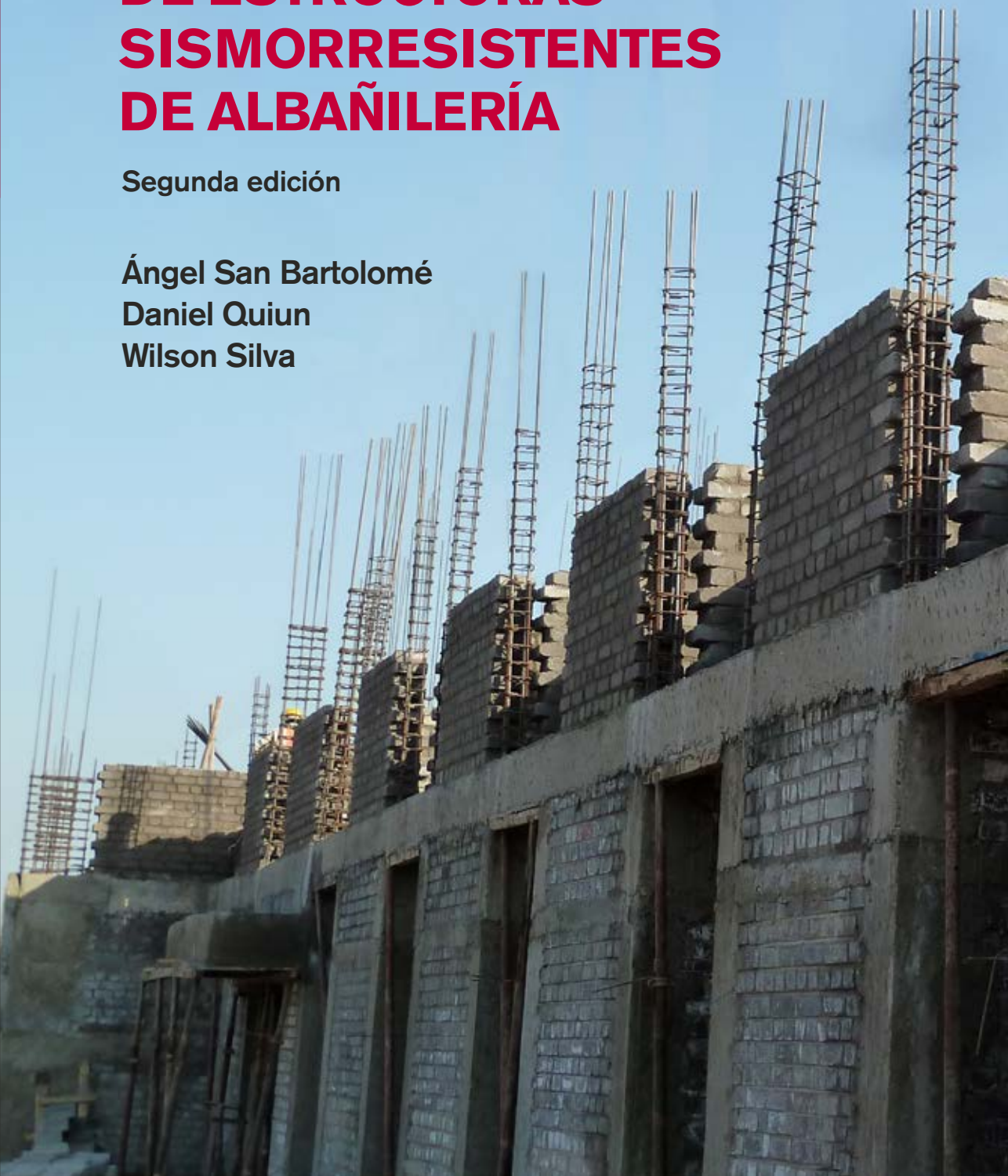


DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES DE ALBAÑILERÍA

Segunda edición

Ángel San Bartolomé
Daniel Quiun
Wilson Silva



Fondo Editorial PUCP

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS
SISMORRESISTENTES DE ALBAÑILERÍA

Fondo Editorial PUCP

Fondo Editorial PUCP

Ángel San Bartolomé, Daniel Quiun
y Wilson Silva

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES
DE ALBAÑILERÍA

Segunda edición



**FONDO
EDITORIAL**

PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

BIBLIOTECA NACIONAL DEL PERÚ
Centro Bibliográfico Nacional

690.2 San Bartolomé Ramos, Ángel, 1950-2014.
S21D Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería / Ángel San
2018 Bartolomé, Daniel Quiun y Wilson Silva.-- 2a ed.-- Lima: Pontificia Universidad
Católica, Fondo Editorial, 2018 (Lima: Tarea Asociación Gráfica Educativa).
343 p.: il.; 24 cm.

Bibliografía: [341]-343.
D.L. 2018-07063
ISBN 978-612-317-366-1

1. Construcciones antisísmicas - Estudio y enseñanza 2. Diseño estructural -
Estudio y enseñanza 3. Albañilería - Estudio y enseñanza 4. Edificios - Efectos
de los terremotos - Estudio y enseñanza I. Quiun Wong, Daniel, 1960- II. Silva,
Wilson, 1958- III. Pontificia Universidad Católica del Perú IV. Título

BNP: 2018-126

Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería

© Ángel San Bartolomé, Daniel Quiun y Wilson Silva, 2011

© Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, 2018

Av. Universitaria 1801, Lima 32, Perú

feditor@pucp.edu.pe

www.fondoeditorial.pucp.edu.pe

Diseño, diagramación, corrección de estilo
y cuidado de la edición: Fondo Editorial PUCP

Primera edición: febrero de 2011

Segunda edición: mayo de 2018

Tiraje: 1000 ejemplares

Prohibida la reproducción de este libro por cualquier medio, total o parcialmente,
sin permiso expreso de los editores.

Hecho el Depósito Legal en la Biblioteca Nacional del Perú N° 2018-07063

ISBN: 978-612-317-366-1

Registro del Proyecto Editorial: 31501361800481

Impreso en Tarea Asociación Gráfica Educativa

Pasaje María Auxiliadora 156, Lima 5, Perú

ÍNDICE

PRÓLOGO	11
1. INTRODUCCIÓN	13
1.1 Objetivos	13
1.2 Breve historia de la mampostería	14
1.3 Construcción de albañilería y albañilería estructural	19
1.4 Tipos de albañilería y especificaciones reglamentarias	20
1.4.1 Clasificación por la Función Estructural	20
1.4.2 Clasificación por la Distribución del Refuerzo	22
2. COMPONENTES DE LA ALBAÑILERÍA	37
2.1 Unidades de albañilería	37
2.1.1 Clasificación por sus dimensiones	37
2.1.2 Clasificación por su materia prima y fabricación	38
2.1.3 Clasificación por sus huecos (alvéolos)	53
2.1.4 Propiedades físicas y mecánicas. Ensayos de laboratorio	55
2.2 Mortero	64
2.2.1 Componentes del mortero	65
2.2.2 Clasificación del mortero	67
2.2.3 Propiedades y ensayos de laboratorio	69
2.3 Concreto fluido («Grout»)	72
2.3.1 Clasificación del grout y componentes	72
2.3.2 Ensayos de laboratorio	74
2.4 Acero de refuerzo	74
2.5 Concreto	76

3. PROPIEDADES DE LA ALBAÑILERÍA SIMPLE	79
3.1 Introducción y generalidades	79
3.1.1 Prismas de albañilería simple	80
3.1.2 Refrentado (capping)	81
3.1.3 Prismas de estructuras existentes	83
3.2 Ensayos de compresión en pilas	83
3.2.1 Esbeltez de la pila	84
3.2.2 Técnica de ensayo	84
3.2.3 Resistencia característica a compresión axial ($f'm$)	85
3.2.4 Formas de falla	86
3.2.5 Módulo de elasticidad (E_m)	88
3.3 Ensayos de compresión diagonal en muretes	89
3.3.1 Técnica de ensayo	89
3.3.2 Resistencia característica a corte puro ($v'm$)	90
3.3.3 Formas de falla	90
3.3.4 Módulo de corte (G_m)	92
3.4 Norma E.070 «albañilería»	94
4. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN	97
4.1 Introducción	97
4.2 Edificaciones de albañilería confinada	97
4.2.1 Componentes de la estructura	97
4.2.2 Cimentación	98
4.2.3 Sobrecimiento	105
4.2.4 Muro de albañilería	106
4.2.5 Columnas de confinamiento	119
4.2.6 Vigas y losa de techo	121
4.3 Edificaciones de albañilería armada	125
4.3.1 Cimentación	125
4.3.2 Bloques y tratamiento previo al asentado	128
4.3.3 Mortero y asentado de bloques	130
4.3.4 Detalles del refuerzo	133
4.3.5 Bloques de la última hilada	135
4.3.6 Grout, vaciado y curado	136
4.3.7 Cangrejeras	139
4.3.8 Caso particular de los bloques sílico-calcareos	140
4.3.9 Vigas y losa de techo	141
4.4 Edificaciones de albañilería de junta seca	142
4.5 Ventajas y desventajas de los muros armados y confinados	146

5. COMPORTAMIENTO SÍSMICO	151
5.1 Comportamiento sísmico real de muros portantes	152
5.1.1 Albañilería no reforzada	152
5.1.2 Albañilería confinada	157
5.1.3 Albañilería armada	161
5.2 Comportamiento sísmico real de muros no portantes	165
5.2.1 Interacción tabique-pórtico	165
5.2.2 Cercos y parapetos	173
5.3 Comportamiento sísmico experimental	174
5.4 Reparación de la albañilería armada y confinada	186
6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	193
6.1 Estructuración y requisitos mínimos	193
6.1.1 Diafragma rígido	193
6.1.2 Configuración del edificio en planta y elevación	197
6.2 Dimensionamiento de los muros	205
6.2.1 Espesor efectivo «t»	205
6.2.2 Esfuerzo axial máximo	207
6.2.3 Aplastamiento	210
6.2.4 Densidad mínima de muros reforzados y muros a reforzar	211
6.3 Metrado de cargas y centro de masas	214
6.3.1 Tipos de carga y metrado	214
6.3.2 Centro de masas	216
6.4 Análisis sísmico	217
6.4.1 Cortante basal, fuerzas sísmicas y torsión	217
6.4.2 Modelo estructural	221
7. DISEÑO SÍSMICO	235
7.1 Diseño por acciones coplanares	237
7.1.1 Introducción	237
7.1.2 Pasos comunes del diseño	246
7.1.3 Diseño de la albañilería confinada	252
7.1.4 Diseño de muros de albañilería armada	267
7.2 Diseño por acciones perpendiculares al plano del muro	277
7.2.1 Introducción	277
7.2.2 Diseño de arriostres	281
7.2.3 Diseño de la albañilería	285
7.2.4 Consideraciones adicionales	292
7.3 Planos estructurales	295

8. ALBAÑILERÍA DE TIERRA CRUDA	303
8.1 Construcciones tradicionales de adobe y tapial	303
8.1.1 Tipología	303
8.1.2 Reconocimiento del suelo	308
8.1.3 Tamizado del suelo	308
8.1.4 Fabricación de adobes	309
8.1.5 Construcción del muro de adobe	311
8.1.6 Construcción del muro de tapial	314
8.2 Comportamiento sísmico	318
8.2.1 Fallas sísmicas en viviendas tradicionales de adobe	319
8.2.2 Fallas sísmicas en viviendas tradicionales de tapial	321
8.3 Reforzamiento de viviendas existentes de adobe	321
8.3.1 Etapa 1. Experimental	322
8.3.2 Etapa 2. Proyecto Piloto	326
8.3.3 Etapa 3. Evaluación post sismo	328
8.4 Refuerzo para viviendas nuevas de adobe y tapial	331
8.4.1 Refuerzo de caña en viviendas nuevas de adobe	331
8.4.2 Refuerzo de geomalla en viviendas nuevas de adobe	332
8.4.3 Refuerzo con malla electrosoldada en viviendas nuevas de adobe	333
8.4.4 Adobe confinado con elementos de concreto armado	335
8.4.5 Tapial reforzado	337
REFERENCIAS	341

PRÓLOGO

Esta publicación está basada en los apuntes de clase del curso «Albañilería Estructural», dictado en la Facultad de Ciencias e Ingeniería, y del curso virtual «Estructuras de Mampostería», dictado en la Escuela de Graduados de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).

En esta edición, los autores han procurado volcar su experiencia profesional, docente y de investigación. Por ello, esta publicación no solo está dirigida a los alumnos, sino también a actualizar los conocimientos de los ingenieros civiles y, sobre todo, a los docentes universitarios encargados de difundir con mayor profundidad estos conocimientos.

Las estructuras de albañilería constituyen una alternativa económica y sencilla de aplicar en nuestro medio para resolver el alto déficit habitacional, mediante la construcción de edificios de mediana altura, en donde se aprovecha el área del terreno con una sola cimentación y se comparten los servicios comunes de agua, desagüe y electricidad (con una sola cisterna, tanque de agua, etc.); mejor aún, si estos edificios se ubican en urbanizaciones.

Sin embargo, vivimos en un país sísmico, donde además el medio ambiente es altamente agresivo, por lo que estas edificaciones tienen que ser convenientemente analizadas, diseñadas y construidas (propósitos de este libro), de modo que tengan un adecuado comportamiento ante todo tipo de solicitación.

Hasta antes de 1970, los edificios de albañilería se construían sin las precauciones necesarias, por lo que generalmente sufrían serios daños estructurales cuando ocurrían los sismos, y llegaban incluso a colapsar ante los terremotos. En otros casos se utilizaba paredes con espesores exagerados y muros en abundancia, y ello daba por resultado edificios seguros, pero antieconómicos. Es decir, estas edificaciones no seguían los lineamientos de un diseño racional, debido a que el ingeniero estructural no contaba con la información suficiente que le permitiese efectuar un diseño adecuado.

En el caso de la albañilería, nuestras técnicas constructivas y materiales de construcción son muy diferentes a los que se emplean en otros países, por lo que a diferencia de otros materiales (como el concreto armado y el acero) resulta inadecuado adoptar códigos de diseño extranjeros. Actualmente, aunque aún nos falta un largo camino por recorrer en lo que a investigaciones se refiere, contamos con un moderno código de diseño a la rotura, Norma E.070 «Albañilería» del 2006, que contempla criterios de desempeño. Esta Norma es aplicable a los edificios compuestos por muros de albañilería armada o confinada, y está basada en los resultados teórico-experimentales de las investigaciones llevadas a cabo desde 1979 en la PUCP, y en las enseñanzas dejadas por los sismos pasados.

Esta Norma permite considerar la arquitectura moderna, la mejor calidad de los materiales de construcción, y conlleva a proyectar edificios de albañilería donde se aprovecha en mejor forma las dimensiones de los ambientes, colocando la mínima densidad posible de muros y, por supuesto, el refuerzo adecuado; de manera que los muros de estas edificaciones puedan soportar sismos moderados sin ningún daño estructural y sismos severos con daños estructurales que sean reparables, evitando a toda costa el colapso y, por ende, salvando lo primordial: las vidas humanas.

En resumen, esta publicación constituye una síntesis del estado del arte de la albañilería peruana, por lo que los autores tienen el deseo de que esta información sea de utilidad para los lectores de este libro.

Ángel San Bartolomé, Wilson Silva y Daniel Quiun

1. INTRODUCCIÓN

1.1 OBJETIVOS

El objetivo principal del libro es brindar al lector los conocimientos necesarios que le permitan analizar, diseñar y construir edificaciones de mediana altura (hasta de 5 pisos) hechas de albañilería estructural. Para alcanzar estos conocimientos, es necesario estudiar el comportamiento de las edificaciones de albañilería ante los terremotos ocurridos en el pasado, así como la influencia de diversos parámetros que han sido investigados a nivel teórico y experimental. Los resultados de estos estudios permitieron renovar en Perú la Norma de Albañilería E.070 (SENCICO 2006), cuyas especificaciones aplicadas en la construcción y en el diseño estructural permiten que estas edificaciones puedan soportar todo tipo de sollicitación, principalmente sismos moderados sin fisurarse (comportamiento elástico) y quedar en un estado reparable ante los sismos severos.

En ese contexto, esta publicación ha sido preparada de manera que el lector obtenga primero una concepción global de los sistemas de albañilería (Capítulo 1), para después analizar: los materiales que componen a la albañilería (Capítulo 2), las propiedades de la albañilería simple (Capítulo 3), los procedimientos de construcción (Capítulo 4), su comportamiento sísmico real y experimental (Capítulo 5), y los procedimientos de análisis y diseño estructural (Capítulos 6 y 7, respectivamente). Finalmente, se revisa la albañilería de tierra cruda, que es muy empleada en Perú y otros países. Como el comportamiento sísmico de estas construcciones tradicionales deja mucho que desear, es necesario que el lector conozca las técnicas constructivas y de reforzamiento que permiten mejorar su comportamiento ante los terremotos (Capítulo 8).

Para profesores que enseñan esta materia

Con fines didácticos, es conveniente que los conocimientos vertidos en esta publicación sean complementados mediante prácticas continuadas, donde se

analice y diseñe un edificio de albañilería bajo diferentes condiciones, lo cual permitirá estudiar la influencia de diversas variantes sobre el edificio en estudio, para luego discutir el trabajo final entre todos los alumnos.

Adicionalmente, estas prácticas teóricas deben complementarse realizando una pequeña investigación experimental (Fig. 1.1) y visitas a fábricas ladrilleras y edificaciones de albañilería en proceso de construcción. Todo esto permitirá conocer mejor nuestra realidad.



Fig. 1.1. Alumnos efectuando una investigación experimental.

1.2 BREVE HISTORIA DE LA MAMPOSTERÍA

Una buena recopilación histórica sobre la mampostería (más conocida en nuestro medio como «Albañilería»), acompañada de gráficos y datos cronológicos, se muestra en Gallegos y Casabonne (2005); en esta publicación solo se resaltarán los aspectos históricos más importantes.

La «Albañilería» o «Mampostería» se define como un conjunto de unidades trabadas o adheridas entre sí con algún material, como el mortero de barro o de cemento. Las unidades pueden ser naturales (piedras) o artificiales (adobe, tapias, ladrillos y bloques). Este sistema fue creado por el hombre a fin de satisfacer sus necesidades, principalmente de vivienda.

Bajo esta definición, se concluye que la albañilería existió desde tiempos remotos y que su forma inicial podrían haber sido los muros hechos con piedras naturales trabadas o adheridas con barro (Fig. 1.2), lo que actualmente en nuestro medio se denomina «pirca».

La *primera unidad de albañilería artificial* consistió en una masa amorfa de barro secada al sol (Fig. 1.3); vestigios de esta unidad han sido encontrados en las ruinas de Jericó (Medio Oriente), 7350 años a.C. Es interesante destacar que antiguamente las unidades no tenían una forma lógica, y se han encontrado unidades de forma cónica en lugares y épocas distintas: en Mesopotamia (7000 años de antigüedad) y en Huaca Prieta, Perú (5000 años de antigüedad).



Fig. 1.2. Pirca



Fig. 1.3. Jericó, Gallegos y Casabonne (2005) y Chavín.

El *molde* empleado para la elaboración de las unidades artificiales de tierra, lo que hoy denominamos «adobe», fue creado en Sumeria (región ubicada en el Valle del Éufrates y Tigris, en Baja Mesopotamia) 4000 a.C. A raíz de aquel acontecimiento, empezaron a masificarse las construcciones de albañilería en las primeras civilizaciones.

El adobe fue llevado al horno unos 3000 años a.C. en la ciudad de Ur, tercera ciudad más antigua del mundo (después de Eridú y Uruk, pertenecientes a la cultura Sumeria, lo que hoy es Irak), y se formó así lo que ahora se denomina el *ladrillo de arcilla o cerámico*. A partir de entonces, se levantaron enormes construcciones de ladrillos asentados con betún o alquitrán, como la Torre de Babel («Etemenanki», zigurat de 8 pisos, Fig. 1.4); y en la época del Rey Nabucodonosor II (Babilonia, 600 a.C.), se construyeron edificios hasta de 4 pisos.



Fig. 1.4. Torre de Babel.

Fue en Babilonia (Fig. 1.5) que el Rey Hammurabi (1700 a.C.) creó el *primer reglamento de construcción*, donde se especificaba que si por causas atribuibles al constructor fallecía el propietario de una vivienda, se debía dar muerte al constructor de la misma, y si fallecía el hijo del propietario, había que dar muerte al hijo del constructor.



Fig. 1.5. Babilonia.

Por aquella época, pero en otras civilizaciones, se efectuaron construcciones de albañilería aprovechando la materia prima existente en la zona. Por ejemplo (Fig. 1.6), en Egipto se asentaban rocas con mortero de yeso y arena (como las pirámides de Giza, con unos 4000 años de antigüedad); mientras que en Grecia se asentaron piedras con mortero de cal, revestidas con mármol (como el templo a la diosa Atenea, «P Partenón», 440 a.C.).



Fig. 1.6. Pirámide de Giza y el Partenón.

El *mortero de cemento puzolánico* fue inventado por Vitruvio (arquitecto romano, 25 a.C.), quien mezcló con cal y agua la «arena volcánica» del volcán Vesubio (actualmente denominada «puzolana»). Fue a partir de aquel entonces que hubo una gran innovación en las formas estructurales, y se construyeron enormes estructuras con arcos, bóvedas y lucernarios, tal como el «Panteón» en Roma (Fig. 1.7).

Después de la caída del Imperio romano, el mortero puzolánico pasó al olvido, hasta que Smeaton (ingeniero británico) lo rescató en el año 1756 para reconstruir un faro en Inglaterra.

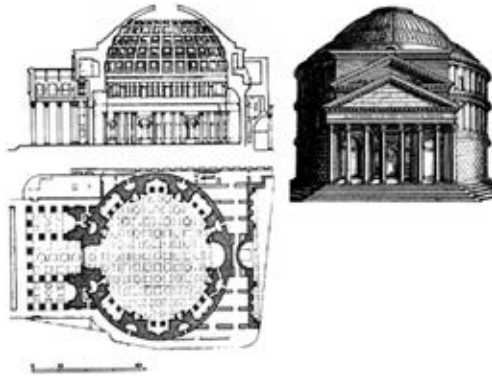


Fig. 1.7. Panteón.

En el siglo XVIII, en conjunto con la Revolución Industrial (que comenzó en Inglaterra), empezó la industrialización en la fabricación de ladrillos, y se inventaron máquinas como trituradoras, mezcladoras y prensas para moldear mecánicamente el ladrillo; aunque se cree que se empleaban 2 kg de carbón para hornear 1 kg de arcilla.

En Perú, los ladrillos de arcilla llegaron en la época de la colonia española, y la primera fábrica de ladrillos fue construida en Lima en el año de 1856.

La *primera obra de albañilería reforzada* data del año 1825, en Inglaterra. Brunel (ingeniero británico) construyó 2 accesos verticales a un túnel bajo el río Támesis (Londres, Fig. 1.8), de 15m de diámetro y 20m de profundidad, con paredes hechas de albañilería de 75cm de espesor, reforzadas verticalmente con pernos de hierro forjado y horizontalmente con zunchos metálicos.



Fig. 1.8. Río Támesis en Londres.

La *albañilería confinada* fue creada por ingenieros italianos, después de que el sismo de Messina, Sicilia, en 1908 (Fig. 1.9), arrasara con las viviendas no reforzadas. En Perú, la albañilería confinada ingresó después del terremoto de 1940; mientras que la armada lo hizo en la década del 60, pese a que esta había sido creada antes.

Un hecho curioso le ocurrió a Ángel San Bartolomé cuando trabajaba en el reforzamiento de una vivienda muy antigua, carente de planos, en La Punta (Callao). En esa vivienda encontró un retazo de periódico del año 1940, que había sido utilizado para taponar el encofrado del aligerado. Esa vivienda tenía en sus esquinas columnas de concreto ciclópeo con piedras medianas (el concreto que actualmente se usa en los sobrecimientos) y refuerzo vertical liso corroído por la brisa marina. Hasta ese instante se pensaba que la albañilería confinada había sido introducida en el Perú en la década de los 50, mas esa vivienda demostró que tal hecho había ocurrido antes.



Fig. 1.9. Messina.

Cerrando la historia, se debe indicar que el estudio racional de la albañilería se inició recién a partir de los *ensayos* llevados a cabo en los Estados Unidos (1913) y en la India (1920, Fig. 1.10). En Perú, los primeros ensayos en albañilería se realizaron en la década del 70 y los escasos resultados alcanzados hasta el año 1982 fueron utilizados en la elaboración de nuestro primer reglamento específico de albañilería (Norma E.070, ININVI, 1982).



Ensayo en la India, 1920, Gallegos y Casabonne (2005)



Ensayo en la PUCP

Fig. 1.10. Ensayos en 1920 y en 1990.

Finalmente, los múltiples ensayos realizados, así como las investigaciones teóricas y las enseñanzas dejadas por los sismos, permitieron elaborar en Perú una moderna Norma E.070, publicada en el año 2006 como parte del Reglamento Nacional de

Edificaciones. A diferencia de otros materiales (como el acero o concreto armado), debe indicarse que la adaptación de normas de diseño extranjeras resultan inaplicables al caso de la albañilería peruana; esto se debe a la gran diferencia de los materiales de construcción, así como en la mano de obra y las técnicas de construcción empleadas en otros países.

1.3 CONSTRUCCIÓN DE ALBAÑILERÍA Y ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL

Construcción de Albañilería. Para los fines de esta publicación, se define como construcción de albañilería a todo aquel sistema donde se ha empleado básicamente elementos de albañilería (muros, vigas, pilastras, etc.). Estos elementos a su vez están compuestos por unidades de albañilería (bloques o ladrillos) de arcilla, sílice-cal o de concreto, adheridas con mortero de cemento o concreto fluido («grout»). La albañilería con unidades de tierra cruda (adobe y tapial) será estudiada especialmente en el Capítulo 8.

Estas construcciones pueden tener diversos fines, como por ejemplo: viviendas, tanques de almacenamiento de agua (Fig. 1.11), muros de contención, etc. Sin embargo, debe indicarse que la Norma E.070 y las actuales investigaciones están orientadas a aportar conocimientos al tema de la vivienda; en consecuencia, para construcciones distintas a edificios, las disposiciones de la Norma se aplicarán en la medida en que sea posible.

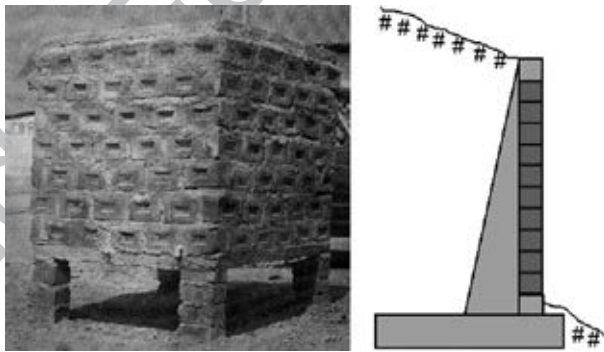


Fig. 1.11. Ejemplo del mal uso de la albañilería: tanque de agua hecho de albañilería no reforzada, apoyado sobre pilas de mampostería.

Albañilería Estructural. Son las construcciones de albañilería que han sido diseñadas racionalmente, de manera que las cargas actuantes durante su vida útil se transmitan adecuadamente a través de los elementos de albañilería (convenientemente reforzados) hasta el suelo de cimentación.

En cuanto a *edificios*, el sistema estructural de albañilería puede emplearse solo cuando estos contengan abundancia de muros; por ejemplo en viviendas uni o multifamiliares, en hoteles, etc. Esto no quiere decir que toda la estructura debe ser únicamente de albañilería, sino que pueden existir columnas y placas de concreto armado (Fig. 1.12), o de cualquier otro material, que ayuden a los muros a transmitir la carga vertical, o que en conjunto con la albañilería tomen la fuerza sísmica; sin embargo, el sistema estructural predominante estará conformado por los muros de albañilería.



Fig. 1.12. Edificio de albañilería con placa adicional.

1.4 TIPOS DE ALBAÑILERÍA Y ESPECIFICACIONES REGLAMENTARIAS

La albañilería se clasifica de dos maneras: a) por la función estructural; y b) por la distribución del refuerzo.

1.4.1 Clasificación por la Función Estructural

Por la función que desempeñan los muros, se clasifican en **Portantes** y **No Portantes**.

Muros No Portantes son los que no reciben carga vertical, son por ejemplo los cercos, parapetos y tabiques (Fig. 1.13). Estos muros deben diseñarse básicamente para cargas perpendiculares a su plano, originadas por el viento, sismos u otras cargas de empuje. No se diseñan para acciones sísmicas coplanares porque su masa es pequeña y genera fuerzas de inercia mínimas en comparación con su resistencia a fuerza cortante.

Mientras que los cercos son empleados como elementos de cierre en los linderos de una edificación (o de un terreno), los tabiques son utilizados como elementos divisorios de ambientes en los edificios; en tanto que los parapetos son usados como barandas de escaleras, cerramientos de azoteas, etc.

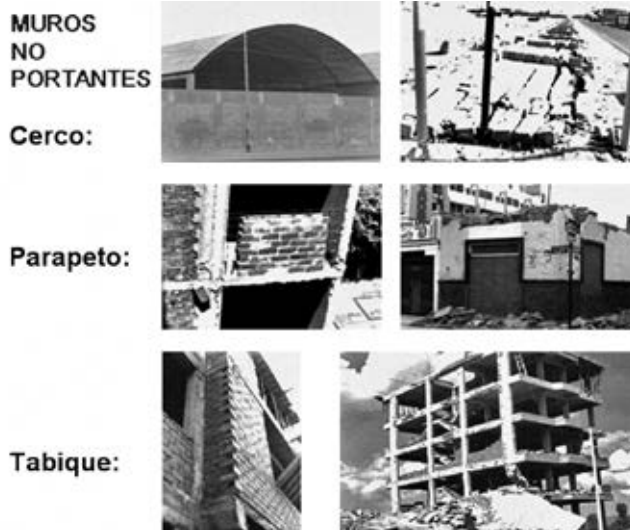


Fig. 1.13. Muros No Portantes.

En nuestro medio, los *tabiques* generalmente son hechos de albañilería (Fig. 1.14), debido a sus buenas propiedades térmicas, acústicas, resistentes e incombustibles. Por lo general, en estos elementos se emplea mortero de baja calidad y ladrillos tubulares (perforaciones paralelas a la cara de asentado), denominados «pandereta», cuya finalidad es aligerar el peso del edificio, con la consiguiente reducción de las fuerzas sísmicas. Sin embargo, si los tabiques no han sido cuidadosamente aislados de la estructura principal, haciéndolos «flotantes», ocurrirá la interacción tabique-estructura en el plano del pórtico, problema que se estudiará en el acápite 5.2.1.

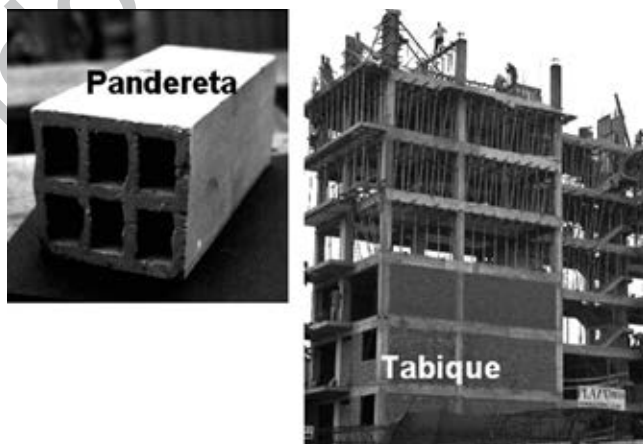


Fig. 1.14. Tabique con ladrillo pandereta.

Muros Portantes son los que se emplean como elementos estructurales de un edificio. Estos muros están sujetos a todo tipo de solicitación, tanto contenida en su plano como perpendicular al mismo, tanto vertical como lateral, así como permanente o eventual.

1.4.2 Clasificación por la Distribución del Refuerzo

De acuerdo a la distribución del refuerzo, los muros se clasifican en:

- A. Muros no reforzados o de albañilería simple
- B. Muros reforzados (armados, albañilería de junta seca, laminares y confinados)

A. Muros No reforzados o de Albañilería Simple

Son aquellos muros que carecen de refuerzo o que teniéndolo, no cumplen con las especificaciones mínimas reglamentarias que debe tener todo muro reforzado.

De acuerdo a la Norma E.070, este tipo de edificación no debe emplearse, por el carácter frágil de su falla ante los terremotos (Fig. 1.15).



Fig. 1.15. Albañilería No Reforzada.

Sin embargo, en Lima existen muchos edificios antiguos de albañilería no reforzada, incluso de 5 pisos, ubicados sobre suelos de buena calidad y con alta densidad de muros en sus dos direcciones, razones por las que estos sistemas se han comportado elásticamente (sin ningún tipo de daño) ante los terremotos ocurridos en los años de 1966, 1970 y 1974.

Un edificio ubicado en Lima (de 4 pisos, Fig. 1.16) fue estudiado por Rafael Cestti, en su tesis de investigación (PUCP-1992), quien demostró (usando el programa «TODA» de análisis dinámico paso a paso) que ante las acciones de los terremotos de 1966, 1970 y 1974, el edificio se comportaba elásticamente, debido

no solo a su alta resistencia, sino también por su elevada rigidez lateral otorgada por los muros y el alféizar de las ventanas; sin embargo, ante la acción de sismos más severos, la estructura era insegura y podía colapsar.



Fig. 1.16. Edificio analizado por Cestti.

Cabe destacar que un muro de albañilería no reforzada presenta prácticamente la misma resistencia a fuerza cortante que un muro confinado de iguales características; sin embargo, las columnas de confinamiento incrementan la rigidez lateral del muro confinado, reduciendo el período de vibrar de la edificación correspondiente y la fuerza sísmica actuante. Aparte, las columnas de confinamiento proporcionan ductilidad después de que la albañilería confinada se agrieta por corte y, además, las columnas proporcionan arriostres verticales al muro confinado ante acciones sísmicas perpendiculares a su plano.

B. Muros Reforzados

De acuerdo a la disposición del refuerzo, los muros se clasifican en:

- B.1. Muro de albañilería armada (muro armado)
- B.2. Muro de albañilería de junta seca
- B.3. Muro laminar («Sandwich»)
- B.4. Muro de albañilería confinada (muro confinado)

B.1 Muro de albañilería armada (muro armado)

Los muros armados se caracterizan por llevar el refuerzo en el interior de la albañilería (Fig. 1.17). Este refuerzo está generalmente distribuido a lo largo de la altura del muro (refuerzo horizontal) como de su longitud (refuerzo vertical). Para integrar el refuerzo con la albañilería, es necesario llenar los alvéolos (o celdas) de los bloques con concreto líquido (grout), material cuyas características se darán a conocer en el Capítulo 2.



Fig. 1.17. Albañilería Armada.

Estos muros requieren de la fabricación de unidades con alvéolos donde se pueda colocar el refuerzo vertical; en tanto que dependiendo del diámetro del refuerzo horizontal (Fig. 1.18), este se coloca en los canales de la unidad (cuando el diámetro es mayor de $1/4''$), o en la junta horizontal (cuando el diámetro es menor o igual a $1/4''$). El diámetro del refuerzo horizontal depende de la magnitud de la fuerza cortante que tiene que ser soportada íntegramente por el acero.



Fig. 1.18. Refuerzo en la albañilería armada.

De acuerdo a la Norma E.070, todo muro armado debe satisfacer los siguientes requisitos mínimos (Fig. 1.19):

- a) El recubrimiento de la armadura debe ser mayor que 1.5 veces el diámetro de la barra, y no debe ser menor de 10mm.

- b) El espesor del mortero en las juntas horizontales no debe ser menor al diámetro de la barra horizontal (alojada en la junta) más 6mm.
- c) El diámetro o dimensión mínima de los alvéolos debe ser 5cm por cada barra vertical, o 4 veces el diámetro de la barra por el número de barras alojadas en el alvéolo.

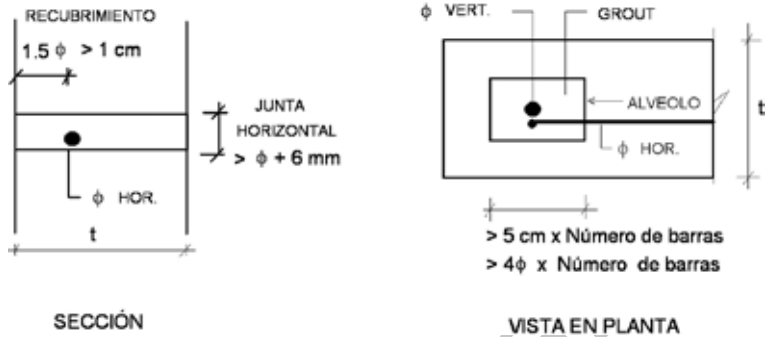


Fig. 1.19. Disposiciones reglamentarias en la albañilería armada.

- d) En los muros portantes, la cuantía mínima del refuerzo vertical u horizontal es 0.001. Por ejemplo, para el refuerzo horizontal: $r_h(\text{mín}) = 0.001 = A_s / (s t)$. Para un muro hecho con bloques de concreto vibrado de espesor $t = 14 \text{ cm}$ y empleando $1 \phi 1/4$ » ($A_s = 0.32 \text{ cm}^2$), el espaciamiento máximo resulta $s = 0.32 / (0.001 \times 14) = 22 \text{ cm}$, lo que equivale a $1 \phi 1/4$ » cada hilada (en el eje), ó $2 \phi 1/4$ » @ 2 hiladas en escalerilla electrosoldada colocada en las juntas. Este refuerzo debe ser continuo y anclado en los extremos del muro.
- e) En todos los bordes del muro y en las intersecciones de los muros ortogonales debe colocarse como refuerzo vertical por lo menos $2 \phi 3/8$ », o su equivalente $1 \phi 1/2$ ».
- f) Para el caso de muros no portantes (cerco, parapeto o tabique), la cuantía mínima de refuerzo vertical u horizontal es 0.0007. Esta cuantía controla los problemas de fisuración por contracción de secado del grout o por cambios de temperatura.

Por otro lado, la Norma E.070 especifica que cuando la edificación está ubicada en la Zona Sísmica 2 ó 3, todas las celdas de los bloques correspondientes a los muros portantes deben rellenarse con grout, contengan o no refuerzo vertical, para evitar la trituration de los bloques vacíos que causaría una fuerte degradación de resistencia en el muro (Fig. 1.20).

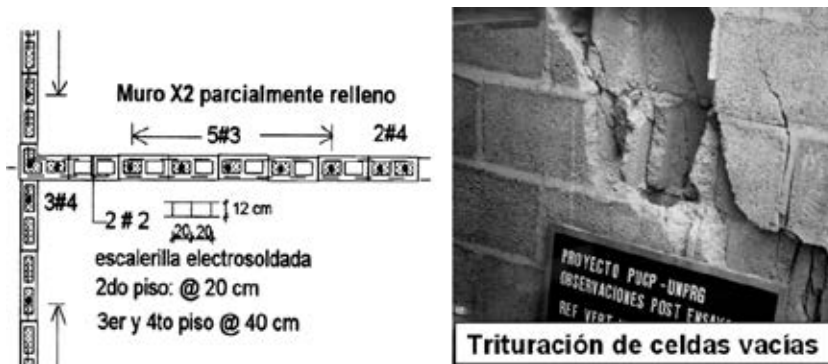


Fig. 1.20. Albañilería armada parcialmente rellena,

En nuestro medio se utilizan vigas de concreto armado en los dinteles. Cuando estos dinteles son peraltados, deben ser continuos porque, en los extremos de los dinteles discontinuos (Fig. 1.21) se generan fisuras, ya sea por contracción de secado del concreto o por cambio de temperatura, y también, porque la reacción vertical en los extremos del dintel puede llegar a triturar localmente a los bloques donde apoya el dintel.

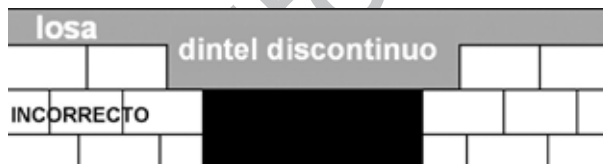


Fig. 1.21. Dintel discontinuo.

Las vigas también pueden ser hechas de albañilería armada (Fig. 1.22-izquierda), usando medios bloques en forma de «U», como base de la viga. El refuerzo inferior corre por la base de los bloques «U», mientras que el superior lo hace por la losa de techo y los estribos son barras verticales que pasan por las celdas de los bloques, espaciadas en múltiplos de 20cm, y ancladas con ganchos a 180° sobre las barras longitudinales. La técnica de diseño (Fig. 1.22-derecha) es completamente similar a la de las vigas de concreto armado, con la diferencia que debe emplearse f'_m (resistencia a compresión de la albañilería) en vez de f'_c (resistencia a compresión del concreto); asimismo, en vez de utilizar la deformación unitaria de rotura del concreto ($\epsilon_c = 0.003$), debe emplearse $\epsilon_m = 0.0025$.

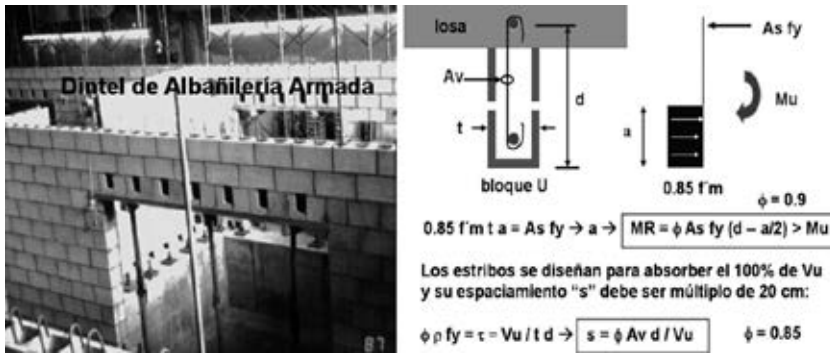


Fig. 1.22. Dinteles de albañilería armada y diseño estructural.

B.2 Muro de albañilería de junta seca

Una variedad de los muros armados son los muros de **junta seca o apilables**. Estos son muros que no requieren el uso de mortero en las juntas verticales u horizontales (Fig. 1.23). Esta variedad de muros armados será vista en el Capítulo 4.

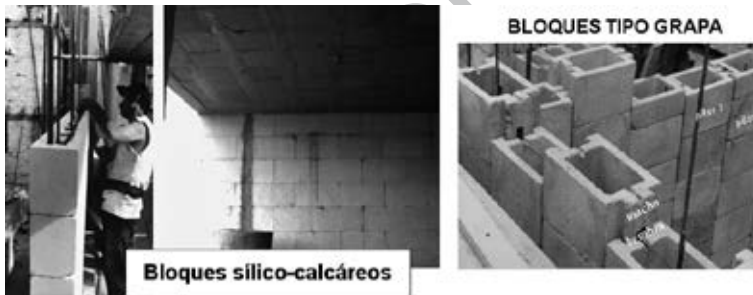


Fig. 1.23. Albañilería de junta seca.

B.3 Muro laminar («Sandwich»)

Este muro está constituido por una placa delgada de concreto (dependiendo si el espesor es de 1 a 4 pulgadas, se usa grout o concreto normal) reforzado con una malla de acero central, y por dos muros de albañilería simple que sirven como encofrados de la placa (Fig. 1.24).

Debido a la adherencia que se genera entre el concreto y los muros de albañilería, así como por el refuerzo transversal (en forma de «Z») que se emplea para conectar los dos muros y como apoyo del refuerzo horizontal, se logra la integración de todo el sistema.

Sin embargo, en la única investigación experimental realizada en el Perú por el Ing. Héctor Gallegos, utilizando ladrillos sílico-calcáreos en la albañilería, se observó un buen comportamiento elástico del muro laminar, con una elevada rigidez lateral y resistencia al corte; pero después de producirse el agrietamiento diagonal de la placa, ocurrió una fuerte degradación de resistencia y rigidez (falla frágil), debido principalmente a que los muros de albañilería se separaron de la placa, «soplándose».

Este tipo de albañilería no se utiliza en el Perú, por lo que no figura en la Norma E.070 y tampoco será tratada en este libro, sin embargo, debe mencionarse que en zonas sísmicas de Estados Unidos (California), se le emplea en la construcción de edificios elevados.

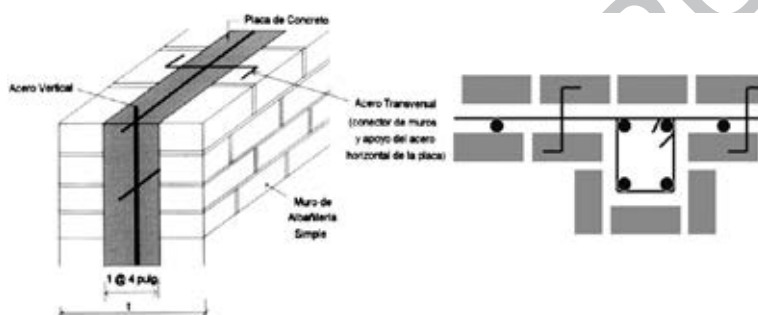


Fig. 1.24. Albañilería laminar.

En adición, debe señalarse que en muchos países se utilizan muros de albañilería como acabados de los muros principales (Fig. 1.25), lo cual sísmicamente es peligroso, en tanto que en el Perú se utilizan enchapes cerámicos (de espesor muy delgado).



Fig. 1.25. Cobertura de muros portantes.

B.4 Muro de albañilería confinada (muro confinado)

Este es el sistema que tradicionalmente se emplea en casi toda Latinoamérica para la construcción de edificios hasta de 5 pisos.

La albañilería confinada (Fig. 1.26) se define como aquella que se encuentra íntegramente bordeada por elementos de concreto armado (exceptuando la cimentación que puede ser de concreto ciclópeo), vaciado después de haberse construido el muro de albañilería y con una distancia entre columnas que no supere en más de 2 veces la altura del piso.

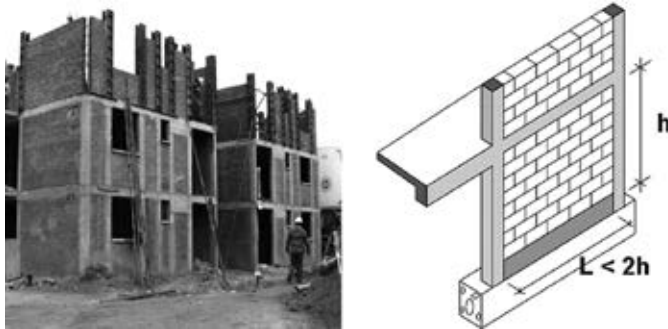


Fig. 1.26. Albañilería confinada.

Es importante seguir la secuencia constructiva indicada para que los confinamientos se adhieran a la albañilería y formen un conjunto que actúe de manera integral. Cuando se construye primero las columnas y después la albañilería, ante los sismos la albañilería se separa de las columnas, como si existiese una junta vertical entre ambos materiales, quedando los muros sin arriostres verticales en sus bordes y ante las acciones sísmicas perpendiculares al plano de los muros, terminan volcándose (Fig. 1.27).



Fig. 1.27. Procedimiento constructivo incorrecto y consecuencia.

También es necesario que la albañilería esté completamente bordeada por los confinamientos. De otro modo, por ejemplo, cuando existe una sola columna en el muro, el grosor de las grietas diagonales producidas en la albañilería sometida a terremotos se torna incontrolable (Fig. 1.28). De acuerdo a la Norma E.070, este tipo de muro califica como **no confinado**.



Fig. 1.28. Albañilería no confinada.

Los elementos de concreto armado que rodean al muro sirven principalmente para ductilizar el sistema; esto es, para otorgarle capacidad de deformación inelástica, incrementando levemente su resistencia por el hecho de que la viga («solera», «viga collar», «collarín» o «viga ciega») y las columnas de confinamiento son elementos de dimensiones pequeñas y con escaso refuerzo. Adicionalmente, esta especie de pórtico funciona como elemento de arriostre cuando la albañilería se ve sujeta a acciones perpendiculares a su plano. La acción de confinamiento que proporciona el «pórtico» de concreto puede interpretarse físicamente mediante el ejemplo siguiente:

Supóngase un camión sin barandas, que transporta cajones montados unos sobre otros. Si el camión acelera bruscamente, es posible que los cajones salgan desperdigados hacia atrás por efecto de las fuerzas de inercia, lo que no ocurriría si el camión tuviese barandas resistentes.

Haciendo una semejanza entre ese ejemplo y la albañilería confinada sujeta a terremotos, la aceleración del camión correspondería a la aceleración sísmica, los cajones sueltos serían los trozos de la albañilería simple ya agrietada y las barandas del camión corresponderían al marco de concreto, el que evidentemente tiene que ser especialmente diseñado a fin de que la albañilería simple continúe trabajando, incluso después de haberse fragmentado.

El comportamiento sísmico de un tabique en el interior de un pórtico de concreto armado es totalmente diferente al comportamiento de los muros confinados.

La razón fundamental de esa diferencia se debe al procedimiento (secuencia) de construcción, al margen del tipo de unidad o mortero que se emplee en cada caso.

Mientras que en el caso de los tabiques, primero se construye la estructura de concreto armado (incluyendo el techo que es sostenido por el pórtico) y después de desencofrar el pórtico se construye el tabique de albañilería; en el caso de los muros confinados el proceso constructivo es al revés, esto es, primero se construye la albañilería, posteriormente se procede con el vaciado de las columnas y luego se vacía el concreto de las soleras en conjunto con la losa del techo. De esta manera, el muro confinado es capaz de soportar y transmitir cargas verticales, función que no pueden hacer los tabiques.

Esta técnica constructiva permite a los muros confinados desarrollar una gran adherencia en la interfase columna-muro y solera-muro, integrándose todo el sistema, incluso después de haberse producido el agrietamiento diagonal (Fig. 1.29). Estos elementos trabajan en conjunto, como si fuese una placa de concreto armado sub-reforzada (con refuerzo solo en los extremos), con otras características elásticas y resistentes.



Fig. 1.29. Muro confinado.

Lo expresado en el párrafo anterior no ocurre en los tabiques, ya que la zona de interconexión concreto-albañilería es débil (la interfase pórtico-tabique es usualmente rellena con mortero), lo que hace que incluso ante la acción de sismos leves, ambos elementos se separen, trabajando la albañilería como un puntal en compresión (Fig. 1.30); esto se debe a que la zona de interacción (contacto) solo se presenta en las esquinas, al deformarse el tabique básicamente por corte («panel de corte»), mientras que el pórtico (más flexible que el tabique) se deforma predominantemente por flexión. Este efecto, así como las características del puntal, se estudiarán en detalle en el acápite 5.2.1.

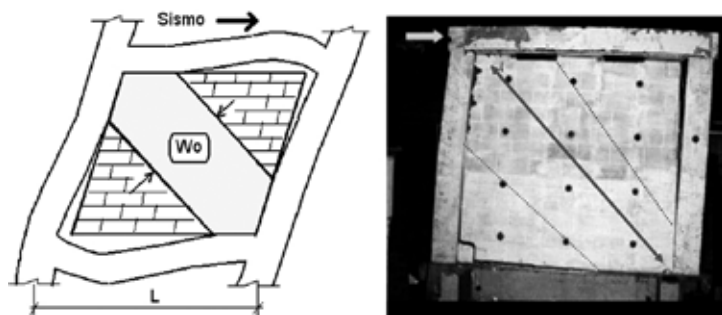


Fig. 1.3. Tabique.

Los requisitos mínimos de la Norma E.070, para que un muro se considere confinado son:

1. El muro debe estar enmarcado en sus 4 lados por elementos de concreto armado (o la cimentación) especialmente diseñados; debido al carácter cíclico del efecto sísmico.
2. La distancia máxima entre los confinamientos verticales (columnas) debe ser dos veces la distancia que existe entre los confinamientos horizontales (soleas); más allá, la acción de confinamiento se pierde, especialmente en la región central de la albañilería donde el tamaño de las grietas se vuelve incontrolable.
3. El área mínima de las columnas de confinamiento (Fig. 1.31) debe ser:

$$A_c (\text{mín}) = 15 t (\text{cm}^2)$$

Donde: t = espesor del muro (cm)

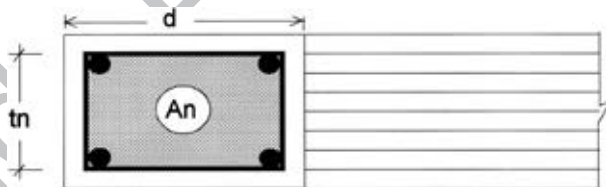


Fig. 1.31

Respecto a la solera (Fig. 1.32), esta puede tener un peralte igual al espesor de la losa del techo, con un área suficiente para alojar al refuerzo respectivo; debido a que la solera trabaja a tracción y más bien debe servir como un elemento transmisor de cargas verticales y horizontales hacia la albañilería. Cabe indicar que al cumplirse la hipótesis de Navier en el muro («la sección plana permanece plana antes y después de haberse aplicado las cargas»), la viga solera no puede deformarse por flexión, porque al haberse vaciado su concreto sobre la albañilería, por compatibilidad de desplazamientos debe seguir

la deformada del muro; en cambio, la viga dintel, al cubrir los vanos de puertas y ventanas, sí se deforma por flexión y debe tener un peralte adecuado para soportar las acciones existentes sobre ella.



Fig. 1.32. Dintel y solera.

4. El área de acero mínimo del refuerzo longitudinal a emplear en los confinamientos horizontales y verticales debe ser:

A_s (mín) $\geq 0.1 f'_c A_c / f_y$ ó 4ϕ 8mm, lo que sea mayor

Esta expresión proviene de suponer que en caso el concreto fisure por tracción (para un esfuerzo $f'_t \approx 0.1 f'_c$), debe existir un refuerzo mínimo capaz de absorber esa tracción (T); esto es:

$$T = f'_t A_c \approx (0.1 f'_c) A_c \leq A_s f_y \rightarrow A_s \text{ (mín)} \geq 0.1 f'_c A_c / f_y$$

La canastilla de refuerzo debe estar compuesta por lo menos por 4 varillas longitudinales de manera que exista un núcleo de concreto confinado (figuras 1.31 y 1.33). Adicionalmente, debe emplearse un concreto cuya resistencia mínima sea $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$.



Fig. 1.33. Núcleo confinado.

- Los traslapes deben ser diseñados a tracción. Así, la longitud de traslape según la Norma de Concreto Armado E.060 es: L_T (clase C) = $1.7 (0.006 D f_y) \approx 45 D$; donde D = diámetro de la barra $\leq 3/4"$, y $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$. Estos traslapes deben hacerse fuera de los nudos (Fig. 1.34), para evitar la congestión de refuerzo que produciría cangrejas.

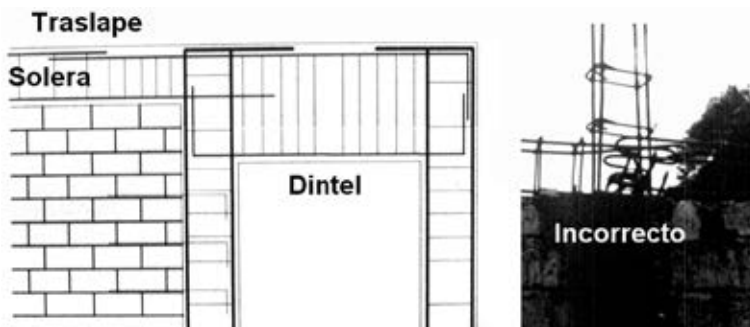


Fig. 1.34. Traslape del refuerzo.

- El anclaje del refuerzo vertical y horizontal debe ser diseñado a tracción. Así, según la Norma de Concreto Armado E.060, la longitud de desarrollo de la parte recta de una barra que termina en gancho estándar es: $L_{dg} = 318 D_b / \sqrt{f'c}$ $c \geq 8 D_b$ ó 15 cm . Esto implica que las columnas deben tener un peralte adecuado (mínimo 15 cm), de modo que permita anclar el refuerzo longitudinal empleado en las soleras (Fig. 1.35).

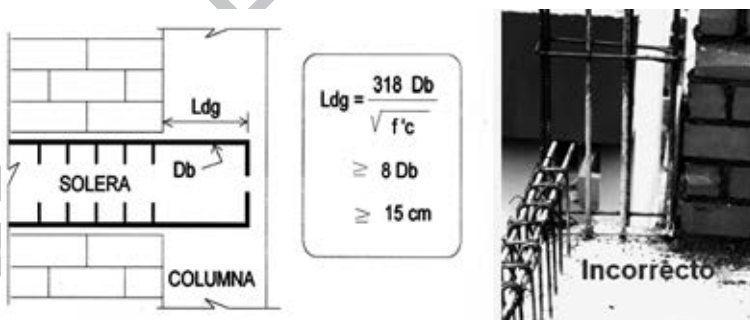


Fig. 1.35. Anclaje del refuerzo.

- En previsión del corrimiento de la falla diagonal del muro sobre los elementos de confinamiento, debe existir concentración mínima de estribos en las esquinas del marco de confinamiento. Según la Norma E.070, la longitud a confinar es 45 cm o $1.5d$, lo que sea mayor (Fig. 1.36), usando como mínimo:

□ ϕ 1/4", 1 @ 5, 4 @ 10cm, resto @ 25cm (montaje) más la adición de por lo menos 2 estribos en los nudos.

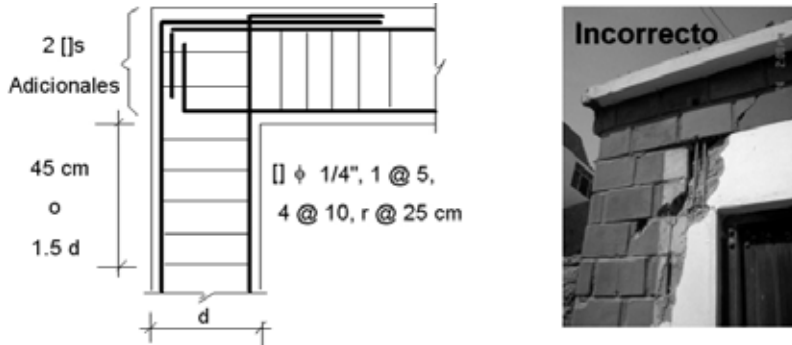


Fig. 1.36. Estribos mínimos.

- Los muros confinados sujetos a una elevada carga vertical (definida como aquella que produce un esfuerzo axial mayor al 5% de la resistencia a compresión de las pilas de albañilería: $\sigma > 0.05 f'm$), tienen un mal comportamiento sísmico, y ello disminuye drásticamente su ductilidad. Para evitar este problema debe adicionarse una cuantía mínima de refuerzo horizontal (0.001), que debe ser continuo y anclado en las columnas con ganchos verticales (Fig. 1.37). El dobléz de estos ganchos debe ser vertical, en previsión de fallas por anclaje que podrían generarse cuando se formen fisuras horizontales de tracción por flexión en las columnas. Sin embargo, aun existiendo ese refuerzo horizontal, el esfuerzo axial actuante no debe exceder de $0.15 f'm$.

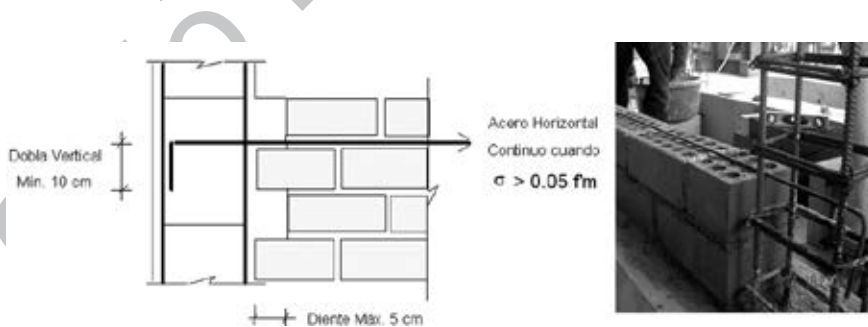


Fig. 1.37. Refuerzo horizontal.

El refuerzo horizontal recién trabaja después que el muro se haya agrietado diagonalmente (Fig. 1.38), de otro modo, este refuerzo simplemente se traslada en conjunto con la albañilería al no existir desplazamiento horizontal relativo.

Por lo que si se demuestra que ante la acción de sismos severos el muro permanece en el régimen elástico, no será necesario la adición de este refuerzo, aunque se dé el caso $\sigma > 0.05 f'm$.

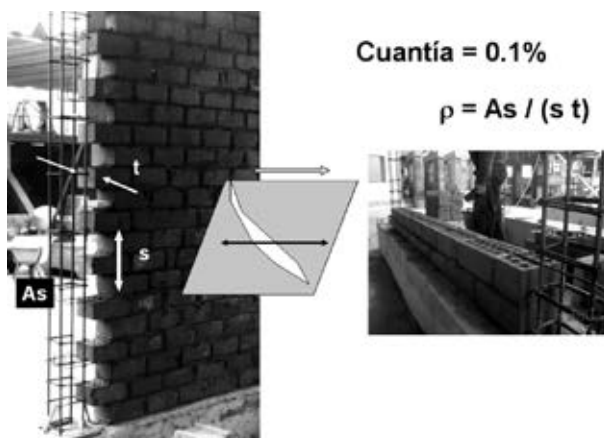


Fig. 1.38. Cuantía mínima de refuerzo horizontal.

LECTURAS COMPLEMENTARIAS AL CAPÍTULO 1:

- 1.1 Gallegos, Héctor y Carlos Casabonne (2005). «Historia de la Albañilería», en *Albañilería Estructural*. Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- 1.2 San Bartolomé, Ángel (2007). «Comentarios al Capítulo 7 de la Norma E.070: Requisitos Estructurales Mínimos». En: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>

Nota:

Las figuras correspondientes a los monumentos históricos mostrados en este capítulo (1.4 a 1.8) han sido obtenidas de la página web <http://www.webshots.com>.

2. COMPONENTES DE LA ALBAÑILERÍA

Este capítulo trata sobre los elementos que componen los muros de albañilería confinada y armada: la unidad de albañilería, el mortero que sirve para unir las unidades y otros materiales que sirven como refuerzo y complementan el sistema, como son: el concreto, el acero y el grout o concreto líquido.

2.1 UNIDADES DE ALBAÑILERÍA

Las unidades empleadas en las construcciones de albañilería son diversas (Fig. 2.1), por lo que es necesario establecer clasificaciones de acuerdo a sus principales propiedades.



Fig. 2.1. Variedad de unidades de albañilería.

2.1.1 Clasificación por sus dimensiones

De acuerdo a las dimensiones o por su tamaño, las unidades se clasifican en *ladrillos* (Fig. 2.2) y *bloques* (Fig. 2.3). Se les llama ladrillos cuando pueden ser manipulados y asentados con una mano; y bloques, cuando por su peso y mayores dimensiones se deben emplear ambas manos. Los ladrillos se usan en la construcción de la albañilería confinada y sus dimensiones comunes son: ancho = 11 a 14cm, largo = 23 a 29cm, altura = 6 a 9cm, y su peso oscila entre 3 y 6kg. Los bloques se utilizan

en las edificaciones de albañilería armada y para el caso de los bloques de concreto vibrado, las dimensiones comunes son: 14 ó 19cm de espesor, 19 ó 39cm de longitud y 19cm de altura, aunque comercialmente se les añade 1cm de junta para identificarlos (por ejemplo, bloque con dimensiones nominales de 20x20x40 cm). El peso de estos bloques puede variar entre 12 y 20kg.

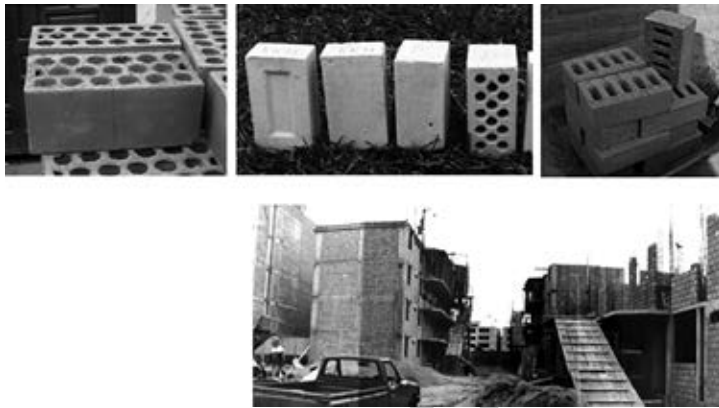


Fig. 2.2. Ladrillos nacionales de arcilla, sílice-cal y de concreto vibrado, para edificios de albañilería confinada.



Fig. 2.3. Bloques nacionales de arcilla, sílice-cal y de concreto vibrado, para edificaciones de albañilería armada.

2.1.2 Clasificación por su materia prima y fabricación

Por su **materia prima** (figuras 2.2 y 2.3), las unidades de albañilería son básicamente hechas de arcilla (o unidades cerámicas), de sílice-cal (o unidades sílico-calcáreas) y

de concreto. Las dimensiones (ancho x largo x alto) de un bloque sílico-calcáreo son: 12 x 29 x 14 cm, y las de de un bloque de arcilla son: 12 x 39 x 19 cm.

Por su fabricación, las unidades pueden ser **artesanales o industriales**. Las unidades de arcilla y de concreto admiten ambas modalidades, mientras que las unidades sílico-calcáreas son únicamente de fabricación industrial. En algunos casos, la fabricación incluye aspectos de ambas modalidades y se denomina entonces semi-industriales.

La Fig. 2.4 muestra un horno abierto de quemado artesanal de ladrillos de arcilla. Este proceso de quemado artesanal hace que aquellos ladrillos ubicados en la parte alta del horno salgan crudos, mientras que los ubicados en la parte baja salgan vitrificados (quemados). En el primer caso, es necesario proteger a los muros de la acción de la intemperie tarrajándolos. En el segundo caso, es recomendable desechar esos ladrillos, ya que la vitrificación impermeabiliza las caras de la unidad e impide la absorción del material cementante del mortero, lo que disminuye considerablemente la adherencia unidad-mortero.

La Fig. 2.5 muestra en cambio el proceso industrial de fabricación de ladrillos de arcilla.



Fig. 2.4. Ladrillos artesanales de arcilla.

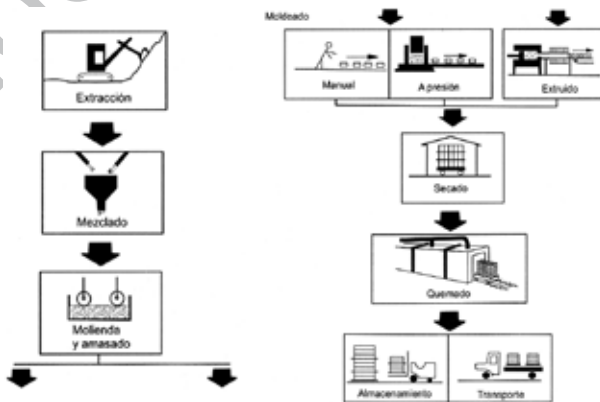


Fig. 2.5. Fabricación industrial de ladrillos de arcilla (Gallegos y Casabonne (2005)).

A. Unidades de arcilla

A.1 Materia Prima

Las arcillas empleadas como materia prima para la fabricación de los ladrillos se clasifican en calcáreas y no calcáreas. Las primeras contienen un 15% de carbonato de calcio, que da lugar a unidades de color amarillento (Fig. 2.6); en las segundas, predomina el silicato de alúmina con un 5% de óxido de hierro, que le proporciona un tono rojizo.



Fig. 2.6. Cantera.

Las mejores arcillas tienen arena y limo; es necesario que contengan arena para reducir los efectos de contracción por secado de la arcilla, que podría generar fisuras en los ladrillos.

A.2 Fabricación

Este proceso es muy variado, lo que da lugar a unidades artesanales, semi-industriales e industriales, con una gran diferencia en sus formas, resistencias y dimensiones.

La *extracción* del material en la cantera se hace con picos, lampas y carretillas (proceso artesanal); o usando palas mecánicas (proceso industrial). Posteriormente, se tamiza el material (Fig. 2.7) empleando mallas metálicas, para de este modo eliminar las piedras y otras materias extrañas.



Fig. 2.7. Tamizado.

La *molienda* de la materia prima puede ser apisonándola (proceso artesanal) o con molinos (proceso industrial, Fig. 2.8).



Fig. 2.8. Molienda.

El *mezclado* de la materia prima con agua y arena se realiza dejando dormir la tierra durante un día (Fig. 2.9, artesanal), o empleando máquinas dosificadoras al peso y amasadoras (Fig. 2.10, industrial).



Fig. 2.9. Mezclado artesanal.



Fig. 2.10. Mezclado industrial.

El *moldeado* se efectúa artesanalmente echando con fuerza la mezcla sobre moldes de madera (Fig. 2.11), o semi-industrialmente con prensas manuales (Fig. 2.12), o industrialmente con prensas hidráulicas (Fig. 2.13) que aplican más de 500ton de carga, o con extrusoras (Fig. 2.14); en este último caso, la masa plástica es obligada a pasar por una boquilla con la sección transversal del producto terminado, que luego es recortado con una sierra eléctrica.



Fig. 2.11. Moldeado artesanal.



Fig. 2.12. Moldeado semi-industrial.



Fig. 2.13. Moldeado con prensa hidráulica.



Fig. 2.14. Moldeado con extrusora.

El proceso de *secado* se realiza artesanalmente colocando las unidades en un tendal (Fig. 2.15), o industrialmente introduciéndolas en un horno con temperatura regulable que va desde la del medio ambiente hasta los 200°C, para volver a la temperatura ambiental.



Fig. 2.15. Secado artesanal.

El *quemado* se efectúa en hornos abiertos con quemadores de leña (Fig. 2.16) o petróleo (colocados en la base). Esto da lugar a diferencias de más del 100% entre la resistencia de las unidades ubicadas en la parte baja y alta del horno. También hay hornos tipo túnel con quemadores de petróleo o de carbón molido (Fig. 2.17), con cámaras de temperatura regulables desde la del medio ambiente hasta 1200°C. Este proceso dura entre 3 y 5 días.



Fig. 2.16. Horno abierto.



Fig. 2.17. Horno tipo túnel.

Es destacable señalar que en países industrializados como Inglaterra y Japón, el control de calidad de las unidades de albañilería es exhaustivo. Además, en las fábricas existen (Fig. 2.18): 1) cámaras de limpieza con cepillos y aire comprimido, así no es necesario limpiar las unidades en obra y 2) máquinas empaquetadoras, por lo que, la pérdida o deterioro de las unidades durante su transporte y colocación en obra es mínima, aparte que esto mejora el rendimiento en la construcción.

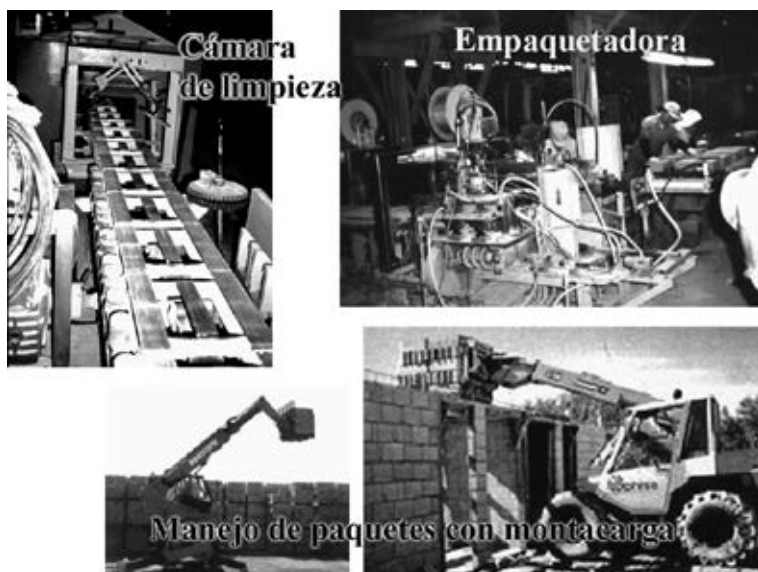


Fig. 2.18. Cámara de limpieza y unidades empaquetadas.

En cambio, en Perú el *transporte* (Fig. 2.19) desde el horno hacia el almacén de la fábrica, de allí hacia el pie de la obra y luego en la obra misma, se hace unidad por unidad, «boleándolas» y usando carretillas, lo que genera grandes pérdidas y deterioro de las unidades de albañilería, aparte de ser un trabajo sumamente lento y laborioso.



Fig. 2.19. Transporte de unidades en Perú.

B. Unidades de concreto

La Fig. 2.20 muestra bloques de concreto artesanales e industriales nacionales. Las diferencias en calidad y el acabado son obvias. La Norma E.070 indica que las unidades de concreto serán utilizadas después de lograr su estabilidad volumétrica. Para el caso de unidades curadas con agua, la edad mínima para utilizarlas es 28 días, de otro modo, al secar se contraerán y fisurarán los muros.



Fig. 2.20. Bloques artesanales e industriales.

El concreto (Fig. 2.21) de estas unidades, sean bloques o ladrillos de fabricación artesanal o industrial, es una mezcla de cemento, arena y confitillo (piedra chancada de $\frac{1}{4}$ ”). Dependiendo de la dosificación, es posible lograr distintas resistencias a la compresión, lo cual permite obtener unidades poco resistentes para edificios bajos; y unidades más resistentes, para edificios altos. La consistencia de la mezcla debe ser seca (revenimiento del orden de 1 pulgada), para desmoldar inmediatamente las unidades sin que se desmoronen.

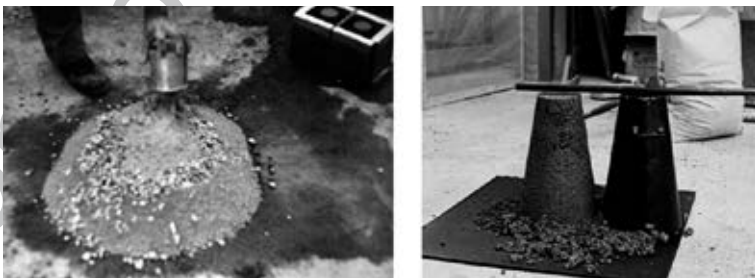


Fig. 2.21. Revenimiento (slump) de la mezcla.

Estas unidades tienen un tono gris verdoso, aunque este puede variarse agregando pigmentos. Su textura usual es gruesa, con poros abiertos. Su peso puede aligerarse usando agregado ligero (piedra pómez o bolillas de tecnopor). En Perú se fabrican bloques de concreto vibrado del tipo caravista (Fig. 2.22).



Fig. 2.22. Bloques caravista.

El *mezclado* de los materiales se hace a mano (artesanal) o a máquina (industrial, Fig. 2.23) dosificando los ingredientes en peso.



Fig. 2.23. Mezclado industrial.

El *moldeo artesanal* se realiza utilizando moldes metálicos (Fig. 2.24) cuya base deslizante permite compactar la mezcla, o compactando la mezcla mediante pisones en moldes de madera forrados internamente con láminas metálicas o lata (Fig. 2.25). El desmoldado debe hacerse en un tendal sobre arena fina (Fig. 2.26). Las unidades deben curarse echándoles agua a razón de 2 veces al día durante 7 días consecutivos; de otro modo, la resistencia a compresión disminuirá sustancialmente. Mediante el proceso artesanal se produce en promedio unas 200 unidades diarias.

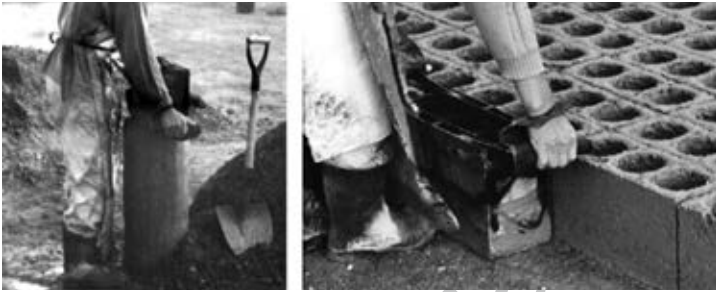


Fig. 2.24. Molde metálico artesanal.

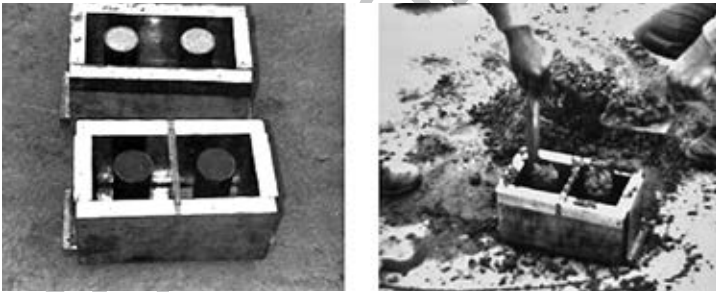


Fig. 2.25. Molde de madera artesanal.



Fig. 2.26. Desmolde en tendal.

El moldeo *semi-industrial* se hace por vibro-compactación, utilizando ponedoras portátiles (Fig. 2.27) que producen unos 2000 bloques diariamente, o en máquinas RosaCometa (Fig. 2.28), cuyo rendimiento es de unos 5000 bloques al día. En ambos casos es posible cambiar los moldes para fabricar ladrillos y bloques para muros, o bloques para techo.



Fig. 2.27. Ponedora.



Fig. 2.28. RosaCometa.

El *moldeo industrial* es por vibro-compactación (Fig. 2.29), utilizando máquinas estacionarias capaces de producir 80000 unidades diarias.

El proceso industrial de *curado* se hace en cámaras de vapor a 50°C (Fig. 2.30), en cámaras autoclave (150°C, a presión de 6 a 10 atmósferas), o con riego por aspersión (Fig. 2.29).

En la fabricación industrial se usa equipo mecanizado en el transporte, se pasa luego al empaquetado con bolsas de plástico (polietileno), con lo que se protege a los bloques de la humedad (Fig. 2.31). Las unidades de concreto presentan alta variación volumétrica, por lo que es necesario protegerlas de la humedad.



Fig. 2.29. Moldeo industrial.



Fig. 2.30. Curado a vapor.



Fig. 2.31. Transporte mecanizado y paquetes.

En cuanto a los bloques resultantes, hay que tener cuidado de que las caras de asentado queden rugosas y no lisas, para que puedan desarrollar buena adherencia con el mortero. Las caras lisas se producen cuando se tiene una mezcla con exceso de agua (slump mayor que 1”), provocando que la lechada de cemento emerja cubriendo la superficie (Fig. 2.32).

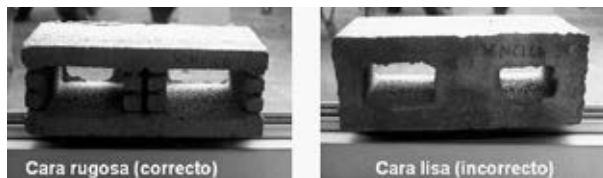


Fig. 2.32. Exceso de agua en la mezcla.

En Perú se cuenta con bloques industriales especiales (Fig. 2.33): 1) con ranuras en sus tapas que forman pestañas que se eliminan golpeándolas con un martillo para permitir el alojamiento del refuerzo horizontal; y 2) en forma de «U» que van en la base de los dinteles de albañilería armada, o para emplearlos como medio bloque en los extremos del muro. Comercialmente, estos bloques se denominan «Serie 15» cuando tienen 14cm de espesor y «Serie 20» cuando su espesor es 19cm.

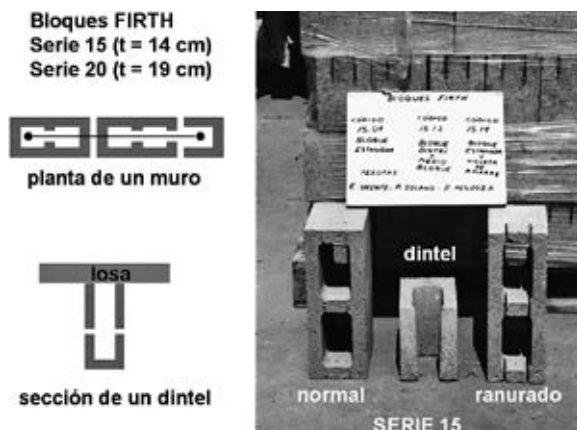


Fig. 2.33. Bloques U y ranurados.

C. Unidades sílico-calcáreas

En Perú existe solo una fábrica que produce unidades sílico-calcáreas en varias modalidades, como: bloques, ladrillos (huecos y macizos, Fig. 2.34) y unidades apilables para la albañilería de junta seca.



Fig. 2.34. Ladrillos sílico-calcáneos.

La materia prima consiste de un 10% de cal hidratada normalizada y un 90% de arena (con un 75% de sílice), lo que da lugar a unidades de color blanco grisáceo, aunque puede añadirse pigmentos que le cambien el color.

El proceso de fabricación aparece en la Fig. 2.35. Una vez mezclados con agua los materiales, se deja reposar la mezcla en unos silos («reactores») durante unas 3

horas, con la finalidad de hidratar a la cal. Para el moldeo de las unidades, se utilizan prensas hidráulicas que aplican unas 500 toneladas de carga. Luego, las unidades se endurecen curándolas a vapor en cámaras «autoclave» con elevada presión (entre 8 a 17 atmósferas). Durante este proceso, la cal reacciona químicamente con el silicio, formando un agente cementante (silicato cálcico hidratado) que une las partículas de arena, formando unidades de alta resistencia a la compresión.



Fig. 2.35. Proceso de fabricación de las unidades sílico-calcáreas.

La ventaja de estas unidades sobre las de arcilla es que sus dimensiones entre el estado crudo y terminado prácticamente no varían. Así mismo, por el proceso mecanizado de su fabricación, tienen muy poca variación en su resistencia a compresión. La principal desventaja de estas unidades es que su textura es lisa, con poros muy cerrados, lo que reduce la adherencia mortero-unidad. Por esta razón, se han producido unidades sílico-calcáreas mejoradas con estrías y perforaciones en su superficie de asentado (Fig. 2.36).

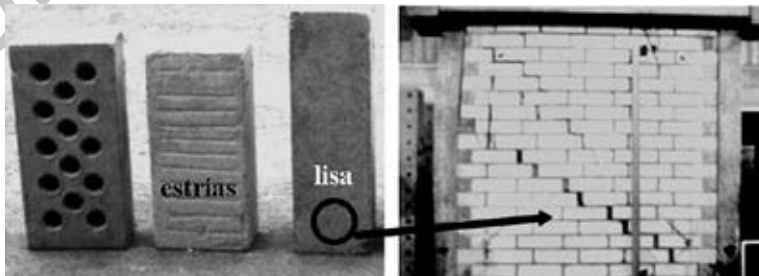


Fig. 2.36. Variedad de ladrillos sílico-calcáneos.

De otro lado, la fábrica produce unidades sílico-calcáreas de espesor delgado (Fig. 2.37) para ser usadas en tabiques y parapetos en una edificación, como la **Placa P-7** (espesor 7 cm) y la **Placa P-10** (espesor 10 cm). También se produce la denominada **Placa P-14** (14cm de espesor) para la construcción de muros portantes en edificios de albañilería de junta seca. La descripción del proceso constructivo, el refuerzo requerido, entre otros aspectos, se detallan más adelante.

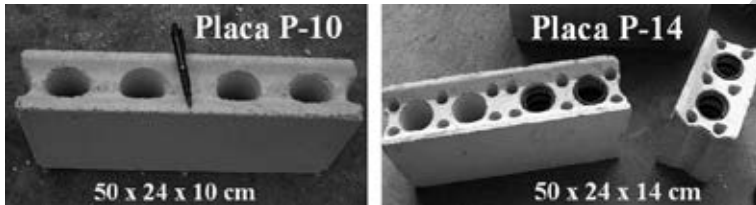


Fig. 2.37. Placa P-10 y P-14.

D. Unidades de sillar

El sillar es una roca volcánica, tallada en forma de bloques (Fig. 2.38) de 20 x 30 x 55cm. Fue de gran uso en Arequipa para edificar viviendas y monumentos históricos. Actualmente, se encuentra en desuso por el alto costo que significa su tallado y transporte desde las canteras; más bien es empleado decorativamente en forma de lajas para pisos y enchapes de muros.



Fig. 2.38. Bloques de sillar.

Debe mencionarse que la resistencia a compresión y a corte de la albañilería de sillar es semejante a la de los ladrillos artesanales de arcilla.

2.1.3 Clasificación por sus huecos (alvéolos)

En la Norma Peruana de Albañilería E.070 y también en las normas de otros países, las unidades se clasifican por el porcentaje de huecos (alvéolos o perforaciones) que tienen en su superficie de asentado y por la disposición que estos tengan.

A. Unidades sólidas y unidades huecas

Las **unidades sólidas** (Fig. 2.39) son las que no tienen huecos o, en todo caso, presentan ranuras o perforaciones perpendiculares a la superficie de asiento, que ocupan un área no mayor al 30% del área bruta (Norma E.070, SENCICO 2006). Cuando se excede este porcentaje, la unidad se clasifica como **hueca**. La Norma de Albañilería anterior (ININVI 1982) exigía que las perforaciones no cubran un área mayor que 25%, para que las unidades se clasifiquen como sólidas, similar a lo que establecen la mayoría de normas internacionales.

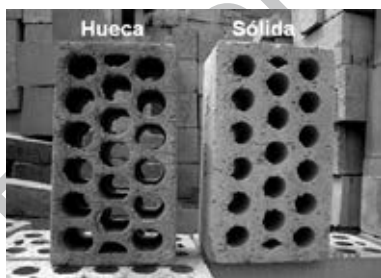


Fig. 2.39. Ladrillo hueco y sólido.

En la Norma de Albañilería E.070 (SENCICO 2006) se estableció el porcentaje indicado, luego de muchos ensayos de carga lateral cíclica hechos en muros confinados, donde pudo notarse (Fig. 2.40) la trituración de los ladrillos huecos para derivas menores que el límite máximo (0.005) establecido por la Norma Sísmica E.030 para las edificaciones de albañilería confinada. Por ello, en la Norma E.070 se especifica que las unidades sólidas o macizas son las que se deben emplear para la construcción de muros portantes confinados. Usualmente, los ladrillos artesanales (Fig. 2.41) carecen de huecos, mientras que los industriales presentan entre 18 y 24 perforaciones pequeñas, o ranuras en el caso de los ladrillos de concreto (Fig. 2.2).



Fig. 2.40. Muros ensayados a carga lateral cíclica.

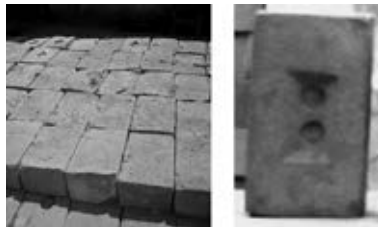


Fig. 2.41. Ladrillos artesanales de arcilla.

B. Unidades alveolares

De acuerdo a la Norma E.070 (SENCICO 2006), las unidades alveolares son aquellas que presentan grandes huecos perpendiculares a las superficies de asiento. En esta categoría se clasifican los bloques de arcilla, sílice-cal y de concreto (Fig. 2.3) empleados en las edificaciones de **albañilería armada rellena con grout**. Estos bloques no deben emplearse en las construcciones de albañilería confinada porque se trituran ante los sismos (Fig. 2.42).



Fig. 2.42. Muros confinados hechos con bloques de concreto.

C. Unidades tubulares

Las unidades tubulares son las que tienen perforaciones dispuestas en paralelo a la superficie de asiento; en este tipo se clasifican los ladrillos pandereta, que se utilizan en los muros no portantes; su uso en muros portantes es un error frecuente (Fig. 2.43). No se deben emplear en muros portantes porque se trituran ante los sismos, además que la lechada de cemento del concreto de las columnas se introduce por las perforaciones del ladrillo debilitando al concreto.



Fig. 2.43. Ladrillo pandereta.

2.1.4 Propiedades físicas y mecánicas. Ensayos de laboratorio

Conocer las propiedades de las unidades es necesario, básicamente para tener una idea sobre la resistencia de la albañilería, así como de su durabilidad ante la intemperie. Sin embargo, no se puede afirmar que la mejor unidad proporcione necesariamente la mejor albañilería.

Las propiedades de la unidad asociadas con la *resistencia de la albañilería* son:

- Resistencia a la compresión y tracción
- Variabilidad dimensional y alabeo
- Succión

Las propiedades de la unidad relacionadas con la *durabilidad de la albañilería* son:

- Resistencia a la compresión y densidad
- Eflorescencia, absorción y coeficiente de saturación

Las Normas Técnicas Peruanas (INDECOPI) que se deben emplear para determinar estas propiedades son:

- Unidades de arcilla NTP 399.613 (2005)
- Bloques de concreto NTP 399.602, NTP 399.604 (2002)
- Unidades sílico-calcáreas ITINTEC 331.032, 331.033 y 331.034

La Norma E.070 indica que por cada lote compuesto por hasta 50 millares de unidades se seleccione al azar una muestra de 10 unidades, sobre las que se efectuarán las pruebas de variación de dimensiones y de alabeo. Luego, cinco de estas unidades se ensayarán a compresión y las otras cinco a absorción. La norma E.070 define en su Tabla 1 las características requeridas para el diseño estructural, las que dependen de: 1) la variación de dimensiones; 2) el alabeo; y 3) la resistencia a compresión de la unidad.

TABLA 1 de la NORMA E.070-2006
CLASE DE UNIDAD DE ALBAÑILERÍA PARA FINES ESTRUCTURALES

CLASE	VARIACIÓN DE LA DIMENSIÓN (máxima en porcentaje)			ALABEO (máximo en mm)	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN f'_b mínimo en MPa (kg/cm ²) sobre área bruta
	Hasta 100 mm	Hasta 150 mm	Más de 150 mm		
Ladrillo I	± 8	± 6	± 4	10	4,9 (50)
Ladrillo II	± 7	± 6	± 4	8	6,9 (70)
Ladrillo III	± 5	± 4	± 3	6	9,3 (95)
Ladrillo IV	± 4	± 3	± 2	4	12,7 (130)
Ladrillo V	± 3	± 2	± 1	2	17,6 (180)
Bloque P ⁽¹⁾	± 4	± 3	± 2	4	4,9 (50)
Bloque NP ⁽²⁾	± 7	± 6	± 4	8	2,0 (20)

(1) Bloque usado en la construcción de muros portantes

(2) Bloque usado en la construcción de muros no portantes

A continuación se indicará, sin mayor detalle, la manera cómo se hacen estos ensayos. Lo importante es saber cómo repercuten los resultados sobre el comportamiento de la albañilería. Al respecto, INDECOPI (Norma NTP), entidad encargada de velar por la calidad de los productos, clasifica a las unidades desde el punto de vista cualitativo, usando solo la resistencia a compresión, sin contemplar el producto final que es la albañilería.

Cabe además indicar que para clasificar a una unidad de acuerdo a la Tabla 1 se utiliza el criterio más desfavorable; por ejemplo, es posible que de acuerdo a los ensayos de compresión un ladrillo clasifique como clase V, pero si este ladrillo presentase alta variabilidad dimensional que lo lleve a la clase IV y grandes alabeos que lo conduzcan a la clase III, entonces ese ladrillo se clasificará como clase III.

A. Pruebas clasificatorias

A.1 Variación de la dimensión o variación dimensional

La prueba de variación dimensional es necesario efectuarla para determinar el espesor de las juntas de la albañilería. Debe hacerse notar que por cada incremento de 3mm en el espesor de las juntas horizontales (adicionales al mínimo requerido de 10mm), la resistencia a compresión de la albañilería disminuye en un 15%; asimismo, disminuye la resistencia al corte.

Se seguirá el procedimiento indicado en las Normas INDECOPI 399.613 y 399.604. En la unidad se miden (Fig. 2.44) las tres dimensiones: largo x ancho x altura (L x b x h), en milímetros. El largo y el ancho se refieren a la superficie de asiento. Es importante mencionar que las dimensiones nominales (comerciales) usualmente incluyen 10mm de junta.

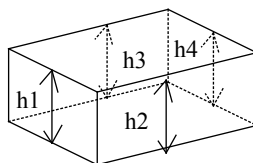


Fig. 2.44. Prueba de variación dimensional.

La manera cómo se calcula la variación dimensional (V) es:

- La dimensión de cada arista del espécimen ($D = L, b, h$) se toma como el promedio de 4 medidas (en mm) en la parte media de cada cara.
- Luego, por cada arista, se calcula el valor promedio (D_p) de toda la muestra; este valor se resta de la dimensión especificada por el fabricante (D_e) y luego se divide entre « D_e »:

$$V (\%) = 100 (D_e - D_p) / D_e$$



altura de una unidad =
 $h = (h1 + h2 + h3 + h4) / 4$

A.2 Alabeo

El mayor alabeo (concavidad o convexidad) del ladrillo conduce a un mayor espesor de la junta. Asimismo, puede disminuir el área de contacto con el mortero al formarse vacíos en las zonas más alabeadas; o incluso, puede producir fallas de tracción por flexión en la unidad por el peso existente en las hiladas superiores de la albañilería. Esta prueba se realiza colocando la superficie de asiento de la unidad sobre una mesa plana (Fig. 2.45), para luego introducir una cuña metálica graduada al milímetro en la zona más alabeada; también debe colocarse una regla que conecte los extremos diagonalmente opuestos de la unidad, para después introducir la cuña en el punto de mayor deflexión. El resultado promedio se expresa en milímetros.



Fig. 2.45. Prueba de alabeo.

A.3 Resistencia a la compresión (f'_b)

En el cálculo de la resistencia a compresión antiguamente (Norma E.070 de 1982) se trabajaba con el área neta de la unidad. Ello daba cabida a que las fábricas produzcan ladrillos huecos (Fig. 2.39), lo cual elevaba la resistencia a compresión. Actualmente, la resistencia se calcula con el área bruta, con lo cual esas unidades huecas se clasifican en un rango inferior. Debe remarcarse que las unidades huecas son muy frágiles (Fig. 2.40).

Los especímenes para medir la resistencia a compresión son medias unidades secas, sobre cuyas superficies de asiento se coloca capping de yeso (si la unidad tiene mucho alabeo, debe colocarse un capping de cemento). Luego, se aplica la carga axial a una velocidad de desplazamiento entre los cabezales de la máquina de ensayos (Fig. 2.46) de 1.25 mm/min; o, en todo caso, se controla la velocidad de carga de manera que se llegue a la rotura en 3 ó 5 minutos. La resistencia unitaria se expresa como el valor de la carga de rotura dividida entre el área bruta para todo tipo de unidad (sólida o hueca). De acuerdo a la Norma E.070, la **resistencia característica** (f'_b) es el resultado promedio menos una desviación estándar. El quitarle una desviación estándar al valor promedio estadísticamente significa que por lo menos el 84% de las

unidades ensayadas tendrán una resistencia mayor al valor característico (f'_b), o que es aceptable tener hasta un 16% de unidades defectuosas.

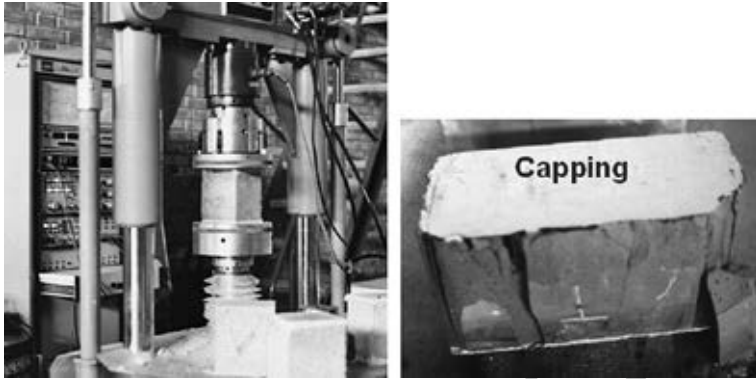


Fig. 2.46. Ensayo de compresión.

Debe hacerse notar que la resistencia a compresión (f'_b) expresa solo la calidad de la unidad empleada, ensayada bajo las mismas condiciones. Por ejemplo, a mayor resistencia se obtendrá mayor densidad y una mejor durabilidad de la unidad. Esto se debe a que el valor f'_b depende de la altura de la probeta (a menor altura, mayor resistencia), del capping empleado y de la restricción al desplazamiento lateral impuesto por los cabezales de la máquina de ensayos (acción de confinamiento transversal a la carga aplicada).

Así, es posible que un bloque de concreto vibrado de alta calidad, con altura de 19cm (Fig. 2.47), presente una resistencia menor a la de un ladrillo King-Kong de 9cm de altura, y que este ladrillo presente una resistencia más baja que la de un ladrillo caravista de 6cm de altura, a pesar de que su materia prima sea la misma y que se hayan coccionado en simultáneo. Es decir, para fines comparativos debe analizarse unidades que presenten la misma geometría.

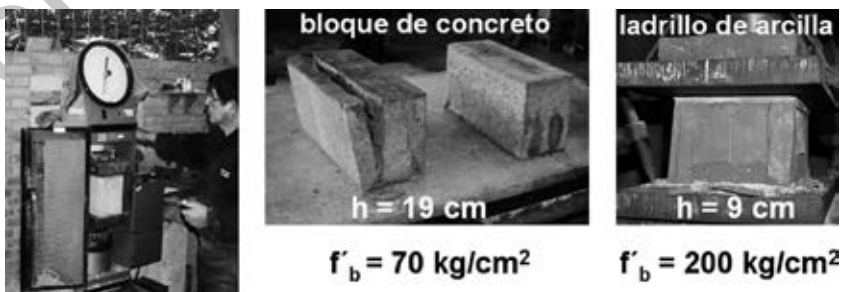


Fig. 2.47. Diferencias entre bloques y ladrillos.

B. Pruebas no clasificatorias

Por el hecho de que algunas de las propiedades de la albañilería pueden ser controladas en obra (por ejemplo, la alta succión de un ladrillo puede ser controlada mediante un tratamiento de humedecimiento, previo al asentado), o que a veces se esté en la disyuntiva de seleccionar unidades provenientes de fábricas distintas, pero que de acuerdo a la Tabla 1 sean de la misma clase, existen pruebas adicionales a las clasificatorias.

B.1 Succión (S), Absorción (A), Absorción máxima (Am), Coeficiente de saturación (CS) y Densidad (D)

La densidad (D) está relacionada directamente con la resistencia a compresión, y para su evaluación se usa el Principio de Arquímedes. El coeficiente de saturación (CS) es una medida de la durabilidad de la unidad. La prueba para hallar D y CS permite determinar en simultáneo el área neta (An), la succión (S) y la absorción (A, Am) de la unidad.

Para el cálculo de S, A, Am y D, se emplean las unidades enteras provenientes del ensayo de alabeo y de variación dimensional. Se calcula (en el orden mostrado) los siguientes pesos (en gramos) en cada espécimen:

Po = peso en estado natural.

P1 = peso de la unidad secada en un horno a 110°C.

P2 = peso de la unidad, luego de haber sumergido su cara de asiento una altura de 3mm en una película de agua, durante 1 minuto (Fig. 2.48).

P3 = peso de la unidad saturada, luego de haber estado 24 horas en una poza de agua (Fig. 2.49).

P4 = peso de la unidad completamente saturada, luego de haber estado durante 5 horas en agua en ebullición.

P5 = peso de la unidad sumergida totalmente en agua fría.

Luego se calculan los siguientes valores, para después promediarlos en toda la muestra:

- Humedad natural = Hn (%) = $100 ((Po - P1) / P1)$
- Absorción = A (%) = $100 ((P3 - P1) / P1)$
- Absorción máxima = Am (%) = $100 ((P4 - P1) / P1)$
- Coeficiente de saturación = CS = A / Am
- Succión (gr/200 cm²-min) = $200 (P2 - P1) / \text{Área de la cara de asiento}$
- Volumen (cm³) = V = $P4 - P5$... *peso específico del agua = 1 gr/cm³*
- Área Neta = An = V / h ... *h = altura promedio*
- D (gr/cm³) = $P1 / V$

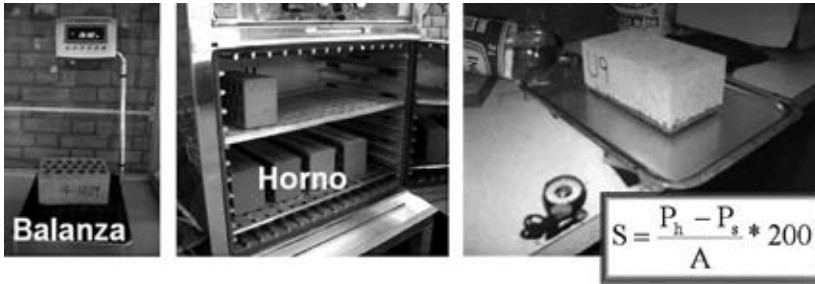


Fig. 2.48. Prueba de succión.



Fig. 2.49. Prueba de absorción.

Se recomienda que la succión de las unidades antes de asentarlas esté comprendida entre 10 y 20 gr/(200 cm²-min); de lo contrario succionarán rápidamente el agua del mortero, endureciéndolo. En su estado natural, los ladrillos industriales de arcilla tienen aproximadamente una succión del orden de 40gr/(200 cm²-min); y los artesanales, de 80gr/(200 cm²-min), por lo que requieren un tratamiento previo al asentado (Capítulo 4).

Por otro lado, las unidades con coeficientes de saturación (CS) mayores que 0.85 son demasiado absorbentes (muy porosas) y, por tanto, poco durables. En la Norma E.070 se especifica que la absorción de las unidades de arcilla y sílico-calcáreas no deben sobrepasar de 22%, y 12% para los bloques de concreto. En el último caso, el porcentaje es menor, debido a que las unidades de concreto son más vulnerables a la humedad de la intemperie, que le originaría variación volumétrica.

B.2 Resistencia a tracción por flexión (f'_t) o módulo de ruptura

Al igual que la resistencia a compresión, la resistencia a la tracción por flexión f'_t solo constituye una medida de la calidad de la unidad. Su evaluación debería realizarse cuando se esté en la incertidumbre de utilizar unidades de la misma clase, pero provenientes de fábricas distintas, o cuando se tenga un alto alabeo que puede conducir a la unidad a una falla de tracción por flexión durante el asentado.

La técnica de ensayo empleada consiste en someter la unidad (Fig. 2.50) a la acción de una carga concentrada (cuchilla al centro) creciente, a una velocidad de desplazamiento entre los cabezales de la máquina de ensayos de 1.25 mm/min; luego se calcula f'_t mediante la aplicación de la fórmula de flexión simple de resistencia de materiales:

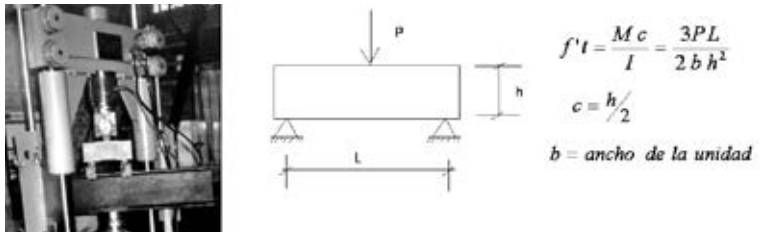


Fig. 2.50. Ensayo de tracción por flexión de una unidad.

B.3 Eflorescencia

La eflorescencia (Fig. 2.51) se debe a la presencia de sales (básicamente sulfatos) en la misma unidad o en la arena del mortero, que atacan químicamente a la unidad, afectando su durabilidad, su adherencia con el mortero y destruyendo su superficie. Se produce cuando las sales se derriten al entrar en contacto con el agua y afloran por los poros de la unidad o del mortero hacia la superficie.



Fig. 2.51. Eflorescencia en la unidad y en el mortero.

Para medirla, se toma una muestra de 10 unidades que se divide en dos grupos. Cada grupo se coloca en una bandeja (espaciando las unidades cada 5cm), la misma que tiene una altura de agua de 25mm. Esta operación se hace en una cámara de humedad controlada (30 a 70% de humedad), exenta de corrientes de aire. Transcurridos 7 días, las unidades se secan durante 24 horas en un horno a 110°C, para luego dejarlas enfriar a temperatura ambiental. Finalmente, se aprecia la diferencia de colores entre los vértices y la zona central. Dependiendo de la aparición de manchas blancas, la unidad califica como «Eflorescida», «Ligeramente eflorescida» o «Sin eflorescencia».

C. Uso estructural de la unidad

La Tabla 2 de la Norma E.070 establece limitaciones en el uso de las unidades desde el punto de vista estructural. Sin embargo, estas limitaciones pueden dejar de cumplirse si el ingeniero estructural demuestra lo contrario a lo especificado. Por ejemplo, en la Tabla 2 se especifica que los ladrillos artesanales no pueden emplearse para edificaciones de más de 2 pisos ubicadas en la zona sísmica 3 (Norma Sísmica E.030), porque la experiencia ha demostrado la trituración de estas unidades (Fig. 2.52) ante los terremotos; sin embargo, dependiendo de la densidad de muros que presente la edificación, es posible que su comportamiento ante los sismos severos sea en el rango elástico (sin fisuras), con lo cual se pueden utilizar esas unidades. Lo propio para el resto de unidades.



Fig. 2.52. Edificaciones de 3 pisos hechas con ladrillos artesanales de arcilla. Sismo de Pisco, 2007.

TABLA 2 de la Norma E.070
LIMITACIONES EN EL USO DE LA UNIDAD DE ALBAÑILERÍA PARA FINES ESTRUCTURALES

TIPO	ZONA SÍSMICA 2 Y 3		ZONA SÍSMICA 1
	Muro portante en edificios de 4 pisos a más	Muro portante en edificios de 1 a 3 pisos	Muro portante en todo edificio
Sólido Artesanal *	No	Sí, hasta dos pisos	Sí
Sólido Industrial	Sí	Sí	Sí
Alveolar	Sí Celdas totalmente rellenas con grout	Sí Celdas parcialmente rellenas con grout	Sí Celdas parcialmente rellenas con grout
Hueca	No	No	Sí
Tubular	No	No	Sí, hasta 2 pisos

* Las limitaciones indicadas establecen condiciones mínimas que pueden ser exceptuadas con el respaldo de un informe y memoria de cálculo sustentada por un ingeniero civil.

2.2 MORTERO

La función principal del mortero en la albañilería es adherir las unidades, corrigiendo las irregularidades geométricas de altura que estas tienen, así como sellar las juntas contra la penetración del aire y de la humedad. Cuando el muro de albañilería es portante de carga vertical, el mortero cumple además una función resistente, por lo que es conveniente que las resistencias a compresión de las unidades y del mortero sean parecidas.

El mortero generalmente está compuesto por cemento Portland tipo I o puzolánico IP, arena gruesa y agua. El uso de cal hidratada normalizada es recomendable, pero optativo. Sin embargo, para unidades que deben asentarse en su estado natural (secas), como las de concreto y de sílice-cal, es conveniente emplear cal (Fig. 2.53), ya que ella actúa como un aditivo que plastifica la mezcla y evita que se endurezca rápidamente. El cemento y la cal funcionan como aglomerantes, mientras que la arena es un agregado inerte.



Fig. 2.53. Cal en el mortero.

La función del cemento es proporcionar resistencia a la mezcla, la de la cal es proporcionar trabajabilidad y retentividad (retarda la evaporación del agua) y la de la arena es proporcionar estabilidad volumétrica a la mezcla, permitiendo el asentado de varias hiladas en una jornada de trabajo. Debe eliminarse el polvo de la arena (Fig. 2.54), tamizándola por la malla ASTM N° 200, ya que este acelera la contracción de secado del mortero. La función del agua es proporcionar trabajabilidad a la mezcla, así como hidratar al cemento.

En cuanto a la *adherencia unidad-mortero*, esta se logra cuando los solubles del cemento (básicamente la *etringita*) son absorbidos por la unidad, cristalizándose (como agujas) en sus poros. La adherencia se ve favorecida cuando el mortero penetra en las perforaciones de la unidad, formando una especie de llave de corte entre las hiladas; al respecto, ensayos realizados en la PUCP sobre muretes en compresión diagonal, indicaron que cuando el mortero se compactó especialmente en cada una de las 18 perforaciones de la unidad (lo que no es posible realizar en obra), la resistencia al corte se incrementó en 50%.



Fig. 2.54. Polvo y tamizado de la arena.

De otro lado, es necesario extender el mortero sobre toda la superficie (vertical y horizontal) de la unidad por asentar, por lo que debe ser trabajable. Una forma práctica de comprobar la extensión del mortero consiste en pegar dos unidades y separarlas después de un minuto; deberá observarse que el mortero cubre toda la superficie de la unidad superior.

2.2.1 Componentes del mortero

A. Cemento

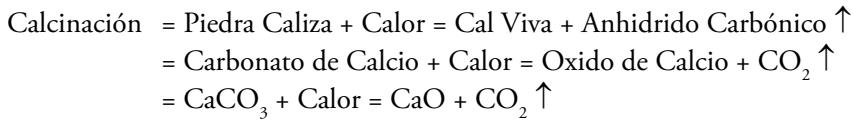
Se utiliza básicamente cemento normalizado Portland tipo I y cemento adicionado (puzolánico); excepcionalmente se emplea el cemento Portland tipo II (resistente a los sulfatos). El peso volumétrico del cemento es 1500 kg/m^3 , y se comercializa en bolsas de 1 pie cúbico (0.0283m^3) con 42.5 kg de peso.

En el Perú hubo dos intentos para introducir *cemento de albañilería* (mezcla de cemento Portland, puzolana, escorias, cal hidráulica con piedra caliza, tiza, talco, arcilla, conchas marinas, etc.), sin éxito. Con estos cementos, las mezclas usuales 1:4 tuvieron resistencias a compresión 10 veces menores que las obtenidas con cemento Portland tipo I.

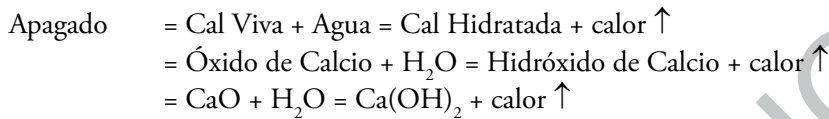
B. Cal hidratada normalizada

De emplearse cal en el mortero, esta debe ser hidratada y normalizada. La razón por la cual la cal debe ser normalizada obedece a que pueden existir partículas muy finas, que en vez de funcionar como aglomerante lo hacen como residuos inertes. El peso volumétrico de la cal es del orden de 640 kg/m^3 .

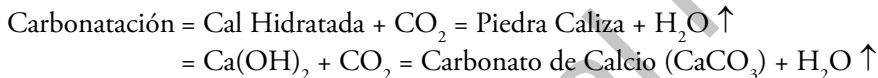
La cal viva proviene de la *calcinación* (quemado a temperaturas del orden de 1000°C) de la piedra caliza:



Luego se procede con el apagado (hidratación) de la cal viva, agregando agua para formar la *Cal hidratada* (Hidróxido de Calcio):



Cuando se emplea cal en el mortero, esta (a diferencia del cemento) endurece muy lentamente al reaccionar con el anhídrido carbónico del ambiente, en un proceso llamado *carbonatación*:



La carbonatación resulta beneficiosa para el mortero por dos razones: 1) las fisuras se sellan a lo largo del tiempo en el mortero endurecido, al formarse cristales de carbonato de calcio, los que proveen alguna resistencia adicional sobre la dada por el cemento y 2) al endurecer lentamente el mortero fresco se favorece la retentividad.

C. Arena gruesa

Es ideal que se use arena gruesa, con granos redondeados y de una granulometría completa (con variedad en el tamaño de las partículas), que permitan llenar los espacios vacíos (Fig. 2.55) con el material cementante, formando un mortero denso y resistente a la intemperie. La norma E.070 indica en la Tabla 3 la granulometría requerida, similar a la de la norma ASTM D-75, caracterizada por la variedad en el tamaño de las partículas.

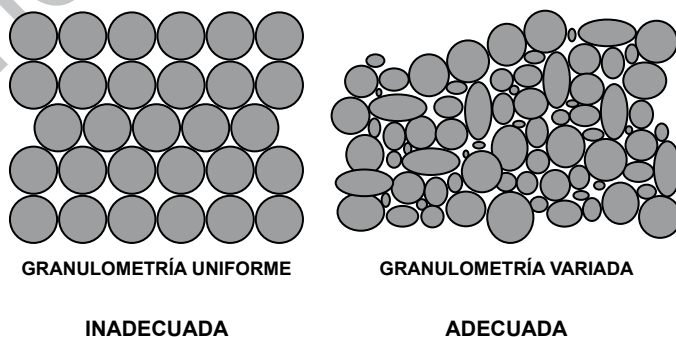


Fig. 2.55. Granulometría de la arena.

La Norma E.070 indica que no debe quedar retenido más del 50% de la arena entre 2 mallas ASTM E-11 consecutivas; y que el módulo de fineza (suma de los porcentajes retenidos por las mallas 100, 50, 30, 16, 8 y 4, dividido entre 100) debe estar comprendido entre 1.6 y 2.5. Finalmente, no debe usarse arena de playas marinas, en vista de que las sales que ellas contienen producirían la eflorescencia del mortero (Fig. 2.51) y la corrosión del refuerzo.

**TABLA 3 de la Norma E.070
GRANULOMETRÍA DE LA ARENA GRUESA**

MALLA ASTM E-11	% QUE PASA
N° 4 (4.75 mm)	100
N° 8 (2.36 mm)	95 a 100
N° 16 (1.18 mm)	70 a 100
N° 30 (0.60 mm)	40 a 75
N° 50 (0.30 mm)	10 a 35
N° 100 (0.15 mm)	2 a 15
N° 200 (0.075 mm)	Menos de 2

D. Agua

El agua deberá ser potable, libre de materias orgánicas y de sustancias deletéreas (aceite, ácidos, etc.). El uso de agua de mar debe evitarse pues produce eflorescencia en el mortero por las sales que contiene y la corrosión del refuerzo en caso este existiese.

2.2.2 Clasificación del mortero

En la Tabla 4 de la Norma E-070, se especifica las proporciones volumétricas de la mezcla, clasificándola con las siglas «P» para su empleo en muros portantes y «NP» para los muros no portantes, y se deja como alternativa emplear cal en el mortero. En ensayos sísmicos de muros a escala natural ha podido notarse que el empleo de cal en el mortero plastifica la mezcla, y la vuelve más trabajable y retentiva de agua; sin embargo, no ha podido apreciarse incrementos de la resistencia a compresión o a fuerza cortante de la albañilería.

**TABLA 4 de la Norma E.070
TIPOS DE MORTERO**

COMPONENTES				USOS
TIPO	CEMENTO	CAL	ARENA	
P1	1	0 a 1/4	3 a 3 ½	Muros Portantes
P2	1	0 a 1/2	4 a 5	Muros Portantes
NP	1	-	Hasta 6	Muros No Portantes

A. Clasificación por la preparación del mortero

Por la forma como se prepara la mezcla, los morteros se clasifican en artesanales e industriales.

A.1 Morteros artesanales

Son aquellos que se preparan a mano en obra (Fig. 2.56) sobre una superficie limpia, revolviendo la mezcla seca cemento-arena (opcionalmente se adiciona cal) hasta lograr un color uniforme, para después echarle agua a criterio del albañil, hasta obtener una mezcla trabajable.



Fig. 2.56. Mortero artesanal.

A.2 Morteros industriales

En el Perú, los morteros industriales vienen en 2 modalidades (Fig. 2.57): embolsados (en seco) y premezclados (incluida el agua).

El cuidado del mortero embolsado es el mismo que el dado al cemento embolsado: debe colocarse en rumas de no más de 10 bolsas sobre una tarima de madera, protegerlos de la lluvia y no debe pasar de 6 meses de edad. En este caso, el albañil le agrega agua de acuerdo a su criterio.

El mortero premezclado recibe el nombre comercial de «mortero de larga vida». De acuerdo a los aditivos líquidos que se agreguen (Fig. 2.57), su duración es de 24, 48 y 72 horas: pasado ese lapso, debe ser descartado. Este mortero se expende en barriles y solo requiere batir la mezcla antes de emplearla.

MORTERO INDUSTRIAL:

- **MORTERO EMBOLSADO (Firth y LaCasa)**
- **MORTERO PREMEZCLADO (Larga Vida, UNICON)**



Fig. 2.57. Mortero industrial.

2.2.3 Propiedades y ensayos de laboratorio

La *consistencia* (Temple o Fluidez) se define como la capacidad que tiene la mezcla de poder discurrir (fluir) o de ser trabajable con el badilejo; en tanto que la *retentividad* se define como la capacidad que tiene la mezcla para mantener su consistencia, o de continuar siendo trabajable después de un tiempo.

Para determinar la *fluidez* en el Laboratorio se realiza un ensayo en mesa de sacudidas (Fig. 2.58), que consiste en un molde tronco-cónico (diámetro en su base $D_0 = 10$ cm) sobre el cual la mezcla se vacía compactándola con un pisón en 2 capas; luego se desmolda, se aplica 25 golpes verticales y se mide el incremento del diámetro inicial (de D_0 a D_1). Se recomienda que la fluidez (definida mediante la expresión $100 (D_1 - D_0) / D_0$) sea del orden de 120%. En realidad, la prueba en mesa de sacudidas no se emplea en obra y solo sirve con fines de investigación, las que terminan dando recomendaciones de carácter práctico, como el uso de la cal en unidades que se asientan en seco, o un slump de unas 6 pulgadas en el cono de Abrams (ver el Capítulo 4).

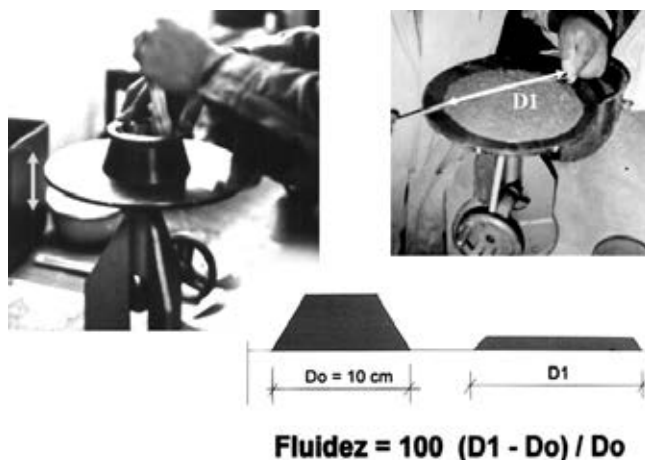


Fig. 2.58. Prueba de fluidez.

La prueba de *retentividad* se realiza en la mesa de sacudidas, empleándose la misma mezcla ensayada previamente a fluidez, pero extrayendo el agua en una cámara de vacíos durante un minuto (Fig. 2.59). En este caso, se recomienda que la relación entre el diámetro final D2 y el diámetro obtenido en la prueba de fluidez D1 sea mayor que 0.8.



Fig. 2.59. Prueba de retentividad.

El *ensayo de compresión* del mortero (ASTM C-579) consiste en preparar probetas cúbicas de 5cm de lado, vaciadas en moldes metálicos (Fig. 2.60), y curadas durante 28 días en agua. El ensayo se realiza a una velocidad de 1.25mm por minuto entre los cabezales de la máquina universal, y solo tiene el fin de controlar la calidad

del mortero, medida a través de la dispersión de resultados, ya que la adherencia unidad-mortero es más importante, aparte que los esfuerzos de compresión producidos por la carga de gravedad en los edificios de mediana altura son pequeños.

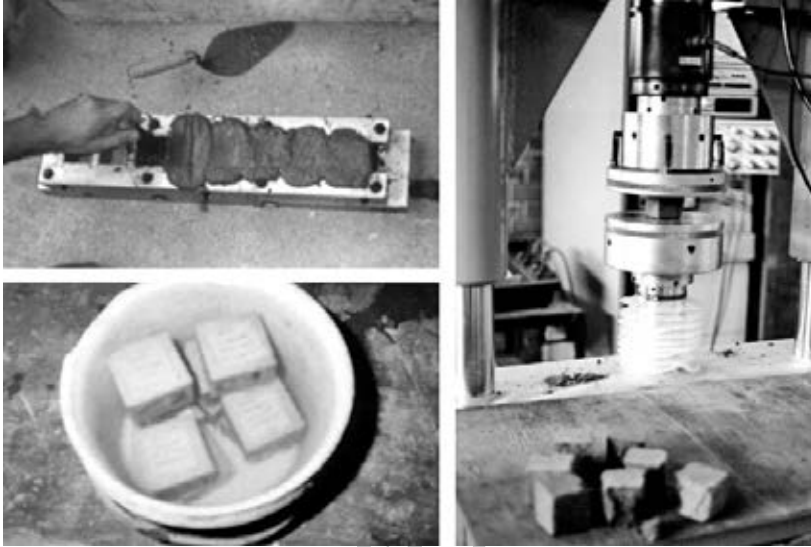


Fig. 2.60. Ensayo de compresión.

Lo expresado en el párrafo anterior se debe a que las probetas no reflejan las condiciones reales que se producen en la junta: 1) la interacción unidad-mortero, o pérdida de agua en la mezcla por succión de la unidad; 2) el espesor de la junta, a menor altura de la probeta se obtiene mayor resistencia; y 3) la restricción al desplazamiento lateral impuesto por los cabezales de la máquina de ensayo. Respecto a la interacción unidad-mortero, la Norma UBC (Uniform Building Code - California) especifica utilizar como mezcla para las probetas, una capa de 15mm de espesor colocada previamente sobre la unidad durante un minuto.

Es conveniente que la resistencia a compresión del mortero y la unidad sean semejantes, a fin de evitar su falla por aplastamiento y tratar de dar homogeneidad a la albañilería. Por esta razón, se recomienda utilizar mortero 1:3 ó 1:4 para edificios de 4 a 5 pisos (con unidades de alta resistencia), mientras que para edificios de 1 a 3 pisos puede usarse mortero 1:5. De otro lado, el uso de cal en el mortero disminuye ligeramente la resistencia a compresión del mortero, aunque en Gallegos y Casabonne (2005) se indica que una reducción del 69% en la resistencia del mortero solo afecta en 10% a la resistencia a compresión de la albañilería.

2.3 CONCRETO FLUIDO («GROUT»)

El concreto fluido, o «grout», se emplea para rellenar los alvéolos o celdas de las unidades que forman un muro de albañilería armada y tiene como función integrar el refuerzo con la albañilería en un solo conjunto estructural, denominado «Albañilería armada». Este material debe ser preparado mecánicamente en una mezcladora y su revenimiento, medido en el cono de Abrams ASTM C-1019 (Fig. 2.61), debe ser alrededor de 10 pulgadas, pudiendo estar comprendido entre 225 y 275mm, con una consistencia similar a la de una sopa espesa de sémola.



Fig. 2.61. Grout y prueba de revenimiento.

2.3.1 Clasificación del grout y componentes

La dosificación de los materiales que componen el grout se hace en volumen siguiendo las especificaciones indicadas en la Tabla 6 de la Norma E.070. Dependiendo del tamaño de los alvéolos de los bloques, el grout se clasifica en: **grout grueso** y **grout fino**. En ambos casos debe emplearse cemento Pórtland tipo I ó II, o cemento adicionado (puzolánico IP), cal hidratada normalizada (opcional), arena gruesa, agua potable y, dependiendo si el grout es grueso o fino, «confitillo» comercializado como piedra chancada de $\frac{1}{4}$ » de pulgada.

El **grout fino** se usa para rellenar los pequeños alvéolos (dimensión menor a 60mm), típicos de las unidades de arcilla y sílico-calcáreas (Fig. 2.62). El grout fino carece de confitillo y la proporción volumétrica cemento-arena usual es 1:3.

El **grout grueso** se emplea para rellenar los alvéolos grandes (dimensión mayor a 60mm), típicos de los bloques de concreto vibrado (Fig. 2.63). Este material, a diferencia del grout fino, contiene confitillo con la granulometría especificada en la Tabla 5 de la Norma E.070 y su dosificación cemento-arena-confitillo usual es 1: 2½: 1½. De existir muchos finos (polvo, que genera una alta contracción por secado) en el confitillo, este deberá eliminarse, por tamizado o por lavado a través de la malla 200.

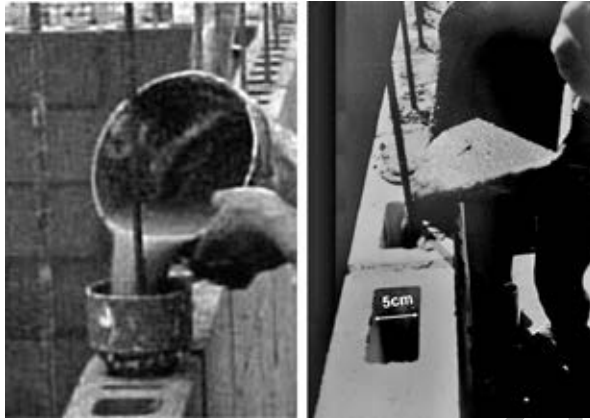


Fig. 2.62. Grout fino en celdas pequeñas.



Fig. 2.63. Grout grueso en celdas grandes.

El cemento Pórtland, el cemento adicionado y la cal hidratada, deben ser materiales normalizados de acuerdo a las Normas Técnicas Peruanas correspondientes. El agregado fino es la arena gruesa natural, con las características indicadas en la Tabla 3 de la Norma E.070, y el agua debe ser potable y libre de sustancias extrañas, ácidos, álcalis y materia orgánica.

**TABLA 5 de la Norma E.070
GRANULOMETRÍA DEL CONFITILLO**

MALLA ASTM	% QUE PASA
½ pulgada	100
3/8 pulgada	85 a 100
Nº 4 (4,75 mm)	10 a 30
Nº 8 (2,36 mm)	0 a 10
Nº 16 (1,18 mm)	0 a 5

TABLA 6 de la Norma E.070
COMPOSICIÓN VOLUMÉTRICA DEL CONCRETO LÍQUIDO o GROUT

CONCRETO LÍQUIDO	CEMENTO	CAL	ARENA	CONFITILLO
FINO	1	0 a 1/10	2 1/4 a 3 veces la suma de los volúmenes de los aglomerantes	-----
GRUESO	1	0 a 1/10	2 1/4 a 3 veces la suma de los aglomerantes	1 a 2 veces la suma de los aglomerantes

2.3.2 Ensayos de laboratorio

El concreto líquido y el bloque deben proporcionarle al muro capacidad resistente ante la compresión causada por la carga de gravedad y la carga sísmica, por lo que para verificar esta capacidad se deben hacer pruebas de compresión en probetas. El concreto líquido deberá tener una resistencia mínima a compresión de 140 kg/cm² a los 28 días de edad, determinada de acuerdo a la NTP 399.623.

Las probetas de grout se preparan utilizando como moldes a los bloques forrados internamente con papel filtro (Fig. 2.64). El objetivo de utilizar a los bloques como moldes es lograr una transferencia natural de agua desde el grout hacia los bloques, similar a la que ocurre en los muros, y el objetivo del papel filtro (o papel toalla) es evitar que el grout se adhiera al bloque. Estas probetas no se curan, sino que permanecen en los moldes hasta el día del ensayo.



Fig. 2.64. Probetas de grout.

2.4 ACERO DE REFUERZO

La albañilería y el concreto son muy débiles para resistir esfuerzos de tracción, en particular los causados por momentos flectores generados por fuerzas sísmicas tanto en el plano del muro como en la dirección perpendicular a su plano. Para suplir esta deficiencia, se emplea el acero corrugado como refuerzo.

En la albañilería confinada, el acero va colocado en forma concentrada en los elementos de confinamiento (columnas y vigas), formando canastillas compuestas por barras longitudinales y estribos; en ciertos casos, se requiere de barras de acero continuas horizontalmente en algunas hiladas del muro. En la albañilería armada, el acero se distribuye en barras verticales alojadas en los alvéolos (celdas) de los bloques, y en posición horizontal en las hiladas (mallas electrosoldadas) o en el eje del muro.

En general, las barras deben ser corrugadas rectas y dúctiles, con escalón de fluencia definido (Fig. 2.65) y con una elongación mínima a la rotura de 9% (Norma E.070). Se permite el uso de barras lisas solo en estribos y en mallas electrosoldadas. Por otro lado, una varilla curvada pierde eficiencia al trabajar por tracción después que se endereza.

Experimentos de carga lateral cíclica realizados en muros de albañilería armada reforzada horizontalmente con varillas trefiladas (sin escalón de fluencia, Fig. 2.65) indicaron un mal comportamiento cuando la energía elástica acumulada por estas varillas se disipó violentamente al fracturarse (Fig. 2.66), ello generó un serio deterioro de la albañilería y una reducción sustancial de la resistencia a fuerza cortante del muro.



Fig. 2.65. Comportamiento a tracción del acero trefilado y dúctil.



Fig. 2.66. Rotura de una barra horizontal trefilada y deterioro del muro.

De acuerdo a la Norma E.070, las varillas a utilizar deben ser dúctiles, debiendo tener en la rotura una elongación mínima de 9%. Sin embargo, investigaciones recientes, donde se ensayaron muros confinados a carga lateral cíclica, reforzados en sus columnas de confinamiento en un caso con canastillas electrosoldadas prefabricadas (Fig. 2.67), donde el refuerzo longitudinal tuvo una elongación de 6%, y en el otro caso con canastillas de acero dúctil, indicaron que ambas canastillas tuvieron la misma eficiencia.

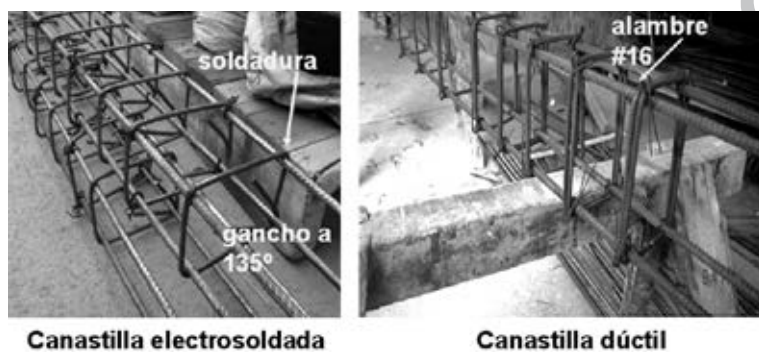


Fig. 2.67. Canastilla electrosoldada y de acero dúctil.

2.5 CONCRETO

La resistencia a compresión axial del concreto se obtiene ensayando probetas cilíndricas estándar de 15cm de diámetro y 30cm de altura (Fig. 2.68). El concreto se usa en los confinamientos que bordean al muro de albañilería simple. Cuando ocurren sismos, las columnas de los muros confinados se encuentran sujetas a compresión, tracción, corte y cizalle (Fig. 2.69), por lo que debe emplearse como mínimo un concreto de calidad intermedia, con una resistencia a la compresión mínima de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días de edad.

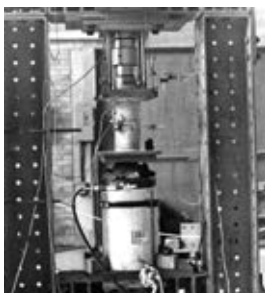


Fig. 2.68. Ensayo de compresión en probetas de concreto.

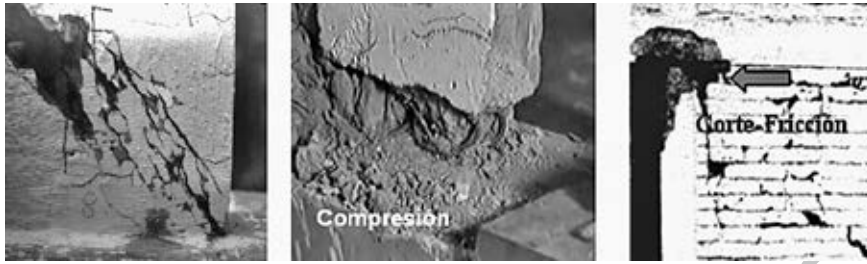


Fig. 2.69. Fallas usuales en columnas de confinamiento.

LECTURAS COMPLEMENTARIAS AL CAPÍTULO 2:

- 2.1 Comentarios al Capítulo 1 de la Norma E.070 «Aspectos Generales». Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por: Ángel San Bartolomé. 2007.
- 2.2 Comentarios al Capítulo 3 de la Norma E.070 «Componentes de la Albañilería». Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por: Ángel San Bartolomé. 2007.
- 2.3 Artículos del Capítulo «Adherencia Unidad-Mortero» del Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por: Ángel San Bartolomé. 2007.
- 2.4 Normas Técnicas Peruanas INDECOPI, para unidades de albañilería, mortero y grout.

Fondo Editorial PUCP

3. PROPIEDADES DE LA ALBAÑILERÍA SIMPLE

3.1 INTRODUCCIÓN Y GENERALIDADES

La albañilería simple es aquella que carece de refuerzo, o que teniéndolo no cumple con las exigencias especificadas por la Norma E.070.

Las edificaciones estructuradas sobre la base de muros de albañilería simple sometidas a terremotos han mostrado formas de falla muy frágil, por lo que la Norma E.070 no contempla su uso. Actualmente se vienen realizando investigaciones para reforzar los muros de albañilería simple de las viviendas existentes, por ejemplo, mediante mallas electrosoldadas y geomallas (Fig. 3.1), recubiertas con mortero.

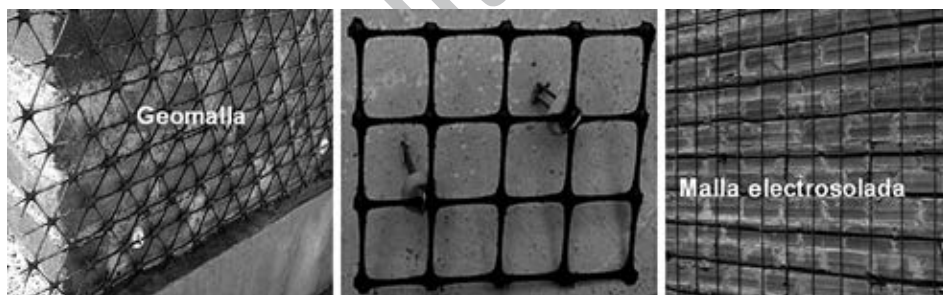


Fig. 3.1. Geomalla y malla electrosoldada.

En general, el refuerzo convencional que se utiliza tanto en la albañilería confinada como en la armada sirve tan solo para proveer ductilidad al sistema, controlando el deterioro de la albañilería. En consecuencia, la albañilería simple es el material estructural que proporciona resistencia a compresión y a fuerza cortante, así como la mayor parte de la rigidez lateral. Por tanto, es necesario conocer sus propiedades, las cuales se pueden obtener de ensayos en prismas de albañilería simple.

3.1.1 Prismas de albañilería simple

En las edificaciones de concreto armado se deben fabricar probetas estándar que se ensayan a compresión para verificar la calidad del concreto especificado en los planos de estructuras (resistencia a compresión $f'c$). De modo similar, en la Norma E.070 se exige, dependiendo de la magnitud de la obra, la elaboración de pequeños prismas de albañilería simple llamados Pilas y Muretes, construidos bajo las mismas condiciones con que se edificarán los muros reales. Los ensayos en pilas y muretes permiten determinar:

- Las resistencias características a compresión ($f'm$) y a corte ($v'm$) de la albañilería, para verificar los valores de diseño especificados en los planos de estructuras; esas resistencias permiten predecir los niveles de resistencia de un muro real.
- Los módulos de elasticidad (E_m) y de corte (G_m), utilizados en el análisis estructural.
- Las formas de falla, con las cuales es posible predecir la manera cómo fallarán los muros reales ante los terremotos.
- La calidad de la albañilería y de la mano de obra, medida a través de la dispersión de resultados de los ensayos realizados.

Estos prismas deben ser especímenes pequeños, fáciles de almacenar y transportar desde la obra hacia un laboratorio, así como de manipular para montarlos en el equipo de ensayo. Las pilas presentan una esbeltez (altura / espesor) comprendida entre 2 a 5. Los muretes deben ser de forma cuadrada con lados iguales a 60cm para muretes hechos con ladrillos, y 80cm para muretes hechos con bloques. En la Fig. 3.2 se aprecian diversas pilas de albañilería, mientras que en la Fig. 3.3 aparecen muretes de distintos tipos de unidades.



Fig. 3.2. Pilas de albañilería simple



Fig. 3.3. Muretes de albañilería simple.

La cantidad de prismas a construir se encuentra reglamentada en la Norma E.070 y depende de la magnitud de la obra. Luego de su construcción, no se les debe curar, sino simplemente protegerlos de la intemperie (Fig. 3.4). La edad estándar para ensayarlos es de 28 días. Sin embargo, pueden ser ensayados a una menor edad, que como mínimo se especifica en 14 días, con la finalidad de que los especímenes representen la forma de falla que tendrán los muros reales. Cuando se ensayan a una edad menor que la estándar, los resultados deberán corregirse multiplicándolos por los factores indicados en la Tabla 8 de la Norma E.070.



Fig. 3.4. Almacenamiento de los prismas.

TABLA 8 de la Norma E.070
INCREMENTO DE f'_m y v'_m POR EDAD

Edad		14 días	21 días
Muretes	Ladrillos de arcilla	1.15	1.05
	Bloques de concreto	1.25	1.05
Pilas	Ladrillos de arcilla y Bloques de concreto	1.10	1.00

3.1.2 Refrentado (capping)

En las zonas donde el prisma vaya a estar en contacto con los cabezales metálicos del equipo de ensayo, se aplica un refrentado (capping) blando de yeso-cemento

(Fig. 3.5) de unos 3mm de grosor, con la finalidad de corregir las irregularidades que presente la albañilería. Incluso, si el murete no es completamente cuadrado, puede lograrse la forma cuadrada mediante el capping (Fig. 3.6).



Fig. 3.5. Capping.



Fig. 3.6. Corrección de medidas con el capping.

Para el caso específico de los muretes hechos con unidades huecas, en aquellos alveolos vacíos que vayan a estar en contacto con los cabezales del equipo de ensayo, deben ser rellenados con mortero 1:3 antes de aplicar el capping (Fig. 3.7). La finalidad de lo indicado es evitar una falla local por concentración de esfuerzos (Fig. 3.25).



Fig. 3.7. Relleno en esquinas de unidades huecas.

3.1.3 Prismas de estructuras existentes

En el proceso de evaluación estructural de edificaciones existentes de albañilería, cuando no se conocen sus propiedades mecánicas, es posible determinarlas ensayando prismas extraídos de los muros de la edificación. Estos se cortan con una amoladora, taladro o cincel para tallar los prismas respectivos (figuras 3.8 y 3.9). Se recomienda efectuar la extracción en la zona central inferior del muro, por ser la menos comprometida en una falla diagonal por fuerza cortante. Luego se debe rellenar la perforación con concreto simple.



Fig. 3.8. Zona de extracción de muretes.

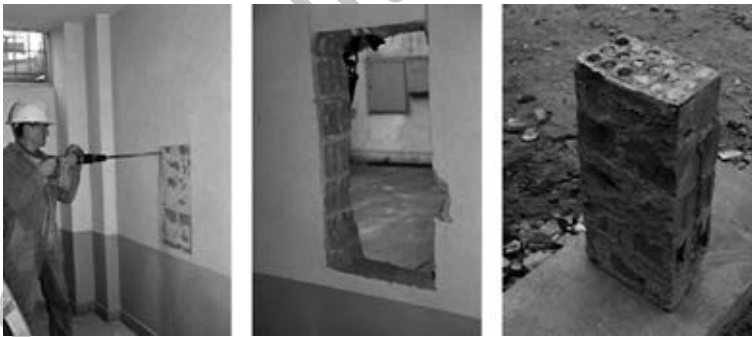


Fig. 3.9. Extracción de Pila en una edificación existente.

3.2 ENSAYOS DE COMPRESIÓN EN PILAS

El ensayo de compresión en las pilas de albañilería sirve para determinar la resistencia a compresión axial (f'_m) referida al área bruta de la sección transversal. Eventualmente —si se instrumenta y registra la deformación axial en la pila—, se puede determinar el módulo de elasticidad de la albañilería (E_m).

3.2.1 Esbeltez de la pila

La esbeltez (Fig. 3.10) se define como la relación entre la altura de la pila y su espesor (la menor dimensión de la sección transversal). Este valor debe estar comprendido entre 2 y 5, aunque los valores más representativos del comportamiento de la albañilería oscilan entre 4 y 5. La Norma E.070 adopta como esbeltez estándar al valor 5.

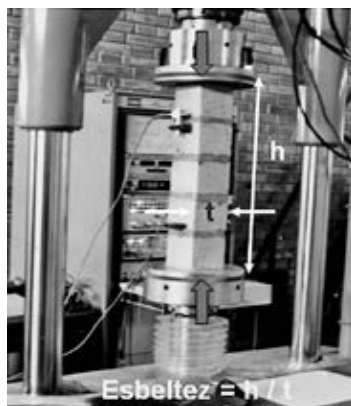


Fig. 3.10. Esbeltez de una pila.

En pilas «pequeñas», los valores de resistencia a compresión son mayores que los que arrojarían las pilas «esbeltas», debido a la mayor restricción al desplazamiento lateral inducida por los cabezales del equipo de ensayo en las pilas de poca esbeltez. Por esta razón, la Tabla 10 de la Norma E.070 proporciona «factores de corrección por esbeltez». Estos factores difieren de los indicados en la NTP 399.605-2003 (INDECOPI), que son iguales a los especificados en ASTM C1314-00a, donde la esbeltez estándar es 2. Sin embargo, los valores de la Tabla 10 están justificados mediante pruebas experimentales hechas en 60 pilas construidas con materiales locales. Asimismo, se recomienda que las pilas consten de por lo menos 3 hiladas.

TABLA 10 de la Norma E.070
FACTORES DE CORRECCIÓN DE f'_m POR ESBELTEZ

Esbeltez	2.0	2.5	3.0	4.0	4.5	5.0
Factor	0.73	0.80	0.91	0.95	0.98	1.00

3.2.2 Técnica de ensayo

Las pilas pueden ensayarse en una máquina universal (Fig. 3.10) o en una máquina de ensayos similar (Fig. 3.11).

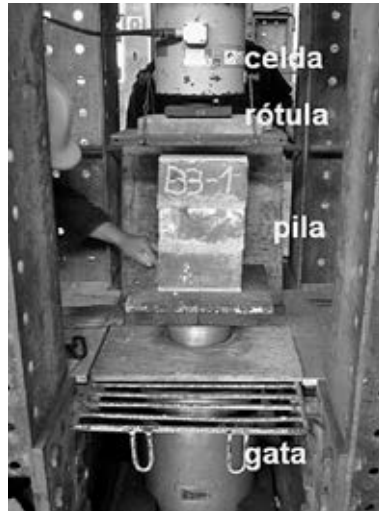


Fig. 3.11. Equipos en el ensayo de compresión.

El ensayo debe realizarse a velocidad uniforme, sin producir impactos, de modo que su duración esté comprendida entre 3 y 4 minutos. Si el ensayo se ejecuta controlando la velocidad de aplicación de carga (Fig. 3.11), esta puede ser de 5 ton/min. Cuando existe la posibilidad de medir el desplazamiento entre los cabezales del equipo de ensayo (Fig. 3.10), se puede adoptar una velocidad de 1mm/min.

3.2.3 Resistencia característica a compresión axial (f'_m)

La resistencia individual a compresión axial de una pila (f_m) se obtiene dividiendo la carga de rotura entre el área bruta de la sección transversal, sin importar que la unidad de albañilería utilizada califique como hueca o sólida, sea ladrillo o bloque. Este valor se corrige por el factor de esbeltez especificado en la Tabla 10 de la Norma E.070, y si la edad de las pilas es distinta a la estándar (28 días), se corrige por el factor indicado en la Tabla 8.

Una vez ensayadas todas las pilas, se obtiene el valor promedio (f_m) y la desviación estándar (σ) de la muestra ensayada, para después evaluar, de acuerdo a la Norma E.070, la resistencia característica (f'_m), restando al valor promedio una desviación estándar:

$$f'_m = f_m - \sigma$$

El restar una desviación estándar al valor promedio estadísticamente significa que el 84% de las pilas ensayadas tendrán una resistencia mayor que el valor característico.

Paralelamente, puede obtenerse la dispersión porcentual de resultados como: $100 (\sigma / f_m)$. Una dispersión superior al 30% es inaceptable, y quiere decir que existen fallas en la mano de obra o que los materiales utilizados no tienen la calidad adecuada.

3.2.4 Formas de falla

El comportamiento y el tipo de falla de las pilas ante cargas axiales están influenciados por la interacción que se desarrolla entre las caras de asiento de las unidades y el mortero. Las unidades y el mortero tienen diferente rigidez. Entonces, al ser sometidos al mismo esfuerzo normal, y al estar integrados los materiales, el material menos deformable (generalmente las unidades) restringe las deformaciones transversales del material más deformable (el mortero), introduciéndole esfuerzos de compresión en la dirección transversal, que se traducen en tracciones laterales sobre la unidad, que dan lugar a las grietas verticales (Fig. 3.12).



Fig. 3.12. Falla ideal de una pila.



Fig. 3.13. Trituración de ladrillos huecos.

La falla ideal de las pilas de albañilería es una grieta vertical en la cara de menor dimensión, que corta unidades y mortero (Fig. 3.12), producida por tracción debida a la expansión lateral (efecto de Poisson) causada por la compresión aplicada. En cambio, las fallas por trituración (Fig. 3.13) de la unidad son indeseables por ser frágiles y explosivas, esta falla se presenta por lo general cuando se utilizan unidades huecas. Por lo general, las fallas en las pilas aparecen de forma brusca, dado que se trata de materiales frágiles no reforzados.

Para unidades de baja resistencia (por ejemplo, ladrillos King Kong Artesanal, Fig. 3.14), por lo general, la falla ocurre por aplastamiento local de las unidades.

La falla por aplastamiento en una zona localizada de la pila (Fig. 3.15), o aplastamiento por pandeo de la pila, también puede ocurrir cuando existen efectos distintos a los de compresión pura, particularmente cuando aparecen componentes de flexión (pandeo). Esta se da por: imperfecciones en la construcción reflejada en la configuración geométrica del espécimen, por una falta de paralelismo entre las caras de asiento extremas, o por la falta de alineamiento entre el eje de carga y el eje longitudinal de la pila.



Fig. 3.14. Aplastamiento local.



Fig. 3.15. Aplastamiento por pandeo.

Para el caso de ladrillos ranurados, las fisuras por lo general atraviesan los bordes de las ranuras (zona más débil, Fig. 3.16). Para el caso de bloques de concreto rellenos con grout, las tapas del bloque salen expulsadas por el empuje que le genera el grout al expandirse lateralmente (Fig. 3.17).

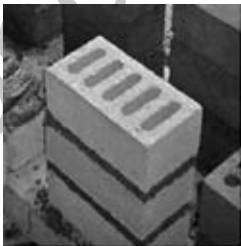


Fig. 3.16. Ladrillos ranurados.



Fig. 3.17. Bloque de concreto relleno con grout.

3.2.5 Módulo de elasticidad (E_m)

Para determinar el módulo de elasticidad de la albañilería (E_m), se necesita instrumentar las pilas. Una buena práctica es usar 2 instrumentos LVDT (Fig. 3.18) que midan la deformación axial de una porción central —equidistante de los extremos— de la pila. Las bases de estos instrumentos se colocan en la parte intermedia de las unidades, separadas al menos por una junta horizontal de mortero. Durante el ensayo, se registra la gráfica carga vertical (P) - desplazamiento axial (D) captada de cada instrumento (Fig. 3.18); al alcanzarse una carga del orden del 60% de la carga de rotura estimada, se retiran los LVDT a fin de que no se dañen durante la falla de la pila.

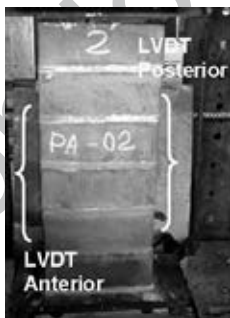


Fig. 3.18. Instrumentación y gráfica P-D.

Para calcular « E_m » se trabaja con la parte más lineal de la gráfica P-D, y se elimina la porción inicial que contempla el reacomodo de los instrumentos. Usualmente la

porción de la gráfica en análisis está comprendida entre el 10% y el 50% de la carga de rotura. Si «L» es la distancia entre bases del LVDT y «A» es el área bruta de la sección transversal de la pila, se tendrá:

Esfuerzo axial: $\Delta\sigma = \Delta P / A$

Deformación unitaria asociada a ΔP : $\Delta\varepsilon = \Delta D / L$

$E_m = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon$

Los valores «Em» calculados con cada instrumento de una pila se promedian, para finalmente promediar los resultados de la muestra ensayada (todas las pilas).

3.3 ENSAYOS DE COMPRESIÓN DIAGONAL EN MURETES

El ensayo de compresión diagonal en los muretes de albañilería sirve para determinar la resistencia característica a corte puro ($v'm$), y eventualmente —si se instrumenta y registra las deformaciones diagonales— para determinar el módulo de corte de la albañilería (G_m).

3.3.1 Técnica de ensayo

El ensayo de compresión diagonal se realiza según el procedimiento especificado por la norma técnica peruana NTP 399.621 (INDECOPI, 2004), que es similar a ASTM E 519-00. Los dispositivos para generar la carga (P) en la diagonal del murete se aprecian en la Fig. 3.19.

La carga «P» se aplica en forma monótonicamente creciente, a una velocidad de 1 ton/minuto, hasta alcanzar la rotura del murete.

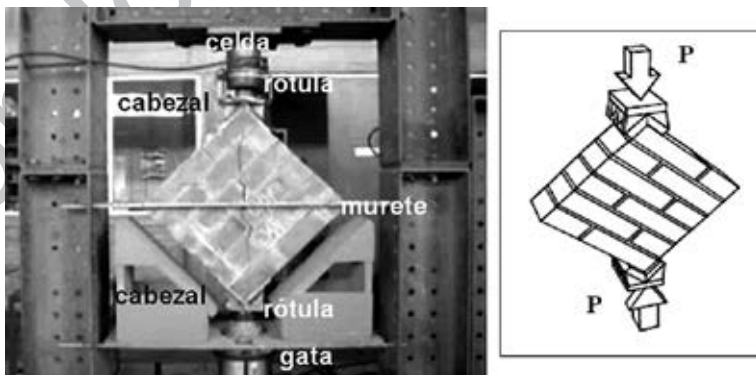


Fig. 3.19. Dispositivos en el ensayo de compresión diagonal.

3.3.2 Resistencia característica a corte puro ($v'm$)

La resistencia unitaria a corte puro de un murete (vm) se obtiene dividiendo la carga de rotura entre el área bruta de la diagonal cargada ($D t$), sin importar que la unidad de albañilería utilizada califique como hueca o sólida, sea ladrillo o bloque. Esto es lo mismo que dividir la carga diagonal proyectada en la dirección de las hiladas entre el área bruta de la hilada ($L t$) en muretes cuadrados (Fig. 3.20). Si la edad de los muretes es distinta a la estándar (28 días), se corrige por el factor indicado en la Tabla 8 de la Norma E.070.

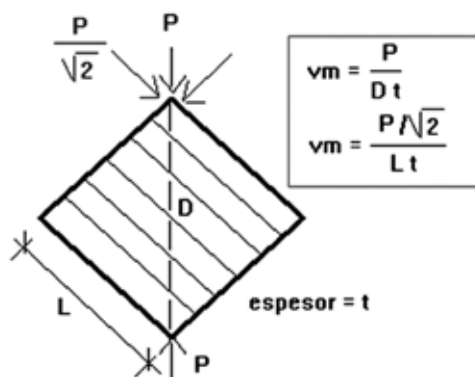


Fig. 3.20. Cálculo de la resistencia unitaria a corte puro.

Una vez ensayados todos los muretes, se obtiene el valor promedio (vm) y la desviación estándar (σ) de la muestra ensayada, para después evaluar, de acuerdo a la Norma E.070, la resistencia característica, restando al valor promedio una desviación estándar:

$$v'm = vm - \sigma$$

El restar una desviación estándar al valor promedio, estadísticamente, significa que el 84% de los muretes ensayados tendrán una resistencia mayor que el valor característico.

Paralelamente, puede obtenerse la dispersión porcentual de resultados como: $100 (\sigma / vm)$. Una dispersión superior al 30% es inaceptable, y quiere decir que existen fallas en la mano de obra o que los materiales utilizados no tienen la calidad adecuada.

3.3.3 Formas de falla

La resistencia a corte puro y la forma de falla respectiva dependen mucho del grado de adherencia que se desarrolle en la interfase unidad-mortero. Además, sobre la base

de los resultados que se obtengan en los muretes, podrá predecirse tanto la resistencia a fuerza cortante como la forma de falla que tendrán los muros a escala natural. Así, por ejemplo, cuando la adherencia es óptima, la falla atraviesa tanto a las unidades como al mortero (Fig. 3.21), lográndose maximizar la resistencia a fuerza cortante; en cambio, cuando no se ha logrado optimizar la adherencia unidad-mortero, la falla es escalonada a través de las juntas (Fig. 3.22) o mixta entre escalonada y cortando unidades (Fig. 3.23).

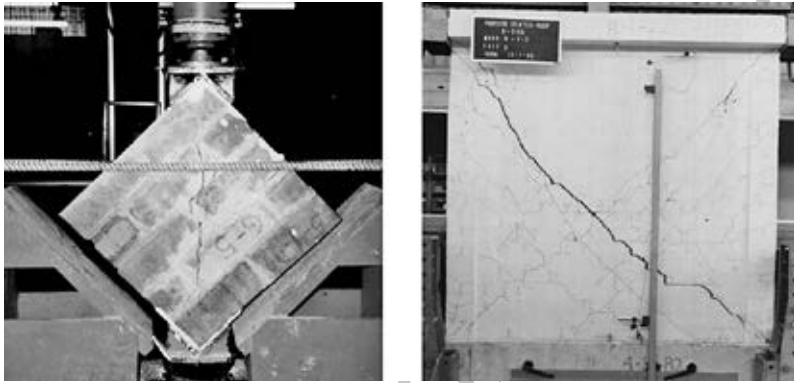


Fig. 3.21. Falla por tracción diagonal en murete (izquierda) y en muro (derecha).

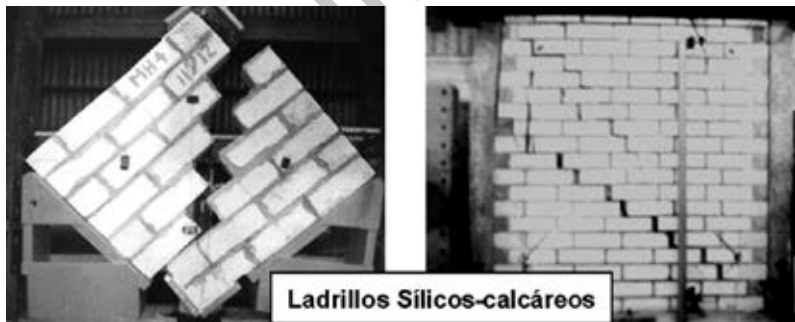


Fig. 3.22. Falla escalonada en murete (izquierda) y en muro (derecha).

Otras formas de falla en los muretes pueden ser: 1) por deslizamiento (o cortezalle, Fig. 3.24), que se presenta cuando la adherencia unidad-mortero de la junta horizontal es muy débil; y 2) por trituración local de la unidad (Fig. 3.25) ubicada en la zona de contacto con el cabezal angular del equipo de ensayo. Este último tipo de falla se presenta cuando los ladrillos son huecos, por lo que, para evitarla, se recomienda rellenar con mortero cemento: arena 1:3 los huecos de aquellas unidades que irán en contacto con el cabezal de ensayo (Fig. 3.7), antes de aplicar el capping.

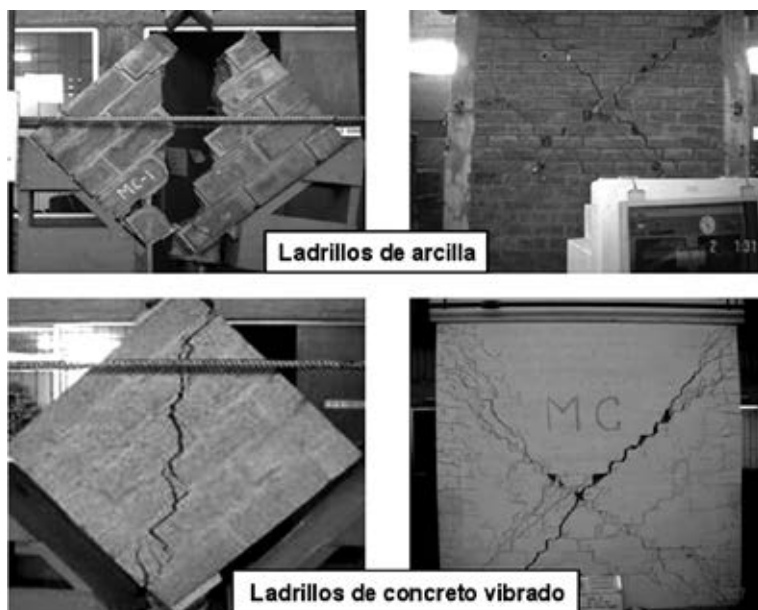


Fig. 3.23. Fallas mixtas en muretes (izquierda) y en muros (derecha).

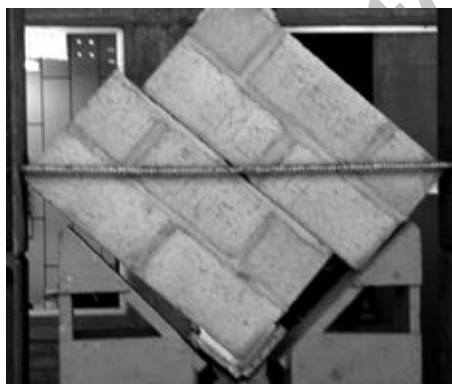


Fig. 3.24. Falla por cizalle.



Fig. 3.25. Falla local.

3.3.4 Módulo de corte (G_m)

Para determinar el módulo de corte de la albañilería (G_m), se necesita instrumentar una cara de los muretes con 2 LVDT (Fig. 3.26) que midan la deformación en ambas diagonales. Las bases de los instrumentos se deben colocar en la parte intermedia de las unidades separadas por lo menos por dos juntas horizontales de mortero.

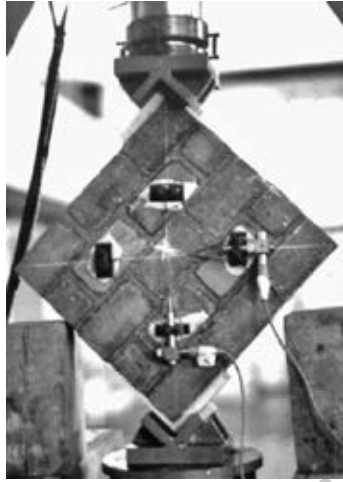


Fig. 3.26. Instrumentación para calcular G_m .

Durante el ensayo, se registra la gráfica carga (P) - desplazamiento (D) captada por cada instrumento (Fig. 3.26) y, al alcanzarse una carga del orden del 60% de la carga de rotura, se retiran los LVDT a fin de que no se dañen durante la falla del murete.

Para calcular « G_m » se trabaja con la parte más lineal de la gráfica P-D, y se elimina así la porción inicial que contempla el reacomodo de los instrumentos y la deformación del capping. Usualmente, esta porción de la gráfica en análisis está comprendida entre el 10% y el 50% de la carga de rotura. Si «L» es la distancia entre las bases del LVDT, «A» es el área bruta de la diagonal cargada y $\Delta P = P_{50\%} - P_{10\%}$, se tendrá:

$$\text{Esfuerzo cortante:} \quad \Delta\tau = \Delta P / A$$

$$\text{Deformación unitaria asociada a } \Delta P \text{ de cada LVDT: } \Delta\varepsilon = \Delta D / L$$

Se puede demostrar que la deformación angular « γ » está dada por la suma de las deformaciones unitarias registradas por cada LVDT (Fig. 3.27):

$$\gamma = \varepsilon_1 + \varepsilon_2$$

Con lo cual:

$$G_m = \Delta\tau / \Delta\gamma$$

Los valores « G_m » calculados para cada murete se promedian para así obtener el valor « G_m » correspondiente a la muestra ensayada.

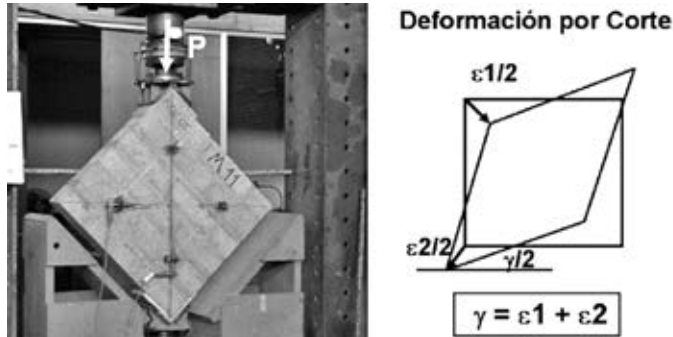


Fig. 3.27. Cálculo de la deformación angular.

3.4 NORMA E.070 «ALBAÑILERÍA»

En la Norma E.070 (2006), el capítulo 5, «Resistencia de Prismas de Albañilería», se proporciona la Tabla 9, que permite determinar para ciertos casos, los valores de f'_m y v'_m . Esta tabla está basada en los resultados de muchos ensayos realizados en pilas y muretes, y debería ser empleada específicamente con fines de diseño estructural, mientras que con el objetivo de controlar en obra la calidad de la albañilería deben hacerse las pruebas indicadas por la Norma. Cabe además mencionar que, aunque se realicen ensayos, para fines de diseño v'_m no debe exceder de $\sqrt{f'_m}$, ambos en kg/cm^2 .

TABLA 9 de la Norma E.070 (**)
RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA MPa (kg/cm^2)

Materia Prima	Denominación	UNIDAD f'_b	PILAS f'_m	MURETES v'_m
Arcilla	King Kong Artesanal	5,4 (55)	3,4 (35)	0,5 (5,1)
	King Kong Industrial	14,2 (145)	6,4 (65)	0,8 (8,1)
	Rejilla Industrial	21,1 (215)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
Sílice-cal	King Kong Normal	15,7 (160)	10,8 (110)	1,0 (9,7)
	Dédalo	14,2 (145)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
	Estándar y mecano (*)	14,2 (145)	10,8 (110)	0,9 (9,2)
Concreto	Bloque Tipo P (*)	4,9 (50)	7,3 (74)	0,8 (8,6)
		6,4 (65)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
		7,4 (75)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
		8,3 (85)	11,8 (120)	1,1 (10,9)

(*) Utilizados para la construcción de muros armados.

(**) El valor f'_b se proporciona sobre área bruta en unidades vacías (sin grout), mientras que las celdas de las pilas y muretes están totalmente rellenas con grout de $f'_c = 13,72 \text{ MPa}$ (140 kg/cm^2). El valor f'_m ha sido obtenido contemplando los coeficientes de corrección por esbeltez del prisma que aparece en la Tabla 10.

Por otro lado, sobre la base de numerosos ensayos hechos en pilas, muretes y muros a escala natural, en el Capítulo 8 de la Norma E.070, «Análisis y Diseño Estructural», se proporciona el módulo de elasticidad E_m y de corte G_m para los casos donde no se hayan hecho ensayos:

- Unidades de arcilla: $E_m = 500 f'_m$
- Unidades sílico-calcáreas: $E_m = 600 f'_m$
- Unidades de concreto vibrado: $E_m = 700 f'_m$
- Para todo tipo de unidad de albañilería: $G_m = 0,4 E_m f'_m$

El emplear un módulo de corte $G_m = 0.4 E_m$ equivale a adoptar un módulo de Poisson para la albañilería igual a 0.25.

LECTURAS COMPLEMENTARIAS AL CAPÍTULO 3:

- 3.1 Comentarios al Capítulo 5 de la Norma E.070 «Resistencia de Prismas de Albañilería». Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por: Ángel San Bartolomé. 2007.
- 3.2 NTP 399.605 (2003): UNIDADES DE ALBAÑILERÍA. Método de ensayo para la determinación de la resistencia en compresión de pilas de albañilería.
- 3.3 NTP 399.621 (2004): UNIDADES DE ALBAÑILERÍA. Método de ensayo de compresión diagonal en muretes de albañilería.
- 3.4 ASTM C 1314-00a: Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms.
- 3.5 ASTM E 519-00: Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblies.

Fondo Editorial PUCP

4. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se dan a conocer los procedimientos generales de construcción, los detalles del refuerzo, así como las recomendaciones respectivas para las edificaciones de albañilería confinada, armada y de junta seca; siguiendo la secuencia tradicional de construcción, desde la cimentación hasta los acabados. Se utiliza una serie de figuras ilustrativas, remarcándose los errores que suelen cometerse y que inciden negativamente en el comportamiento de la estructura, principalmente cuando está sujeta a terremotos.

Varias de estas recomendaciones podrían parecer utópicas, sin embargo, es conveniente que el lector conozca las condiciones ideales para lograr el mejor comportamiento estructural. Esto a su vez permitirá que, de no seguirse estrictamente las recomendaciones que se den, realizar en obra algo semejante a lo que aquí se explique. Es importante destacar que por más refinamiento que se haga en el diseño estructural, finalmente la estructura responderá ante los sismos de acuerdo a cómo haya sido construida.

4.2 EDIFICACIONES DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

4.2.1 Componentes de la estructura

La estructura de las edificaciones de albañilería confinada que tradicionalmente se emplea en el Perú (Fig. 4.1) está compuesta usualmente, en secuencia de construcción, por: 1) la cimentación corrida de concreto ciclópeo; 2) el sobrecimiento hecho también de concreto ciclópeo, pero con piedras medianas; 3) los muros de albañilería; 4) las columnas de confinamiento; y 5) las losas de techo y las vigas soleras que corren encima de los muros, así como las vigas dinteles que cubren los vanos de puertas y ventanas. El concreto de estos 3 elementos (losa-solera-dintel) debe ser vaciado

en simultáneo para lograr su integración y monolitismo. En los siguientes acápite se comenta las características y detalles de cada componente.

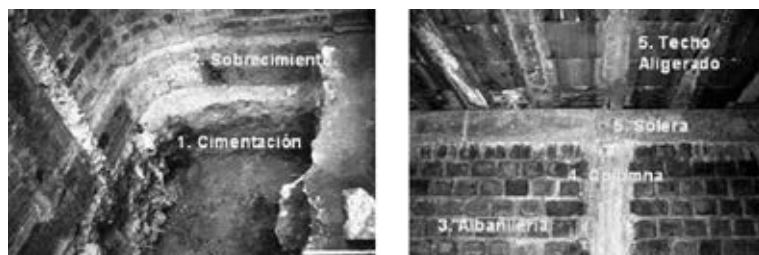


Fig. 4.1. Componentes de la estructura de una edificación de albañilería confinada en orden de construcción.

4.2.2 Cimentación

La cimentación que comúnmente se emplea en las edificaciones de albañilería confinada ubicadas en suelos de calidad intermedia o de buena calidad, es de concreto ciclópeo compuesto por una mezcla de concreto de $f'c = 100\text{kg/cm}^2$ (o cemento-hormigón 1:10) y un 30% de piedra de 10 pulgadas. Previa limpieza y nivelación del terreno, se excavan zanjas con ancho mínimo de 40cm, de modo que un albañil pueda trabajar sin dificultad (Fig. 4.2).



Fig. 4.2. Cimentación de concreto ciclópeo no reforzado.

Las dimensiones en planta de la cimentación corrida de concreto ciclópeo (Fig. 4.3) se diseñan estructuralmente de forma que los esfuerzos actuantes en su base, producto de la carga axial y el momento flector actuantes en el muro, sean menores que la resistencia admisible del suelo (σ_t). Sin embargo, debido a las grandes piedras, resulta imposible determinar la resistencia a corte, punzonamiento y a tracción por flexión del concreto ciclópeo. Por tanto, se recurre a reglas prácticas para hallar el peralte del cimient. De acuerdo a la Norma E.060 «Concreto Armado», el peralte del cimient de concreto ciclópeo (« $H \geq 2X$ », Fig. 4.3) debe ser al menos el doble de la longitud en volado del cimient (X).

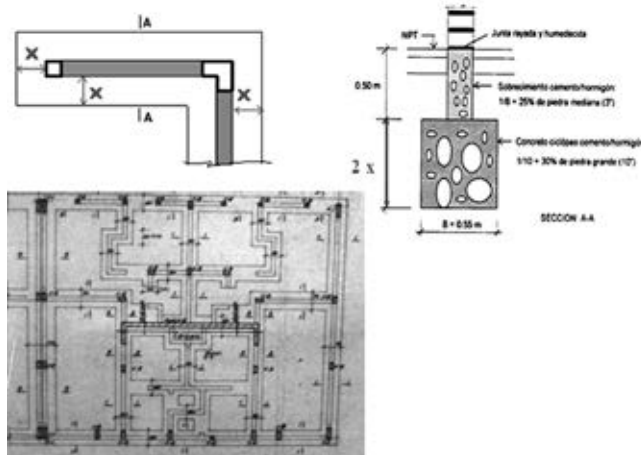


Fig. 4.3. Cimentación corrida de concreto ciclópeo.

Una de las situaciones más críticas en el diseño de estas cimentaciones se presenta cuando la carga axial (P en la Fig. 4.4) cae fuera del núcleo central del cimiento, debido a que el momento flector (M) genera una gran excentricidad ($e = M/P$) en la carga vertical. Como entre el suelo y la cimentación no se desarrollan tracciones, habrá que determinar la longitud de la zona comprimida (« X » en la Fig. 4.4). Esto se realiza sabiendo que la reacción del suelo (R) debe ser concéntrica con la carga vertical (esto implica que $X/3 = \frac{1}{2} L - e$). Una vez determinada la longitud « X », se podrá calcular por equilibrio ($R = P$) el esfuerzo máximo en el suelo. Si este esfuerzo supera la resistencia admisible (σ_t), será conveniente reducir el momento flector que llega a la cimentación, por ejemplo, mediante vigas de cimentación (VC) que conectan la cimentación de los muros, que tenga la capacidad de deformarse sin entrar en contacto con el suelo, o peraltando las vigas dintel.

Cuando la carga axial cae fuera del núcleo central ($e > L/6$):

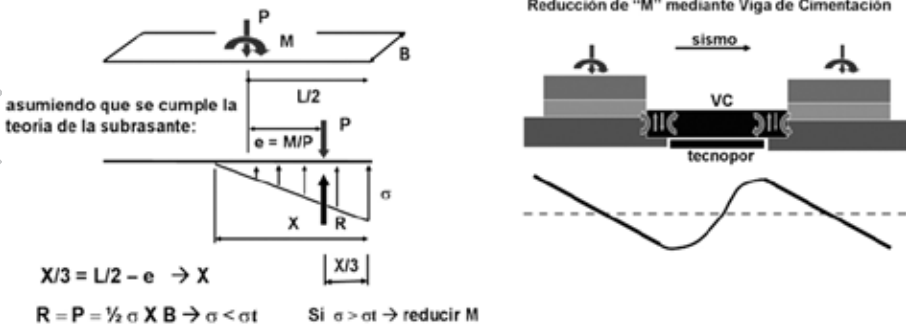


Fig. 4.4. Diseño de la cimentación y viga de cimentación.

En los extremos de la viga de cimentación (VC en la Fig. 4.4), se generan fuerza cortante y momento flector que actúan sobre el muro, contrarrestando las acciones que bajan a través de él. Con esto, se reduce el momento flector en la base del cimiento, disminuyendo así la excentricidad de la carga vertical y el esfuerzo máximo actuante en el suelo. Si aún así este esfuerzo continúa superando al admisible, puede incrementarse el peralte de VC.

A. Ejemplo de cimentación en suelo firme

Como información complementaria, se muestra el diseño de la cimentación del muro confinado X4 de la Fig. 4.5. El cálculo se ha efectuado en forma simplificada (sin considerar el aporte del muro transversal Y1, como si el cimiento fuese de forma rectangular), contemplando la condición sísmica más crítica (sismo en el sentido +XX). Se ha supuesto una resistencia admisible del suelo (cascajo) de 4 kg/cm^2 , y para efectos sísmicos se ha adoptado 1.33 veces este valor ($\sigma_t = 5.32 \text{ kg/cm}^2 = 53.2 \text{ ton/m}^2$):

Carga vertical $P_s = 18.32 \text{ ton}$

Peso de la zapata $P_z = 3.28 \text{ ton}$

Carga sísmica $P_s = 7.39 \text{ ton}$

Carga vertical total $P = 18.32 + P_s + P_z = 28.99 \text{ ton}$

Momento en la base $M = 27.91 \text{ ton-m}$

Excentricidad $= e = M/P = 0.96\text{m} > L/6 = 0.56\text{m} \dots(\text{hay tracción})$

$$\sigma_{\max} = \frac{2P}{3B\left(\frac{L}{2} - e\right)} = \frac{2 * 28.9}{3 * 0.55\left(3.35/2 - 0.96\right)} = 49.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < \sigma_t$$

En la Fig. 4.5 se puede apreciar que la longitud del volado (0.20m) es menor que la mitad del peralte del cimiento ($0.70 / 2 = 0.35\text{m}$), por lo que de acuerdo a la Norma de Concreto Armado E.060 no es necesario verificar el cimiento por flexión, fuerza cortante ni punzonamiento.

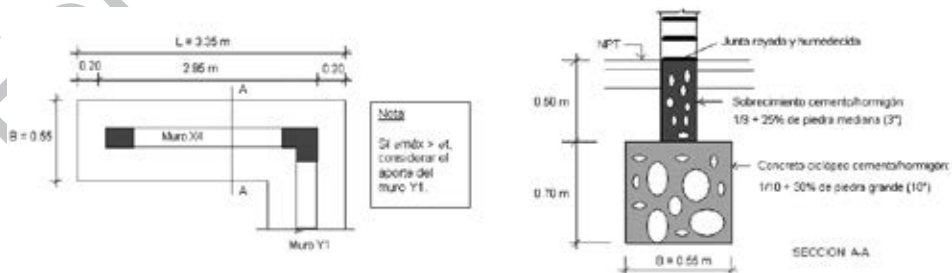


Fig. 4.5. Diseño de la cimentación del muro X4.

B. Suelos de baja calidad

En suelos de baja calidad, como arena suelta, las vibraciones desarrolladas por los sismos generan su compactación desordenada. Los muros de albañilería que allí se apoyan sufren asentamientos diferenciales que producen la fractura tanto de la cimentación no reforzada, como la del muro de albañilería (Fig. 4.6). Experimentalmente se ha observado que basta una distorsión angular de $1/800$ para que la albañilería se fracture. Por esta razón, en este tipo de suelos debe emplearse cimientos muy rígidos de concreto armado (Fig. 4.7), diseñados especialmente para evitar distorsiones mayores que $1/800$.



Fig. 4.6. Carabaylo, Lima. Suelo de arena suelta.

El uso de cimentaciones rígidas de concreto armado funcionó bien en un pabellón moderno del Hospital de Pischo (Fig. 4.7), mientras que los pabellones antiguos quedaron fuera de servicio después del sismo del 15-08-2007 (San Bartolomé, 2007). El Hospital está ubicado en un suelo de arcilla arenosa, con una profundidad de la napa freática de aproximadamente 1.5m.



Fig. 4.7. Cimentación rígida (T invertida) y Hospital de Pischo.

Otras soluciones para el caso de suelo blando, como el uso de solados o plateas de cimentación (Fig. 4.8), deben contemplar la inclusión de nervaduras debajo de los muros. La idea es controlar en estos muros el giro por flexión y evitar que punzonen el solado, y además porque el refuerzo vertical de las columnas debe anclar allí y tener un recubrimiento de por lo menos 7.5cm.

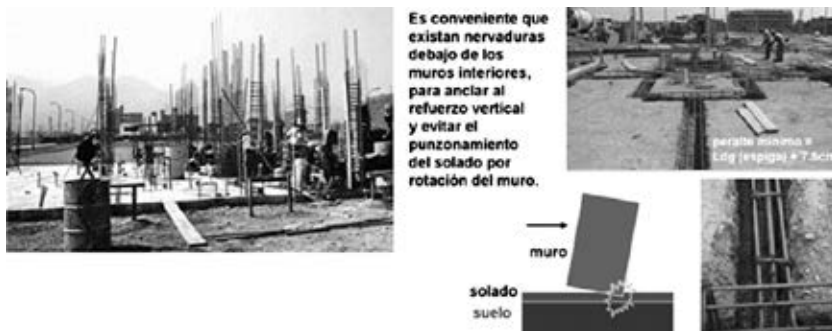


Fig. 4.8. Solados de cimentación.

La Fig. 4.9 muestra cimentaciones de concreto reforzado, donde, en un caso el peralte es insuficiente para anclar el refuerzo vertical de las columnas y, en otro, el sobrecimiento se encuentra reforzado. Cualquiera sea el caso, estas cimentaciones se deben diseñar como apoyadas sobre un medio elástico (suelo), de tal forma que los asentamientos del muro de albañilería no sobrepasen una distorsión de $1/800$.

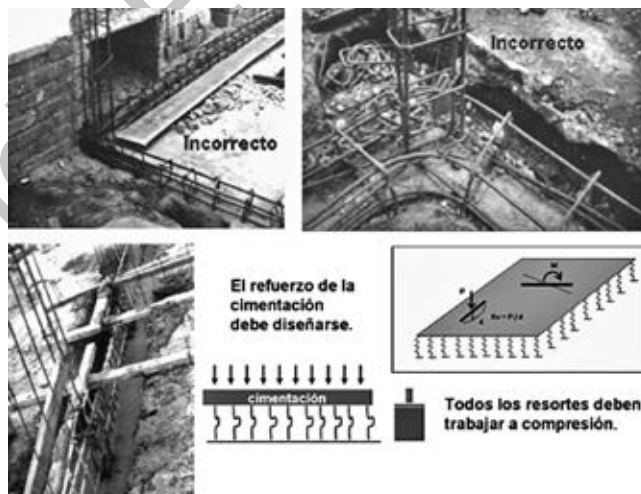


Fig. 4.9. Cimentación superficial de poco peralte (arriba), y sobrecimiento reforzado (izquierda).

C. Suelos de pésima calidad

Existen zonas donde es preferible no construir edificaciones porque representan un gran peligro. Por ejemplo, cuando el suelo es arena fina suelta con napa freática elevada (humedales), corre el riesgo de licuarse durante los terremotos, convirtiéndose en una especie de arena movediza (Fig. 4.10). Una vez que se produce licuación, se generan grandes asentamientos diferenciales o fuertes hundimientos.



Fig. 4.10. Licuación.

Dependiendo de la severidad del sismo, se han reportado volcamientos de edificios (Fig. 4.11) y la formación de grandes forados en el suelo licuado, donde la presión del agua (en especie de geiser) levantó cisternas enterradas. De este modo, soluciones como el uso de pilotes deben ser tratadas con cuidado, en vista que los pilotes trabajan ante acciones laterales solamente mientras exista interacción con el suelo.

Cabe resaltar que, aun en ausencia de terremotos, se han reportado fuertes hundimientos en viviendas ubicadas en humedales (Fig. 4.12), pero no se observaron grietas en los muros al no haberse producido asentamientos diferenciales.

Otro tipo de suelo peligroso es la arcilla expansiva (Fig. 4.13): al entrar en contacto con el agua, se hincha generando asentamientos diferenciales en la estructura. Una solución a este problema es emplear cimentaciones profundas, aisladas del estrato expansivo.



Fig. 4.11. Licuación y pilotes.



Fig. 4.12. Hundimiento en humedal.

Arcilla Expansiva. Talara-1983.

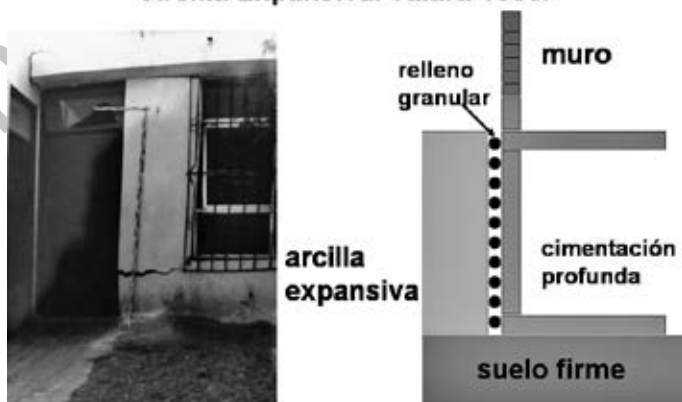


Fig. 4.13. Arcilla expansiva.

4.2.3 Sobrecimiento

El sobrecimiento que se acostumbra utilizar en nuestro medio es de concreto ciclópeo no reforzado, con una mezcla cemento-hormigón 1:8 más 25% de piedra mediana de tamaño máximo 3". Este sobrecimiento se considera como una extensión de la albañilería, tiene el espesor del muro y debe abarcar una altura por encima del nivel natural del terreno de unos 20 a 30cm (Fig. 4.14), a fin de proteger a la albañilería de la humedad natural del suelo.

En la construcción de las caras laterales del sobrecimiento deben emplearse encofrados (Fig. 4.14). Después de 3 horas de haberse vaciado el concreto del sobrecimiento, la cara de asiento del muro debe rayarse en una profundidad de unos 5mm, a fin de mejorar la unión albañilería-sobrecimiento ante acciones de corte-cizalle.



Fig. 4.14. Sobrecimiento. Nótese el rayado de la superficie superior.

El concreto de las columnas usualmente es de mayor calidad que el del sobrecimiento, sin embargo, a través de las columnas baja una carga axial importante («P» en la Fig. 4.15), producida principalmente por los sismos. Por ello, en la Norma E.070 se especifica que el concreto de la columna debe pasar a través del sobrecimiento hasta llegar al cimiento, agregando estribos de confinamiento en esa zona. Esta disposición tiene la finalidad de evitar la posible trituration del concreto del sobrecimiento carente de refuerzo, durante los terremotos; lo que haría que la columna se quede sin base de reacción.

La especificación mencionada no aplica cuando el concreto del sobrecimiento presenta la misma calidad que el de las columnas, o cuando el sobrecimiento es reforzado; pero aun así debe agregarse estribos de confinamiento, tal como aparece en la Fig. 4.15.

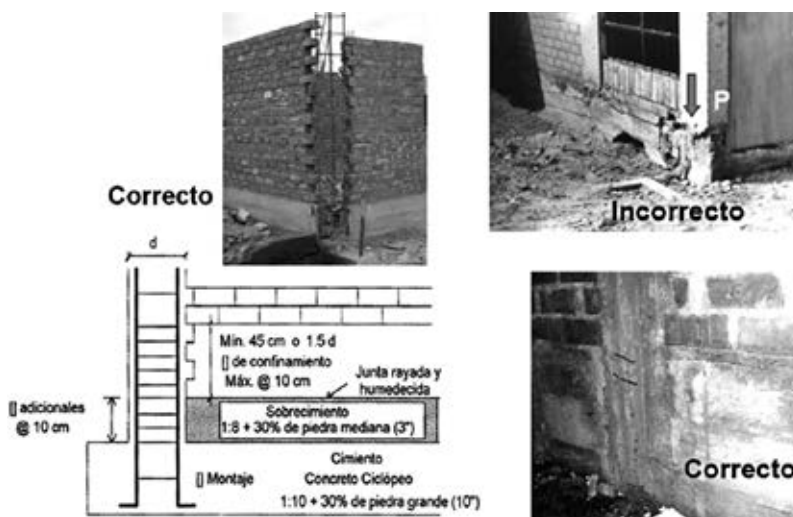


Fig. 4.15. Disposición reglamentaria para evitar la trituración del sobrecimiento durante los sismos.

4.2.4 Muro de albañilería

El muro está compuesto por unidades de albañilería que se adhieren entre sí mediante el mortero de cemento. Cada componente del muro de albañilería y la técnica constructiva a utilizar se describen en detalle, en este acápite.

A. Unidad de albañilería

En la construcción de los muros portantes confinados pueden emplearse ladrillos de arcilla, sílico-calcareos, de concreto y hasta de sillar (Fig. 4.16), con tal que califiquen como unidades «sólidas» y cumplan las especificaciones de uso que señala la Norma E.070.

Unidad sólida es aquella en que el área de huecos (perforaciones o ranuras) ocupa no más del 30% del área bruta. Si este porcentaje es mayor, la unidad califica como «hueca» y no debe ser empleada con fines estructurales, a no ser que el ingeniero demuestre que los muros se comportarán elásticamente (sin agrietarse) durante los terremotos severos. Este hecho podría ocurrir, por ejemplo, en los pisos altos de los edificios, o cuando se agrega una cantidad adecuada de muros de concreto armado.

En muros portantes no deben emplearse unidades huecas, tubulares (pandereta), ni bloques vacíos de concreto vibrado, porque estas unidades se trituran frágilmente después de que se generan las grietas diagonales en los muros (Fig. 4.17) durante el sismo. Luego, su resistencia y rigidez lateral disminuyen drásticamente. Cabe mencionar que experimentalmente se ha tratado de evitar la trituración de las unidades

huecas mediante el uso de refuerzo horizontal para cerrar las grietas diagonales en los muros, pero no se lograron resultados adecuados.

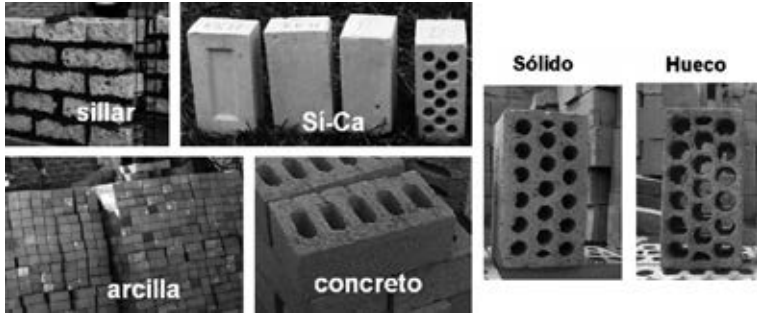


Fig. 4.16. Unidades que pueden emplearse en la construcción de muros portantes (izq.) y ladrillos sólido y hueco (der.).



Bloques de concreto vacíos. Estas unidades fueron creadas para ser usadas en la construcción de la Albañilería Armada rellena con grout.



Kink Kong industrial con 40% de huecos.

Pandereta. Esta unidad fue creada para construir tabiques no portantes.

Fig. 4.17. Unidades no aptas para ser empleadas en muros portantes confinados.

Asimismo, el uso de ladrillo King Kong artesanal se encuentra limitado a edificaciones de no más de dos pisos, porque también se trituran en los terremotos (Fig. 4.18), salvo que se demuestre que el muro se comportará elásticamente. Este tipo de ladrillo se deteriora ante la acción de la intemperie, por lo que se les debe proteger con tarrajeo de cemento.



Fig. 4.18. Trituración de ladrillos King Kong artesanales en el sismo de Pisco del 15-08-2007 y deterioro por acción de la intemperie en zona no tarrajada.

A.1 Eflorescencia

Las sales (comúnmente sulfatos) que contiene la materia prima de los ladrillos de arcilla, al entrar en contacto con el agua, se derriten y emergen a través de los poros, cristalizándose en su superficie, generando eflorescencia. Cuando la eflorescencia (Fig. 4.19) califica como moderada, el muro en estado seco puede limpiarse con una escobilla, para luego tarrajearlo usando algún aditivo impermeabilizante, de manera que la humedad no vuelva a penetrar. En cambio, cuando la eflorescencia califica como severa, es mejor rechazar el lote de ladrillos, ya que las sales atentan contra la adherencia ladrillo-mortero.

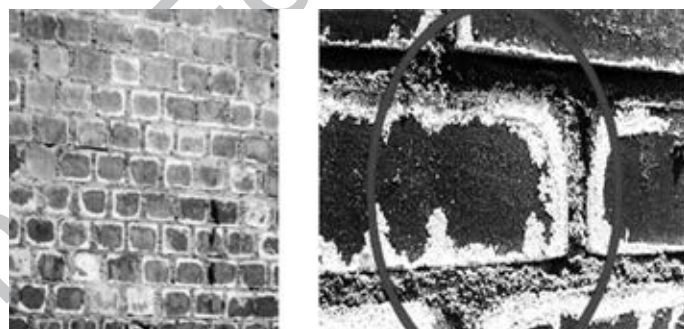


Fig. 4.19. Eflorescencia moderada (izquierda) y severa (derecha).

En suelos húmedos o salitrosos es conveniente impermeabilizar las superficies del suelo en contacto con la cimentación, antes de construir la cimentación. Por ejemplo, se puede usar una capa de asfalto, brea, geomantas o láminas de plástico grueso (Fig. 4.20), para que la humedad y las sales no penetren en el muro.



Fig. 4.20. Impermeabilización de la cimentación en suelo húmedo.

A.2 Tratamiento de los ladrillos antes del asentado

Producto de la cocción en el horno, los ladrillos de arcilla acumulan polvo en su superficie que debe ser limpiada con escobilla o aire comprimido (Fig. 4.21) antes de asentarlos. El polvo reduce la adherencia ladrillo-mortero, disminuyendo la resistencia a corte de los muros. Durante esta operación, deben eliminarse aquellos ladrillos resquebrajados que presentan grietas o estén mal cocidos; algunos de estos ladrillos podrán recortarse a máquina o mediante una herramienta llamada picota (Fig. 4.21) para usarlos como medias unidades.



Fig. 4.21. Limpieza y selección de ladrillos. Su recorte puede hacerse con una picota.

Luego de la limpieza, los ladrillos de arcilla (artesanales o industriales) deben regarse (Fig. 4.22) durante media hora unas diez horas antes de asentarlos. El objetivo de esta operación es disminuir la elevada succión que presentan y que el agua retenida en su núcleo sirva para curar el mortero. De otro modo, si se los asienta secos, absorberán rápidamente el agua del mortero, endureciéndolo, con lo cual, los ladrillos de la hilada inmediata superior tendrán dificultad al asentarse y su adherencia con el mortero se verá reducida.

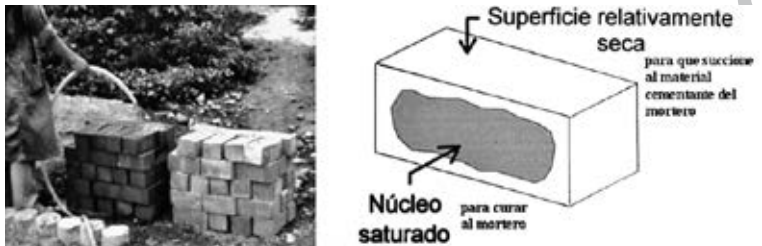


Fig. 4.22. Regado de ladrillos y estado ideal del ladrillo antes de asentarlos.

Las unidades sílico-calcáreas y las de concreto solo necesitan ser limpiadas; no se deben regar porque su grado de succión en estado seco es óptima (del orden de 10 a 20 gr/(200cm²-min)), mientras que los ladrillos de arcilla superan ese nivel. La succión (Fig. 4.23) se define como la cantidad de agua que un área normalizada de 200cm² de ladrillo, inmersa en una película de agua de 3mm de espesor, absorbe agua durante un tiempo de 1 minuto.

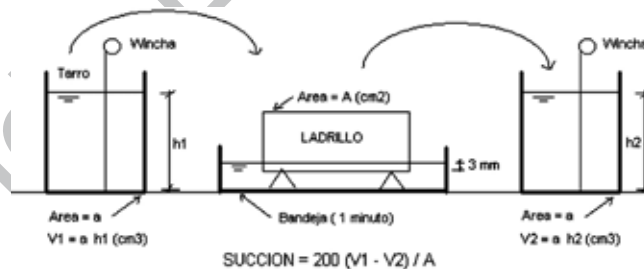


Fig. 4.23. Método de campo para determinar la succión.

Se requiere: wincha, tarro, bandeja y reloj.

B. Mortero

El mortero tiene la función primordial de adherir a los ladrillos en las distintas hileras del muro. Está compuesto por cemento (Pórtland o Puzolánico), arena gruesa y agua potable. La dosificación de los componentes comúnmente se hace en volumen.

En nuestro medio hay dos tipos de mortero (Fig. 4.24): artesanal e industrial. El artesanal se prepara en obra, revolviendo en seco la mezcla, hasta lograr un color uniforme. En cambio, el industrial se expende en bolsas, listo para echarle agua; o premezclado, que viene listo para usarlo («mortero de larga vida»). El cuidado que se le debe dar al mortero embolsado es el mismo que se le da al cemento embolsado: se lo debe proteger de la lluvia y de la humedad, las bolsas deben colocarse sobre una tarima en rumas de no más de 10 bolsas, y debe verificarse la fecha de caducidad (no usar si tienen más de 6 meses de edad).



Fig. 4.24. Mortero artesanal (izquierda) y embolsado (derecha).

B.1 La arena gruesa

La arena debe ser almacenada en tolvas temporales a fin de evitar su contaminación con otros materiales (Fig. 4.25). Cuando la arena contiene mucho polvo (finos), el mortero tiende a endurecer rápidamente reduciéndose la adherencia ladrillo-mortero, por lo que en esa situación, la arena debe tamizarse a través de la malla ASTM #200. En caso la arena sea salitrosa, debe lavarse con agua potable utilizando la malla #200 para después secarla en un tendal. Una manera práctica de reconocer si la arena presenta sales consiste en agitar un puñado de arena en un depósito con agua, si se levanta mucha espuma es porque la arena tiene sales.



Fig. 4.25. Contaminación de la arena, exceso de polvo y tamizado de la arena.

B.2 Preparación del mortero, trabajabilidad y reemplado

El mortero debe prepararse en poca cantidad, en una batea impermeable para que no pierda agua con facilidad. La cantidad de agua a echar en la mezcla seca la decide el albañil. Lo ideal es lograr un mortero trabajable, que discurra y cubra toda el área de asentado de ladrillos. La extensión del mortero sobre una hilada de ladrillos no debe ser mayor que 0.80m, para evitar que endurezca (Fig. 4.26), y el espesor de la junta no debe ser mayor que 15mm, para evitar pérdidas de resistencia a compresión y a fuerza cortante en la albañilería.



Fig. 4.26. Errores en: extensión del mortero, grosor de juntas y fluidez.

Una manera práctica de controlar la trabajabilidad del mortero (Fig. 4.27) consiste en sacudir verticalmente la mezcla colocada sobre un badilejo, para luego girarlo 180°; si la mezcla queda adherida al badilejo durante unos 15 segundos, la cantidad de agua utilizada es correcta. Otra forma es medir el revenimiento del mortero en el cono de Abrams, el slump deberá ser de unas 6 pulgadas. La cal hidratada y normalizada actúa como un aditivo que plastifica la mezcla, evitando que el mortero se seque rápidamente. Su uso recomendado es en una proporción de $\frac{1}{2}$ volumen de cal por cada volumen de cemento, solo para aquellas unidades que se asienten en estado seco (concreto y sílice-cal). El empleo de la cal no incrementa la resistencia axial ni a fuerza cortante del muro, según ensayos realizados en la PUCP.



Fig. 4.27. Métodos de campo para medir la trabajabilidad de la mezcla.

El endurecimiento (fragado) de la mezcla se inicia aproximadamente después de una hora de haber sido preparada, dependiendo del clima. Durante ese tiempo es posible el «retemplado», agregándole agua una sola vez más; en caso contrario, hay que desecharla.

C. Construcción de la albañilería

Para esta etapa, se entiende que los ladrillos han sido previamente tratados y el mortero ya está preparado. Los tipos de aparejo (disposición de las unidades en el muro) a emplear pueden ser de «soga», «cabeza» o «amarre americano» (Fig. 4.28), en cualquiera de ellos, se ha demostrado que la resistencia unitaria al esfuerzo cortante es la misma. Esta resistencia más bien depende de la calidad de los ladrillos, del mortero y de la técnica constructiva utilizada.

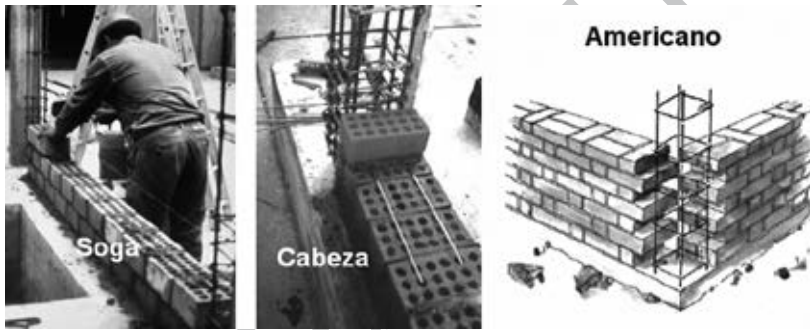


Fig. 4.28. Amarres de soga, cabeza y americano. En cualquiera de ellos las juntas verticales entre dos hiladas consecutivas no deben coincidir.

La cantidad de ladrillos por m² de pared (C) puede calcularse con la fórmula (4.1):

$$C = 10000 / [(L + J) (H + J)] \quad (4.1)$$

Donde:

L = longitud del ladrillo en la dirección del asentado (cm)

H = altura del ladrillo (cm)

J = espesor de la junta de mortero (cm)

Por ejemplo, en un muro de soga hecho con ladrillos King Kong (KK) Industrial de 9x13x24 cm, con juntas de 10mm, se obtiene: $C = 10000 / [(24+1) \times (9+1)] = 40$ unidades / m².

El primer paso consiste en limpiar y humedecer con agua la superficie rayada del sobrecimiento (Fig. 4.29), o losa de techo en los pisos superiores al primero, donde se levantarán los muros de albañilería. No debe emplearse lechada de cemento porque

tapona los poros del concreto, e impide la succión del material cementante de la primera capa de mortero. Luego del humedecimiento, se aplica la primera capa de mortero y se asientan los ladrillos ubicados en los extremos del muro. Esas unidades y todas las unidades extremas en la altura del muro reciben el nombre de «ladrillos maestros» o «guías», y son las únicas donde se hace uso de un escantillón (regla graduada con la altura de las hiladas) para controlar el grosor de la junta horizontal y de una plomada para controlar la verticalidad del muro.



Fig. 4.29. Humedecimiento de la base de concreto y asentado de ladrillos maestros.

Posteriormente, se coloca un cordel (Fig. 4.30) por uno de los bordes del muro, que conecta los dos ladrillos maestros. El cordel sirve para alinear horizontalmente los ladrillos de la parte interior de la hilada, los que se asientan sin usar plomada ni escantillón, sobre una capa de mortero que no debe extenderse más de 0.80m, como ya se mencionó.

Durante el asentado, los ladrillos deben presionarse verticalmente para que el mortero penetre en el interior de los poros y perforaciones del ladrillo, lo que permite crear pequeñas llaves de corte que elevan la resistencia a corte-cizalle de cada junta horizontal. Luego de terminar el asentado de una hilada, se llenan con mortero las juntas verticales usando el badilejo y un fraguador (paleta pequeña de madera, Fig. 4.30) como encofrado.



Fig. 4.30. Uso del cordel y del fraguador en el asentado de los ladrillos intermedios.

En caso deba retirarse un ladrillo en la etapa de asentado, se reemplaza por uno nuevo; se lava el ladrillo retirado y se lo guarda para rehusarlo en la próxima jornada de trabajo. Adicionalmente, el mortero excedente del asentado de una hilada, que caiga sobre una manta plástica limpia, se recoge y puede ser reutilizado, mientras siga fresco y trabajable.

Durante la construcción de las hiladas, no debe olvidarse la colocación del refuerzo horizontal (Fig. 4.31) o las mechas de conexión columna-albañilería, cuando estén indicados en los planos. Primero se coloca la varilla para después aplicar la mezcla y luego se proporciona pequeñas sacudidas verticales a la varilla, para que el mortero penetre debajo de ella.



Fig. 4.31. Instalación del refuerzo horizontal y asentado de la hilada inmediata superior.

C.1 Jornadas de trabajo

El proceso de asentado se repite hasta alcanzar una altura máxima de 1.3m. No es correcto seguir construyendo más hiladas, debido a que el mortero de las hiladas inferiores aún está fresco y podría aplastarse desalineándose el muro. Al culminar la primera jornada de trabajo, debe limpiarse la rebaba de mortero del muro con una plancha, pasándola de abajo hacia arriba (Fig. 4.32) y los desperdicios deben ser eliminados.



Fig. 4.32. Término de la primera jornada y limpieza del muro.

Se han reportado fallas por cizalle a la altura de la junta de construcción entre jornadas de trabajo, provocadas por terremotos (Fig. 4.23); por ello, dicha junta debe ser tratada adecuadamente. Al culminar la primera jornada de trabajo, es preferible dejar libres las juntas verticales de la última hilada (Fig. 4.32). Al día siguiente, se deben limpiar y humedecer, para enseguida llenar con mortero a las juntas verticales libres y después continuar con la construcción de las hiladas superiores.



Fig. 4.33. Falla por cizalle y humedecimiento de la junta de construcción.

C.2 Conexión albañilería-columna

La Norma E.070 permite el uso de una conexión dentada o a ras entre la albañilería y la columna. Cuando se utiliza conexión dentada (Fig. 4.34), el diente no debe exceder de 5cm, para evitar la formación de cangrejeras debajo de él y para que este no se fracture durante la compactación del concreto de la columna. En este caso, los desperdicios de mortero que hayan caído sobre el diente deberán limpiarse antes de encofrar las columnas, para que se desarrolle una adherencia adecuada concreto-albañilería.



Fig. 4.34. Dientes adecuados, dientes muy largos y desperdicios sobre el diente.

Los tres problemas que generan la conexión dentada (Fig. 4.34) pueden solucionarse empleando una conexión a ras, pero agregando mechas o chicotes de anclaje (Fig. 4.35) en una cuantía de 0.001. Estos chicotes no se necesitan cuando el muro tiene refuerzo horizontal continuo (Fig. 4.31). La mecha debe quedar embutida en la junta de la albañilería una longitud de 40cm y penetrar en la columna por lo menos 12.5cm, para luego doblar verticalmente 10cm.

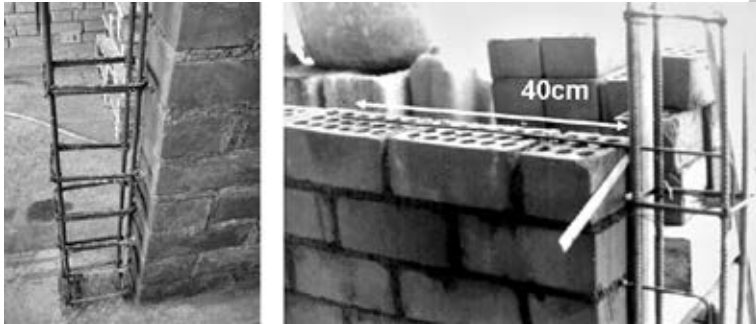


Fig. 4.35. Junta a ras albañilería-columna y mechas (o chicotes) de anclaje.

C.3 Otras consideraciones (escaniplo, esbeltez y tuberías)

En reemplazo del escantillón y la plomada se puede emplear el «escaniplo» (Fig. 4.36), dispositivo que hace las veces de los «ladrillos maestros», lo cual acelera el proceso de asentado de ladrillos. El máximo desaplomo (falta de verticalidad) permitido es 1/500; esta es una de las razones por la que en la Norma E.070 se limita la esbeltez de los muros (relación altura-espesor) a un máximo de 20.



Fig. 4.36. Escaniplo y desaplomo de una pared muy esbelta.

El paso de tuberías con diámetros mayores que 55mm a través de un muro portante (Fig. 4.37) lo prohíbe la Norma E.070, porque debilitan los muros ante los sismos.

En cambio, se recomienda que estos tubos queden embutidos en falsas columnas, en un espacio a rellenar con grout, debiéndose emplear chicotes de $\frac{1}{4}$ » que conecten las partes divididas del muro y anillar al tubo con alambre #16. De preferencia, estos tubos deben ir alojados en ductos (Fig. 4.38), lo que facilita incluso su mantenimiento.



Fig. 4.37. Muro dividido en 2 por la tubería y uso de falsas columnas.

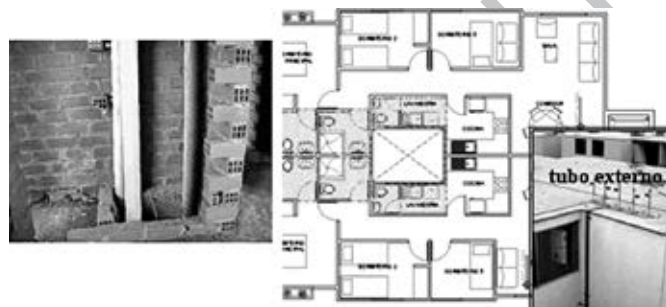


Fig. 4.38. Ductos. A la derecha se aprecia que la zona de servicios (S.H., cocina, patio) está alrededor de un ducto central.

En ningún caso debe picarse un muro, aun cuando el diámetro de las tuberías sea menor que 55mm. Más bien debe dejarse un espacio durante su construcción a ser rellenado con grout. Las tuberías no deben correr horizontalmente a lo largo del muro (Fig. 4.39), porque crean un plano potencial de falla por deslizamiento y generan excentricidad de la carga vertical.

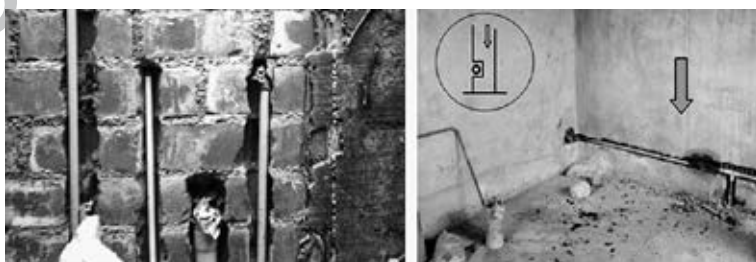


Fig. 4.39. Situaciones no permitidas por la Norma E.070.

En países como México y otros se fabrican ladrillos especiales con alvéolos que permiten alojar tuberías, para después rellenarlos con grout. Estos ladrillos se combinan con los ladrillos sólidos (Fig. 4.40), con lo cual se eliminan las partidas de picado y resane.



Fig. 4.40. Ladrillos mexicanos, especiales para alojar tuberías.

4.2.5 Columnas de confinamiento

A. Detalles del refuerzo y tuberías

Los traslapes del refuerzo vertical, con longitud de 45 veces el diámetro de la mayor barra, y los ganchos a 135° de los estribos, crean congestión de refuerzos en los extremos de las columnas de confinamiento. Esto podría generar cangrejerías en el concreto, especialmente en columnas de poca dimensión, como las que se usan en muros con aparejo de soga. Por ello, para esas columnas, se recomienda traslapar a media altura y usar estribos con 1 y $\frac{3}{4}$ de vuelta, amarrando sus extremos con alambre #16 (Fig. 4.41). De ninguna manera debe emplearse estribos abiertos a 90° porque no confinan al concreto.



Fig. 4.41. Traslapes y estribos. Situaciones incorrectas (izq.) y correctas (der.).

Tampoco deben existir tuberías de gran diámetro en el interior de las columnas, ni al costado de ellas (Fig. 4.42), porque reducen su área en el primer caso y debilitan su integración con la albañilería en el segundo caso.



Fig. 4.42. Situaciones no permitidas por la Norma E.070.

B. Construcción de las columnas

Antes de encofrar las columnas (Fig. 4.43), los bordes verticales de la albañilería y la base de las columnas deben limpiarse y humedecerse, para evitar juntas frías y que el agua quede empozada en la base. Los encofrados deben ser herméticos y guardar verticalidad. El encofrado puede instalarse al día siguiente de haberse terminado la construcción de la albañilería. El concreto debe prepararse en mezcladora con un revenimiento de unas 5 pulgadas, para que pueda fluir y llenar los intersticios existentes entre la albañilería y la columna. Para el caso de columnas pequeñas es preferible que la piedra chancada sea de tamaño máximo de $\frac{1}{2}$ pulgada, para evitar la formación de cangrejeras. Este concreto debe tener la resistencia especificada en los planos de estructuras (mínimo $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$).



Fig. 4.43. Encofrados y preparación del concreto.

El concreto debe ser vaciado en capas de unos 50cm de altura, y estas deben ser compactadas con una vibradora o una varilla lisa de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro. El refuerzo vertical no debe sacudirse (Fig. 4.44) porque podrían formarse vacíos entre las varillas y el concreto. Pasadas unas 3 horas del vaciado, la parte superior del concreto de las columnas debe rayarse, para mejorar la superficie de unión solera-columna ante la acción de corte-cizalle.



Fig. 4.44. Vaciado y compactación del concreto de columnas.

Al día siguiente del vaciado, las columnas se pueden desencofrar y curar regándolas con agua a razón de 2 veces al día durante 7 días consecutivos. En caso se presenten cangrejeras pequeñas en la zona intermedia, deben limpiarse las partículas sueltas, humedecer la zona y taponarlas con mortero 1:3 a presión manual. Pero si las cangrejeras son de gran tamaño (Fig. 4.45) y están localizadas en los extremos, deberá picarse esa zona, limpiarla, humedecerla y vaciar concreto empleando un encofrado en forma de embudo, de tal forma que el concreto nuevo rebalse por la cara externa de la columna, para que al secar no se desprege del concreto existente; en caso hayan pasado más de 3 días desde el vaciado, deberá emplearse resina epóxica para pegar ambos concretos.



Fig. 4.45. Reparación de cangrejera.

4.2.6 Vigas y losa de techo

A. Detalles del refuerzo en vigas

Tal como se indicó en el Capítulo 1 (acápito 1.4.2.B.4), existen dos tipos de vigas (Fig. 4.46): la solera y el dintel. La solera no requiere ser peraltada, mientras que el dintel debe tener un peralte adecuado. Debe evitarse la congestión de refuerzo

en los nudos, para que no se formen cangrejas, por ejemplo, el traslape del refuerzo debe hacerse fuera de la zona estribada a corto espaciamiento. Asimismo, cuando estas vigas pierden continuidad, el peralte de la columna de apoyo deberá ser suficiente como para anclar el refuerzo horizontal (Fig. 4.47). En adición, el refuerzo longitudinal no debe doblarse (Fig. 4.48), puesto que para que una varilla trabaje, debe estar recta. Una solución al problema indicado en la Fig. 4.48 consiste en ensanchar la solera.

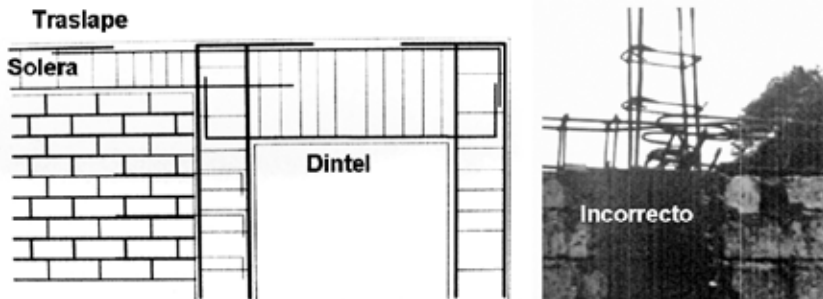


Fig. 4.46. Solera y Dintel.

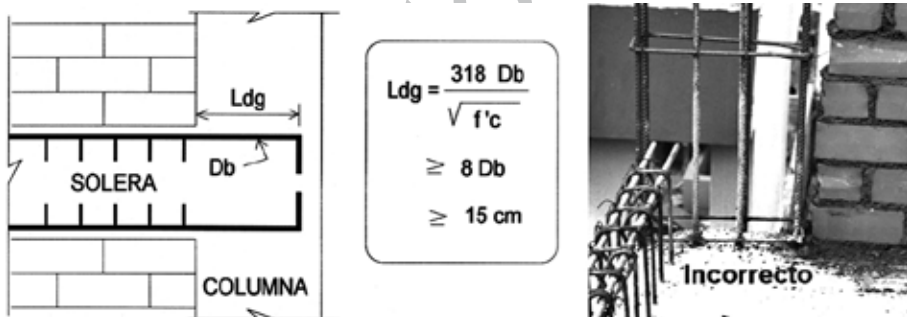


Fig. 4.47. Anclaje del refuerzo de vigas (Ldg). A la izquierda el refuerzo está recortado.



Fig. 4.48. Varillas dobladas, solución incorrecta.

Para prevenir la corrosión del refuerzo (Fig. 4.49), tanto el de las vigas como de las columnas y losa de techo, deberá tener un recubrimiento efectivo de por lo menos 2cm cuando el muro sea tarrajado; y de 3cm, cuando el muro sea caravista.



Fig. 4.49. Corrosión del refuerzo.

B. Construcción de vigas y losa de techo

Una vez que se han encofrado los elementos estructurales horizontales (losa y vigas), se procede a colocar las tuberías y a probarlas contra cualquier fuga (Fig. 4.50). Se continúa limpiando y humedeciendo la superficie superior de los muros y columnas.

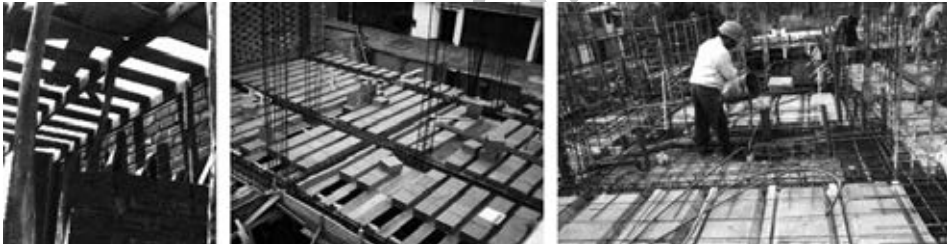


Fig. 4.50. Encofrado y prueba de tuberías.

Luego se procede a vaciar el concreto, esparciéndolo y compactándolo con una vibradora o una varilla lisa de ½ pulgada. Es importante indicar que el concreto de las vigas debe vaciarse en simultáneo con el de la losa, para garantizar una adecuada integración entre estos elementos. Por el contrario, cuando el concreto de las vigas se vacía en 2 etapas (Fig. 4.51) se formará una junta de construcción entre la losa y la parte intermedia de la viga; y así un plano potencial de falla por deslizamiento entre estos elementos, dado que las fuerzas sísmicas horizontales se transmiten desde la losa hacia las vigas y de allí a los muros.

Después del vaciado, el concreto de la losa se enrasa con una regla; y pasadas unas 3 horas se rayan las zonas donde se construirán los muros del piso superior. Es importante curar el concreto durante 7 días consecutivos, ya sea con yute húmedo

(regándolo 2 veces al día), o formando arroceras. Si se observan fisuras por contracción de secado en la superficie, se deben taponar con una lechada de cemento-arena fina, en proporción 1:3. Después se procede con la construcción de los muros del piso inmediato superior (Fig. 4.52), repitiéndose el procedimiento señalado desde el acápite 4.2.4. Finalmente, se tarrajean las paredes (Fig. 4.53) y se culmina con los acabados.

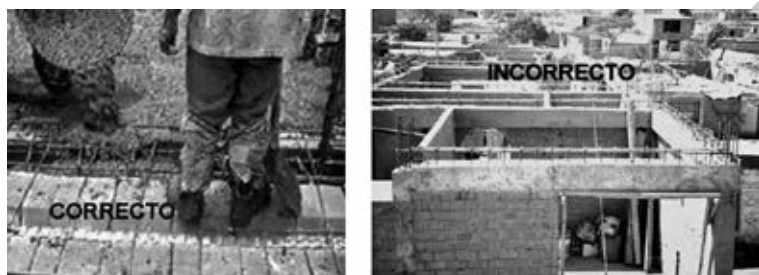


Fig. 4.51. Vaciado de vigas. Proceso correcto e incorrecto.



Fig. 4.52. Enrasado del concreto, curado, y construcción de muros del piso superior.



Fig. 4.53. Acabado de los muros.

4.3 EDIFICACIONES DE ALBAÑILERÍA ARMADA

Usualmente, este tipo de construcción se utiliza cuando los ambientes son de dimensiones modulares (Fig. 4.54), para evitar el retaceo de los bloques. Cuando los ambientes dejan de ser modulares, los bloques recortados deben emplearse en la zona central de los muros.

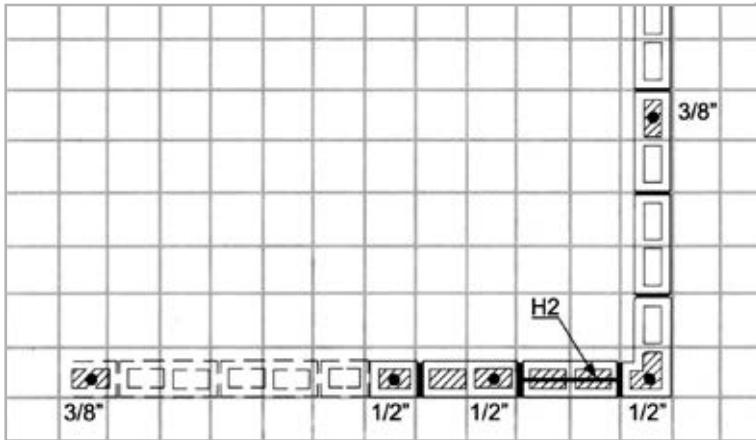


Fig. 4.54. (cortesía FIRTH) Ambientes modulares con retículas de 20x20cm para bloques de concreto y de arcilla, y de 15x15cm para bloques sílico-calcáreos.

En los siguientes acápite, se describe el procedimiento de construcción en secuencia ordenada, desde la cimentación hasta los acabados.

4.3.1 Cimentación

Podría emplearse cualquiera de los tipos de cimentación descritos en el acápite 4.2.2 para la Albañilería Confinada, pero en la Norma E.070 se recomienda no emplear la cimentación corrida de concreto ciclópeo, porque las grandes piedras que se utilizan podrían desplazar al refuerzo vertical, haciendo que este no coincida en el interior de las celdas del bloque.

El refuerzo vertical debe colocarse con gran precisión (Fig. 4.55), amarrándolo a varillas horizontales y transversales. En caso no coincida con las celdas del bloque, se recomienda recortar las tapas transversales. Nunca deben doblarse («grifarse») las varillas porque perderían su capacidad de trabajar a tracción, debido a la flexión y al corte-cizalle.

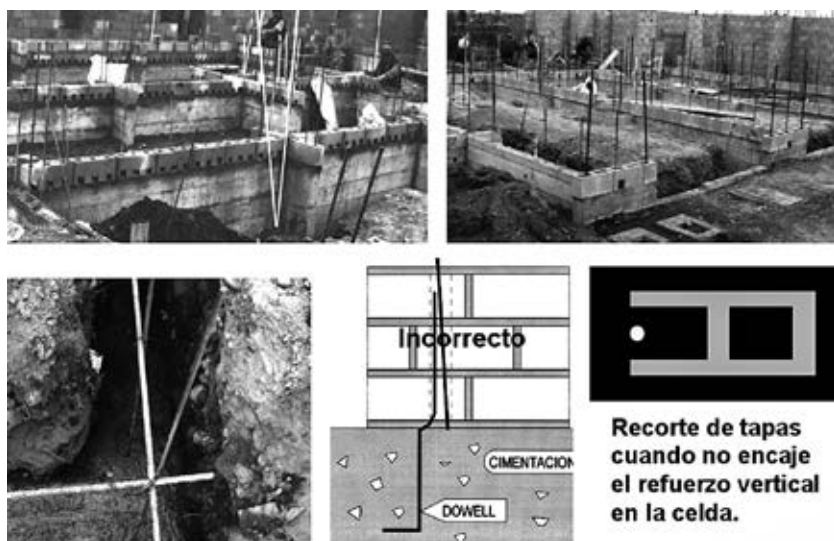


Fig. 4.55. Cimentación y refuerzo vertical en los muros de Albañilería Armada.

A. Espigas

Usualmente se dejan espigas verticales («dowells») ancladas en la cimentación, para facilitar la construcción de la albañilería (Fig. 4.56). De otro modo, si el refuerzo vertical fuese continuo, habría que insertar los bloques desde el extremo superior de las varillas, a menos que se utilicen bloques abiertos en las paredes verticales extremas.



Fig. 4.56. Espigas (izquierda) para facilitar el asentado de los bloques, y refuerzo vertical continuo (derecha).

Cuando se usan espigas, al terminar de construir los muros de albañilería y antes de rellenar los alveolos con grout, se insertan las barras verticales, traslapándolas con las espigas. Estos traslapes generan congestión de refuerzo en las celdas que podrían provocar cangrejeras en el grout. Además, cuando los traslapes tienen la misma longitud, han podido notarse planos de falla por deslizamiento en la zona donde terminan las espigas (Fig. 4.57). Por estas razones, la Norma E.070 recomienda que al menos en el primer piso, el más esforzado sísmicamente, se utilice refuerzo vertical continuo. Para facilitar la construcción, pueden recortarse las tapas externas del bloque formando una «H» (Fig. 4.58); o se puede utilizar espigas, pero con traslapes en longitudes alternadas de 60 y 90 veces el diámetro de la varilla.

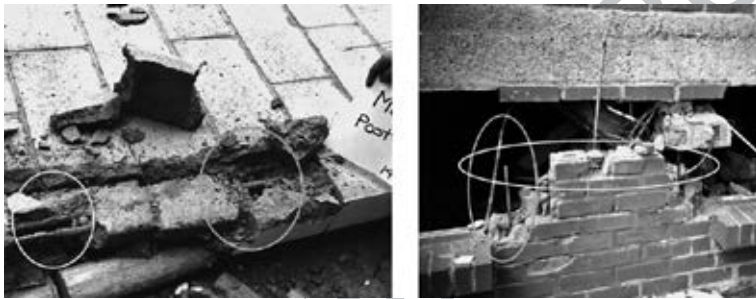


Fig. 4.57. Problemas generados por el uso de espigas. Cangrejera y falla por deslizamiento.

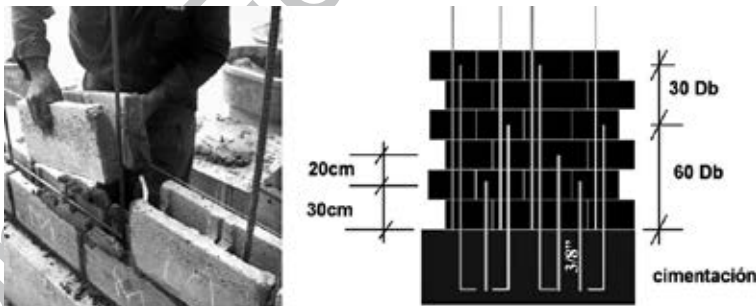


Fig. 4.58. Norma E.070. En el primer piso usar refuerzo continuo y bloques «H» (izq.), o traslapes alternados (derecha).

Una ventaja estructural que tienen los muros confinados sobre los de albañilería armada es que en el primer piso (el más solicitado por flexión, corte y carga axial) no se necesita traslapar el refuerzo vertical existente en las columnas de confinamiento (Fig. 4.59).



Fig. 4.59. Ventaja de los muros confinados sobre los de albañilería armada.

4.3.2 Bloques y tratamiento previo al asentado

En la construcción pueden emplearse bloques de concreto, arcilla o de sílice-cal (Fig. 4.60). Las partículas sueltas de los bloques deben limpiarse; los únicos que necesitan tratar su succión son los de arcilla (regarlas $\frac{1}{2}$ hora, unas 10 horas antes de asentarlas, Fig. 4.61).



Fig. 4.60. Bloques nacionales de concreto vibrado (izq.), arcilla (centro) y sílice-cal (der.).



Fig. 4.61. Limpieza, y regado solo para bloques de arcilla.

Debido a la alta variación volumétrica que generalmente tienen los bloques de concreto vibrado, no se los debe regar antes del asentado, porque se expandirían y luego se contraerían al secar, lo que podría generar fisuras en el muro. Adicionalmente, por el mismo fenómeno, los bloques de concreto deben emplearse en estado seco a la edad de 28 días después de fabricados. Sin embargo, es posible curar el muro después de haber construido la albañilería, porque los bloques se encuentran integrados por el mortero y los cambios volumétricos afectan al conjunto y no a cada bloque. También, por la razón indicada, los muros hechos con bloques de concreto no deben exceder los 8m de longitud; si exceden esta longitud, deben subdividirse con una junta vertical de expansión de ½ pulgada de grosor, la misma que no necesita atravesar la losa de techo.

A. Recorte de bloques

El recorte de los bloques se realiza en seco, antes de asentarlos, con una cortadora de disco circular diamantado (amoladora, Fig. 4.62) en obra. Estos recortes se hacen con varios fines:

1. Formar ventanas de limpieza («ratoneras») en los bloques de la primera hilada de todos los pisos. Su función es eliminar los desperdicios de mortero que hayan caído sobre la base del muro, durante el asentado, para lo que debe colocarse un retazo de plástico en el interior; de otro modo, se producirá una junta fría en la unión grout-base.
2. Alojjar cajas eléctricas. En este caso, los tubos se instalan antes de asentar los bloques.
3. Colocar el refuerzo horizontal en el eje del muro. Para esto se hacen dos ranuras de unos 5cm de longitud en la parte superior de las tapas transversales del bloque, para después destaparlas golpeándolas con un martillo.

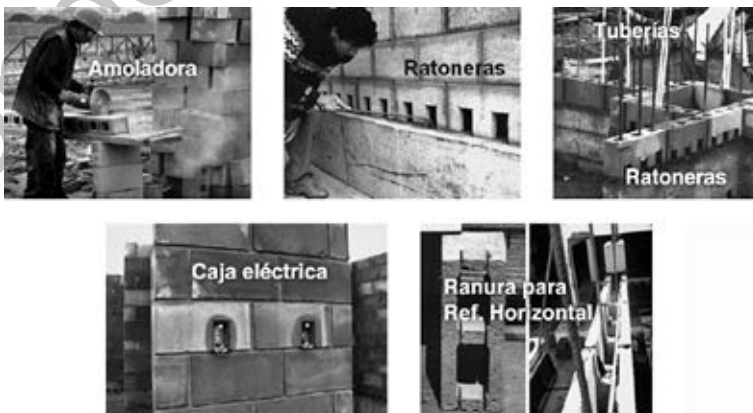


Fig. 4.62. Recortes en los bloques.

4.3.3 Mortero y asentado de bloques

Las características de los materiales que componen el mortero y su preparación aparecen en el acápite 4.2.4.B. En este acápite se comentan las particularidades del caso; por ejemplo, para aquellos bloques que se asientan secos (concreto y sílice-cal) es necesario añadir $\frac{1}{2}$ volumen de cal hidratada y normalizada por cada volumen de cemento (la mezcla usual cemento-cal-arena gruesa es en proporción 1: $\frac{1}{2}$: 4) para evitar que el mortero se seque rápidamente.

Tradicionalmente, en los muros armados se utilizan cintas de mortero que corren por los bordes horizontales y verticales de los bloques (Fig. 4.63). Se cree erróneamente que al vaciarse el grout, se rellena los espacios vacíos existentes entre las cintas; sin embargo, los experimentos han mostrado que este espacio no es rellenado por el grout, quedando vacíos, lo cual produce muros con menor resistencia al corte. Por ello, la Norma E.070 especifica que el mortero de todas las juntas debe cubrir completamente la superficie de asentado del bloque.

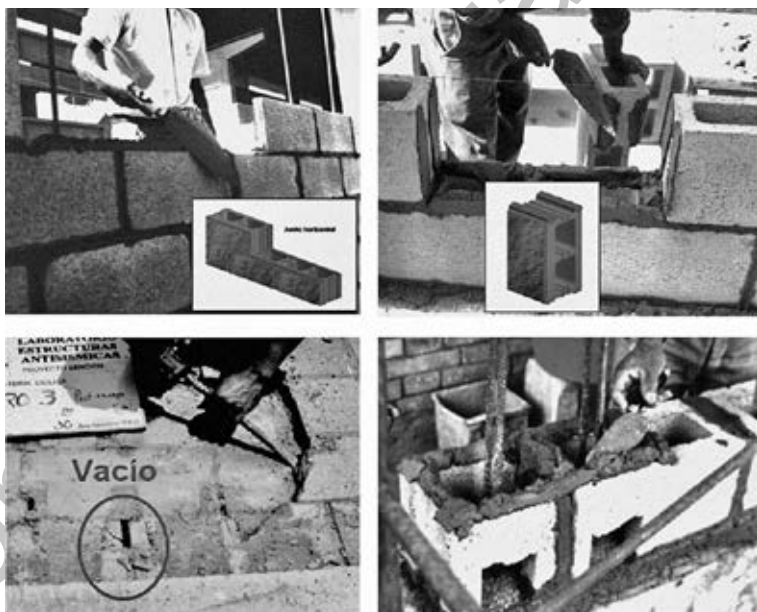


Fig. 4.63. Cintas de mortero tradicional (arriba) y junta llena (abajo-derecha).

Generalmente, la albañilería armada es del tipo caravista, por lo que las juntas deben ser bruñadas externamente (Fig. 4.64) antes de que endurezca la mezcla. Esto mejora el aspecto del muro y además hace que emerja una lechada de cemento que impermeabiliza el mortero y protege al muro y a su refuerzo de la acción de la intemperie.



Fig. 4.64. Plancheta, badilejo, bruñador y bruñado de juntas.

Usualmente, el mortero es preparado por un ayudante, quien deposita la mezcla en poca cantidad sobre una plancheta metálica (Fig. 4.64), cercana al muro en construcción. El albañil solo se encarga de reemplazar la mezcla, en caso sea necesario, colocarla sobre el bloque y asentar los bloques. Al igual que en los muros confinados, primero se asientan los «bloques maestros» (Fig. 4.65), pudiéndose emplear un nivel lo suficientemente largo (de 1.2m de longitud) en reemplazo de la plomada y una wincha, en reemplazo del escantillón. Para guiar el alineamiento horizontal de los bloques internos, se utiliza un cordel atado a unos dispositivos de madera o de metal, fijos a los bloques maestros



Fig. 4.65. Asentado de bloques y dispositivos para fijar el cordel.

A. Jornadas de trabajo, limpieza y curado de juntas

De manera similar a los muros confinados, los muros de albañilería armada se construyen en dos jornadas de trabajo (Fig. 4.66). Al culminar cada jornada, con una varilla, se debe limpiar la parte interna de las celdas, sin tocar al muro, eliminando las rebabas de mortero producidas por su expansión lateral al presionar los bloques durante el asentado; los desperdicios se extraen a través de las ratoneras o ventanas de limpieza.

Para el caso de los bloques que se asientan secos, sin tratamiento (concreto y sílice-cal), se recomienda curar las juntas del muro, humedeciéndolas con una brocha. Este curado se realiza una vez al día, hasta el día en que se efectúe el vaciado del grout.



Fig. 4.66. Jornadas de trabajo, limpieza interna de celdas y curado de juntas.

B. Encuentro de muros y bordes libres

Todos los muros que se intercepten con otros muros transversales, es decir, aquellos cuya sección transversal tienen forma de T, L, H, E, etc. deben ser construidos en simultáneo (Fig. 4.67). El encuentro entre muros transversales debe hacerse traslapando los bloques, excepto cuando se especifique juntas verticales en los planos. El construirlos en simultáneo permite arriostrear entre sí a los muros que se interceptan; además, permite aumentar el área de compresión por flexión en los extremos.

Una de las zonas más críticas de la albañilería armada se presenta en los extremos de los bordes libres (sin muros transversales o con muros transversales construidos en dos etapas, Fig. 4.67-derecha). Durante los terremotos se generan elevados esfuerzos de compresión por flexión en los extremos, que podrían causar su trituración y el pandeo del refuerzo vertical extremo (Fig. 4.68). Para evitarlo, se les puede confinar con planchas metálicas perforadas, zunchos o mallas electrosoldadas (Fig. 4.69). Cuando se haga uso de planchas perforadas, primero se debe aplicar una capa delgada de mortero sobre el bloque, luego se coloca la plancha de manera que el mortero rebose por las perforaciones de la plancha, después se aplica otra capa delgada de mortero y finalmente se asienta el bloque inmediato superior.



Fig. 4.67. Muros construidos en simultáneo (izq.) y muros construidos en 2 etapas (derecha).

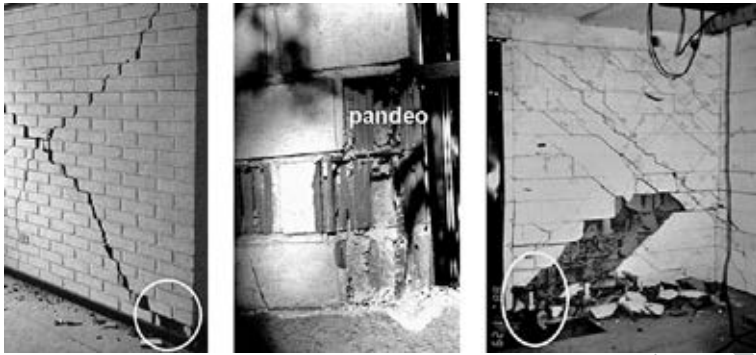


Fig. 4.68. Trituración de talones de bordes libres.

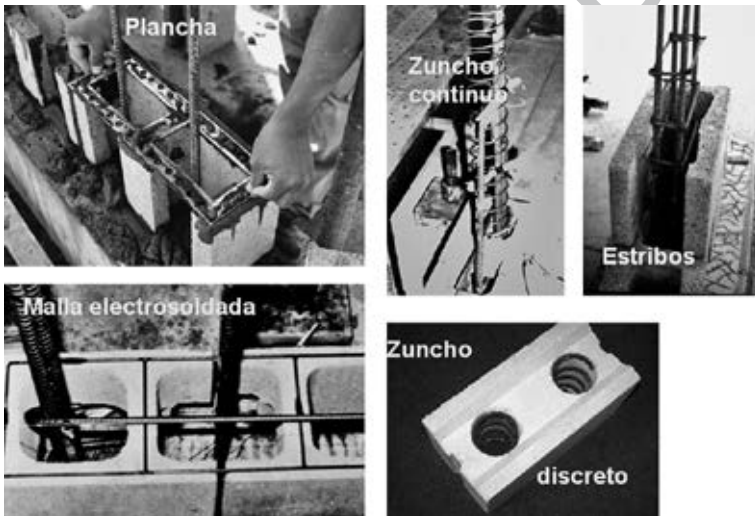


Fig. 4.69. Confinamientos permitidos por la Norma E.070 en bordes libres con elevada flexo-compresión. Cuando se use malla, los escalones van cada 20cm.

4.3.4 Detalles del refuerzo

A. Refuerzo horizontal

Durante la construcción del muro debe colocarse el refuerzo horizontal que se especifique en los planos estructurales. Este refuerzo puede ir colocado en las juntas horizontales en forma de escalerilla electrosoldada (Fig. 4.70), o en el eje del muro (Fig. 4.71).

Cuando se coloca el refuerzo en las juntas horizontales, debe cuidarse que: 1) los escalones de la escalerilla estén distanciados 40cm como máximo (20cm cuando se usa como confinamiento, Fig. 4.69); 2) el recubrimiento medido al borde del refuerzo

longitudinal sea mayor que 1cm; 3) los escalones de la escalerilla y el refuerzo longitudinal estén contenidos en el mismo plano horizontal; y 4) el diámetro del refuerzo longitudinal no exceda de $\frac{1}{4}$ », para que las juntas de mortero no tengan un grosor excesivo (máximo 1.5cm). En caso un borde libre termine sin escalón, debe agregarse una horquilla. Los refuerzos horizontales doblados y sin escalones, carecen de efectividad para soportar la fuerza cortante sísmica.

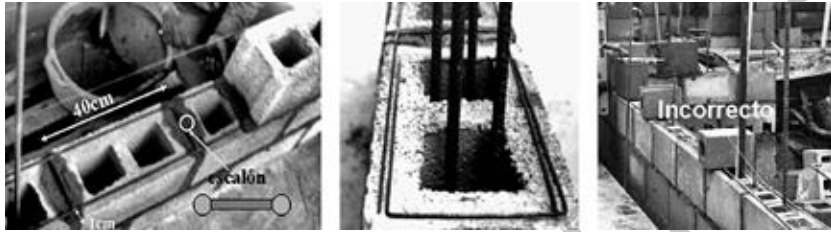


Fig. 4.70. Escalerilla (izq.), horquilla (centro) y refuerzo longitudinal doblado (derecha).

Cuando el refuerzo se coloca en el eje del muro (Fig. 4.71), debe evitarse congestionar las celdas para que no estorben el paso del grout (causa de cangrejas); por ejemplo, es preferible doblarlo vertical u horizontalmente a 90° que hacer un gancho horizontal a 180° . Cuando el muro sea parcialmente relleno, se recomienda usar escalerillas en las juntas; en caso se taponen a media altura aquellos bloques vacíos (Fig. 4.74), se puede usar refuerzo en el eje del muro, siempre que se cubra con grout.



Fig. 4.71. Detalles del refuerzo horizontal en el eje del muro.

B. Refuerzo vertical

Según la Norma E.070, para que una varilla quede recubierta y pueda transferir sus esfuerzos al grout, así como para evitar la formación de cangrejas, se requiere que la dimensión mínima de las celdas sea: 5cm por cada varilla o 4 veces el diámetro de la barra por el número de barras alojadas en la celda. Por ejemplo, cuando el bloque

(arcilla o sílice-cal) presenta celdas pequeñas de 5cm, solo será posible colocar 1 varilla hasta de $\frac{1}{2}$ » en cada celda. Si la celda es de mayor dimensión (por ejemplo, bloque de concreto), podrán emplearse varias varillas verticales de mayor diámetro en la misma celda.

Para el caso que se hayan empleado espigas (acápite 4.3.1.A), o existan traslapes en la parte inferior de los pisos superiores, una vez terminada de construir la albañilería, se inserta la barra vertical (Fig. 4.72) sin amarrarla contra la espiga, para que no se congestione la celda. Para evitar que la barra insertada se mueva durante el vaciado del grout, se le amarra en la parte superior a una barra horizontal temporal, que se retira después que el grout haya endurecido.



Fig. 4.72. Insertado de barra vertical, traslape y fijación a barra horizontal temporal.

4.3.5 Bloques de la última hilada

Cuando se pretende ocultar la costura dejada por la losa de techo (Fig. 4.73) en los muros caravista, los bloques de la última hilada se recortan en su cara longitudinal interna, para que por allí pase el refuerzo de la losa de techo y ancle en el muro, mientras que la cara externa de esos bloques sirve de encofrado a la losa.



Fig. 4.73. Bloques recortados para ocultar la losa de techo.

En el caso de la albañilería armada parcialmente rellena, los bloques de la última hilada que no contengan refuerzo vertical deben taponarse con grout a media altura (Fig. 4.74), al menos tres días antes de asentarlos. La finalidad es que el concreto de la losa o solera no se desperdicie y que este concreto penetre en la zona vacía de esos bloques, formando llaves de corte que permitan transferir las fuerza sísmicas desde la losa hacia el muro. Tal como se indicó en el acápite 1.4.2.B.1, este tipo de muro puede ser portante de carga vertical, pero no se le debe asignar responsabilidad sísmica.

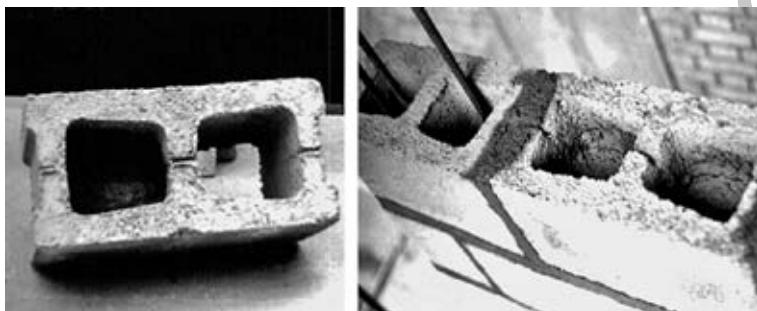


Fig. 4.74. Bloques de la última hilada taponados a media altura en la albañilería parcialmente rellena.

4.3.6 Grout, vaciado y curado

A. Grout (o concreto líquido)

El grout tiene el objetivo de integrar la albañilería con el refuerzo, formando un solo conjunto llamado albañilería armada. El Grout se denomina también concreto líquido, pues al prepararlo tiene la consistencia de una sopa espesa de sémola (10 pulgadas de slump), para que pueda fluir y llenar todos los intersticios internos del muro. El grout grueso contiene cemento-arena-confitillo (o piedra chancada de $\frac{1}{4}$ ») en proporción volumétrica usual de 1: 2½: 1½ (Fig. 4.75) y se usa para llenar las celdas con dimensiones mayores a 6cm (bloque de concreto). El grout fino tiene una dosificación volumétrica usual cemento-arena gruesa 1:3 y se usa para llenar celdas pequeñas (bloques de arcilla y de sílice-cal).

El grout debe prepararse en mezcladora y su resistencia característica a la compresión debe ser por lo menos de 140kg/cm^2 a los 28 días de edad. Las probetas para el ensayo de compresión axial (ASTM C1019) deben ser prismas rectos de $10\times 10\times 19\text{cm}$, fabricados empleando como molde a los mismos bloques, forrados internamente con papel filtro para que no se adhieran (Fig. 4.75), y deben mantenerse en los moldes hasta el día de ensayo.



Fig. 4.75. Grout grueso, medición del slump y fabricación de probetas.

Por el alto contenido de agua y porque el vaciado del grout grueso se realiza desde una altura considerable, puede ocurrir el problema de segregación del confitillo en la base del muro (Fig. 4.76). Este problema se puede atenuar reduciendo la cantidad de confitillo en la mezcla tradicional, por ejemplo, usando una dosificación cemento-arena-confitillo 1: 3: 1.

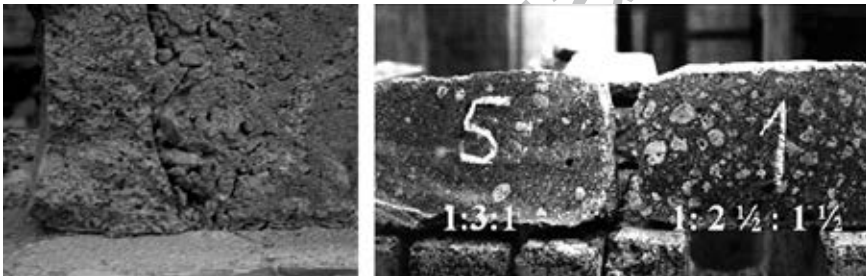


Fig. 4.76. Segregación del grout grueso en la base de un muro para dos tipos de mezcla.

B. Vaciado y curado

El vaciado del grout puede hacerse al día siguiente de haberse construido la albañilería. Solo cuando se utilizan bloques de concreto vibrado, ha podido notarse que el grout grueso al secar se contrae y trata de separarse de los bloques (Fig. 4.77). Por ello, la Norma E.070 especifica que antes de encofrar las ventanas de limpieza, las celdas deben ser regadas internamente, eliminando luego el agua que quede empozada en la base. En adición, se recomienda que inmediatamente después del vaciado del grout, los muros hechos con bloques de concreto se deben curar, regándolos externamente con agua una vez diaria durante 3 días consecutivos, sin que penetre agua en las celdas.

Luego de encofrar las ventanas de limpieza (Fig. 4.78), se procede a vaciar el grout tratando de no mover lateralmente el muro en su dirección débil. Este proceso

se realiza en dos etapas, trabajándose con capas de grout de altura inferior a 1.3m (en inglés, «high lift grouting»).



Fig. 4.77. Caso de bloques de concreto vibrado. Regado interno antes del vaciado y antes de encofrar las ratoneras (izquierda), regado externo después del vaciado (centro) y diferencia en la adherencia grout-bloque con y sin tratamiento de regado (derecha).

En la primera etapa se vacía el grout de la celda extrema del muro hasta alcanzar una altura de aproximadamente 1.3m, se le compacta con una vibradora de aguja o una varilla lisa de $\frac{1}{2}$ ». Luego se repite el proceso para la celda contigua y así sucesivamente hasta completar la longitud total del muro. Transcurridos unos 5 minutos de la primera compactación, se vuelve a compactar para que el grout se expanda lateralmente, ya que al secar se contrae y trata de separarse de la albañilería. Luego se espera aproximadamente 30 minutos, para proseguir con la segunda etapa; no es recomendable vaciar la altura completa del muro porque se corre el riesgo de que la presión hidrostática provoque la rotura de los bloques de la primera hilada, debilitados por las ratoneras.

En la segunda etapa se procede con el vaciado de una forma similar a la realizada en la primera etapa. La diferencia es que al recompartar quede un espacio libre en las celdas de aproximadamente 1 pulgada, medida desde el borde superior del muro. El objetivo es que el concreto de la viga solera o losa de techo penetre en ese espacio y pueda formar llaves de corte que permitan transferir las fuerzas de inercia desde la losa de techo hacia el muro.

Si existen vigas dinteles de albañilería armada, el vaciado del grout es similar a lo indicado para los muros, excepto que se realiza en una sola etapa. Si los dinteles fuesen de concreto armado, el vaciado del concreto se hace en simultáneo con el de la losa de techo.



Fig. 4.78. Vaciado y compactación del grout. A la derecha se observa el espacio libre a dejar en la última hilada.

4.3.7 Cangrejeras

A diferencia de los muros confinados, donde al desencofrar las columnas puede notarse si existen cangrejeras, en los muros armados muchas veces ellas no son visibles, por lo que en otros países se recurre a equipos de ultrasonido detectores de cangrejeras (Fig. 4.79). En nuestro caso, pasadas unas 3 horas después del vaciado, puede golpearse ligeramente el muro con un martillo en las zonas menos húmedas, o donde exista mayor congestión de refuerzo, para detectar, de acuerdo al sonido que se escuche, la presencia de cangrejeras.



Fig. 4.79. Cangrejeras y equipo de ultrasonido (en Japón).

Otras veces, al desencofrar las ventanas de limpieza, puede notarse si existen cangrejeras (Fig. 4.80). Si se detecta que una de las ratoneras está vacía, se debe corregir, rellenándola con grout. Para esto, con un taladro se perfora el bloque de la hilada inmediata superior, en línea vertical donde se presentó la ratonera vacía, y si se observa que también hay vacío, se taladra el bloque superior y así sucesivamente, hasta encontrar la celda que esté llena de grout. Enseguida, se encofra la ventana de limpieza en cuestión y se inyecta por la perforación superior una lechada de cemento-arena fina 1:3 para taponar la cangrejera.

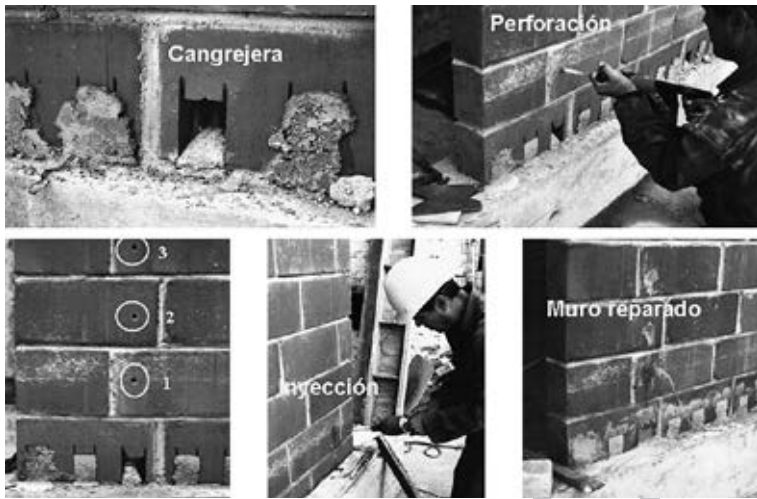


Fig. 4.80. Reparación de cangrejera con inyección de lechada.

4.3.8 Caso particular de los bloques sílico-calcáreos

Durante el asentado de los bloques sílico-calcáreos (Fig. 4.81), que carecían de ventanas de limpieza, se usaba un tubo PVC con una esponja en su extremo, que servía para impedir que el mortero de asentado penetre en las celdas.



Fig. 4.81. Bloques sílico-calcáreos.

Este tubo corría a través del refuerzo vertical. Sin embargo, los experimentos mostraron que en la base siempre se depositan desperdicios de mortero, creando juntas

frías en la unión grout-base. La Norma E.070 actual exige que todos los bloques de la primera hilada de los muros de albañilería armada presenten ventanas de limpieza.

4.3.9 Vigas y losa de techo

El procedimiento constructivo que se sigue para las vigas y losas de techo de concreto es similar al explicado en el acápite 4.2.6 para los muros confinados. Al igual que en los muros confinados, se puede emplear aligerados convencionales, viguetas prefabricadas (Fig. 4.82) y losas armadas en dos direcciones (Fig. 4.83).



Fig. 4.82. Vigueta prefabricada.



Fig. 4.83. Losa maciza.

Una vez terminada la losa, se construyen los muros del piso superior repitiéndose el proceso indicado desde el acápite 4.3.2. Cabe destacar que en nuestro medio existen bloques con superficies especiales para ser empleados en muros caravista (Fig. 4.84), lo cual es una ventaja de la Albañilería Armada sobre la Confinada, y otra ventaja es que las tuberías pueden correr por el interior de las celdas (Fig. 4.85).



Fig. 4.84. Bloques caravista.



Fig. 4.85. Conducto en la celda.

4.4 EDIFICACIONES DE ALBAÑILERÍA DE JUNTA SECA

La albañilería de junta seca es muy parecida a la albañilería armada (acápite 4.3). La diferencia en este caso es que en las juntas horizontales y verticales no se utiliza mortero, excepto en la base del muro, donde se requiere aplicar una capa de mortero horizontal con la finalidad de corregir las irregularidades que presenta la cimentación o la losa de techo.

Asimismo, al no usarse mortero, no caen desperdicios al interior de las celdas, por lo que no se requiere recortar los bloques de la primera hilada para generar ventanas de limpieza.

También, al no existir ventanas de limpieza que debilitan a los bloques, ni mortero en las juntas, el apilado de los bloques puede hacerse en una sola jornada de trabajo (construir el muro en toda su altura). El vaciado del grout puede realizarse instantes después de haberse terminado el apilamiento de bloques. Dicho proceso se realiza llenando completamente una celda extrema para enseguida proseguir con la celda adyacente sin compactar al grout, ni tocar al muro para que no se desalinee. Todo esto hace que el proceso constructivo de la albañilería de junta seca sea mucho más rápido que el de la albañilería armada.

En el Japón, donde la mano de obra es muy costosa, se utilizan unos bloques de concreto vibrado con pestañas en los bordes horizontales y verticales (Fig. 4.86) que permiten que el grout penetre en ellas formando una especie de juntas internas. Estos bloques se asientan pegándolos con resina epóxica.



Fig. 4.86. Albañilería de Junta Seca en Japón.

En el Perú se emplea el sistema «autoalineante o apilable» con ladrillos alveolares sílico-calcareos especiales (Fig. 4.87), que se apilan (sin mortero ni conectores) colocándolos uno sobre otro en forma traslapada (Fig. 4.88). Estas unidades tienen un canal para alojar el refuerzo horizontal. Después de levantar el muro, el grout fino se vacía por los alvéolos verticales (Fig. 4.89), entendiéndose que el grout también fluye por el canal horizontal.

Durante la etapa de apilamiento debe tenerse especial precaución para no apoyarse sobre el muro y desalinearlo. Además, el proceso de alineamiento durante el apilado debe ser constantemente verificado con una regla o un nivel largo (de 1.2m ó más), ya que no existe perfección en las dimensiones de los bloques; para corregir el desalineamiento se insertan pequeñas cuñas de madera («chiletas») entre las hiladas (Fig. 4.88).



Fig. 4.87. Sistema apilable.



Fig. 4.88. Apilamiento de bloques.



Fig. 4.89. Vaciado del grout.

Un sistema muy parecido al explicado, pero usando bloques sílico-calcáreos más grandes, denominados «Placa P-14» (Fig. 4.90), también se utiliza en el Perú. En caso los esfuerzos de flexión por compresión sean muy elevados (ver el Capítulo 7), los talones de los muros se confinan con espirales de $\frac{1}{4}$ que van en los alvéolos de las unidades.

Después de haberse vaciado el grout, las juntas horizontales y verticales se sellan con masilla o una pasta de cemento (Fig. 4.91), para finalmente empastar la pared, aplicando primero una capa de yeso-sellador y después, otra capa de yeso-pintura.

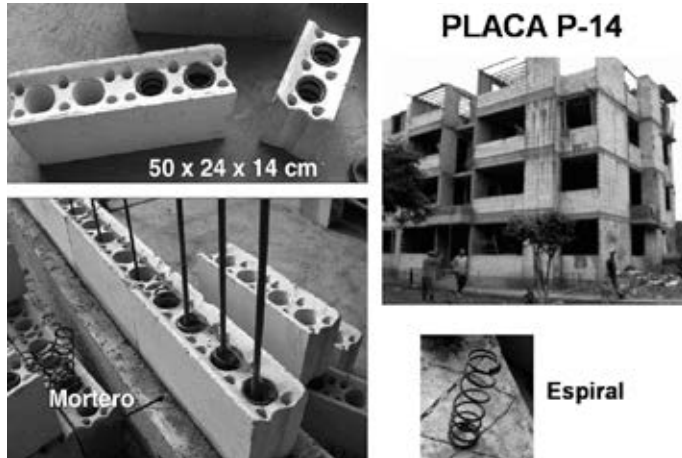


Fig. 4.90. Placa P-14 y zunchos de confinamiento.



Fig. 4.91. Sellado de juntas y empaste del muro.

Otro tipo de bloque que se utiliza en el Perú es el de concreto vibrado tipo grapa (Fig. 4.92). Cada bloque presenta en sus tapas verticales una saliente («macho») y una entrante («hembra»), que engrapados entre bloques adyacentes, desfasados en medio bloque verticalmente, dan lugar a pilares que se rellenan con grout grueso.

Los experimentos de carga lateral cíclica hechos en estos sistemas (Fig. 4.93) indican un buen comportamiento sísmico de los muros; sin embargo, el empaste termina agrietándose verticalmente en la unión entre los pilares ante sismos leves, por lo que se recomienda emplear otro tipo de acabado como, por ejemplo, un empapelado.

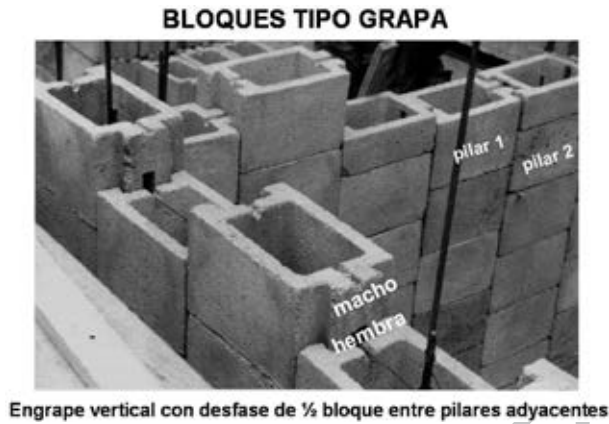


Fig. 4.92. Bloques tipo grapa.



Fig. 4.93. Grietas verticales del empaste en el encuentro entre pilares.

4.5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MUROS ARMADOS Y CONFINADOS

Recopilando lo indicado en los acápites anteriores, se hará una comparación entre los muros armados y confinados, entendiéndose que los puntos a favor de la albañilería armada están en contra de la confinada.

A. Puntos a favor de la albañilería armada

1. Al no existir columnas en los muros armados, no se requiere de encofrados para esos elementos. Sin embargo, el problema de cizalle (Fig. 4.94) puede

producirse por fuerza cortante a la altura de la junta de construcción entre jornadas de trabajo. Esto resulta menos crítico para los muros confinados, ya que el concreto de las columnas se vacía de una sola vez en toda la altura del piso.



Fig. 4.94. Chile, 1985.

2. Los conductos para las instalaciones eléctricas pueden colocarse en el interior de los alvéolos de las unidades (figuras 4.62 y 4.85).
3. Presentan mejor acabado y, de emplearse unidades caravistas (Fig. 4.84), no necesitan de tarrajeo ni de pinturas; algo que también podría lograrse en los muros confinados empleando unidades caravistas y enchapando las columnas (Fig. 4.95).



Fig. 4.95. Enchape.

4. De emplearse el sistema de Junta Seca (acápite 4.4), la velocidad de construcción se incrementa significativamente.

B. Puntos en contra de la albañilería armada

1. Las unidades que se emplean son más costosas que las tradicionales, ya que estas son especiales. En la tesis desarrollada por Liliana Ugaz (PUCP-1989) se observó en un edificio de 4 pisos que la solución estructural con muros de albañilería armada hechos con bloques sílico-calcáreos era 25% más costosa que la albañilería confinada hecha con ladrillos de arcilla.
2. El concreto fluido (grout) requiere de un 50% más de cemento para lograr la misma resistencia que un concreto normal. Además, en las regiones sísmicas es recomendable rellenar todos los alvéolos de los muros portantes (solo para edificios de 3 ó más pisos, según la Norma E.070), a no ser que se usen unidades sólidas en las zonas del muro donde no exista refuerzo vertical, lo que evidentemente complicaría el proceso constructivo.
3. En todos los pisos se requiere utilizar refuerzo mínimo (horizontal y vertical), para evitar que los muros se fisuren por contracción de secado del grout.
4. Se requiere de una mano de obra especializada y de un trabajo de alta precisión, para no terminar grifando el refuerzo vertical al forzar su coincidencia en las celdas de la unidad.
5. Se requiere que los ambientes tengan dimensiones modulares compatibles con las medidas de las unidades alveolares (Fig. 4.54), a fin de evitar el retaceo de los bloques.
6. No es recomendable el uso de concreto ciclópeo en la cimentación, más bien debe emplearse un sistema de cimentación más costoso, como el solado (o platea, Fig. 4.96) o el cimiento corrido de concreto simple o reforzado.

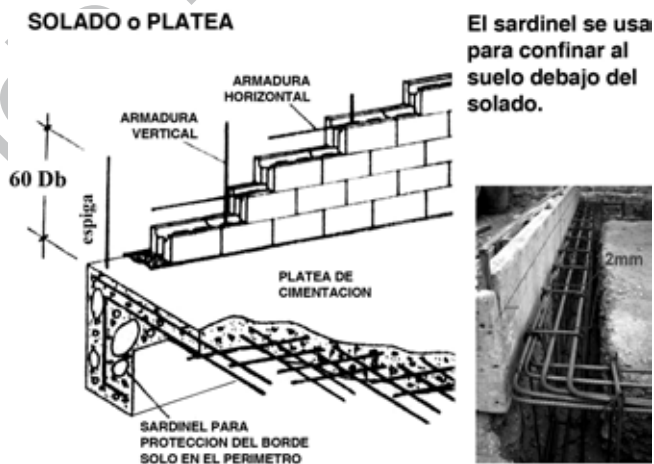


Fig. 4.96. Platea de cimentación (Ref.1).

7. Para evitar la falla de los talones flexocomprimidos se utilizan planchas de acero, u otros dispositivos (Fig. 4.69), que son más costosos que los estribos convencionales empleados en las columnas de los muros confinados.
8. Generalmente, en el primer piso (que sísmicamente es el más solicitado por flexión, corte y carga axial) se traslapa el 100% de las varillas verticales con dowells dejados en la cimentación; además, esas varillas no guardan la verticalidad deseada al insertarse después de haber asentado los bloques. Para solucionar este problema, en otros países se emplea bloques en forma de H (Fig. 4.97), que permiten asentarlos horizontalmente contra las varillas verticales continuas. Este problema no se presenta en los muros confinados, donde se emplea refuerzo vertical continuo en el primer piso (Fig. 4.59), aparte que es menos probable cometer errores en la ubicación de este refuerzo.



Fig. 4.97. Bloque H japonés.

9. En la albañilería armada, generalmente las cangrejas no son visibles, excepto cuando se detectan a través de las ventanas de limpieza (Fig. 4.80); mientras que al desencofrar las columnas de confinamiento las cangrejas son fáciles de detectar y reparar.
10. Al no existir columnas en los extremos de los muros armados, la fisuración por flexión ocurre en una etapa temprana de solicitación sísmica (la resistencia a tracción por flexión en la albañilería armada rellena con grout es del orden de 10kg/cm^2 , mientras que esta resistencia en el concreto de las columnas de confinamiento es del orden de 20kg/cm^2). Asimismo, la rigidez lateral inicial de los muros armados es más baja que la de los confinados (en los muros confinados la sección transversal de las columnas de concreto deben

transformarse en área equivalente de albañilería, incrementándose sustancialmente el momento de inercia de la sección transversal).

Es decir, en el rango elástico, el comportamiento sísmico de los muros confinados supera al de los armados. En la Fig. 4.98, puede observarse un edificio chileno de 4 pisos, donde el primer piso era de albañilería confinada y los 3 restantes de albañilería armada, ante el sismo ocurrido en Chile en 1985, la falla por corte se produjo en el segundo piso, pese a que se supone que la fuerza cortante en el primer piso es mayor que la del segundo piso.



Fig. 4.98 (Ref.8). Edificio chileno de 4 pisos antes del sismo de 1985 (izquierda) y después del sismo (derecha). El primer piso es de albañilería confinada y los 3 pisos superiores son de albañilería armada parcialmente rellena. La falla por corte se produjo en el segundo piso. Nótese en la foto de la derecha el grout en las celdas donde existe refuerzo vertical y la trituración de los ladrillos vacíos.

LECTURAS COMPLEMENTARIAS AL CAPÍTULO 4:

- 4.1 Comentarios al Capítulo 4 de la Norma E.070 «Procedimientos de Construcción». Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por: Ángel San Bartolomé. 2007.
- 4.2 Artículos: Influencia de tuberías y muros caravista, en el Capítulo «Albañilería Confinada» del Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por: Ángel San Bartolomé. 2007.
- 4.3 Artículos: Influencia de las técnicas de construcción y uso de planchas metálicas, en el Capítulo «Albañilería Armada» del Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por: Ángel San Bartolomé. 2007.
- 4.4 Artículos: Placa P-14 y bloques tipo grapa, en el Capítulo «Albañilería de Junta Seca» del Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por: Ángel San Bartolomé. 2007.

5. COMPORTAMIENTO SÍSMICO

La ocurrencia de terremotos en nuestro país ha generado daños importantes en algunas edificaciones de albañilería, especialmente en aquellas construidas sin asistencia técnica. Cuando el suelo es de baja calidad, los daños han sido mayores.

El comportamiento estructural observado en sismos pasados ha servido para calibrar la norma de diseño sísmico E.030 y la de albañilería E.070. Sin embargo, la adecuación de las construcciones a las exigencias de las normas vigentes es aún incipiente, lo que da lugar a edificaciones que presentan un inadecuado comportamiento sísmico.

El objetivo principal de este capítulo es presentar el desempeño que tuvieron las construcciones de albañilería ante los eventos sísmicos ocurridos tanto en el Perú como en el extranjero. Se presentan comentarios que resaltan los modos de falla más comunes y las posibles causas que las originaron; así como los principales errores constructivos detectados, para proponer alternativas que permitan mejorar el comportamiento sísmico de este tipo de edificación. Es evidente que antes de reparar o reforzar un muro, es necesario saber por qué causa falló; en caso contrario, la falla podría volverse a repetir.

Los casos que se estudian, corresponden a los terremotos indicados en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Terremotos importantes en la Región. Características principales.

Sismo	Fecha	Magnitud	Intensidad (MM)	Foco (km)	Estación	Aceleración PGA (g)	Duración (seg)
Pisco (Ica)	15/08/2007	7.9 (Mw) 7 (ML)	VIII (Pisco) V (Lima)	39	Parcona, Ica PUCP, Lima	0.49 0.07	170
Atico - Arequipa	23/06/2001	8.4 (Mw)	VII – VIII	--	Moquegua	0.30	
Nazca - Ica	12/11/1996	6.5 (Ms) 7.4 (Mw)	VII	--			
México	19/09/1985	8.1	VIII	35	México D.F.	0.20	240
Chile	03/03/1985	7.8	VIII	--	Algarrobo	0.67	30
Popayán - Colombia	31/03/1983	5.5	VIII	5	Cauca	--	19
Chimbote (Ancash)	31/05/1970	7.7	IX	56	Lima	0.11	45

Para la mejor comprensión del tema, se presenta por separado el estudio del comportamiento sísmico real y experimental de los muros de albañilería, bien sean estos portantes o no portantes. Además, se da a conocer la interacción de los tabiques con los pórticos y se proponen criterios de reparación y reforzamiento para los muros.

5.1 COMPORTAMIENTO SÍSMICO REAL DE MUROS PORTANTES

5.1.1 Albañilería no reforzada

Las viviendas de adobe y las de albañilería sin refuerzos son las que han exhibido los mayores daños en todos los eventos sísmicos pasados, por ser las más vulnerables.

En términos generales, se han detectado formas de falla indeseables, cuando no existe un adecuado confinamiento mediante elementos de concreto armado, o bien cuando el confinamiento está presente en una cantidad insuficiente, o cuando el detallado del refuerzo es inadecuado. Por el carácter frágil de falla que tiene la albañilería no reforzada, su uso no está permitido en la Norma E.070. Sin embargo, es necesario conocer las fallas típicas, para de este modo reconocer las zonas de debilidad, las mismas que deben reforzarse, especialmente en las viviendas no reforzadas existentes.

En Lima, como en muchas ciudades sísmicas, existen edificaciones antiguas de 5 pisos, hechas de albañilería simple que carecen totalmente de refuerzo (Fig. 5.1). Sin embargo, pudieron soportar sin daños fuertes sismos, debido a su alta densidad de muros que le dieron una elevada resistencia al corte y por estar ubicadas sobre suelo duro (cascajo). Pero cuando estas edificaciones, incluso de un piso, tienen una baja densidad de muros, o cuando están ubicadas en suelos de baja calidad, su comportamiento sísmico ha sido deplorable, llegando a alcanzar un estado de colapso total (Fig. 5.2).



Fig. 5.1. Edificio antiguo en Lima.



Fig. 5.2. Colapso de una vivienda.

Las fallas típicas observadas, en orden de aparición, son (Fig. 5.3):

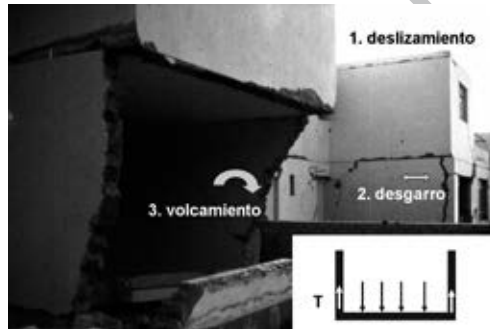
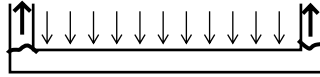


Fig. 5.3. Fallas típicas.

- **Deslizamiento de la losa de techo.** Esta falla se produce cuando no existe refuerzo vertical, o este es insuficiente. La transferencia de las fuerzas de inercia desde la losa del techo hacia los muros, mediante un mecanismo de corte-fricción en la junta de construcción entre el techo y la última hilada del muro, resulta inadecuada. En viviendas existentes de albañilería no reforzada, como una medida preventiva, se recomienda adicionar columnas o espolones de concreto armado (como una especie de dientes) en las esquinas de la edificación, capaces de contener el deslizamiento de la losa. Una vez formada la falla de deslizamiento, se pierde tanto la acción de diafragma rígido como el arriostramiento horizontal que genera la losa en los muros.
- **Desgarramiento entre muros transversales y volcamiento.** La conexión dentada entre muros transversales no tiene suficiente resistencia a la tracción como para transmitir la carga sísmica perpendicular al plano del muro («T» en la Fig. 5.3). Esta transmisión de la fuerza interna «T» debe hacerse, ya sea

a través de una columna, de una malla que conecte ambos muros, o mediante refuerzo horizontal (muros armados). Una vez que se ha producido el desgarramiento, los muros se balancean como elementos en voladizo, impactando entre ellos, lo que produce finalmente su volcamiento.

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



Los techos metálicos y de madera funcionan como diafragmas flexibles y no arriostan a los muros ante acciones sísmicas perpendiculares al plano de los muros (Fig. 5.4).



Fig. 5.4. Techo metálico (izquierda) y de madera (derecha).

- **Agrietamiento diagonal.** Esta falla (Fig. 5.5) se produce cuando la fuerza cortante actuante excede la resistencia al corte del muro. Este tipo de 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. 5.5. Falla por corte.

- **Dinteles discontinuos.** Al secar el concreto de la viga dintel, muchas veces se separa de la albañilería. Luego, actúa como una barra simplemente apoyada

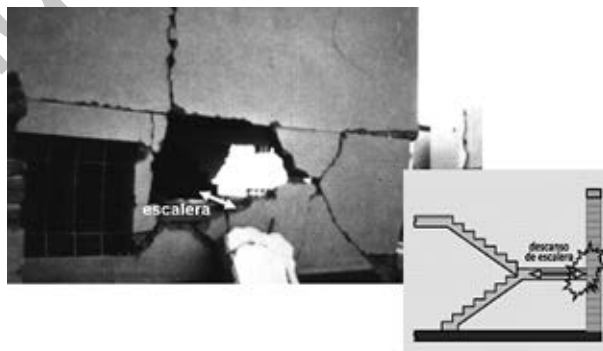
sobre un material blando. La albañilería termina triturándose ante los sismos (Fig. 5.6) por las reacciones verticales, giros y golpes del dintel contra la albañilería. En estos casos, o se opta por eliminar el dintel incrementando la altura del vano de la puerta o ventana hasta alcanzar la base del techo, o se utiliza una viga dintel peraltada y continua en todos los muros de la edificación.



Dinteles peraltados discontinuos. Chimbote, 1970.

Fig. 5.6. Dinteles discontinuos.

- **Punzonamiento de la albañilería.** Cuando el descanso de una escalera apoya sobre un muro de albañilería no reforzada, durante los sismos se generan empujes de la escalera contra el muro, que termina punzonando a la albañilería (Fig. 5.7). En estos casos se recomienda que el empuje sea absorbido por columnas colocadas en los extremos del descanso, ya que la resistencia de la albañilería al punzonamiento es muy baja. Esta situación también podría presentarse en la albañilería confinada, cuando las columnas se encuentran muy separadas y el descanso apoya en la zona central de la albañilería.



Falla por Punzonamiento debido al empuje de la escalera

Fig. 5.7. Falla por punzonamiento.

- **Choque entre edificios vecinos.** La falta de juntas sísmicas o juntas insuficientes entre edificaciones vecinas, especialmente cuando ambas presentan características vibratorias muy distintas (Fig. 5.8), hace que se produzcan choques entre ellas. Tales cargas de impacto no están contempladas en el análisis sísmico. Eventualmente, construir viviendas pegadas unas a otras ha sido beneficioso porque se confinan entre ellas; sin embargo, de colapsar una de ellas, el resto puede fallar en simultáneo.



México, 1985.

Choque entre edificios vecinos de distintas características vibratorias, sin junta sísmica

Fig. 5.8. Ausencia de junta sísmica.

- **Edificios antiguos con altura de piso 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 fallas por pandeo o por flexión.
- **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.
- **Distribución inadecuada de muros.** Cuando la distribución de los muros en la planta del edificio no es simétrica, se origina problemas de torsión. Esto se agrava cuando se utilizan pilares de albañilería simple en el perímetro de la edificación (Fig. 5.9), en donde se dan los mayores desplazamientos laterales por la torsión.



Fig. 5.9. Torsión.

- **Asentamientos diferenciales.** La albañilería es un material muy frágil, basta que ocurra una distorsión del orden de $1/800$ como para que el agrietamiento se manifieste. Estas fallas se producen, por lo general, cuando los muros son alargados (más de 30m); cuando el suelo de cimentación es arena suelta susceptible de compactarse ante la acción vibratoria de los sismos. Ejemplos de hechos recientes (Fig. 5.10) se han dado en Talara (arcilla expansiva), en Ventanilla (suelo colapsable con elevado contenido de sulfatos y cloruros, que se pulveriza en contacto con el agua), y en Carabayllo (arena suelta). En estos casos es recomendable emplear estructuras ligeras y flexibles.

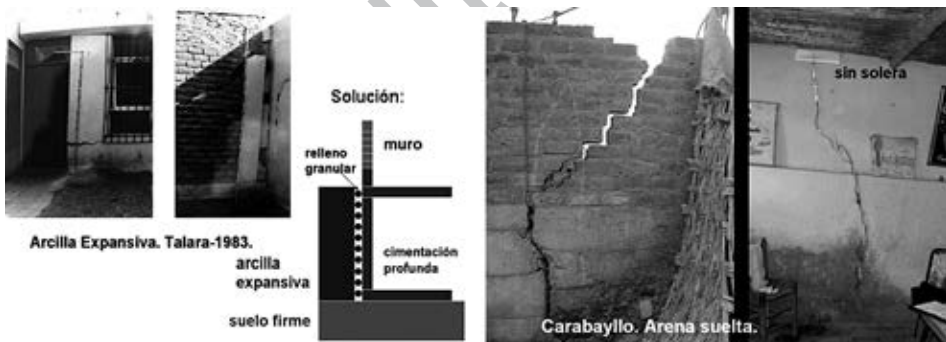


Fig. 5.10. Arcilla expansiva (izquierda) y arena suelta (derecha).

5.1.2 Albañilería confinada

Los problemas anteriormente mencionados motivaron que después del año 1940 se comience en nuestro medio a confinar los muros de albañilería, mediante el empleo de elementos de concreto armado. La posibilidad de ocurrencia de fallas en este tipo de edificaciones también está presente, cuando los elementos de confinamiento son insuficientes, están mal diseñados o mal detallados y mal construidos.

Entre los principales defectos observados, se pueden mencionar:

- Creencia de que basta una sola columna para confinar un muro, ignorándose que la acción sísmica es de carácter cíclico. La norma de albañilería E.070 es enfática en señalar las condiciones a cumplir para considerar confinado a un muro. Por lo general, este problema ocurre en los muros con vanos (Fig. 5.11).

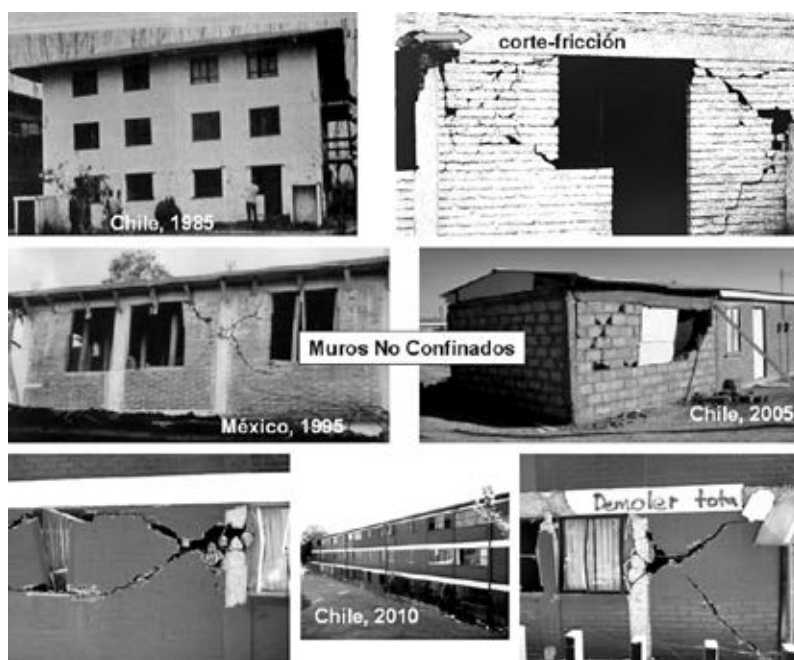


Fig. 5.11. Muros con una sola columna.

- Columnas muy espaciadas entre sí. Cuando esto ocurre, la albañilería puede colapsar ante las acciones sísmicas perpendiculares a su plano (Fig. 5.12). Asimismo, el efecto de confinamiento se pierde en la región central del muro y el tamaño de las grietas diagonales se torna incontrolable, deteriorándose la albañilería.
- 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. 5.12. Columnas muy espaciadas.

- Escasa densidad de muros en una o en las dos direcciones de la edificación (Fig. 5.13). Es necesario precisar que los muros se comportan como láminas que presentan rigidez y resistencia solo en su plano. Por tanto, un muro longitudinal largo, como los mostrados en la Fig. 5.13, terminará quebrándose ante la acción del sismo en el sentido transversal, por la insuficiencia de muros en esa dirección.



ESCALA DENSIDAD DE MUROS

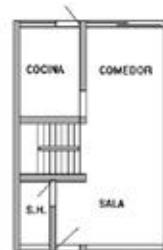


Fig. 5.13. Escasa densidad de muros.

- Secuencia inadecuada de construcción (Fig. 5.14, Pisco 2007). Algunas veces se construyen primero las columnas, para después levantar la albañilería y finalmente vaciar la solera en conjunto con el techo. Con lo cual, la albañilería es portante de carga vertical, pero al no existir conexión en la unión columna-muro, la albañilería termina volcándose ante la acción de cargas

sísmicas transversales a su plano. Esto ocurre en especial, en los pisos altos, donde la carga vertical que presiona al muro es pequeña y la aceleración sísmica es elevada.

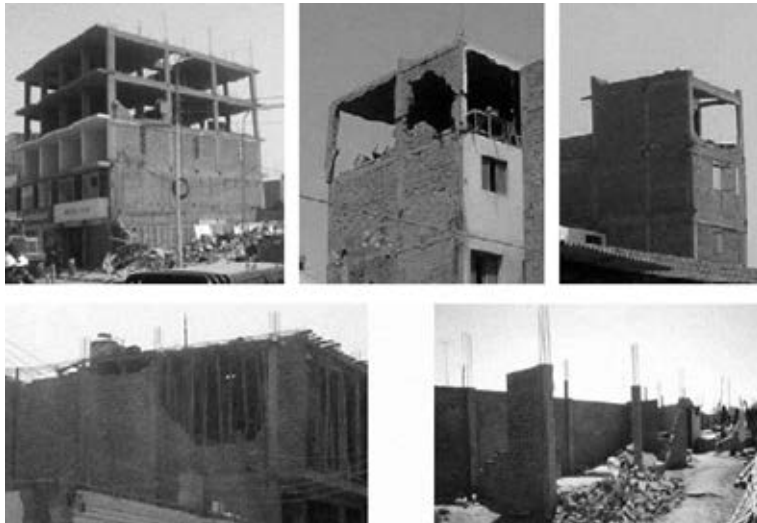


Fig. 5.14. Error en la técnica de construcción.

- Anclaje insuficiente del refuerzo vertical u horizontal. Un defecto frecuente ocurre cuando el refuerzo vertical no penetra adecuadamente en la solera, al haber sido doblado en su zona inferior (Fig. 5.15), lo que produce una reducción en la resistencia a corte-fricción en la junta solera-columna. Debe tenerse especial cuidado con las columnas ubicadas en el perímetro de la edificación, pues estas deben tener un peralte adecuado de manera que el refuerzo longitudinal de la viga solera pueda anclarse.

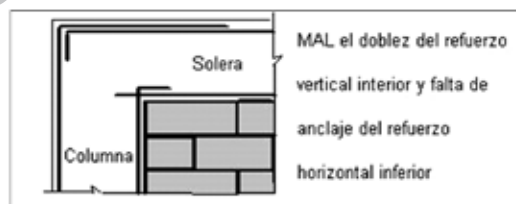


Fig. 5.15. Error en el anclaje del refuerzo.

- Inadecuada transferencia de la fuerza cortante desde la solera hacia el muro. Al desarrollarse el deslizamiento del techo sobre los muros de apoyo, la armadura vertical de los muros trabajará a corte-fricción (Fig. 5.11). Cuando se usan

unidades macizas (no perforadas) es recomendable que la última hilada del muro penetre al menos 1cm en el interior de la solera, para desarrollar una adecuada trabazón; en el caso de las unidades perforadas, este detalle es irrelevante, dado que estas unidades permiten la formación de llaves de corte al ingresar el concreto de la losa en sus perforaciones. Además se recomienda crear una zona rugosa en la interfase columna-solera.

- Otros defectos que se cometen en la construcción de los muros confinados (traslapes, ladrillos inadecuados, tuberías, etc.) y que inciden en el comportamiento sísmico de este tipo de muro, han sido tratados en el Capítulo 4 y se volverán a remarcar en el Capítulo 7. Adicionalmente a los problemas mencionados, se presentan los problemas clásicos de: torsión en planta, falta de continuidad vertical de los muros, asentamientos diferenciales, presencia de grandes aberturas (ductos) en la losa del techo que atentan contra la hipótesis de diafragma rígido y uso de diafragmas flexibles (Fig. 5.16).



Fig. 5.16. Diafragmas flexibles.

5.1.3 Albañilería armada

En edificios hechos con este sistema estructural, se ha reportado la ocurrencia de fallas importantes y en varios casos, se ha producido el colapso total del edificio. Un caso ilustrativo y que merece atención ocurrió en Colombia en el terremoto de Popayán (Fig. 5.17), donde colapsaron un conjunto de edificios de 4 pisos. Una de las causas fue el traslape del refuerzo vertical con espigas ancladas en la cimentación. En la medida de lo posible, estos traslapes deben evitarse, especialmente en el primer piso, que sísmicamente es el más solicitado.

En la mayoría de casos, la ocurrencia del colapso ha sido explicada por los defectos generados en el proceso constructivo, principalmente por la presencia de bolsones de aire (cangrejeras) debidas al llenado incorrecto de los alvéolos de las unidades con concreto fluido (grout), o por la congestión de refuerzo en las celdas de los bloques.

Una de las razones por las que se discontinuó la producción de los bloques de arcilla («PREVI») en el Perú obedeció a la falla del edificio «INDUPERU» (La Molina) durante el terremoto de 1974, atribuible también a defectos en la construcción.



Fig. 5.17. Colapso de edificios de albañilería armada.

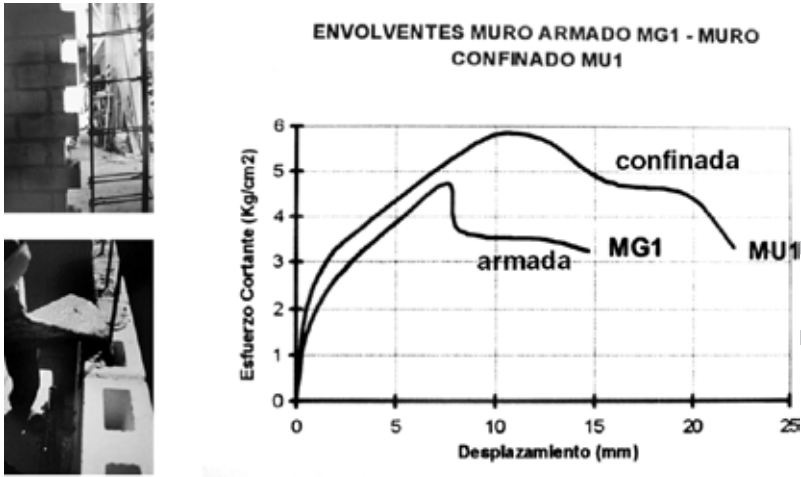
Es interesante indicar que en el sismo chileno de 1985 hubo un edificio (Fig. 5.18A), donde el primer piso era de albañilería confinada, mientras que los pisos superiores eran de albañilería armada. En este edificio la falla por corte se concentró en el segundo piso (Fig. 5.18B), mientras que el primer piso se mantuvo sin daños, a pesar que la fuerza cortante actuante en el primer piso debe haber sido mayor que la del segundo piso. Ensayos realizados en la PUCP, utilizando unidades de sílice-cal, indicaron un mejor comportamiento de la albañilería confinada sobre la armada (Fig. 5.19), fallando esta última en el nivel donde terminaban las espigas, utilizadas para traslapar el refuerzo vertical.



Fig. 5.18A



Fig. 5.18B



Albañilería Armada vs. Confinada. Ladrillos Silico-calcáreos

Fig. 5.19. Ensayo de carga lateral cíclica en un muro de albañilería confinada y en otro de albañilería armada, ambos con la misma geometría.

Otros defectos que suelen presentarse en este tipo de sistema estructural se comentan a continuación:

- La falta de supervisión técnica durante el proceso constructivo. Debido a que la albañilería armada no es un sistema tradicional requiere de mano de obra especializada y supervisión permanente.
- La base extrema del muro armado (talón) constituye la parte más vulnerable del sistema, especialmente cuando este borde es libre, es decir, cuando no concurren paredes transversales que lo confinen e incrementen el área de compresión. Esto se debe a que el esfuerzo de compresión por flexión se concentra en estos bordes y producen su trituración, ya sea la falla del muro por flexión o por fuerza cortante (Fig. 5.20). Esos esfuerzos generan la expansión lateral del grout y expulsan las tapas del bloque, triturándose finalmente el talón, con el consiguiente pandeo del refuerzo vertical. Este efecto ha podido notarse tanto en la realidad como en los experimentos (Fig. 5.21). En el Capítulo 4 se indicó los diversos elementos de confinamiento que pueden emplearse, mientras que en el Capítulo 7 se indicará cuándo y cómo emplearlos.
- El refuerzo vertical debe ser colocado con gran precisión en la cimentación, a fin de que su posición coincida —sin doblarlos (grifarlos)— en los alvéolos de la unidad. De lo contrario, dicho refuerzo no aportará resistencia ni a flexión ni a corte-fricción.

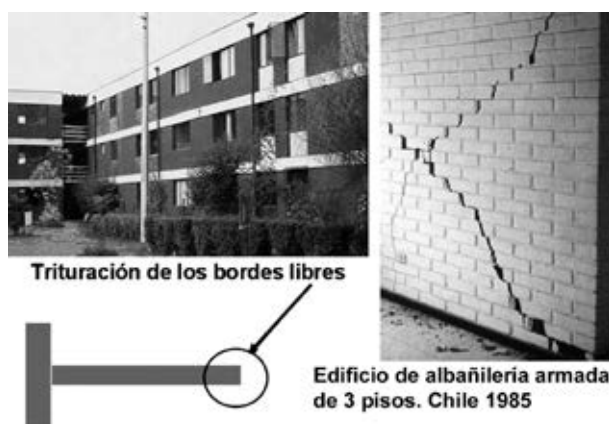


Fig. 5.20. Trituración del talón en una falla por corte.



Fig. 5.21. Pandeo del refuerzo vertical.

- Empleo de unidades con alvéolos pequeños. Investigadores chilenos plantean eliminar el uso de esas unidades y más bien recomiendan emplear bloques de concreto vibrado con alvéolos grandes, que permitan alojar con más comodidad al refuerzo vertical y faciliten la compactación del grout (concreto líquido). Se debe tener en cuenta que este concreto es el elemento que aporta la mayor parte de la resistencia al corte.
- Uso de una sola 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 los muros de corte (placas) supere a la resistencia aportada por el concreto, se tiene que emplear doble malla de refuerzo, con la finalidad de que el concreto fragmentado siga confinado y continúe trabajando por fricción. Este aspecto aún no ha sido estudiado en los muros armados.

5.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO REAL DE MUROS NO PORTANTES

5.2.1 Interacción tabique-pórtico

En nuestro medio se acostumbra utilizar tabiques de albañilería como elementos divisorios de ambientes en los edificios aporricados (Fig. 5.22). Esto se debe a las buenas propiedades térmicas, acústicas, resistentes e incombustibles que tiene la albañilería.



Fig. 5.22. Tabiques de albañilería.

A diferencia de la albañilería confinada, los tabiques se construyen después de haberse desencofrado la estructura principal (Fig. 5.22). La interfase concreto-tabique se rellena con mortero, creándose así una unión débil entre estos elementos. Cuando la edificación está sujeta a sismos moderados (Fig. 5.23), y a veces, incluso ante los sismos leves, en dicha interfase aparecen fisuras en el contorno del tabique.



Fig. 5.23. Fisuras en el contorno del tabique.

Al actuar el sismo en un cierto sentido (Fig. 5.24), el pórtico (más flexible que el muro de albañilería) entra en contacto con el tabique en sus esquinas diagonalmente opuestas, mientras que las otras esquinas se despegan, haciendo trabajar al tabique como un panel de corte. Esto se puede simular como un puntal de albañilería en compresión, cuyo ancho (b) puede adoptarse como la cuarta parte de la longitud diagonal del tabique (D).

Este puntal eleva sustancialmente tanto la resistencia como la rigidez del conjunto (Fig. 5.25). Esto puede ser un efecto positivo, evitando muchas veces el colapso del edificio ante los sismos, pero otras veces el tabique genera efectos nocivos.

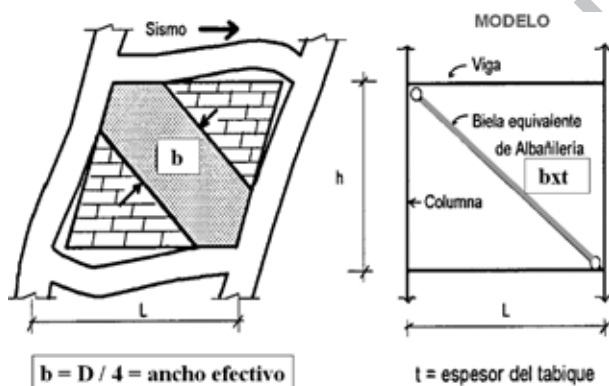


Fig. 5.24. Modelo matemático de un tabique.

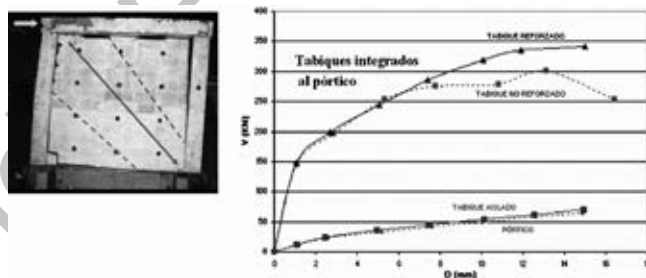


Fig. 5.25. Incremento de resistencia y rigidez por la interacción Pórtico-Tabique.

A. Problemas que puede causar la interacción pórtico-tabique

A.1 Torsión en planta

La torsión en planta (Fig. 5.26) se produce por asimetría, por ejemplo, en edificios ubicados en esquinas. Allí, los ejes que dan a las calles presentan ventanas, mientras que los ejes que colindan con edificios vecinos están rellenos con tabiques.

Esto genera un corrimiento del centro de rigidez lateral (CR) hacia la zona donde están concentrados los tabiques.

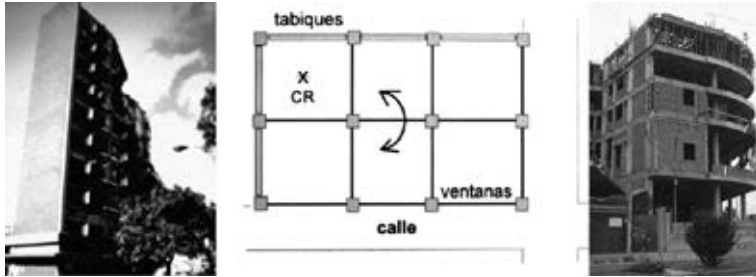


Fig. 5.26. Torsión en planta.

A.2 Piso blando

El problema de «piso blando» se produce, generalmente, en edificios donde el primer piso está destinado a tiendas o cocheras y, por tanto, está exento de tabiques, mientras que los pisos superiores están destinados a viviendas con gran cantidad de tabiques (Fig. 5.27).



Fig. 5.27. Edificios con piso blando.

El problema de «piso blando» (o problema $P-\Delta$) se debe a que este piso es muy flexible con relación a los pisos superiores (rigidizados por los tabiques). Al producirse un sismo, el desplazamiento lateral (Δ en la Fig. 5.28) del «piso blando» será muy elevado y generará una excentricidad de las cargas verticales (P) provenientes de los pisos superiores, que se desplazan como sólido rígido. Esta excentricidad produce momentos flectores importantes en los extremos de las columnas del «piso blando». Si esos momentos (usualmente de segundo orden) no han sido contemplados en el diseño, incrementando los momentos flectores producidos por la traslación sísmica (momentos de primer orden), entonces se formarán rótulas plásticas en los extremos

de las columnas (Fig. 5.29). Esto hace aún más flexible al «piso blando» (como si los pisos superiores apoyasen sobre bielas), para terminar finalmente colapsando el edificio. Por lo indicado, la mejor manera de controlar el problema de «piso blando» es rigidizarlo mediante placas de concreto armado.

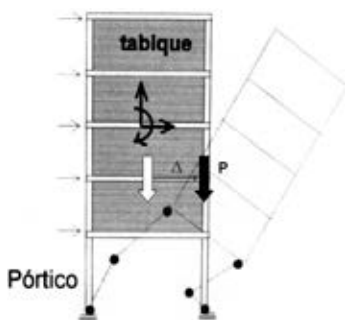


Fig. 5.28. Problema de piso blando.



Fig. 5.29. Colapso de un edificio con piso blando.

A.3 Columna corta

El problema de «columna corta» se presenta generalmente en edificaciones escolares, industriales y hospitales con alféizares altos hechos de albañilería. Cuando ocurre un sismo, la losa de techo se desplaza horizontalmente y arrastra a la columna (Fig. 5.30), que se ve restringida de desplazarse al entrar en contacto con la parte superior del alféizar (elemento rígido). Ello genera una gran distorsión angular en la parte libre de la columna (columna corta), que provoca la fractura diagonal (falla por corte). Una técnica para controlar este problema, es proporcionar mayor rigidez a los pisos comprometidos mediante columnas en forma de T o L, o mediante placas. Otra técnica es aislando a los alféizares con una junta vertical adecuada, rellena con material blando.

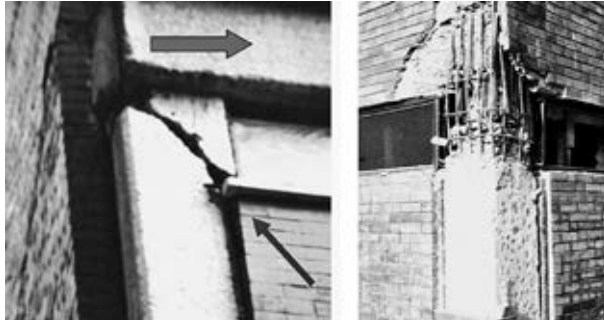


Fig. 5.30. Columna corta.

Cabe destacar que en un pórtico compuesto por dos columnas y un alféizar alto (Fig. 5.31), en forma alterna solo una de las columnas trabaja como corta, absorbiendo casi la totalidad de la fuerza sísmica, mientras que la otra se despega del alféizar. Bajo ese concepto, se analizó una técnica para reforzar edificaciones existentes con problemas de «columna corta», mediante ensanches hechos de concreto armado (Fig. 5.32). En esta técnica se fuerza a que todas las columnas se comporten como columnas cortas, de tal modo que cada una absorba el mismo porcentaje de la fuerza sísmica total, para de esta manera reducir el cortante en cada columna.



Fig. 5.31. Pórtico de un paño.



Fig. 5.32. Ensanches en columnas cortas existentes.

Otros problemas, como el colapso del tabique por acciones sísmicas perpendiculares al plano del muro y la manera cómo arriostarlos, serán analizados en el acápite 7.2.A.1.2.

B. Diseño de tabiques por acción sísmica coplanar

B.1 Tipos de falla

Cuando un tabique no ha sido aislado de la estructura principal, ante los sismos podrían presentarse tres tipos de falla: Aplastamiento, Tracción Diagonal y Cizalle.

La falla por aplastamiento (Fig. 5.33) es propia de tabiques construidos con albañilería de baja calidad ($f'm < 50 \text{ kg/cm}^2$), o con ladrillos tubulares (pandereta), o con alto porcentaje de huecos, a diferencia de la falla por tracción diagonal, que se da en la albañilería de unidades macizas o con huecos (Fig. 5.34).

La falla por cizalle es más bien propia de defectos constructivos. Si bien la falla por deslizamiento tiende a localizarse preferentemente en la mitad de la altura del tabique (junta de construcción entre jornadas de trabajo), los defectos en la construcción pueden hacer que se ubique en otra región del muro (Fig. 5.35).



Fig. 5.33. Falla por aplastamiento.

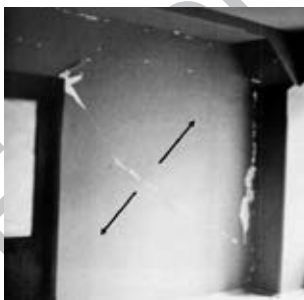


Fig. 5.34. Falla por tracción diagonal.

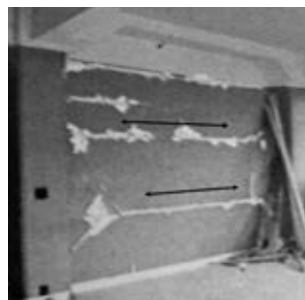


Fig. 5.35. Falla por cizalle.

B.2 Diseño de tabiques por acción sísmica coplanar

En la Norma E.070 se presentan las resistencias del puntal equivalente de albañilería ante los tres tipos de falla indicadas (Fig. 5.36, D = longitud de la diagonal, t = espesor del tabique). Una vez hecho el análisis estructural, considerando la interacción tabique-pórtico, la compresión producida por el sismo severo («C») deberá ser menor que el valor mínimo de las tres resistencias que tiene el tabique. De lo contrario fallará el tabique y podrían presentarse problemas indeseables en la estructura al desaparecer la acción de puntal. Por ejemplo, en la Fig. 5.37 se utilizó bloques huecos artesanales en la construcción de los tabiques, esto hizo que «C» excediese a la resistencia por aplastamiento («Rc») y se genere después una falla por «piso blando» en la edificación.

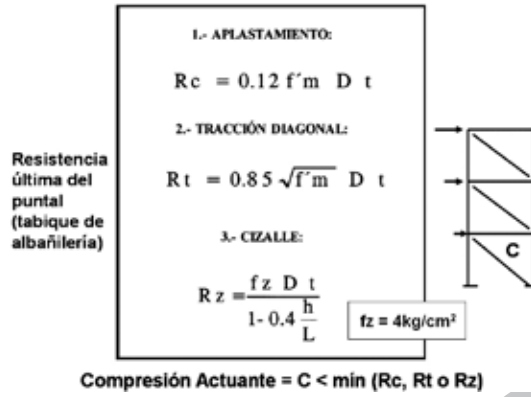


Fig. 5.36. Resistencias del puntal.



Fig. 5.37. Falla por compresión seguida de piso blando.

B.3 Soluciones cuando la compresión en el puntal excede a su resistencia

Cuando la compresión «C» del puntal equivalente de albañilería excede a la resistencia del mismo, existen varias alternativas de solución, que se muestran en la Fig. 5.38.

En la primera solución (placas), los muros de concreto limitarán los desplazamientos laterales reduciendo la interacción tabique-estructura. En este caso, debe tenerse cuidado en el análisis estructural con la orientación del puntal equivalente. Este puntal siempre debe trabajar a compresión, cualquiera que sea el sentido del sismo.

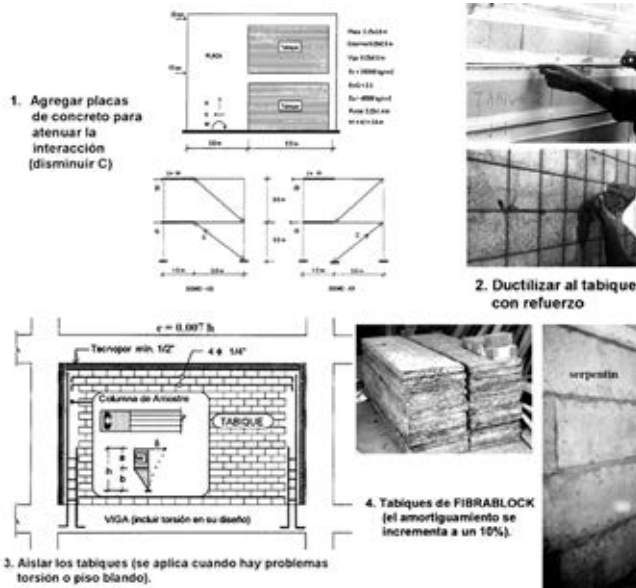


Fig. 5.38. Alternativas de solución cuando $C > R$.

En la segunda solución (tabique reforzado), el refuerzo provee ductilidad al tabique después de su falla por tracción diagonal, manteniendo la resistencia. Esta solución no es apta para el caso en que la falla sea por aplastamiento (Fig. 5.37).

En la tercera solución (aislamiento), el tabique deberá arriostrarse adecuadamente ante las acciones sísmicas perpendiculares al plano. Un ejemplo de mala aplicación de esta solución se muestra en la Fig. 5.39, donde el refuerzo vertical de la columneta de arriostre anclaba en su base en el recubrimiento de la viga de apoyo.



Fig. 5.39. Volcamiento de tabiques aislados, debido a que el refuerzo vertical de las columnas de arriostres anclaba sobre el recubrimiento de la viga de apoyo. Ver la solución 3 en la Fig. 5.38.

5.2.2 Cercos y parapetos

Los cercos y parapetos de albañilería trabajan a carga sísmica perpendicular a su plano. Cuando estos elementos carecen de arriostre, terminan volcándose ante los sismos. Incluso ha podido observarse que arriostres verticales hechos de concreto simple (no reforzado), o de mochetas de albañilería simple no son efectivos para soportar el sismo (Fig. 5.40). Estos arriostres deben ser diseñados, de acuerdo con lo que se indica en el acápite 7.2.

El colapso de parapetos no arriostrados (figuras 5.41 y 5.42) es muy peligroso, tanto para las personas que transitan por la zona, como para la familia que trata de escapar de sus viviendas durante la ocurrencia del sismo, peor aún, cuando se trata de locales escolares.

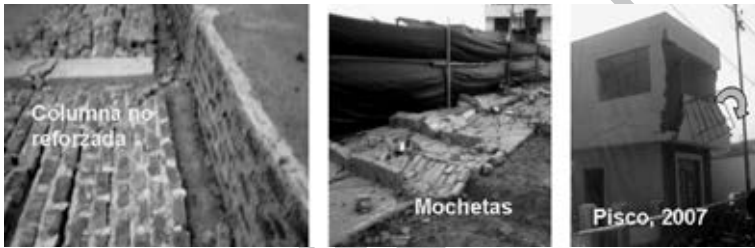


Fig. 5.40. Arriostramientos inadecuados.



Fig. 5.41. Parapetos no arriostrados.



Fig. 5.42. Pisco 2007, parapeto sin arriostar (izquierda) y arriostrado en el tercer piso (derecha).

5.3 COMPORTAMIENTO SÍSMICO EXPERIMENTAL

En este acápite se describe el comportamiento sísmico-experimental de la albañilería armada y confinada, haciendo referencia a las investigaciones efectuadas en la PUCP y en el extranjero. Para ello, se ha considerado oportuno ilustrar al lector, mostrándole en líneas generales todos los pasos que se siguen en un proyecto de investigación. Los artículos correspondientes a cada proyecto de investigación se encuentran en el blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>.

A. Estudio preliminar

El primer paso de un proyecto de investigación consiste en identificar el parámetro por analizar. Se sigue con una recopilación bibliográfica y un estudio teórico del tema. Luego se debe dibujar los planos de los especímenes y definir la ubicación de los instrumentos a utilizar en el ensayo.

En la figura 5.43, los LVDT son instrumentos que miden electrónicamente el desplazamiento relativo entre 2 puntos del espécimen, mientras que el dial comparador lo hace en forma mecánica, el strain gauge mide deformaciones unitarias en las barras (y, a partir de ellas, los esfuerzos), la celda de carga registra electrónicamente la carga aplicada por una gata hidráulica, y el actuador dinámico es el equipo servo-hidráulico empleado para aplicar la carga lateral controlando los desplazamientos.

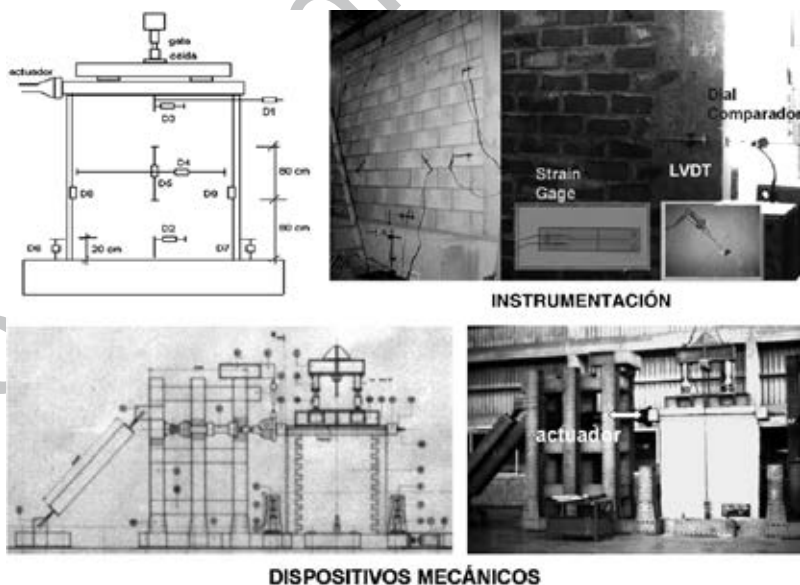


Fig. 5.43. Instrumentación y dispositivos mecánicos.

B. Construcción, traslado, montaje y ensayos de control

La construcción de los especímenes se hace tratando de representar la secuencia que se sigue en una obra real de albañilería (Fig. 5.44). En esta etapa se fabrican pequeñas probetas de los materiales que componen al espécimen (concreto, grout, ladrillos, mortero, acero y prismas de albañilería), que luego se ensayan con el objetivo de saber si los materiales cumplen con las especificaciones indicadas en el proyecto de investigación.

Luego de que los especímenes cumplen 28 días de edad, se les traslada y fija en la losa de ensayos. De aquí en adelante se denominará «V» a la carga lateral y «D» al desplazamiento horizontal del espécimen (Fig. 5.45).



Fig. 5.44. Construcción y traslado.



Fig. 5.45. Nomenclatura.

C. Técnicas de ensayo

Existen 4 técnicas de ensayo para muros de albañilería que se describen a continuación.

C.1 Ensayo de carga lateral monotónicamente creciente (ensayo estático)

En esta técnica se aplica la carga lateral en forma incremental a una cierta velocidad, hasta alcanzar la rotura diagonal de la albañilería. Posteriormente, se pasa a controlar los desplazamientos laterales, también en forma incremental, hasta alcanzar el colapso del espécimen. La desventaja de esta técnica es que no contempla el mayor deterioro que producen los desplazamientos laterales cíclicos sobre la albañilería, y se ha alcanzado ductilidades por encima de las proporcionadas en los ensayos sísmicos, aunque la resistencia al corte y la rigidez lateral inicial fueron similares (Fig. 5.46). De esta manera, es preferible no utilizar esta técnica de ensayo, salvo que solo se requiera determinar la resistencia.

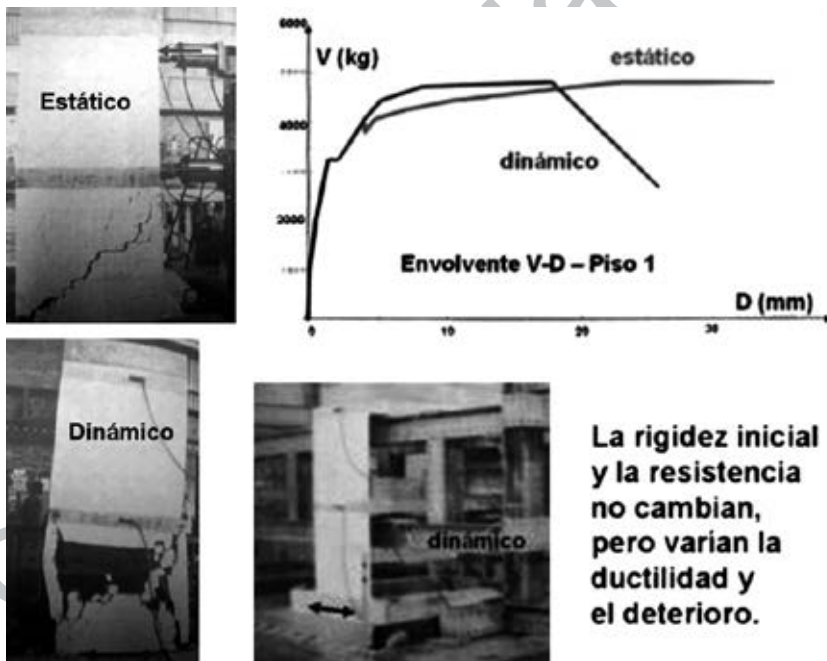


Fig. 5.46. Diferencias entre un ensayo monotónico y dinámico.

C.2 Ensayo de carga lateral cíclica y comportamiento de los muros

En esta técnica se prefijan determinados valores del desplazamiento lateral (D en la Fig. 5.47), que incluyen el comportamiento elástico e inelástico del muro. Luego, por cada valor de desplazamiento se aplican por lo menos tres ciclos de carga y descarga hasta que el lazo histerético V - D se estabilice. Cuando el lazo histerético no llega a estabilizarse, se dice que el espécimen ha colapsado.

Luego se seleccionan los lazos correspondientes a los ciclos estables. Los valores máximos de la carga lateral (V) determinan la envolvente de los ciclos estables. La rama negativa de la envolvente se revierte sobre la positiva. Si se han ensayado 2 muros de las mismas características, se obtendría 4 curvas, cuyo promedio se conoce como la envolvente promedio V - D de los lazos histeréticos estables (curva roja en la Fig. 5.48). De aquí en adelante, esta envolvente promedio es la que se utiliza para comparar los efectos de un parámetro sobre el comportamiento sísmico-experimental de los muros.

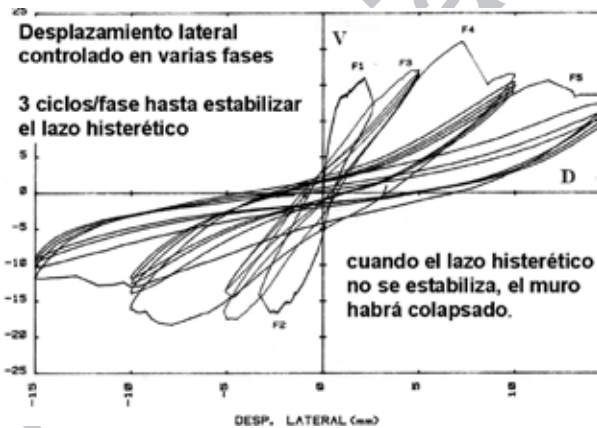


Fig. 5.47. Gráfica V-D.

En general, los muros armados y confinados presentan lazos histeréticos V - D (Fig. 5.48) muy delgados, propios de sistemas que disipan poca energía sísmica. Asimismo, los lazos histeréticos tienen la tendencia de pasar por el origen del sistema de referencia, lo cual es propio de sistemas que degradan rigidez lateral. Es como si los muros tuviesen un comportamiento elástico para un determinado desplazamiento, pero con una rigidez lateral (K) cada vez más baja, producto del mayor deterioro del muro.

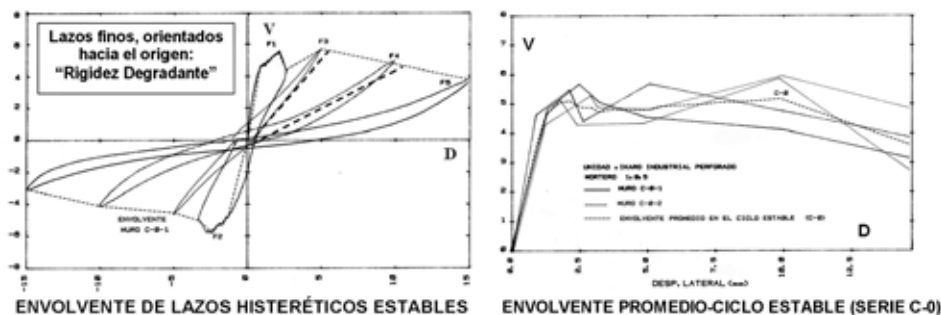


Fig. 5.48. Lazos histeréticos estables (izquierda) y envolvente V-D (línea discontinua, C-0).

Fisura de tracción por flexión

La primera fisura se forma en la base de los muros (Fig. 5.49), y se debe a las tracciones que origina el momento flector. Ha podido notarse que la resistencia a tracción por flexión de los muros armados rellenos con grout es del orden de 10kg/cm², mientras que para la albañilería simple es 5kg/cm². Sin embargo, para el caso de los muros confinados, esta fisura se forma primero en la columna, para después propagarse hacia la albañilería, debiendo vencer la resistencia a tracción por flexión del concreto (del orden de 20kg/cm²). Por tanto, el comportamiento elástico de los muros confinados supera al de los armados. La carga asociada a esta fisura (VF, fig 5.49) puede predecirse aplicando la fórmula flexión compuesta en la fibra de mayor tracción ($\sigma = M y / I - P / A$), para después igualar el esfuerzo normal actuante a las resistencias unitarias indicadas.



Fig. 5.49. Punto «F».

Rotura diagonal

Al incrementar la carga lateral, el muro se agrieta diagonalmente (punto «R» en la Fig. 5.50, o punto «m» en la Norma E.070), produciéndose una caída ligera en la resistencia.

Esta falla inmediatamente después es contenida por los confinamientos, o por el refuerzo horizontal para el caso de los muros armados. Esta falla se produce para una deriva del orden de $1/800$, y si el muro se encuentra reforzado, se le puede aplicar mayores desplazamientos inelásticos.

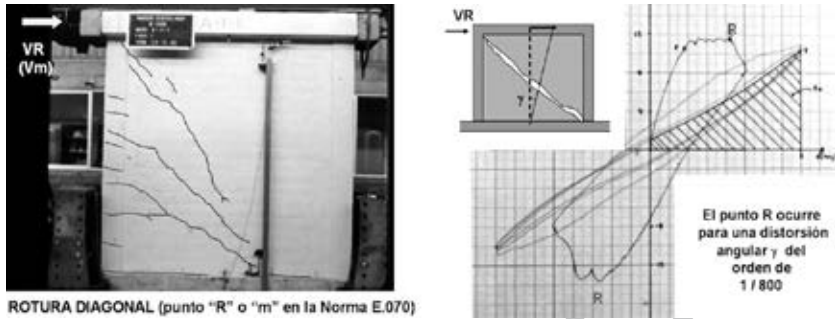


Fig. 5.50. Punto «R» o «m» en la Norma E.070.

Límite de reparación

Al aplicarse mayores desplazamientos al muro (armado o confinado) después de su rotura diagonal, surgen otras fisuras y la rigidez lateral continúa degradándose. Llega un instante en que también disminuye la resistencia, por la formación de fallas indeseables (inicio de la trituración de los talones, inicio de la trituración de las unidades de albañilería, etc.). Hasta este punto, asociado a una deriva de $1/200 = 0.005$, se considera que el sistema es económicamente reparable (Fig. 5.51). Este límite es el especificado como la deriva máxima inelástica por la Norma Sísmica E.030 para las edificaciones de albañilería reforzada.

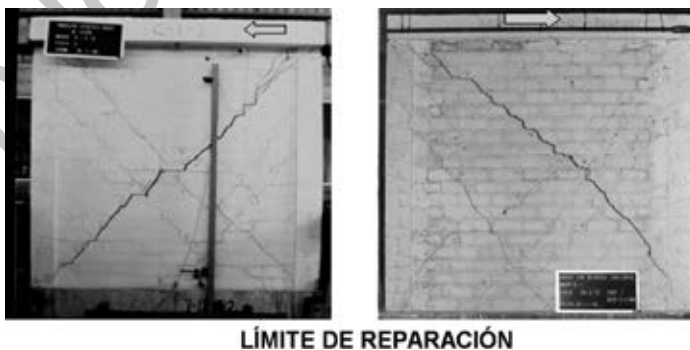


Fig. 5.51. Límite de reparación.

Falla final

Ante desplazamientos laterales por encima del límite de reparación (Fig. 5.52), se presenta la trituración de los talones del muro (sea la falla por flexión o por corte) con el consiguiente pandeo del refuerzo vertical, o la trituración de las unidades de albañilería. Allí se pierde la última línea de defensa, lo que da lugar a una drástica reducción de la resistencia. Otro tipo de falla final que ha podido apreciarse, especialmente en los muros de albañilería armada, es la falla por deslizamiento, la cual se comenta en detalle en el capítulo 7.

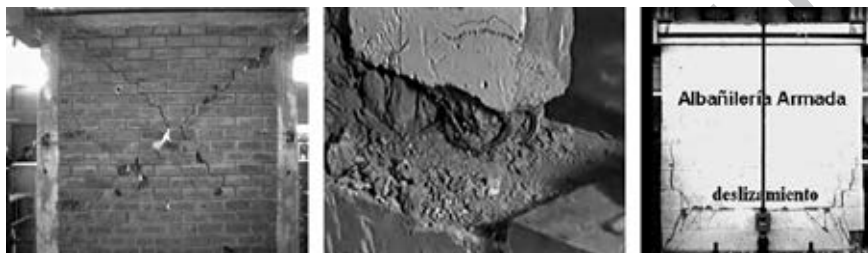


Fig. 5.52. Falla final.

Evaluación del factor de reducción «R» experimentalmente

El factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas «R» puede determinarse experimentalmente. El criterio que se sigue es igualar la energía elástica equivalente a la inelástica (Fig. 5.53).

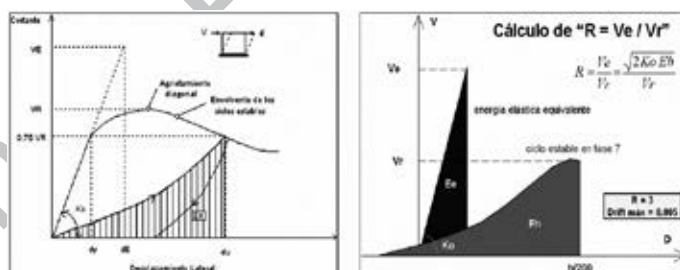


Fig. 5.53. Cálculo de «R».

Para ello, se trabaja con el desplazamiento máximo permitido por la Norma Sísmica E.030 (deriva = 0.005), a fin de que el sistema quede en estado reparable. Para ese nivel de desplazamiento, se calcula la capacidad de absorción de energía inelástica (E_h), que luego se iguala a la energía elástica equivalente (E_e), que supuestamente tendría el muro si se comportara elásticamente.

Este criterio conduce a factores de «R» del orden de 2.5 cuando el muro ha sido diseñado adecuadamente. Sin embargo, contemplándose otros factores como la sobrerresistencia del edificio y los defectos en su construcción, en la Norma Sísmica E.030 se utiliza $R = 3$, tanto para la albañilería confinada como para la armada.

Otro criterio para calcular «R» experimentalmente se muestra en la Fig. 5.54, donde se acepta una degradación de 25% en la resistencia máxima. En este criterio se determina la ductilidad de desplazamiento μ , que proviene de igualar la energía elástica equivalente (E_e) a la energía elastoplástica ideal (E_h), para luego evaluar «R» mediante la expresión $\sqrt{2\mu - 1}$. Puesto que en este criterio no se contempla la degradación de rigidez lateral que tienen los muros en la etapa inelástica, los valores de «R» son demasiado elevados.

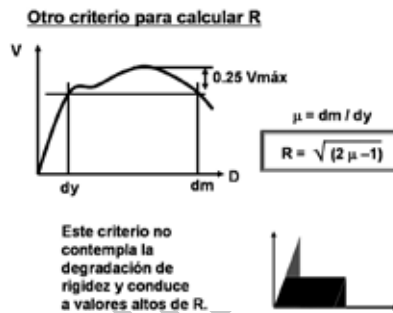


Fig. 5.54. Otro criterio para hallar «R».

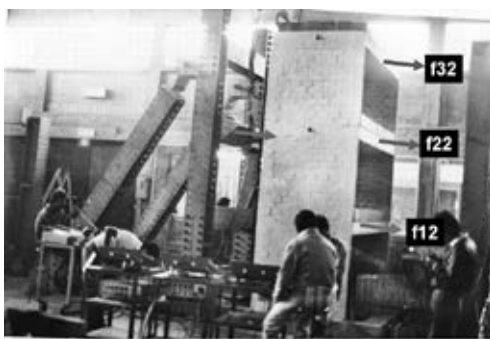
Parámetros analizados experimentalmente

Desde el año 1979, en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP se han analizado la influencia de numerosos parámetros sobre el comportamiento sísmico experimental tanto de la albañilería confinada como de la armada. Fue sobre la base de estos resultados que se elaboró la Norma de Albañilería E.070. Los artículos correspondientes a cada parámetro se encuentran en el blog <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. A groso modo, estos parámetros fueron:

- Técnicas de construcción (aparejo, conexión albañilería-columna, tuberías, etc.)
- Calidad de las unidades y del mortero
- Carga vertical
- Esbeltez para acciones coplanares ($M / (V L)$)
- Disposición del refuerzo
- Confinamientos de talones
- Control de la falla por deslizamiento, etc.

C.3. Ensayo de simulación sísmica

Este tipo de ensayo, realizado en mesa vibradora, es muy costoso, por lo que se le utiliza con la finalidad principal de corroborar los principales resultados obtenidos en los experimentos de carga lateral cíclica. Previamente, deben realizarse experimentos estáticos que permitan conocer la matriz de flexibilidad lateral (Fig. 5.55) del espécimen, con la cual se determina: la matriz de rigidez lateral, los modos de vibración y sus períodos. También, mediante ensayos de vibración libre (Fig. 5.56), se determina el período natural de vibración y el grado de amortiguamiento usando sismógrafos y acelerómetros.



Cálculo experimental de la Matriz de Flexibilidad.

Fig. 5.55. Cálculo de $[f_{ij}]$.

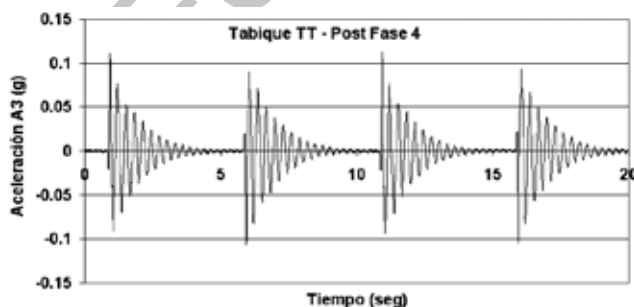


Fig. 5.56. Respuesta en vibración libre.

En esta técnica se utilizan, además de los LVDT, los acelerómetros, que permiten obtener la fuerza sísmica. Para ello, se divide al espécimen en retículas, colocando al centro de la retícula un acelerómetro («A» en la Fig. 5.57). El producto de la masa tributaria por la aceleración correspondiente proporciona la fuerza de inercia, con la cual es posible obtener por equilibrio, fuerzas cortantes, momentos flectores, etc. en cualquier sección del espécimen y en cualquier instante del movimiento.

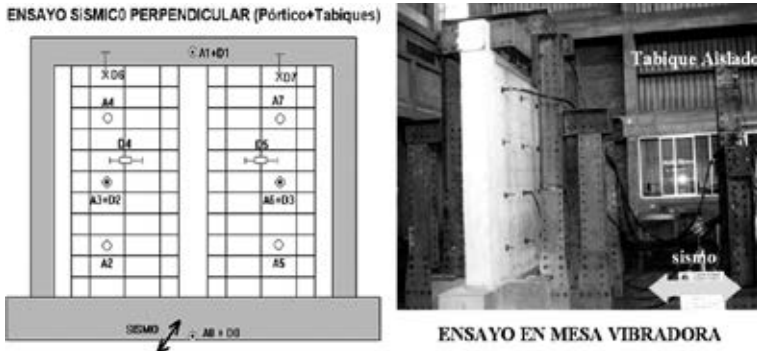


Fig. 5.57. Instrumentación en un ensayo sísmico.

Los ensayos de simulación sísmica (Fig. 5.58) se desarrollan en varias fases, utilizando un sismo determinado, pero variando la amplitud de la aceleración en la base, de tal modo de simular sismos leves, moderados (frecuentes), severos (ocasionales) y catastróficos (muy raros). Estas fases son precedidas por ensayos de vibración libre, consistentes en aplicar pulsos en la plataforma del simulador para medir las propiedades dinámicas del espécimen: período (T) y amortiguamiento (ξ), lo que permite cuantificar el grado de deterioro.

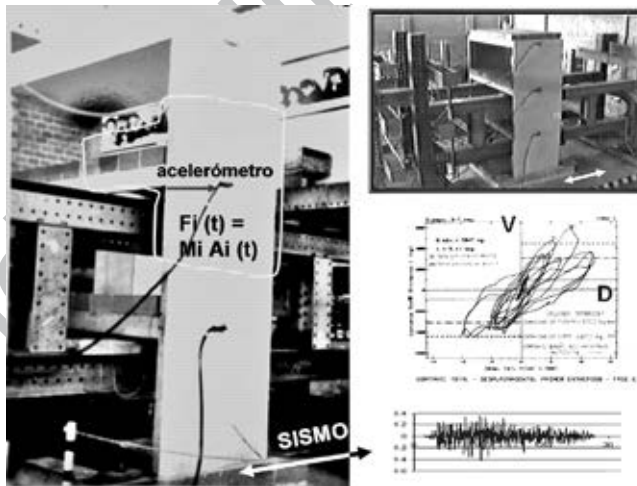


Fig. 5.58. Ensayo sísmico.

En cada fase del ensayo se registran la historia de aceleraciones y de desplazamientos, tanto de la plataforma del simulador sísmico como de cada instrumento colocado en el espécimen.

La principal ventaja de los ensayos sísmicos es que permiten determinar en tiempo real el comportamiento sísmico del espécimen, incluyendo las cargas sísmicas perpendiculares a él. En el caso del simulador de la PUCP, su desventaja es que la plataforma tiene un solo grado de libertad traslacional y el peso máximo del espécimen es 16 ton, a diferencia de otros simuladores como el de Hyogo, Japón (Fig. 5.59), que tiene 6 grados de libertad y permite ensayar especímenes con hasta 120ton de peso, aparte que la mayor dimensión de la plataforma permite ensayar especímenes a escala natural.

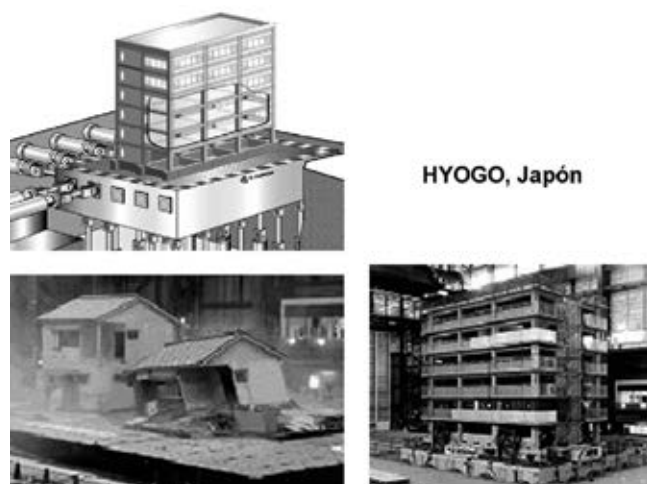


Fig. 5.59. Simulador sísmico de Hyogo.

Parámetros como la esbeltez para acciones sísmicas coplanares (Fig. 5.58), y el efecto sísmico transversal al plano tanto de tabiques como de muros portantes (Fig. 5.57), han sido estudiados en la PUCP y aparecen en el blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>.

C.4. Ensayo pseudo-dinámico

Los ensayos pseudo-dinámicos son aquellos que se realizan fijando la base del espécimen y aplicando fuerzas sísmicas o desplazamientos laterales en los niveles de la edificación, mediante actuadores dinámicos, que reaccionan contra un gran muro (Fig. 5.60). Partiendo de las condiciones iniciales de reposo, se predice mediante un programa de cómputo los desplazamientos que tendrían los niveles para un cierto incremento de la aceleración sísmica basal. Estos desplazamientos se aplican en el espécimen, y se determina así la respuesta real, que constituye las condiciones iniciales para un nuevo incremento de la sollicitación.

En el año 1988, se llevó a cabo en el Japón un experimento pseudo-dinámico en un edificio a escala natural de 5 pisos, hecho de albañilería armada (Fig. 5.60), y se obtuvieron lazos histeréticos V-D para el primer piso, muy similares a los registrados en los ensayos de muros individuales ejecutados en la PUCP; incluso, para derivas ligeramente mayores que 0.005 (límite máximo de la Norma Sísmica E.030), el espécimen quedó en estado irreparable, triturándose los talones con el consiguiente pandeo del refuerzo vertical y una degradación severa de resistencia.



Fig. 5.60. Ensayo pseudo-dinámico en un edificio en Japón.

En el CISMID-UNI (Perú) también se utilizó la técnica de ensayo pseudo-dinámica (Fig. 5.61) para analizar el comportamiento de una vivienda de albañilería confinada de 2 pisos.



Fig. 5.61. Ensayo pseudo-dinámico en Perú.

La ventaja principal de esta técnica de ensayo es que se aplica sobre especímenes a escala natural (también a escala reducida). Su principal desventaja es el tiempo que demora el ensayo (el experimento japonés duró 3 meses), con lo cual se corre el riesgo de que los sensores se descalibren y haya que hacer correcciones incluso hasta por cambios de temperatura. Otra desventaja es que no puede simularse la carga sísmica perpendicular al plano de los muros, con lo cual no se puede garantizar

si la transferencia de estas cargas hacia los muros dirigidos en la dirección del ensayo es adecuada o no.

Detalles sobre el experimento japonés pueden verse en el acápite «miscelánea de artículos», en el capítulo «Albañilería Confinada» del Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>.

5.4 REPARACIÓN DE LA ALBAÑILERÍA ARMADA Y CONFINADA


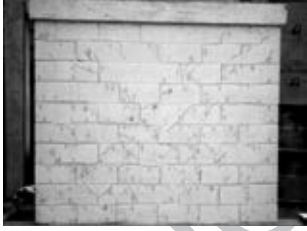




El objetivo de un proyecto de reparación y reforzamiento estructural es restablecer o incrementar la resistencia, la ductilidad y la rigidez lateral de la edificación dañada por algún sismo. En caso no se logre ese propósito, sismos futuros similares o más potentes volverán a dañar la estructura, por lo que ante esa situación se requiere adicionar elementos más resistentes que los muros originales de albañilería, como por ejemplo, placas de concreto armado.

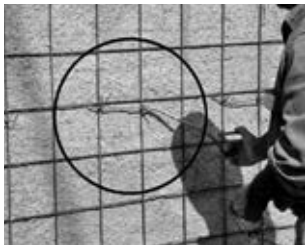



Si una edificación ha seguido los lineamientos de la Norma E.070, en cuanto a su construcción, materiales y diseño estructural, ante los sismos leves y moderados, los muros de albañilería no deberían tener fisuras. Recién en un sismo severo pueden presentarse grietas diagonales en los muros si la fuerza cortante actuante alcanza la capacidad resistente a corte (V_m). Además, si la deriva alcanzada es menor que 0.005, entonces el muro puede ser reparado económicamente.

En ese sentido, el propósito de este acápite es presentar una técnica de reparación y reforzamiento basada en encamisar las dos caras de la albañilería con una malla electrosoldada. Esta técnica funcionó experimentalmente con éxito cuando se aplicó sobre un muro de albañilería confinada y en otro de albañilería armada, que habían fallado por fuerza cortante en un experimento previo de carga lateral cíclica.

Detalles como las dimensiones de los especímenes, las propiedades de los materiales, su refuerzo original y la técnica de ensayo, aparecen en el capítulo «Reparación y Reforzamiento» del blog <http://pucp.edu.pe/albanileria>, donde también se presentan otras técnicas de reparación y reforzamiento.

REPARACIÓN DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CON MALLAS ELECTROSOLDADAS

Secuencia	Albañilería confinada	Albañilería armada
<p>Muros originales Estado de los muros originales antes de la reparación. Falla por corte.</p>	 <p style="text-align: center;">Fig. 5.61A</p>	 <p style="text-align: center;">Fig. 5.61B</p>
<p>Resane de grietas Picado y resane con mortero 1:3 en las grietas principales. Las fisuras finas no fueron resanadas. En el muro confinado, se picó uno de los nudos, retirando los ladrillos triturados. En el muro armado se utilizó una molidora para profundizar las fisuras.</p>	 <p style="text-align: center;">Fig. 5.61C</p>	 <p style="text-align: center;">Fig. 5.61D</p>
<p>Perforaciones Pañeteo del muro confinado y perforación para instalar los conectores de la malla (alambre #8). En el muro confinado se usó cincel, en el muro armado se utilizó taladro y la perforación se hizo en la unión de las juntas verticales y horizontales.</p>	 <p style="text-align: center;">Fig. 5.61E</p>	 <p style="text-align: center;">Fig. 5.61F</p>

<p>Instalación de malla Colocación de las mallas, para luego insertar los conectores a través de las perforaciones, amarrándolos contra la malla con alambre #16. En el muro armado se adicionó una malla «U» en los talones, para evitar su trituración por flexión.</p>	 <p>Fig. 5.61G</p>	 <p>Fig. 5.61H</p>
<p>Inyección Taponado de las perforaciones con una lechada de mortero cemento-arena fina 1:3. Para esta operación se usó una botella de plástico como inyector.</p>	 <p>Fig. 5.61I</p>	 <p>Fig. 5.61J</p>

Consideraciones adicionales

- En el muro confinado, la malla electrosoldada estuvo compuesta por varillas de acero corrugado de 4.5mm de diámetro, espaciadas a 15cm; el ensayo de tracción arrojó una resistencia máxima de 6114 kg/cm². En el muro armado, la malla electrosoldada estuvo compuesta por varillas de acero corrugado de 5mm de diámetro, espaciadas a 10cm; el ensayo de tracción proporcionó una resistencia máxima de 5673 kg/cm². En ambos casos las mallas se diseñaron para absorber el cortante de agrietamiento diagonal respectivo.
- En el muro armado, las grietas principales fueron resanadas taponándolas con mortero 1:3 con aditivos en polvo (Vinnapas RE 5010N y Culminal 8564) que permitieron mejorar su adherencia con los bloques y el mortero existente. Este mortero fue dosificado en peso: 28.8% de cemento, 67% de arena gruesa, 4% de Vinnapas y 0.2% de Culminal, y tuvo una resistencia a compresión de 119 kg/cm².
- En el muro confinado, el grosor del muro reparado se incrementó en 5cm, de 13cm a 18cm, incluyendo el tarrajeo aplicado sobre la malla electrosoldada. En el muro armado, el incremento del espesor fue de 6cm, pasando de 14cm a 20cm.

Reensayo de carga lateral cíclica

Ambos muros reparados fueron sometidos a nuevos ensayos de carga lateral cíclica con desplazamiento horizontal controlado. En ambos casos, el incremento de resistencia a corte proporcionado por la malla hizo que el tipo de falla cambiase a una falla por

flexión que derivó finalmente en deslizamiento, aunque ello ocurrió para una deriva de 0.007, mayor que el límite establecido por la Norma Sísmica E.030 (0.005) para la albañilería reforzada.

Adicionalmente, en el muro confinado se formó una fisura vertical en la parte inferior de la unión albañilería-columna (Fig. 5.62), esto se debió a que la malla no fue conectada a la columna; esta fisura se inició para una deriva de 0.005. En el muro armado, la franja de malla «U» colocada en el borde libre permitió confinar de manera adecuada los talones (Fig. 5.63). En ambos muros, las fisuras por corte fueron muy finas.

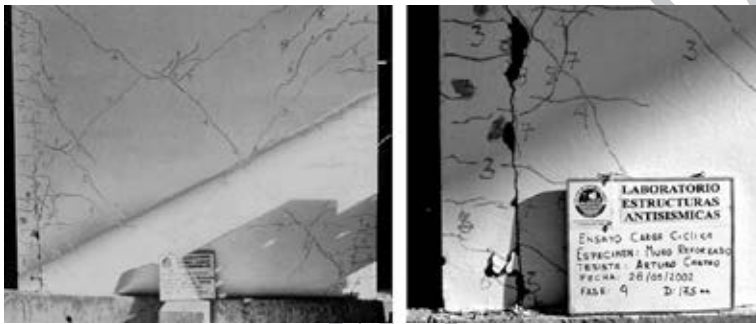


Fig. 5.62. Muro confinado reparado (izq.) y grieta vertical en la unión columna-albañilería (der.).



Fig. 5.63. Muro armado reparado post ensayo.

El análisis cuantitativo indicó que el muro confinado reparado recuperó el 85% de la rigidez lateral inicial, mientras que su resistencia a carga lateral aumentó en 40% respecto al original. El muro armado reparado recuperó el 71% de la rigidez lateral inicial, y su resistencia a carga lateral aumentó en 23%; este incremento no pudo ser mayor debido a que el refuerzo vertical utilizado en el muro armado original no fue modificado, ya que las varillas verticales de la malla electrosoldada no se anclaron en la cimentación, lo que hubiese permitido incrementar su resistencia a flexión.

En las figuras 5.64 y 5.65 se compara el comportamiento del muro original y el reparado, a través de las envolventes de los ciclos histeréticos de carga y descarga.

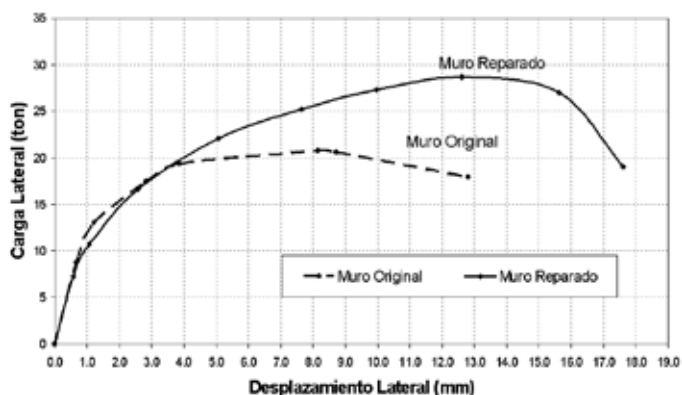


Fig. 5.64 Muro confinado. Envolventes de carga lateral máxima.

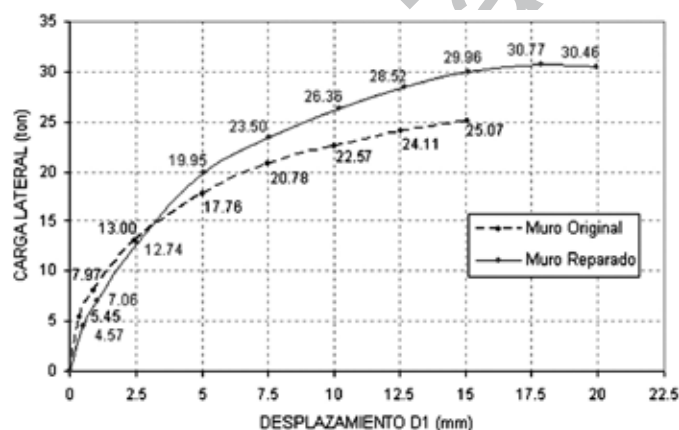


Fig. 5.65. Muro armado. Envolventes de carga lateral máxima.

En ambos casos, no se recuperó el 100% de la rigidez inicial debido a que las fisuras finas no fueron resanadas y a que el taponado de las grietas principales se hizo manualmente (Fig. 5.61C), quizás empleando un lanzador hidroneumático de mortero (Fig. 5.66) estas grietas podrían sellarse completamente. Sin embargo, puesto que las fallas que se generan por encima de la deriva máxima reglamentaria (0.005) son irrelevantes, «deslizamiento» en ambos muros reparados, se concluyó que la técnica de reparación aplicada en este proyecto es adecuada, tanto para los muros de albañilería armada como los muros de albañilería confinada.



Fig. 5.66. Lanzador hidroneumático de mortero.

LECTURAS COMPLEMENTARIAS AL CAPÍTULO 5:

- 5.1 Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por: Ángel San Bartolomé. 2007.
- 5.2 San Bartolomé, Ángel (1994). *Construcciones de Albañilería - Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural*. Lima: Fondo editorial PUCP.
- 5.3 Memorias de los Congresos Nacionales de Ingeniería Civil (diversos temas, con diversos autores): Lima, 1976; Arequipa 1978; Cusco, 1980; Chiclayo, 1982; Tacna, 1984; Cajamarca, 1986; Huaraz, 1988; Piura, 1990; Ica, 1992; Lima, 1994; Trujillo, 1997; Huánuco, 1999; Puno, 2001; Iquitos, 2003; Ayacucho, 2005; y, Arequipa, 2007.
- 5.4 Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y SENCICO, 2006. Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.030 «Diseño Sismorresistente».
- 5.5 Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y SENCICO, 2006. Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.070 «Albañilería».
- 5.6 Comentarios al Capítulo 10 de la Norma E.070 «Interacción Tabique de Albañilería - Estructura Aporticada». Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>.
- 5.7 Defectos que Incidieron en el Comportamiento de las Construcciones de Albañilería en el Sismo de Pisco del 15-08-2007. Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>.
- 5.8 Capítulo «Reparación y Reforzamiento» del blog <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>.

Fondo Editorial PUCP

6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El objetivo de este capítulo es explicar la manera de efectuar el análisis estructural de los edificios de albañilería confinada y armada sujetos a cargas de gravedad y a cargas sísmicas. Para complementar numéricamente este capítulo, el lector deberá leer los ejemplos de aplicación de la Norma E.070, que aparecen en el capítulo «Diseño Estructural de Edificios de Albañilería» correspondiente al blog <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>.

En primer lugar se aborda la estructuración de la edificación, lo que implica definir ciertas características de la estructura, como la disposición y la cantidad de elementos estructurales (muros, vigas, techos, etc.). Luego, se presenta la manera cómo obtener las dimensiones preliminares de los muros (predimensionamiento), para después realizar el metrado de cargas de gravedad y el diseño por carga vertical. Con las dimensiones predefinidas, se procede a efectuar el análisis sísmico.

6.1 ESTRUCTURACIÓN Y REQUISITOS MÍNIMOS

6.1.1 Diafragma rígido

Se entiende como diafragma rígido a una lámina que no se deforma axialmente ni se flexiona ante cargas contenidas en su plano. La Norma E.070 recomienda que las edificaciones preferentemente deban contar con diafragmas rígidos y continuos, es decir, que las losas de piso y la cimentación actúen como elementos que integren a los muros portantes, generando compatibilidad en sus desplazamientos laterales.

Las losas de concreto armado, macizas o aligeradas (con nervaduras y losa superior, Fig. 6.1), que se usan en el Perú para los pisos, son diafragmas rígidos competentes. En estas losas, el concreto de la viga solera que va sobre los muros de albañilería se vacía en conjunto con la losa, para proveer monolitismo a la conexión albañilería-solera-losa.



Fig. 6.1. Losas aligerada.

Igualmente, las cimentaciones de concreto, consistentes en cimientos corridos y solados, son adecuadas como para constituir diafragma rígido en la base de los muros de albañilería.

En cambio, los techos de madera y los techos metálicos con cobertura liviana (Fig. 6.2) no se consideran diafragmas rígidos. Estos techos no arriostran horizontalmente a los muros, por la poca rigidez que tienen en su plano. Para atenuar esta deficiencia, en estos casos es indispensable el empleo de vigas soleras que amarren a todos los muros, diseñándolas para absorber las acciones que provienen de la albañilería (armada o confinada) cuando se encuentra sujeta a cargas sísmicas perpendiculares a su plano.



Fig. 6.2. Techos que no son diafragmas rígidos.

En el caso de losas convencionales (aligerados o losas macizas) de forma rectangular o similar, la relación de la longitud de los lados en planta no debe exceder de 4 ($L/B \leq 4$ en la Fig. 6.3), para evitar que la losa se deforme por flexión debido a cargas en su plano. Esas deformaciones hacen que la hipótesis de diafragma rígido no se satisfaga, esto es, la losa no llega a compatibilizar los desplazamientos laterales de los muros. De darse esta situación, el análisis estructural por cargas sísmicas deberá hacerse considerando la flexibilidad (capacidad de deformarse) del diafragma (Fig. 6.3). Un análisis parecido debe hacerse cuando la losa presenta grandes aberturas.

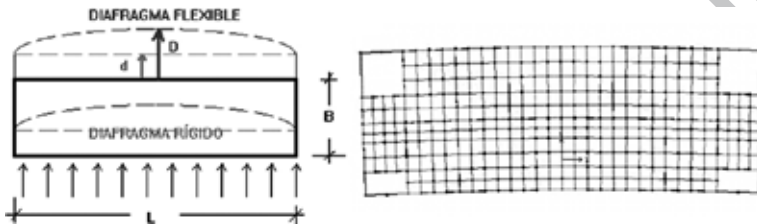


Fig. 6.3. Deformación por flexión en un diafragma alargado, con $L/B > 4$. Vistas en planta. Modelo de elementos finitos después de la deformación (Tesis PUCP Monzón Cuya).

Los ensayos de carga lateral cíclica en muros de albañilería sujetos a carga vertical indican que la ductilidad decrece con el incremento de la carga de compresión axial, problema que ocurre con cualquier material. Por esta razón, es recomendable que las losas distribuyan la carga de gravedad sobre todos los muros que componen la edificación. Por ello, la Norma E.070 recomienda el uso de losas macizas o aligeradas armadas en dos direcciones (Fig. 6.4), ya que las losas aligeradas unidireccionales (Fig. 6.5) concentran la carga de gravedad sobre los muros donde apoyan las viguetas; sin embargo, es posible el uso de losas unidireccionales siempre y cuando los esfuerzos axiales en los muros no excedan del valor límite indicado en el acápite 6.2.2 (fórmula 19.1b).

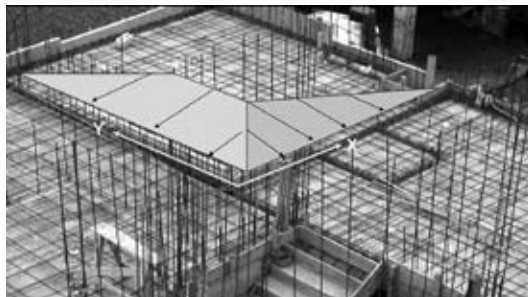


Fig. 6.4. Losa maciza armada en 2 sentidos.



Fig. 6.5. Losa aligerada unidireccional.

En el caso de techos con viguetas prefabricadas (Fig. 6.6), ha quedado demostrado experimentalmente que constituyen una alternativa válida para ser considerados como diafragmas rígidos. Asimismo, la cimentación que suele ser de concreto simple o armado es considerada como un primer diafragma rígido (Fig. 6.7).



Fig. 6.6. Viguetas pre fabricadas.



Fig. 6.7. Cimentación corrida y sobrecimiento de concreto para muros.

La ausencia de un diafragma rígido y vigas soleras, sobre todo en los niveles altos de un edificio, puede originar fallas en los muros ante cargas sísmicas perpendiculares al plano (Fig. 6.8), por carecer de arriostres horizontales.



Fig. 6.8. Ausencia de diafragma rígido y de soleras.

6.1.2 Configuración del edificio en planta y elevación

La Norma E.070 «Albañilería» y la Norma E.030 «Diseño Sismorresistente», recomiendan que las edificaciones deban tener preferentemente formas adecuadas que permitan un buen comportamiento sísmico. En lo que respecta a la planta, se deben preferir las formas simples rectangulares, debiendo evitarse configuraciones que tengan formas irregulares, como T, L, U, H y similares, salvo que se separen con juntas sísmicas verticales en bloques rectangulares (Fig. 6.9). De otro modo, la losa podría agrietarse en las esquinas cuando cada franja trate de desplazarse independientemente durante los sismos (Fig. 6.9, derecha).

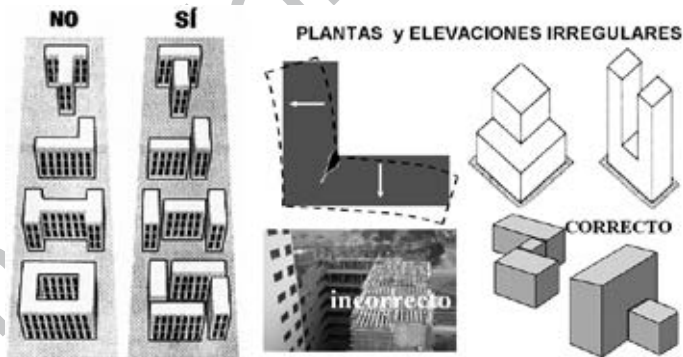


Fig. 6.9. Formas de edificios con planta y elevación indeseables y deseables.

Izq. Diario *El Comercio*.

Por otro lado, se debe buscar simetría en planta, tanto de masas como de rigideces, de modo que los efectos de torsión sean reducidos. Es común que el centro de masas coincida aproximadamente con el centroide geométrico de la planta de la edificación. Sin embargo, en caso de apéndices como cuartos de máquinas de ascensores y tanques elevados de almacenamiento de agua (Fig. 6.10), su ubicación en planta

puede desplazar el centro de masas y generar excentricidades torsionales en todos los pisos. Las Normas E.030 y E.070 dan varias indicaciones que se deben cumplir en las edificaciones de albañilería.



Fig. 6.10. Tanque de agua en posición excéntrica.

Debe preferirse proporciones entre altura y ancho del edificio, medido en un plano en elevación, menores que 4: ($H/B \leq 4$ en la Fig. 6.11), para de este modo atenuar los esfuerzos de compresión por flexión en los talones de los muros. Por otro lado, la Norma E.070 limita la altura máxima de las edificaciones de Albañilería Confinada a 15m o 5 pisos, porque se desconoce el comportamiento sísmico de este tipo de estructura para alturas mayores; en cambio, no existe límite en la altura para las edificaciones de Albañilería Armada, quedando sujeta esta altura a la resistencia de los materiales empleados.



Fig. 6.11. Incorrecto.

Es recomendable evitar las irregularidades en elevación, esto es, cambios bruscos en la distribución de masas o de rigidez, porque se amplifican sustancialmente las fuerzas sísmicas. En el caso de tanques elevados de concreto armado, es preferible que sus muros tengan un apoyo continuo, en vez de apoyar sobre 4 columnas (Fig. 6.12). De existir tanques con este problema, debe rellenarse los paños libres con muros de albañilería (Fig. 6.13).



Fig. 6.12. Incorrecto.



Fig. 6.13. Tanque con apoyo continuo.

Por otro lado, la densidad de muros debe tender a ser similar en las dos direcciones principales de la edificación. En muchos casos, la dirección paralela a la fachada es de poca longitud (Fig. 6.14), por lo que usualmente no se puede contar con una cantidad apropiada de muros en esa dirección; eso debe resolverse incorporando muros, placas o columnas de concreto armado, orientando su mayor peralte en la dirección corta. En la dirección perpendicular a la fachada (longitudinal), es usual contar con muros largos, sobre todo perimetrales (salvo lotes en esquinas), estos muros largos no aportan resistencia ni rigidez en la dirección corta (actúan como láminas). Una baja densidad de muros en la dirección corta ha provocado colapsos debido a «piso blando» en los últimos sismos del 2001 y 2007 (Fig. 6.15).

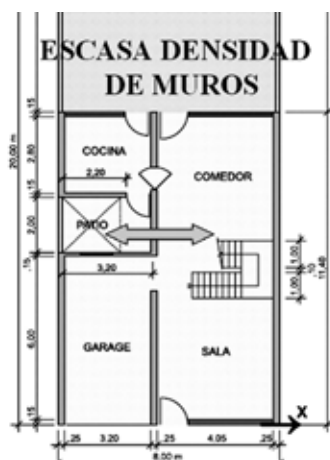


Fig. 6.14. Baja densidad de muros en X-X.



Fig. 6.15. Colapso por escasa densidad de muros.

Existen **edificaciones mixtas** donde los muros de albañilería confinada están orientados en una sola dirección, mientras que en la otra dirección se opta por una solución de pórticos de concreto armado, o por un sistema dual, utilizando las columnas de confinamiento de los muros de albañilería como columnas del pórtico. Esto se observa tanto en viviendas como en edificios de centros educativos (aulas, laboratorios, oficinas administrativas).

En caso que los pórticos sean muy flexibles, la albañilería no puede seguir su deformada y termina quebrándose (Fig. 6.16), ya sea por carga vertical o por carga sísmica. La solución a este problema se logra aumentando la sección de las columnas en la dirección aporticada, de tal forma que en esa dirección las derivas sean menores que el valor máximo (0.005) especificado en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 para los sistemas de albañilería reforzada, pese a que esta Norma permite una deriva de hasta 0.007 para los sistemas aporticados.

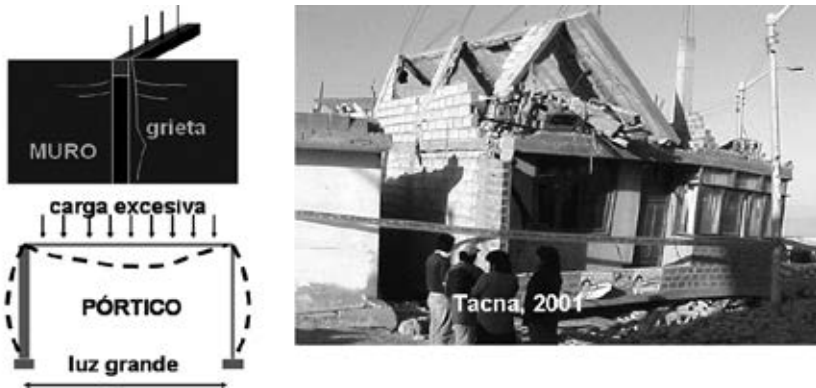


Fig. 6.16. Flexibilidad de los pórticos por carga vertical (izquierda) y por sismo (derecha).

Los edificios educativos peruanos anteriores a la Norma Sismorresistente E.030 de 1997, entre los que se tiene a los denominados «INFES 780», adolecen de rigidez lateral en la dirección longitudinal (aportricada).

En los sismos de Nazca 1996, Atico 2001 y Pisco 2007, muchos edificios educativos tuvieron fallas estructurales en la dirección longitudinal (Fig. 6.17). Sobre la base de la Norma sísmica de 1997, los nuevos edificios educativos se han estructurado con columnas de sección «T» muy robustas (Fig. 6.18) y han soportado sin daños, los sismos del 2001 y 2007.

En la dirección corta, la estructura de los edificios educativos consiste de muros de albañilería confinada (o pórticos rellenos con tabiques de albañilería), dispuestos alternadamente con pórticos de concreto armado sin muros en sus paños, para de esta manera formar las aulas. En esta dirección los daños han sido nulos o mínimos, gracias a la resistencia y rigidez lateral que aportaron los muros de albañilería.



Fig. 6.17. Pisco, con daños.



Fig. 6.18. Pisco, sin daños.

Cuando existen muros discontinuos en planta, pero contenidos en el mismo plano (Fig. 6.19), se puede aumentar la rigidez lateral de la edificación conectando los muros con vigas peraltadas de concreto armado. Las vigas peraltadas, en comparación con las vigas chatas, resisten mayores fuerzas internas (fuerza cortante y momento flector) y ellas al actuar sobre el muro en sentido contrario, contrarrestan el efecto de la carga lateral, con lo cual rigidizan y reducen las fuerzas internas en los muros de albañilería, en particular el momento flector.

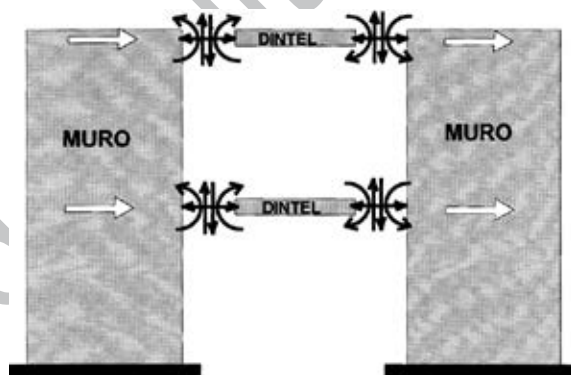


Fig. 6.19. Fuerzas internas en las vigas de acople.

Estos efectos son beneficiosos en el caso de la **albañilería confinada**, donde se recomienda usar vigas de acople hasta de 0.60m de peralte como máximo. La presencia de vigas peraltadas que reducen el momento flector en los muros, va de acuerdo a la condición de falla esperada por corte en los muros confinados. En el caso de la **albañilería armada**, se recomienda más bien emplear vigas chatas, con peralte igual al de la losa del piso, para facilitar la condición de falla por flexión.

En resumen, los efectos de las vigas dinteles peraltadas son: 1) incrementar la rigidez lateral del muro; 2) incrementar la resistencia a corte del muro; 3) reducir el tamaño de la cimentación y su refuerzo; 4) reducir la compresión por flexión en los talones del muro; 5) reducir el refuerzo vertical a colocar en los extremos del muro; y 6) disminuir los giros por flexión del muro, causantes del punzonamiento de la losa de techo (Fig. 6.20).

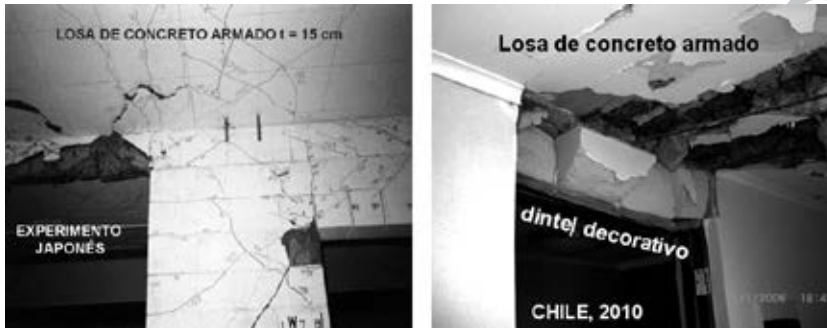


Fig. 6.20. Punzonamiento de la losa del techo.

Cabe remarcar que los muros de albañilería fallan por corte cuando se alcanza una deriva del orden de $1/800$ (Fig. 6.21), por esta razón es aconsejable incrementar su rigidez lateral peraltando los dinteles, para de esta manera retardar el agrietamiento diagonal e incrementar la resistencia al corte. Lo indicado fue verificado experimentalmente ensayando a carga lateral cíclica («V» en la Fig. 6.21) muros de albañilería confinada de dos pisos, conectados en un caso con vigas de acople peraltadas y en el otro caso con vigas chatas.

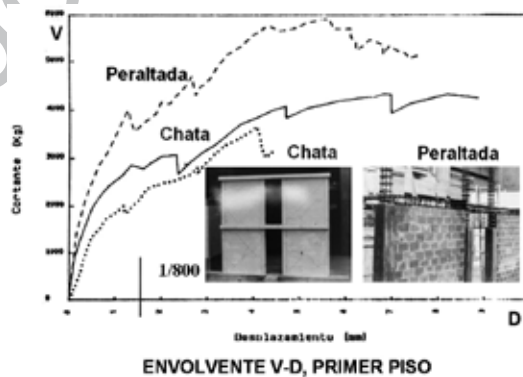


Fig. 6.21. Efectos del peralte de la viga de acople.

Por último, se recomienda aislar los alféizares de ventanas y los tabiques de la estructura principal; de no aislarse, sus efectos deben considerarse en el análisis y diseño estructural.

La continuidad entre los muros portantes y los alféizares es común en muchas obras, pero trae consigo los siguientes problemas: 1) grieta vertical en la zona de unión (Fig. 6.22), producida porque en el alféizar no existe carga vertical, excepto su peso propio, mientras que el muro es portante de carga vertical (lo propio ocurre con los cercos adyacentes a muros portantes); esta grieta da lugar a una pérdida del arriostre vertical en el alféizar; 2) reducción de la altura efectiva del muro portante («h» en la Fig. 6.23), que conduce a una elevada rigidez lateral, y, en consecuencia, a una mayor absorción de fuerza cortante, para la cual el muro debe ser diseñado, puesto que de lo contrario, puede fallar en forma frágil, y 3) dificultad en el modelaje estructural, por lo que se debe recurrir a la teoría de elementos finitos para obtener resultados confiables.



Fig. 6.22. Grieta en el alféizar.



Fig. 6.23. Reducción de la altura efectiva.

Por ello es recomendable aislar los alféizares de la estructura principal (Fig. 6.24), utilizando un grosor de junta igual a la máxima deriva permitida en la albañilería (0.005) multiplicada por la altura del alféizar.



Fig. 6.24. Alféizar aislado. Albañilería armada (izquierda) y confinada (derecha).

6.2 DIMENSIONAMIENTO DE LOS MUROS

6.2.1 Espesor efectivo «t»

El espesor efectivo «t» (Fig. 6.25) es el espesor útil del muro con fines estructurales. Se obtiene descontando al espesor bruto, las bruñas y tarrajeos. El tarrajeo no se contabiliza porque podría desprenderse por la acción vibratoria del sismo. Solo en el caso que el tarrajeo se aplique sobre una malla debidamente anclada en el muro, puede ser incluido en el cálculo de «t». En el caso de unidades sólidas, o bloques con celdas llenas de grout, «t» coincide con el espesor de la unidad de albañilería.

Para muros de albañilería armada parcialmente rellenos de concreto líquido (con grout solo donde exista refuerzo vertical), el espesor efectivo se debe calcular como el área neta de la sección transversal (descontando las celdas vacías) dividida entre la longitud del muro, para de esta manera trabajar en el análisis estructural con una sección bruta equivalente.

La Norma E.070 establece una relación entre el espesor efectivo «t» y la altura libre «h» del muro (Fig. 6.26), que depende de la zona sísmica especificada en la Norma sísmica E.030.

$$t \geq \frac{h}{20} \text{ Para las Zonas Sísmicas 2 y 3 (19.1a de Norma E.070)}$$

$$t \geq \frac{h}{25} \text{ Para la Zona Sísmica 1}$$

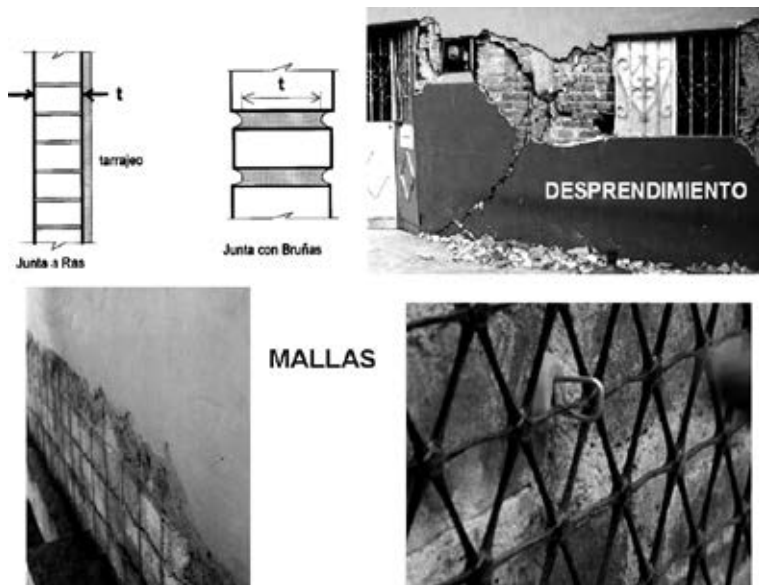


Fig. 6.25. Espesor efectivo de muros.

Esta relación tiene la función práctica de permitir la adecuada verticalidad del muro durante su construcción, evitando desplomes (como máximo se permite 1/500) como el mostrado en la Fig. 6.26-derecha. Otro objetivo que se pretende con el espesor mínimo es disminuir la congestión de refuerzos que se produciría en muros muy delgados, en especial en aquellos ubicados en las zonas sísmicas 2 y 3, para garantizar un adecuado recubrimiento del refuerzo y reducir la probabilidad de que se formen cangrejeras en las columnas.

En caso la albañilería presente una altura libre («h» en la Fig. 6.26) muy elevada, puede agregarse una viga solera intermedia para reducir «h».



Fig. 6.26. Altura libre (izquierda) y desplomo en muro esbelto (izquierda).

6.2.2 Esfuerzo axial máximo

El diseño por carga vertical de gravedad contempla que en el muro se presente un esfuerzo axial (o esfuerzo normal) con cargas de servicio, menor al esfuerzo admisible del material ante esta sollicitación (ecuación 19.1b de la Norma E.070).

El esfuerzo normal actuante, σ_m , se calcula con la carga muerta y el 100% de la carga viva, dividida entre un área rectangular del muro igual a su longitud total, incluyendo las columnas internas y extremas, por su espesor efectivo (L t). El esfuerzo admisible por compresión se basa en que el esfuerzo de rotura en las pilas (f'_m), se va reduciendo conforme aumenta la esbeltez del muro, la cual se toma como la relación h/t , donde «h» es la altura libre y «t» es el espesor efectivo. La relación es parabólica decreciente (Ecuación 19.1b de la Norma) y busca prevenir las fallas por pandeo en muros esbeltos sujetos a cargas verticales excesivas.

De otro lado, el valor máximo del esfuerzo axial σ_m , se limita a $0.15 f'_m$ para que no se reduzca la ductilidad del muro ante sollicitaciones sísmicas severas.

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0,2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35 t} \right)^2 \right] \leq 0,15 f'_m \quad (19.1b, \text{ Norma E.070})$$

En el caso de muros de albañilería confinada (Fig. 6.27), en la ecuación 19.1b el esfuerzo actuante σ_m puede calcularse transformando el área de las columnas de concreto en área equivalente de albañilería (criterio de la sección transformada), a través del factor que relaciona los módulos de elasticidad (E_c / E_m). Sin embargo, es necesario que la relación $P_m / (L t)$ nunca exceda del límite de $0.15 f'_m$.

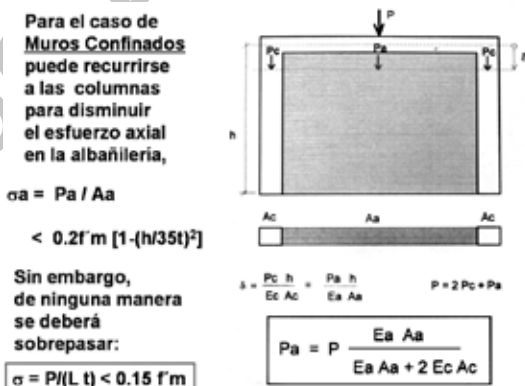


Fig. 6.27. Caso de muro confinado.

En el caso de muros de albañilería en los que el esfuerzo axial $\sigma_m = P_m / (L t)$ es mayor que $0.05 f'_m$, se ha observado en ensayos de laboratorio una reducción

significativa de la ductilidad. Este hecho se evidenció en ensayos hechos en muros confinados, sometidos a carga lateral cíclica con carga axial constante, pero diferente en los distintos muros. La Fig. 6.28 muestra muros de esa serie con $\sigma_m = P_m / (L t)$ mayor que $0.05 f'_m$. El deterioro de la albañilería y su con las columnas de confinamiento creció conforme se incrementó la carga axial, lo que se refleja en los gráficos carga horizontal - desplazamiento lateral como una pérdida sustancial de resistencia para pequeños niveles de desplazamiento lateral.

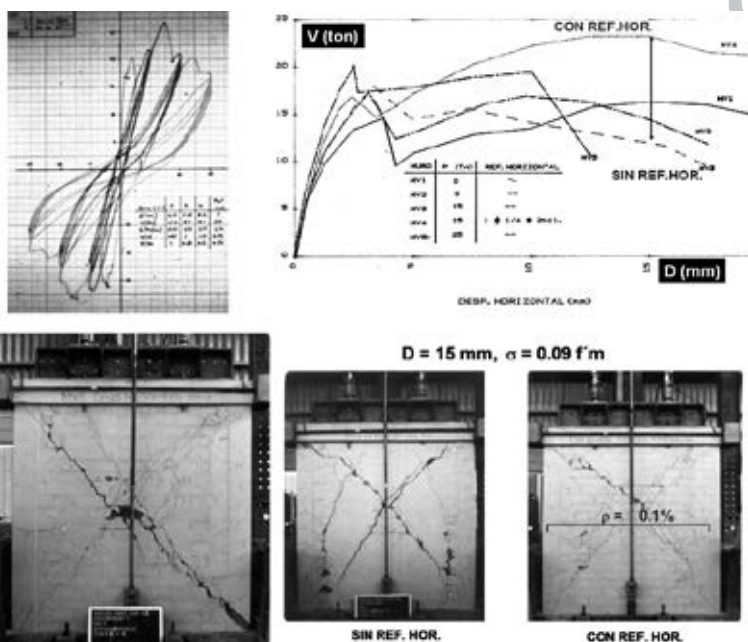


Fig. 6.28. Efectos de la carga vertical.

Para mejorar el comportamiento sísmico, se probó la adición de refuerzo horizontal, con resultados satisfactorios, reflejados en el sostenimiento de la carga lateral en la etapa de grandes desplazamientos laterales.

En conclusión, para controlar el deterioro del muro para esfuerzos axiales σ_m que excedan de $0.05 f'_m$ e incrementar su ductilidad, es necesario adicionar una cuantía nominal de refuerzo horizontal: $A_{sh} / (s t) = 0.001$, donde: A_{sh} = área del refuerzo horizontal, s = espaciamiento entre barras horizontales y t = espesor del muro. En todos los casos, el esfuerzo axial máximo no debe exceder de $0.15 f'_m$, como se indica en la ecuación 19.1b.

En los muros confinados, este refuerzo debe ir inmerso en las juntas horizontales, en barras continuas ancladas en las columnas (Fig. 6.29). De esta manera, se logran

«coser» las grietas diagonales controlando su espesor, lo que permite que las dos piezas triangulares divididas por la grieta diagonal, continúen portando carga vertical. De otro modo, la carga vertical y lateral se transmitirá principalmente a través de uno de los triángulos concentrándose en la base de la columna, pudiendo generar la tritutación del concreto en esa zona, y el pandeo del refuerzo vertical.



Fig. 6.29. Refuerzo horizontal continuo en muros confinados con $s_m > 0.05 f'_m$.

En los edificios con más de tres pisos, la Norma E.070 exige que todos los muros portantes del primer piso deban tener refuerzo horizontal. Este refuerzo horizontal se activa después que se forma la grieta diagonal (Fig. 6.30), con lo cual, si se demuestra que ante los sismos severos la albañilería no se fractura diagonalmente, entonces no se requiere colocar refuerzo horizontal, así el muro tenga esfuerzos axiales σ_m mayores que $0.05f'_m$.

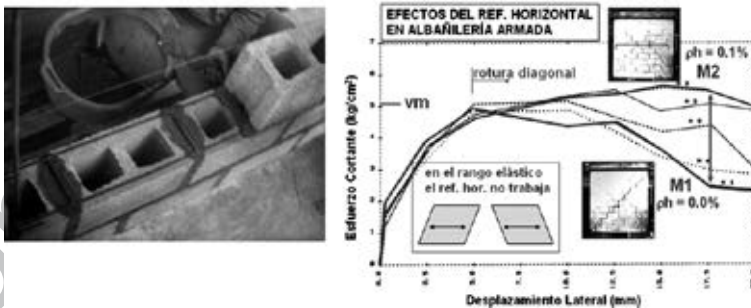


Fig. 6.30. Muro M2 (reforzado horizontalmente) y M1 (sin refuerzo horizontal).

En los muros portantes de **albañilería armada**, la cuantía mínima de refuerzo horizontal establecida por la Norma E.070 es 0.001, con lo que se cumple la exigencia debida a carga axial, aparte que para controlar los efectos de contracción de secado del grout y cambios de temperatura, también se requiere la presencia de este refuerzo. La Fig. 6.30, correspondiente al ensayo de carga lateral cíclica de 2 muros

(M1 y M2) hechos con bloques de concreto vibrado, muestra la importancia del refuerzo horizontal al mantener la resistencia en la etapa posterior al agrietamiento diagonal del muro M2, en tanto que en el muro que careció de este refuerzo (M1), la degradación de resistencia al corte fue severa.

6.2.3 Aplastamiento

El artículo 19.1 de la Norma E.070 indica que, cuando existan cargas de gravedad concentradas en la albañilería, el esfuerzo axial de servicio producido por dicha carga no deberá sobrepasar de $0.375 f'_m$. En estos casos, para determinar el área de compresión se considera un ancho efectivo (B) igual al ancho sobre el cual actúa la carga concentrada más dos veces el espesor efectivo del muro medido a cada lado de la carga.

El efecto del aplastamiento debe verificarse especialmente en los bordes libres (donde no existen muros transversales que aumenten el área) de los muros de albañilería armada (Fig. 6.31), y la reacción del dintel podría aplastar al muro. En el caso de los muros confinados, la columna absorbe esta reacción. También es importante hacer esta verificación cuando el muro armado o confinado recibe vigas de concreto en la dirección transversal a su plano (Fig. 6.32). En este último caso, el área a considerar es «B t», siendo $B = 2t + b + 2t$, donde «b» es el ancho de la viga transversal. En todos estos cálculos, la carga «F» comprende la suma de la carga muerta y el 100% de carga viva no acumulada. La carga «F» no se acumula ya que se redistribuye sobre la sección transversal del muro en los niveles inferiores. Si el esfuerzo calculado $F / (B t)$ excede el límite $0.375 f'_m$, habrá que incrementar el espesor del muro, usar una albañilería de mayor calidad o adicionar una columna de concreto armado.



Fig. 6.31. Área tributaria en bordes libres. Caso de dinteles.

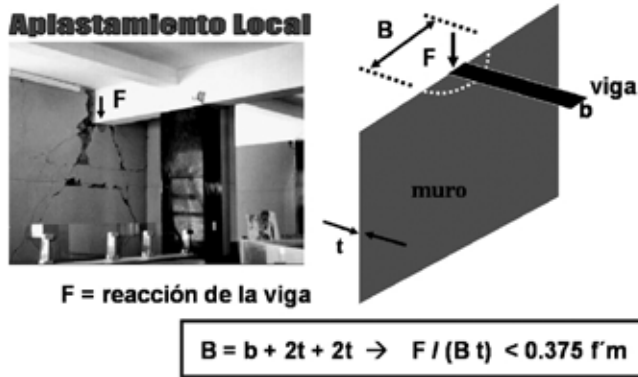


Fig. 6.32. Caso de viga transversal que apoya en la albañilería.

6.2.4 Densidad mínima de muros reforzados y muros a reforzar

La Norma E.070 busca prevenir el colapso total de las edificaciones (Fig. 6.15) exigiendo que exista una cierta cantidad de muros reforzados en cada dirección. La ecuación 19.2b debe usarse solo con fines de predimensionamiento. La verdadera densidad de muros se debe determinar con la fórmula 26.4, que garantiza que después de un sismo severo (raro), los muros queden en estado reparable. La densidad mínima de muros se obtiene mediante la relación de área de corte de los muros reforzados orientados en una determinada dirección, dividida entre el área de la planta típica (Ec.19.2b).

$$\frac{\text{Área de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Área de la Planta Típica}} = \frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56} \quad (19.2b)$$

Donde:

«Z», «U» y «S» corresponden a los factores de zona sísmica, importancia y de suelo, respectivamente, especificados en la Norma E.030 «Diseño Sismorresistente».

«N» es el número de pisos del edificio

«L» es la longitud total del muro (incluyendo columnas, si existiesen y

«t» es el espesor efectivo del muro

De no cumplirse la expresión 19.2b, podrá cambiarse el espesor de algunos de los muros (cambiando el tipo de aparejo o incluyendo al tarrajeo siempre y cuando se aplique sobre una malla conectada a la albañilería), o agregarse placas de concreto armado (Fig. 6.33), en cuyo caso, para hacer uso de la fórmula, deberá amplificarse el espesor real de la placa por la relación E_c / E_m , donde E_c y E_m son los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería, respectivamente.

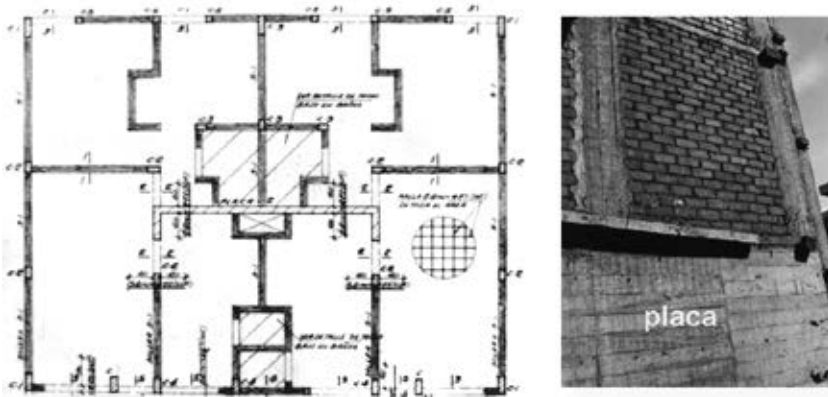


Fig. 6.33. Planta de un edificio de albañilería confinada y placa adicional.

Cuando se adicionen placas de concreto armado, ellas podrán discontinuarse en los pisos altos transformándolas en muros de albañilería (Fig. 6.33), este cambio deberá contemplarse en el análisis y diseño estructural. Es importante que estas placas no generen torsión en planta y que no estén unidas en el mismo plano con la albañilería (Fig. 6.34), porque podría formarse una grieta vertical en esa unión dejando sin arrioste y confinamiento a la albañilería.



Fig. 6.34. La placa no debe conectarse con la albañilería en el mismo plano.

En la contabilización de los muros reforzados que intervienen en la expresión 19.2b, solo deben considerarse aquellos muros con longitud mayor que 1.20m y que presenten continuidad vertical, para que los esfuerzos sísmicos y de gravedad se transmitan de un piso al otro hasta la cimentación. Asimismo, los muros confinados

deben estar completamente bordeados por elementos de concreto armado y los muros armados deben ser completamente rellenos con grout. La figura 6.35 muestra muros que no deben contemplarse en el cálculo de la densidad mínima (ecuación 19.2b), por calificar como «No Portantes de Carga Sísmica».



Fig. 6.35. Ejemplos de Muros No Portantes de Carga Sísmica.

Por ejemplo, se tiene una edificación de viviendas, de 4 pisos, en la provincia de Ica, sobre un suelo intermedio, cuya planta típica techada es $A_p = 7\text{m} \times 14\text{m} = 98\text{m}^2$. Se obtiene:

$$Z = 0.4 \text{ (zona sísmica 3)}, U = 1.0 \text{ (vivienda)}, S = 1.2 \text{ (suelo intermedio)}, N = 4 \text{ pisos.}$$

$$\Sigma (L t) > Z U S N A_p / 56 = (0.4 \times 1.0 \times 1.2 \times 4) 98 / 56 = 3.36 \text{ m}^2$$

Con muros de soga de espesor $t = 0.13\text{m}$, se requiere que haya $\Sigma L > 3.36 / 0.13 = 25.8\text{m}$. En la dirección corta, es probable que no se tenga tantos muros que sumen esa longitud. Entonces, puede reemplazarse algunos muros de albañilería por muros de concreto armado. Usando una relación $E_c / E_m = 6$, 3m de muros de concreto de 0.13m de espesor y 8m de muros de albañilería, se recalcula:

$$\Sigma (L t) = [3 \times (0.13 \times 6) + 8.0 \times 0.13] = 3.38 \text{ m}^2 > 3.36 \text{ m}^2 \text{ requeridos.}$$

Cabe remarcar que una vez cumplida la fórmula 19.2b, el resto de muros puede ser portante de carga vertical y carecer de confinamientos o de relleno total (albañilería parcialmente rellena). Esto se debe a que ante los terremotos los desplazamientos laterales de los muros no reforzados serán controlados por los muros portantes de carga sísmica (confinados o armados con relleno total), ya que todos los muros están conectados por el diafragma rígido (Fig. 6.36).

El artículo 19.2 de la Norma E.070 indica que «En las Zonas Sísmicas 2 y 3 (ver la NTE E.030 Diseño Sismorresistente) se reforzará cualquier muro portante que lleve el 10% ó más de la fuerza sísmica, y a los muros perimetrales de cierre. En la Zona Sísmica 1 se reforzarán como mínimo los muros perimetrales de cierre».



Fig. 6.36. Muros reforzados y no reforzados integrados por la losa de techo.

El porcentaje de fuerza sísmica que cada muro absorbe se determina analizando estructuralmente al edificio. Se considera que aquellos muros que absorban individualmente más del 10% de la fuerza sísmica son importantes y requieren ser reforzados; en el supuesto que esos muros fuesen no reforzados, su falla frágil recargaría en demasía a los muros restantes, pudiendo provocar la falla sucesiva y el colapso de la edificación.

Los muros perimetrales deben ser reforzados porque por su ubicación distante del centro de rigidez lateral, dotan a la edificación de mayor rigidez torsional. Cuando ocurre un sismo, las losas de los pisos se desplazan y rotan, de modo que los muros perimetrales, al ser los más alejados del centro de rotación, trabajarán a torsión en mayor grado.

6.3 METRADO DE CARGAS Y CENTRO DE MASAS

6.3.1 Tipos de carga y metrado

En este acápite se explica el metrado (o cálculo) de las cargas verticales, también llamadas cargas de gravedad, en los muros. Estas cargas provocan esfuerzos axiales en los muros que deben controlarse mediante la fórmula 19.1b del acápite 6.2.2. Adicionalmente, las cargas de gravedad influyen en el valor de la resistencia a fuerza cortante de los muros (V_m), como se verá en el capítulo 7, y en la magnitud las fuerzas sísmicas actuantes.

Las cargas de gravedad son de dos tipos: cargas muertas o permanentes (cm ó pp), y cargas vivas o sobrecargas (s/c). Los valores unitarios de estas cargas aparecen en la Norma E.020 «Cargas», del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). En el caso del análisis sísmico de la edificación, la Norma E.030 «Diseño Sismorresistente» establece categorías de edificios de acuerdo a su uso o importancia, en los que el peso a emplear es igual a la carga permanente y un porcentaje de la carga viva.

Las cargas verticales también se pueden dividir en cargas directas y cargas indirectas. Las cargas directas son aquellas que actúan directamente sobre el muro (Fig. 6.37), tales como su peso propio, el de la solera, columnas, dinteles y cualquier otro elemento (tabiques, alféizares, etc.) que se construya en el plano del muro o

confluya perpendicularmente a él. En el caso de los muros portantes, para efectos sísmicos debe considerarse que la mitad de su peso se encuentra conectado a las losas desplazables superior e inferior al muro, en tanto que un parapeto o tabique proporciona todo su peso directamente sobre la losa donde se apoya.



Fig. 6.37. Cargas directas. Elementos a considerar en un nivel del muro.

Las cargas indirectas son las que provienen de las losas de techo, como el peso propio de la losa, los acabados de la losa, los tabiques y parapetos sobre la losa, y la carga viva actuante en la losa. Estas cargas son distribuidas por unidad de área y se deben trasladar al muro considerando el área de influencia respectiva.

En el caso de losas aligeradas armadas en una dirección, la Fig. 6.38 muestra el área de influencia a considerar. Se debe tener en cuenta que una fracción del aligerado transmite carga vertical hacia el muro paralelo a la dirección de las viguetas (muro «Y» en la Fig. 6.38); ya que esa zona del aligerado prácticamente no se deforma por flexión porque debe seguir la deformada del muro «Y», con lo cual la descarga es directa sobre ese muro, a diferencia de la viga chata que aparece en la Fig. 6.38. La zona de influencia marcada con la línea verde en la Fig. 6.38, se localiza usualmente a 4 veces el espesor del aligerado, medida desde la cara interna del muro «Y» en análisis, luego, trazando desde el vértice interior las líneas rojas a 45° podrán determinarse las áreas de influencias respectivas para cada muro.

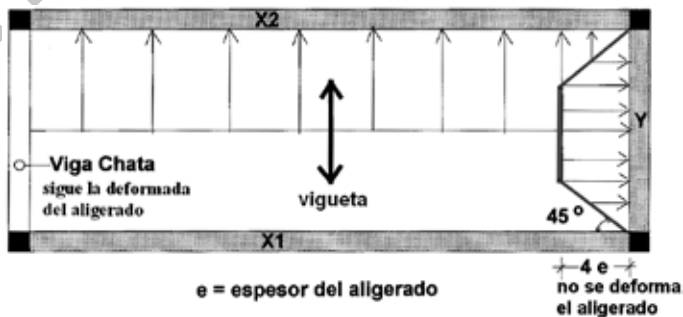


Fig. 6.38. Áreas tributarias en un aligerado unidireccional.

Para losas de concreto armado y losas aligeradas armadas en dos direcciones, la Fig. 6.39 ilustra el área de influencia a emplear, determinada con la denominada «regla del sobre». En este caso, primero se subdivide el ambiente con la línea verde paralela a la mayor longitud del ambiente, luego, desde los vértices internos de cada ambiente, se trazan las líneas rojas diagonales a 45° , formándose trapecios y triángulos. Finalmente, en la mitad de la viga dintel se trazan las líneas azules perpendiculares al dintel, lo que significa que la mitad de la carga existente en el dintel irá a cada muro donde apoya el dintel.

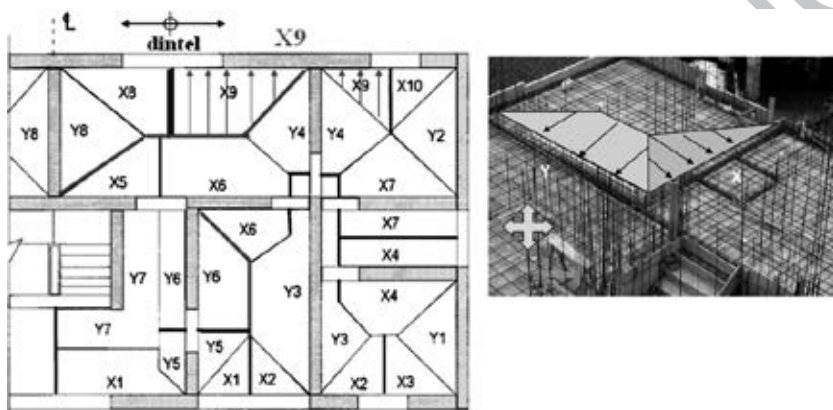


Fig. 6.39. Áreas de influencia en losa armada en dos direcciones.

Las cargas directas e indirectas se suman para obtener la carga vertical en un nivel determinado del muro. Luego, estas cargas se deben acumular en cada piso desde arriba hacia abajo. En el caso del diseño por carga vertical, se debe considerar en el metrado toda la carga muerta y el 100% de la carga viva para la determinación de la carga «Pm» que aparece en la fórmula 19.1b del acápite 6.2.2.

Con fines de comprobación, cabe indicar que el orden de magnitud de la carga de gravedad no acumulada por piso o nivel es de 1 ton/m^2 .

6.3.2 Centro de masas

En el centro de masas («CG» en la Fig. 6.40) de cada nivel, se concentra la fuerza sísmica. Cuando existe simetría en la disposición de los muros y en el resto de elementos, CG coincide con el centroide de la planta, de lo contrario, «CG» se corre hacia la zona donde existe mayor concentración de muros. Es necesario remarcar que el peso de los muros es importante, llegando a constituir a veces más del 40% del peso total del edificio.

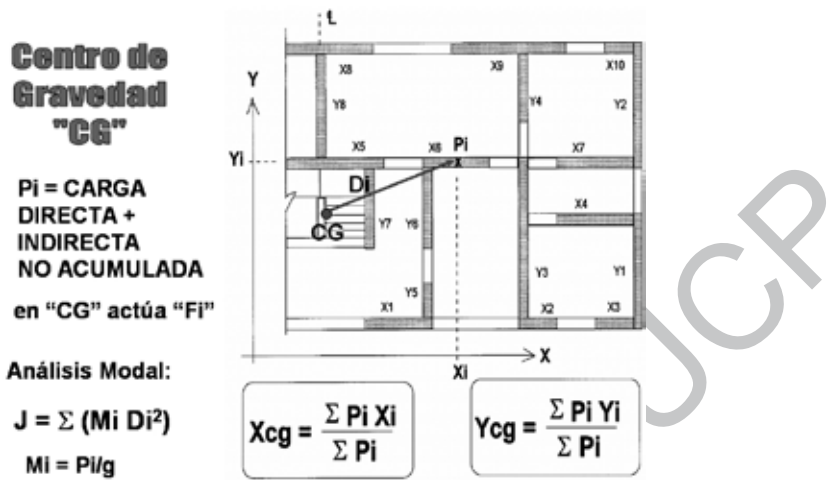


Fig. 6.40. Centro de gravedad e inercia rotacional.

Con la carga no acumulada proveniente del metrado de cargas directas e indirectas en cada nivel del muro (P_i) y aceptando que esta carga actúa en el centroide de la sección transversal del muro (X_i, Y_i), se determina el centro de gravedad (CG) del nivel en análisis con las expresiones mostradas en la Fig. 6.40.

Asimismo, cuando se pretende realizar un análisis sísmico modal del edificio, es necesario conocer la inercia rotacional de masas («J») del nivel en análisis, este valor puede determinarse con la expresión mostrada en la Fig. 6.40 ($J = \sum (M_i D_i^2)$), donde «Di» es la distancia entre el centro de masas y el centroide del muro, debiéndose remarcar que la masa $M_i = P_i/g$ es la que corresponde al nivel en análisis (no acumulada).

6.4 ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico de una edificación de albañilería consiste en determinar, de acuerdo a la Norma E.030 y a la Norma E.070, las fuerzas internas en los elementos estructurales y los desplazamientos laterales producidos por las cargas sísmicas.

6.4.1 Cortante basal, fuerzas sísmicas y torsión

Usualmente, las edificaciones de albañilería son de mediana altura (hasta de 5 pisos), muy rígidas y califican como regulares, por lo que para estas situaciones es suficiente con realizar un análisis sísmico estático, donde la determinación de la fuerza sísmica o cortante basal «V», en las direcciones principales de la edificación está dada por (Norma E.030):

$$V = \frac{ZUSC}{R} P$$

Los factores $Z =$ zona, $U =$ uso, y $S =$ suelo, aparecen en la Norma sísmica E.030. Los términos C , P y R serán tratados para el caso específico de edificios de albañilería.

El Factor de Amplificación sísmica «C» depende del período « T » de la estructura y del tipo de suelo donde se ubica la obra (T_p). Si la edificación cuenta con abundantes muros de albañilería orientados en una dirección, el período fundamental « T » se estima como:

$$T = h_n / C_T, \text{ donde}$$

$h_n =$ altura total de la edificación en metros, y $C_T = 60$ para estructuras de mampostería. Por ejemplo, para edificaciones convencionales de 2.40m de altura de piso y hasta de 5 pisos, se tiene $h_n = 2.4 \times 5 = 12\text{m}$. Por tanto, el período fundamental sería: $T = 12/60 = 0.2 \text{ seg}$.

El factor de amplificación sísmica $C = 2.5 (T_p/T) \leq 2.5$ tiene un valor máximo de 2.5 para todos los edificios rígidos que tengan período fundamental $T \leq T_p = 0.4\text{seg}$, para todo tipo de suelo (en suelos de muy mala calidad $T_p = 0.9\text{seg}$). Por lo tanto, se puede afirmar que para edificaciones comunes de 1 a 5 pisos de mampostería en el Perú, puede emplearse $C = 2.5$ en la evaluación de « V ».

Para determinar el peso « P » de la edificación se utiliza el peso proveniente del metrado de cargas (acápite 6.3). El peso « P » para el análisis sísmico comprende la carga muerta y un porcentaje de la carga viva. De acuerdo a la Norma sísmica E.030, este porcentaje es de 25% para edificios comunes (categoría C) y de 50% para edificios importantes o esenciales (categorías A y B).

El coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas «R» adopta dos valores según el análisis a efectuar. La Norma E.070-2006 introdujo por primera vez en el diseño estructural de edificaciones de albañilería en Perú, el diseño por desempeño, al considerar el «sismo moderado» y el «sismo severo», como sismos de verificación del nivel de comportamiento.

La Norma E.030 «Diseño Sismorresistente» contempla únicamente el «sismo severo», y especifica $R = 3$ en edificios de albañilería reforzada (armada o confinada). El sismo severo puede producir daños estructurales en los muros, manifestados en grietas diagonales, pero con una distorsión de entrepiso (deriva) limitada a 0.005, de tal modo que el edificio quede en un estado económicamente reparable.

Puesto que la Norma E.070 define el «sismo moderado» como aquel que produce fuerzas sísmicas iguales a la mitad de las generadas por el «sismo severo», equivaldría a utilizar $R = 6$ para la determinación de las fuerzas asociadas al sismo moderado.

Ante el sismo moderado, los muros de albañilería deben comportarse en el rango elástico.

De efectuarse en forma directa el análisis elástico ante el sismo severo ($R = 3$), podría obtenerse en los muros fuerzas cortantes que superan a su resistencia al agrietamiento diagonal (V_m), lo cual no significa que el muro haya colapsado, sino que incurrió en el régimen inelástico. Puesto que la formación de grietas diagonales trae consigo la degradación de rigidez lateral en los muros, se originaría una redistribución de esfuerzos que no son contemplados por los programas de cómputo. Por tanto, para que exista afinidad entre el análisis y el comportamiento estructural, es conveniente realizar el análisis sísmico elástico ante la acción del «sismo moderado», utilizando $R = 6$.

Es importante indicar el caso en que la edificación tiene irregularidades, en planta o en altura. El factor «R» se debe reducir multiplicándolo por 0.75; esto implica que el cortante basal se incrementa en $4/3$. En estos casos, la Norma sísmica E.030 obliga a realizar un análisis dinámico.

En resumen, en las edificaciones regulares de albañilería debe hacerse el análisis para un «sismo moderado», utilizando una fuerza cortante en la base (Fig. 6.41):

$$H = Z U S C P / R = Z U S (2.5) P / 6 \approx 0.42 Z U S P.$$

Cálculo del Cortante Basal "H" y de las Fuerzas de Inercia "Fi"
Sismo Moderado: R = 6

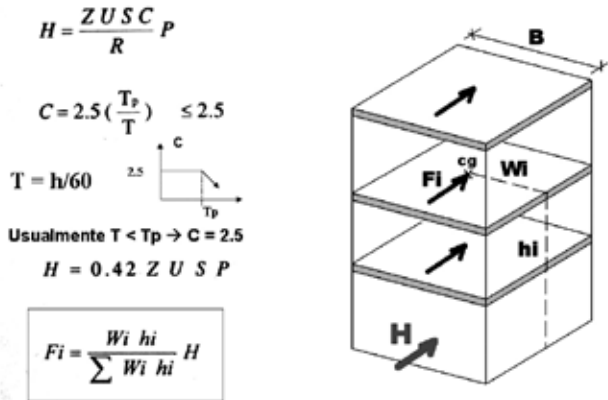


Fig. 6.41. Determinación de las fuerzas de inercia inducidas por el sismo moderado.

La fuerza cortante basal «H» se distribuye en la altura de la edificación. En cada piso «i» la fuerza lateral «Fi» se obtiene con la expresión que aparece en la Fig. 6.41, utilizando el peso no acumulado del nivel «Wi» y la altura «hi» de cada nivel respecto a la base del edificio.

Cada fuerza « F_i » actúa en el centro de masas del nivel « i », produciendo traslación y giro por torsión de los diafragmas (losas de piso). Además, de acuerdo a la Norma E.030, se debe considerar excentricidades accidentales « E_a » iguales a $0.05B$, donde « B » es la dimensión del edificio transversal a la dirección en análisis. El producto de « F_i » y la excentricidad « E_a » es el momento torsor accidental, el cual puede tener dos sentidos opuestos (Fig. 6.42).

Esta excentricidad accidental contempla el posible corrimiento del centro de masas en el instante que ocurre el sismo (podrían existir ambientes con o sin sobrecarga en ese instante), así como el corrimiento del centro de rigidez ante la eventualidad de que defectos en la construcción alteren la rigidez prevista de los muros. Esta torsión accidental debe ser considerada tanto en el análisis sísmico estático como en el dinámico.

En el análisis XX-1 (Fig. 6.42), la excentricidad « E_a » se mide del centro de masas hacia el eje 1. Esto implica que en el eje 1, la fuerza por traslación se suma a la fuerza por torsión, mientras que en los ejes 2 y 3 la fuerza inducida por torsión reduce la fuerza de traslación.

En el análisis XX-2 de la Fig. 6.42, la excentricidad « E_a » se mide desde el centro de masas hacia el eje 3. Esto implica ahora que en el eje 1 la fuerza de traslación disminuye por torsión, mientras que en los ejes 2 y 3 la fuerza de traslación se incrementa por torsión.

Por lo tanto, para la edificación de la Fig. 6.42, el diseño de los muros del eje 1 se debe hacer con las fuerzas del análisis XX-1, y el diseño de los muros de los ejes 2 y 3 se debe hacer con las fuerzas del análisis XX-2, que son los mayores valores posibles.

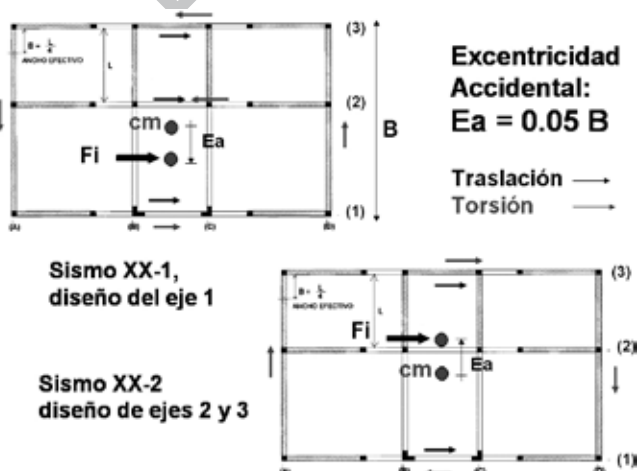


Fig. 6.42. Fuerzas por traslación y torsión en los ejes de un edificio. Sismo en X-X.

Los dos análisis mencionados para las fuerzas en la dirección X-X se deben realizar de modo similar en la dirección Y-Y, para obtener las fuerzas de diseño de los muros ubicados en los ejes A, B, C y D de la Fig. 6.42. En todos los casos, cuando las fuerzas causadas por torsión reduzcan a las fuerzas por traslación, no deben considerarse. Esto es, siempre se debe diseñar con las fuerzas producidas por la traslación incrementada por la torsión.

El programa de cómputo que se utilice proporcionará (Fig. 6.43) las fuerzas internas en cada muro (M_e , V_e) producidas por el sismo moderado ($R = 6$), así como los desplazamientos laterales de cada eje y en cada nivel, con los cuales se debe realizar el control de las derivas y verificar si el edificio cataloga como regular torsionalmente, según se indica en la Norma sísmica E.030. En caso el edificio tenga una deriva inelástica mayor que la permitida, habrá que rigidizarlo; y si calificase torsionalmente como irregular, habrá que realizar el análisis dinámico, usando $R = \frac{3}{4} (6)$, o agregar elementos estructurales que reduzcan la torsión.

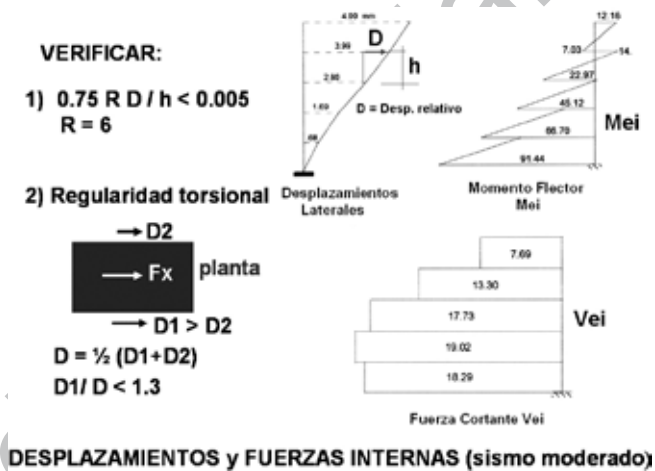


Fig. 6.43. Fuerzas internas y verificaciones reglamentarias.

6.4.2 Modelo estructural

La Norma E.070 permite el uso de cualquier técnica de modelaje estructural en las edificaciones de albañilería y el empleo de cualquier técnica de solución, con tal que se apliquen métodos racionales de cálculo y se contemplen los efectos del proceso constructivo, así como la participación de los elementos no estructurales que no hayan sido aislados de la estructura principal.

Por ejemplo, en el caso de la albañilería confinada el concreto de los confinamientos se vacía después de haberse construido los muros de albañilería, integrándose

ambos materiales en una sola unidad; este hecho y la diferencia en las propiedades de los materiales deberá contemplarse en el modelo estructural.

A. Materiales

El análisis para «sismo moderado» se hace asumiendo un comportamiento elástico de la estructura. En los muros de albañilería, el material tiene un módulo de elasticidad « E_m » y un módulo de corte « G_m », proporcionados por la Norma E.070 (alternativamente se puede obtener E_m y G_m de ensayos de laboratorio, ver el capítulo 3):

- Unidades de arcilla $E_m = 500 f' m$
- Unidades sílico calcáreas $E_m = 600 f' m$
- Unidades de concreto $E_m = 700 f' m$
- Para todas las unidades: $G_m = 0.4 E_m$ (módulo de Poisson: 0.25)

En el caso de elementos de concreto armado que formen parte de la estructura, su módulo de elasticidad E_c y módulo de corte G_c son los indicados en la Norma de Concreto Armado E.060. Generalmente se utiliza concreto con $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$, con lo que $E_c \approx 2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, y el módulo de corte usual es $G_c = E_c / 2.3$ (módulo de Poisson = 0.15).

B. Modelo de pórticos planos

La técnica del pórtico plano ha sido aplicada en numerosos edificios a nivel mundial, desde la década de los 70. Incluso, con esta técnica se ha podido predecir con éxito la respuesta elástica de especímenes a escala natural de 5 pisos de altura ensayados a carga sísmica.

La técnica consiste en subdividir el edificio en una serie de pórticos planos con rigidez solo en el plano que los contiene, para después formar un modelo seudo tridimensional conectando los nudos del pórtico en cada nivel al diafragma rígido (losa de techo).

Cada pórtico está compuesto por una serie de barras (muros, columnas y vigas dintel) deformables por flexión, fuerza cortante y carga axial. Cada barra tiene su módulo de elasticidad (E_m o E_c) y módulo de corte (G_m o G_c); y para considerar el efecto del proceso constructivo en la albañilería confinada, se recurre al criterio de la sección transformada, multiplicando el espesor real de la columna por la relación de módulos de elasticidad (E_c/E_m), manteniendo constante el peralte de la columna (Fig. 6.44), con lo cual, el muro presenta las propiedades del material predominante «albañilería». Lógicamente, en muros de albañilería armada no se aplica este criterio por no existir columnas.

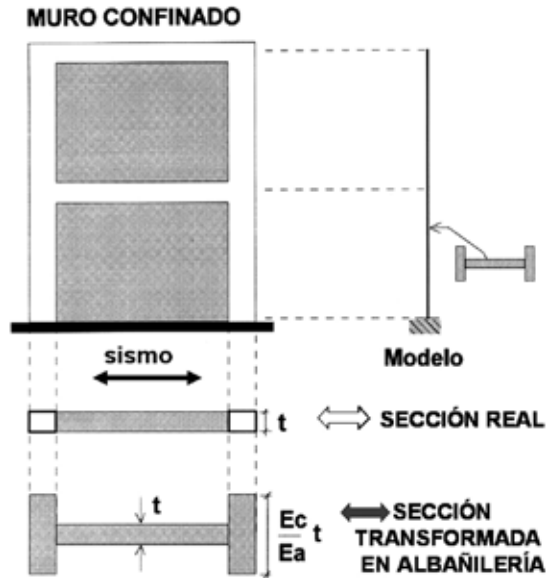


Fig. 6.44. Transformación de columnas en elementos equivalentes de albañilería.

En caso de intersección de muros ortogonales, la Norma E.070 indica que debe ampliarse la sección transversal del muro en análisis considerando un ancho efectivo (B) del 25% de la longitud libre del muro transversal o 6 veces su espesor (Fig. 6.45), lo que sea mayor, a fin de incluir las restricciones que genera el muro transversal a la libre deformación por flexión y carga axial del muro en análisis, sea este de albañilería armada o confinada.



Fig. 6.45. Ancho efectivo. Vista en planta.

Las propiedades de la sección transversal de cada muro (área axial, momento de inercia y área de corte) se deben determinar con esta sección ampliada y transformada en albañilería. Una vez que se conozca el centroide de la sección transversal de cada elemento, por allí se trazan líneas verticales que simulan a los muros y líneas horizontales que hacen las veces de las vigas (Fig. 6.46).

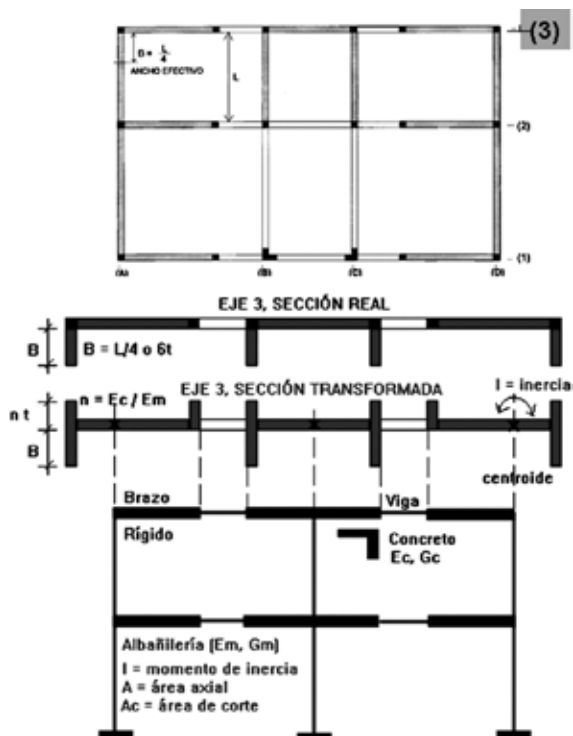


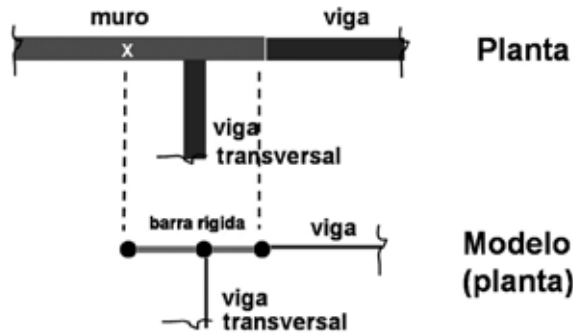
Fig. 6.46. Pórtico plano correspondiente al eje 3.

Brazos rígidos

Para simular la hipótesis de Navier en los muros («las secciones planas permanecen planas antes y después de aplicarse las cargas»), se corren brazos rígidos desde el centroide del muro hasta su borde donde nace la viga dintel deformable por flexión. Estos brazos rígidos no deben conectarse con los brazos rígidos de los muros perpendiculares (nótese en la Fig. 6.46 que no existe conexión entre el eje 3 y los ejes transversales), debido a que el efecto de las paredes transversales ya fue contemplado a través de los anchos efectivos.

Los brazos rígidos se pueden simular a través de vigas con dimensiones convencionales, pero proporcionando un módulo de elasticidad cien veces mayor ($E = 100 E_c$).

Esto permitirá la adición de nudos en el brazo rígido en caso existiesen vigas transversales (Fig. 6.47), pero, para simular el hecho de que las vigas transversales actúan prácticamente como si estuviesen simplemente apoyadas sobre el muro en análisis, habrá que proporcionar al brazo rígido una rigidez torsional muy pequeña al brazo rígido ($I_1 \approx 0$).



Proporcionar rigidez torsional nula a la barra rígida ($I_1 = 0$), de lo contrario la viga transversal se empotrará en el muro.

Fig. 6.47. Brazo rígido y vigas transversales. Vista en planta.

Propiedades de los muros

Cuando se utilicen programas espaciales como el SAP2000, se debe considerar que los muros solo presentan rigidez en su plano; es decir, se comportan como láminas. Para ello, se debe asignar propiedades (A , I) muy pequeñas para las acciones fuera del plano, tal como se muestra en la Fig. 6.48.



Fig. 6.48. Propiedades de la sección en los ejes locales del SAP2000.

Apoyos elásticos

Dependiendo de la calidad del suelo de cimentación, la base del muro podrá ser considerada empotrada o apoyada sobre conexiones elásticas.

El solado de cimentación (Fig. 6.49) es un caso especial, en el que es conveniente aplicar un programa que resuelva el solado apoyado sobre un medio elástico (SAFE, por ejemplo). La base de un determinado muro puede simularse con una barra rígida en la que se aplica en forma independiente un momento flector M y se evalúa el giro (θ) de la barra, lo que permite hallar la rigidez al giro ($K\theta$) en la base del muro. Luego se aplica una carga vertical (P) y se determina el desplazamiento (d), lo que permite calcular la rigidez vertical (K_v) en la base.

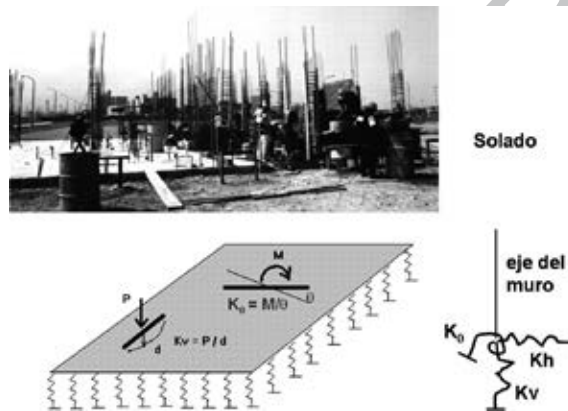


Fig. 6.49. Apoyos elásticos para simular la interacción solado-suelo.

Integración de los pórticos planos

Hasta ahora se tiene una serie de pórticos planos aislados (Fig. 6.50). Estos se integran a través de diafragmas en cada nivel, donde además se define al centro de masas CG. Una vez hecha esta operación, se aplican las cargas laterales y se soluciona el problema.

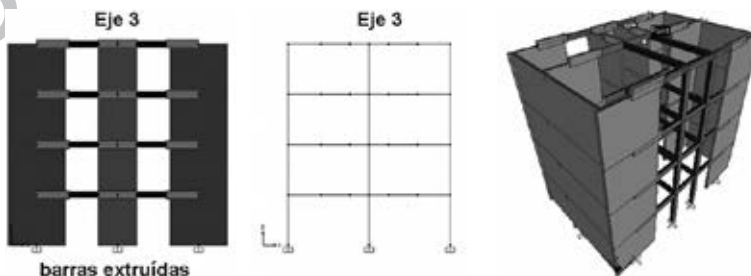


Fig. 6.50. Modelo seudo tridimensional de pórticos planos.

C. Modelo de pórtico espacial

En este modelo se simula el edificio completo como un solo pórtico espacial, compuesto por barras deformables por flexión, fuerza cortante, torsión y carga axial. El conjunto de muros que conforman una sección transversal tipo E, T, L, U, etc., se simula como una barra vertical (naranja en la Fig. 6.51), que pasa por el centroide de la sección transversal, al igual que las columnas aisladas (línea azul en Fig. 6.51).

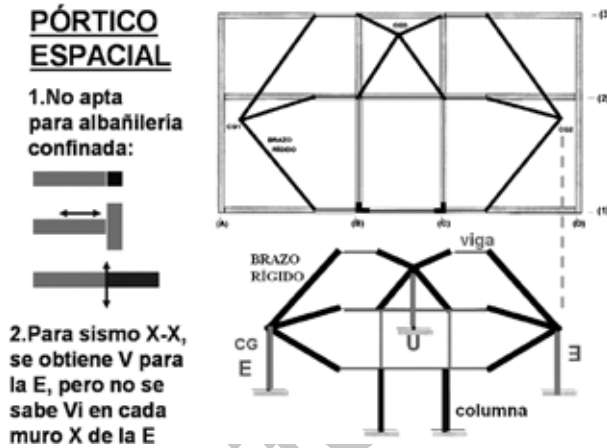


Fig. 6.51. Modelo de pórtico espacial.

Para simular la hipótesis de Navier en la sección transversal de los muros, se trazan brazos rígidos (líneas negras en la Fig. 6.51) que parten del centroide del conjunto de muros (E, T, L, etc.) y terminan en el borde del muro donde nace la viga dintel deformable (línea lila en la Fig. 6.51). Todos los nudos correspondientes a un cierto nivel, incluyendo el centro de masas «CM» y sus corrimientos por excentricidad accidental «Ea», se conectan a un diafragma rígido, para luego aplicar las cargas laterales «Fi» en «CM».

Esta técnica no es apta para aplicarla en las edificaciones de albañilería confinada, porque la transformación de las columnas en elementos equivalentes de albañilería depende de la dirección en que actúa el sismo. Es decir, habría que calcular las propiedades de la sección transversal de los muros (A, I, Ac) para el sismo en X-X y luego modificarlas cuando el sismo actúa en Y-Y, lo que conllevaría a resolver 2 modelos del edificio.

Otro problema que presenta la técnica del pórtico espacial es que el programa proporciona para una dirección determinada (X o Y) un solo juego de fuerzas internas (Ve, Me) en cada barra idealizada; y esta representa a un conjunto de muros (por ejemplo, en la Fig. 6.51, la sección «E» representa a 3 muros en X-X y 1 en Y-Y),

en cuyo caso no se podría obtener las fuerzas internas que actúan en cada muro individual. Este problema no se presenta cuando se utiliza la técnica del pórtico plano, donde cada muro se modela en forma individual.

Para superar el problema indicado se podría dividir el conjunto de muros (E, L, T, etc.) en una serie de muros rectangulares (Fig. 6.52), cortándolos en sus uniones como si existiesen juntas verticales, lo que es incorrecto ya que realmente existe monolitismo entre estos muros, a no ser que las juntas estén especificadas en los planos estructurales. Luego, esta serie de muros rectangulares se conectan a través de brazos rígidos (BR en la Fig. 6.52), para tratar de representar en cierta forma la conexión real que existe entre los muros. Si se aplica esta técnica simplificada, se debe proceder con mucho cuidado; por ejemplo, en la Fig. 6.52 el muro longitudinal de la sección «E» ha sido incorrectamente dividido en 2 muros (M4 y M5), lo que afecta seriamente la inercia de su sección transversal.

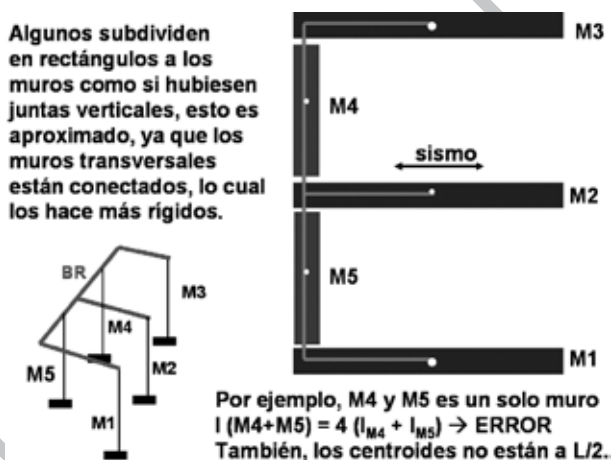


Fig. 6.52. División del conjunto en muros individuales.

D. Modelo de elementos finitos

En forma alternativa, se puede hacer un modelo por elementos finitos (Fig. 6.53), donde los muros y sus confinamientos se modelan con elementos tipo «Shell»; y las columnas y vigas que quedan fuera de los muros, con elementos tipo barra («Frame»).

Especial cuidado se debe tener en la unión coplanar entre una viga con el muro. El empotramiento de la viga sobre el muro se simula añadiendo un brazo rígido (color azul en la Fig. 6.53). La losa de techo también puede modelarse con elementos finitos, o conectando todos los nudos que conforman un nivel determinado (incluyendo al centro de masa «CM» donde actúa la fuerza sísmica), a un diafragma rígido.

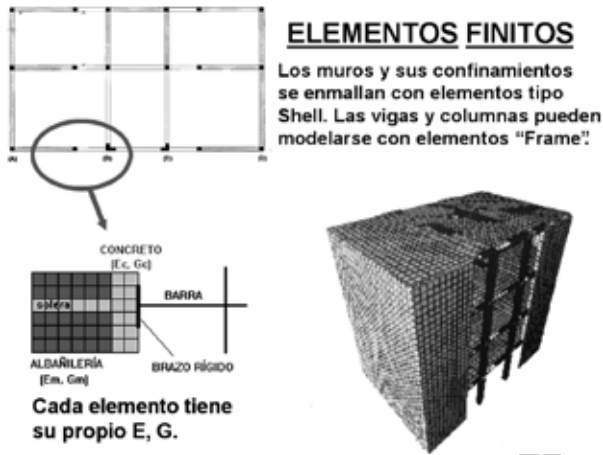


Fig. 6.53. Modelo de elementos finitos.

La desventaja de esta técnica es la gran cantidad de información que hay que proporcionar y procesar. Por ejemplo, el programa SAP2000 proporciona como resultados esfuerzos cortantes (τ_i) en cada elemento de la malla, que luego hay que integrarlos para hallar la fuerza cortante «V». También, los esfuerzos normales (σ_i) deben integrarse para obtener la fuerza axial y el momento flector del muro (Fig. 6.54). En este proceso, deben considerarse los esfuerzos normales actuantes en el ancho efectivo ($B = L/4$ ó $6t$) del muro transversal.

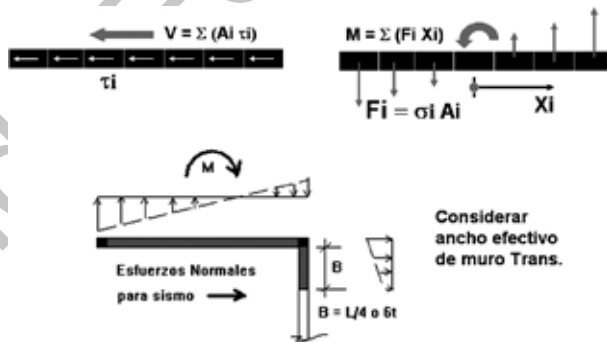


Fig. 6.54. Integración de esfuerzos para obtener la fuerza de sección.

Otros programas realizan la integración de esfuerzos, pero debe remarcarse la importancia de considerar los esfuerzos normales existentes en las paredes transversales a la que está en estudio, especialmente en el cálculo del momento flector (Fig. 6.54). Para el cálculo de la fuerza cortante esta observación es irrelevante ya que los esfuerzos cortantes son mayores en el alma del muro y pequeños en las aletas extremas.

Es decir, cuando existen muros con encuentros ortogonales, la zona a demarcar en un muro determinado para efectos de la integración de esfuerzos es distinta, dependiendo de la dirección (X ó Y) en que actúa el sismo.

Con la técnica de elementos finitos pueden modelarse estructuras complejas, como son por ejemplo, el caso de alféizares integrados a la estructura principal, o el caso de diafragmas flexibles (Fig. 6.55); sin embargo, es preferible que las estructuras sean sencillas de modelar a fin de que se pueda comprender mejor su comportamiento estructural. En ese sentido, se recomienda aislar los alféizares de ventanas y aquellos tabiques que no tengan continuidad vertical, tal como se muestra en la Fig. 6.56. En adición, de presentarse el agrietamiento vertical en la unión alféizar-muro (Fig. 6.22) por acción de la carga de gravedad, el modelo de elementos finitos integrando al alféizar con el muro perdería validez.

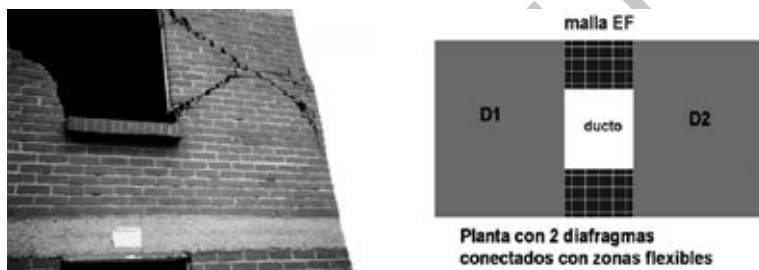


Fig. 6.55. Alféizar y diafragma flexible.



Fig. 6.56. Aislamiento de alféizares y tabiques discontinuos.

E. Modelo para un análisis manual

Es necesario que el lector conozca que antes de la existencia de los programas de cómputo, las estructuras de albañilería se analizaban mediante métodos manuales de cálculo, que consistían de los siguientes pasos, aplicados principalmente para analizar solo al primer piso (Fig. 6.57):

1. Evaluación de la rigidez lateral (K) en cada muro. Para ello se suponía que el muro actuaba en voladizo y se aplicaba el criterio de la sección transformada, contemplando los anchos efectivos de los muros perpendiculares en la determinación de las propiedades de la sección transversal (I, A).
2. Cálculo del centro de rigidez lateral (CR).

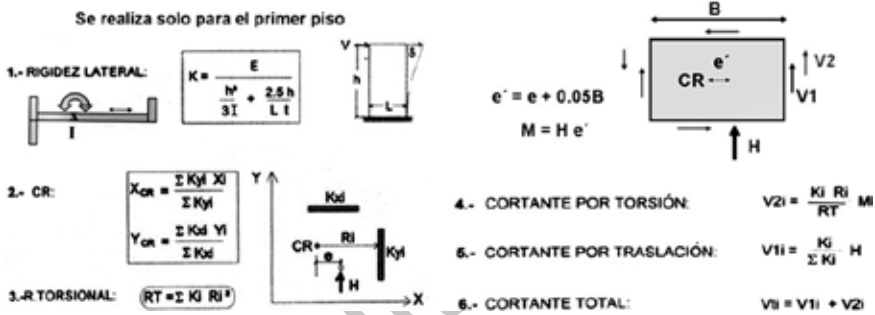
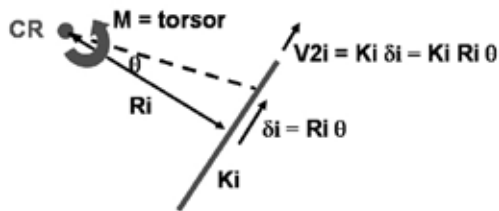


Fig. 6.57. Proceso manual de análisis sísmico.

3. Determinación de la rigidez torsional RT (ver la Fig. 6.58).
4. Cálculo de la fuerza cortante por torsión en cada muro (V2, Fig. 6.58).

CORRECCIÓN POR TORSIÓN (V2i), Vista en PLANTA



$$M = \sum (V_{2i} R_i) = \sum (K_i R_i \theta R_i) = \theta \sum (K_i R_i^2)$$

$$RT = M / \theta = \sum (K_i R_i^2) \rightarrow \theta = M / RT$$

$$V_{2i} = K_i R_i \theta = K_i R_i M / RT$$

Fig. 6.58. Corrección por torsión.

5. Evaluación de la fuerza cortante por traslación en cada muro (V1, Fig. 6.59).

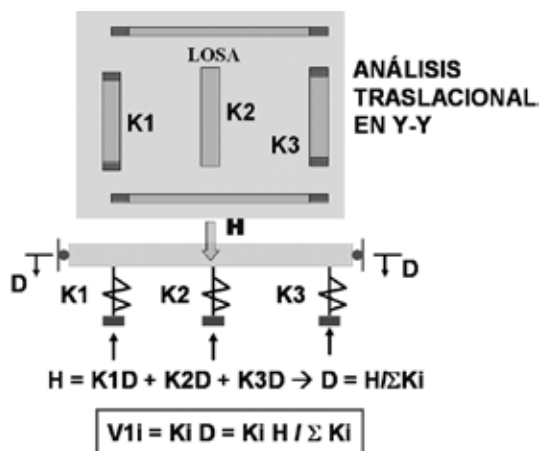


Fig. 6.59. Análisis por traslación.

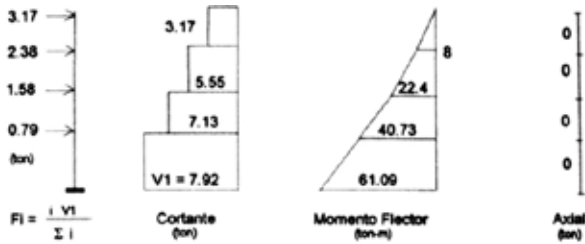
6. Cálculo del cortante total en la base de cada muro (V_t).
7. Distribución de « V_t » en forma triangular, según la altura del edificio y evaluación de los momentos flectores y fuerzas cortantes por piso, de cada muro; suponiendo a los muros como barras isostáticas en voladizo (Fig. 6.60).

La aplicación de la técnica manual de análisis, conduce a buenos resultados en la determinación de la fuerza cortante (V_t) que absorbe cada muro, sin embargo, los momentos flectores (M) resultan muy elevados en comparación con las técnicas computacionales, debido a que en la técnica manual no se considera el efecto hiperestático generado por las vigas dinteles (Fig. 6.60), incrementándose el error, cuando la base de los muros rotan por la flexibilidad del suelo. Por tanto, la técnica manual podría ser utilizada solo con fines de predimensionamiento por fuerza cortante.

En resumen, como resultado del análisis sísmico, se tiene:

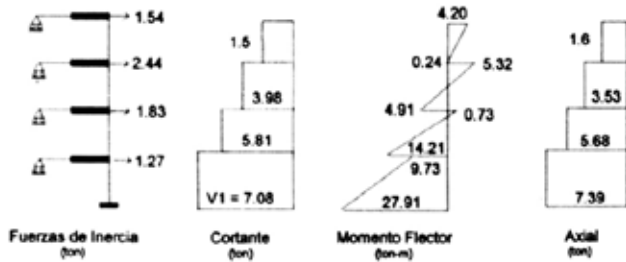
- La verificación de la deriva de entrepiso en las direcciones principales de la edificación. Se debe rigidizar al edificio en caso se exceda la deriva máxima reglamentaria.
- La verificación de la regularidad torsional. Si el edificio califica como irregular, se procede a modificar su estructuración; o se efectúa el análisis dinámico reduciendo el factor R .
- A partir del análisis ante el «sismo moderado» ($R = 6$), se determina: la fuerza axial, la fuerza cortante (V_e) y el momento flector coplanar (M_e) en cada muro, valores que se utilizan en el diseño estructural (capítulo 7).

Conociendo $V1$ se halla F_i y se analiza al muro como si estuviese en voladizo (isostático).



ANÁLISIS MANUAL (METODO APROXIMADO)

V_i son parecidos pero M_i son muy diferentes.



ANÁLISIS COMPUTACIONAL ESTÁTICO

Fig. 6.60. Cálculo de fuerzas internas y comparación con el análisis computacional.

LECTURAS COMPLEMENTARIAS AL CAPÍTULO 6:

- 6.1 Comentarios al Capítulo 6 de la Norma E.070 «Estructuración». Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por: Ángel San Bartolomé. 2007.
- 6.2 Comentarios al Capítulo 7 de la Norma E.070 «Requisitos Estructurales Mínimos». Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por: Ángel San Bartolomé. 2007.
- 6.3 Comentarios al Capítulo 8 de la Norma E.070 «Análisis y Diseño Estructural». Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por: Ángel San Bartolomé. 2007.
- 6.4 Ejemplos de aplicación de la Norma E.070 aparecen en el capítulo «Diseño Estructural de Edificaciones de Albañilería» del blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por: Ángel San Bartolomé. 2007.

Fondo Editorial PUCP

7. DISEÑO SÍSMICO

El diseño sísmico de los muros de albañilería se realizará siguiendo los lineamientos que especifica la Norma E.070. Este diseño se efectúa contemplando las acciones contenidas en el plano de los muros (acápite 7.1) y las perpendiculares al plano de los muros (acápite 7.2).

Para el caso particular de muros de **albañilería no portantes** (Fig. 7.1: cercos, parapetos, tabiques, tímpanos, etc.), el diseño se hace exclusivamente para acciones perpendiculares al plano del muro (acápite 7.2). Esto se debe a que, en este caso, la fuerza sísmica contenida en el plano del muro es despreciable en comparación con la resistencia a fuerza cortante del muro, ya que la fuerza sísmica es proporcional a la masa la cual en este tipo de muro es muy pequeña. El diseño de los tabiques integrados a los pórticos para cargas contenidas en el plano (interacción tabique-pórtico) fue tratado en el acápite 5.2.1.



Fig. 7.1. Muros no portantes.

Cuando en el edificio de albañilería existen **elementos adicionales de concreto armado** (vigas dinteles de acople, placas y columnas), en el diseño se busca que ellos constituyan una primera línea resistente de defensa, y que puedan disipar energía sísmica antes que se agrieten los muros de albañilería ante el «sismo severo».

Lo indicado se puede lograr diseñando a los elementos de concreto armado mediante la Norma E.060 «Concreto Armado», buscando que fallen por flexión en forma dúctil para un sismo ligeramente mayor (un 25%) al «sismo moderado». Los esfuerzos provenientes del análisis ante el «sismo moderado» deberán amplificarse por 1.25, factor que es menor a 2, que es la relación entre las fuerzas del sismo severo y moderado.

El hecho de diseñar a los elementos mencionados para un sismo inferior al severo no significa que vayan a colapsar durante el sismo severo, por la sobre resistencia que ellos tienen, dadas por: el factor de reducción de resistencia ($\phi < 1$); el ingreso del refuerzo a su zona de endurecimiento, donde la relación de resistencia máxima del acero entre el esfuerzo de fluencia es del orden de 1.5; la interacción losa-viga que aumenta la resistencia de la viga; y también, porque los muros de albañilería antes de agrietarse controlan los giros por flexión y los desplazamientos laterales del edificio.

El diseño del refuerzo longitudinal de las vigas de acople (dinteles) se hace utilizando los momentos flectores producidos por el sismo moderado y las cargas verticales, amplificados por 1.25. Con el refuerzo longitudinal colocado, se determinan los momentos plásticos (M_p en la Fig. 7.2) en los extremos del dintel. Luego, por equilibrio, se calcula la fuerza cortante (V) asociada al mecanismo de falla por flexión, para finalmente diseñar los estribos. De esta manera se garantizará una falla dúctil por flexión en estas vigas.

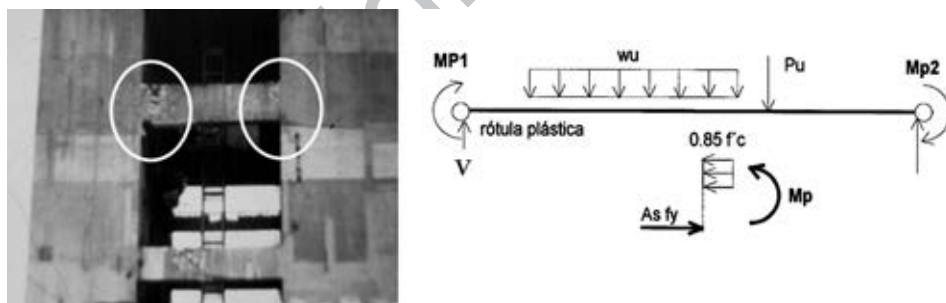


Fig. 7.2. Diseño de vigas de acople.

Del mismo modo, si existen muros o placas de concreto armado, el refuerzo vertical debe diseñarse utilizando el momento flector producido por el sismo moderado amplificado por 1.25 (M_u). Conocido el refuerzo vertical, es posible dibujar el diagrama de interacción M_n - P_n y, con la carga vertical actuante, obtener la capacidad máxima de flexión M_n . Luego se determina la fuerza cortante asociada al mecanismo de falla por flexión ($V_n = V_u (M_n/M_u)$), y con esta se diseña el refuerzo horizontal. Con este criterio, se espera que la placa falle dúctilmente por flexión.

Las dimensiones en planta de la **cimentación** también se diseñan para la acción del «sismo moderado». Esto tampoco significa que cuando actúe el «sismo severo» con fuerzas iguales al doble del «sismo moderado» colapse la cimentación, puesto que sus dimensiones se obtienen buscando que los esfuerzos actuantes en el suelo sean inferiores a su esfuerzo admisible, el mismo que presenta un factor de seguridad del orden de 3.

7.1 DISEÑO POR ACCIONES COPLANARES

7.1.1 Introducción

En este acápite se presentan los principales fundamentos e hipótesis de la Norma E.070, relacionadas al diseño estructural por acciones coplanares. Estos se basan en los resultados de experimentos realizados en el Perú y en el extranjero, en las lecciones dejadas por los sismos ocurridos en el pasado, y en la investigación analítica de una serie de modelos teóricos.

A. Control de la falla por deslizamiento

Tal como se indica en el acápite 7.1.3.A.2, los muros de albañilería, y también las placas de concreto armado, ante los sismos severos presentan dos tipos principales de falla: flexión y fuerza cortante. Sin embargo, si no se controlan adecuadamente estas fallas, pueden degenerar en un tipo de falla mucho más peligrosa e irreparable como es la falla por deslizamiento o corte-cizalle.

La falla por deslizamiento es muy peligrosa porque: 1) el muro puede quedar dislocado (Fig. 7.3); 2) con su refuerzo vertical cizallado (Fig. 7.4); o, 3) sin sección transversal (Fig. 7.5). Cabe indicar que ante este tipo de falla, el refuerzo horizontal no es eficiente.



Fig. 7.3. Falla por deslizamiento.

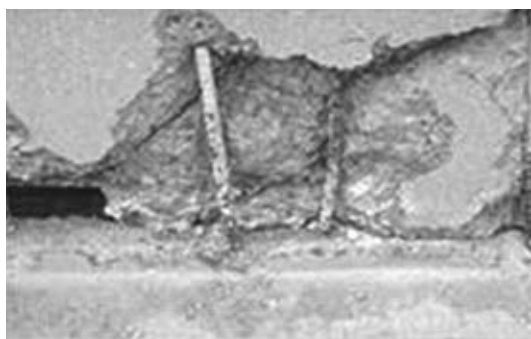


Fig. 7.4. Refuerzo vertical cizallado.

Una vez formada la falla por deslizamiento (Fig. 7.5), la losa de techo puede arrastrar al muro en la dirección transversal a su plano, haciéndolo girar en torno al borde longitudinal del plano de falla. La carga vertical (P) tendrá que pasar por ese borde, concentrando esfuerzos de compresión que dan por resultado la trituración del borde en una falla de tipo «reloj de arena». El muro queda prácticamente sin sección transversal y en un estado de colapso inminente.



Fig. 7.5. Pérdida de la sección transversal.

Aparte de los defectos que muchas veces se cometen en el proceso constructivo, se cree que la principal razón de la falla por deslizamiento radica en la forma cómo se diseña el refuerzo vertical. Por ejemplo, en los muros de concreto armado, se diseña el refuerzo vertical tan solo para que absorba la acción combinada de la carga axial y el momento flector, y se verifica que sea suficiente como para absorber el cizalle producido por la fuerza cortante. No se considera que la fuerza cortante actúa en simultáneo con el momento flector y ambas fuerzas internas adoptan su máximo valor al mismo instante durante el sismo. Esta podría ser la causa principal por la que en numerosos terremotos hayan fallado por deslizamiento las placas de concreto armado (Fig. 7.6).



PLACAS
Fallas por Deslizamiento

Fig. 7.6. Falla por cizalle en muros de concreto armado.

La Norma E.070 especifica para el caso de la **albañilería armada** que el refuerzo vertical a concentrar en los extremos, debe absorber los efectos del momento flector, mientras que en la zona interna del muro (Fig. 7.7) debe adicionarse una cuantía nominal de 0.001 como refuerzo vertical, capaz de soportar el cizalle. Esta cuantía implica que el esfuerzo cortante que produce el cizalle es $v = 4.2\text{kg/cm}^2$:

$$f = \mu N = \mu (A_s f_y) = V = v t s \rightarrow \rho = A_s / (s t) = v / (\mu f_y) = 4.2 / (1 \times 4200) = 0.001$$

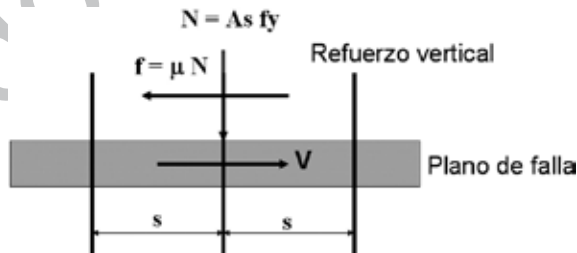


Fig. 7.7. Refuerzo vertical interno para soportar el corte-cizalle.

Para el caso de los **muros confinados**, la falla por corte también puede derivar en cizalle, cortando horizontalmente la unión columna-solera o columna-cimentación (Fig. 7.8). Ante este tipo de falla, los estribos no trabajan. Por esta razón, la Norma E.070 especifica que las columnas ubicadas en los extremos del muro deben diseñarse

con mayor margen de seguridad que las internas, para que funcionen como topes que limiten el deslizamiento. De esta manera, las franjas de la albañilería divididas por la grieta diagonal continuarán aportando resistencia a fuerza cortante al trabajar como puntales en compresión (Fig. 7.9).



Fig. 7.8. Cizalle en muros confinados.

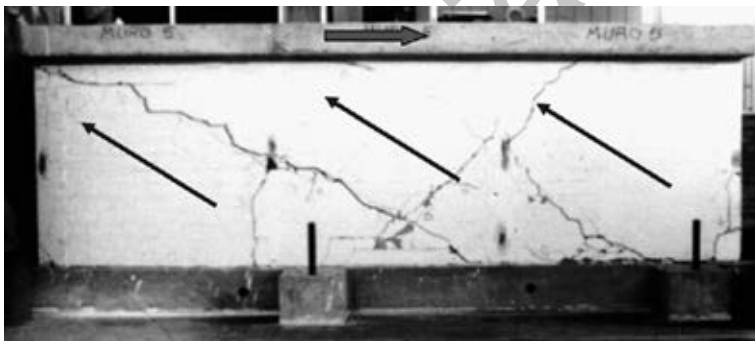


Fig. 7.9. Muro de 3 paños cuadrados, con 2 columnas extremas y 2 columnas internas.

B. Efectos de la esbeltez coplanar

Cuando una edificación de albañilería está sujeta a terremotos, el primer piso es el más solicitado, desarrollándose por lo general en él, las mayores fuerzas internas coplanares que pueden originar la falla de este piso (Fig. 7.10). Sin embargo, esta no es la única causa por la que falla el primer piso. Otra de las razones es porque este piso presenta la mayor esbeltez (Fig. 7.11). Para acciones coplanares se define la esbeltez como la relación « $Me / (Ve L)$ », donde « L » es la longitud total del muro, mientras que « Me » y « Ve » son el momento flector y la fuerza cortante, respectivamente, proveniente del análisis ante el sismo moderado.



Fig. 7.10. Falla del primer piso.

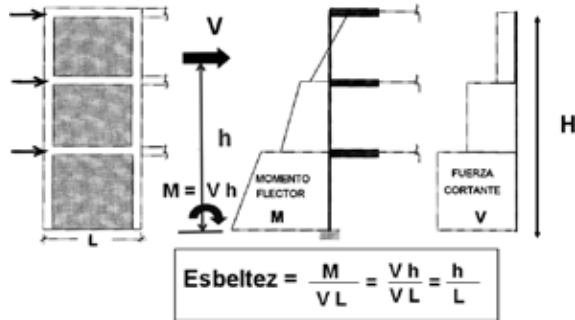


Fig. 7.11. Definición de esbeltez para acciones coplanares.

Los experimentos han mostrado que los muros esbeltos [donde $M_e / (V_e L) > 1$] tienen una resistencia unitaria al esfuerzo cortante que decrece en proporción a la esbeltez (Fig. 7.12). Incluso se ha podido observar que en muros con dos pisos iguales (Fig. 7.12), sujetos a la misma fuerza cortante, la falla por corte se produjo en el primer piso, porque este piso estaba sujeto a mayor momento flector ($M_1 > M_2$).

El efecto mencionado también fue comprobado en 15 muros confinados analizados por elementos finitos. En estos muros se varió el número de pisos (de 1 a 5 pisos) y el número de paños cuadrados (de 1 a 3 paños), proporcionando el mismo esfuerzo cortante (τ) en el primer piso para los 15 muros. Luego se distribuyó la fuerza cortante basal ($V = \tau L t$) en forma triangular a lo largo de la altura del muro ($F_i = i V / \sum (i)$, siendo «i» el piso). Una vez resuelto cada modelo, pudo notarse (Fig. 7.13) que el máximo esfuerzo de tracción diagonal en el primer piso, causante del agrietamiento diagonal, crecía fuertemente mientras más esbelto era el muro.

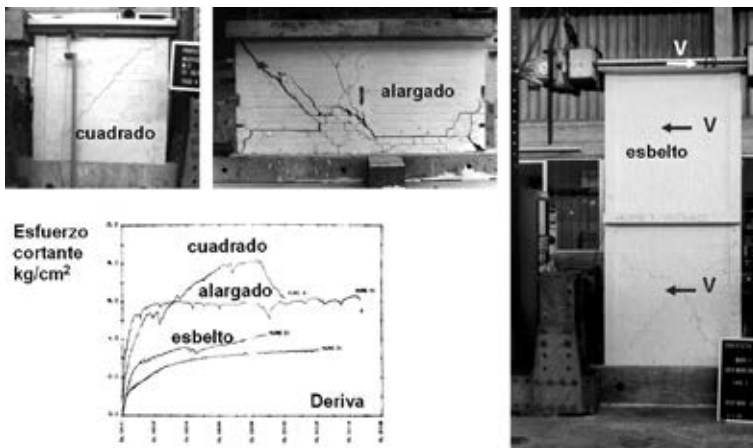


Fig. 7.12. Estudio experimental de los efectos de esbeltez.

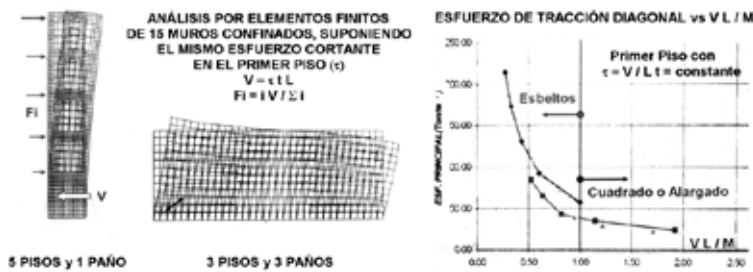


Fig. 7.13. Análisis teórico de la esbeltez.

El problema de esbeltez también se estudió experimentalmente en un módulo confinado de 3 pisos a escala reducida (Fig. 7.14), sometiéndolo a un ensayo de simulación sísmica en mesa vibradora. El primer piso (el más esbelto coplanarmente) falló por corte, mientras que en los pisos superiores la fuerza cortante actuante fue menor que la resistencia al corte respectiva.

El efecto indicado puede explicarse mediante la teoría de esfuerzos y el círculo de Mohr (Fig. 7.15), aceptando que un elemento falla por corte cuando se alcanza su resistencia a tracción diagonal (σ_p). En un estado esfuerzo cortante puro (sin esfuerzos normales), el círculo de Mohr es centrado y su radio « v_0 » es igual a σ_p . Cuando existen esfuerzos normales de compresión, el esfuerzo cortante « v_1 » es mayor que « v_0 », lo que indica que la resistencia al esfuerzo cortante crece con el incremento de la carga de gravedad. Pero cuando el momento flector origina esfuerzos de tracción, el radio del círculo decrece a $v_2 < v_0$, con lo cual, a mayor momento flector (índice de la esbeltez coplanar), la resistencia unitaria al esfuerzo cortante decrece.

El efecto de la esbeltez $[M_e / (V_e L)]$ en la reducción de la resistencia al corte de los muros fue incluido en la Norma E.070.

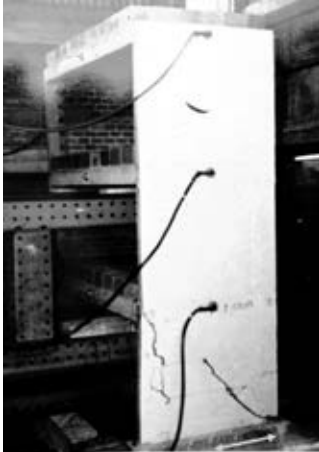


Fig. 7.14. Ensayo sísmico de un módulo confinado esbelto.



Fig. 7.15. Círculo de Mohr para 3 estados de esfuerzos.

Adicionalmente, en el experimento mencionado realizado en mesa vibradora (Fig. 7.14), pudo notarse que luego de producirse la falla por aplastamiento en la base de la columna de confinamiento, se trituró la albañilería circundante (Fig. 7.16). Por esta razón, en la Norma E.070 se exige que los estribos de confinamiento se diseñen para evitar la trituración del núcleo de concreto por compresión, con lo cual la albañilería circundante no necesita revisarse por compresión inducida por el momento flector.

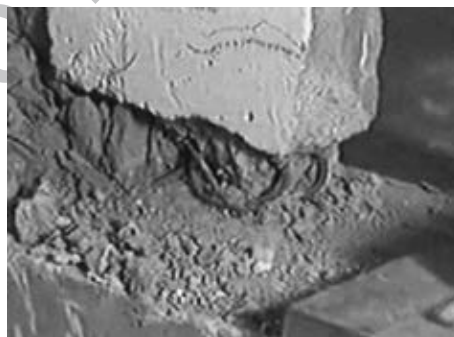


Fig. 7.16. Falla por aplastamiento en la base de una columna de confinamiento.

Lo indicado puede demostrarse si se somete en simultáneo a compresión axial a una pila de albañilería ($f'm = 100\text{kg/cm}^2$) y otra de concreto ($f'c = 200\text{kg/cm}^2$) de la misma altura «h». Si se asume que la relación de los módulos de elasticidad

del concreto y la albañilería es del orden de 4, por compatibilidad de desplazamiento vertical ($\delta = P h / (E A) = \sigma h / E$), se tiene:

$$\delta_c = \delta_m,$$

$$\sigma_c h / E_c = \sigma_m h / E_m \rightarrow \sigma_c / \sigma_m = E_c / E_m \approx 4 \rightarrow \sigma_c \approx 4 \sigma_m$$

Si el concreto falla al alcanzar su resistencia a compresión: $\sigma_c = f'c = 200\text{kg/cm}^2$, en la albañilería el esfuerzo axial actuante resulta $\sigma_m \approx \sigma_c / 4 = 50\text{kg/cm}^2 < f'm = 100\text{kg/cm}^2$. Por tanto, cuando falla el concreto, la albañilería aún no ha fallado, es decir, la falla está gobernada por el material más rígido y resistente (el concreto).

C. Calidad de la albañilería

La Norma de Albañilería de 1982 suponía que la resistencia admisible a fuerza cortante era independiente de la calidad de la albañilería. Sin embargo, los ensayos de carga lateral cíclica hechos en muros a escala natural (Fig. 7.17) demostraron que cuanto mejor era la calidad de la albañilería (A, B, C), la resistencia a fuerza cortante se incrementaba. Este hecho fue contemplado en la nueva Norma E.070 vigente desde el 2006, a través de la resistencia al corte ($v'm$, acápite 3.3) que presentan los muretes de albañilería simple.

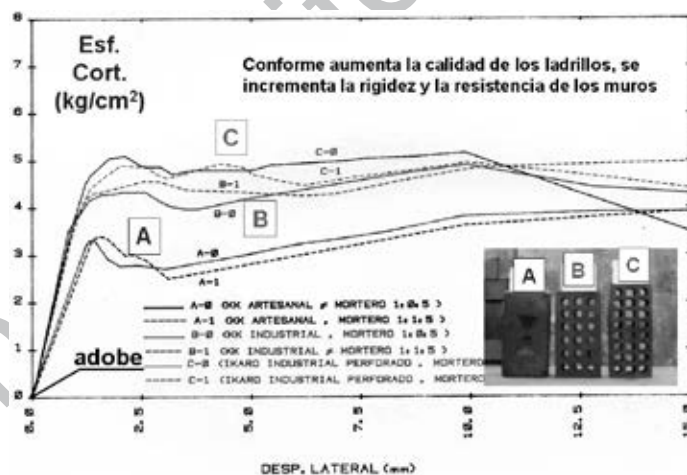


Fig. 7.17. Efectos de la calidad de la albañilería.

D. Muro portante no confinado o de albañilería armada parcialmente rellena

La Norma E.070 permite que en un edificio existan algunos muros no reforzados que pueden ser portantes de carga vertical, pero a estos no se les debe asignar responsabilidad sísmica.

La falla por corte de estos muros no generaría mayor peligro, debido a que no han sido considerados en la resistencia sísmica y sus desplazamientos laterales están controlados por el resto de muros reforzados, ya que todos los muros están conectados al diafragma rígido (Fig. 7.18). Por ejemplo, la Fig. 7.18 muestra el caso de un muro no confinado sujeto a carga vertical y lateral en el que ocurrieron fisuras diagonales finas, porque su desplazamiento lateral fue controlado por el actuador dinámico que se utilizó para generar las fuerzas laterales.

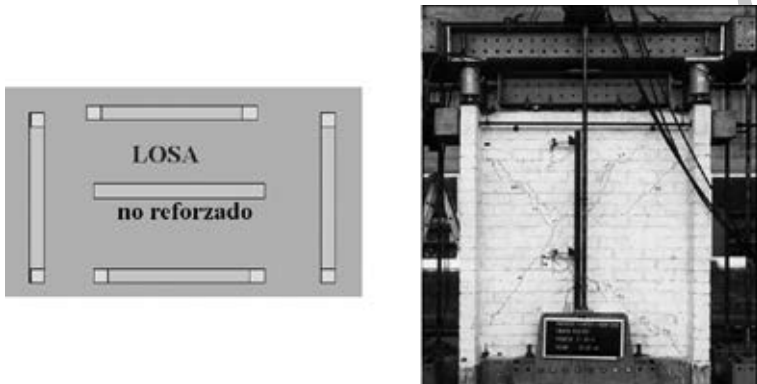


Fig. 7.18. Muro portante no confinado y ensayo de carga lateral cíclica.

E. Desempeño ante sismos moderados y severos

Los objetivos del diseño sísmico coplanar en la Norma E.070 (Fig. 7.19) son fundamentalmente dos: 1) que ante la acción de los sismos moderados, la estructura se comporte en el rango elástico; y 2) que ante los sismos severos la estructura quede en estado económicamente reparable.

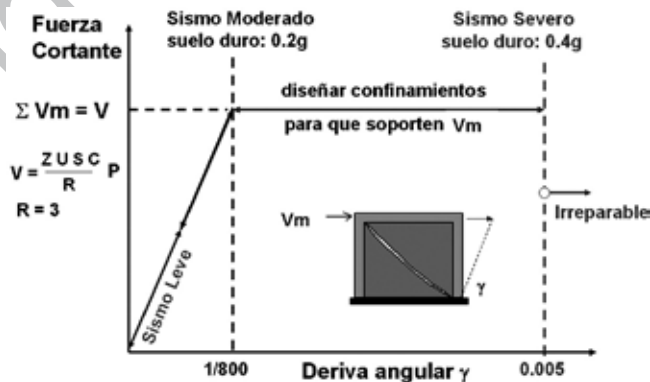


Fig. 7.19. Objetivos del diseño mediante la Norma E.070.

Estos objetivos se logran bajo dos condiciones: 1) diseñando a los elementos de refuerzo de modo que puedan soportar la carga que inició la falla de los muros (V_m), para que no ocurra degradación de resistencia durante el sismo severo; y 2) proveyendo de suficiente resistencia y rigidez al edificio, a través de los muros reforzados ($\Sigma V_m \geq V$), de manera que la estructura se comporte elásticamente ante los sismos moderados, y ante el sismo severo no se sobrepase su límite de reparación, fijado en una deriva de 0.005.

El límite de la deriva máxima de 0.005 (desplazamiento relativo inelástico dividido entre la altura del piso) proviene de múltiples experimentos hechos en muros con unidades nacionales. La densidad mínima de muros, medida a través de su resistencia a corte ($\Sigma V_m = V$), proviene de una serie de estudios teóricos. Diversas edificaciones se analizaron ante la acción de sismos moderados y severos, mediante programas inelásticos paso a paso (Fig. 7.20), variando la densidad de muros reforzados hasta cumplir con los objetivos de la Norma E.070; así, por ejemplo, cuando la densidad de muros era excesiva, el comportamiento fue elástico ante el sismo severo, mientras que cuando la densidad era pequeña, la demanda de ductilidad fue excesiva superándose la deriva de 0.005.

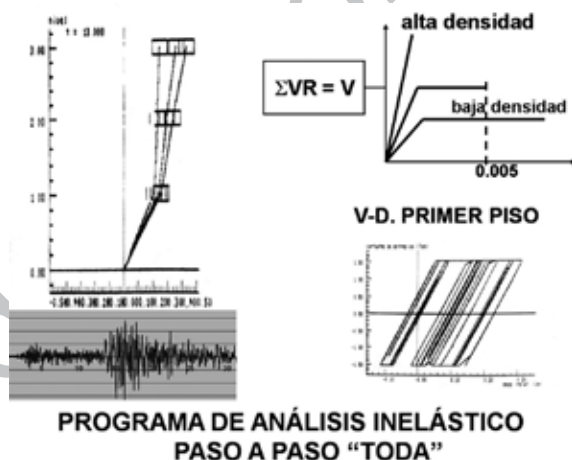


Fig. 7.20. Comprobación analítica de la densidad mínima de muros reforzados.

7.1.2 Pasos comunes del diseño

En este acápite se trata secuencialmente los 5 pasos comunes que se aplican en el diseño estructural, tanto de las edificaciones de albañilería armada como confinada. Los tres primeros pasos han sido tratados en el Capítulo 6. En este acápite se les aborda esquemáticamente.

PASO 1: Estructuración y predimensionamiento (ver acápites 6.1 y 6.2).

1.- REVISIÓN DE LA DENSIDAD MÍNIMA DE MUROS X, Y

$$\frac{\sum L t}{A_p} \geq \frac{Z U S N}{56}$$

EN LA FÓRMULA NO INTERVIENEN ESTOS MUROS:

Albañilería NO Confinada.

Albañilería parcialmente rellena

PASO 2: Análisis y diseño por carga vertical (ver el acápite 6.3).

2. ANÁLISIS POR CARGA VERTICAL

$$e_m = \frac{P_m}{L t} \leq F_a = 0.2 f' m \left[1 - \left(\frac{h}{35 l} \right)^2 \right] < 0.15 f' m$$

(Cuándo: $\sigma_m \geq 0.05 f' m$... Usar $\rho_v = 0.1 \%$)
si es que el muro se agrieta diagonalmente

ϕ 1/4" @ 2 hiladas, dobla 10 cm

Min. 15 cm

PASO 3: Análisis elástico por sismo moderado (ver el acápite 6.4). Con los resultados de este análisis deben diseñarse los dinteles (Fig. 7.2), las placas y la cimentación.

3.- ANÁLISIS ELÁSTICO PARA SISMO MODERADO: R = 6

MOMENTO FLECTOR Me1

FUERZA CORTANTE Ve1

Dr

VERIFICAR: $0.75 R D_r / h < 0.005$

PASO 4: Determinación de la resistencia a corte (v_m) y control de fisuración

Para cada muro y en cada piso debe determinarse su resistencia a corte « V_m » mediante las siguientes expresiones provenientes de la Norma E.070:

Unidades de arcilla y de concreto: $V_m = 0,5 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$

Unidades sílico-calceas: $V_m = 0,35 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$

donde:

v'_m = resistencia característica a corte puro de la albañilería (acápite 3.3)

P_g = carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (NTE E.030 diseño sismorresistente)

t = espesor efectivo del muro

L = longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)

α = factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1$$

donde:

« V_e » es la fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico; y « M_e » es el momento flector del muro obtenido del análisis elástico.

Para efectos de diseño, pueden emplearse los valores « v'_m » que aparecen en la Tabla 9 de la Norma E.070, sin sobrepasar a $\sqrt{f'_m}$ (en kg/cm²). La evaluación de « V_m » puede sintetizarse en una tabla como se muestra en la tabla 7.1, entendiéndose que los valores M_e y V_e han sido previamente determinados en el Paso 3. Asimismo, debe remarcar que si $\alpha > 1$, deberá usarse $\alpha = 1$; si $\alpha < 1/3$, deberá emplearse $\alpha = 1/3$; que « L » incluye a las columnas de confinamiento, mientras que « t » es el espesor bruto del muro descontando tarrajeos, a no ser que el tarrajeo se aplique sobre mallas debidamente ancladas en el muro.

Tabla 7.1. Evaluación de « V_m » en el Piso 1

Muro	L (m)	P_g (ton)	V_e (ton)	M_e (tn-m)	α	V_m (ton)
Y1-Y2	2.60	12.91	4.91	21.30	0.60	11.18
Y3	3.10	21.69	5.99	28.04	0.66	15.76

En este paso debe verificarse que ante la acción del «sismo moderado», la albañilería de cualquier muro no se agriete diagonalmente, es decir, mantiene un comportamiento elástico. Para ello, en la norma E.070 se establece que deberá cumplirse: $V_e \leq 0.55 V_m$, aceptándose en esta expresión hasta 5% de error.

En caso que algún muro tenga $V_e > 0.55 V_m$, se deberá aumentar su resistencia al corte « V_m ». Esto se logra, por ejemplo, mejorando la calidad de la albañilería ($v'm$), o aumentado su espesor « t » usando malla electrosoldada o geomalla anclada al muro y tarrajada con mortero 1:4 (Fig. 6.25). Otras soluciones más drásticas, son por ejemplo: incrementar el espesor del muro variando su aparejo de soga a cabeza, cambiar al muro por una placa de concreto armado, o incrementar el peralte de los dinteles para disminuir « M_e » y con ello aumentar « α ». Con estos cambios drásticos se deberá reanalizar sísmicamente el edificio (regresar al Paso 3).

PASO 5: Verificación de la resistencia al corte global

Una vez determinada la resistencia al corte de cada muro (V_m , Paso 4) orientado en una cierta dirección del edificio (X o Y, Fig. 7.21), se suman estos valores (ΣV_m) para obtener la resistencia global al corte de cada piso y en cada dirección.

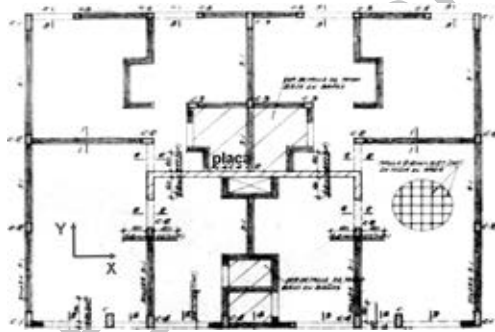


Fig. 7.21. Planta típica de un edificio de albañilería confinada

En el cálculo de ΣV_m no deben intervenir aquellos muros de una longitud menor que 1.2m, o que no califiquen como confinados (por ejemplo, con una sola columna o sin columnas). Tampoco deben intervenir los muros de albañilería armada parcialmente rellenos, excepto cuando el edificio es hasta de 3 pisos, según se indica en la Tabla 2 de la Norma E.070.

Proporcionar una adecuada densidad de muros reforzados en las dos direcciones del edificio en análisis es fundamental para lograr los dos objetivos de la Norma E.070 (Fig. 7.19), tal como se indicó en el acápite 7.1.1.E. Esta densidad se mide en cada piso a través de la suma de las resistencias al corte que aportan los muros: $\Sigma V_m \geq V_E$, donde V_E es la fuerza cortante de entrepiso producida por el **sismo severo** ($R = 3$, Norma Sísmica E.030).

Cumplida la expresión $\Sigma V_m = V_E$ en una dirección, el resto de muros en esa misma dirección pueden ser no confinados o de albañilería armada parcialmente rellena.

Los muros que carecen de responsabilidad sísmica solo pueden ser portantes de carga vertical, tal como se indicó en el acápite 7.1.1.D (Fig. 7.18).

En el caso que ΣV_m sea menor que VE, deberá aumentarse « V_m ». Esto se logra por ejemplo, mejorando la calidad de la albañilería ($v'm$), o aumentando « t » con mallas tal como se explicó al final del paso 4. De adoptarse soluciones más drásticas, como por ejemplo: incrementar el espesor de los muros variando su aparejo, cambiar muros por placas de concreto armado (Fig. 7.21), o incrementar el peralte de los dinteles para disminuir « Me » y con ello aumentar « α », deberá reanalizarse sísmicamente el edificio (regresar al Paso 3).

De añadirse placas de concreto armado (Fig. 7.22), su valor V_m corresponde a la resistencia que aporta el concreto « V_c ». En la determinación de V_c no se considera el aporte del refuerzo horizontal, debido a que este se activa en la etapa inelástica de grandes desplazamientos laterales, después que la placa se agrieta diagonalmente.



Fig. 7.22. Edificios de albañilería con placas adicionales.

En caso de que la resistencia al corte global sea excesiva, es decir, cuando $\Sigma V_m \geq R VE$ (con $R = 3$), la edificación se comportará elásticamente ante el sismo severo y solo se requerirá colocar refuerzo mínimo (acápites 1.4.2.B.1 para la albañilería armada y 1.4.2.B.4 para la confinada), capaz de soportar las acciones transversales al plano del muro (acápite 7.2).

Esta situación ($\Sigma V_m \geq R VE$) se presenta en edificios con muros muy largos (Fig. 7.23), donde predomina la deformación por corte sobre la de flexión. Existen edificios de albañilería no reforzada que debido a su alta densidad de muros han podido soportar los sismos sin que se produzca ningún daño. Sin embargo, en previsión de que ocurran sismos mayores o que los muros fallen por carga sísmica transversal al plano, en la Norma E.070 se obliga a utilizar un refuerzo mínimo capaz de arriostrar a los muros.



Fig. 7.23. Resistencia excesiva en la dirección longitudinal.

En un estado de corte puro (Fig. 7.24), no existe desplazamiento vertical en la sección transversal ($\delta = 0$), porque los giros por flexión son nulos ($\theta = 0$). En consecuencia, para esa situación, no se requiere refuerzo vertical porque no se elongaría. Físicamente, el agrietamiento diagonal en este estado se explica, porque una de las diagonales trata de alargarse, generándose tracciones en esa dirección que dan lugar a la ruptura del muro.

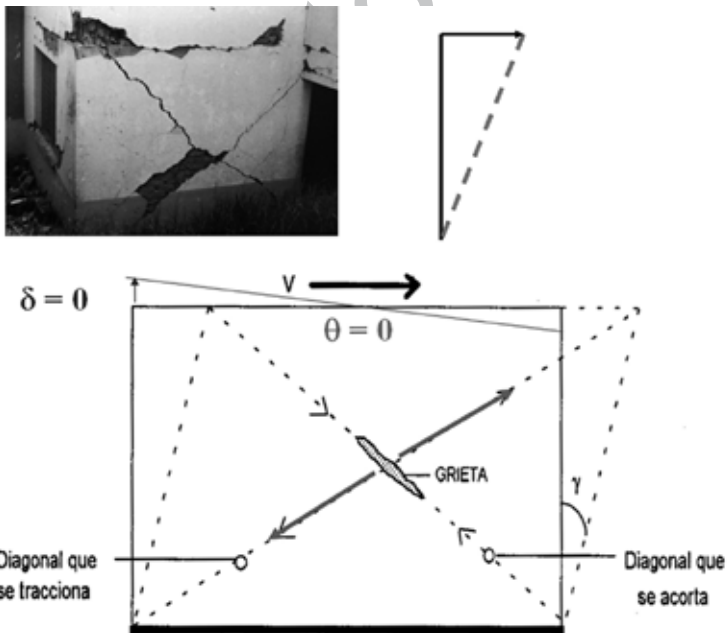


Fig. 7.24. Corte puro en un muro.

7.1.3 Diseño de la albañilería confinada

A. La falla por corte del primer piso ante sismos severos

Una de las hipótesis que se adopta para el diseño de las edificaciones estructuradas con muros de albañilería confinada, es que ante la acción de los sismos severos los muros del primer piso fallarán por fuerza cortante, a no ser que el edificio presente una gran densidad de muros ($\Sigma V_m \geq R_{VE}$, ver el Paso 5 del acápite 7.1.2).

La falla por corte del primer piso ha sido observada comúnmente en este tipo de edificaciones. Incluso, esta falla ha sido detectada en muros de viviendas de albañilería que carecían de confinamientos (Fig. 7.25). Allí, la capacidad resistente a flexión (proporcionada principalmente por el refuerzo vertical de las columnas), es muy pequeña con relación a la resistencia al corte (V_m). Por tanto, teóricamente el muro debería fallar por flexión, y, sin embargo, falló por corte. Las razones de la falla por corte han sido explicadas en el acápite 7.1.2: la mayor esbeltez del primer piso que reduce la resistencia al corte, la mayor fuerza cortante sísmica que se concentra en el primer piso, y el predominio de la deformación por corte sobre la de flexión.



Fig. 7.25. Falla por corte en el primer piso de una vivienda no reforzada.

Además, existen otras razones por la que los muros del primer piso fallan por corte. Por ejemplo, si se diseña el refuerzo vertical para un momento flector superior al real, se eleva la capacidad resistente a flexión por encima de la resistencia a corte y el muro terminará fallando por corte. Esto ocurre cuando al analizar el edificio se supone que la base de los muros está empotrada, lo que da lugar a momentos flectores mayores a los reales; la cimentación gira a no ser que se apoye sobre roca. También ocurre que se desprecia la interacción losa-dintel y se analiza suponiendo que el dintel es de sección rectangular; lo último da lugar a mayores momentos flectores en el muro; o también cuando no se considera la participación de los muros transversales que restringen la deformación por flexión del muro en análisis.

En esta etapa, es necesario conocer cómo predecir teóricamente la forma de falla de un muro, aunque, como se ha indicado, a veces esto no es aplicable a todos los casos.

A.1. Predicción teórica del tipo de falla

En la Fig. 7.26 se ilustra la manera cómo obtener la resistencia en el mecanismo de falla por flexión (Q_f) para un muro confinado en voladizo de dos pisos. « Q_f » se define como la fuerza cortante en el primer piso cuando la base del muro plastifica, entrando en fluencia el refuerzo vertical (con área « A_s »).

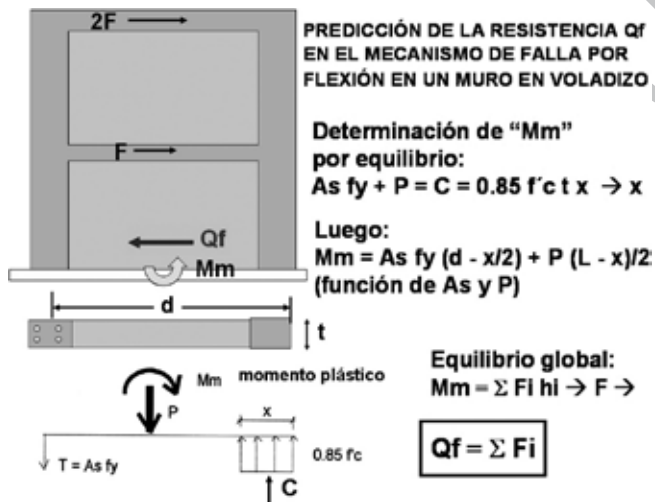


Fig. 7.26. Predicción de la resistencia a flexión.

Para esto se adopta una distribución de fuerzas laterales del tipo triangular, donde la magnitud de las fuerzas en los dos pisos $F_1 = F$ y $F_2 = 2 F$ se desconoce (función de « F »).

Para calcular la longitud de la zona comprimida « X » en la columna, se efectúa equilibrio de cargas verticales en la base. Una vez conocido « X », se calcula por equilibrio de momentos el momento plástico « M_m » (función de A_s y P). Posteriormente se realiza el equilibrio global de momentos y se halla « F ». Una vez calculado « F », por equilibrio global de fuerzas horizontales se determina « Q_f » (para el ejemplo: $Q_f = 3 F$).

Para casos más complicados, donde existen vigas dinteles (Fig. 7.27), el procedimiento para hallar « Q_f » es similar, solo que esta vez debe asumirse que en el mecanismo de falla por flexión, las vigas plastifican (M_v) en su zona de contacto con el muro, ya que fueron diseñadas para un sismo ligeramente mayor (25%) que el moderado. Para simplificar el problema se asume que su punto de inflexión (PI) está localizado al centro de su longitud.



Fig. 7.27. Cálculo de « Q_f » en muros con dinteles.

La resistencia a fuerza cortante del primer piso (V_m) se determina con la fórmula empírica indicada en el Paso 4 del acápite 7.1.2.

De esta manera, teóricamente, si « Q_f » fuese menor que « V_m », entonces la fuerza cortante actuante alcanzará primeramente el valor « Q_f » y el muro debería fallar por flexión. De ocurrir lo contrario, el muro debería fallar por corte.

A.2. Comportamiento del muro en una falla por corte y por flexión

Se tiene la creencia, por lo que se conoce del comportamiento de elementos de concreto armado, que una falla por corte es mucho más peligrosa que una falla por flexión. En realidad, la experiencia indica que ambas fallas son igual de peligrosas si es que no se controlan sus derivaciones. Por ejemplo, una falla por flexión puede derivar en la trituración de los talones del muro con el pandeo del refuerzo vertical, si es que los talones no están adecuadamente confinados. También puede derivar en deslizamiento cizallándose el refuerzo vertical y triturándose completamente la base del muro (Fig. 7.6). Lo indicado ocurrió en un conjunto habitacional chileno compuesto por edificios de 4 y 5 pisos, estructurados totalmente por placas de concreto armado, en el terremoto de 1985 (Fig. 7.28).

En el año 1988 se realizó en Japón el ensayo de carga lateral cíclica de un edificio de 5 pisos a escala natural, estructurado por muros de albañilería armada (Fig. 7.29). Los muros del primer piso fallaron por corte, pero el conjunto tuvo un comportamiento satisfactorio. Solo para derivas mayores que 0.005 (límite máximo especificado por la Norma Sísmica E.030 para estos edificios), se produjo una degradación importante de la resistencia a carga lateral, principalmente porque los talones del muro se trituraron al tener escaso confinamiento.

En el Perú, se han hecho ensayos de carga lateral cíclica en muros de albañilería confinada donde los elementos de confinamiento fueron diseñados para soportar

la carga que produce el agrietamiento diagonal (V_m), El comportamiento inelástico resultó adecuado, incluso para derivas un tanto mayores que 0.005, quedando el muro en un estado reparable (Fig. 7.30).

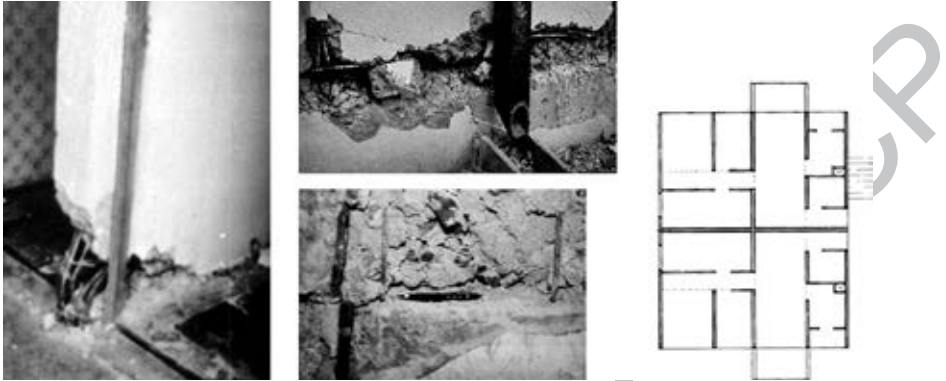


Fig. 7.28. Derivación de la falla por flexión en deslizamiento y trituración de talones.



Fig. 7.29. Edificio de albañilería armada ensayado en Japón.

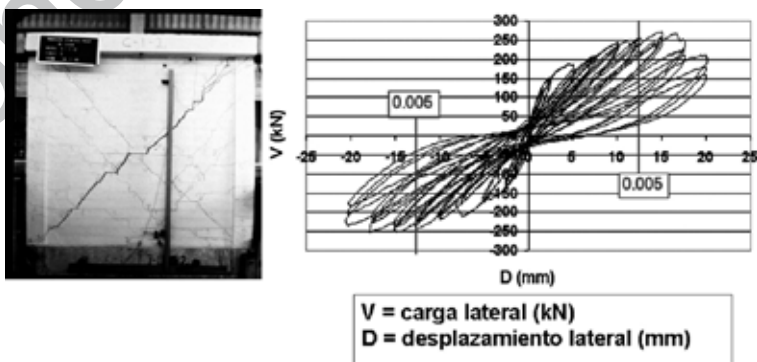


Fig. 7.30. Comportamiento adecuado en una falla por corte.

B. Etapas del diseño estructural

De manera secuencial, se indicará la manera cómo se determina el refuerzo en los confinamientos.

B.1 Amplificación de las fuerzas internas elásticas a condición de rotura

Conforme crece la intensidad del «sismo moderado», las fuerzas internas (M_{ei} , V_{ei}) en todos los pisos también se incrementan, ya que la estructura permanece aún en el rango elástico (Fig. 7.19). Esto se mantiene hasta que cada muro del primer piso se agrieta diagonalmente, es decir cuando la fuerza cortante « V_{e1} » alcanza el nivel de su resistencia al corte « V_{m1} ». Posteriormente, durante el «sismo severo», el cortante en la base se mantiene constante al incurrir el muro en estado plástico, con lo cual ya no ingresará más fuerza sísmica a ese muro y sus fuerzas internas quedarán amplificadas en la relación « V_{m1} / V_{e1} » (Fig. 7.31). Cualquier incremento de aceleración sísmica se traducirá en energía de deformación para el muro agrietado y en una redistribución de cortantes para el resto de muros aún no agrietados, desarrollándose un estado de fallas progresivas hasta que cada muro del piso 1 alcance su resistencia « V_{m1} ».

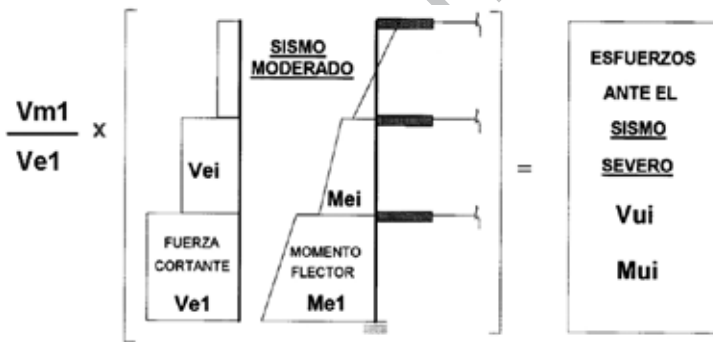


Fig. 7.31. Fuerzas internas en el sismo severo (V_{ui} , M_{ui}).

Por lo indicado, el factor de amplificación V_{m1} / V_{e1} es un valor inherente a cada muro que 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 del «sismo moderado»; mientras que el valor de 3 es el factor de reducción «R» de la norma sismorresistente E.030.

B.2 Verificación del agrietamiento diagonal en los pisos superiores al primero

Los muros de los pisos superiores al primero ($i > 1$) podrían agrietarse diagonalmente durante el sismo severo. Esto ocurre cuando la fuerza cortante última ($V_{ui} = V_{ei} (V_{m1}/V_{e1})$) excede la resistencia correspondiente V_{mi} . Estos casos son poco probables (Fig. 7.32) debido a que por lo general la fuerza cortante actuante es menor

a la existente en el primer piso, y también porque la resistencia al corte de los pisos superiores es mayor que la correspondiente a la del primer piso, por la menor esbeltez ($M_i / (V_i L)$) que tienen los muros de los pisos superiores. La fractura diagonal de los muros superiores ($i > 1$) podría presentarse, por ejemplo, cuando se disminuye la calidad de la albañilería en los pisos superiores, o cuando estos muros tienen menor espesor que los del primer piso, o cuando hay menor cantidad de muros en dichos pisos.

En el sismo severo:

$$V_{ui} = V_{ei} (V_{m1} / V_{e1})$$

Si: $V_{ui} > V_{mi}$ → el muro se agrieta y sus confinamientos deberán diseñarse para soportar V_{mi} , en forma similar que el primer piso.

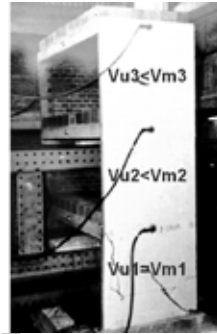


Fig. 7.32. Revisión del agrietamiento diagonal en pisos superiores al primero.

Hasta el momento, el Paso 4 del acápite 7.1.2 y los pasos B.1 y B.2 del acápite 7.1.3 pueden sintetizarse en una Tabla como la 7.1 para cada piso y para cada dirección. En esta tabla se nota que los factores de carga V_{m1} / V_{e1} son distintos para cada muro, pero son iguales para los pisos superiores.

Tabla 7.1 Modelo de cálculos

Tabla 17. Piso 1 - Sismo en Y Y (VE = 144 ton)										
Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (tn-m)	α	Vm (ton)	0.55 Vm (ton)	Vm1/ Ve1	Vu (ton)	Mu (tn-m)
Y1-Y2	2.60	12.91	4.91	21.30	0.60	11.18	6.15	2.28	11.18	48.56
Y3	3.10	21.69	5.99	28.04	0.66	15.76	8.67	2.63	15.76	73.74
Y4	3.10	17.36	6.57	31.57	0.65	14.60	8.03	2.22	14.60	70.08
Y5	3.10	19.02	6.60	20.82	0.98	20.37	11.20	3.00	19.80	62.46
Y6	3.10	15.15	6.29	22.02	0.88	17.85	9.82	2.84	17.85	62.54
Y7	4.13	19.59	8.30	42.36	0.81	22.12	12.16	2.66	22.12	112.68

- Los muros del piso 1 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ($V_e < 0.55 V_m$).
- $\Sigma V_m = 204.00 \text{ ton} > V_E = 144 \text{ ton}$ ($\Sigma V_m = 1.42 V_E < 3 V_E$) → Resistencia global Ok.

Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (tn-m)	α	Vm (ton)	0.55 Vm (ton)	Vm1/Ve1	Vu (ton)	Mu (tn-m)
Y1-Y2	2.60	9.40	3.73	10.64	0.91	14.62	8.04	2.28	8.50	24.26
Y3	3.10	15.96	4.72	14.62	1.00	19.99	11.00	2.63	12.41	38.45
Y4	3.10	12.73	5.81	17.98	1.00	19.25	10.59	2.22	12.90	39.92
Y5(*)	3.10	14.30	7.08	13.91	1.00	19.61	10.79	3.00	21.21	41.73
Y6	3.10	11.08	6.21	14.07	1.00	18.87	10.38	2.84	17.64	39.96
Y7	4.13	14.18	7.72	25.44	1.00	25.00	13.75	2.66	20.53	67.67

- Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ($V_e < 0.55 V_m$).
- Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo severo ($V_u < V_m$), excepto Y5, donde es 8% mayor que V_m . Y5 en el piso 2 deberá diseñarse en forma similar al piso 1.
- $\Sigma V_m = 238.92 \text{ ton} > V_E = 127.6 \text{ ton} \rightarrow$ Resistencia global Ok.

B.3 Determinación de las fuerzas internas en los confinamientos del piso 1

Las fuerzas internas en las columnas de confinamiento son fundamentalmente tres: Tracción (T), Compresión (C) y Cortante (V_c). No existe momento flector porque la columna al estar conectada al muro, no se curva por flexión, incluso después del agrietamiento diagonal (Fig. 7.33).

Por equilibrio de fuerzas horizontales en el nudo, la viga solera trabaja a tracción con una fuerza $T_s = V_c$.

El cálculo de estas fuerzas internas puede hacerse por equilibrio para casos sencillos (Fig. 7.34). Para casos complicados donde el problema es hiperestático, debe recurrirse a la Tabla 11 de la Norma E.070.

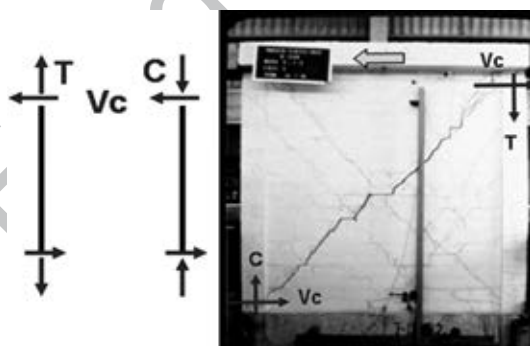


Fig. 7.33. Fuerzas internas en los confinamientos.

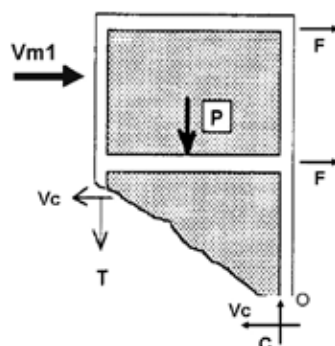


Fig. 7.34. Determinación de T, C y V_c por equilibrio.

La Fig. 7.34 corresponde a un muro en voladizo, en el que se ha supuesto que las fuerzas actuantes en cada nivel son de la misma magnitud ($F = V_{m1} / N$, donde «N» es el número de niveles que tiene el muro) en el instante que el muro se agrieta diagonalmente en su primer piso (con V_{m1}), lo cual es una observación proveniente de experimentos. De esta manera, por equilibrio de fuerzas horizontales puede obtenerse que $V_c = \frac{1}{2} V_{m1}$. Luego, por equilibrio de momentos respecto al punto «O», puede hallarse la tracción «T» y, finalmente, por equilibrio de fuerzas verticales, puede calcularse la compresión $C = T + P$.

Los parámetros que intervienen en las fórmulas mostradas en la Tabla 11 de la Norma E.070 se ilustran en la Fig. 7.35. Para el instante de máximo agrietamiento diagonal de los muros, puede asumirse que las columnas absorben el 100% de la carga vertical, es decir, «Pg» no puede transmitirse a través de las grietas diagonales abiertas, con lo cual: $P_c = P_g / N_c$.

La carga tributaria de gravedad «Pt», acumulada proveniente de la pared transversal a la columna en análisis, puede calcularse como una fracción (en proporción a la longitud) de la carga total existente en la pared transversal. Esta carga trata de contrarrestar la tracción originada por el momento flector (F); es decir, para que exista tracción debe levantarse una fracción de la pared transversal, con lo cual: $T = F - P_c - P_t$. En cambio, cuando el sismo actúe en sentido contrario y esa columna esté en compresión, la carga «Pt» viajará por la pared transversal sin provocar compresión en la columna, es decir: $C = F + P_c$.

TABLA 11 de la Norma E.070
FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} \cdot h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Donde:

$M = M_{u1} - 1/2 V_{m1} \cdot h$ («h» es la altura del primer piso).

$F = M/L =$ fuerza axial en las columnas extremas producidas por «M».

$N_c =$ número de columnas de confinamiento (en muros de un paño $N_c = 2$)

$L_m =$ longitud del paño mayor ó $0.5 L$, lo que sea mayor (en muros de un paño $L_m = L$)

$P_c =$ es la sumatoria de las cargas gravitacionales siguientes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna; y carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria indicada en el Artículo 24.6 de la Norma E.070.

Las fórmulas de la Tabla 11 fueron deducidas mediante modelos de pórticos planos (Fig. 7.36), donde se reemplazó la albañilería no agrietada por bielas que trabajan a tracción y a compresión, mientras que en el piso agrietado, las bielas en tracción fueron eliminadas. Adicionalmente, se dio más importancia a las columnas extremas, para que ellas funcionen como topes que contengan el deslizamiento de las franjas agrietadas de los muros, de modo que estas franjas continuarán aportando resistencia al corte (Fig. 7.37).

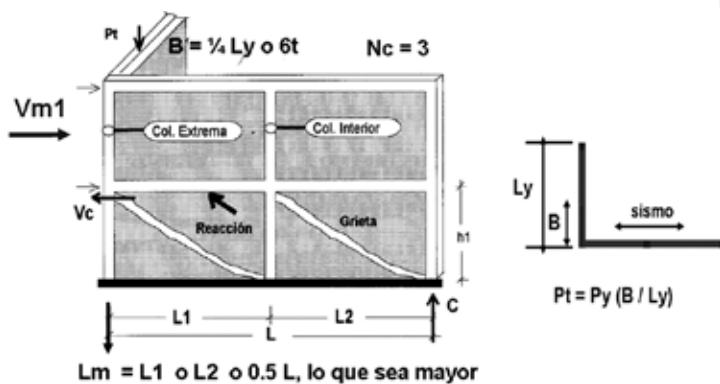


Fig. 7.35. Ilustración de parámetros que intervienen en las fórmulas de la Tabla 11.

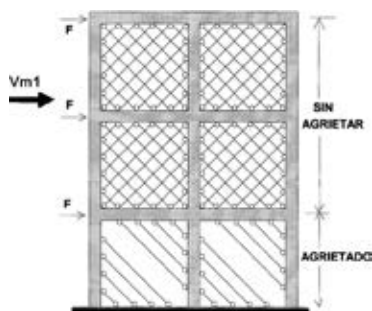


Fig. 7.36. Modelo de pórtico plano que simula a la albañilería mediante bielas.

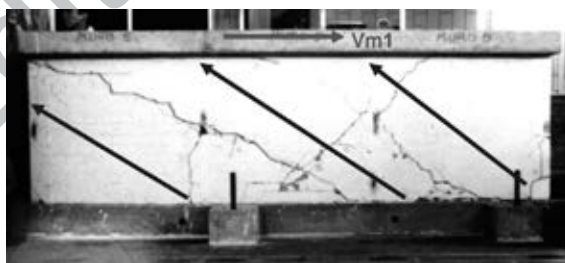


Fig. 7.37. Aporte de las franjas agrietadas en la resistencia a corte.

B.4 Diseño de las columnas y soleras del primer piso

Una vez determinadas las fuerzas internas en las columnas del primer piso, su extremo superior (Fig. 7.38) se diseña a tracción (T) combinada con corte-fricción (V_c), mientras que su base se diseña para resistir el aplastamiento producido por la compresión «C». En el diseño por compresión no se incluye el cortante V_c , porque la compresión eleva la resistencia al cizalle.

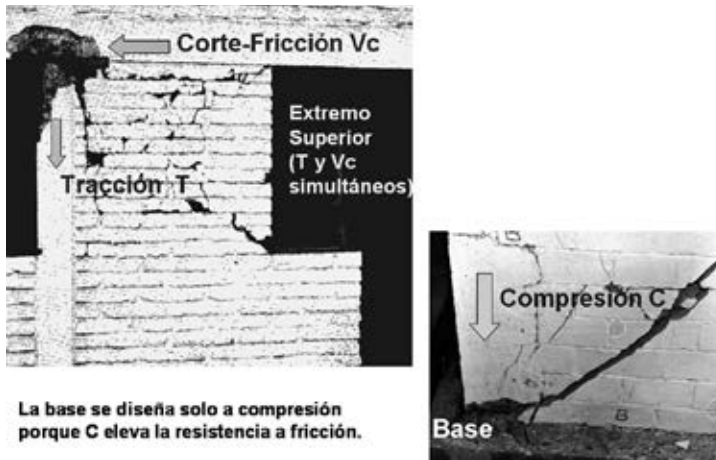


Fig. 7.38. Acciones en los extremos de las columnas.

En la Fig. 7.39, aparecen las fórmulas y los parámetros que se utilizan para el diseño del extremo superior de la columna a tracción combinada con corte-fricción. Debe remarcarse que el coeficiente de fricción μ es igual a 1 solo cuando la conexión solera-columna es rugosa y libre de lechada. También es necesario que en el caso del último techo, el refuerzo vertical ancle en la solera. En los pisos intermedios, el refuerzo vertical debe pasar hacia el piso superior, para que pueda aportar resistencia a cizalle.

a.- DISEÑO POR CORTE-FRICCIÓN y TRACCIÓN COMBINADA

$f'c > 175 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 0.85$ $\mu = 0.8 \text{ o } 1.0$

CONCRETO: $A_{cf} = \frac{Vc}{0.2 f'c \phi} \geq 15 t \dots (cm^2)$

ACERO: $A_{sf} = \frac{Vc}{\phi \mu fy}$ $A_{st} = \frac{T}{\phi fy}$

$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0.1 f'c A_c}{fy} \dots \text{mín } 4 \phi 8 \text{ mm}$

Fig. 7.39. Fórmulas para el diseño del extremo superior de la columna.

En la Fig. 7.40 aparecen las fórmulas y parámetros que se utilizan para el diseño por compresión de la base de la columna. Se entiende que el refuerzo vertical (A_s) ha sido calculado previamente y aporta resistencia a compresión. El factor δ contempla el grado de confinamiento proporcionado por los muros perpendiculares a la columna en análisis. Para determinar el área total de concreto (A_c), debe sumarse al área del núcleo (A_n) el área proporcionada por el recubrimiento. El área de concreto a adoptar debe ser la mayor de las dos áreas obtenidas por aplastamiento o por corte-fricción del paso previo ($A_c > A_{cf}$).

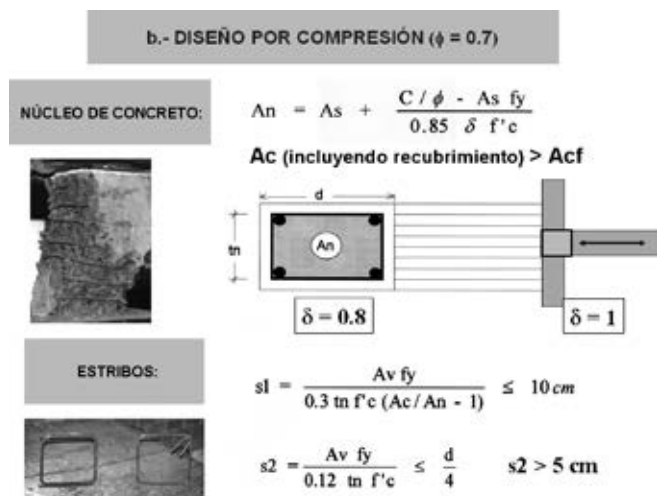


Fig. 7.40. Fórmulas para el diseño de la base de la columna y los estribos de confinamiento.

La Fig. 7.40 también muestra las expresiones para determinar el espaciamiento de los estribos «s» en la zona de confinamiento (Fig. 7.41). La separación «s» debe ser múltiplo de 2.5cm para facilitar el proceso constructivo, no mayor que 10cm ni menor que 5cm. En estas fórmulas, « A_v » corresponde al área de las ramas orientadas en la dirección del muro en análisis (usualmente son dos ramas, aunque podrían agregarse ganchos con dobleces a 180° en sus extremos).

Para el caso que se utilice zunchos rectangulares (Fig. 7.42) en la zona de confinamiento, este debe ser de ¼ de pulgada de diámetro, con pasos a 5cm, empezando y terminando con gancho a 180° doblado sobre las barras verticales. Estos zunchos mejoran el confinamiento del núcleo de la columna y para efectos del diseño por compresión (Fig. 7.40), puede emplearse $\phi = 0.75$.

Especial consideración debe tenerse al definir las dimensiones de las columnas ubicadas en la zona donde las vigas soleras pierden continuidad (por ejemplo, en las esquinas del edificio, Fig. 7.43), ya que el refuerzo longitudinal de la solera debe anclar

en la columna, salvo que se utilicen anclajes mecánicos. El peralte mínimo de la columna de confinamiento cuando la solera pierde continuidad debe ser $d = Ldg + 2 \text{ cm}$.



Fig. 7.41. Confinamiento mínimo a utilizar y zona a confinar.



Fig. 7.42. Zuncho rectangular.

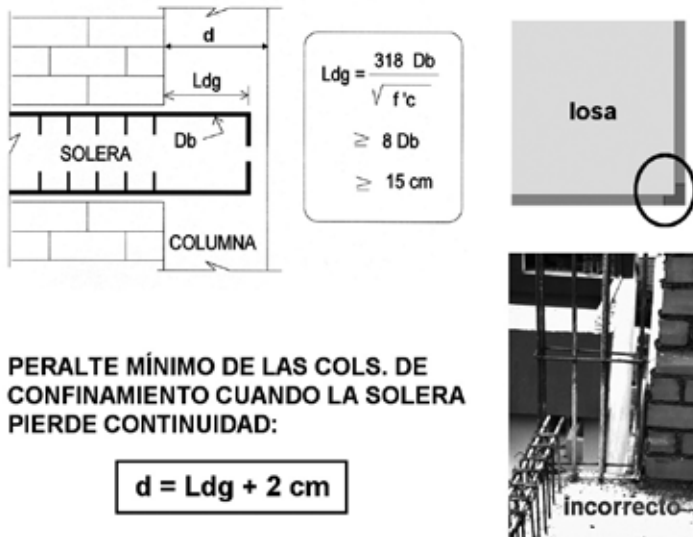


Fig. 7.43. Anclaje del refuerzo longitudinal de la solera.

En las columnas donde se interceptan dos muros perpendicularmente (Fig. 7.44), puede ocurrir, dependiendo del sentido en que actúe el sismo, que las tracciones que provengan de ambos muros (o las compresiones) se sumen, o que un muro le origine tracción y el otro, compresión. Ante esta disyuntiva, la Norma E.070 permite diseñar ambos muros como si fuesen de sección rectangular. El suponer muros de sección rectangular facilita el diseño, obteniéndose resultados conservadores. En estos casos,

es apropiado contemplar el efecto benéfico de la carga tributaria proveniente del muro transversal («P_t» en la Fig. 7.35), cuando reduzca las tracciones («F») originadas por el momento flector sísmico («M»).

El refuerzo que se obtenga en la columna (A_s, estribos y A_c) ubicada en la intersección entre muros transversales, provenientes del diseño independiente de cada muro, no debe sumarse, sino que debe adoptarse el mayor de ellos. Esto se debe a que la Norma Sísmica E.030 permite el análisis sísmico en forma independiente para cada dirección principal del edificio (X e Y), como si el 100% del sismo actuase en X-X con 0% en Y-Y, y viceversa.

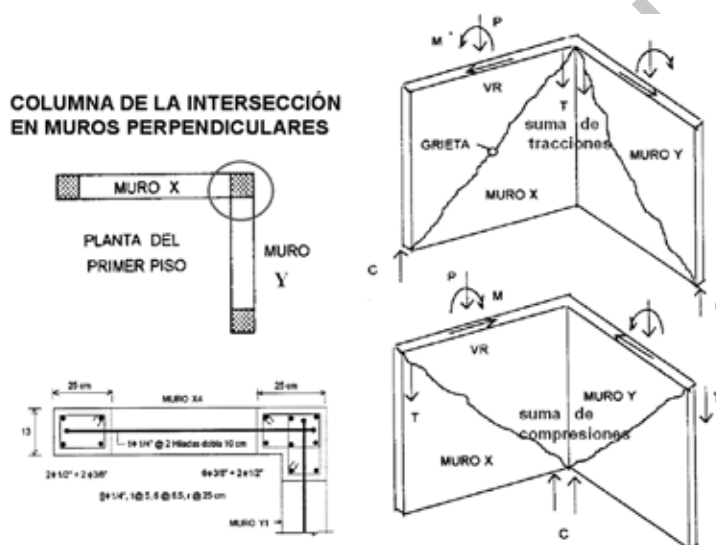


Fig. 7.44. Caso de muros perpendiculares.

Refuerzo horizontal

De acuerdo a la Norma E.070, en los muros confinados debe emplearse una cuantía de refuerzo horizontal igual a 0.001 en el primer piso de los edificios con más de tres pisos. Puesto que este refuerzo se activa después del agrietamiento diagonal, si se demuestra que el comportamiento del muro es elástico ante el sismo severo, no será necesario añadir refuerzo horizontal.

En las edificaciones con menos de tres pisos puede obviarse el empleo de refuerzo horizontal, incluso si el muro se agrietase diagonalmente, salvo que el esfuerzo axial producido por las cargas verticales exceda de $0.05 f' m$. Esto se debe a que los esfuerzos axiales de compresión excesivos generan una reducción sustancial de la ductilidad del muro y de su resistencia inelástica (Fig. 7.45).

La función del refuerzo horizontal es tratar de «coser» la grieta diagonal, para evitar el deterioro de la albañilería, mantener la integridad en la unión albañilería-columna, y atenuar la degradación de resistencia en la etapa inelástica. Este refuerzo debe ser continuo a lo largo de la albañilería y anclado en las columnas de confinamiento (Fig. 4.31).

La cuantía de refuerzo horizontal que especifica la Norma E.070 (0.001) es un valor nominal, ya que experimentalmente (Fig. 7.45) se ha comprobado que cuantías superiores no incrementan significativamente la resistencia a fuerza cortante en los muros confinados, sino tan solo incrementan su capacidad de deformación inelástica (ductilidad).

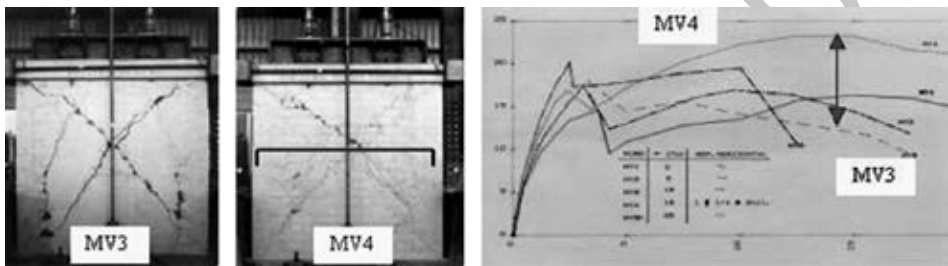


Fig. 7.45. Ensayo de carga lateral cíclica. El muro MV3 carece de refuerzo horizontal, mientras que MV4 tiene una cuantía de 0.001. Ambos muros están sujetos a un esfuerzo axial de $0.09f'_{cm}$, mayor que $0.05f'_{cm}$ y menor que $0.15f'_{cm}$.

Soleras del primer piso

Las vigas soleras se diseñan a tracción, para soportar una carga igual a «Ts». No necesitan diseñarse a fuerza cortante, debido a que los pisos superiores proporcionan una gran área de corte vertical. Tampoco se diseñan a flexión, porque al estar integrada a la albañilería siguen su deformada (sección plana). Por ello, la sección transversal de la solera debe ser la adecuada para alojar el refuerzo longitudinal (Fig. 7.41). Sin embargo, por la concentración de esfuerzos que produce la albañilería al trabajar como puntal (Fig. 7.37), es necesario agregar estribos mínimos en los extremos de la solera (\square 6mm, 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25cm), evitando la congestión de refuerzo en los nudos causante de posibles cangrejas. El refuerzo de las soleras del primer piso se obtiene aplicando las fórmulas (27.3b):

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L}; \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f'_c A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8mm) \quad (27.3b)$$

donde: $\phi = 0,9$

A_{cs} = área de la sección transversal de la solera

L_m = longitud del paño mayor (Fig. 7.35)

B.5. Diseño de los pisos superiores no agrietados

En los muros de los pisos superiores no agrietados por corte ($V_u < V_m$), no se requiere colocar refuerzo horizontal, ya que este refuerzo se activa después que el muro se agrieta diagonalmente. Tampoco se requiere diseñar las columnas interiores, ya que están integradas a la albañilería no agrietada y presentan bajas tracciones y compresiones, excepto cuando actúan como arriostres ante acciones perpendiculares al plano del muro (acápite 7.3).

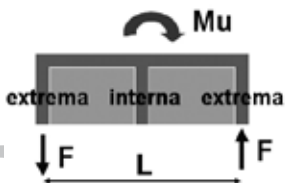
Adicionalmente, no se requiere que las columnas se diseñen por corte-fricción, ya que la albañilería no agrietada absorbe el 100% de la fuerza cortante. También, es suficiente con emplear estribos mínimos (\square 6mm, 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25cm) en las columnas y soleras, ya que al no agrietarse la albañilería, colabora proporcionando área de compresión.

En estos pisos, solo se requiere diseñar las columnas extremas para soportar las tracciones y compresiones originadas por el momento flector último ($M_u = M_e (V_m1/V_e1)$); las vigas soleras se diseñan de acuerdo al procedimiento indicado en la Fig. 7.46, donde los parámetros son similares a los indicados en el diseño del primer piso.

DISEÑO DE LOS PISOS SUPERIORES NO AGRIETADOS

$$V_u < V_m$$

$$M_u = M_e V_m1/V_e1$$



La albañilería absorbe el corte-fricción.

• COLUMNAS EXTREMAS

Diseño por Tracción

$$F = \frac{M_u}{L} \quad P_c = \frac{P_g}{N_c} \quad T = F - P_c - P_t > 0$$

$$A_s = \frac{T}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f'_c A_c}{f_y} \quad \min 4 \phi 8 \text{ mm} \quad \phi = 0.9$$

Diseño por Compresión (usar estribos mínimos)

$$C = P_c + F$$

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0.85 \delta f'_c} \quad \phi = 0.7$$

• COLUMNAS INTERNAS: USAR REFUERZO MÍNIMO (solidarias con la albañilería no agrietada)

• SOLERAS (diseño por tracción $\phi = 0.9$)

$$T_s = V_u \frac{L_m}{2L} \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f'_c A_c s}{f_y} \quad \dots (\text{mínimo } 4 \phi 8 \text{ mm})$$

Fig. 7.46. Diseño de confinamientos en los pisos no agrietados.

Los criterios de diseño para las columnas extremas y para la viga solera, explicados para los muros agrietados del primer piso, también se aplican para los muros de los pisos superiores. Así, debe contemplarse la carga tributaria acumulada proveniente

de los muros transversales «Pt» en la reducción de la tracción existente en la columna (Fig. 7.35); para las columnas ubicadas en la intercepción de 2 muros perpendiculares (Fig. 7.44), cada muro puede diseñarse independientemente como si fuesen de sección rectangular, contemplando la carga «Pt» y colocando en esa columna el mayor de los refuerzos (As y Ac) calculados. Por ejemplo:

Muro X:	As = 4.28cm ²	Ac = 305cm ²
Muro Y:	As = 3.12cm ²	Ac = 410cm ²

Usar:	As = 4.28cm ²	Ac = 410cm ²

7.1.4 Diseño de muros de albañilería armada

A. Consideraciones generales

En la albañilería armada puede emplearse refuerzo horizontal continuo e importante (Fig. 7.47), capaz de proporcionar una resistencia al corte por encima de la de flexión (ver el acápite 7.1.3.A.1). Por este hecho, la Norma E.070 acepta que ante la acción de los sismos severos, se presente una falla por flexión en el primer piso de estas edificaciones.

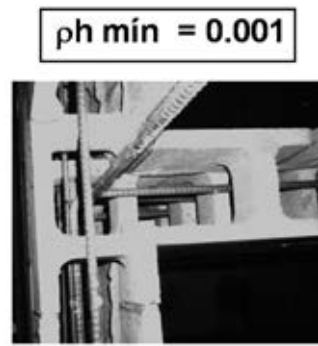
Sin embargo, en previsión de que la albañilería se agriete diagonalmente (Fig. 7.48), la Norma E.070 especifica que el refuerzo horizontal debe ser capaz de soportar por lo menos la carga de agrietamiento «Vm» y tener una cuantía no menor que 0.001.



Fig. 7.47. Refuerzo horizontal en un muro armado.



Fig. 7.48. Agrietamiento diagonal y refuerzo horizontal mínimo.



Asimismo, para evitar la falla por deslizamiento (Fig. 7.49) debe emplearse refuerzo vertical en la parte interna del muro, espaciado a no más de 45cm, en una cuantía nominal de 0.001 (ver el acápite 7.1.1.A). Además, para controlar las fisuras de tracción por flexión, debe emplearse refuerzo vertical mínimo en las celdas extremas del muro, consistente en 2 varillas de 3/8", al igual que en la intercepción

de muros transversales (2 varillas de 3/8" en cada muro, total 3 varillas) y en el borde de aberturas (vanos de puertas y ventanas).

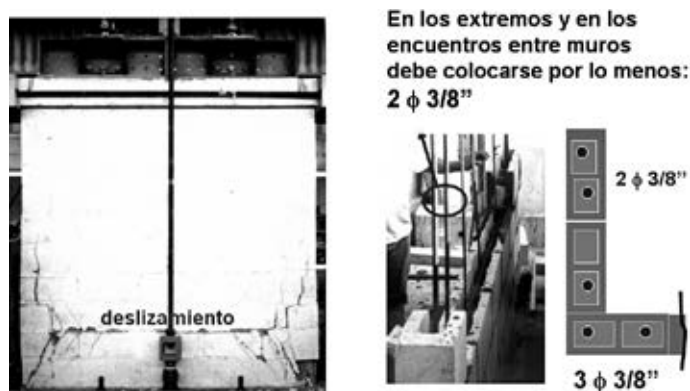


Fig. 7.49. Falla por deslizamiento y refuerzo vertical mínimo en los extremos.

En la medida que sea posible, debe evitarse el traslape del refuerzo vertical en el primer piso, más aún cuando el traslape se realiza en la misma sección transversal, ya que allí ocurren las mayores fuerzas internas causadas por el sismo y se formará la rótula plástica durante los sismos severos. Una alternativa para emplear refuerzo vertical continuo y facilitar la construcción consiste en recortar los bloques del primer piso en forma de «H» (Fig. 7.50). En caso contrario, la Norma E.070 especifica el uso de refuerzo traslapado en forma alternada, en longitudes de 90 y 60 veces el diámetro de la barra, adicionando espigas de 3/8" en la conexión con la cimentación en todas aquellas celdas que no contengan refuerzo vertical (Fig. 7.51).

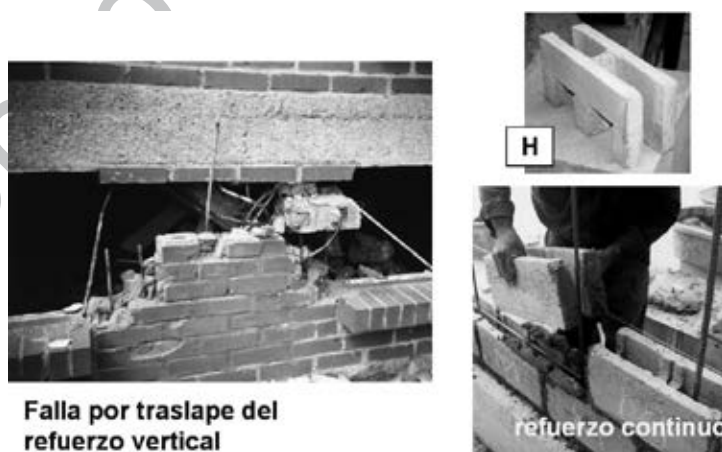


Fig. 7.50. Falla por traslape y bloque «H».

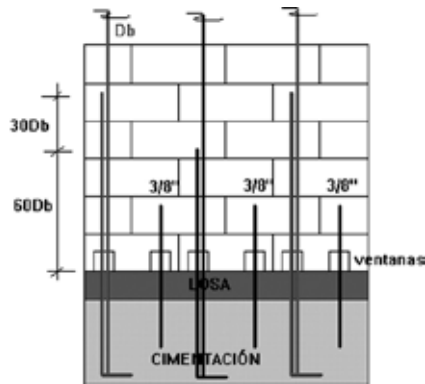


Fig. 7.51. Traslapes alternados y espigas adicionales.

Las celdas vacías de la albañilería armada parcialmente rellena terminan triturándose durante los terremotos (Fig. 7.52). Debido a esto, la Norma E.070 obliga a que en los edificios de 3 o más pisos, ubicados en las zonas sísmicas 2 ó 3 (mediana y alta sismicidad), las celdas de los bloques en los dos primeros pisos deben estar completamente rellenos con grout. En los pisos superiores, se permite el uso de albañilería parcialmente rellena, siempre y cuando se demuestre que la fuerza cortante actuante asociada al mecanismo de falla por flexión, sea inferior al 50% de la resistencia al corte «Vm». En este caso, en el análisis deberá descontarse las celdas vacías en el cálculo del momento de inercia y del área de la sección transversal.

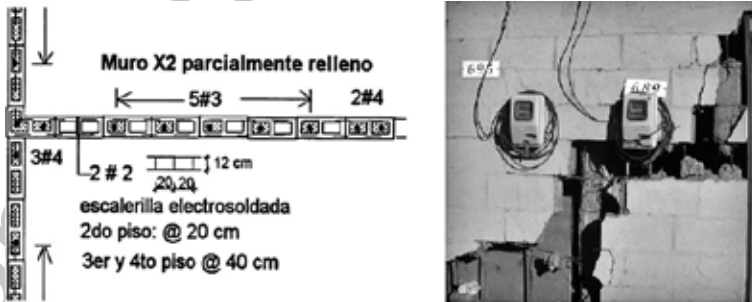


Fig. 7.52. Trituración de celdas vacías en la albañilería parcialmente rellena.

B. Etapas del diseño estructural

Secuencialmente, se indicará cómo se determina el refuerzo en los muros de albañilería armada. El procedimiento es muy parecido al que se aplica en el diseño de las placas de concreto armado.

B.1. Amplificación de las fuerzas internas elásticas a condición última

Las fuerzas internas provenientes del análisis estructural ante la acción del sismo moderado (M_e , V_e) se amplifican por un factor de carga igual a 1.25, para así obtener las fuerzas internas en condición última (M_u , V_u , Fig. 7.53). Este factor es inferior a 2 (relación de fuerzas del sismo severo con las del sismo moderado), con el objeto de forzar a que los muros fallen por flexión. Esto no quiere decir que durante el sismo severo el muro colapse por flexión, debido a que hay una serie de factores que crean sobre resistencia a flexión, tales como: 1) el ingreso del refuerzo a su zona de endurecimiento, donde puede incrementar su resistencia hasta 1.5 veces más que el valor de fluencia; 2) el uso del factor de reducción de resistencia ϕ que es del orden de 0.7; 3) la interacción losa-muro que reduce el momento flector M ; 4) el giro de la cimentación que reduce M ; etc. Todos estos factores producen una sobre resistencia a flexión que es mayor que 2.

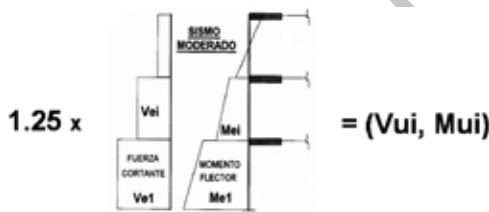


Fig. 7.53. Obtención de las fuerzas de sección últimas (V_u , M_u).

B.2. Verificación de la compresión por flexión en los bordes libres

Un borde libre es aquel donde no existen muros transversales al que está en análisis. Este borde puede triturarse cuando el esfuerzo de compresión causado por la carga axial P_u y el momento flector (M_u) es excesivo. El cálculo del esfuerzo de compresión por flexión (σ_u en la Fig. 7.54A) se hace trabajando con la fórmula de flexión compuesta. Esta fórmula se aplica sobre la sección bruta, donde se contempla el ancho efectivo («B» en la Fig. 7.54) de los muros transversales, en caso existan. En la evaluación de σ_u debe emplearse la máxima carga axial posible, amplificada por 1.25, incluyendo el 100% de sobrecarga (P_L) y la carga tributaria « P_t » del muro transversal.

Toda aquella zona, en longitud y en altura (Fig. 7.54B), donde σ_u sea mayor que el 30% de la resistencia característica a compresión axial de las pilas de albañilería (f'_m), debe ser confinada con los dispositivos indicados en la Fig. 7.55. Solo cuando se use plancha o malla electrosoldada, el refuerzo vertical extremo deberá tener un diámetro « D_b » mayor que $s/13$, donde « s » es el espaciamiento vertical entre las planchas o mallas, a fin de evitar su falla por pandeo (Fig. 7.56). Por ejemplo, para el caso que se use bloques de concreto vibrado, donde « s » es 20cm, la barra vertical extrema deberá tener un diámetro $D_b > 20/13 = 1.54$ cm, es decir, por lo menos 5/8" (diámetro = 1.6cm).

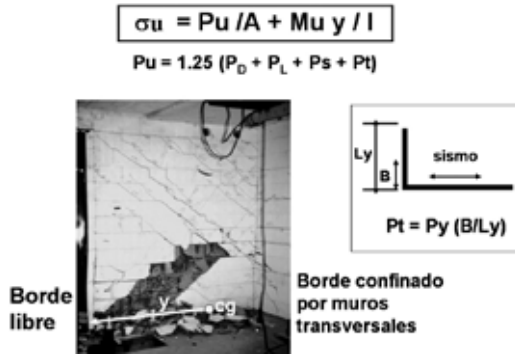


Fig. 7.54A. Evaluación de σ_u en el borde libre.

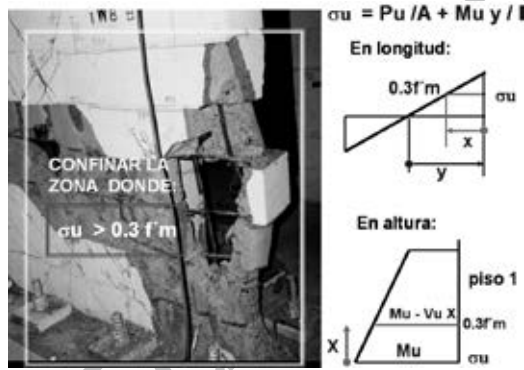


Fig. 7.54B. Zona a confinar.

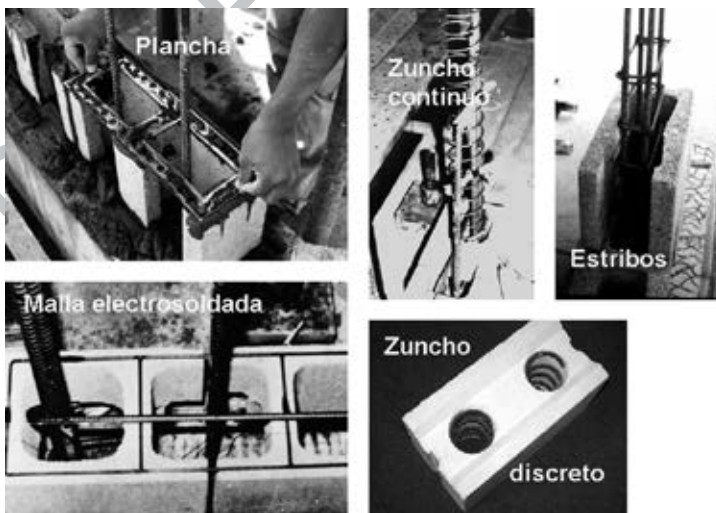


Fig. 7.55. Dispositivos para el confinamiento.



Fig. 7.56. Pandeo extrema en barra de poco diámetro.

B.3. Cálculo del factor de reducción de resistencia ϕ

Para calcular el refuerzo vertical por flexión a concentrar en los extremos del muro, se utiliza el siguiente factor de reducción de resistencia ϕ (Fig. 7.57):

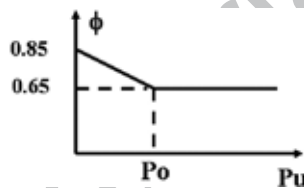


Fig. 7.57. Factor ϕ .

$$\phi = 0.85 - 0.2 P_u / P_o$$

$$0.65 \leq \phi \leq 0.85$$

Donde:

$$P_o = 0.1 f'_m t L$$

$$P_u = 0.9 P_g \text{ (mínima carga axial posible)}$$

t = espesor efectivo del muro

L = longitud total del muro

f'_m = resistencia a compresión axial de las pilas

B.4 Cálculo del refuerzo vertical a concentrar en los extremos del muro

El refuerzo a colocar en los extremos del muro, en cualquiera de los pisos, deberá ser suficiente como para absorber la acción del momento flector último «Mu». La cuantía mínima de refuerzo vertical (0.001) a colocar en la parte interna del muro no participa en este cálculo, porque su función es absorber el corte-cizalle que se presenta en simultáneo con «Mu».

En esta etapa, para determinar el refuerzo vertical requerido, debe trabajarse con la menor de las cargas verticales: $P_u = 0.9 P_g$, con la cual se determina « ϕ » (Fig. 7.57).

La Norma E.070 especifica dos maneras de trabajar: 1) utilizando una fórmula aproximada válida para secciones rectangulares; y 2) elaborando el diagrama de interacción nominal M_n-P_n .

Procedimiento 1: Fórmula aproximada válida para sección rectangular

La fórmula para determinar la capacidad resistente a flexión « M_n » de una sección rectangular, y el procedimiento para determinar el área de acero (A_s) a concentrar en las celdas extremas del muro, aparecen en la Fig. 7.58.

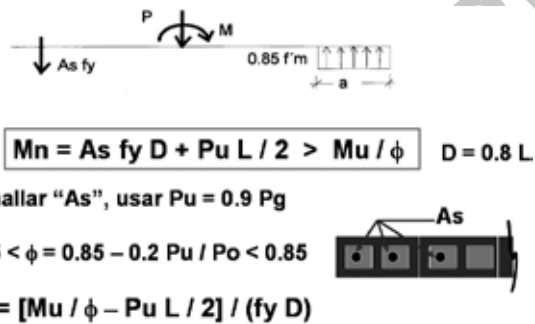


Fig. 7.58. Fórmula para hallar « M_n » en sección rectangular.

Después de determinar las varillas a colocar en los extremos (A_s), se calcula (solo para el primer piso a plastificar), su máxima capacidad resistente a flexión « $M_{n1} = A_s f_y D + P_u L/2$ », para lo cual se utiliza la mayor carga axial posible: $P_u = 1.25 (P_D + P_L + P_S)$, donde P_L incluye el 100% de sobrecarga.

En caso existan muros transversales en los extremos del muro en análisis, para determinar « A_s », se trabaja con el ancho efectivo contabilizando la mínima carga tributaria « $0.9P_t$ » proveniente del muro transversal. Esta carga contrarresta la tracción (T) generada por el momento flector. El procedimiento que se sugiere utilizar es el siguiente (Fig. 7.59):

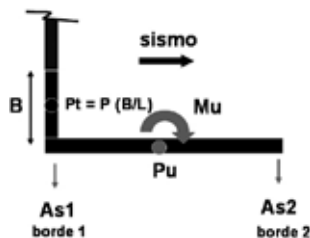


Fig. 7.59. Caso de muros transversales.

Si se denomina T a la fuerza en tracción, donde $T = A_s f_y$ para el muro de sección rectangular, se tiene:

$$M_n = T D + P_u L/2 \geq M_u / \phi$$

De donde se puede obtener: $T = [M_u / \phi - P_u L/2] / D$

Luego: en el borde 1: $A_{s1} = [T - 0.9 P_t] / f_y \dots$ (como mínimo usar 3 varillas de 3/8", Fig. 7.49)

en el borde 2: $A_{s2} = T / f_y \dots$ (como mínimo usar 2 varillas de 3/8")

Un procedimiento indicado en la Norma E.070 para calcular « A_{s1} » en el borde 1 de la Fig. 7.59, consiste en reducir al momento flector « M_u » la cantidad $0.9 P_g e$, donde « e » es la excentricidad de la carga « P_t », debiéndose agregar la cantidad $0.9 P_t$ a « P_u ». En cambio, cuando el sismo actúa en sentido contrario, la carga P_t baja por la zona comprimida del muro en análisis, y para hallar « A_{s2} » en el borde 2, no se considera a « P_t ».

El muro transversal (muro Y en la Fig. 7.60) se diseña siguiendo el procedimiento explicado para el muro «X». En la zona de intercepción, se coloca el mayor de los refuerzos proveniente del diseño de los muros X o Y. Estos refuerzos no se suman, dado que la Norma Sísmica E.030 permite analizar el edificio como si el 100% del sismo actuase en «X» y cero en «Y», y viceversa.

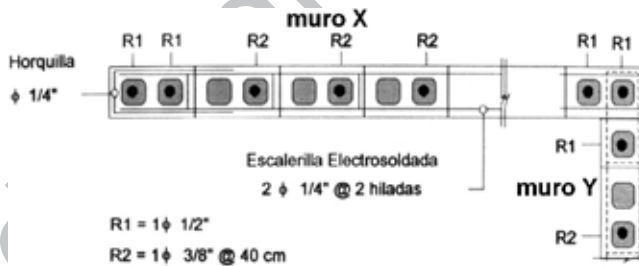


Fig. 7.60. Caso de muros perpendiculares.

Procedimiento 2: Diagrama de interacción nominal M_n-P_n

Este procedimiento es válido para todo tipo de sección transversal. Se debe remarcar que el refuerzo vertical ubicado en la parte interna del muro (cuantía mínima de 0.001), no participa en la elaboración del diagrama de interacción y que los muros transversales se contabilizan tan solo en sus anchos tributarios.

El procedimiento que se sigue es muy similar al que se utiliza en el diseño de las placas de concreto armado, excepto que se cambia el valor de la resistencia « f'_c » por « f'_m » y se utiliza una deformación unitaria de rotura en compresión para la albañilería

$\epsilon_m = 0.0025$ (0.0055 cuando el borde está confinado con los elementos mostrados en la Fig. 7.55), en vez de la deformación empleada en concreto armado, $\epsilon_c = 0.003$.

Este procedimiento se muestra en la Fig. 7.61. Para obtener un punto (M_n , P_n) del diagrama, se asume que el borde extremo comprimido alcanza su máxima deformación unitaria ϵ_m . Luego, se proporciona una posición del eje neutro «c» y se asume que la sección es plana antes y después de aplicarse la solicitación. Así, quedan definidas las deformaciones unitarias de los refuerzos verticales ϵ_s , con lo cual es posible hallar la fuerza (tracción o compresión) con que trabaja cada varilla ($A_s f_s$). La zona comprimida de la albañilería, puede asumirse que presenta un esfuerzo uniforme de $0.85 f'_m$ en una longitud $a = 0.85c$. Luego por equilibrio de fuerzas verticales puede hallarse la carga nominal « P_n » y por equilibrio de momentos, se calcula el momento nominal « M_n ». Para hallar otro punto del diagrama, se proporciona otra posición del eje neutro «c» y se repite el proceso.

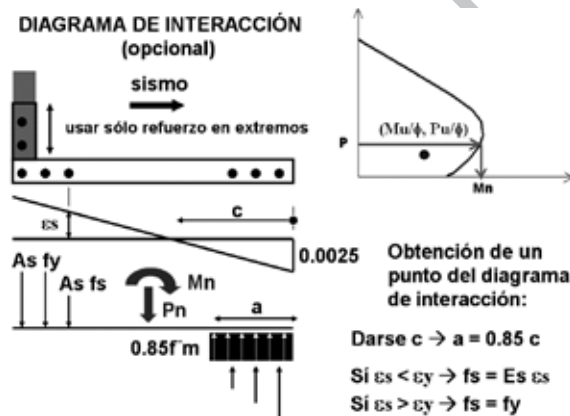


Fig. 7.61. Elaboración del diagrama de interacción.

Los valores asociados a la solicitación actuante (M_u/ϕ , P_u/ϕ , ver ϕ en la Fig. 7.57) proporcionan un punto que deberá estar contenido dentro del diagrama. De otro modo, habrá que incrementar el refuerzo y elaborar otro diagrama.

Solo para el primer piso, lugar donde se formaría la rótula plástica ante el sismo severo, debe calcularse la máxima resistencia a flexión M_{n1} que presenta la sección transversal. Para ello, se calcula la máxima carga axial posible $P_{n1} = 1.25 (P_D + P_L + P_S) / \phi$, donde P_L incluye al 100% de sobrecarga, y con este valor de P_{n1} , se ingresa al diagrama de interacción (Fig. 7.61) y se determina M_{n1} .

B.5 Cálculo del refuerzo horizontal

El refuerzo horizontal correspondiente al muro en análisis en cualquier piso se diseña para absorber la fuerza cortante asociada al mecanismo de falla por flexión formado

en el primer piso. Cuando se rotula plásticamente el primer piso, el momento flector se incrementa de «Mu1» a «Mn1» (Fig. 7.62), de esta manera la fuerza cortante (Vu) en cualquier piso se amplificará al valor $Vuf = Vu (Mn1/Mu1)$. En la Norma E.070 este valor se amplifica adicionalmente por 1.25, para contemplar el ingreso del refuerzo vertical desde la fluencia hacia su zona de endurecimiento durante el sismo severo.

En el primer piso, la fuerza cortante «Vuf» no deberá ser menor que la carga de agrietamiento diagonal «Vm1» ante la posibilidad de que el muro falle por corte. El cálculo del refuerzo horizontal se hace utilizando las expresiones indicadas en la Fig. 7.62, donde «s» es el espaciamiento entre las varillas horizontales. Este valor debe ser múltiplo de 20cm para el caso en que se utilice bloques de concreto o de arcilla, y múltiplo de 15cm cuando se use bloques sílico-calcáreos.

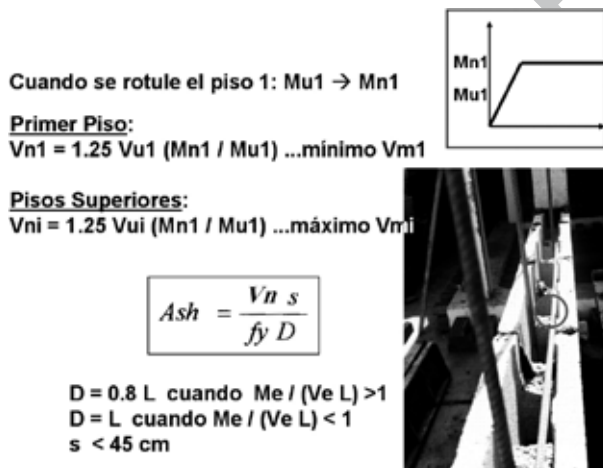


Fig. 7.62. Diseño del refuerzo horizontal.

B.6 Diseño de la solera

La viga solera se diseña para soportar la tracción (T):

$T = Vuf h / L \leq Vuf$, donde «h» es la altura del piso y «L» es la longitud del muro.

El refuerzo longitudinal «As» de la viga solera se calcula con:

$$As = T / (1.5 fy) \geq 0.1 f'c Acs / fy,$$

Donde «Acs» es el área de concreto de la sección transversal de la solera.

El estribaje en cualquiera de los pisos es mínimo ($\square \frac{1}{4}$, 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25cm). En vista que se ha supuesto que el muro fallará por flexión, no se requiere

utilizar una canastilla de estribos que confine al concreto en la solera. Por ello, el refuerzo de la solera puede ir dispuesto en un plano horizontal, usando ganchos con dobleces a 180° como estribos.

7.2 DISEÑO POR ACCIONES PERPENDICULARES AL PLANO DEL MURO

7.2.1 Introducción

En este acápite se presenta los principales fundamentos e hipótesis de la Norma E.070 en lo relacionado al diseño estructural por acciones perpendiculares al plano de los muros de albañilería portante o no portante.

A.1 Hipótesis de diseño y esfuerzos admisibles en la albañilería

A.1.1 Muros portantes

Para el caso de muros portantes (confinados o armados), se trata de evitar la formación de fisuras producidas por cargas sísmicas perpendiculares al plano del muro, porque ellas debilitarían a la albañilería cuando esté sujeta en simultáneo a acciones coplanares (acápite 7.1). Por esta razón, los esfuerzos internos en la albañilería deben ser evaluados utilizando métodos elásticos y los esfuerzos actuantes deberán ser menores que los esfuerzos admisibles, los cuales presentan factores de seguridad del orden de $R = 3$. Por ejemplo, la resistencia de la albañilería simple al instante en que se forma la primera fisura visible de tracción por flexión, es del orden de 5kg/cm^2 ; y de 10kg/cm^2 para la armada rellena con grout, mientras que los esfuerzos admisibles a tracción por flexión son: 1.5kg/cm^2 y 3kg/cm^2 , respectivamente.

A.1.2 Muros no portantes

Para el caso de la albañilería no portante (cercos, tabiques y parapetos), queda a criterio del ingeniero estructural emplear criterios elásticos o de rotura para el diseño de la albañilería. Este tipo de muro, por su poca masa y alta resistencia al corte en su plano, prácticamente no trabaja ante acciones sísmicas coplanares (Fig. 7.1).

Por ejemplo, podría emplearse el método de líneas de rotura para calcular las fuerzas internas en la albañilería. Sin embargo, en este libro se ha decidido aplicar métodos elásticos de diseño para el caso de la albañilería simple (sin refuerzo interno) y de rotura para la albañilería armada. En este último caso, el refuerzo es imprescindible para absorber los efectos de contracción de secado del grout o cambios de temperatura. Por tanto, al existir refuerzo, este puede ser aprovechado para soportar las acciones sísmicas perpendiculares, aparte que este refuerzo integra a los bloques después de haberse fisurado la albañilería.

A.2 Carga sísmica

La carga sísmica perpendicular al plano del muro (portante o no portante) en condición de rotura ante sismos severos, es proporcionada por la Norma Sísmica E.030, a través de la expresión: $V = Z U C1 P$. Sin embargo, para efectos de diseño elástico, esta carga fue dividida por un factor de 1.25 en la Norma E.070, quedando la expresión:

$$w = 0.8 Z U C1 \gamma t \quad (w \text{ en unidades de fuerza por unidad de área, como } \text{kg/m}^2)$$

Donde:

Z es el factor de zona sísmica (por ejemplo, en la Zona 3, Costa $\rightarrow Z = 0.4$).

U es el factor de uso o importancia (por ejemplo, para un cerco de colegio $\rightarrow U = 1.5$).

$C1$ es el coeficiente sísmico que depende de la función y ubicación del muro:

- Cercos $\rightarrow C1 = 0.6$
- Parapetos y tabiques externos que se pueden precipitar $\rightarrow C1 = 1.3$
- Muros portantes y tabiques internos $\rightarrow C1 = 0.9$. Se entiende que el muro portante está de alguna manera arriostrado por la losa, por lo que no interesa su ubicación.

γ es el peso volumétrico de la albañilería:

- Ladrillos de arcilla o sílico calcáreo $\rightarrow \gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$
- Ladrillos de concreto, tarrajeo y albañilería parcialmente rellena $\rightarrow \gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$
- Albañilería armada totalmente rellena con grout $\rightarrow \gamma = 2300 \text{ kg/m}^3$

Para efectos de calcular la carga «w», debe incluirse el peso del tarrajeo en caso exista. Para efectos de diseño, debe emplearse el espesor efectivo del muro, salvo que el tarrajeo se aplique sobre una malla que esté adecuadamente conectada a la albañilería.

A.3 Arriostres

Ante cargas sísmicas perpendiculares al plano («w»), la albañilería de muros portantes o no portantes trabaja como una losa simplemente apoyada sobre sus arriostres (o amarres), ubicados usualmente en los bordes.

Para el caso de la albañilería confinada (Fig. 7.63), los elementos de confinamiento trabajan como elementos de arriostre de la albañilería, al igual que las losas de techo. Para la albañilería armada, podrían construirse columnas con los mismos bloques (Fig. 7.63); sin embargo, muchas veces las exigencias de arquitectura no permiten esta solución por la protuberancia que tendría la pared, por lo que generalmente los arriostres están compuestos por las losas de techo y los muros transversales debidamente conectados al muro en análisis (conexión dentada y refuerzo horizontal).

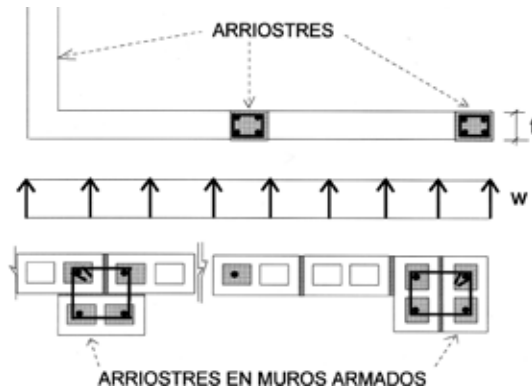


Fig. 7.63. Arriostres en muros confinados y armados.

Para la albañilería no portante, el uso de columnas de albañilería simple (mochetas), o de concreto no reforzado, o la simple conexión dentada entre muros transversales, no constituyen elementos de arrioste suficientes (Fig. 7.64). En el caso de tabiques, una manera de amarrarlos a la estructura principal, para evitar su volcamiento ante acciones transversales, puede ser mediante mallas de alambre que estén adecuadamente conectadas al muro o mediante columnetas (Fig. 7.65).

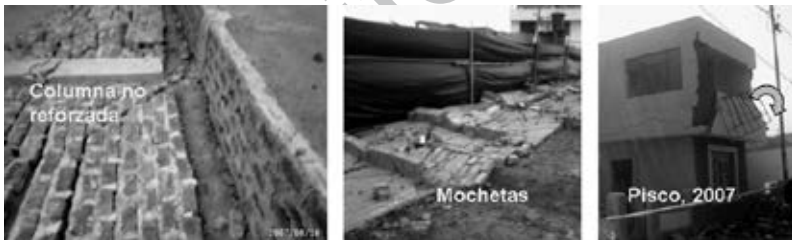


Fig. 7.64. Arriostres inadecuados.

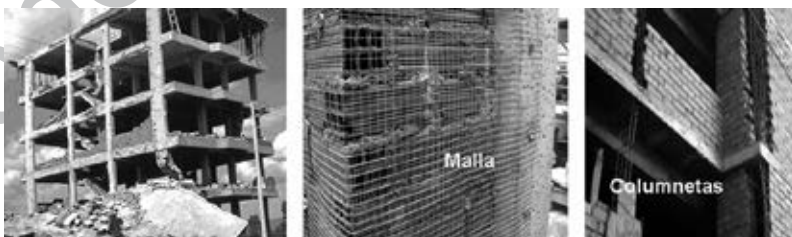


Fig. 7.65. Arriostres adecuados (malla y columneta) para tabiques.

Es necesario mencionar que la albañilería simple (no reforzada internamente) presenta poca resistencia al punzonamiento. Por ejemplo, empujes causados por la

losa de descanso de una escalera apoyada sobre el muro (Fig. 7.66) deberán ser absorbidos por columnetas colocadas en los bordes del descanso. En el caso de muros armados, este empuje debe ser absorbido por el refuerzo vertical y horizontal.

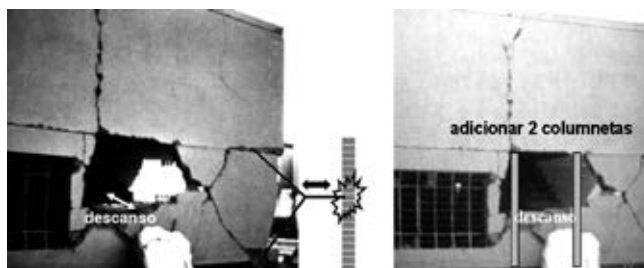


Fig. 7.66. Falla por punzonamiento en la albañilería simple.

También es necesario precisar que cuando se aísla el tabique de la estructura principal, los elementos que sujetan al tabique, tales como perfiles metálicos angulares (Fig. 7.67), o columnetas, deben ser diseñados como para transmitir la fuerza sísmica desde la albañilería hacia el pórtico (reacción «R» en la Fig. 7.67), de otro modo, tanto el tabique como sus arriostres podrían colapsar (Fig. 7.68).

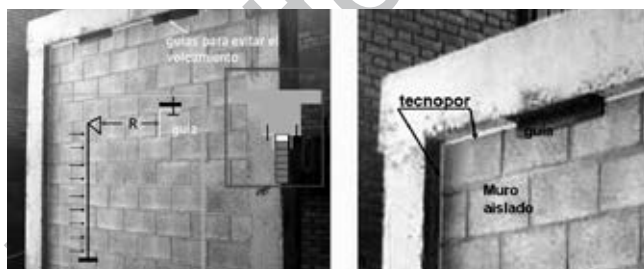


Fig. 7.67. Arriostre de un tabique aislado.



Fig. 7.68. Colapso de un tabique aislado con refuerzo vertical de la columneta anclado superficialmente en el recubrimiento de la viga de apoyo. Sismo de Pisco, 2007. Ver el proceso correcto de anclaje en la Fig. 5.38.

7.2.2 Diseño de arriostres

La carga «w» actuante en la dirección perpendicular al plano de la albañilería (de muros portantes o no portantes) se transmite hacia los arriostres en proporción a su área tributaria, lo que se evalúa siguiendo la regla del sobre (Fig. 7.69). A esta carga se agrega el efecto del peso propio, que para el caso de arriostres de concreto armado, es una carga uniforme:

$w_1 = 0.8 Z U C_1 \gamma_c A_c$, donde $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ y A_c es el área de la sección transversal del arriostre (columna o viga).

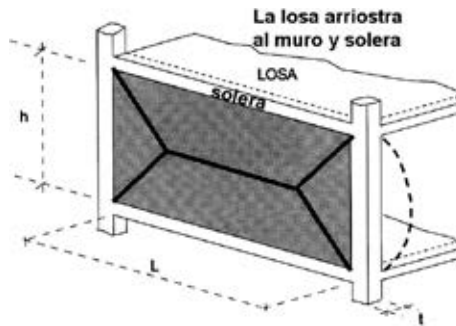


Fig. 7.69. Transmisión de la carga sísmica hacia los arriostres.

A. Arriostres para muros portantes

Solamente necesitan diseñarse aquellos arriostres que se deforman por flexión. Por ejemplo, en la Fig. 7.69 se muestra un muro portante de albañilería confinada donde la solera está integrada a la losa, como la losa prácticamente no se deforma para acciones coplanares (diafragma rígido), entonces la solera no trabajará ante esta acción. Lo propio ocurre con una columna de confinamiento integrada a un muro transversal.

Para el caso que se muestra en la Fig. 7.69, el único arriostre que se deforma por flexión es la columna. Para un diseño conservador, puede obviarse su continuidad vertical, considerando que ella está simplemente apoyada en sus extremos (Fig. 7.70), como si fuese una barra isostática, donde la fuerza cortante (V) y el momento flector (M), pueden hallarse por equilibrio.

Una vez determinada la fuerza cortante «V» y el momento flector «M», se amplifican por 1.25 para pasarlos a condición de rotura (V_u , M_u). Luego, aplicando la teoría de concreto armado (Norma E.060), se calcula: el área de concreto « A_c », el estribaje y el refuerzo longitudinal « A_s », teniendo en consideración que la fuerza sísmica también actúa en sentido contrario.

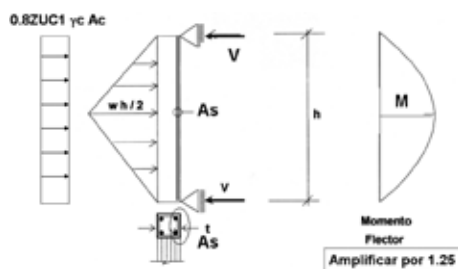


Fig. 7.70. Diseño de la columna de arrioste.

Este refuerzo (Ac, estribos y As) no necesita sumarse al calculado en la columna actuando como confinamiento para acciones coplanares (acápite 7.1.3), sino que debe adoptarse al mayor de los refuerzos. Esto se debe a que en la Norma Sísmica E.030 se permite el análisis sísmico en forma independiente para cada dirección principal del edificio (X e Y), como si el 100% del sismo actuase en X-X con 0% en Y-Y, y viceversa.

Para el caso de muros portantes del último piso cuyo diafragma sea flexible (techo de madera o metálico), la presencia de vigas soleras es indispensable para arriostar horizontalmente a la albañilería (Fig. 7.71). De otro modo, pueden ocurrir fallas como las mostradas en la Fig. 7.72. Para estos casos, la carga que transmite la albañilería deforma por flexión a la solera y su refuerzo debe ser calculado adecuadamente.



Fig. 7.71. Caso de diafragma flexible en el último nivel.



Fig. 7.72. Ausencia de soleras en diafragmas flexibles.

B. Arriostres para muros no portantes

El proceso de diseño de los arriostres es similar al descrito para los muros portantes, excepto que al no existir diafragmas rígidos, las soleras se deforman y deben ser diseñadas.

La Fig. 7.73 muestra el caso de un cerco. Las fuerzas internas (V, M) pueden ser determinadas analizando al conjunto de arriostres como si fuese una parrilla. También, en forma aproximada, puede suponerse que la solera se encuentra simplemente apoyada sobre las columnas, en cuyo caso la columna actúa como una barra en voladizo sujeta además a la reacción «R» proveniente de la solera.

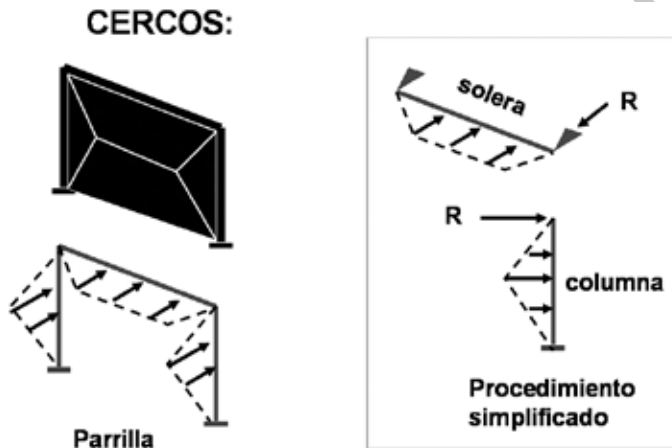
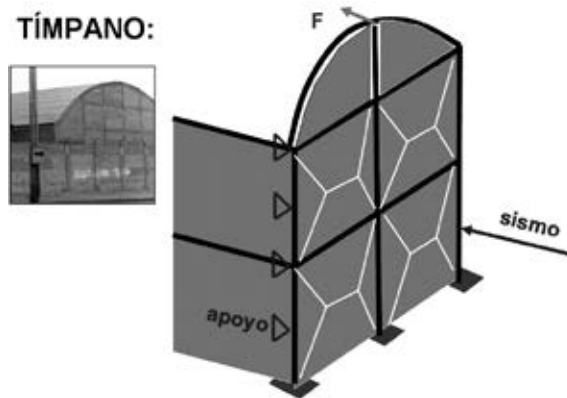


Fig. 7.73. Cálculo de esfuerzos en los arriostres de un cerco.

Para el tímpano mostrado en la Fig. 7.74, es conveniente resolverlo como si fuese una parrilla, cuyo modelo aparece en forma parcial. La pared transversal ha sido reemplazada por una serie de apoyos simples, con fines de facilitar el análisis estructural. Lógicamente, aparte de la carga sísmica proveniente de la albañilería, debe considerarse la carga sísmica proveniente del peso propio de los arriostres (w_1) actuando como carga uniformemente distribuida en el arriostre respectivo, y la carga sísmica $F = 0.8 Z U C_1 P$, proveniente del peso tributario «P» del techo, aplicada en los nudos superiores del tímpano.

Especial cuidado debe tenerse con la cimentación de los tímpanos, como el mostrado en la Fig. 7.74, debido a que el momento flector en la base del arriostre vertical es elevado y la carga axial es pequeña. Para solucionar este problema, muchas veces se recurre a contrapesos (dados de concreto conectados con vigas de cimentación VC) como los mostrados en la Fig. 7.75.



Analizar a los arriostres como si fuese una PARRILLA

Fig. 7.74. Cálculo de esfuerzos en los arriostres de un tímpano.

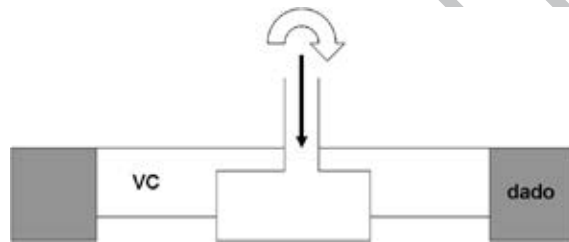


Fig. 7.75. Contrapesos en cimentaciones con alto momento flector y carga vertical pequeña.

Para arriostrar el alféizar aislado ante acciones sísmicas perpendiculares a su plano, la disposición del refuerzo vertical mostrada en la Fig. 7.76 (2 varillas alojadas en el eje del alféizar), es menos efectiva en proporcionar momento flector resistente que colocar las dos varillas en la dirección de la carga sísmica ortogonal al plano (Fig. 7.77).



Fig. 7.76. Disposición de refuerzo no recomendable.

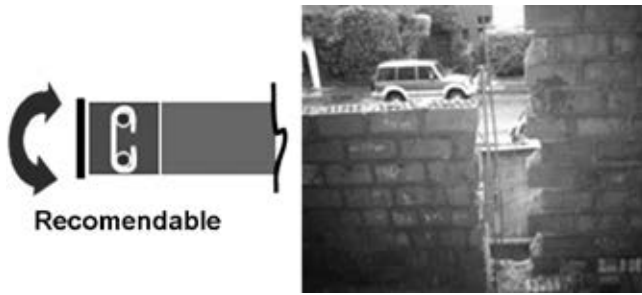


Fig. 7.77. Disposición de refuerzo recomendada.

7.2.3 Diseño de la albañilería

El diseño de la albañilería sujeta a cargas sísmicas perpendiculares a su plano (w) se hace trabajando por unidad de longitud del muro (Fig. 7.78). El muro puede ser portante (confinado o armado) o no portante de carga vertical ($P = 0$ en la Fig. 7.78). Para el caso de muros portantes, la carga de gravedad acumulada en el piso en estudio (P_g), obtenida del metrado de cargas, debe dividirse entre la longitud total del muro, para hallar « $P = P_g / L$ ».

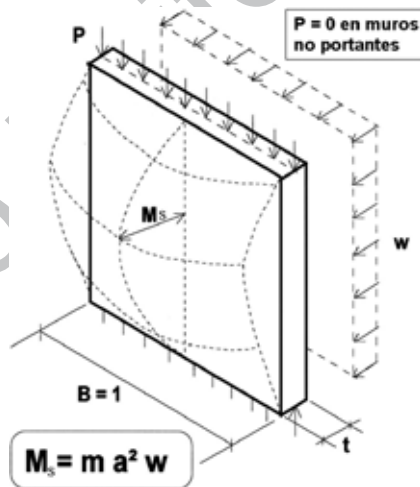


Fig. 7.78. Análisis de la albañilería.

Se supone que la albañilería actúa como una losa simplemente apoyada sobre sus arriostres. La carga « w » perpendicular al plano del muro, origina un momento flector sísmico que es máximo en la zona central del muro; su magnitud es $M_s = m a^2 w$, donde « m » es un coeficiente de momentos y « a » es la dimensión crítica.

La Tabla 12 de la Norma E.070 proporciona los valores de «m» y «a» para cuatro casos de arriostramiento. Estos casos se ilustran en las figuras 7.79 y 7.80. En el caso 1, generalmente «a» es la altura «h» del muro. El caso 2 corresponde a muros que carecen de solera o de losa de techo. El caso 3 corresponde a muros que no presentan arriostres verticales, o cuando ellos están muy distanciados entre sí, que corresponde al caso 1 con «b/a» tendiendo al infinito, donde $m = 1/8$ y $M_s = 1/8 w h^2$. El caso 4 corresponde a parapetos o cercos en voladizo no arriostrados.

TABLA 12 de la Norma E.070
VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS «m» Y DIMENSIÓN CRÍTICA «a»

CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS							
a = Menor dimensión							
b/a = 1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞
m = 0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS							
a = Longitud del borde libre							
b/a = 0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0
m = 0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,133
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES							
a = Altura del muro							
m = 0,125							
CASO 4. MURO EN VOLADIZO							
a = Altura del muro							
m = 0,5							

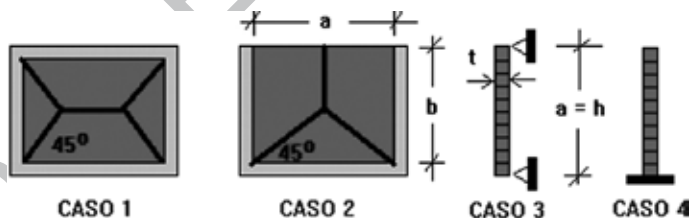


Fig. 7.79. Ilustración esquemática de los casos 1 a 4.



Fig. 7.80. Ilustración de los casos 1 a 3.

El caso 2 (Fig. 7.79) girado 90° también podría corresponder a un tabique que carece de arriostre en uno de sus bordes verticales. Si además de no existir arriostre vertical, el tabique carece de arriostre horizontal superior (Fig. 7.81), debe evaluarse la fuerza transversal al plano del tabique «F» como el área del triángulo superior por la carga «w» que se asume como uniformemente distribuida; luego se toma momentos con respecto al plano de falla. Este momento se debe dividir entre la longitud de la diagonal para hallar el momento flector sísmico «Ms» por unidad de longitud.

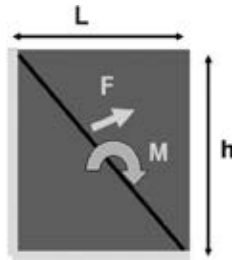


Fig. 7.81. Caso de un tabique con 2 bordes arriestrados.

A. Caso especial: carga vertical excéntrica en muros portantes

A continuación se indican dos casos en que la carga vertical («P») es excéntrica («e») en relación al eje del muro. En ambos casos se trabaja con una longitud unitaria de muro y se asume que el muro se comporta como una barra simplemente apoyada sobre sus arriostres horizontales, sujeta a un momento flector («P e») aplicado en el extremo superior (Fig. 7.82). Puesto que el momento flector sísmico (M_s) es crítico en la parte central de la albañilería (Fig. 7.78), habrá que adicionar en ambos casos un momento flector $M_g = \frac{1}{2} P e$, para hallar el momento flector total: $M = M_s + M_g$.

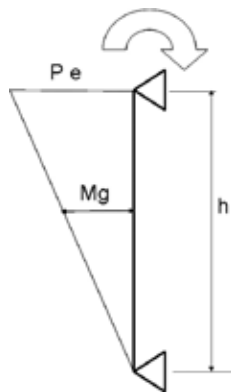


Fig. 7.82. Carga axial excéntrica en el extremo superior del muro.

A.1 Caso 1: reducción del espesor de muros

Un muro ubicado en la fachada del edificio, por ejemplo (Fig. 7.83), podría cambiar de espesor (t) de un valor t_1 a t_2 entre dos pisos consecutivos, de modo que mantenga su verticalidad en el plano de la fachada. La carga vertical acumulada proveniente de los pisos superiores ($P = \sum P_i$) se torna excéntrica en el muro inferior en la cantidad $e = \frac{1}{2} (t_1 - t_2)$.

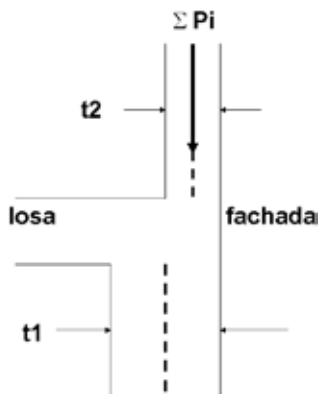


Fig. 7.83. Cambio de espesor entre 2 pisos consecutivos.

A.2 Caso 2: giro de la losa

La losa de techo (considerando un ancho unitario), sujeta a cargas repartidas (Fig. 7.84), actúa como una barra o viga continua simplemente apoyada en los muros. De este modo se generan giros importantes en los apoyos extremos, mientras que en los apoyos internos el giro es pequeño. Estos giros muchas veces producen fisuras horizontales en la última hilada del muro cuando no se los toma en consideración en el diseño.

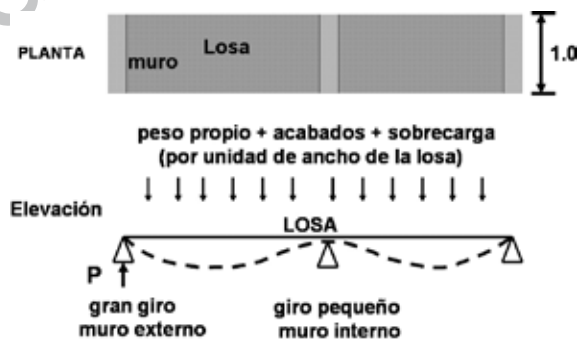


Fig. 7.84. Giros de la losa. «P» es la reacción en el apoyo extremo.

Al rotar la losa (Fig. 7.85), aplasta a la albañilería, generando en ella una distribución de reacciones del tipo triangular, con una resultante («P») excéntrica con respecto al eje del muro inferior de apoyo en la cantidad $e = t/2 - t/3 = t/6$.

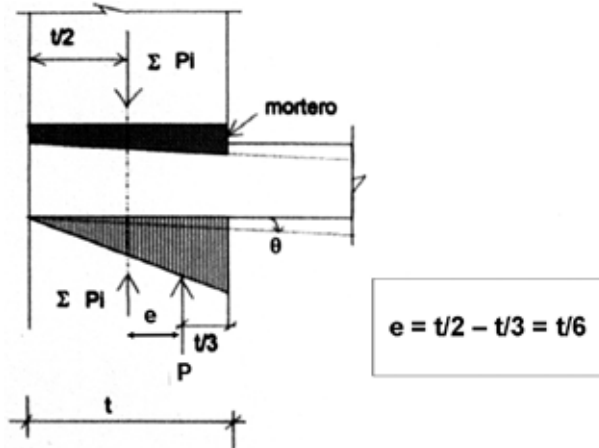


Fig. 7.85. Excentricidad por el giro de la losa.

En este caso, la carga acumulada proveniente de los pisos superiores (ΣP_i) no es excéntrica, debido a que el giro (θ) de la losa se corrige con la primera capa de mortero que permite nivelar el muro inmediato superior. La única carga excéntrica («P») es la carga tributaria (o reacción) proveniente de la losa en cuestión (Fig. 7.84).

B. Diseño de la albañilería

B.1 Muros no portantes de albañilería simple ($P = 0$, $M_g = 0$)

Para el caso de los muros no portantes de albañilería simple (sin refuerzo interno), se recomienda evitar la formación de fisuras efectuando un diseño elástico conservador. Si se permitiera la formación de fisuras, al no existir refuerzo que conecte a las unidades la albañilería podría desintegrarse al continuar el sismo. El caso de los muros no portantes de albañilería armada se verá en el acápite 7.2.3.B.3.

En estos muros, el momento flector $M = M_s$, distribuido por unidad de longitud, genera un esfuerzo de tracción por flexión en una de las caras de la albañilería igual a: $f_m = 6 M / t^2$ (donde «t» es el espesor efectivo del muro), que deberá ser menor al esfuerzo admisible a tracción por flexión (1.5 kg/cm^2 para la albañilería simple). En caso « f_m » sea mayor que el esfuerzo admisible, deberá acortarse el espaciamiento entre los arriostres para disminuir « M_s » (Tabla 12 de la Norma E.070), o aumentar el espesor «t» del muro.

B.2 Muros portantes de albañilería confinada o armada

Tal como se indicó en el acápite 7.2.1.A.1.1, en ningún muro portante (incluso en la albañilería armada internamente) debe desarrollarse fisuras por carga perpendicular al plano, porque se debilitaría ante la acción sísmica coplanar. De este modo, el diseño es elástico y conservador.

En estos muros, el momento flector total $M = M_s + M_g$ genera un esfuerzo de tracción y otro de compresión por flexión en las caras del muro (Fig. 7.86) igual a: $f_m = 6 M / t^2$, mientras que la carga axial repartida por unidad de longitud (P) produce un esfuerzo de compresión igual a: $f_a = P / t$, donde « t » es el espesor efectivo del muro.

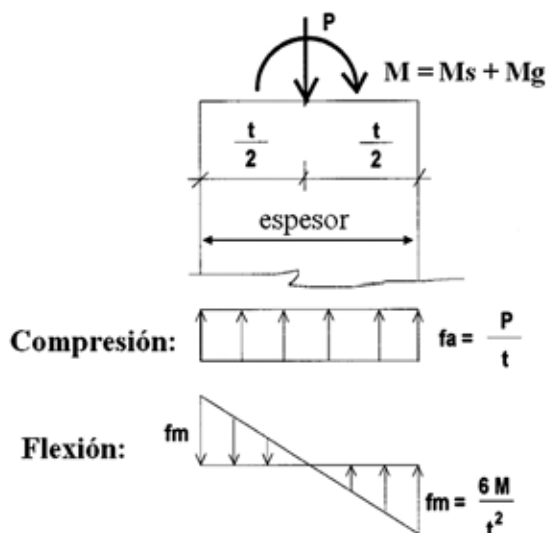


Fig. 7.86. Esfuerzos actuante en la sección crítica del muro.

Fundamentalmente, ante esta acción, deberán diseñarse fundamentalmente los muros del primer y último piso:

1. Aquel muro que presente la mínima carga de gravedad y que usualmente está ubicado en la parte periférica del último piso en de la edificación. Este muro es crítico a tracción por flexión. En este muro la tracción resultante $f_m - f_a$ deberá ser menor que el esfuerzo admisible a tracción por flexión: 1.5 kg/cm^2 para la albañilería simple y 3 kg/cm^2 para la albañilería armada rellena con grout.
2. Aquel muro que presente la mayor carga de gravedad y que usualmente está ubicado en la parte interna del primer piso de la edificación. Este muro es crítico a compresión por carga axial y flexión. En este muro, la compresión resultante $f_m + f_a$ deberá ser menor que el esfuerzo admisible a compresión por flexión: $0.25 f' m$.

Ante la eventualidad de que se tenga algún muro esbelto en cualquier piso, la Norma E.070 especifica verificar su diseño a flexión compuesta mediante la siguiente expresión:

$$\boxed{\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_m} \leq 1.33} \quad \text{Donde: } F_a = 0.20 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \quad F_m = 0.40 f'_m$$

Donde:

Si algún muro desarrolla esfuerzos de tracción o de compresión que excedan los esfuerzos admisibles respectivos, habrá que: acortar el espaciamiento entre los arriostres, mejorar la calidad de la albañilería (f'_m), aumentar el espesor del muro, o transformarlo en una placa de concreto armado.

Excepción de diseño en muros confinados

La albañilería simple de los muros confinados no se necesita diseñar a carga sísmica perpendicular al plano si se cumplen 3 condiciones (Norma E.070): 1) que su esbeltez « h/t » sea menor que 20; 2) que el esfuerzo axial producido por la carga de gravedad acumulada sea menor que $0.15 f'_m$; y 3) que la distancia entre los arriostres verticales sea menor que dos veces la distancia entre los arriostres horizontales.

Comúnmente, un muro confinado que cumple con las condiciones mencionadas presenta una frecuencia natural de vibrar para acciones transversales muy superior a la frecuencia predominante del sismo. Así, estará muy lejos de alcanzar la condición de resonancia. Incluso, si este tipo de muro llegara a fisurarse, su grado de amortiguamiento ante acciones transversales crecerá de 5% a 12% (observación experimental), lo cual reducirá la respuesta sísmica.

B.3 Muros no portantes de albañilería armada ($P = 0$, $M_g = 0$)

Los muros no portantes de albañilería armada pueden fisurarse ante las cargas sísmicas perpendiculares al plano, sin que se desintegre la albañilería cuando prosiga el sismo, porque en estos muros existe refuerzo interno que acopla a los bloques. La cuantía mínima de refuerzo vertical u horizontal especificada para estos muros es 0.0007, requerida para soportar los cambios de temperatura y la contracción de secado del grout. Además, el esfuerzo de tracción por flexión actuante $f_m = 6 M_s / t^2$ no debe ser mayor que 8 kg/cm^2 (Norma E.070), para de esta manera controlar la esbeltez en este tipo de albañilería.

Adicionalmente, estos muros pueden ser de albañilería armada parcialmente rellena (con grout solo donde exista refuerzo vertical).

Por tanto, estos muros pueden ser diseñados mediante la teoría de rotura que se aplica en las vigas de concreto armado (Norma E.060), reemplazando f'_c por f'_m y amplificando el momento flector de servicio (M_s), o la carga sísmica «w», por 1.25.

En la Fig. 7.87, se aprecia el proceso de diseño del refuerzo vertical para el caso de un cerco o parapeto de albañilería armada. El refuerzo horizontal requerido es mínimo al trabajar el muro en voladizo.

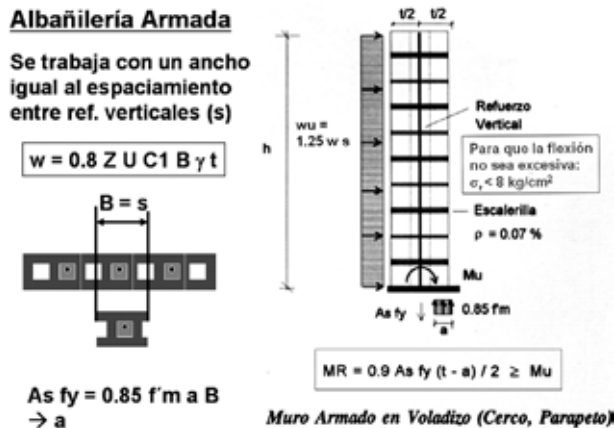


Fig. 7.87. Diseño a la rotura de un cerco o parapeto de albañilería armada.

El proceso de diseño es por tanteo, iniciado con un refuerzo vertical mínimo, espaciado (s) en múltiplo de 20cm: $As \geq 0.0007 (s t)$. Se trabaja con una longitud «B = s».

Por equilibrio de fuerzas verticales, se determina la longitud del bloque de compresiones «a». Luego se calcula el momento flector resistente (MR), afectado por el coeficiente de reducción de resistencia $\phi = 0.9$. Si «MR» es mayor que el momento actuante «Mu», culmina el tanteo, de lo contrario habrá que aumentar el área del refuerzo vertical (As), o disminuir «s» y repetir el proceso.

7.2.4 Consideraciones adicionales

A.1 Cimentación de los cercos

Es recomendable profundizar la cimentación de los cercos (como postes) a fin de que se desarrolle empuje pasivo del suelo («Hp» en la Fig. 7.88) que contrarreste a las fuerzas sísmicas perpendiculares al plano del cerco. Para el caso del cerco mostrado en la Fig. 7.88, las fuerzas sísmicas por unidad de longitud, actuantes en el centroide de cada elemento (i = solera, albañilería, sobrecimiento o cimentación), se determinan como $H_i = 0.8 Z U C1 P_i$. Los pesos «Pi» se calculan como $P_i = \gamma_i A_i$, donde «Ai» es el área de la sección transversal del elemento «i», y « γ_i » es el peso volumétrico correspondiente.

Las fuerzas que contrarrestan el momento volcante producido por «Hi» en torno al punto «O» son: Pi y Hp, mientras que las fuerzas que contrarrestan el deslizamiento

generado por «Hi» son H_p y $\mu \Sigma P_i$, donde « μ » es el coeficiente de fricción concreto-suelo. De acuerdo a la Norma E.070, los factores de seguridad para evitar la falla por volcamiento y deslizamiento del cerco son 2 y 1.5, respectivamente.

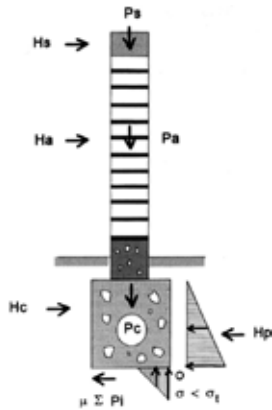


Fig. 7.88. Cargas sobre un cerco de albañilería.

A.2 Parapetos

De acuerdo a la Norma E.070, están exonerados de las exigencias de arriostramiento los parapetos de menos de 1m de altura, que estén retirados del plano exterior de fachadas, ductos o patios interiores una distancia no menor de una vez y media su altura, ya que su colapso no implica mayor peligro para las personas.

En la Fig. 7.89, se muestran parapetos que no cumplieron con la Norma E.070 y volcaron hacia el exterior peligrosamente; mientras que parapetos adecuadamente arriostrados (Fig. 7.90) soportaron el sismo de Pisco del 2007, pese a estar ubicados en el tercer piso.



Fig. 7.89. Volcamiento de parapetos no arriostrados.



Fig. 7.90. Parapeto arriostrado que soportó el sismo de Pisco, 2007.

A.3 Edificaciones mixtas

Existen edificaciones mixtas donde los muros confinados están orientados en una dirección, mientras que en la dirección transversal se opta por una solución de pórticos de concreto armado, utilizando las columnas de confinamiento como columnas del pórtico. Puesto que los pórticos son muy flexibles, la albañilería no puede seguir su deformada y termina agrietándose por flexión transversal a su plano (Fig. 7.91), producida ya sea por carga vertical, cuando las luces son grandes y la carga vertical es importante, o por carga sísmica. La solución a este problema se logra peraltando las columnas en la dirección aporricada (generalmente, la paralela a la fachada). Se recomienda que para efectos sísmicos la deriva en la dirección aporricada no sea mayor que 0.005, menor a la que especifica la Norma Sísmica E.030 para los sistemas aporricados (0.007), para que la albañilería no termine quebrándose.

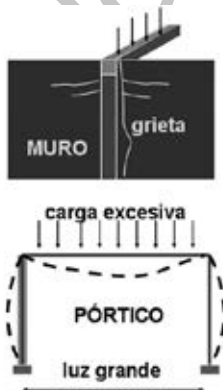


Fig. 7.91. Edificaciones mixtas. Efectos de la carga vertical (izq.) y sísmica (der.).

A.4 Asentamiento diferencial

El asentamiento diferencial del suelo de cimentación, también puede producir flexión transversal al plano de la albañilería (Fig. 7.92). Evidentemente esta situación fortuita no está contemplada en la Norma E.070, por lo que debe ser evitada.



Fig. 7.92. Asentamiento diferencial.

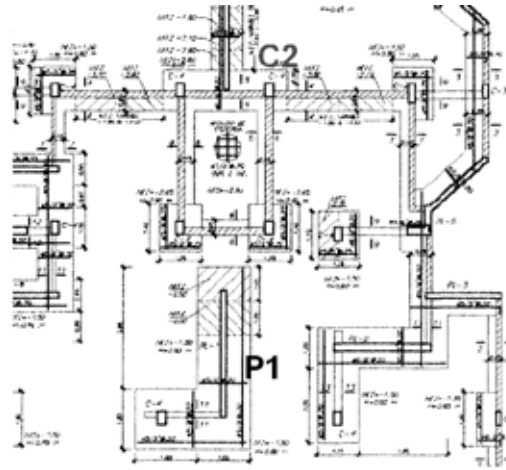
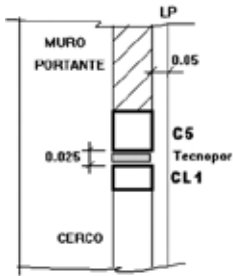
7.3 PLANOS ESTRUCTURALES

Fundamentalmente deben prepararse 5 tipos de planos de estructuras, cuyos detalles más importantes se muestran a continuación.

Plano E-01. Cimentación

En este plano debe aparecer: las características de la cimentación, cortes, niveles de cimentación, falsas zapatas en caso se requieran, juntas sísmicas, identificación de los elementos verticales estructurales y las especificaciones de los materiales indicándose las resistencias unitarias de diseño. Las columnas se identifican como «Ci», las placas como «Pi» y los muros portantes de albañilería deben sombreadarse para diferenciarlos de las placas, columnas aisladas, tabiques y parapetos.

Plano E-01 CIMENTACIÓN



ESPECIFICACIONES GENERALES:

Concreto: $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$

Albañilería: $f'm = 85 \text{ kg/cm}^2$

Acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Ladrillo: Tipo V, sólido de arcilla,
máx. 30% de perforaciones
espesor mín: 13 cm.

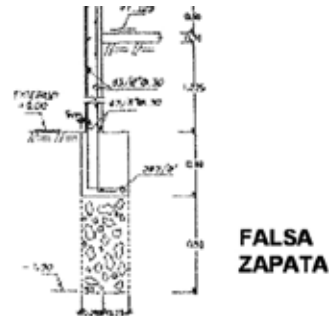
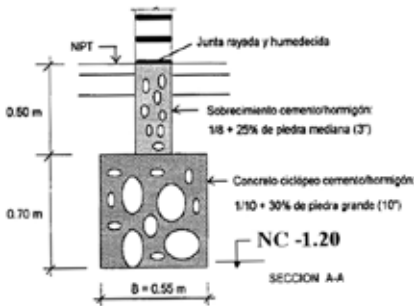
Mortero: 1:4, juntas de 1 cm

Recubrimientos: 2 cm

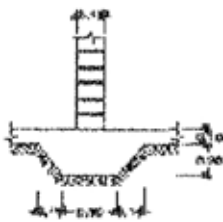
Carga viva Piso Tip: 250 kg/m^2

Carga viva Azotea: 100 kg/m^2

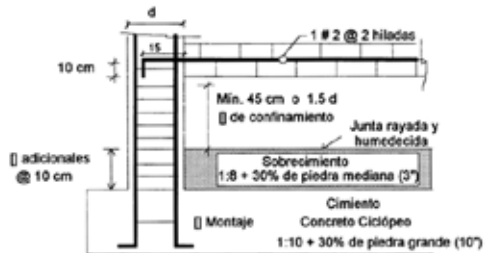
Carga viva Escalera: 400 kg/m^2



**FALSA
ZAPATA**

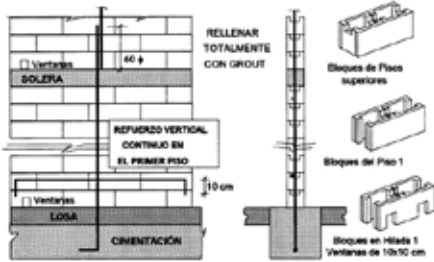


PARAPETO



CONEXIÓN COLUMNA-SOBRECIMIENTO

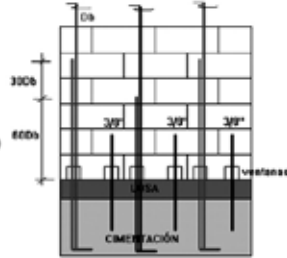
DETALLES EN ALBAÑILERÍA ARMADA. PRIMER PISO.



CASO EN QUE SE USE REFUERZO VERTICAL CONTINUO EN EL PRIMER PISO. EMPLEAR BLOQUES "H".

CONEXIÓN MURO-CIMENTACIÓN, ANCLAJE DEL REFUERZO HORIZONTAL, VENTANAS DE LIMPIEZA, EMPALMES Y RECORTE DE BLOQUES.

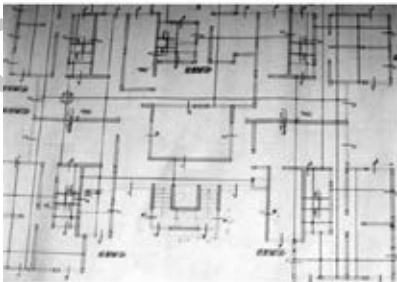
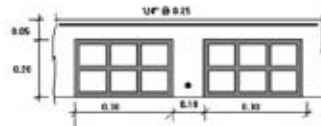
CASO EN QUE SE USE REFUERZO TRASLAPADO EN EL PRIMER PISO. TRASLAPE ALTERNADO. AÑADIR ESPIGAS DE 3/8".



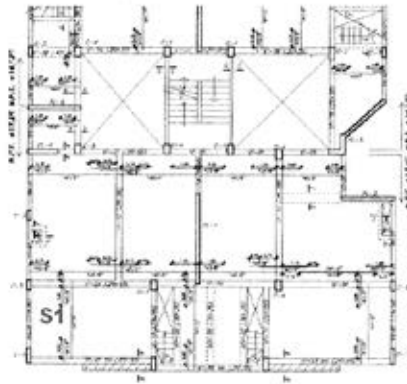
Plano E-02. Encofrados

Deben proporcionarse las características de la losa de techo y el detalle de su refuerzo. Asimismo, deben identificarse las vigas soleras (Si), efectuando cortes y elevaciones que muestren sus características.

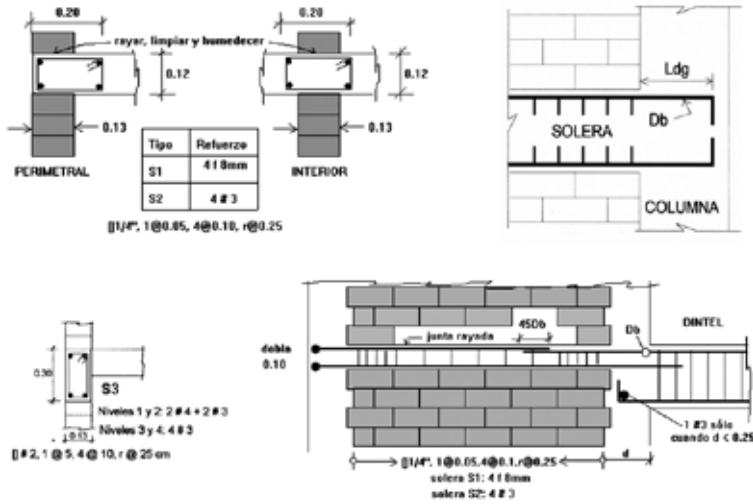
Plano E-02 ENCOFRADO



LOSA MACIZA, t = 12cm



LOSA ALIGERADA, t = 25cm



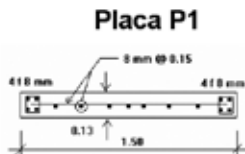
DETALLES DE LAS VIGAS SOLERAS

Plano E-03. Columnas y Placas

Estos planos contienen las secciones transversales y el refuerzo de los elementos estructurales verticales (columnas y placas de concreto armado), así como el detalle de traslapes, anclajes, conexión columna-albañilería, etc.

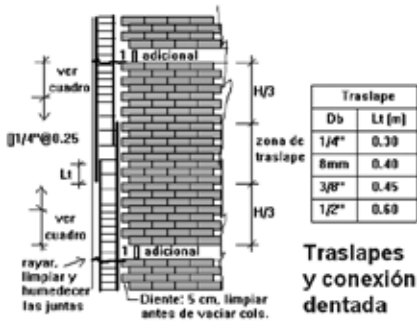
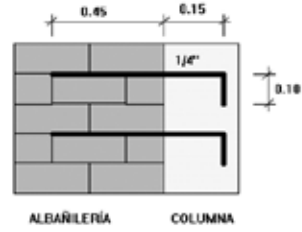
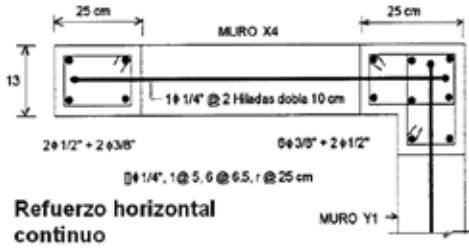
CUADRO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO					
PISO	COLUMNA	C1	C2	C3	C4
1	Sección Transversal (centímetros)				
	Ref. Vertical	8 # 4 + 2 # 3	4 # 4	4 # 4	2 # 4 + 2 # 3
	Estribos \square # 2	1 @ 5, 7 @ 7.5, r @ 25 cm	1 @ 5, 6 @ 7.5, r @ 25	1 @ 5, 7 @ 7.5, r @ 25	1 @ 5, 6 @ 7.5, r @ 25
2	Sección	Igual al piso 1	13 x 25 cm	13 x 35 cm	13 x 30 cm
4	Ref. Vertical	10 # 3	4 # 3	4 # 3	4 # 3
	Estribos \square # 2	1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm	1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25	1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25	1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25

Plano E-03
COLUMNAS
Y PLACAS



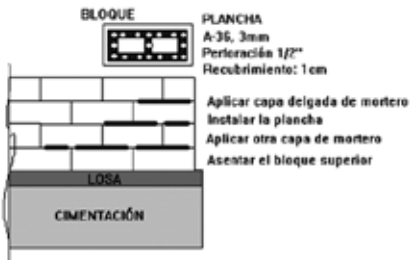
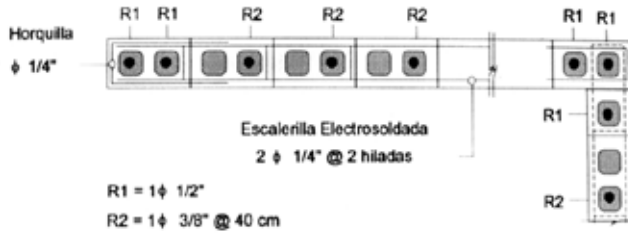
Nota:

El concreto de las columnas se vaciará después de haberse construido la albañilería.

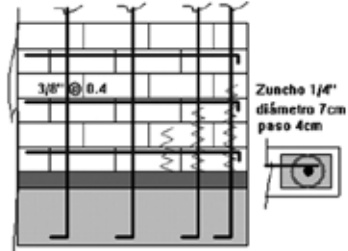


CASO DE ALBAÑILERÍA ARMADA

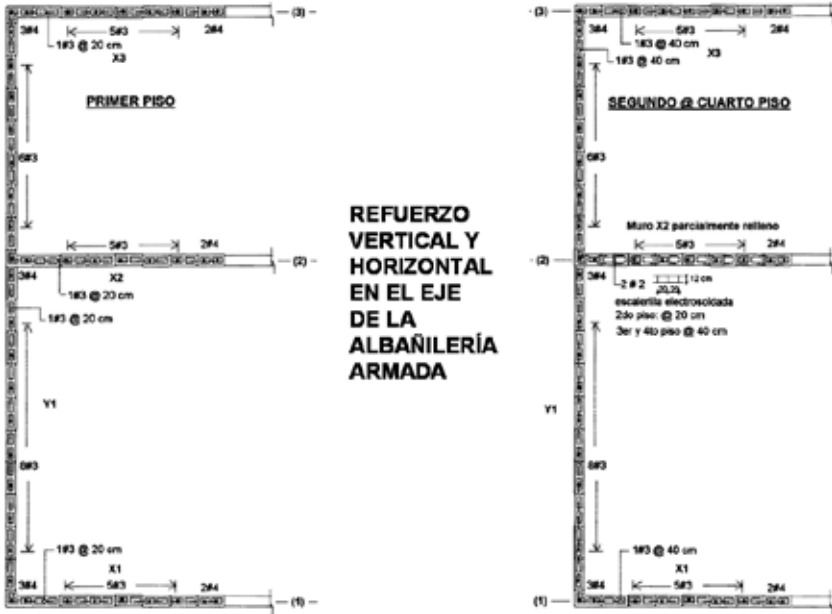
REFUERZO VERTICAL Y HORIZONTAL EN LA JUNTA



Confinamiento con Planchas



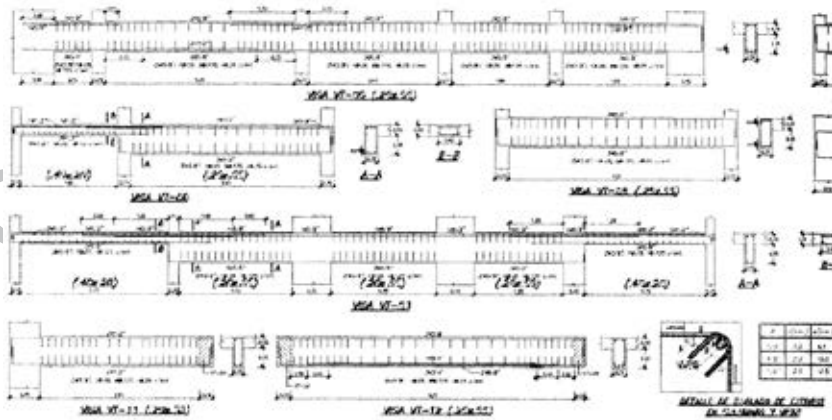
Confinamiento con Zunchos



Plano E-04. Vigas

Aparte de las características de las vigas (usualmente de concreto armado), deben proporcionarse los anclajes, traslapes, detalles de nudos, etc.

**Plano E-04
VIGAS**



Nota: El concreto de las vigas se vaciará en conjunto con el de la losa de techo.

**CONEXIÓN
SOLERA-DINTEL-
COLUMNA-ALBAÑILERÍA**



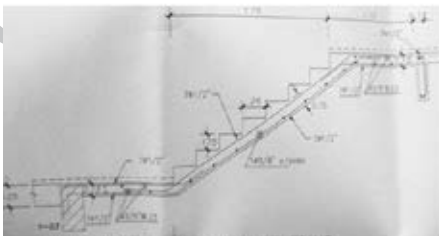
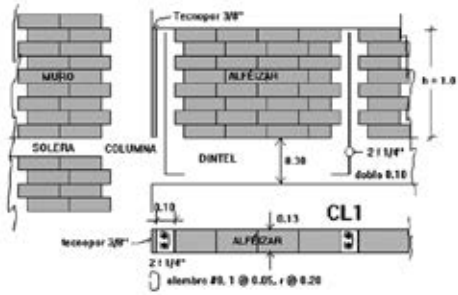
CONEXIÓN SOLERA-COLUMNA

Plano E-05. Otros Elementos

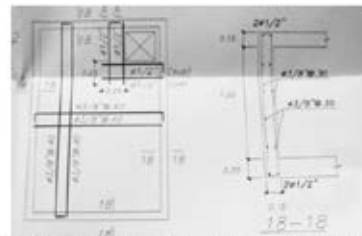
Finalmente, este plano debe reservarse para mostrar los detalles del refuerzo para otros elementos como: alféizares, cercos, cisterna, tanque de agua, escalera, etc.

**Plano E-05
DETALLES y OTROS
ELEMENTOS**

ALFÉIZAR AISLADO

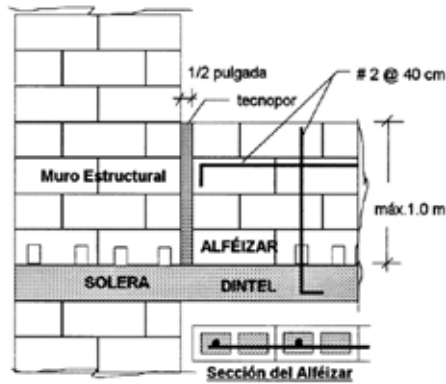


ESCALERA – PRIMER TRAMO



TANQUE DE AGUA – TAPA y PARED

CASO DE ALFÉIZAR DE ALBAÑILERÍA ARMADA



**AISLAMIENTO
DEL ALFÉIZAR**

LECTURAS COMPLEMENTARIAS AL CAPÍTULO 7:

- 7.1 Ejemplos de aplicación de la Norma E.070 para el caso de edificios de albañilería armada y confinada. Aparecen en el capítulo «Diseño estructural de edificios de albañilería» del Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por: Ángel San Bartolomé. 2007.
- 7.2 Comentarios al Capítulo 7 de la Norma E.070 «Requisitos Estructurales Mínimos». Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por Ángel San Bartolomé. 2007.
- 7.3 Comentarios al Capítulo 8 de la Norma E.070 «Análisis y Diseño Estructural». Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por Ángel San Bartolomé. 2007.
- 7.4 Comentarios al Capítulo 9 de la Norma E.070 «Diseño para Cargas Ortogonales al Plano del Muro». Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Por Ángel San Bartolomé. 2007.

8. ALBAÑILERÍA DE TIERRA CRUDA

Las construcciones destinadas a vivienda que más abundan en el Perú son hechas de tierra cruda. Al año 2007, el censo nacional indicó que más del 35% de las viviendas existentes a nivel nacional eran de adobe y tapial (Fig. 8.1) y que más de 10 millones de peruanos las habitaban. Estas viviendas son muy vulnerables ante los sismos, por lo que se hace imprescindible darles solución estructural, lo cual es el propósito de este capítulo.



Fig. 8.1. Viviendas peruanas de Adobe (izquierda) y Tapial (derecha).

8.1 CONSTRUCCIONES TRADICIONALES DE ADOBE Y TAPIAL

8.1.1 Tipología

En nuestro medio, la mayoría de las viviendas de tierra ubicadas en la Costa son de 1 piso y constan de varios ambientes (Fig. 8.2), mientras que en la Sierra son de 2 o más pisos con pocos ambientes en cada piso (Fig. 8.3). Las construcciones de tapial predominan en las zonas alto andinas y otros poblados específicos (por ejemplo, Lamas en San Martín o Tomayquichua en Huánuco). En la Costa, por lo general los muros son de 30cm de espesor, mientras que en la Sierra su grosor es 40cm.

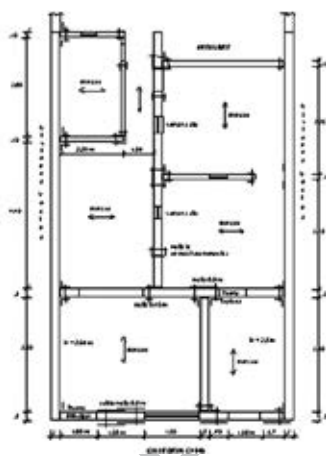


Fig. 8.2. Costa.

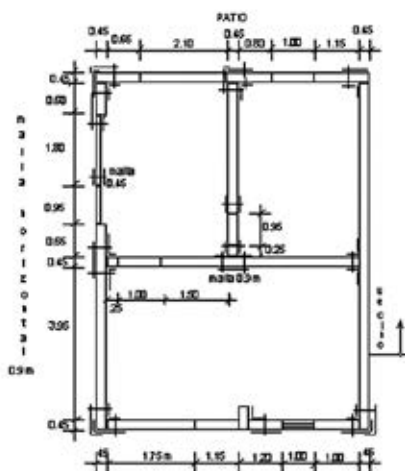


Fig. 8.3. Sierra.

Algunas veces las viviendas de albañilería de tierra carecen de cimentación, otras veces la cimentación y el sobrecimiento son de pirca (piedra asentada con barro, Fig. 8.4), y rara vez la cimentación es de concreto ciclópeo.

En la Costa, el sistema de techado es plano y consta de madera tallada o troncos de eucalipto o bambú, apoyados en los muros. Sobre los troncos se clavan cañas o tablas machihembradas, siendo en estos casos la cobertura de barro. En otros casos se utiliza calaminas clavadas a los troncos. Ver las figuras 8.5 y 8.6.



Fig. 8.4. Cimentación y sobrecimiento de pirca y de concreto (derecha).



Fig. 8.5. Sistemas de techado en la Costa.



Fig. 8.6. Techos en la Costa.

Las vigas dinteles son discontinuas y están compuestas por troncos o madera tallada que apoyan sobre los muros, encima de las cuales se continúa construyendo el muro de adobe o de tapial (Fig. 8.7).

En la Sierra, el sistema de techado es a una o a dos aguas y está compuesto por tijerales de madera tallada o troncos. Muchas veces estos tijerales carecen de diagonales, montantes y, a veces, hasta de una brida inferior continua. Sobre las diagonales superiores del tijeral se clavan tablillas y sobre ellas va una estera (Fig. 8.8), sobre la cual se asientan tejas artesanales usando un mortero de barro. Otras veces, sobre la diagonal superior del tijeral (o cercha) se clavan viguetas de madera y sobre ellas se clavan las calaminas (Fig. 8.9).



Dinteles de madera tallada o troncos, asentados con barro en un rebajo de la tapia



Fig. 8.7. Dinteles.

Techo a dos aguas del segundo nivel. cercha de madera + tablillas + esteras



Fig. 8.8. Techado en la Sierra, cobertura de tejas artesanales.



Fig. 8.9. Techado en la Sierra, cobertura de calamina.

Cabe destacar que las tejas artesanales pueden desprenderse por la acción vibratoria de los terremotos (Fig. 8.10), pudiendo impactar a las personas que escapan de la vivienda. Sin embargo, las tejas industriales de micro concreto son más ligeras y además presentan un orificio que permite amarrarlas a las viguetas o tablillas (Fig. 8.11), evitando su desprendimiento, por lo que son más recomendables que las artesanales.



Fig. 8.10. Desprendimiento de las tejas artesanales.



Fig. 8.11. Tejas industriales recomendadas.

8.1.2 Reconocimiento del suelo

El suelo para fabricar adobes y tapias debe tener un contenido de arcilla comprendido entre 20 y 30%. No debe ser muy arcilloso porque al secar se contrae demasiado y los adobes o las tapias se agrietan. De otro lado, si tienen poca arcilla, las partículas de arena se disgregan con facilidad, no se adhieren y se formarían adobes y tapias pocos resistentes. En la Fig. 8.12 aparecen tres pruebas de campo para reconocer si el suelo es adecuado o no. Puede seleccionarse cualquiera de estas pruebas; si se nota que el suelo contiene mucha arcilla, se le agrega arena y se repite la prueba hasta lograr un suelo adecuado.



Fig. 8.12. Pruebas de campo para el reconocimiento del suelo en la fabricación de tapias o adobes.

8.1.3 Tamizado del suelo

El suelo para fabricar adobes o tapias no debe tener piedras grandes ni materias orgánicas, por lo que debe ser tamizado usando una malla con cocada de 3/8 de pulgada, como se muestra en la Fig. 8.13. El material retenido por la malla debe ser desechado, y los terrones pueden ser pulverizados.



Fig. 8.13. Tamizado del suelo.

8.1.4 Fabricación de adobes

Gaveras o moldes

En primer lugar, deben fabricarse gaveras de madera con fondo (Fig. 8.14), para evitar que el adobe presente mucha irregularidad en su cara de asentado. Cabe indicar que a mayor irregularidad en la cara de asiento, el grosor de las juntas de mortero será mayor, lo que conduce a una reducción importante de la resistencia a fuerza cortante en el muro. Estas gaveras deben tener unas dimensiones internas mayores en un centímetro que las dimensiones nominales del adobe, porque el suelo se contrae al secar.



Fig. 8.14. Gaveras con fondo.

Preparación del suelo

Luego de tamizar el suelo, se le amontona, formando una especie de «volcán», se echa agua hasta formar barro (Fig. 8.15), revolviéndolo con una lampa. Se le deja dormir durante un día, para que la arcilla pueda humedecerse totalmente. Es conveniente cubrir el suelo preparado con un plástico grueso para evitar que le caiga la lluvia.



Fig. 8.15. Formación de barro y paja agregada.

Al día siguiente, debe agregarse paja (de trigo, ichu o grama) con una longitud no mayor que 5cm y en una proporción volumétrica: 1 de paja por 5 de suelo. El objeto de la paja es que controle la fisuración por contracción de secado del suelo. Esta mezcla debe revolverse nuevamente y si se ha secado demasiado, puede echársele más agua hasta que la mezcla sea trabajable.

Preparativos previos

- 1) Seleccionar un terreno plano y limpio como «Tendal», cubriendo la superficie con arena fina, para que el adobe recién desmoldado no se quede pegado al suelo. De preferencia, el tendal debe tener una cobertura de esteras para proteger al adobe del sol, o también se puede usar plástico para protegerlo de la lluvia en zonas lluviosas.

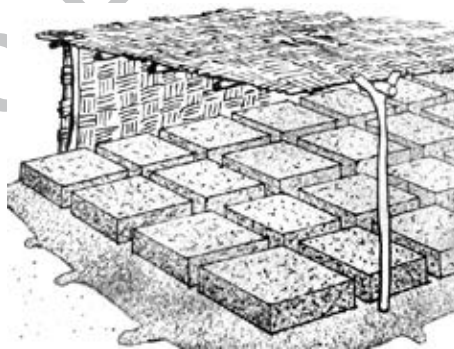


Fig. 8.16. Tendal.

- 2) Antes de preparar cada adobe, debe lavarse el molde y espolvorearle arena fina, para que el adobe resbale al desmoldarlo.

Fabricación del adobe

La masa de barro que cabe en las dos manos debe ser lanzada con fuerza al interior del molde (Fig. 8.17), hasta que sobresalga del molde. Después, con una regla (o tabla) mojada se enrasa la superficie. El adobe formado se desmolda en el tendal, uno al lado del otro.

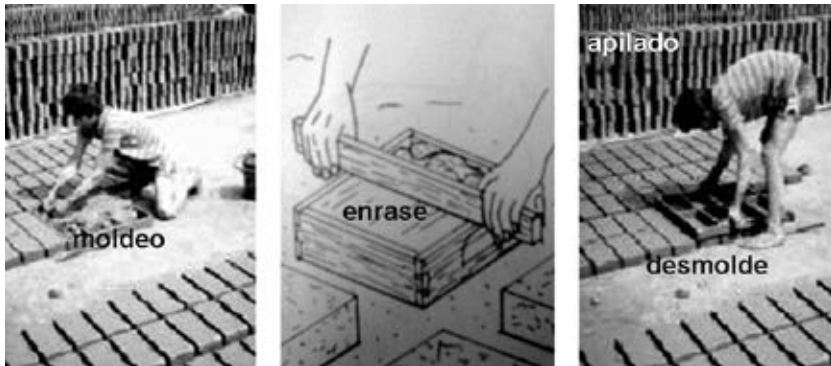


Fig. 8.17. Fabricación del adobe y apilado.

Secado y apilado

Transcurridos unos tres días, y en el mismo tendal, los adobes se ponen de canto uno al lado del otro, para que se sequen totalmente durante una semana. Después se les apila (Fig. 8.17), siempre protegiéndolos de la lluvia con un plástico. Pasados 28 días de su elaboración se les puede utilizar para construir los muros. Durante esta etapa de secado, puede construirse la cimentación.

8.1.5 Construcción del muro de adobe

Herramientas básicas

El **Escantillón** es una regla graduada con la altura de cada hilada (Fig. 8.18). Una hilada está compuesta por una capa de mortero de 2cm de espesor y el adobe con 8cm de alto. Esta regla debe ser colocada verticalmente en los extremos del muro y sirve para controlar el grosor de la hilada horizontal.

El **Cordel** sirve para alinear horizontalmente el asentado de los adobe interiores del muro. Este cordel corre por una de las caras del muro y puede amarrarse en el escantillón a la altura de la marca correspondiente a la hilada (Fig. 8.18).

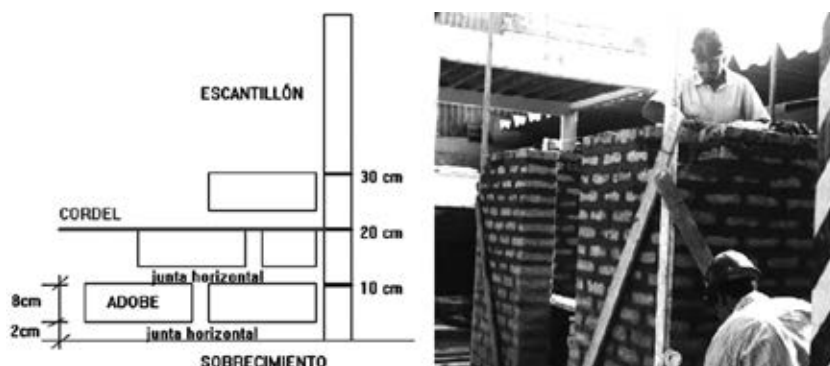


Fig. 8.18. Escantillón.

La **Plomada** sirve para controlar la verticalidad de los «adobes maestros». Los «adobes maestros» son los que van en los extremos del muro y son los únicos que necesitan aplomarse.

El **Nivel** se usa solo para que los «adobes maestros» estén nivelados horizontalmente durante su asentado (Fig. 8.19).

El **Fraguador** es una tabla pequeña que sirve como encofrado para llenar la junta vertical.



Fig. 8.19. Herramientas para la construcción de los muros.

Mortero de barro

El mortero se prepara de manera similar a lo explicado para la fabricación de las unidades de adobe. La mezcla sigue siendo 1 de paja por 5 de suelo.

Construcción del muro

1. Antes de asentar las unidades de adobe, debe limpiarse y humedecerse la superficie superior del sobrecimiento. No deben formarse charcos de agua.
2. Instantes antes de asentar, cada adobe debe limpiarse y sumergirse en una batea con agua (Fig. 8.20) durante 1 segundo, para limpiar la arena fina del tendal y para que no absorba demasiado rápido el agua del mortero. De lo contrario, el mortero se endurecerá rápidamente.



Fig. 8.20. Inmersión del adobe durante 1 segundo.

3. Se aplica una capa de mortero de barro en la zona donde irán los «adobes maestros». Enseguida, usando el escantillón, la plomada y el nivel, se asientan los «adobes maestros».
4. Se corre el cordel uniendo los adobes maestros. Después se aplica la capa de mortero en longitudes menores que 80cm, para asentar los adobes interiores del muro.
5. Usando el fraguador, se llena con mortero de barro las juntas verticales. Solo en el caso en que el muro se vaya a tarrajear con mortero de cemento, se inserta en las juntas verticales unos conectores de alambre #8 cada 60cm (horizontalmente cada 2 adobes y verticalmente cada 6 hiladas), llenando esas juntas con mortero de cemento (Fig. 8.21). Estos conectores se usan para amarrar la malla electrosoldada o similar (acápite 8.32).
6. El asentado se repite hasta alcanzar la mitad de la altura del muro. No debe construirse más hiladas porque el mortero de las hiladas inferiores, aún fresco, puede aplastarse y el muro se puede desalinearse. Al culminar la última hilada de la primera jornada de trabajo, debe dejarse libre las juntas verticales.



Fig. 8.21. Instalación de conectores de malla.

7. Al día siguiente, la segunda jornada de trabajo se empieza llenando las juntas verticales libres indicadas en el paso 6. Después se limpia y humedece esta junta de construcción entre jornadas de trabajo (Fig. 8.22). Enseguida se continúa con la construcción de las hiladas superiores, repitiéndose el proceso ya indicado hasta completar la altura total del muro.

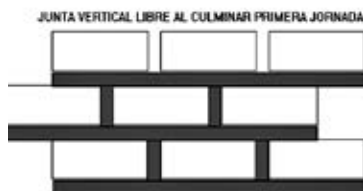


Fig. 8.22. Tratamiento de la junta de construcción entre jornadas de trabajo.

8.1.6 Construcción del muro de tapial

Preparación del suelo

La preparación del suelo es similar a la explicada para el adobe, excepto que no se debe formar barro. Simplemente debe regarse el suelo de tal modo que al instante de fabricar la tapia la humedad óptima sea aproximadamente 8%. Un método de campo para determinar si la humedad es adecuada aparece en la Fig. 8.23. Se prepara una bola de suelo y se la deja caer fresca desde una altura de 1m sobre una superficie dura. Si la bola se pulveriza, debe agregarse agua a la mezcla; si no se fractura, deberá agregarse mezcla seca y si se troza en grandes fragmentos, la humedad es la correcta.

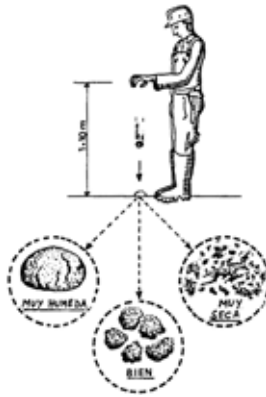


Fig. 8.23. Prueba de campo para determinar la humedad del suelo.

Moldes

Los moldes son de madera y varían en cada zona del Perú (Fig. 8.24). Cabe indicar que en el molde de Cajamarca, al apoyar los tableros sobre troncos, se crean espacios vacíos en la base que son rellenados con piedras fáciles de remover con la mano, por lo que este molde no es adecuado. Los tableros del molde de Huaraz apoyan sobre sogas que se ajustan con un torniquete en el extremo superior; el desgaste de estas sogas convierte al molde en peligroso. El molde de Huánuco es muy parecido al que se utiliza en Chile, consiste de tableros que apoyan en platinas metálicas, ajustadas con pernos exteriores; este molde es el que se recomienda utilizar.

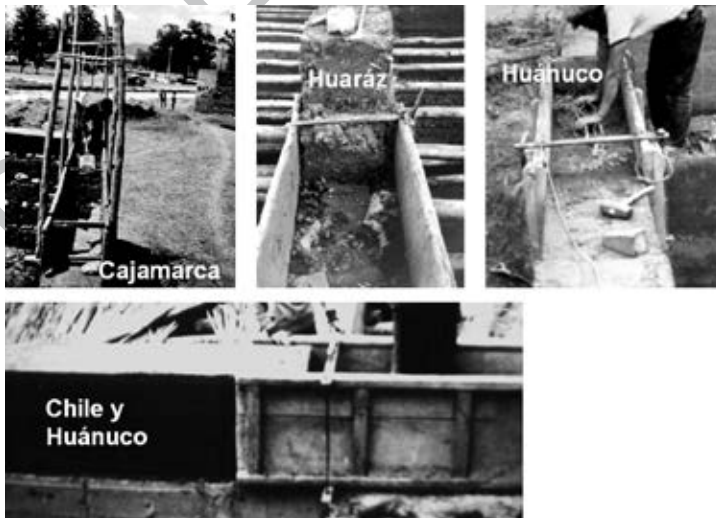


Fig. 8.24. Moldes.

Las dimensiones internas de los moldes deben ser como máximo: 1.2m de largo y 0.6m de altura. Moldes de grandes dimensiones, como los utilizados en Ecuador (Fig. 8.25), dan lugar a grandes grietas por contracción de secado del suelo, generando tapias inestables.



Fig. 8.25. Molde ecuatoriano.

Construcción del muro

La tierra húmeda se deposita en 4 capas, cada una de unos 15 cm de altura, para luego apisonar cada capa con un pisón o una comba de 18 libras. La superficie superior se aplanado con una paleta de madera, según se muestra en la Fig. 8.26. Finalmente, se desencofra y se traslada el molde para continuar con la construcción de la tapia adyacente.



Fig. 8.26. Construcción de una tapia.

Al desencofrar, la junta de construcción entre tapias húmedas contiguas no se nota (Fig. 8.27). La grieta vertical entre las tapias se forma por contracción de secado.

Por esta razón se espera unos tres días para construir la tapia de la hilada superior; de lo contrario, la grieta de la hilada inferior puede traspasar a la tapia superior.



Fig. 8.27. Juntas verticales entre tapias.

El encuentro entre tapias de hiladas consecutivas es traslapado (Fig. 8.28), mientras que el encuentro entre las tapias transversales de dos hiladas consecutivas es dentado. Muchas veces, al apisonar la tapia superior de un encuentro en T, se fractura la tapia inferior. Este problema trató de solucionarse mediante moldes continuos en forma de «L» (Fig. 8.28); sin embargo, los experimentos de simulación sísmica en el laboratorio indicaron que la fractura vertical en la unión entre los muros transversales continuaba produciéndose. Dado que la tierra no soporta tracciones, es mejor no sofisticar la construcción, y continuar con la conexión dentada tradicional.

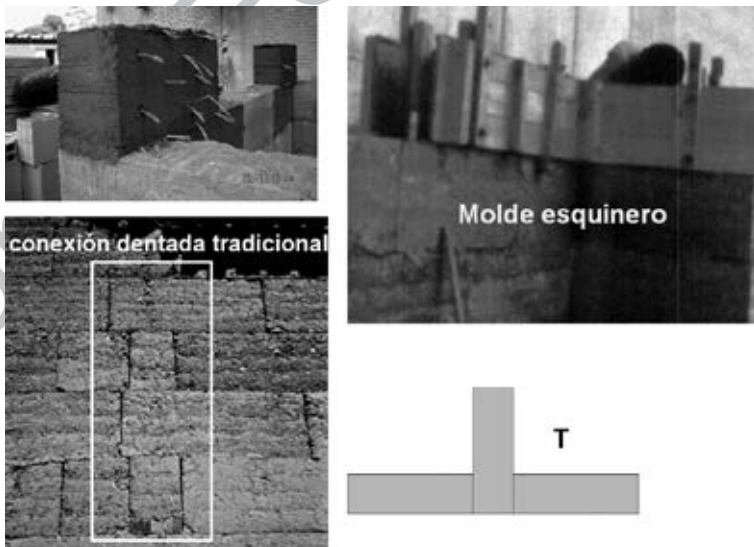


Fig. 8.28. Encuentro en T y molde esquinero.

8.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Los daños provocados por los sismos en las construcciones de tierra se explican por:

1. La gran masa que tienen (a mayor masa, mayor fuerza de inercia sísmica).
2. La baja calidad de la construcción (no existe control de la mano de obra y esta técnica se transmite entre los constructores de mayor edad a los de menor edad).
3. La ausencia de refuerzo, que da lugar a fallas frágiles.
4. La baja resistencia del material (un muro de adobe confinado resiste la décima parte del esfuerzo cortante de rotura del mismo muro hecho con albañilería de ladrillos de arcilla).
5. La falta de elementos de conexión entre las paredes (las conexiones dentadas o con mochetas de amarre no son suficientes como para evitar el desgarramiento, Fig. 8.30).
6. El escaso o nulo mantenimiento de la vivienda. Principalmente, la humedad es el principal enemigo de las edificaciones de tierra, en especial si carecen de sobrecimiento y cobertura de cemento. La socavación de la base del muro podría controlarse con un zócalo hecho con mortero de cemento (Fig. 8.29).



Fig. 8.29. Efectos de la humedad e inundaciones.

8.2.1 Fallas sísmicas en viviendas tradicionales de adobe

Las fallas típicas que producen los terremotos en las viviendas tradicionales de adobe son:

1. Fallas por acciones sísmicas perpendiculares al plano del muro (Fig. 8.30). Ante la ausencia de una viga solera que controle la flexión de la zona central del muro, se forma una grieta vertical. Asimismo, ante la ausencia de una solera transversal y la escasa resistencia que presenta la unión dentada, no hay manera de transmitir las tracciones de una pared hacia la otra, generándose el desgarramiento vertical. Como los muros continúan balanceándose como elementos en voladizo, impactan entre ellos, para finalmente terminar volcándose.

a.- Cargas perpendiculares al plano

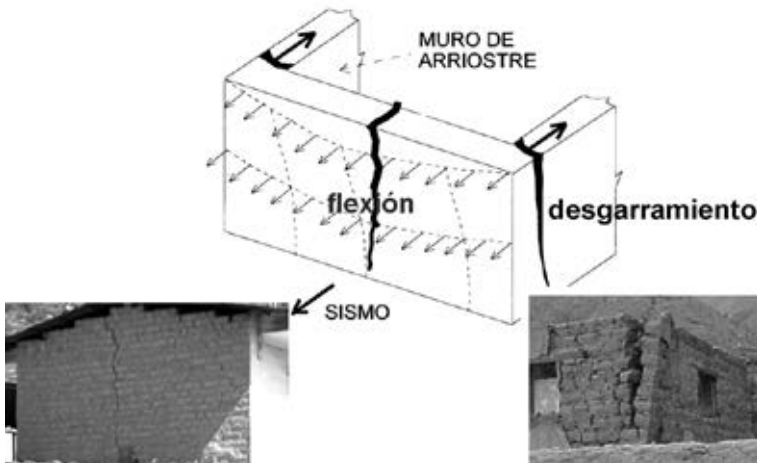


Fig. 8.30. Falla por flexión y desgarramiento.

2. Falla por carga sísmica coplanar (Fig. 8.31). Por más que se mejore la resistencia a compresión del adobe, el mortero de barro genera una adherencia bastante pobre, por lo que ante acciones sísmicas coplanares, la falla por corte se presenta en forma escalonada a través de las juntas verticales y horizontales.
3. Falla en la base de la zona triangular de los tímpanos (Fig. 8.32). El empuje que origina la viga cumbre apoyada en la cúspide del tímpano, sumada a las cargas sísmicas perpendiculares al plano del tímpano, generan una falla horizontal en la base de la zona triangular. Los experimentos realizados reforzando esa línea de debilidad con tablas verticales embutidas en el muro en sus 2 caras y conectadas entre sí con alambre #8, lograron controlar esa forma de falla.

b.- Cargas Contenidas en el plano



Fig. 8.31. Falla por corte.

c.- Colapso de la parte superior del tímpano y refuerzo propuesto

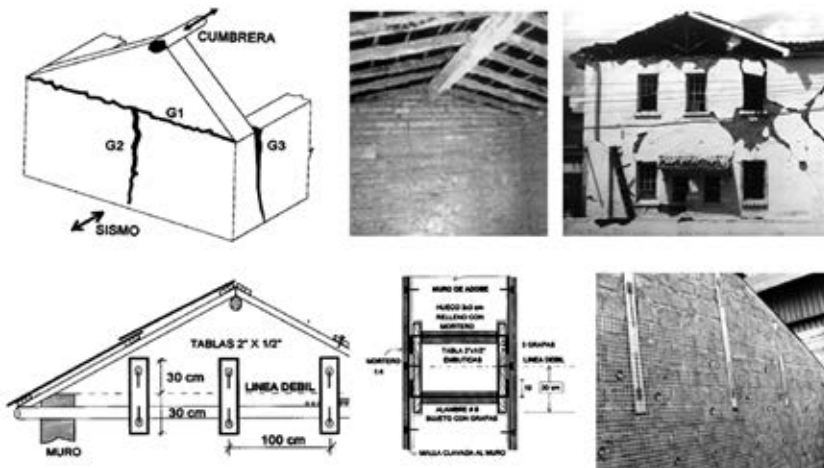


Fig. 8.32. Falla en el tímpano y refuerzo recomendado.

4. Colapso total. Una vez formadas las fallas indicadas anteriormente, si la intensidad del sismo continúa incrementándose, la estructura puede colapsar totalmente (Fig. 8.33).



Fig. 8.33. Colapso total.

8.2.2 Fallas sísmicas en viviendas tradicionales de tapial

Aparte de las fallas mencionadas en el acápite 8.2.1, en las viviendas de tapial sujetas a terremotos se presenta un movimiento desordenado de las tapias, las que terminan volcándose, rotando en su plano o deslizándose (Fig. 8.34).



Fig. 8.34. Fallas en el tapial.

8.3 REFORZAMIENTO DE VIVIENDAS EXISTENTES DE ADOBE

Entre los años 1994 al 2000 se ejecutó el proyecto «Estabilización de las Construcciones de Adobe Existentes en los países Andinos», financiado por GTZ (agencia

de cooperación técnica alemana), administrado por CERESIS (entidad latinoamericana) y ejecutado por la PUCP. El principal objetivo de este proyecto fue obtener un sistema de refuerzo sísmico sencillo y económico que permita retardar el colapso de las viviendas de adobe existentes, de tal modo que sus ocupantes tengan tiempo suficiente para escapar salvando sus vidas.

Este proyecto consistió de 3 etapas, que se detallan en los siguientes acápites.

8.3.1 Etapa 1. Experimental

En esta etapa se analizaron varios sistemas de refuerzo, mediante ensayos dinámicos en mesa vibradora de muros a escala natural de sección transversal en forma de «U». Se buscó en todos los casos controlar la falla por flexión en la zona central de los muros y la falla por desgarramiento en el encuentro entre las paredes transversales.

Refuerzo con tablas

Se utilizaron tablas embutidas en las dos caras superiores del muro, simulando soleiras, interconectadas con alambre #8, que pasaron a través de perforaciones hechas en la pared, taponadas posteriormente con mortero de cemento (Fig. 8.35). Estos alambres además anclaron en perforaciones hechas en el muro transversal. Ante un sismo moderado las tablas controlaron la flexión en la parte central del muro y retardaron el colapso (Fig. 8.36), pero cuando se intensificó el sismo, el sistema colapsó frágilmente, por lo que este refuerzo fue descartado.

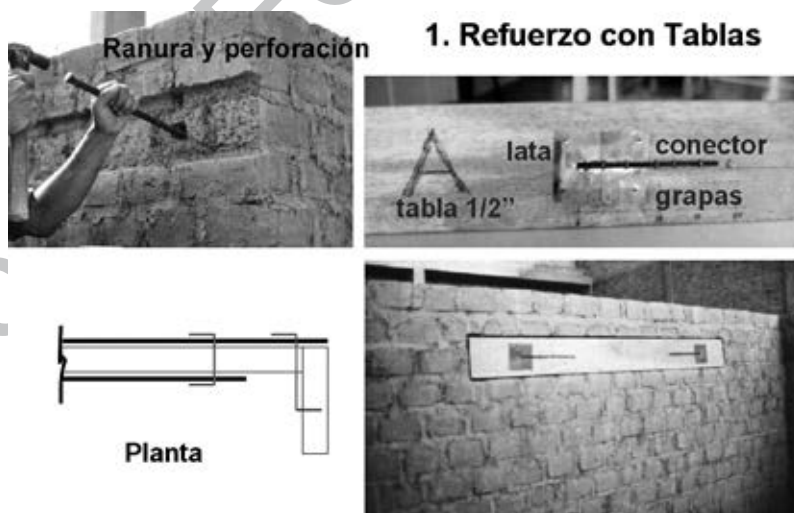


Fig. 8.35. Refuerzo de tablas.



Fig. 8.36. Refuerzo con tablas. Sismo moderado (izquierda). Sismo severo (derecha).

Refuerzo con sogá

Se trató de emular a un tensor metálico, mediante una sogá de $\frac{1}{2}$ » colocada en una ranura superior del muro, que después fue taponada con mortero de cemento. Esta sogá amarraba al muro con la pared transversal, pero tampoco fue efectiva, ni para controlar la flexión central, ni para conectar las paredes transversales (Fig. 8.37). Este refuerzo también fue descartado.



Fig. 8.37. Refuerzo de sogá.

Refuerzo con mallas de alambre #16 trenzado y malla de gallinero

También se probaron mallas recubiertas con mortero de cemento, dispuestas en franjas que simulaban vigas y columnas de confinamiento (Fig. 8.38). Primero se utilizó alambre #16, trenzado en forma de rombos, clavados sobre un pañeteo de cemento para que no se corra el alambre. En el segundo caso se utilizó una malla de gallinero galvanizada (por lo que no fue necesario pañetear) clavada en el adobe. En ambos casos, la malla fue poco resistente y en el caso de la malla de gallinero, la gran flexibilidad que tuvo no permitió controlar el grosor de las grietas por flexión y por desgarramiento. Ambos refuerzos fueron descartados.



Fig. 8.38. Refuerzo con malla de alambre #16 y de gallinero.

Refuerzo con malla electrosoldada

La malla electrosoldada galvanizada utilizada presenta cocada cuadrada ($3/4''$) y está compuesta por alambres de 1mm de diámetro. Esta malla puede ser encontrada en cualquier ferretería del Perú y se expende en rollos de 30 o 50m de longitud y 90cm de ancho (Fig. 8.39).

5. Malla Electrosoldada Galvanizada

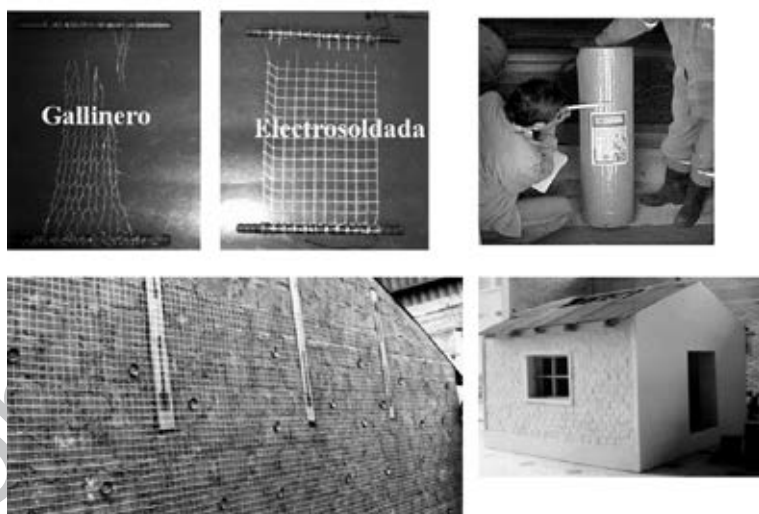


Fig. 8.39. Malla de alambre electrosoldado.

Los ensayos de tracción proporcionaron una resistencia de 220kg por metro lineal de malla, ocho veces superior a la de la malla de gallinero. Es mucho más rígida que la malla de gallinero, con lo cual fue posible controlar el grosor de las grietas. Se debe señalar que cuanto menor es la grieta por desgarramiento, el impacto entre los muros transversales se atenúa.

En un primer intento se enmalló totalmente la superficie de las paredes (Fig. 8.39), para luego proteger a la malla con un mortero de cemento-arena 1:5, obteniéndose una resistencia sísmica excesiva. Para reducir costos, se decidió enmallar por franjas simulando vigas y columnas de confinamiento (Fig. 8.40). Como la malla tiene 90cm de ancho, se recorta en 2 partes para simular «vigas» de 45cm de peralte, mientras que para simular las «columnas» en las esquinas internas la malla se dobla en dos (sin cortarla), y por la cara externa se usan franjas horizontales, con anchos verticales de 90cm que se traslapan 10cm entre sí.

Las mallas colocadas en cada cara del muro deben conectarse mediante alambre #8. Este alambre pasa a través de perforaciones de 3 a 5cm hechas en la pared, espaciadas cada 50cm y taponadas con mortero cemento-arena 1:5. Las mallas se clavan a la pared (Fig. 8.40) con clavos de 2½» usando una chapa, madera o lata en la cabeza del clavo, para de este modo fijar la malla sin que se formen bolsones. Finalmente, se enlucce la pared con tarrajeo de cemento-arena fina 1:5, limpiando y humedeciendo previamente a la pared.

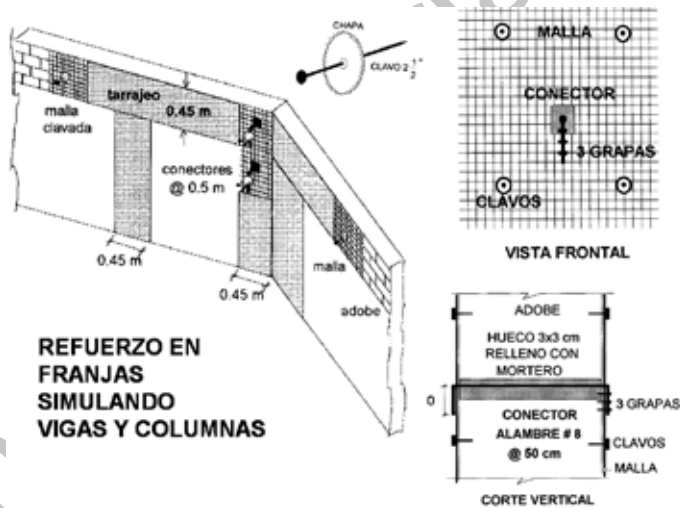


Fig. 8.40. Franjas que simulan vigas y columnas.

Los experimentos en mesa vibradora se hicieron sobre módulos de vivienda que no fueron enmallados en las caras externas, excepto en las fachadas, con la finalidad de simular una posible vivienda vecina que no permita el reforzamiento. En este caso, las franjas de «vigas y columnas» corrieron por la parte interna del módulo. Pese a ello, los resultados del ensayo ante sismos moderados fueron exitosos (Fig. 8.41). Para sismos severos el sistema colapsó parcialmente, pero dando tiempo como para que los ocupantes puedan escapar, con lo que se cumplió el objetivo del proyecto.



Fig. 8.41. Módulo no reforzado y reforzado con malla ante un sismo moderado.

8.3.2 Etapa 2. Proyecto Piloto

Luego de la etapa experimental (acápite 8.3.1) se seleccionó como sistema de reforzamiento para las viviendas de adobe existentes, a la malla electrosoldada dispuesta en forma de franjas simulando vigas y columnas. Esta técnica se aplicó entre los años 1998 y 1999 en el reforzamiento de 20 viviendas reales (construidas por los pobladores con muchos defectos), ubicadas en zonas sísmicas del Perú: Trujillo, Huaraz, Ica, Cuzco, Moquegua y Tacna. Entre los años 1999 y 2000, CERESIS logró que se aplique este sistema de reforzamiento en Chile (Arica), Bolivia (Cochabamba), Ecuador y Venezuela.

Se evitaron viviendas que presentasen muros con su base socavada, techos apollillados y muros con más de 3m de alto. Las mallas verticales («columnas») fueron colocadas en: los encuentros entre muros (45+45 cm), la zona central de los muros con más de 5m de largo (45cm) y en los bordes de los vanos (45cm), ver la Fig. 8.42. Las mallas horizontales («vigas») se colocaron en todos los muros.

Cabe resaltar lo siguiente:

- La malla vertical no necesita conectarse a la cimentación, debido a que los muros de adobe se deforman principalmente por fuerza cortante.
- No se necesita desmontar el techo, es decir, la malla vertical abarca tan solo la altura libre de los muros de adobe.
- Para viviendas de dos pisos es necesario enmallar totalmente el primer piso, mientras que en el segundo piso el enmallado es por franjas. Esto se debe a que en el primer piso la fuerza cortante sísmica es mayor a la existente en el segundo piso.

**PROYECTOS
PILOTOS**

- Trujillo
- Huaraz
- Ica
- Cuzco
- Moquegua
- Tacna
- Arica

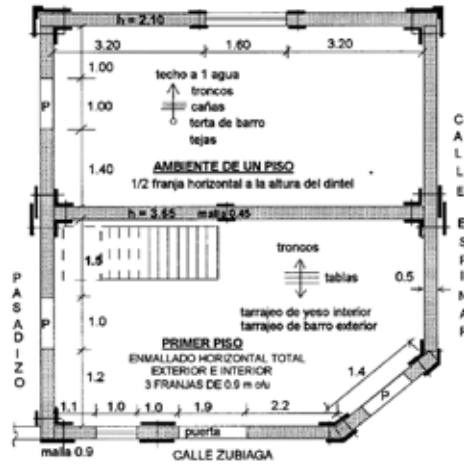


Fig. 8.42. Ubicación de las mallas verticales.

En las figuras 8.43 a 8.45 se muestra paso a paso, en forma ordenada, el proceso de reforzamiento seguido.



Fig. 8.43. Remoción de acabados en zonas a enmallar (izquierda) y perforaciones cada 0.5m (derecha), donde irán los conectores.



Fig. 8.44. Instalación del conector (alambre #8) y taponado de la perforación con mortero 1:5 (izq.). Instalación de la malla, clavado y engrape del conector (der.).



Fig. 8.45. Limpieza, humedecimiento, pañeteo y tarrajeo con mortero cemento-arena fina 1:5 de la zona enmallada.

8.3.3 Etapa 3. Evaluación post sismo

El 23 de junio del 2001 ocurrió el denominado «Sismo del Sur» ($M_w = 8.4$) que afectó las zonas de Arequipa, Moquegua, Tacna y Arica. Las 2 viviendas reforzadas en Tacna, otra en Arica y 3 en Moquegua, no mostraron fisuras, mientras que viviendas de adobe vecinas no reforzadas colapsaron o sufrieron fuertes daños (ver las figuras 8.46 a 8.49).



Fig. 8.46. Yacango, Moquegua. Terremoto del Sur del 23 de junio del 2001.



Fig. 8.47. Estuquiña, Moquegua, 2001.



Fig. 8.48. Caplina, Tacna, 2001.



Fig. 8.49. Arica, Chile, 2001.

El 15 de agosto del 2007 ocurrió el terremoto de Pisco ($M_w = 8$). En este sismo 2 viviendas reforzadas en 1998, ubicadas en Guadalupe y Pachacútec (Ica), no presentaron daños, en tanto que las viviendas vecinas no reforzadas colapsaron o sufrieron fuertes daños (Fig. 8.50).

Se debe mencionar que el sistema de refuerzo sobre la base de malla electrosoldada no es efectivo para muros de cerco, ya que estos elementos se comportan como elementos en voladizo ante cargas sísmicas transversales al plano del cerco.

En el caso de la vivienda ubicada en Guadalupe, el cerco del patio no fue reforzado y colapsó (Fig. 8.51). En este caso se requería adicionar columnas de concreto con sus respectivas zapatas, o adicionar muros transversales de adobe que sirvan de arriostres, conectados con malla al muro de cerco. El propietario no pudo cubrir los costos adicionales implicados.



Fig. 8.50. Ica, sismo de Pisco del 2007.



Fig. 8.51. Cerco no reforzado. 2007.

Es importante indicar que entre 1999 y el 2000 se reforzaron parcialmente 3 viviendas adicionales con fines demostrativos, ubicadas en los distritos de Ica: Parcona, La Tinguíña y Cercado, respectivamente. La estación sísmica del Instituto Geofísico del Perú (IGP), ubicada en Parcona, fue uno de estos proyectos demostrativos. La construcción es de adobe y fue reforzada por personal local contratado por CERESIS, de tal forma que las mallas electrosoldadas de la fachada quedasen parcialmente expuestas con fines de que los pobladores aprecien cómo es el sistema de reforzamiento. Esta vivienda no tuvo daños (Fig. 8.52) a pesar que allí se registró una aceleración máxima de 0.5g sobre un suelo arenoso.

En el caso de las viviendas ubicadas en La Tingüña y el Cercado, el ambiente reforzado no tuvo ningún daño, mientras que los ambientes adyacentes tuvieron fisuras visibles en todos los muros.

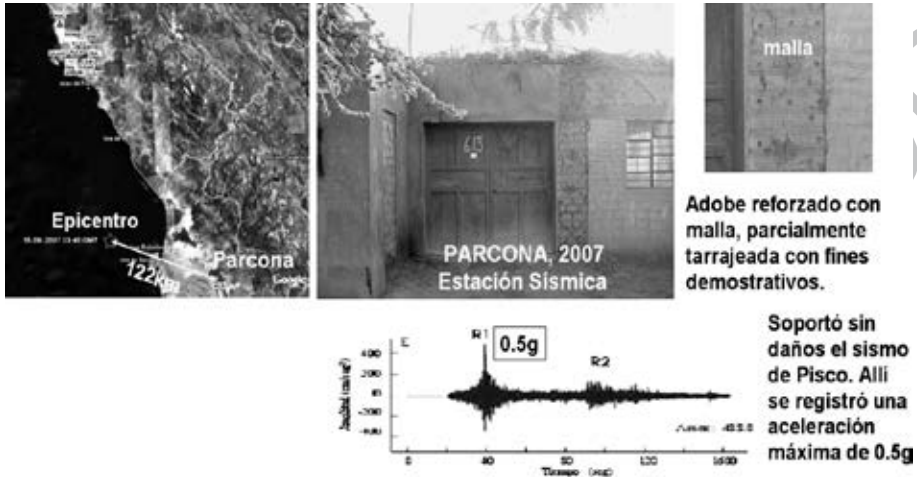


Fig. 8.52. Estación sísmica de Parcona parcialmente reforzada.

8.4 REFUERZO PARA VIVIENDAS NUEVAS DE ADOBE Y TAPIAL

8.4.1 Refuerzo de caña en viviendas nuevas de adobe

El refuerzo vertical de caña brava (Fig. 8.53) amarrado con paja rafia a la caña chancada, utilizada como refuerzo horizontal cada 4 hiladas, ha sido probado con éxito en ensayos sísmicos hechos en la mesa vibradora de la PUCP. Este refuerzo proporciona ductilidad a la vivienda y evita su colapso ante los sismos severos. Sin embargo, es necesario que existan ambos refuerzos (horizontal y vertical) para integrar los adobes. Aparte, se requiere adobes especiales de tamaño pequeño para formar un tipo de amarre americano (que permita el paso del refuerzo vertical) al cual los pobladores no están acostumbrados. Este refuerzo se encuentra reglamentado en la Norma E.080 «Adobe» desde 1987.

Con el objeto de facilitar la construcción del adobe reforzado con caña, se ensayaron sísmicamente, con igual éxito, módulos de vivienda construidos con adobes que presentaron en sus extremos alvéolos semicirculares, por donde pasaba la caña vertical, e incluso troncos de eucalipto en las esquinas (Fig. 8.54). En este caso también se requiere reforzar horizontalmente con caña chancada cada 4 hiladas.

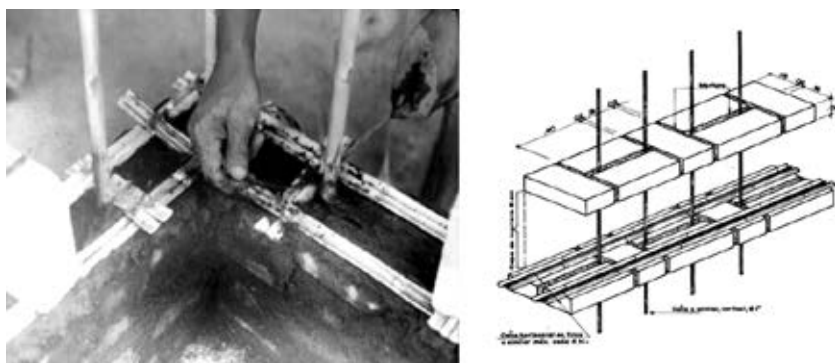


Fig. 8.53. Adobe Reforzado con caña.



Fig. 8.54. Adobe alveolar reforzado con eucalipto y caña chancada.

8.4.2 Refuerzo de geomalla en viviendas nuevas de adobe

En este caso, se utiliza una malla de polímero con cocada rectangular, llamado también geomalla (Fig. 8.55). Se requiere un enmallado total, incluyendo a las vigas soleras de madera y a la cimentación. Durante la construcción de los muros, se instala en las juntas de mortero cintas de paja rafia (cada 30 o 40cm) que sirven para amarrar la geomalla contra la pared. Una vez instalada la malla, se le recubre con mortero de barro.

Este sistema de refuerzo ha sido probado en ensayos de laboratorio y recientemente se reglamentó su uso en la Norma de Adobe E.080. Ver en el blog de investigaciones en albañilería la reglamentación y un manual de construcción empleando la Geomalla.

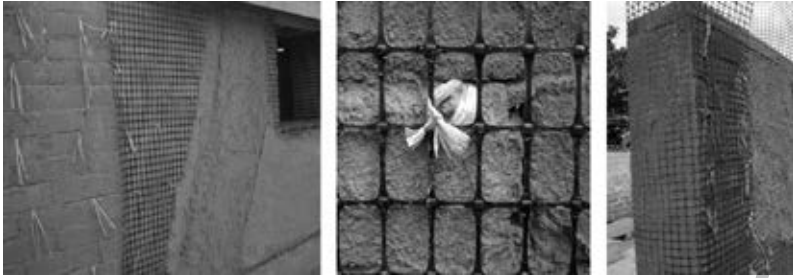


Fig. 8.55. Adobe reforzado con malla de polímero.

8.4.3 Refuerzo con malla electrosoldada en viviendas nuevas de adobe

Después del éxito obtenido en el reforzamiento con malla electrosoldada en 6 viviendas existentes sujetas al terremoto del sur del 2001 (acápite 8.3.3), COPASA-GTZ con el apoyo técnico de la PUCP, elaboró un manual de viviendas de adobe reforzadas (ver el blog de investigaciones en albañilería), con el cual se construyeron 400 viviendas en la zona alto-andina de Arequipa en el año 2002. Otras instituciones usaron la misma solución técnica para construir alrededor de 100 casas en la provincia de Arequipa y otro tanto en Moquegua.

Fundamentalmente, las mejoras introducidas al sistema inicial fueron (figuras 8.56 a 8.58):

- La cimentación fue de concreto ciclópeo, con una mezcla cemento-hormigón 1: 12 más 30% de piedra grande (tamaño máximo: 25cm).
- Los conectores (alambre #8, Fig. 8.56) se instalaron en las juntas verticales durante la construcción del muro. En esas juntas verticales se utilizó mortero cemento-arena 1: 5 para anclar y proteger al conector de la corrosión.

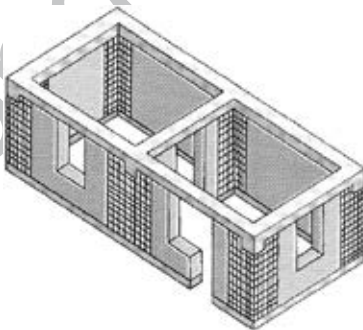


Fig. 8.56. Adobe reforzado con malla electrosoldada y conector.

- Las vigas soleras, que también funcionaron como dintel, fueron hechas de concreto pobre ($f'c = 100\text{kg/cm}^2$), reforzado con 2 varillas de $3/8''$, que anclaron sobre unos dientes de concreto con una altura que abarcaba las 3 hiladas superiores (Fig. 8.57). Estos dientes se utilizan para evitar el deslizamiento de la solera sobre el muro, y el anclaje vertical de las varillas de la solera en estos dientes sirve para incrementar la resistencia a corte-cizalle en la interfase solera-muro.

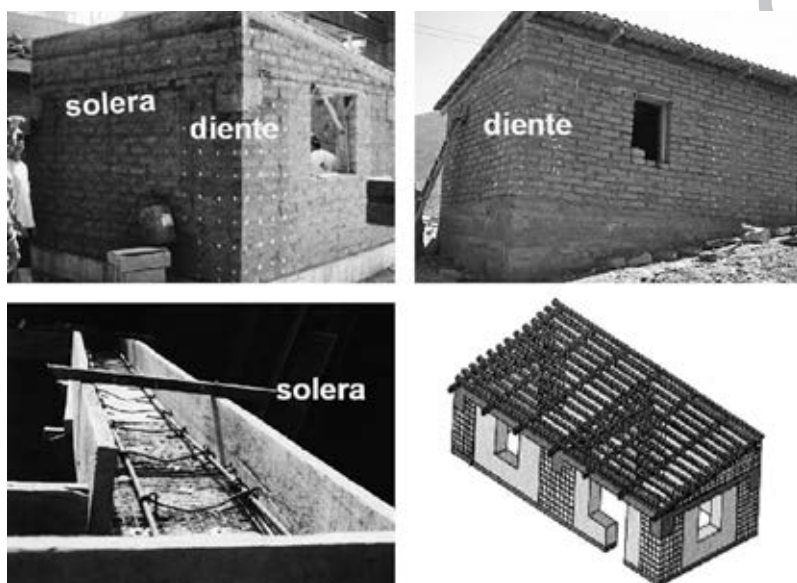


Fig. 8.57. Malla electrosoldada, viga solera y techo de madera.

- El techo fue de madera, cubierta con tejas de microconcreto (Fig. 8.11) y las instalaciones eléctricas corrieron por las caras del muro a fin de no debilitarlos (Fig. 8.58).



Fig. 8.58. Instalaciones eléctricas y vivienda terminada.

8.4.4 Adobe confinado con elementos de concreto armado

En el Perú existen algunas viviendas de adobe confinado por elementos de concreto armado (vigas y columnas). Sin embargo, estos elementos no obedecen a ningún diseño estructural y muchas veces se emplea concreto de buena calidad reforzado con varillas de 5/8" (Fig. 8.59), lo que encarece innecesariamente el sistema.



Casas peruanas de adobe confinado

Fig. 8.59. Adobe confinado.

Existen pruebas del buen comportamiento de viviendas con confinamientos de este tipo en el sismo severo de Omotepec, México, 1995 (Fig. 8.60). Por ello, San Bartolomé ejecutó proyectos de investigación experimental en muros y módulos de adobe confinado con concreto (ver el blog de investigaciones en albañilería). Allí se demostró que la deformación lateral de los muros en su plano era fundamentalmente por fuerza cortante, por lo que bastaba con usar concreto pobre ($f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$), reforzado con una mínima cantidad de acero, pero agregando cada 6 hiladas, refuerzo horizontal de $\frac{1}{4}$ », sobre una junta horizontal de mortero cemento-arena 1:5, con la finalidad de integrar a las unidades de adobe, para así evitar su colapso ante cargas sísmicas perpendiculares al plano del muro. Tanto el refuerzo como la sección de las vigas y soleras deben diseñarse según una propuesta que aparece en el blog en mención.



Fig. 8.60. Omotepec, México, 1995.

En estos casos es preferible emplear una junta a ras adobe-columna (Fig. 8.61) en vez de la conexión dentada tradicional, ya que por la debilidad del adobe, el diente puede fracturarse durante el vaciado y la compactación del concreto de la columna.

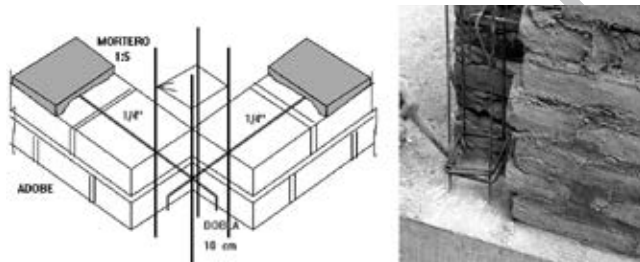


Fig. 8.61. Conexión a ras y refuerzo horizontal cada 6 hiladas.

Es importante indicar que no es correcto emplear chicotes (o mechas) para conectar el muro de adobe con las columnas de confinamiento, porque las cargas sísmicas transversales al plano del muro pueden producir una falla en forma de «V» en la parte central de la albañilería (Fig. 8.62). Por tanto, debe emplearse refuerzo horizontal continuo cada 6 hiladas.



Fig. 8.62. Muros confinados de flexión y de corte en un ensayo de simulación sísmica.

8.4.5 Tapial reforzado

Después de observarse el comportamiento sísmico de las viviendas de tapial no reforzadas (acápite 8.2.2), se investigó como integrar el movimiento desordenado que tenían las tapias. Se emplearon varillas de eucalipto verticales y horizontales, estacas entre hiladas, diagonales en los encuentros, varillas discontinuas en la parte central para controlar la contracción de secado y troncos como soleras que por su sinuosidad no encajaban con las varillas verticales teniéndose que adicionar suples de madera para conectarlos (Fig. 8.63-izquierda). La alta congestión de refuerzo utilizado generó una mala compactación de la tierra, dando lugar a tapias débiles que se desmoronaron ante la acción de sismos moderados (Fig. 8.63-derecha).



Fig. 8.63. Tapial con refuerzo excesivo.

De este modo, se tuvo que idear otra forma de reforzar al tapial, buscándose un refuerzo mínimo que integre todas las tapias, consistente en:

- Refuerzo vertical continuo (Fig. 8.64): troncos de eucalipto de 1½» de diámetro anclados en la cimentación mediante una varilla longitudinal y pequeñas varillas transversales clavadas entre sí. Cada tapia fue atravesada por 2 troncos verticales localizados a 20cm de sus extremos, de tal modo de evitar su rotación y deslizamiento.
- Refuerzo horizontal continuo (Fig. 8.65): troncos de eucalipto de 1» de diámetro cada 2 hiladas. Estos troncos fueron clavados a los verticales y colocados de tal modo que en las esquinas no se crucen; es decir, mientras que en un muro el refuerzo horizontal iba en las hiladas pares, en el muro transversal el refuerzo se colocó en las hiladas impares. El uso de este refuerzo continuo obligó a crear una abertura en las tapas extremas del molde.

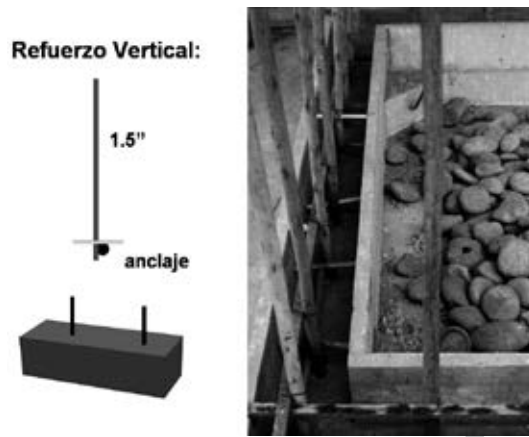


Fig. 8.64. Refuerzo vertical y anclaje.



Fig. 8.65. Refuerzo horizontal y abertura en la tapa del molde.

- Las vigas soleras (Fig. 8.66) fueron hechas de concreto pobre ($f'c = 100\text{kg/cm}^2$), reforzado con 4 cañas estribadas con alambre #8, aunque, evidentemente, también se puede utilizar varillas longitudinales de acero corrugado.

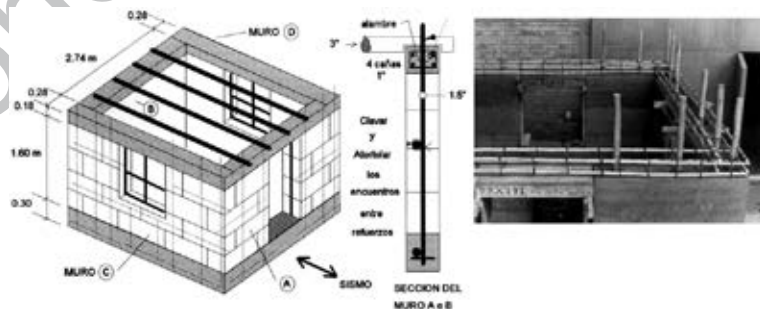


Fig. 8.66. Tapial con refuerzo mínimo.

- Los vanos de puertas y ventanas se extendieron hasta tocar con la base de la solera. Cabe destacar que en la solera de concreto el tronco vertical puede anclar con facilidad, sin importar su sinuosidad. Asimismo, antes de vaciar el concreto, pueden empalmarse los troncos verticales del segundo piso con los existentes en el primer piso. También, en las soleras se dejó embutido alambres #8 en forma de «U», para amarrar los troncos del techo.

Un módulo de Tapial reforzado bajo las condiciones indicadas (Fig. 8.66) fue ensayado en mesa vibradora ante la acción de sismos severos. En la Fig. 8.67 puede observarse que no hubo desmoronamiento de las tapias. Además, se controló la falla por flexión en la zona central del muro y se evitó la falla por desgarramiento en el encuentro entre muros transversales. Asimismo, aparte de incrementarse en forma significativa la resistencia sísmica, se logró integrar todas las tapias, evitando su volcamiento y deslizamiento (Fig. 8.34).

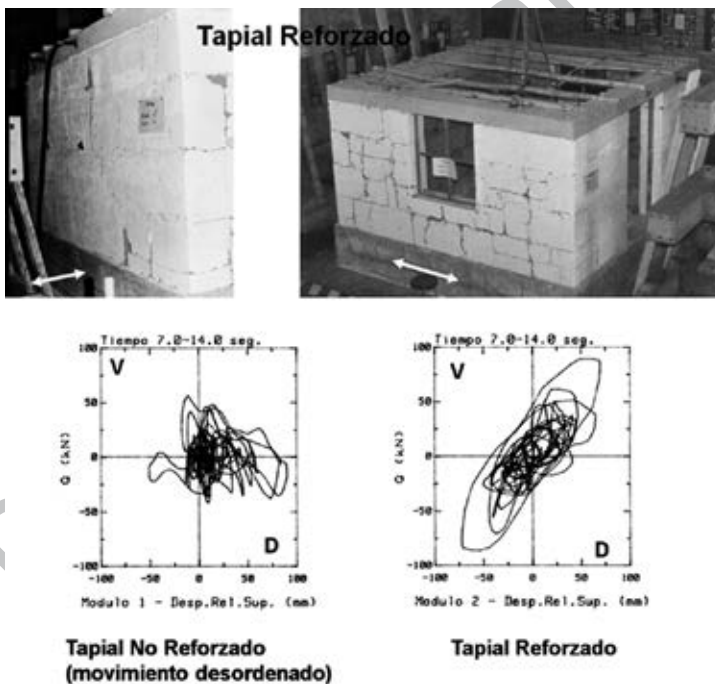


Fig. 8.67. Tapial reforzado al mínimo después de un sismo severo y gráficas cortante basal-desplazamiento lateral.

Finalmente, debe mencionarse que realizar ensayos estáticos en las construcciones de tierra es bastante complejo, debido a que se trata de sistemas de masas continuas con poca masa a la altura del techo. En cambio, en los sistemas aporricados

de concreto armado, la masa se concentra principalmente a la altura de los techos. Aparte, el ensayo estático no genera aceleraciones transversales al plano de los muros, con lo cual, mediante esta técnica, no puede estudiarse la conexión entre paredes ortogonales.

De este modo, si se pretendiese analizar el comportamiento de un muro de tapial o de adobe solo a fuerza cortante coplanar, se tendría que aplicar cargas laterales distribuidas triangularmente en la altura del muro. Por ejemplo, en la Fig. 8.68 se ha tratado de simular sobre el muro de tapial, un sistema de carga lateral triangular, utilizando tres tensores conectados a celdas de carga y a un perfil metálico muy rígido articulado en su base y accionado lateralmente en su extremo superior por un actuador dinámico.



Técnica de Ensayo Estático en un Muro de Adobe o Tapial

Fig. 8.68. Ensayo simulando una distribución de cargas laterales del tipo triangular en la altura del muro.

Lecturas COMPLEMENTARIAS AL CAPÍTULO 8:

8.1 Albañilería de Tierra Cruda. Capítulo del Blog: <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>. Comprende: Investigaciones, Norma E.080 «Adobe», Manuales de Construcción y enlaces a la página web de CERESIS. Por: Ángel San Bartolomé. 2007.

BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute (2003). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- American Society for Testing and Materials (2000). *ASTM standards source [recurso electrónico]*. West Conshohocken, PA: ASTM.
- Amrhein, J. (1998). *Reinforced Masonry Engineering Handbook - Clay and Concrete Masonry*. 5a edición. Boca Raton FL: Masonry Institute of America & CRC Press.
- Bazán, E. y R. Meli (1987). *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*, México D.F.: Limusa.
- Blondet, M., M. Ronald, K. Trevor, R. Villablanca y R. Klingner (1989). *Performance of Engineered Masonry in the Chilean Earthquake of March 1985: Implications for U.S. Design Practice*. Joint Report to the National Science Foundation. Berkeley CA: Computech Engineering Services Inc. and Austin TX: Department of Civil Engineering, University of Texas.
- Colegio de Ingenieros del Perú (2009, 2007, 2005, 2003, 2001, 1999, 1997, 1994, 1992, 1990, 1988, 1986, 1984, 1982, 1980). *Ponencias de los Congresos Nacionales de Ingeniería Civil*. Chiclayo, Arequipa, Ayacucho, Iquitos, Puno, Huánuco, Trujillo, Lima, Ica, Piura, Huaraz, Cajamarca, Tacna, Chiclayo, Cuzco: Colegio de Ingenieros del Perú, Instituto de Construcción y Gerencia.
- Englekirk, R. y G. Hart (1982). *Earthquake Design of Concrete Masonry Buildings*. Volume 2. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Gallegos, H. y C. Casabonne (2005). *Albañilería Estructural*. Lima: Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú.
- INDECOPI (2006). *Normas Técnicas Peruanas*. Lima: INDECOPI.

- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto IMCYC (1990). *Diseño y construcción de estructuras de bloques de concreto*. México D.F.: Limusa.
- Isoishi, H., T. Kaminosono y M. Teshigawara (1987). *Design of the Five Story Full Scale Reinforced Masonry Test Building*. Third Joint Technical Coordinating Committee on Masonry Research. Hokkaido-Japan: documento interno.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento y SENCICO (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.070 «Albañilería». Norma E.060 «Concreto Armado». Norma E.030 «Diseño Sismorresistente». Norma E.020 «Cargas»*. Lima: Gráfica El Porvenir S.A.
- Okamoto, S., Y. Yamasaki, T. Kaminosono y M. Teshigawara (1988). *Seismic Test of the Five Story Full Scale Reinforced Masonry Building*. U.S.-Japan Coordinated Earthquake Research Program on Masonry Building. Tokyo: documento interno.
- Priestley M.J.N. (1986). *Seismic Design of Concrete Masonry Shearwalls*, En *ACI Journal*. Volumen 83, número 1. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- Riddell, R., P. Hidalgo y otros (1988). *Lecciones del Sismo del 3 de Marzo de 1985*, Santiago de Chile: Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón.
- San Bartolomé, A. (1994). *Construcciones de Albañilería. Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural*. Lima: Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú.
- San Bartolomé, A. (2007). Blog de Investigaciones en Albañilería <http://blog.pucp.edu.pe/albanileria>
- San Bartolomé, A. (2007). Blog de Investigaciones en Concreto Armado <http://blog.pucp.edu.pe/concretoarmado>
- Schneider, R. y W. Dickey (1984). *Reinforced Masonry Design*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Secretaría de Obras y Servicios, Ciudad de México (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*. NTCM-2004. México, D.F.: Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- Secretaría de Obras y Servicios, Ciudad de México (1977). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*. NTCM-77. México, D.F.: Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- Wood, S. L. (1991). *Observed Behavior of Slender Reinforced Concrete Walls Subjected to Cyclic Loading*. En *ACI SP 127-11*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

Revistas y página de internet

Artículos de la revista *El Ingeniero Civil*. Lima: Gráfica DelVI S.R.L.

Artículos de la revista *Costos*. Lima

Artículos de la revista *Ingeniería & Construcción*. Lima

Artículos de la revista *Constructivo*. Lima.

Earthquake Engineering Research Center. *Reportes varios*. Berkeley: University of California.

<http://www.webshots.com> (consultado entre 2007 y 2010). Figuras de monumentos históricos.

Fondo Editorial PUCP

Desde 1979, la PUCP ha ejecutado un programa de investigación teórico-experimental, con materiales y técnicas constructivas locales. Como resultado, en el año 2006 se oficializó un moderno reglamento de diseño y construcción, la Norma E.070 «Albañilería», cuya formulación y aplicación es tratada en este libro.

Este libro resultó ganador del Primer Concurso de Textos Universitarios PUCP.

Los temas que comprende este texto son:

1. Componentes de la albañilería
2. Propiedades de la albañilería simple
3. Procedimientos de construcción
4. Comportamiento sísmico
5. Análisis estructural
6. Diseño sísmico
7. Albañilería de tierra cruda

ÁNGEL SAN BARTOLOMÉ. Ingeniero civil por la PUCP, especializado en ingeniería antisísmica y albañilería estructural en Japón. Es profesor principal del Departamento de Ingeniería de la PUCP, proyectista de estructuras y coordinador de investigaciones de la sección Ingeniería Civil.

DANIEL QUIUN. Ingeniero civil y magíster por la PUCP, con estudios en la Universidad de Kioto. Es profesor principal en el Departamento de Ingeniería de la PUCP, proyectista de estructuras y socio fundador de Prisma Ingenieros Consultores.

WILSON SILVA BERRÍOS. Ingeniero civil por la Universidad Nacional de Cajamarca y magíster por la PUCP, con especialización en Ingeniería Estructural. Es profesor principal del Departamento de Ingeniería, en el área de Estructuras de la Sección Ingeniería Civil de la PUCP.

