencia; a no ser que se utilice refuerzo corrugado con cuantías muy elevadas (por encima de 0.0025), como si fuese una placa de concreto armado (Fig. 1.5).

Mientras que la resistencia al corte se predice usando fórmulas experimentales, existen maneras teóricas de evaluar la capacidad de flexión. Una forma aproximada de obtener el cortante ($V_{\text{máx}}$) asociado al mecanismo de falla por flexión, consiste en aplicar el principio del trabajo virtual, tal como se ilustra en la Fig. 3.17, donde debe entenderse que el refuerzo horizontal es capaz de soportar " $V_{\text{máx}}$ ", a fin de que pueda desarrollarse ese mecanismo.

Teóricamente, el muro debería tener una forma de falla dependiendo de cuál de las resistencias sea menor; sin embargo, la mayoría de las fallas registradas en los edificios reales de albañilería han sido por fuerza cortante y no por flexión. Este hecho se produce incluso cuando los muros no son reforzados (Fig. 3.2), donde la ausencia de refuerzo vertical hace que esos muros tengan una capacidad de flexión (proporcionada sólo por la carga vertical) notoriamente menor a la capacidad de corte; y aun así, fallan por corte.



$W = \text{Trabajo Externo} = \sum F_i d_i = 5 F h \theta \dots (1)$

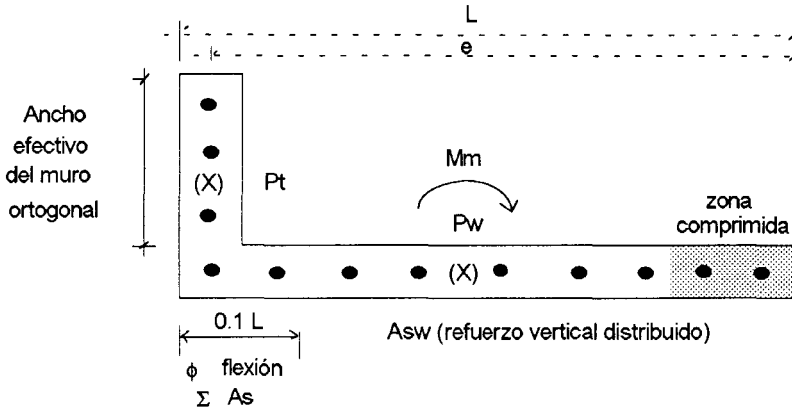
$U = \text{Energía Interna} = \sum U_v + M_m \theta \dots (2)$

Igualando (1) y (2), se obtiene "F"; luego por equilibrio se calcula el Cortante Basal asociado al mecanismo de falla por flexión.

Fig. 3.17. Determinación de las Fuerzas Laterales asociadas al mecanismo de falla por flexión, aplicando el principio de Trabajo Virtual.

CAPACIDAD DE FLEXION (M_m) DE UNA SECCION SEGUN LA NORMA JAPONESA

El valor " M_m " es utilizado en el método del trabajo virtual (Fig. 3.17) en conjunto con los momentos plásticos de las vigas (M_v), para evaluar el cortante asociado al mecanismo de falla por flexión. El ancho efectivo del muro transversal, es considerado como la cuarta parte de la longitud libre del muro transversal o un metro, lo que sea mayor.



$$M_m = [(\Sigma A_s) f_y] d + [(\Sigma A_{sw}) f_y] (0.5 d) + P_w (0.5 d) + (P_t) e$$

Donde: $d = 0.9 L$
 ΣA_s = sumatoria del refuerzo en el extremo del muro ($0.1 L$) incluyendo el refuerzo existente en el ancho efectivo.
 ΣA_{sw} = refuerzo vertical distribuido en el alma del muro.
 P_t = carga vertical sobre el ancho efectivo.
 P_w = carga vertical en el alma del muro en análisis.

NOTA: La carga vertical incluye el cortante que se desarrolla en las vigas de borde cuando éstas plastifican por flexión.

FORMULA DE PRIESTLEY PARA UN MURO EN VOLADIZO DE SECCION RECTANGULAR CON REFUERZO VERTICAL DISTRIBUIDO (A_{st} = refuerzo total en la sección)

$$M_m = A_{st} f_y d/2 + P_u L / 2$$

Donde: $d = 0.8 L$
 P_u = Carga Axial Amplificada

Fig. 3.18. Cálculo del momento plástico (M_m) en un muro de albañilería armada, según la Norma Japonesa y Priestley

Las razones que podrían explicar el predominio de la falla por corte sobre la de flexión son:

1. La deformación por fuerza cortante predomina sobre la de flexión, ya que los muros son de baja altura y el momento de inercia de su sección transversal es elevado; más aún, cuando los muros son confinados, la sección de concreto debe transformarse en área equivalente de albañilería, incrementándose sustancialmente el momento de inercia. En otras palabras, la deformación que prevalece en el primer entrepiso es la de distorsión angular por fuerza cortante con baja curvatura por flexión, con lo cual la deformación axial del refuerzo vertical es pequeña (como una biela que rota en torno a su base sin alargarse).

La distorsión angular (γ = desplazamiento lateral relativo nivel a nivel entre la altura del entrepiso) es la que origina esfuerzos principales de tracción diagonal en la albañilería, dando origen a las grietas diagonales (Fig. 3.19); al respecto, los experimentos muestran que el agrietamiento diagonal ocurre al alcanzarse una pequeña distorsión, aproximadamente del orden de $1/800$ (incluyendo los desplazamientos por flexión y corte), independientemente del tipo de albañilería empleada.

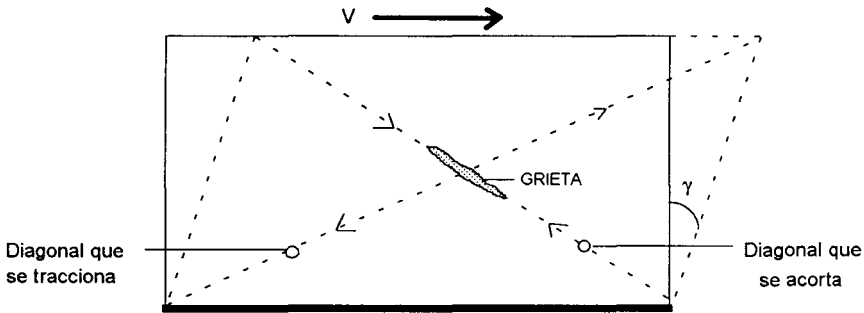
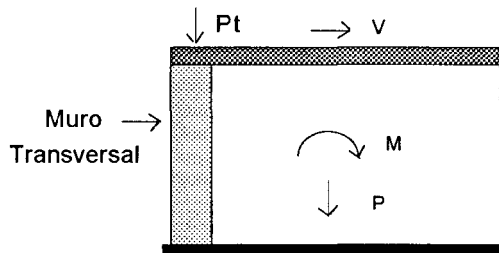


Fig. 3.19 Esquema de distorsión angular por corte puro

2. Si se agrega el efecto de los muros transversales (incluyendo su carga tributaria P_t , Fig. 3.20), al flectarse el muro debería levantar al muro perpendicular, lo que es muy difícil de lograr; esto disminuye aún más las deformaciones por flexión.

Fig. 3.20
Efecto del muro
ortogonal sobre
la deformación
por flexión.



3. El momento flector basal, asociado al análisis sísmico estático usual, se ve reducido por efectos de: la rotación de la cimentación, los modos altos de vibrar y por la interacción losa-muro (según la Ref. 9, la relación de momentos entre un análisis refinado y uno aproximado puede llegar a ser 0.3). Por este motivo, los diseños convencionales muestran una sobrecapacidad de flexión; más aún, si se agrega el hecho de que el refuerzo producido en el Perú presenta un escalón de fluencia reducido, incurriendo rápidamente en la zona de endurecimiento ($f_s \text{ máx} \approx 1.5 f_y$).
4. El edificio de albañilería es un conjunto mixto de masas repartidas (muros) y concentradas (techos); a su vez, es un sistema muy rígido (tipo cajón), por lo que las aceleraciones de los niveles son parecidas a las del suelo. Este hecho indicaría que para el caso de las edificaciones de albañilería, debería más bien de adoptarse una distribución de fuerzas de inercia del tipo uniforme y no la triangular dispuesta por la Norma (Fig. 3.21), con lo que el momento basal disminuye más (aparte de los efectos indicados en el párrafo anterior). Esta aseveración ha sido demostrada en un ensayo hecho en la PUCP en mesa vibradora, sobre un espécimen de tres pisos (ver el Proyecto C1 en el Capítulo 7).

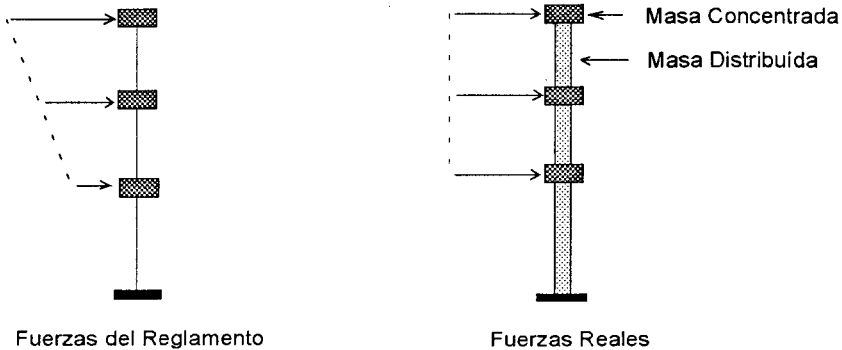
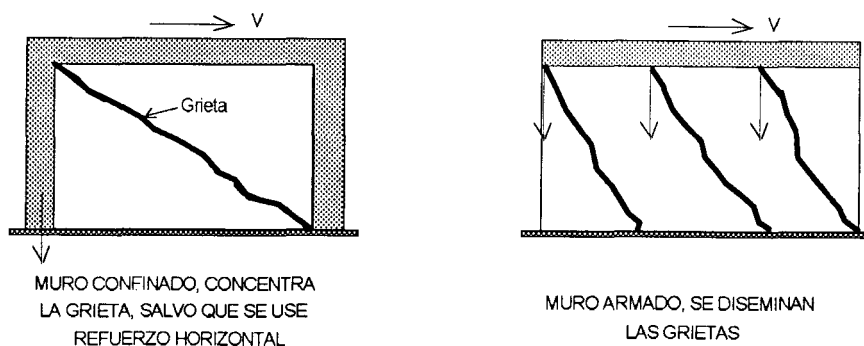


Fig. 3.21. Efectos de la distribución de las masas y de las rigideces sobre las fuerzas de inercia en un edificio de albañilería.

5. El caso de los edificios de albañilería compuestos por muchos muros es distinto al de los edificios elevados de concreto armado con pocas placas, donde los efectos de flexión son importantes, y en donde es posible concentrar refuerzo horizontal corrugado que incremente la capacidad de corte por encima de la de flexión. En el caso de los edificios de albañilería armada, la concentración del refuerzo horizontal podría lograrse colocándolo no sobre las juntas, sino en las hendiduras (canales) de la unidad, cosa que no es posible realizar con las unidades que actualmente se fabrican en nuestro medio.
6. En el caso de los muros confinados, el refuerzo vertical colocado en las columnas crea una especie de tirante interno que en conjunto con la carga lateral, hacen trabajar a la albañilería a compresión diagonal, induciéndoles tracciones principales ortogonales a la diagonal comprimida. Esta es una de las razones por la que se recomienda repartir el refuerzo vertical en los muros armados. Ver la Fig. 3.22.



Muro confinado de 3 paños cuadrados (4 columnas).

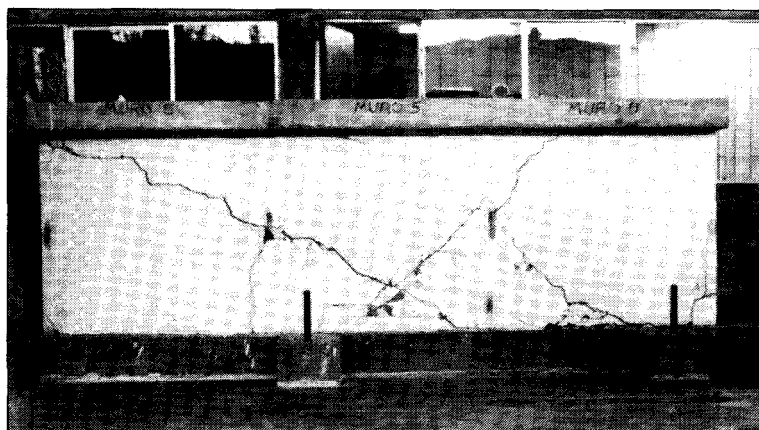
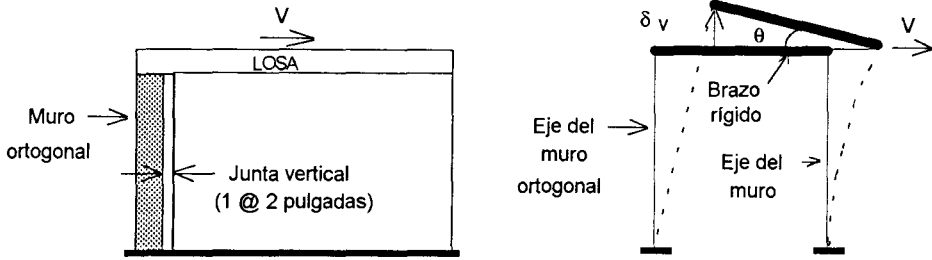
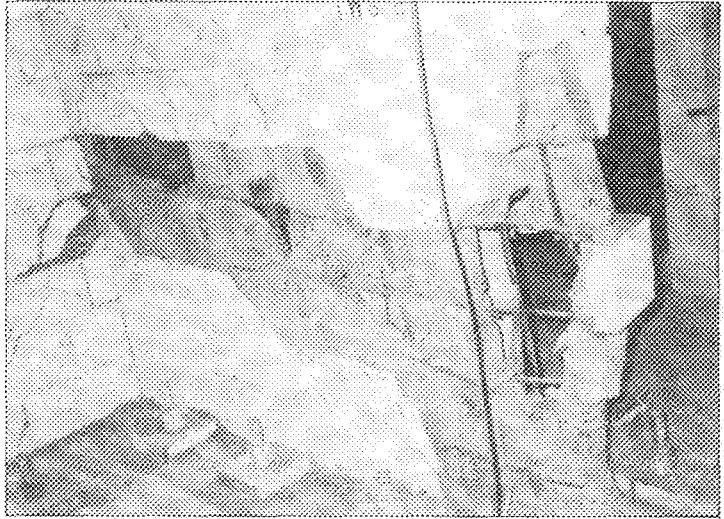


Fig. 3.22. Efectos de la distribución del refuerzo vertical sobre el patrón de agrietamiento.

7. Más adelante, cuando se estudie el experimento japonés (Capítulo 7, Fig. 3.16) sobre un edificio constituido por muros armados, veremos en detalle cómo aquellos muros que tenían una capacidad de corte mayor a la de flexión iniciaron su falla por flexión, pero terminaron fallando por corte; esto ocurrió principalmente porque las vigas, la losa del techo y los muros transversales interactuaron con los muros de corte.
8. Los experimentos muestran que: la resistencia al corte crece más lentamente con el incremento de la carga axial (menor a la balanceada) que la resistencia a flexión; y en los muros esbeltos, la resistencia al corte disminuye en proporción a la relación altura-longitud (fenómeno que no es contemplado por nuestra Norma). Lo último puede explicarse si se supone que la albañilería falla al alcanzar una tracción principal determinada (σ_p). En ese caso, cuando se incrementa la compresión (σ_c), se incrementará la resistencia ($v1$); mientras que cuanto más esbelto sea el muro, las tracciones aumentarán por los efectos de flexión (σ_x), disminuyendo así la resistencia ($v2$). Ver la Fig. 3.23.



Experimento japonés. Obsérvese que el muro transversal evita el deterioro del talón por flexocompresión; en el extremo opuesto, el talón está zunchado.



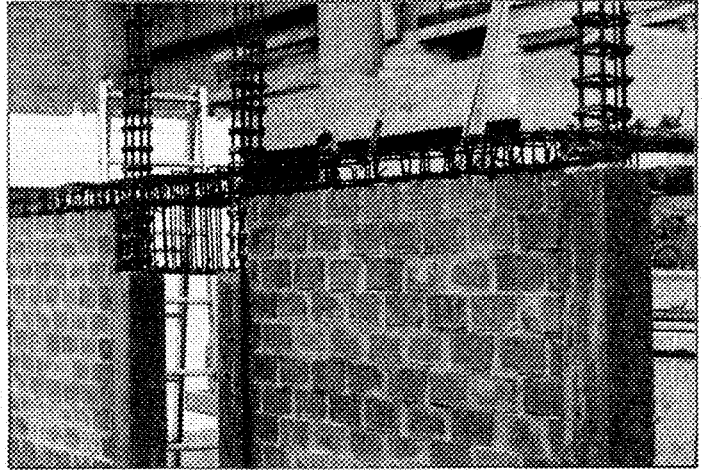
Edificio chileno de albañilería armada. Pese a que los muros son esbeltos, se tiene una falla por corte que atraviesa el primer y segundo piso cortando la losa.



Fig. 3.24. Efectos de los muros transversales y de la esbeltez.

2. Es preferible emplear vigas de un peralte suficiente de modo que fallen dúctilmente por flexión (disipando energía) antes que se produzca la falla por corte en los muros. Adicionalmente, las vigas peraltadas permiten: 1) atenuar los giros por flexión del muro, disminuyendo las concentraciones de esfuerzos en la losa; 2) rigidizar más a los muros, lo que es conveniente ya que la falla diagonal se produce para una distorsión angular de $1/800$; y, 3) disminuir el momento basal, lo que a su vez trae por consecuencia una reducción en: el tamaño de la cimentación, la flexocompresión en los talones del muro, el refuerzo vertical en los extremos del muro y, de otro lado, un incremento en la resistencia al corte al disminuir las tracciones por flexión.

Dinteles peraltados sugeridos en los muros confinados.



Experimento japonés. Apréciase la propagación de las grietas sobre la losa maciza de 15 cm de espesor cuando las vigas tienen poco peralte, cosa que no ocurre cuando la viga es peraltada

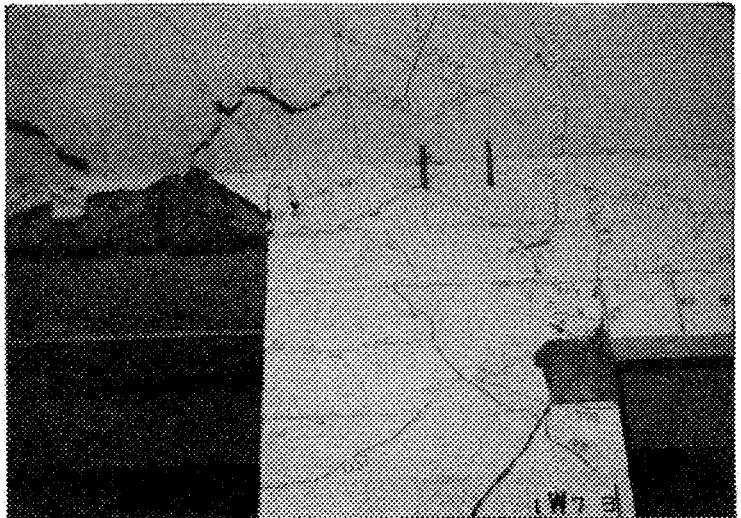


Fig. 3.25. Efectos del peralte de las vigas.

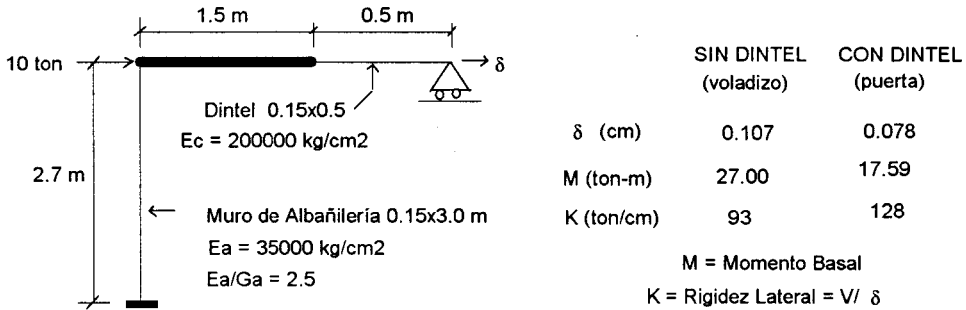
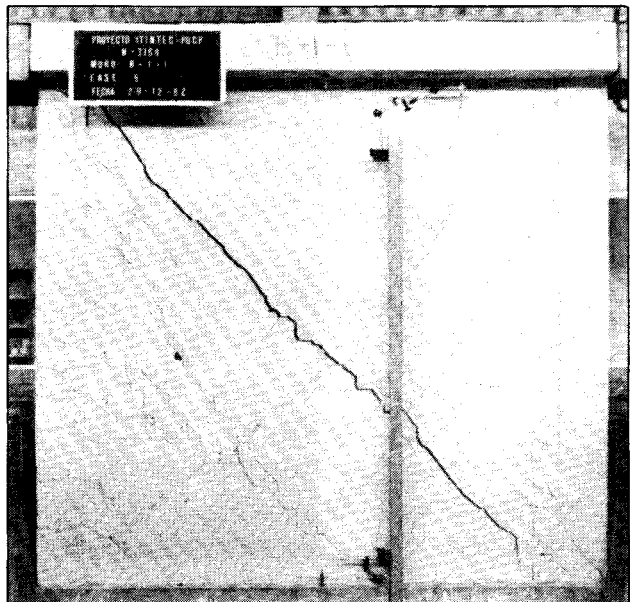


Fig. 3.25A. Efectos del peralte del dintel sobre un muro de 1 piso.

Debe quedar claro que no se busca provocar intencionalmente la falla por corte (la que de hecho es más frágil que la de flexión), sino que este tipo de falla es propiedad característica de los edificios de albañilería de mediana altura compuestos por muchos muros, a diferencia de los edificios elevados de concreto armado, donde el momento flector tiende a concentrarse en las pocas placas existentes. Además, es necesario precisar que todo tipo de falla resulta peligrosa, cuando no se controlan sus efectos secundarios y no se trata de evitar la degradación de resistencia y el deterioro de la albañilería (Fig. 3.26). Al respecto, el espécimen japonés mostró un buen comportamiento inelástico (Fig. 7.42) a pesar de que los muros del primer y segundo piso fallaron por corte, y su resistencia degradó sólo después que se produjeron daños severos en los talones de los muros, fenómeno que puede ocurrir tanto en la falla por flexión (Fig. 3.13) como en la falla por corte (Fig. 2.1).

Fig. 3.26

Muro confinado diseñado adecuadamente por corte. En ese instante está sujeto a un desplazamiento lateral de 15 mm, mayor al límite de reparabilidad sugerido ($h/200 = 11$ mm)



3.3 CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACION EN EDIFICIOS DE ALBAÑILERIA

Aparte de los requisitos reglamentarios y recomendaciones que se han dado para los muros armados y confinados (Capítulos 1, 2 y Acápites 3.1, 3.2), se sugiere lo siguiente:

1. Por la importancia que tienen los muros ubicados en el perímetro del edificio (son los que aportan la mayor rigidez torsional), y todo aquél que absorba más del 10% del cortante basal sísmico, éstos deberán ser reforzados. Al respecto, en la Norma E-070 se especifica que como mínimo un 70% de los muros que conforman el edificio (en cada dirección) deben ser reforzados.
2. El **espesor efectivo** (sin recubrimientos) mínimo de los muros debe ser $h / 20$, donde "h" es la altura libre del muro (altura de pandeo).
3. Los techos deben ser diafragmas rígidos, de manera que permitan uniformizar los desplazamientos laterales de los muros. De preferencia, debe emplearse como sistema de techado la losa (aligerada o maciza) armada en 2 sentidos, con el objeto de que todos los muros porten una carga vertical que no sea excesiva.
4. De preferencia, las vigas aisladas y coplanares con los muros no deben ser chatas, ya que las vigas (de un peralte suficiente) son elementos dúctiles que pueden aprovecharse como disipadores de energía antes que ocurra la falla por corte en los muros; además, las vigas peraltadas atenúan las concentraciones de esfuerzos en la losa del techo (producto del giro de los muros) e incrementan la rigidez lateral del sistema. De seguirse esta recomendación, se logrará una reducción en las dimensiones de la cimentación, al disminuir los momentos basales; adicionalmente, los efectos de flexocompresión en los talones de los muros se atenuarán.
5. **Densidad Mínima de Muros Reforzados.** Basado en un esfuerzo cortante promedio en los muros de 1.8 kg/cm^2 y en un peso promedio de la planta de 0.8 ton/m^2 (reduciendo la sobrecarga "s/c" al 25%), se recomienda que la densidad mínima de los muros reforzados en cada dirección del edificio sea:

$$A_m / A_p = \text{Area de Muros} / \text{Area en Planta} \geq Z U S N / 140$$

Fórmula que puede deducirse de la siguiente manera:

Cortante basal sísmico = $H = Z U S c P \dots$ (ver el RNC-77)

Peso total del edificio = $P = w A_p N$

Número de pisos del edificio = N

Peso promedio de la planta = $w \approx 0.8 \text{ ton/m}^2$

Area de la planta típica = A_p

Coefficiente sísmico = $c = 0.4/R_d = 0.4/2.5 = 0.16$

Esfuerzo cortante promedio en los muros = $v = H/A_m \approx 18 \text{ ton/m}^2$

$A_m =$ Suma de las áreas de corte de los muros (de existir placas de concreto, transformarlas en muros equivalente de albañilería a través de la relación de los módulos de elasticidad).

Luego:

$H = 0.16 \times 0.8 \times Z U S A_p N = 0.13 Z U S A_p N$

$v = 18 = H/A_m = (0.13 Z U S A_p N) / A_m$

De la cual: $A_m / A_p \approx Z U S N / 140$

5. El **alféizar de las ventanas** debe separarse de la estructura principal con una junta sísmica no menor de 1/2 pulgada (Fig. 3.28) y diseñarse ante acciones perpendiculares a su plano. Conviene indicar que de no realizarse esta independización, se creará problemas de "muros cortos" (Fig. 3.27) y además, el modelaje matemático del muro será muy complicado.

Fig. 3.27

Edificio de albañilería armada en Popayán. Alféizar sin aislar.

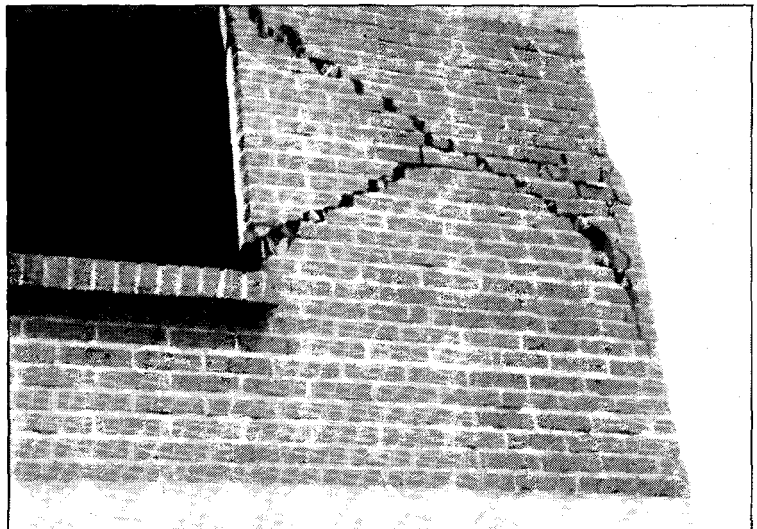
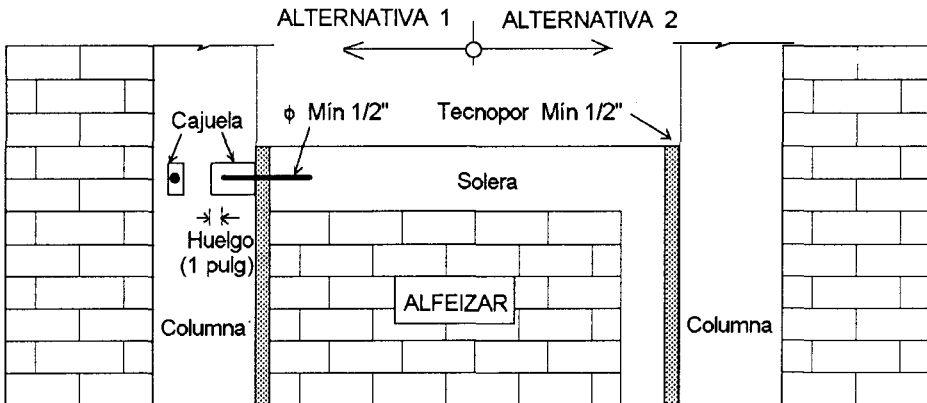
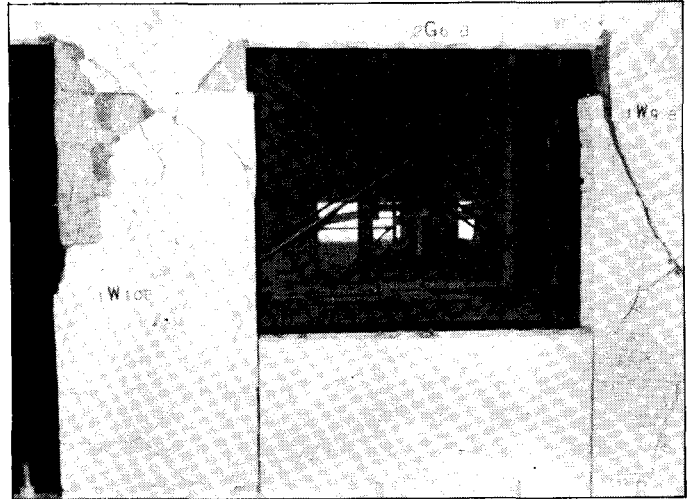


Fig. 3.28

Alternativas para aislar el alféizar de ventanas en muros armados (derecha) y en muros confinados (vista inferior). En el último caso, deberá emplearse una de las dos alternativas indicadas.



7. En los **Muros Armados** deberá rellenarse todos los alveolos con grout (contengan o no refuerzo vertical), o en su defecto deberá combinarse unidades sólidas con alveolares. No deberá traslaparse el refuerzo vertical en el primer entpiso. Deberá usarse como cuantía mínima de refuerzo (vertical u horizontal) 0.001, distribuido uniformemente a lo largo de la altura y de la longitud del muro. Deberá tenerse especial precaución con los talones flexocomprimidos, se sugiere colocar planchas de acero (Fig. 2.26) en las zonas del muro donde el esfuerzo axial último (producto de la carga vertical y el momento último) exceda de 0.2 fm. No deberá emplearse cimientos de concreto ciclópeo, sino cimientos de concreto normal (simple o reforzado) o solados. De preferencia, deberá utilizarse bloques de concreto vibrado.

8. En los **Muros Confinados** la sección transversal mínima de las columnas deberá ser $A_c = 20 t \text{ cm}^2$ (t = espesor del muro); el peralte de la columna debe ser suficiente como para permitir el anclar el refuerzo de la solera. Las columnas no deben estar espaciadas más del doble de la altura entre los arriostres horizontales. El refuerzo longitudinal mínimo debe ser $4 \phi 3/8"$ y el estribaje mínimo de confinamiento es $\square \phi 1/4"$, 1 a 5 cm, 4 a 10 cm. Debe emplearse concreto con resistencia mínima $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$. El esfuerzo axial actuante (σ) deberá ser menor a $0.15 f_m$; si $\sigma > 0.05 f_m$, deberá emplearse refuerzo horizontal continuo anclado en las columnas (cuantía 0.001). De preferencia, deberá emplearse unidades de arcilla con 33% máximo de vacíos en su cara de asentado.

Usualmente es costumbre vaciar el sobrecimiento de los muros con una mezcla cemento - hormigón 1:8 más 30% de piedra mediana (3"); el concreto de este sobrecimiento es de menor resistencia al de las columnas. Puesto que las bases de las columnas van a estar sujetas a elevadas fuerzas axiales, producto de los momentos sísmicos y de las cargas gravitacionales, es recomendable que el concreto de las columnas llegue hasta el cimiento y que los estribos de confinamiento se cuenten a partir de ese encuentro.

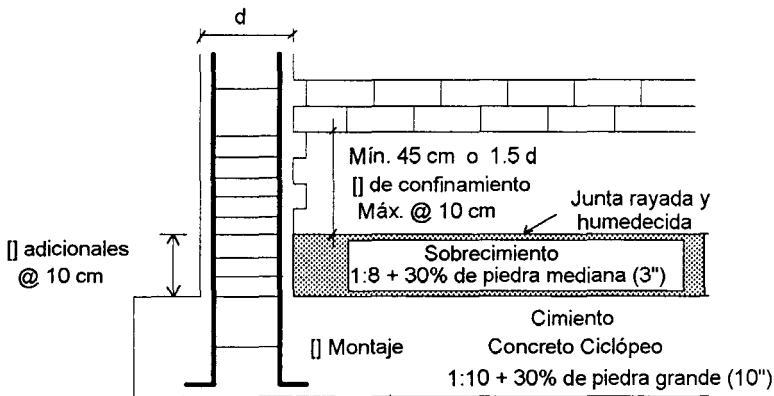


Fig. 3.29

En la vista superior se indica la recomendación a emplear en las bases de las columnas, y en la vista de la derecha se aprecia un procedimiento defectuoso.

