

## CAPÍTULO 7 REQUISITOS ESTRUCTURALES MÍNIMOS

### Artículo 19. REQUISITOS GENERALES

Esta Sección será aplicada tanto a los edificios compuestos por muros de albañilería armada como confinada.

#### 19.1 MURO PORTANTE

a) **Espesor Efectivo “t”.** El espesor efectivo (ver 3.13) mínimo será:

$$t \geq \frac{h}{20} \quad \text{Para las Zonas Sísmicas 2 y 3} \quad (19.1a)$$

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

Donde “h” es la altura libre entre los elementos de arriostre horizontales o la altura efectiva de pandeo (ver 3.6).

#### Comentario

Las fórmulas para determinar el espesor efectivo “t”, tienen la función práctica de permitir la adecuada verticalidad del muro durante su construcción, evitando desplomos (como máximo se permite 1/500) como el mostrado en la Fig.7.1. Otro objetivo que se pretende con las fórmulas 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, garantizando de este modo un adecuado recubrimiento del refuerzo y la atenuación de la probabilidad de que se formen cangrejas en las columnas. En caso la albañilería presente una altura libre (“h” en la Fig.7.2) muy elevada, puede agregarse una viga solera intermedia para reducir “h”.



Fig.7.1

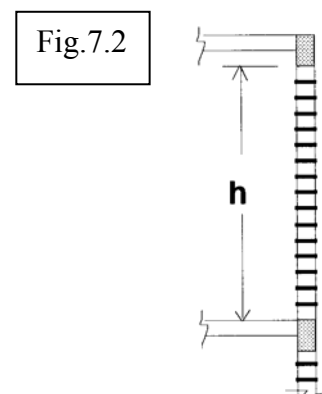


Fig.7.2

b) **Esfuerzo Axial Máximo.** El esfuerzo axial máximo ( $\sigma_m$ ) producido por la carga de gravedad máxima de servicio ( $P_m$ ), incluyendo el 100% de sobrecarga, será inferior a:

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

Donde “L” es la longitud total del muro (incluyendo el peralte de las columnas para el caso de los muros confinados). De no cumplirse esta expresión habrá que mejorar la calidad de la albañilería ( $f'_m$ ), aumentar el espesor del muro, transformarlo en concreto armado, o ver la manera de reducir la magnitud de la carga axial “ $P_m$ ” (\*).

(\*) La carga axial actuante en un muro puede reducirse, por ejemplo, utilizando losas de techo macizas o aligeradas armadas en dos direcciones.

### Comentario

La carga axial máxima acumulada ( $P_m$ ) en cada muro, puede ser obtenida mediante un proceso de metrado por áreas tributarias. La fórmula 19.1b previene fallas por pandeo en muros esbeltos sujetos a cargas verticales excesivas. El límite máximo del esfuerzo axial admisible ( $0.15 f'_m$ ), previene la reducción de ductilidad cuando el muro está sujeto a cargas sísmicas severas (ver el comentario al Artículo 14.4 y la Fig.6.6).

En caso la albañilería sea reemplazada por una placa de concreto armado, puede emplearse la fórmula 19.1b, reemplazando  $f'_m$  por  $f'_c$  para verificar por carga axial al muro de concreto.

Para el caso de muros armados, el valor de  $f'_m$  puede incrementarse enriqueciendo al grout y mejorando la calidad de los bloques. Esto deberá verificarse mediante ensayos de pilas, según se indica en el Capítulo 5.

Para el caso de la albañilería confinada, el esfuerzo axial actuante sobre la albañilería puede evaluarse recurriendo al criterio de la sección transformada (transformando el área de concreto en área equivalente de albañilería a través de la relación de módulos elásticos  $E_c/E_m$ ), con lo cual, de incrementarse el área de las columnas este esfuerzo disminuiría; sin embargo, la relación  $P_m / (L t)$  de ninguna manera deberá exceder de  $0.15 f'_m$ .

- c) **Aplastamiento.** Cuando existan cargas de gravedad concentradas que actúen en el plano de la albañilería, el esfuerzo axial de servicio producido por dicha carga no deberá sobrepasar a  $0,375 f'_m$ . En estos casos, para determinar el área de compresión se considerará un ancho efectivo 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 concentrada.

### Comentario

Los bordes libres de los muros armados (carentes de columnas de confinamiento y sin muros transversales, Fig.7.3), deben ser verificados por aplastamiento local producido por las

reacciones de las vigas dintel que concurren a ese extremo, considerando la carga tributaria proveniente de la losa y otras cargas directas existentes en los dinteles (peso propio, alféizar, etc.) correspondiente al nivel en análisis. Esta carga no debe acumularse, puesto que ella se distribuye, aproximadamente a 45°, sobre la longitud del muro en los niveles inferiores. Para este caso puede suponerse que la reacción se concentra en un área de muro igual a “ $t \times 3t$ ”.

Otra situación se muestra en la Fig.7.4, donde la reacción de la viga que llega transversalmente a la albañilería, podría causarle una falla local por aplastamiento. Para este caso, si “ $F$ ” es la reacción (no acumulada), entonces deberá cumplirse:  $F/(B t) \leq 0.375f'_m$ , donde  $B = 2t + b + 2t$ , en caso contrario habrá que aumentar el espesor del muro, usar una albañilería de mayor calidad o adicionar una columna de concreto armado.

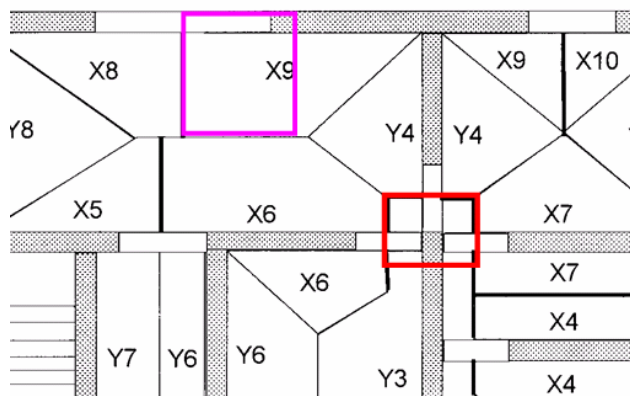


Fig.7.3. Área tributaria en un borde libre de un muro armado. Vista en planta.

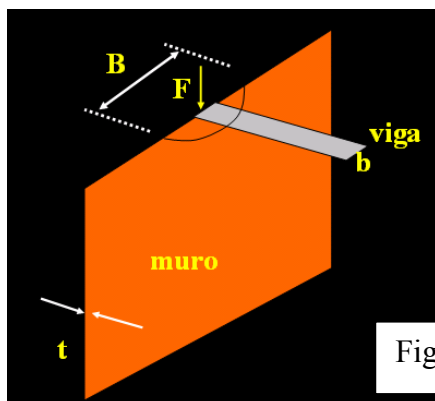
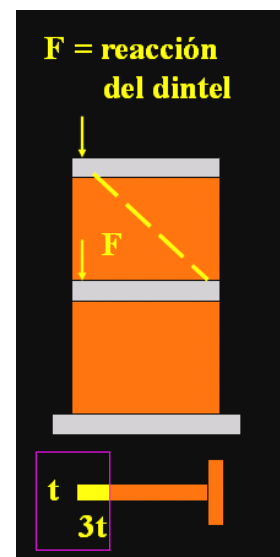


Fig.7.4



## 19.2 ESTRUCTURACIÓN EN PLANTA

- a) **Muros a Reforzar.** En las Zonas Sísmicas 2 y 3 (ver la NTE E.030 Diseño Sismorresistente) se reforzará cualquier muro portante (ver Artículo 17) 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.

**Comentario**

Los muros portantes de carga sísmica (armados o confinados), necesariamente deberán ser reforzados y además deberán cumplir con las especificaciones indicadas en los Artículos 19.1, 20 y 21. Los muros ubicados en el perímetro de la edificación son importantes porque proporcionan rigidez torsional al edificio. Un muro que absorba más del 10% de la fuerza sísmica es importante, porque de agrietarse perdería gran parte de su rigidez lateral, haciendo trabajar en exceso al resto de muros. Por lo que esos muros deben ser reforzados.

- b) **Densidad Mínima de Muros Reforzados.** La densidad mínima de muros portantes (ver Artículo 17) a reforzar en cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión:

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

*Donde: “Z”, “U” y “S” corresponden a los factores de zona sísmica, importancia y de suelo, respectivamente, especificados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.*

*“N” es el número de pisos del edificio;*

*“L” es la longitud total del muro (incluyendo columnas, sí 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, o agregarse placas de concreto armado, 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.

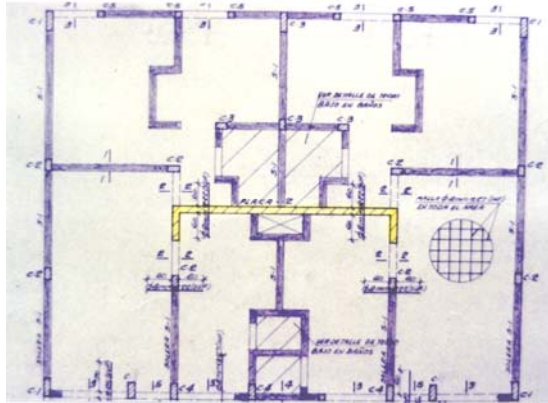
**Comentario**

La fórmula 19.2b, debe emplearse tan solo con fines de predimensionamiento, para evitar situaciones de colapso total como la mostrada en la Fig.6.16 o 6.25. La verdadera densidad de muros portantes para soportar sismos severos se determina con la fórmula 26.4, la cual garantiza que los muros queden en un estado reparable después de un terremoto. Es decir, la fórmula 19.2b funciona como la cuantía mínima de refuerzo que debe tener una viga de concreto armado en flexión, la cual no exige de calcular la cuantía real a colocar.

En la fórmula 19.2b intervienen solo los muros reforzados con longitudes mayores que 1,2 m (Artículo 17.c), no se considera, por ejemplo, las mochetas del closet que aparecen en el edificio de la Fig.7.5, donde se ha tenido que recurrir a la adición de una placa de concreto armado en la dirección horizontal, por la baja densidad de muros existente en esa dirección. Tampoco se considera aquellos muros que tengan una sola columna (Fig.7.7), o que sean de albañilería parcialmente rellena (Fig.7.14).

Fig.7.5

Planta de un edificio de albañilería confinada



La fórmula 19.2b proviene de igualar la fuerza cortante actuante en la base del edificio ( $V$ , según la Norma E.030), a la resistencia al corte proporcionada por los muros orientados en la dirección en análisis ( $\Sigma(v L t)$ ). Para esto se supuso: un peso promedio de la planta típica (de área  $A_p$ ) igual a  $800 \text{ kg/m}^2$ , una resistencia a fuerza cortante promedio  $v = 3.7 \text{ kg/cm}^2$  ( $37\,000 \text{ kg/m}^2$ ) en la albañilería; además, se admitió que el período de vibrar de estos edificios rígidos, cae en la zona plana del espectro sísmico, donde  $C = 2.5$ , y que el factor de reducción de las fuerzas sísmica ( $R$ ) era igual a 3, según se indica en la Norma E.030 para sismos severos que actúan en edificios de **albañilería reforzada**. Con lo cual:

- Cortante actuante en la base:  $V = Z U S C P / R = Z U S x 2.5 x (800 A_p N) / 3$
- Resistencia al corte promedio (en rotura):  $\Sigma(v L t) = v \Sigma(L t) = 37\,000 \Sigma(L t)$
- Igualando la resistencia al cortante actuante se obtiene:  $\Sigma(L t) / A_p = Z U S N / 56$

De emplearse placas, en la fórmula 19.2b se multiplica el grosor real de la placa por  $E_c/E_m$  (relación de módulos de elasticidad concreto-albañilería), en vista que la fórmula fue deducida considerando la existencia sólo de muros de albañilería. Estas placas pueden tener discontinuidad vertical, transformándose en albañilería confinada o armada en los pisos altos, donde se requiere menor densidad de muros, pero no deben colocarse como una prolongación horizontal de la albañilería, porque se formarían grietas verticales en esa unión, quedando la albañilería sin confinamiento.



Fig.7.6

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 (muro armado parcialmente relleno), puesto que ante los terremotos los desplazamientos laterales de los muros no reforzados se encontrarán controlados por los muros portantes de carga sísmica (confinados o armados con relleno total), a través del diafragma rígido.

Existe la creencia de que la albañilería confinada presenta mucho mayor resistencia que la no confinada y hasta se proponen fórmulas para determinar la densidad de muros dependiendo si éste está o no confinado. Los experimentos demuestran que el incremento de resistencia proporcionado por los confinamientos es muy pequeño, y que más bien éstos incrementan la rigidez lateral reduciendo al período de vibrar de la edificación, tratando que ella se comporte como un sólido rígido, con menor fuerza actuante que en un sistema más flexible. Por esta razón, muchas viviendas confinadas soportaron terremotos sin daños, mientras que otras similares pero no confinadas terminaron dañadas. La función de los confinamientos es evitar la pérdida de resistencia mediante el control del grado de deterioro de los muros.

## Artículo 20. ALBAÑILERIA CONFINADA

Adicionalmente a los requisitos especificados en 7.1, deberá cumplirse lo siguiente:

**20.1** Se considerará como muro portante confinado, aquél que cumpla las siguientes condiciones:

- a) Que quede enmarcado en sus cuatro lados por elementos de concreto armado verticales (columnas) y horizontales (vigas soleras), aceptándose la cimentación de concreto como elemento de confinamiento horizontal para el caso de los muros ubicados en el primer piso.

### Comentario

Es necesario que la albañilería se encuentre bordeada por elementos de confinamiento, ya que las cargas sísmicas actúan en los 2 sentidos del muro. Ha podido observarse (Fig.7.7), que cuando el muro presenta una sola columna, el tamaño de la grieta diagonal se torna incontrolable.

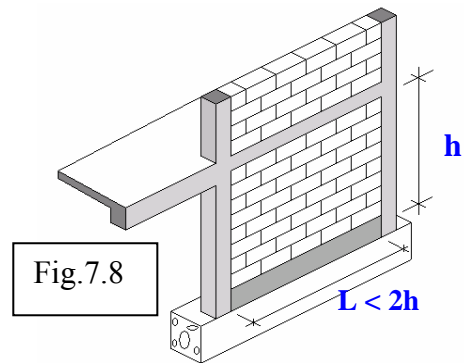


Fig.7.7. Comportamiento sísmico de Muros No Confinados.

- b) Que la distancia máxima centro a centro entre las columnas de confinamiento sea dos veces la distancia entre los elementos horizontales de refuerzo y no mayor que 5 m. De cumplirse esta condición, así como de emplearse el espesor mínimo especificado en 19.1.a, la albañilería no necesitará ser diseñada ante acciones sísmicas ortogonales a su plano, excepto cuando exista excentricidad de la carga vertical (ver el Capítulo 10).

**Comentario**

Cuando la distancia entre las columnas excede de  $2h$  (Fig.7.8), o 5 m, se pierde la acción de confinamiento en la parte central de la albañilería, tornándose incontrolable el tamaño de las grietas en esa región. Por otro lado, cuando se cumple lo especificado en 20.1.b, la albañilería tendrá un período de vibrar (ante acciones transversales) muy reducido en comparación con el período predominante de los sismos, alejándose de la condición de resonancia, por ello, no se requiere diseñarla ante esa acción. Cabe señalar que un muro cuadrado de 2,4 m de lado, en aparejo de soga y confinado en sus 4 lados, tiene una frecuencia natural de vibrar ante acciones transversales del orden de 100Hz, mientras que la frecuencia predominante de los sismos peruanos sobre suelo duro es del orden de 3Hz.



- c) Que se utilice unidades de acuerdo a lo especificado en el Artículo 5.3.

**Comentario**

Cuando se utiliza unidades huecas en los muros confinados (ver el comentario al Artículo 3.25 del Capítulo 2 y la Fig.1.12 del Capítulo 1), los sismos pueden originar problemas indeseables como el de “Piso Blando”. Al triturarse los bloques de concreto vacíos, se pierde la resistencia a fuerza cortante y se flexibiliza fuertemente el primer piso, como se muestra en la Fig.7.9 correspondiente al sismo del Sur del 23 de junio del 2001. Este tipo de bloque debe ser empleado en las edificaciones de albañilería armada rellena con grout.

Fig.7.9

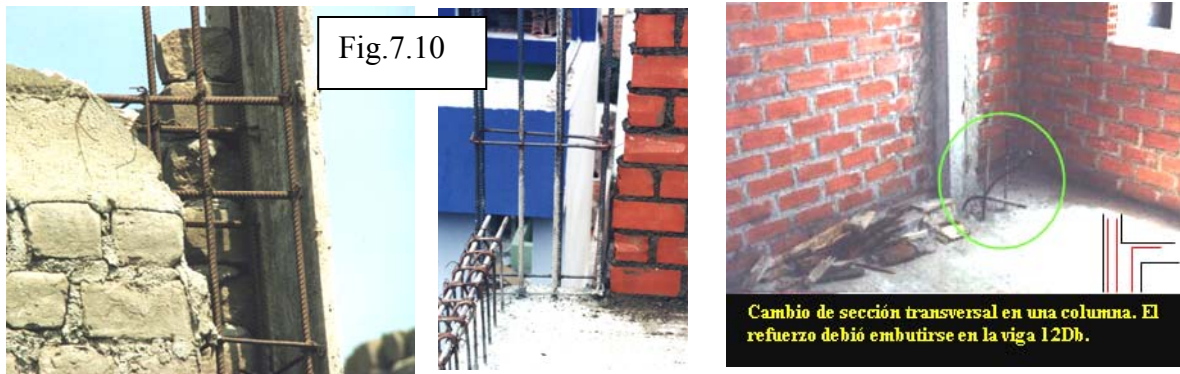
Piso Blando por trituración de bloques vacíos.



- d) Que todos los empalmes y anclajes de la armadura desarrollen plena capacidad a la tracción. (Ver NTE E.060 Concreto Armado y el Artículo 11.5).

**Comentario**

Un error muy frecuente en nuestro medio consiste en recortar las barras eliminando su zona de anclaje (Fig.7.10), lo cual no debe permitirse. Por otro lado, los empalmes deben hacerse fuera de la zona con mayor concentración de estribos (Fig.4.35 del Capítulo 4) a fin de evitar la congestión de refuerzo que es una de las causas por las que se forman cangrejas.



- e) Que los elementos de confinamiento funcionen integralmente con la albañilería. Ver Artículos 11.2 y 11.7.

### Comentario

Ver el comentario al Artículo 11.2 y las figuras 4.28 y 4.29 del Capítulo 4.

- f) Que se utilice en los elementos de confinamiento, concreto con  $f_c' \geq 17,15\text{MPa}$  ( $175\text{ kg/cm}^2$ ).

### Comentario

Ver el comentario al Artículo 9.3 y la Fig.3.29 del Capítulo 3.

- 7.2.1 Se asumirá que el paño de albañilería simple (sin armadura interior) no soporta acciones de punzonamiento causadas por cargas concentradas. Ver Artículo 29.2.
- 7.2.2 El espesor mínimo de las columnas y solera será igual al espesor efectivo del muro.
- 7.2.3 El peralte mínimo de la viga solera será igual al espesor de la losa de techo.

### Comentario

Aplicando el método de elementos finitos en muros confinados sujetos a cargas verticales, ha podido observarse que los esfuerzos axiales en la albañilería varían muy poco cuando se incrementa el peralte de la viga solera. Adicionalmente, la solera no se diseña por fuerza cortante sísmica ya que sobre ella existen muros superiores que elevan el área de corte vertical. Asimismo, la solera no se deforma por flexión ni por corte por estar integrada a la albañilería, donde se acepta la hipótesis de Navier (“brazo rígido”). Por estas razones, las soleras no necesitan tener un peralte



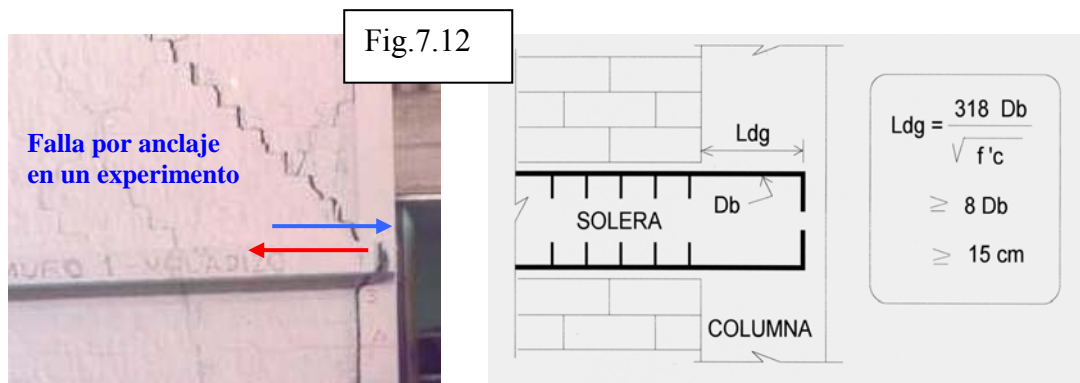


mayor que el de la losa de techo, en cambio las vigas dinteles requieren un peralte tal (Fig.7.11) que les permita soportar la flexión y la fuerza cortante respectiva.

- 20.5** El peralte mínimo de la columna de confinamiento será de 15 cm. En el caso que se discontinúen las vigas soleras, por la presencia de ductos en la losa del techo o porque el muro llega a un límite de propiedad, el peralte mínimo de la columna de confinamiento respectiva deberá ser suficiente como para permitir el anclaje de la parte recta del refuerzo longitudinal existente en la viga solera más el recubrimiento respectivo (ver Artículo 11.10).

### Comentario

De acuerdo a la Norma de Concreto Armado vigente E.060, la longitud ( $L_{dg}$ ) de la parte recta del anclaje correspondiente al refuerzo longitudinal de la solera, se calcula con las expresiones indicadas en la Fig.7.12, las cuales muchas veces determinan el peralte de la columna respectiva. Este refuerzo debe doblarse  $90^\circ$  en una extensión igual a 12 veces el diámetro de la barra ( $D_b$ ) y no debe ser recortado como se muestra en la Fig.7.10.



- 20.6** Cuando se utilice refuerzo horizontal en los muros confinados, las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12,50 cm y terminarán en gancho a  $90^\circ$ , vertical de 10 cm de longitud.

### Comentario

En la Fig.7.13 (también en la Fig.4.30 del Capítulo 4) se ilustra la manera correcta de anclar el refuerzo horizontal (continuo o chicote de anclaje) existente en un muro confinado. El doblar debe hacerse en forma vertical para prevenir pérdida de anclaje por la posible formación de fisuras horizontales de tracción por flexión en las columnas y además, para no obstruir el paso del concreto, lo que causaría cangrejeras. En caso exista albañilería en ambos lados de la columna, el refuerzo horizontal debe atravesar la columna.



## Artículo 21. ALBAÑILERIA ARMADA

Adicionalmente a los requisitos indicados en el Artículo 19, se cumplirá lo siguiente:

- 21.1** Para dar cumplimiento al requisito 19.2.b, los muros reforzados deberán ser rellenos con grout total o parcialmente en sus alvéolos, de acuerdo a lo especificado en el Artículo 5.3. El concreto líquido debe cumplir con los requisitos de esta Norma, con resistencia a compresión  $f'_c \geq 13,72MPa$  ( $140 \text{ kg/cm}^2$ ). Ver el Artículo 7.5.

### Comentario

Según los experimentos realizados y el comportamiento sísmico real, ha podido comprobarse la trituración de los bloques vacíos en muros parcialmente rellenos (Fig.7.14), generándose una pérdida sustancial de resistencia y rigidez lateral. Por ello es necesario que en la zona sísmica 3, los muros armados portante de carga sísmica sean rellenos completamente con grout (Fig.7.15).

Fig.7.14

Muro armado parcialmente relleno y trituración de celdas vacías.



Fig.7.15



- 21.2** Los muros portantes no comprendidos en el Artículo 21.1 y los muros portantes en edificaciones de la Zona Sísmica 1, así como los tabiques, parapetos, podrán ser hechos de albañilería parcialmente rellena en sus alvéolos (ver el Artículo 12.5).
- 21.3** Todos los empalmes y anclajes de la armadura desarrollarán plena capacidad a la tracción. Ver el Artículo 12.1 y 12.2.

**Comentario**

Ver el comentario al Artículo 12.1 y las figuras 4.45 a 4.50 del Capítulo 4.

**21.4** La cimentación será hecha de concreto simple o reforzado, con un peralte tal que permita anclar la parte recta del refuerzo vertical en tracción más el recubrimiento respectivo.

**Comentario**

No es aconsejable emplear cimentaciones de concreto ciclópeo en las construcciones de albañilería armada, debido a que las grandes piedras que se utilizan (Fig.7.16), podrían moverse durante el vaciado de la mezcla, desplazando al refuerzo vertical, con lo cual, no encajarían en las celdas de los bloques (Fig.4.51 del Capítulo 4).

Por otro lado, muchas veces se emplea cimentaciones superficiales (Fig.7.17) consistentes en plateas (solados) con vigas sardineles ubicadas en el perímetro de la edificación (Fig.7.18), que permiten confinar al suelo bajo la platea, mientras que la parte interna de la platea es relativamente delgada e insuficiente como para anclar y recubrir (7,5 cm cuando el concreto está en contacto con el suelo) al refuerzo vertical. Esto no es recomendable, porque además la base de los muros rota por flexión pudiendo punzonar a la platea. Por las razones indicadas, es aconsejable utilizar vigas peraltadas en las zonas de la platea donde existan muros portantes de carga sísmica (Fig.1.8 del Capítulo 1), o emplear cimientos corridos de sección T invertida (Fig.7.19) en reemplazo de la platea.



Fig.7.16



Fig.7.17

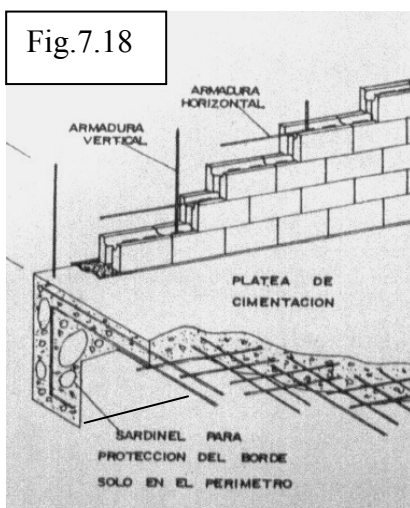


Fig.7.18



Fig.7.19