

CAPITULO 9

DISEÑO PARA CARGAS ORTOGONALES AL PLANO DEL MURO

Artículo 29. ESPECIFICACIONES GENERALES

29.1 Los muros portantes y los no portantes (cercos, tabiques y parapetos) deberán verificarse para las acciones perpendiculares a su plano provenientes de sismo, viento o de fuerzas de inercia de elementos puntuales o lineales que se apoyen en el muro en zonas intermedias entre sus extremos superior o inferior.

Comentario

Ejemplos de falla por volcamiento debido a acciones sísmicas perpendiculares al plano de muros no portantes, se muestran en la Fig.9.1. Las columnas de concreto no reforzadas, las mochetas de albañilería simple, la conexión dentada entre muros transversales de albañilería simple, no constituyen elementos de arrioste ante cargas perpendiculares al plano del muro.



Para amarrar los tabiques a la estructura principal y evitar su volcamiento (Fig.9.2), puede recurrirse, por ejemplo, a columnetas de concreto armado o mallas electrosoldadas (Fig.9.3).

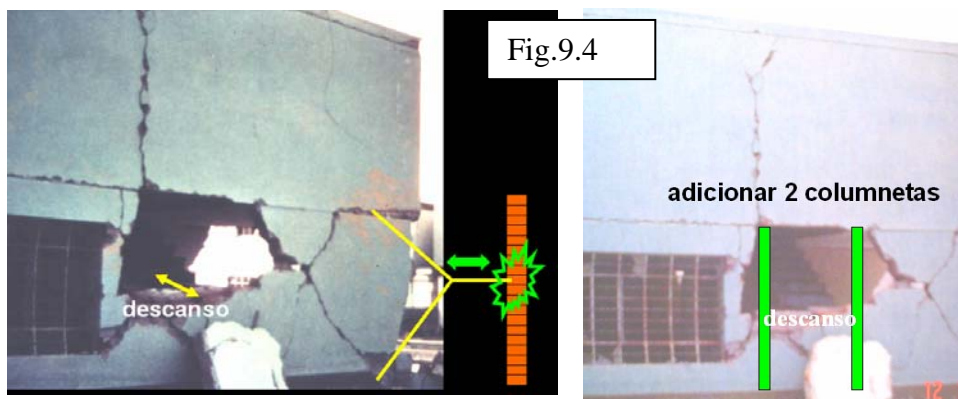


29.2 Para el caso de fuerzas concentradas perpendiculares al plano de muros de albañilería simple, los muros deberán reforzarse con elementos de concreto armado que sean capaces de resistir el total de las cargas y transmitir las a la cimentación. Tal es el caso, por ejemplo, de una escalera, el empuje causado por una escalera cuyo descanso apoya directamente sobre la albañilería, deberá ser tomado por columnas.

Para el caso de muros confinados o muros arriostrados por elementos de concreto, las fuerzas deberán trasladarse a los elementos de arrioste o confinamiento por medio de elementos horizontales, vigas o losa.

Comentario

La albañilería simple (no reforzada internamente) presenta poca resistencia al punzonamiento, por ello, empujes causados, por ejemplo, por el descanso de una escalera (Fig.9.4), 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, según se indica en el artículo 29.3.



29.3 Para el caso de los muros armados, los esfuerzos que generen las acciones concentradas actuantes contra el plano de la albañilería deberán ser absorbidas por el refuerzo vertical y horizontal.

Comentario

La técnica de diseño por flexión para muros de albañilería armada sujetos a acciones perpendiculares al plano del muro, se ilustra en el comentario al Artículo 31.4. El refuerzo horizontal y vertical de un muro armado sujeto a flexión biaxial en su plano, se diseña de una manera similar a una losa de concreto armado, cambiando f'_c por f'_m .

29.4 Cuando se trate de muros portantes se verificará que el esfuerzo de tracción considerando la sección bruta no exceda del valor dado en el Artículo 29.8.

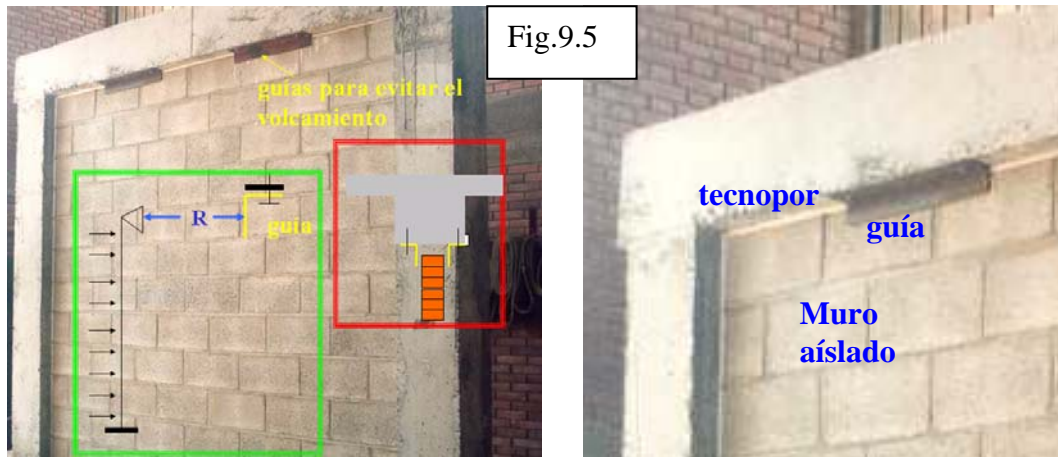
Comentario

El artículo 29.4 se refiere tanto a los muros armados como confinados, portantes de carga sísmica. Se trata de evitar la formación de fisuras producidas por acciones sísmicas perpendiculares al plano del muro, porque ellas debilitarían a la sección transversal cuando el muro se ve sujeto en simultáneo a acciones sísmicas coplanares.

29.5 Los muros o tabiques desconectados de la estructura principal serán diseñados para resistir una fuerza sísmica asociada a su peso, de acuerdo a lo indicado en el capítulo correspondiente de la NTE E.030. Diseño Sismorresistente

Comentario

Incluso los elementos que sujetan al tabique a la estructura principal, tales como malla electrosoldada (Fig.9.3), perfil metálico angular (Fig.9.5), etc., deberán ser diseñados como para transmitir la fuerza sísmica desde la albañilería hacia el pórtico (reacción R en Fig.9.5).



29.6 El paño de albañilería se supondrá que actúa como una losa simplemente apoyada en sus arriostres, sujeta a cargas sísmicas uniformemente distribuidas. La magnitud de esta carga (w , en kg/m^2) para un metro cuadrado de muro se calculará mediante la siguiente expresión:

$$w = 0,8 Z.U.C_1 \gamma e \quad (29.6)$$

donde:

Z = factor de zona especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente

U = factor de importancia especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente

C_1 = coeficiente sísmico especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente

e = espesor bruto del muro (incluyendo tarrajeos), en metros

γ = peso volumétrico de la albañilería

Comentario

La carga sísmica que se especifica en la Norma E.030 ($w = Z U C_1 P$) es de rotura, debido a las razones indicadas en el comentario al artículo 29.4. En la Norma E.070 se ha preferido trabajar en condiciones de servicio (elásticas), adoptándose un gran margen de seguridad (del orden de 3) en el esfuerzo admisible a tracción por flexión de la albañilería (ver artículo 29.8). Por ello, en esta Norma se ha dividido a la carga de rotura entre el factor de amplificación de carga 1,25, o lo que es lo mismo, se ha multiplicado a la carga de rotura por el factor 0,8.

El peso volumétrico de la albañilería (γ) puede adoptarse como 1800 kg/m^3 para la albañilería confinada de arcilla o sílico-calceárea y 2000 kg/m^3 para la albañilería hecha con ladrillos de concreto vibrado. Mientras que para la albañilería armada hecha con bloques de concreto vibrado puede emplearse 2300 kg/m^3 cuando el muro está completamente relleno con grout y 2000 kg/m^3 cuando el muro está parcialmente relleno.

En la Fig.9.6 se muestra la manera de cómo actúan las cargas sísmicas perpendicularmente contra la albañilería, y la manera como se transmiten estas cargas sobre los arriostres, a través de la denominada “regla del sobre”. Cabe destacar que usualmente no se acostumbra utilizar columnas de albañilería armada (Fig.9.6), por lo que para estos casos los arriostres están proporcionados generalmente por las losas de techo y los muros transversales.

Por otro lado, cuando el muro es portante de carga vertical y la losa se ha vaciado en conjunto con la solera, entonces la solera no trabajará ante la acción sísmica transversal a la albañilería, debido a que no puede deformarse por flexión al ser monolítica con el diafragma rígido; sin embargo, cuando el diafragma es flexible (por ejemplo, un techo metálico, Fig.9.7), la viga solera es indispensable (ver el comentario al Artículo 14.1 y la Fig.6.2 del Capítulo 6).

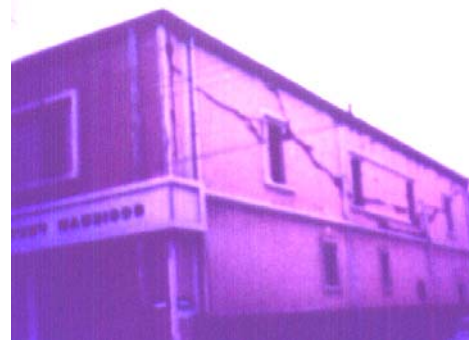
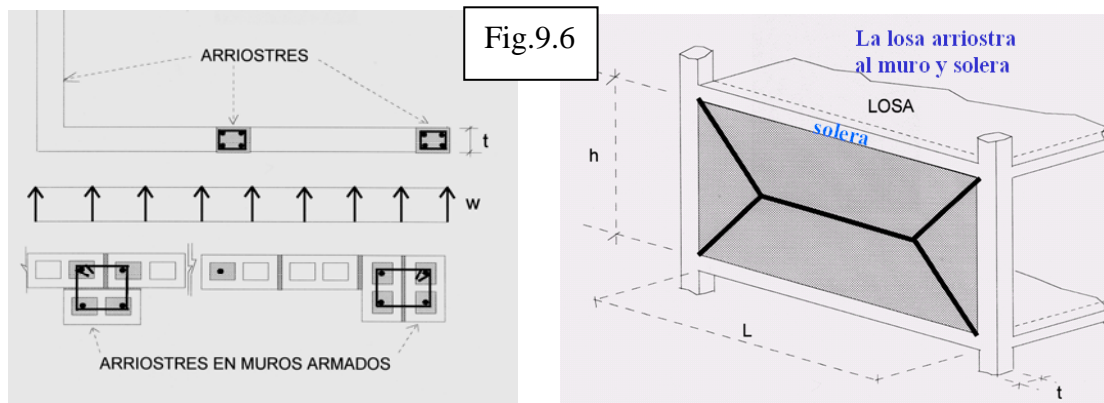


Fig.9.7. Techo metálico y ausencia de solera.

29.7 El momento flector distribuido por unidad de longitud (M_s , en kg-m/m), producido por la carga sísmica "w" (ver Artículo 29.6), se calculará mediante la siguiente fórmula:

$$M_s = m.w.a^2 \quad (29.7)$$

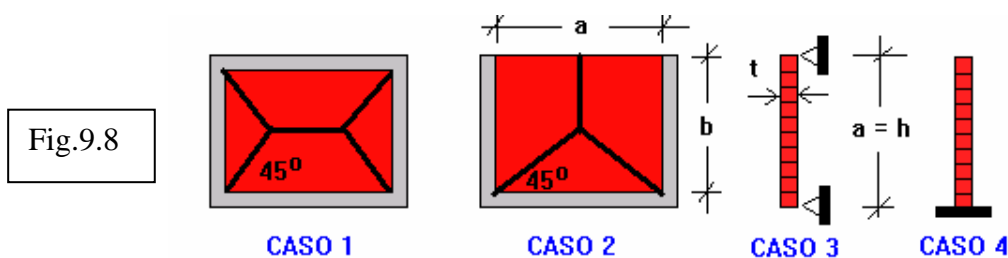
donde:

- m = coeficiente de momento (adimensional) indicado en la Tabla 12.
- a = dimensión crítica del paño de albañilería (ver la Tabla 12), en metros.

TABLA 12 VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS "m" y DIMENSION CRITICA "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	0,132	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								

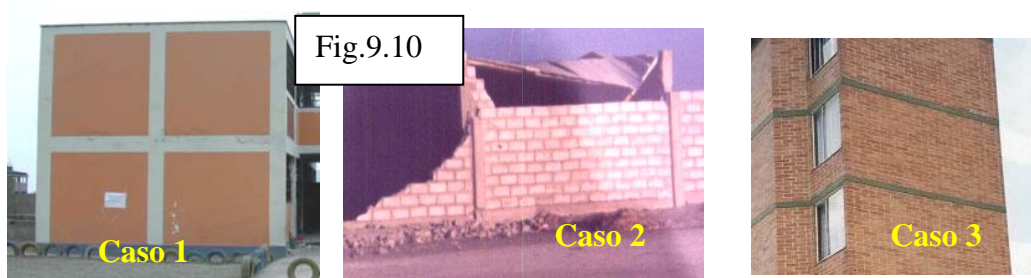
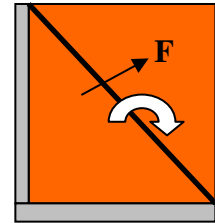
Comentario

Los casos que se presentan en la Tabla 12, se ilustran en las figuras 9.8 y 9.10. En el caso 1, generalmente "a" es la altura "h" del muro. El caso 2 corresponde a muros que carecen de solera o losa de techo. El caso 3 corresponde a muros que no presentan arriostres verticales, o cuando ellos están muy distanciados entre si, 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 podría corresponder a parapetos o cercos en voladizo no arriostrados.



El caso 2 (Fig.9.8) girado 90°, también podría corresponder a un tabique que carece de arriostre en uno de sus bordes verticales. Para el caso que el tabique mencionado carezca además de arriostre horizontal superior (Fig.9.9), deberá evaluarse la fuerza “F” como el área del triángulo superior por la carga “w”, para luego tomar momentos con respecto al plano de falla. Este momento deberá dividirse entre la longitud de la diagonal para hallar “Ms” indicado en la expresión 29.7.

Fig.9.9



29.8 El esfuerzo admisible en tracción por flexión (f_t') de la albañilería se supondrá igual a:

$$\begin{aligned} f_t' &= 1,50 \text{ kg/cm}^2 \text{ para albañilería simple} \\ &= 3,00 \text{ kg/cm}^2 \text{ para albañilería armada rellena de concreto líquido.} \end{aligned}$$

Comentario

Los esfuerzos de tracción por flexión en condición de rotura son del orden de 5 kg/cm² para la albañilería simple (sin refuerzo interno) y de 10 kg/cm² para la albañilería armada rellena con grout, por lo que el factor de seguridad respecto a f_t' es del orden de 3, valor que supera a la relación fuerzas del sismo severo versus fuerzas del sismo moderado (“2”, ver el Artículo 22 del Capítulo 8). De este modo, la albañilería portante de carga sísmica coplanar, trabajaría en el rango elástico ante sismos severos perpendiculares al plano del muro (ver el Artículo 30.2).

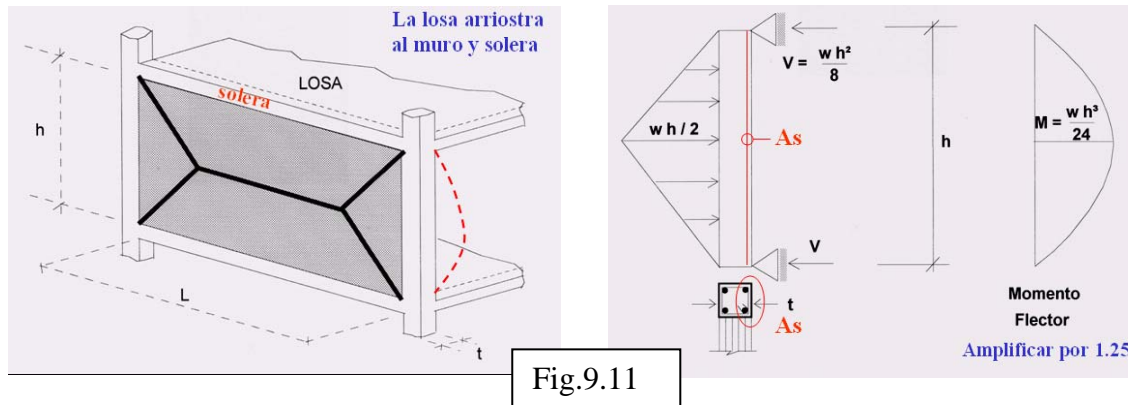
29.9 Los arriostres podrán estar compuestos por la cimentación, las columnas de confinamiento, las losas rígidas de techo (para el caso de muros portantes), las vigas soleras (para el caso de cercos, tabiques y parapetos) y los muros transversales.

29.10 Para el análisis y diseño de los elementos de arriostres se emplearán métodos racionales y la armadura que se obtenga por este concepto, no se sumará al refuerzo evaluado ante acciones sísmicas coplanares, sino que se adoptará el mayor valor respectivo.

Comentario

El refuerzo que se obtenga en los elementos de arriostre no se suma con el refuerzo que se determine ante acciones coplanares en el mismo elemento, debido a que la Norma E.030 permite analizar a las edificaciones con el 100% del sismo actuando en una dirección con 0% en la dirección ortogonal, y viceversa.

Para el caso de muros portantes confinados, la carga que se transmite desde la albañilería hacia los arriostres es del tipo triangular o trapezoidal (“regla del sobre”), y los hace actuar como una parrilla hiperestática (pórtico plano sujeto a cargas transversales). Con fines prácticos puede suponerse que las columnas de confinamiento, actuando esta vez como elementos de amarre (o de arriostre), trabajan como una barra simplemente apoyada (Fig.9.11), luego deberá amplificarse la carga por 1,25 para diseñar a los arriostres a la rotura en flexión y corte. Para un análisis más refinado, deberá resolverse la parrilla (Fig.9.21).



Cabe destacar que la disposición del refuerzo vertical mostrada en la Fig.9.11 (2 varillas alojadas en el eje del alféizar), para arriostrear el alféizar aislado ante acciones sísmicas perpendiculares a su plano, es menos efectiva en proporcionar momento flector resistente que colocar las dos varillas en la dirección de la carga sísmica ortogonal al plano (Fig.9.12).



Artículo 30. MUROS PORTANTES

30.1 Los muros portantes de estructuras diafragmadas con esfuerzo de compresión no mayor que $0,01f'_m$ se diseñarán de acuerdo al Artículo 31.

Comentario

Esta situación podría corresponder a edificaciones de 1 o 2 pisos, donde los esfuerzos axiales producidos por la carga vertical son pequeños.

30.2 En los muros portantes de edificaciones diafragmadas y que como tales estarán sujetas principalmente a fuerzas coplanares, no se permitirá la formación de fisuras producidas por acciones transversales a su plano, porque éstas debilitan su área de corte ante acciones sísmicas coplanares. Para la obtención del momento flector perpendicular al plano se empleará procedimientos basados en teorías elásticas como se indica en 29.7.

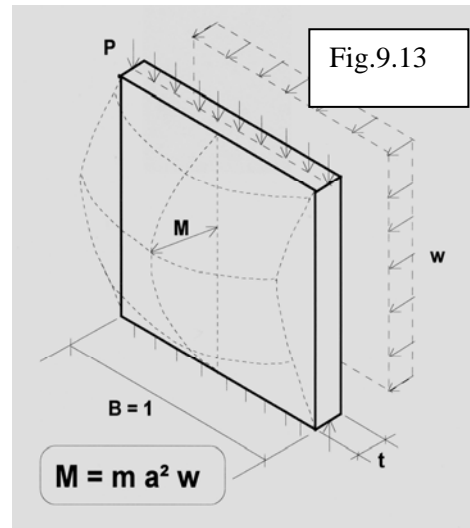
Los pisos críticos por analizar son:

- a.- El primer piso, por flexocompresión.
- b.- El último piso, por tracción producida por la flexión

Comentario

Por la razón indicada en el Artículo 30.2, el momento flector sísmico (M_s) en la albañilería portante sujeta a acciones sísmicas transversales a su plano (Fig.9.13), debe evaluarse mediante teorías elásticas conservadoras y no aplicando teorías como la de líneas de rotura.

El primer piso resulta crítico en compresión por flexión, debido a que allí se acumula la mayor carga axial, mientras que el último piso resulta crítico en tracción por flexión, por la menor carga de gravedad existente en ese piso. Cabe indicar que en el sismo de Pisco del 2007, los muros del último piso, donde la presión ejercida por la carga vertical en la albañilería es mínima, terminaron volcándose (Fig.9.14), debido a la mala técnica constructiva utilizada: se construyó en primer lugar las columnas, para después levantar la albañilería, por lo que las columnas no arriostraron a la albañilería.



30.3 Los muros portantes confinados, así como los muros portantes armados, arriostrados en sus cuatro bordes, que cumplan con las especificaciones indicadas en los Artículos 19.1.a y 19.1.b, no necesitarán ser diseñados ante cargas sísmicas perpendiculares al plano de la albañilería, a no ser que exista excentricidad de la carga gravitacional. En este paso culminará el diseño de estos muros.

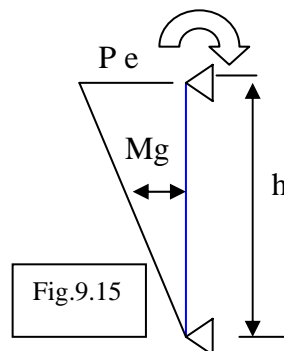
Comentario

Los muros indicados en el Artículo 30.3, tienen una frecuencia natural de vibrar muy elevada (del orden de 100 Hz para un muro cuadrado de albañilería confinada en aparejo de soga) en comparación con la frecuencia predominante de los sismos peruanos (del orden de 3 Hz para suelo duro), por lo que estos muros están lejos de la condición de resonancia.

30.4 Al momento flector producido por la excentricidad de la carga gravitacional " M_g " (si existiese) deberá agregarse el momento generado por la carga sísmica " M_s " (ver Artículo 29.7), para de esta manera obtener el momento total de diseño $M_t = M_s + M_g$, repartido por unidad de longitud.

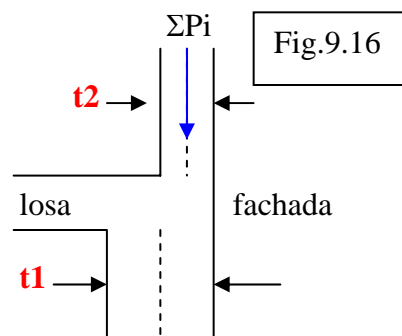
Comentario

A continuación se indica 2 casos en que la carga vertical ("P") es excéntrica ("e") respecto 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 su extremo superior (Fig.9.15). Puesto que el momento flector sísmico (M_s) es crítico en la parte central de la albañilería (Fig.9.13), habrá que adicionar en ambos casos un momento flector $M_g = \frac{1}{2} P e$, para hallar el momento flector total: $M_t = M_s + M_g$.



Caso 1: Cambio de Espesor

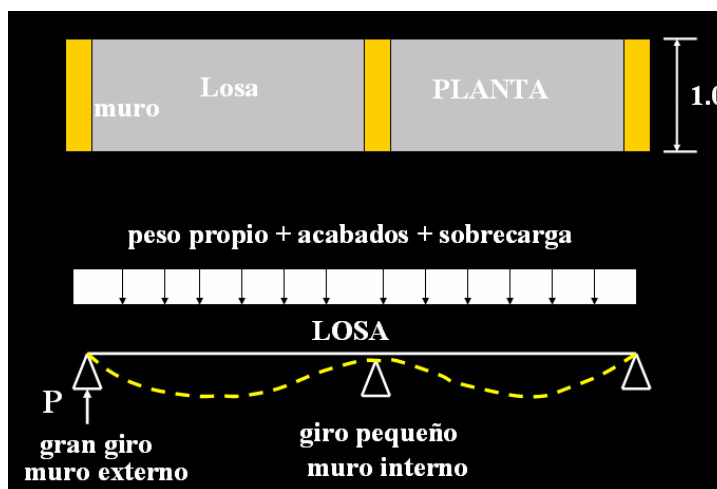
Un muro ubicado en la fachada del edificio, por ejemplo (Fig.9.16), podría cambiar de espesor (t) entre dos pisos consecutivos, de tal modo que se mantenga la verticalidad en la línea de la fachada, con lo cual, la carga vertical acumulada proveniente de los pisos superiores ($P = \sum P_i$) se torna excéntrica en la cantidad $e = \frac{1}{2} (t_1 - t_2)$.



Caso 2: Giro de la Losa

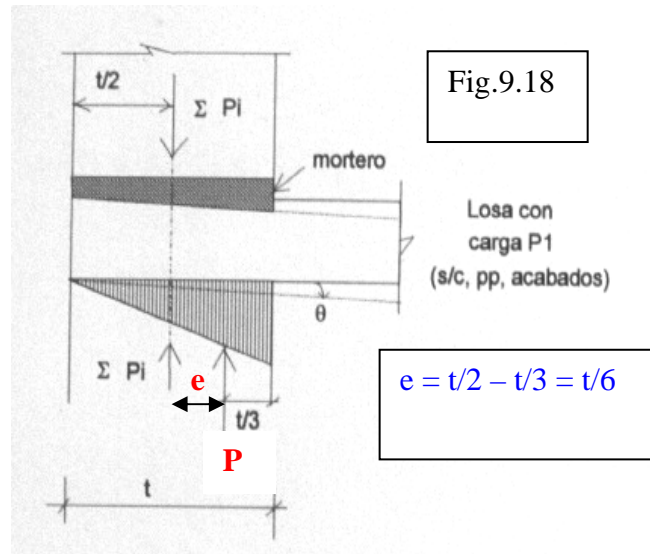
La losa de techo (con ancho unitario), sujeta a cargas repartidas (Fig.9.17), actúa como una barra continua simplemente apoyada en los muros. De este modo se generan giros importantes en los apoyos extremos, mientras que en los apoyos internos el giro es pequeño. Estos giros muchas veces producen fisuras horizontales en la última hilada del muro cuando no se les toma en consideración en el diseño.

Fig.9.17
"P" es la reacción en el apoyo extremo.



Al rotar la losa (Fig.9.18), 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 en la cantidad $e = t/2 - t/3 = t/6$.

En este caso, la carga acumulada proveniente de los pisos superiores (ΣP_i) no es excéntrica, debido a que el giro se corrige con la primera capa de mortero que permite aplomar al muro inmediato superior. La única carga excéntrica ("P"), es la carga tributaria (o reacción) proveniente de la losa en cuestión (Fig.9.17).



30.5 El esfuerzo axial producido por la carga gravitacional (P_g), se obtendrá como:

$$f_a = P_g / L.t$$

30.6 El esfuerzo normal producido por el momento flector " M_t ", se obtendrá como: $f_m = 6M_t / t^2$.

30.7 Se deberá cumplir que:

- En el primer piso: $f_a + f_m \leq 0,25 f'_m$
- En el último piso: $f_m - f_a \leq f'_t$
- En cualquier piso: La compresión resultante será tal que:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_m} \leq 1,33 \quad (30.7.c1)$$

en la que: f_a = es el esfuerzo resultante de la carga axial

F_a = es el esfuerzo admisible para carga axial

$$= 0,20 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \quad (30.7.c2)$$

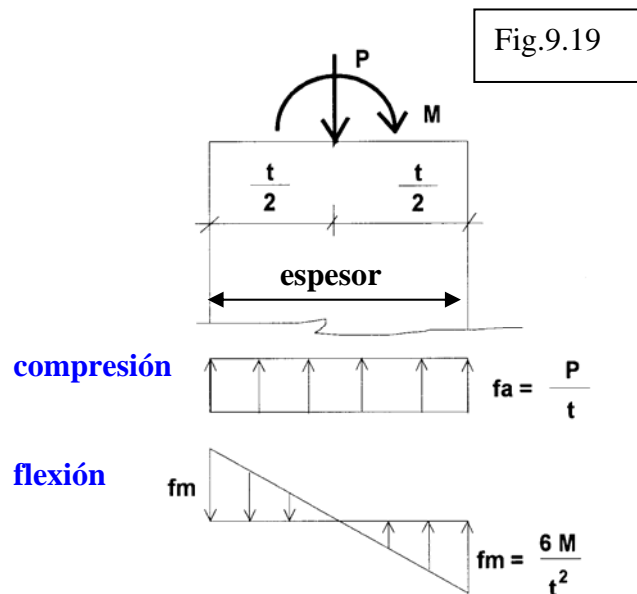
f_m = es el esfuerzo resultante del momento flector

F_m = es el esfuerzo admisible para compresión por flexión = $0,40 f'_m$

Comentario

La expresión 30.7.c1 contempla la posibilidad de que los muros sean muy esbeltos en cualquiera de los pisos.

En la Fig.9.19, se ilustra el cálculo de esfuerzos por compresión ($f_m = P/t$) y por flexión pura ($f_m = M y/I = M t/2 / t^3/12 = 6M/t^2$) en la sección mas crítica del muro, que usualmente es la zona central para los muros portantes. Debe remarcarse que la evaluación de esfuerzos (f_a , f_m) se realiza trabajando por unidad de longitud de muro, con lo cual, para hallar “P”, la carga axial acumulada obtenida de un metrado debe dividirse entre la longitud del muro.

**Artículo 31. MUROS NO PORTANTES Y MUROS PORTANTES DE ESTRUCTURAS NO DIAFRAGMADAS**

Adicionalmente a las especificaciones indicadas en el Artículo 29, se cumplirá lo siguiente:

- 31.1** Los muros no portantes (cercos, tabiques y parapetos) podrán ser construidos empleando unidades de albañilería sólida, hueca o tubular; pudiéndose emplear la albañilería armada parcialmente rellena.

Comentario

Especial cuidado debe tenerse cuando se utiliza ladrillos huecos, artesanales o tubulares (pandereta), ya que la acción de la intemperie podría erosionarlos (ver la Fig.3.5 del Capítulo 3 y el comentario respectivo).

- 31.2** El momento flector en la albañilería (M_s) producido por la carga sísmica "w" (ver Artículo 29.6), podrá ser obtenido utilizando la Tabla 12 o empleando otros métodos como el de líneas de rotura.

Comentario

Los cercos, tabiques y parapetos, trabajan fundamentalmente a carga sísmica perpendicular al plano que los contiene. Al tener estos muros una masa muy pequeña, las fuerzas sísmicas coplanares serán diminutas en comparación con la resistencia al corte coplanar, por lo que no se producirá el agrietamiento diagonal. Por ello, para carga sísmica perpendicular al plano del muro, puede aplicarse teorías no conservadoras para evaluar el momento flector “ M_s ” en la albañilería, como la de líneas de rotura.

31.3 En la albañilería simple el esfuerzo normal producido por el momento flector " M_s ", se obtendrá como: $f_m = 6M_s/t^2$ y no será mayor que $f'_t = 1,5Kg/cm^2$ (0,147MPa).

Comentario

El procedimiento de diseño de la albañilería no portante, es totalmente similar al de la albañilería portante de carga vertical (Artículo 30), excepto que la carga vertical es nula ($P = 0$) y no se requiere verificar a la albañilería en compresión por flexión. Para definir la ubicación de los arriostres, se sugiere seguir un procedimiento iterativo: 1) de acuerdo a la experiencia, definir esa ubicación; 2) usando la Tabla 12 hallar " M_s "; 3) verificar que " f_m " sea menor que f'_t , si no fuese así, acortar la distancia entre los arriostres y repetir el proceso.

31.4 Los muros no portantes de albañilería armada serán reforzados de tal manera que la armadura resista el íntegro de las tracciones producidas por el momento flector " M_s "; no admitiéndose tracciones mayores de $8 kg/cm^2$ (0,754 MPa) en la albañilería. La cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical a emplear en estos muros será 0,0007 (ver Artículo 2.8).

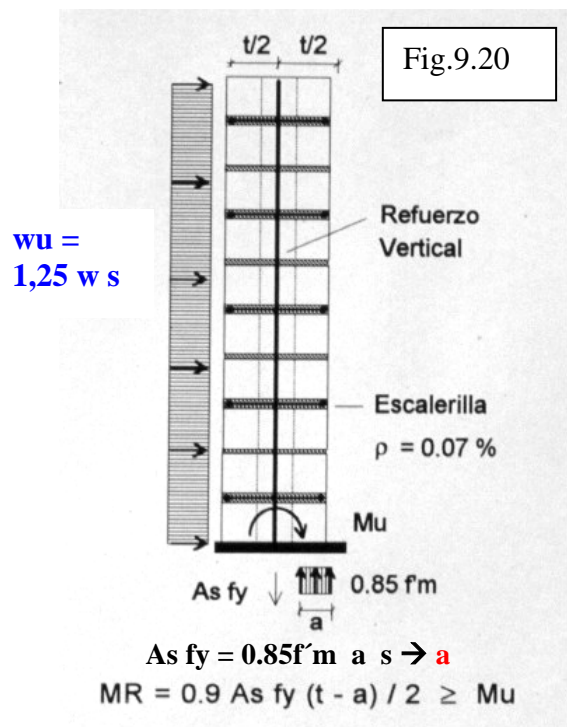
Comentario

El límite máximo impuesto al esfuerzo elástico de tracción por flexión ($8 kg/cm^2$), es para controlar que el grosor de las fisuras no sea excesivo. En la Fig.9.20 se ilustra la manera de cómo aplicar la teoría de diseño a la rotura en un parapeto (o cerco) de albañilería armada que trabaja en voladizo.

En este caso se trabaja con una longitud de muro igual al espaciamiento entre refuerzos verticales (" s "), pudiéndose empezar el proceso iterativo empleando la cuantía mínima (0,0007) especificada para estos muros.

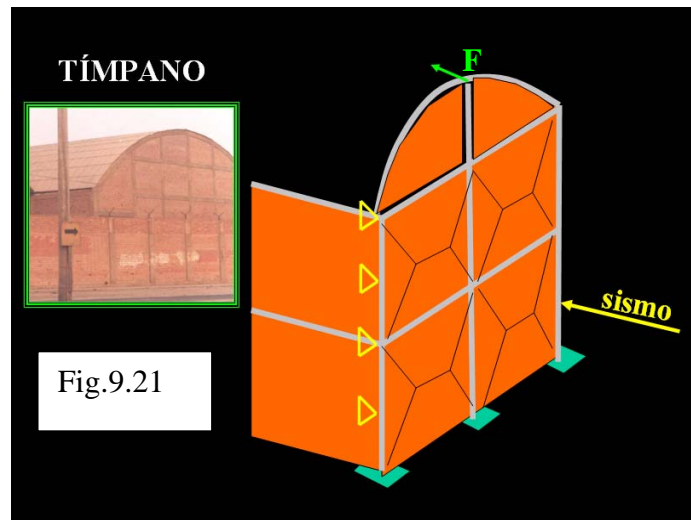
El factor de amplificación de cargas es 1,25, y el valor " a " puede calcularse por equilibrio de fuerzas verticales. El momento flector resistente (" MR "), afectado por el factor de reducción de resistencia ($\phi = 0,9$), deberá ser mayor o igual que el momento actuante (M_u); en caso contrario, deberá incrementarse la cuantía de refuerzo vertical. Para un muro en voladizo, el refuerzo horizontal es mínimo.

31.5 Los arriostramientos serán diseñados por métodos racionales de cálculo, de modo que puedan soportar la carga sísmica " w " (especificada en el Artículo 29.6 actuante contra el plano del muro).



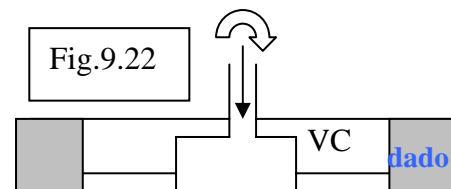
Comentario

La carga sísmica de servicio actuante sobre los muros (“w”), se transmite sobre los arriostres a través de la denominada “regla del sobre”, haciendo trabajar a los arriostres como si fuese una parrilla. Esta carga debe amplificarse por 1,25 para pasarlas a condición de rotura. Una vez hallada las fuerzas internas en las barras que componen a la parrilla, se aplica la teoría de diseño especificada en la Norma E.060 para elementos de concreto armado. Para el tímpano mostrado en la Fig.9.21, 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.

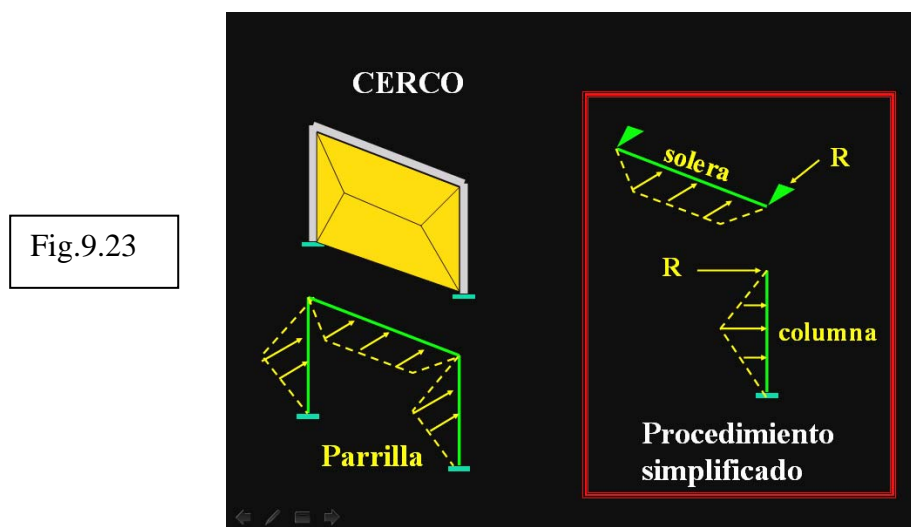


Lógicamente, aparte de la carga sísmica proveniente de la albañilería, debe considerarse la carga sísmica provenientes del peso propio de los arriostres ($w_{pp} = 0,8 Z U C1 \gamma c A_c$, donde γc es 2400 kg/m^3 y “ A_c ” es el área de la sección transversal del arriostre), actuando como carga uniformemente distribuida en el arriostre respectivo, y la carga sísmica “F” proveniente del peso tributario del techo, aplicada sobre el arriostre superior del tímpano.

Especial cuidado deberá tenerse con la cimentación de los tímpanos, como el mostrado en la Fig.9.21, 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) como el mostrado en la Fig.9.22.



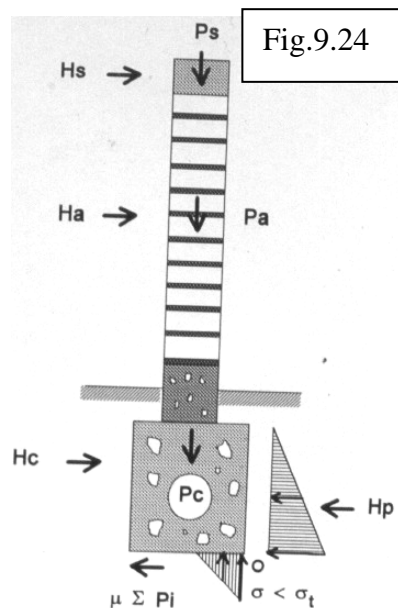
Para el caso de cercos, puede seguirse un procedimiento simplificado, suponiendo que la solera de cada tramo está simplemente apoyada sobre las columnas en voladizo (Fig.9.23).



31.6 La cimentación de los cercos será diseñada por métodos racionales de cálculo. Los factores de seguridad para evitar la falla por volcamiento y deslizamiento del cerco serán 2 y 1,5, respectivamente.

Comentario

Es recomendable profundizar la cimentación de los cercos (como postes) a fin de que se desarrolle empuje pasivo del suelo (“Hp” en la Fig.9.24) que contrarreste a las fuerzas sísmicas perpendiculares al plano del cerco. Para el caso del cerco mostrado en la Fig.9.24, las fuerzas sísmicas por unidad de longitud, actuantes en el centroide de cada elemento (*i* = solera, albañilería o cimentación), se determinan como $H_i = 0,8 Z U C_1 P_i$, donde $P_i = \gamma_i A_i$. “*A_i*” es el área de la sección transversal del elemento “*i*”, y “ γ_i ” es el peso volumétrico correspondiente. Las fuerzas que contrarrestan al momento volcante producido por H_i en torno al punto “O” son: P_i y H_p , mientras que las fuerzas que contrarrestan al deslizamiento son H_p y $\mu \Sigma P_i$, donde “ μ ” es el coeficiente de fricción concreto-suelo.



31.7 Están exonerados de las exigencias de arriostramiento los parapetos de menos de 1,00 m de altura, que estén retirados del plano exterior de fachadas, ductos en los techos o patios interiores una distancia no menor de una vez y media su altura.

Comentario

En la Fig.9.25, se muestran parapetos que no cumplieron con la especificación 31.7. Estos parapetos volcaron hacia el exterior peligrosamente. Mientras que parapetos adecuadamente arriostrados (Fig.9.26), soportaron el sismo de Pisco del 15-08-2007.



Fig.9.26
Pisco, parapeto sin arriostrar (izq.) y arriostrado en el tercer piso (der.).

