USO RESIDENCIAL VIVIENDA

Documento de Aplicación DA

Vivienda: Seguridad estructural: Fábrica

16 de febrero del 2oo7

CSCAE

Índice

1 Generalidades

2 Materiales

2.1 Piezas
2.2 Morteros
2.3 Hormigón
2.4 Armaduras
2.5 Fábricas
2.5.1 Resistencia a compresión
2.5.2 Resistencia a flexión
2.5.3 Resistencia a corte
2.5.4 Deformabilidad
2.5.5 Sección de cálculo
2.5.6 Resistencia de cálculo

3 Elementos estructurales

3.1 Introducción
3.2 Petos y vallas
3.3 Muros de sótano
3.4 Tabiques divisorios
3.5 Cerramientos de fachada
3.6 Estructura de muros de carga
3.6.1 Grueso de muros
3.6.2 Nudo superior
3.6.3 Nudo extremo de planta intemedia
3.6.4 Nudo inferior de planta intermedia
3.6.5 Nudo inferior
3.6.6 Comprobación definitiva
3.6.7 Comprobaciones locales
3.6.8 Construcción
3.7 Estructura de arriostramiento
3.7.1 Acción horizontal
3.7.2 Comprobación general
3.7.3 Acción sísmica
3.7.4 Muros reforzados y confinados
3.7.5 Otras opciones
3.8 Dinteles
3.8.1 Viga de dintel
3.8.2 Dintel de gran canto
3.8.3 Cargaderos

4 Ejecución de fábricas

5 Mantenimiento

1 Generalidades

1.1 Ámbito de aplicación

1 Esta sección del DA-V ofrece reglas acerca de la seguridad estructural de fábricas de albañilería, de ladrillo, bloques de hormigón, de cerámica aligerada, o de piedra, en elementos como petos y vallas, paredes de cerramiento y compartimentación, muros de sótano, y los de soluciones estructurales del tipo de muros de carga, incluyendo en su caso los muros de arriostramiento. Las reglas amparan las soluciones convencionales, las reforzadas o armadas, y las confinadas, siempre que se trate de edificios destinados básicamente a vivienda, con luces ordinarias.

2 Se excluyen las fábricas con llagas anchas, las de tapial y adobe, las partes realizadas a sardinel, y los elementos tales como arcos, bóvedas y cúpulas, o curvos en planta, láminas y cáscaras, y las fábricas que incluyen pretensado.

2 Materiales

2.1 Piezas

1 En este documento se dan normalmente reglas separadas para el conjunto de piezas macizas y perforadas por un lado y para aligeradas y huecas por otro. Una pieza es perforada si tiene dos huecos o más, que no exceden en total del 50% de su volumen, dejando un espesor, suma de los de paredes exteriores y tabiquillos interiores, medidos perpendicularmente a la soga, de al menos 0,03 m.

2 Para aplicar las soluciones de este DA-V, las piezas macizas y perforadas deben tener una resistencia normalizada a compresión de al menos 10 N/mm^2 y las aligeradas y huecas, de 5 N/mm^2, en ambos casos referidas a la sección total bruta.

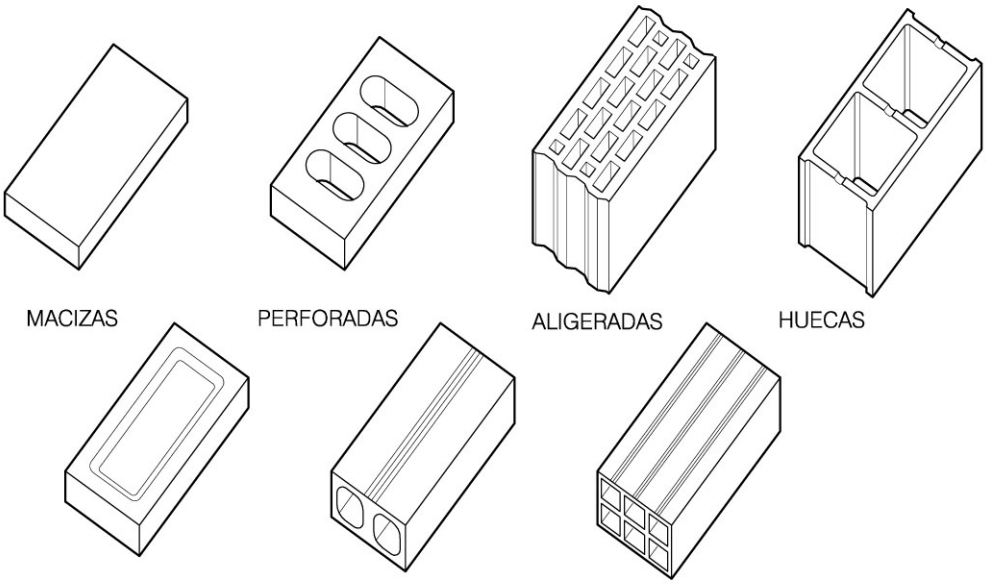

Figura 2.1 Tipos de piezas

3 Las reglas de este DA-V no cubren los casos de fábricas expuestas a la intemperie, sin revestir, de de ladrillo tosco o bloque de hormigón celular.

2.2 Morteros

1 Para aplicar las soluciones de este DA-V los morteros ordinarios deben ser de clase al menos M1 (resistencia a compresión 1 N/mm^2), y de clase al menos M5 en el caso de fábrica armada, mortero ligero o para junta delgada (en tendeles entre 1 mm y 3 mm). En cualquier caso, para evitar rotura frágil de los muros, la resistencia a la compresión del mortero no debe superar al 0,75 de la resistencia normalizada de las piezas.

2 En fábricas expuestas a la intemperie no pueden usarse morteros de yeso, y en las que estén sin revestir sólo podrá usarse mortero de cemento de horno alto, o puzolánico CEM III. En las exteriores revestidas no se deben utilizar morteros de cal ni morteros bastardos de CEM II y cal.

2.3 Hormigón

1 Como resistencia característica a corte del hormigón de relleno de huecos, se puede tomar 0,39 N/mm^2 y 0,45 N/mm^2 según que el hormigón tenga una resistencia característica a compresión de 20 N/mm^2 o 25 N/mm^2 respectivamente.

2 El árido debe tener un tamaño máximo de 10 mm cuando el hormigón rellene huecos de dimensión superior a 50 mm, o cuando el recubrimiento de las armaduras esté entre 15 y 25 mm. Puede ser de 20 mm cuando el hormigón rellene huecos de dimensión mayor de 100 mm o cuando el recubrimiento de la armadura supere 25 mm.

2.4 Armaduras

1 Para armaduras embutidas en las fábricas pueden usarse los aceros definidos en EHE, el acero inoxidable, y el galvanizado o con protección equivalente.

2 En fábricas expuestas a la intemperie en zonas costeras o sin revestir los herrajes embutidos deben ser de acero inoxidable austenítico. En las revestidas, lejos de la costa, podrá usarse acero normal si tiene al menos una protección de 90 μm de cincado.

2.5 Fábricas

2.5.1 Resistencia a compresión

1 En los términos de las piezas y morteros de apartados anteriores, como resistencia característica a compresión de la fábrica en su sección bruta, puede tomarse el valor de 4,0 N/mm^2 para fábrica de ladrillo macizo o perforado, 3,0 N/mm^2 para fábrica de piezas de bloques aligerados o huecos, y 5,0 N/mm^2 para fábrica de ladrillo macizo con junta delgada, siempre que el espesor de los tendeles y de las llagas de mortero no sea menor que 8 mm ni mayor que 15 mm.

2.5.2 Resistencia a flexión

1 Como resistencia a flexión de la fábrica puede tomarse el valor (véase figura 2.2)

a) plano de rotura paralelo a los tendeles: 0,10 N/mm^2 para piezas cerámicas; para el resto de piezas 0,05 N/mm^2 en general y 0,10 N/mm^2 si el mortero es al menos M5.

b) plano de rotura perpendicular a los tendeles: cuatro veces el valor paralelo a tendeles.

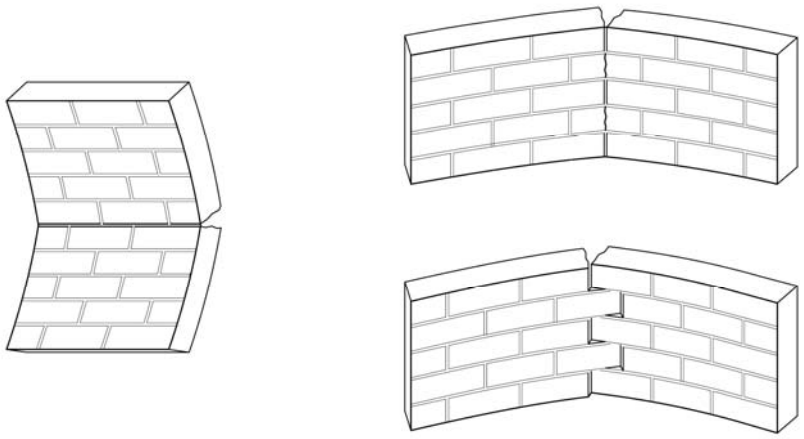

Figura 2.2 Modos de rotura por flexión en fábricas

2 En el caso en que se adopten disposiciones especiales sobre la trabajabilidad del mortero y su penetración en los huecos de las piezas, se podrá adoptar una resistencia a flexión por tracción de valor igual a la décima parte de la resistencia a compresión.

2.5.3 Resistencia a corte

1 Como resistencia característica a corte puro, en ausencia de compresión, de una fábrica con mortero ordinario y juntas llenas se puede tomar el valor 0,10 N/mm^2 si el mortero es M1 y 0,20 N/mm^2 si es M5.

2 Si el tendel es hueco o donde haya barreras antihumedad, la resistencia a corte se aplica a la sección real de mortero.

2.5.4 Deformabilidad

1 Como módulo de elasticidad secante instantáneo de una fábrica, puede tomarse un valor mil veces el de su resistencia característica a compresión.

2.5.5 Sección de cálculo

1 En el grueso de cálculo del muro pueden incluirse los revestimientos que tengan carácter permanente y se definan como tales en el proyecto y en el plan de mantenimiento, y deben descontarse los rehundidos.

2 En los muros de carga en los que se prevea la realización de rozas, su efecto se puede simular, con piezas macizas o perforadas, considerando un grueso reducido, igual al total menos la profundidad de roza, y en el caso de aligeradas o huecas considerando la sección reducida no afectada por la roza. En el segundo caso, se asignará a cada elemento de la sección reducida, la resistencia deducida de la teórica aplicada a la sección real (figura 2.3). En este documento no se consideran rozas que mermen más de la mitad de la sección.

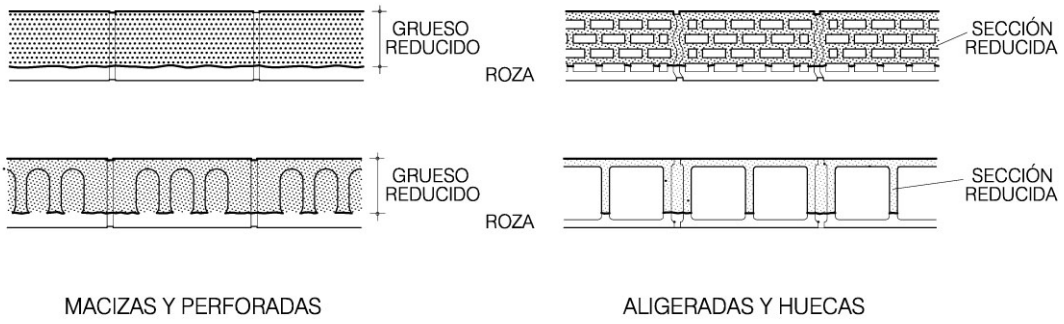

Figura 2.3 Pérdida de sección por rozas

2.5.6 Resistencia de cálculo

1 La resistencia de cálculo de la fábrica es la característica dividida por el coeficiente parcial de seguridad correspondiente al material.

2 Los valores de este documento se refieren a un coeficiente de material de 2,5 en situaciones ordinarias, y 1,5 en las extraordinarias, correspondientes a una ejecución de tipo normal (categoría B) y un control de fabricación de piezas ordinario (categoría II); para otros casos deben rehacerse los cálculos usando el coeficiente de seguridad indicado en CTE. En situaciones ordinarias la resistencia de cálculo a compresión es de 1.600 kN/m^2 para piezas macizas y perforadas, y de 1.200 kN/m^2 para las aligeradas y huecas.

3 Cuando se use la resistencia a compresión y a tracción en la misma sección transversal, se debe usar un modelo lineal de tensión. Si sólo se utiliza la de compresión, puede usarse un modelo rectangular.

3 Elementos estructurales

3.1 Tipos

1 Este documento de aplicación establece reglas para dar por válidas soluciones realizadas con fábrica de los tipos:

a) petos y vallas, libres en cabeza, y de longitud ilimitada, sometidos a acción horizontal, de viento o sismo;

b) tabiques interiores y cerramientos de fachada, sometidos a la acción horizontal, de viento o sismo, incluidos en edificios con estructura de soportes;

c) muros de sótano, sometidos a empuje de tierras, incluidos en edificios con estructura de soportes o de muros de carga;

d) muros de carga sometidos a la acción vertical de los forjados del edificio, junto con la acción horizontal en su dirección transmitida desde los cerramientos y forjados;

e) muros de arriostramiento de muros de carga y de estructuras porticadas, sometidos mayoritariamente a acción horizontal en su dirección;

f) dinteles de hueco con carga vertical en su plano

3.2 Petos y vallas

1 Un peto o valla de fábrica sometido a una acción horizontal debe ser capaz de soportar el momento flector en base, lo que, con carga uniforme, equivale a la condición:

$$\mathbf{t} > \mathbf{h} \cdot \sqrt{(3 \cdot \mathbf{p}_d / f_{xd})} \qquad [3.1]$$

donde:

t es el grueso total del peto en su base, descontando rehundidos si los hay, y añadiendo en su caso el de los revestimientos, véase figura 3.1.

h es la altura del peto, desde la base exenta, con grueso **t**;

$\mathbf{p}_d$ es la acción horizontal de cálculo, en el caso de viento sobre elementos desamparados, el valor de presión más succión, correspondiente a la altura y emplazamiento de proyecto, según SE-AE Tabla 4.3, tomando 1,5 como coeficiente de seguridad. Si el elemento es válido para viento, puede suponerse que lo es para sismo;

f_{xd} es la resistencia de cálculo a flexión paralela a tendeles, correspondiente a la resistencia a tracción del mortero; adoptando precauciones en cuanto la penetración del mortero en los huecos, para fábricas con piezas macizas o perforadas, puede tomarse 160 kN/m^2. El valor puede incrementarse en la compresión debida al peso propio, con grueso constante, igual al peso específico de la fábrica multiplicado por su altura. Si el elemento es válido por flexión, se puede suponer que lo es por cortante.

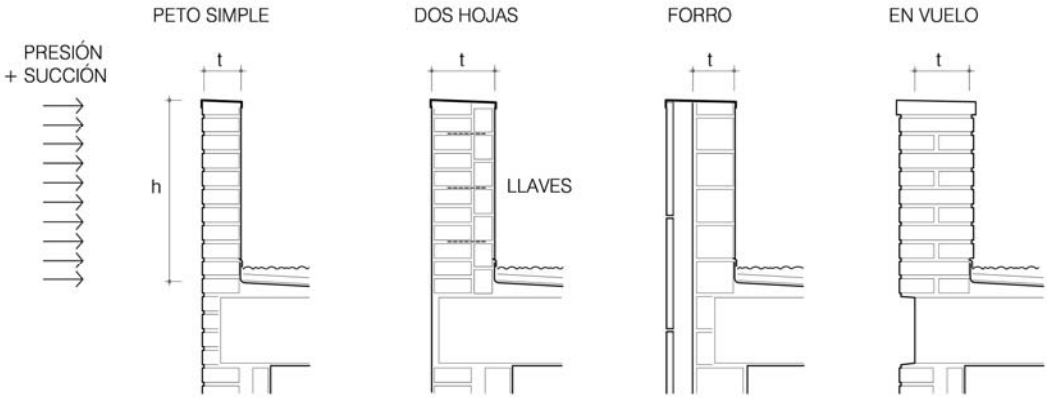

Figura 3.1 Elementos en ménsula sometidos a acción horizontal

2 En la tabla 3.1 se ofrece la altura segura de petos o vallas de fábrica en función del grueso del elemento y valor de la acción de viento. Disponiendo mochetas, armadura vertical o trazado plegado en planta pueden alcanzarse alturas mayores, procediendo con las reglas generales del CTE.

Tabla 3.1 Altura segura (1) **de petos y vallas** (m)

Acción de viento, (kN / m^2) **presión más succión** (2)	**Grueso del elemento** (m)							
	0,08	**0,10**	**0,12**	**0,14**	**0,16**	**0,20**	**0,25**	**0,30**
0,2	1,00	1,30	1,60	2,00	2,30	2,90	-	-
0,4	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	2,00	2,50	3,00
0,7	0,60	0,75	0,90	1,05	1,20	1,50	1,90	2,20
1,0	0,50	0,60	0,75	0,85	1,00	1,25	1,50	1,85
1,3	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	1,10	1,35	1,65

(1) Para un peso específico de la fábrica de al menos 14 kN/m^3. Para 20 kN/m^3 la altura puede aumentarse un 4%.
Con piezas no cerámicas el mortero debe ser M5 o superior.
Fábrica con piezas macizas o perforadas; con aligeradas o huecas el valor es un 12% inferior

(2) En vallas amparadas con un edificio muy próximo más alto sólo presión o succión. En petos de terraza delante de una fachada, puede tomarse asimismo sólo la presión o succión, pero altenativamente debe considerarse la fuerza horizontal de 0,8 kN/m en el borde superior como barandilla.

Para prevenir los efectos termohigrométricos, en los cerramientos, (petos y vallas) se deben disponer juntas de manera que no existan planos continuos de longitud mayor de:

30 m, en fábricas de piedra natural
20 m, en fábricas de piedra artificial o bloque de hormigón
15 m, en fábricas de hormigón ligero, arcilla expandida o cerámica aligerada
30 m, en fábricas de ladrillo, con un valor bajo de expansión por humedad (0,15 mm/m)
15 m, en fábricas de ladrillo, con un valor medio de expansión por humedad (0,50 mm/m)
8 m, en fábricas de ladrillo, con un valor alto de expansión por humedad (1,00 mm/m)

Si la pared tiene dos hojas o lo permite el aparejo, conviene disponer la junta a media madera.

3.3 Muros de sótano

1 Un muro de sótano, con carga vertical, debe ser capaz de desarrollar un arco que equilibre las flexiones originadas por el empuje, (figura 3.2) lo que, aceptando distribución uniforme de tensiones, equivale a la condición:

$$\mathbf{t} > \mathbf{M}_d / \mathbf{N}_d + \mathbf{N}_d / \mathbf{f}_d + \mathbf{d} \qquad [3.2]$$

donde:

$\mathbf{M}_d$ es el momento de cálculo total, isostático, correspondiente al empuje del terreno, con seguridad 1,5. Para muro enterrado en toda su altura, h, es $\mathbf{M}_d = \mathbf{q}_d\, h^3 / 15$. Del lado de la seguridad, como empuje unitario, **q**, puede tomarse el total del empuje activo, que para rellenos ordinarios es de 6 kN/m^2/m; para otros casos véase DAV-SE, tabla 4.5. Si el paño se complementa con muros transversales, puede tomarse la fracción que queda para el arco vertical, una vez deducida la parte que se puede soportar por flexión horizontal.

$\mathbf{N}_d$ es la compresión vertical sobre el muro a media altura. Debido a que puede ser desfavorable o favorable, la expresión [3.2] debe cumplirse para dos situaciones: carga total con seguridad 1,4 y sólo carga permanente en el instante de compactar el relleno, con seguridad 0,8. En general la compresión es favorable.

$\mathbf{f}_d$ la resistencia de cálculo a compresión de la fábrica; en condiciones ordinarias, con piezas macizas o perforadas puede tomarse 1.600 kN/m^2 y para aligeradas o huecas 1.200 kN/m^2

d un término geométrico, suma de:
- la imperfección accidental de ejecución, de valor **h**/450;
- la deformación lateral, por flexión, de valor $\varepsilon \cdot \mathbf{h}^2/4\mathbf{z}$, siendo ε = 0,04% y $\mathbf{z} = \mathbf{M}_d/\mathbf{N}_d$;
- la ampliación de deformación lateral por pandeo, de valor $0{,}00035 \cdot \mathbf{L}^2/\mathbf{t}$, siendo **L** la longitud de pandeo,

en general es suficiente adoptar 0,02 m.

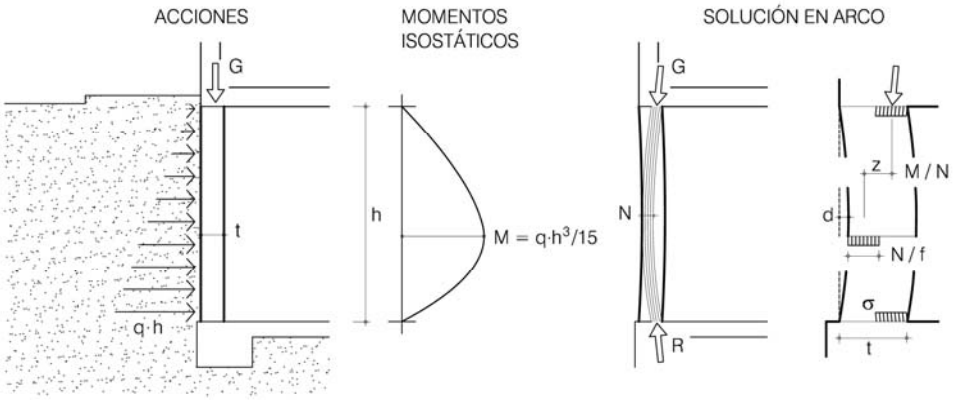

Figura 3.2 Muro de sótano de fábrica

2 En la tabla 3.2 se ofrece el grueso suficiente de muros de sótano totalmente enterrados, en función de su altura y la compresión procedente de la carga permanente en su cabeza. Si sobre el muro de sótano hay un muro de carga, debe considerarse el peso del muro en toda su altura más las acciones permanentes de los forjados que gravitan sobre él. Si hay soportes, debe considerarse el peso de los forjados que cargan sobre ellos, más en su caso el del cerramiento dispuesto sobre el muro de sótano. Si se dispone un muro de arriostramiento o transverso, debe contarse su peso más una parte prudente del peso de los forjados y muros que sería arrastrado en un movimiento de ascenso de ese elemento. Si sólo hay un cerramiento, debe considerarse únicamente su carga.

Tabla 3.2 Grueso suficiente (1) **de muros de sótano** (m)

Compresión (2) (kN / m)	**Altura del muro** (m)							
	Maciza o perforada				**Aligerada o hueca**			
	2,20	**2,40**	**2,60**	**2,80**	**2,20**	**2,40**	**2,60**	**2,80**
30	0,23	0,29	0,37	0,46	0,24	0,30	0,38	0,47
50	0,16	0,20	0,24	0,30	0,17	0,21	0,25	0,31
70	0,13	0,16	0,19	0,23	0,15	0,18	0,21	0,25
100	0,12	0,14	0,16	0,19	0,14	0,16	0,18	0,21

(1) Para un empuje activo unitario de terreno de 6 kN/m^2/m y longitud ilimitada. Si existen muros transversales véase DAV-SE-C. Muros con un peso específico de al menos 14 kN/m^3

(2) En valor característico procedente de las cargas permanentes, sin afectar de coeficiente de seguridad. Si la compresión supera 100 kN/m, puede tratarse como un muro de carga con acciones laterales.

3.4 Tabiques divisorios

1 Un tabique sustentado entre forjados sometido a una acción horizontal lineal, si se desprecia del lado de la seguridad la posibilidad de flexión horizontal entre sustentaciones verticales, es suficiente que sea capaz de alcanzar una situación de equilibrio, en estado deformado, considerando que forma un arco triangular en el plano vertical, con una profundidad de biela de 1/3 del grueso eficaz.

2 La condición anterior equivale a que exista un rango de valores **d** para los que se verifique:

$$4 \cdot \mathbf{Q_d} \cdot \mathbf{a}^2 \cdot (\mathbf{h}-\mathbf{a})^2 \,/\, \mathbf{E} \cdot \mathbf{h}\,(\,\mathbf{t} - \mathbf{d}\,)^3 \leq \mathbf{d} \qquad [\,3.3\,]$$

donde:

- $\mathbf{Q_d}$ es el valor de cálculo de la acción local horizontal (en viviendas 0,6 kN/m)
- **a** la altura a la que se aplica la fuerza, según CTE-DB-AE, a 1,20 m
- **h** es la altura libre del tabique entre forjados
- **E** es el módulo de elasticidad de la fábrica, que puede tomarse igual a $1000 \cdot \mathbf{f}_k$; para tabiques de ladrillo hueco, asentados con pasta de yeso, puede tomarse 2.000 N/mm^2
- **t** es el grueso de cálculo del tabique (contando el revestimiento permanente y descontando los rehundidos si los hubiere). Si el sistema constructivo tiene una holgura **u** en cada extremo, como cuando se disponen bandas elásticas, al grueso real debe descontarse el valor $0{,}5 \cdot \mathbf{u} \cdot \mathbf{h}/\mathbf{t}$
- **d** es la deformación lateral por flexión del arco en el punto de aplicación de la carga

3 En general, es suficiente que se satisfaga la [3.3] para un valor de **d** igual a **t**/4, para lo que, del lado de la seguridad, basta que se verifique que:

$$\mathbf{h}^4 / \mathbf{t}^4 \leq 0{,}4 \cdot \mathbf{E} \cdot \mathbf{h} / \mathbf{Q_d} \qquad [\,3.4\,]$$

4 En la tabla 3.3 se ofrecen valores de grueso suficiente para los tabiques divisorios.

Tabla 3.3 Grueso (m) **de tabiques divisorios entre forjados ante acción local**

Tipo de piezas	Altura del tabique (m)					
	2,50	**3,00**	**3,50**	**4,00**	**5,00**	**6,00**
Macizas o perforadas	0,05	0,06	0,06	0,07	0,08	0,09
Aligeradas	0,06	0,06	0,07	0,07	0,08	0,09
Huecas o con yeso	0,06	0,07	0,08	0,08	0,09	0,10

5 Si hay que considerar acción sísmica, los tabiques pueden comprobarse como un paño de cerramiento, según el apartado 3.5

6 Si no se puede montar el arco, debido a la holgura, siempre se puede validar el tabique como placa, a partir del modelo para cerramiento del apartado siguiente.

3.5 Cerramientos de fachada

1 Un paño de cerramiento ciego de fachada, dispuesto entre dos forjados sucesivos, sometido a acción horizontal uniforme, si, del lado de la seguridad, se desprecia el efecto de flexión horizontal entre sustentaciones verticales, es suficiente que sea capaz de alcanzar una situación de equilibrio en estado deformado, lo que, considerando que forma un arco con una profundidad de biela de 1/3 del grueso eficaz, equivale a que exista un rango de valores **d** para los que se verifique:

$$27 \cdot \mathbf{p_d} \cdot \mathbf{h}^4 / 128 \cdot \mathbf{E} \cdot (\,\mathbf{t} - \mathbf{d}\,)^3 \leq \mathbf{d} \qquad [\,3.5\,]$$

donde:

- $\mathbf{p_d}$ es la acción lateral de cálculo, presión o succión
- **h** es la altura libre del paño entre forjados
- **E** es el módulo de deformación de la fábrica, para el que puede tomarse $1000 \cdot \mathbf{f_k}$
- **t** es el grueso eficaz del muro, el total, **b**, en caso de presión, la entrega, **a**, en caso de succión (ver figura 3.3)
- **d** es la deformación lateral por flexión del arco.

En general es suficiente que se satisfaga la [3.5] suponiendo para **d** valores entre **t**/5 y **t**/4, lo que se cumple si se verifica que:

$$\mathbf{h}^4 / \mathbf{t}^4 \leq 0{,}5 \cdot \mathbf{E} / \mathbf{p_d} \qquad [\,3.6\,]$$

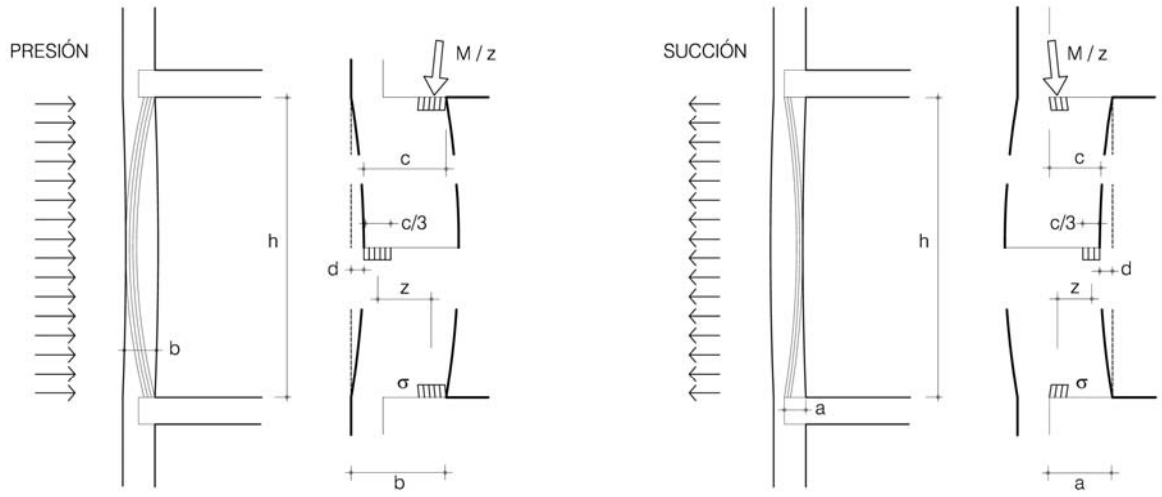

Figura 3.3 Cerramiento entre forjados

2 Si, en el paño de cerramiento se dispone una junta elástica contra el forjado superior, debe ser capaz de soportar, como placa a flexión en ambas direcciones, la acción horizontal de viento que sea de aplicación.

El análisis para comprobar que en este caso hay suficiente capacidad resistente puede hacerse a partir de un esquema de líneas de rotura con momentos iguales a la capacidad a flexión en su dirección y posición. Como condiciones de sustentación pueden tomarse las definidas en la figura 3.4 de acuerdo con el detalle constructivo previsto.

Como grueso del cerramiento basta tomar:

$$\mathbf{t} \geq \mathbf{h} \cdot \sqrt{(0{,}5 \cdot \mathbf{p}_d / f_{xd})} \qquad [3.7]$$

donde:

t grueso total del cerramiento, descontando rehundidos si los hay, y añadiendo en su caso el de los revestimientos;

h altura libre del cerramiento entre forjados consecutivos;

$\mathbf{p}_d$ valor de cálculo de la presión de viento, reducido por placa a efecto de flexión paralela a tendeles, correspondiente a la altura y emplazamiento de proyecto, tomando 1,5 como coeficiente de seguridad. Cuando los bordes laterales del paño están simplemente apoyados, como valor reducido puede tomarse una fracción 0,3(1+**L**/**h**) del total. Si están empotrados 0,2(1+**L**/**h**) siendo **L** la distancia entre sustentaciones verticales. Si el paño es válido a viento, puede suponerse que lo es a sismo.

f_{xd} la resistencia de cálculo a flexión paralela a tendeles, correspondiente a la resistencia a tracción del mortero. En condiciones ordinarias de ejecución, para fábricas con piezas macizas o perforadas, puede tomarse 160 kN/m^2, y para las aligeradas y huecas 120 kN/m^2 El valor puede incrementarse en la compresión debida al peso propio a media altura del paño, adoptando un peso específico de 15 kN/m^3 para elementos macizos o perforados y 12 kN/m^3 para los aligerados y huecos. Si el paño es válido por flexión, se puede suponer que lo es por cortante.

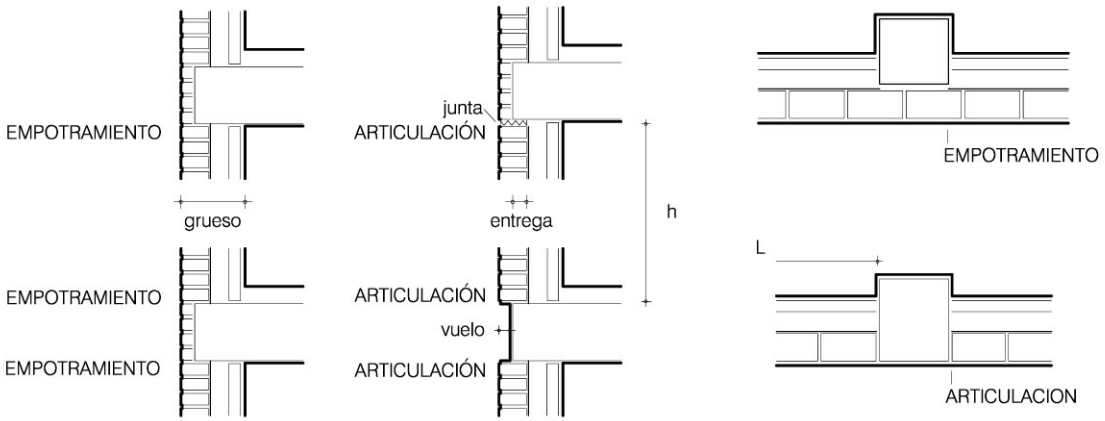

Figura 3.4 Condiciones de sustentación en paños de cerramiento

3 En la tabla 3.4 se ofrecen valores suficientes de grueso de cerramientos usuales de los dos casos anteriores.

Tabla 3.4 Grueso (m) **de cerramiento entre forjados** [1]

Tipo de Piezas	Presión de viento (kN / m^2)	Altura del paño (m)	Emp. – emp. [2]	Distancia horizontal entre sustentaciones [3] (m) 4,0		5,0		7,0		>> [4]
				Emp.	Art.	Emp.	Art.	Emp.	Art.	
Macizas y perforadas	0,45	2,50	0,06	0,07	0,09	0,08	0,09	0,09	0,10	0,10
		3,00	0,07	0,09	0,10	0,09	0,10	0,10	0,11	0,12
		4,00	0,09	0,10	0,12	0,11	0,13	0,12	0,14	0,15
	0,85	2,50	0,07	0,10	0,12	0,11	0,12	0,12	0,13	0,14
		3,00	0,09	0,12	0,14	0,13	0,14	0,14	0,15	0,16
Aligeradas y huecas	0,45	2,50	0,06	0,09	0,10	0,09	0,10	0,10	0,11	0,11
		3,00	0,08	0,10	0,11	0,11	0,12	0,12	0,13	0,13
		4,00	0,10	0,11	0,13	0,13	0,15	0,14	0,16	0,17
	0,85	2,50	0,08	0,12	0,14	0,13	0,14	0,14	0,15	0,15
		3,00	0,09	0,13	0,16	0,15	0,16	0,16	0,18	0,18

(1) Si la tabica del forjado es vista y está remetida, como en el caso de vuelo, el valor tabulado no se refiere al grueso sino a la entrega. El valor de presión es el característico, sin coeficiente de seguridad.

(2) Sin junta entre cerramiento y forjado superior; efecto arco Para soportar la succión, el paño debe tener una entrega en el forjado de al menos el 90% del grueso indicado en la tabla.

(3) Con junta elástica entre cerramiento y forjado superior; efecto placa. Los valores tabulados se refieren a bordes laterales empotrados (Emp.) y articulados (Art.)

(4) Distancia horizontal ilimitada o inexistencia de sustentaciones verticales

4 Si el paño contiene huecos, se puede proceder del modo siguiente:

a. En el caso de huecos rasgados en vertical, el grueso del entrepaño se deduce de la consideración de arco o viga vertical, según el borde superior se encuentre empotrado o articulado con junta elástica, adoptando como presión de viento la del total de eje a eje de hueco vertical repartida en la longitud real del paño.

b. Si hay un hueco rectangular en el interior del paño, el grueso del cerramiento se puede obtener considerando el comportamiento de placa a partir de una resistencia reducida en la relación del perímetro eficaz al total (ver figura 3.5) En el perímetro de cálculo, la condición de empotramiento se traduce en una longitud doble de la real.

c. En el caso de hueco rasgado en horizontal, si el antepecho puede sustentarse en soportes, su grueso se calcula como el de una placa con una altura doble de la que hay hasta el eje del hueco y una resistencia reducida en la relación del perímetro eficaz al total. Ver figura 3.5

d. En el caso de hueco rasgado en horizontal, si el antepecho no puede sustentarse en soportes, su grueso se calcula como el de un peto, adoptando como altura la que hay hasta el eje del hueco.

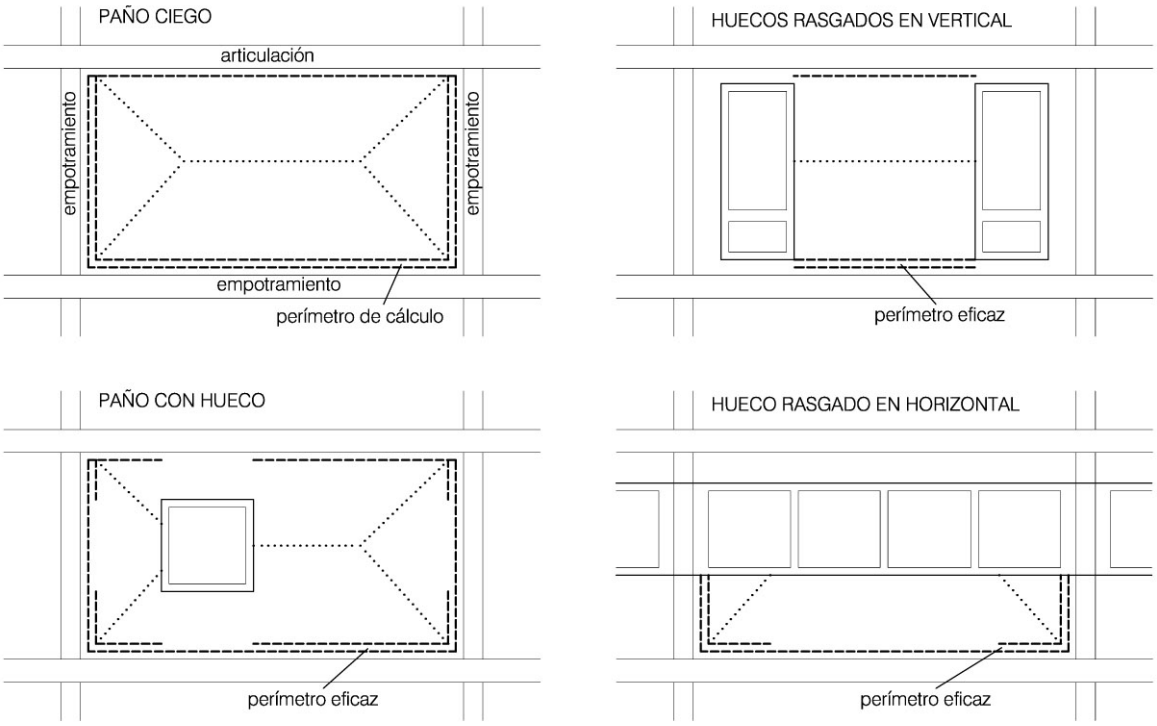

Figura 3.5 Efecto placa en paños de fachada

3.6 Estructura de muros de carga

1 Este tipo corresponde a la solución general de la estructura de un edificio, en la que los forjados se sustentan en muros, y el arriostramiento ante acción horizontal se confía asimismo a muros, aprovechando los de carga, o bien complementándolos con otros específicos para este fin (véase figura 3.6)

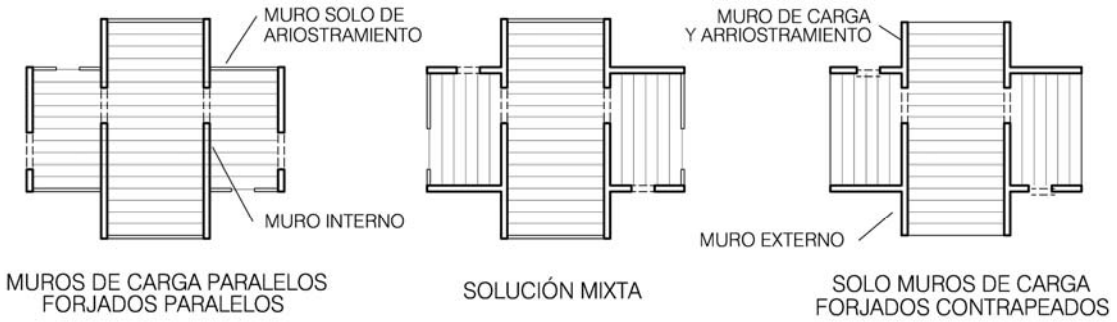

Figura 3.6 Elementos de una estructura de muros de carga

2 Para considerar que una estructura es de muros de carga, los forjados deben ser monolíticos y solidarios con todos los muros. En los forjados de hormigón, ese papel se confía a la preceptiva losa superior, y, en el encuentro con los muros, al zuncho, o cadena de borde. El citado zuncho, cuando es de hormigón debe tener un canto al menos igual al del forjado y un ancho igual al menos a la entrega. En los forjados de madera y de acero debe disponerse una solución equivalente.

3 Ante acción vertical el modelo de cálculo de los muros de carga y los forjados que sustentan, es el de pórtico de nudos rígidos si la entrega de todo forjado es al menos 2/3 del grueso de cada muro, inferior o superior.

4 En general, para el análisis de carga vertical es suficiente considerar pórticos constituidos por elementos de profundidad unidad, ampliando a modelos planos los que para el forjado son modelos lineales.

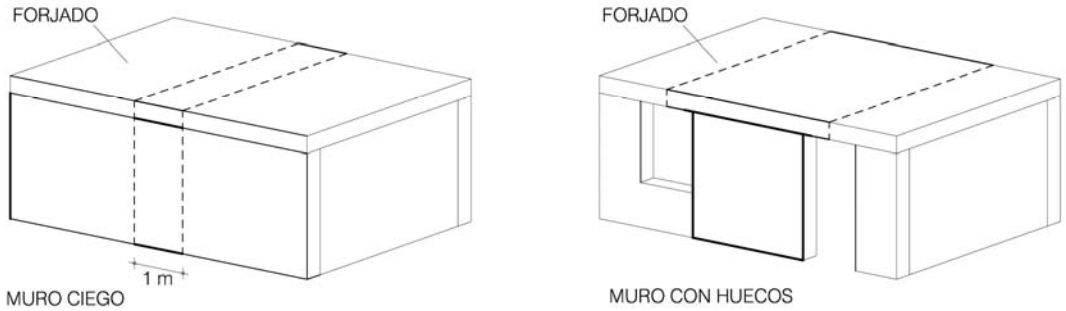

Figura 3.7 Modelo ante carga vertical

5 Si los muros incluyen huecos tales como puertas o ventanas, como modelo puede adoptarse el del paño macizo de muro con la parte alícuota del forjado, tanto en carga como en rigidez.

6 Como compresión en cada tramo de muro, en caso de luces consecutivas no muy disímiles, puede computarse el total de las cargas de forjados superiores a mitad de luz o extremo de vuelo.

3.6.1 Grueso del muro

1 A efectos de predimensionado, como grueso del muro puede partirse de que en la sección central de cada tramo de muro, considerando una ley rectangular de tensiones, para que no se supere la resistencia del material, debe verificarse que:

$$\mathbf{N}_d \leq (\mathbf{t} - 2\mathbf{e}) \cdot \mathbf{f}_d \qquad [\ 3.8\ ]$$

donde:

$\mathbf{N_d}$ valor de cálculo de la compresión en el ancho usado en el modelo

t grueso de cálculo del muro en ese punto, debiendo ser mayor de 0,11 m y que **h**/27

e excentricidad de la compresión, con un mínimo de 0,05·**t** y que en la sección central puede considerarse como la suma de:

- excentricidad procedente de la acción y reacción del forjado en cada extremo. Aceptando que es una ley recta, como valor en el punto en el que la total es máxima, puede tomarse:
  - $\mathbf{e}_0 = 0{,}04\ \mathbf{t}$ en muros de extremo
  - $\mathbf{e}_0 = 0{,}01\ \mathbf{t}$ en muros interiores
  - $\mathbf{e}_0 = 0{,}15\ \mathbf{t}$ en muros con forjados a medio nivel (figura 3.8)
- excentricidad de pandeo de valor:
  $\mathbf{e}_1 = 0{,}000\ 35\ (\mathbf{h}/\mathbf{t})^2 \cdot \mathbf{t}$
  siendo **h** la longitud de pandeo, en primera aproximación igual a la altura entre forjados
- excentricidad accidental por errores de ejecución, de valor:
  $\mathbf{e}_2 = \mathbf{h} / 450$
- en muros a la intemperie, excentricidad debida al efecto local de la acción de viento:
  $\mathbf{e}_3 = \mathbf{p}_d \cdot \mathbf{h}^2 / 8 \cdot \mathbf{N}_d$
  siendo $\mathbf{p}_d$ el valor de cálculo de presión de viento en el ancho usado en el modelo.

$\mathbf{f}_d$ valor de cálculo de la resistencia de la fábrica a compresión, para la que puede tomarse 1.600 kN/m^2 con piezas macizas o perforadas y 1.200 kN/m^2 con aligeradas o huecas

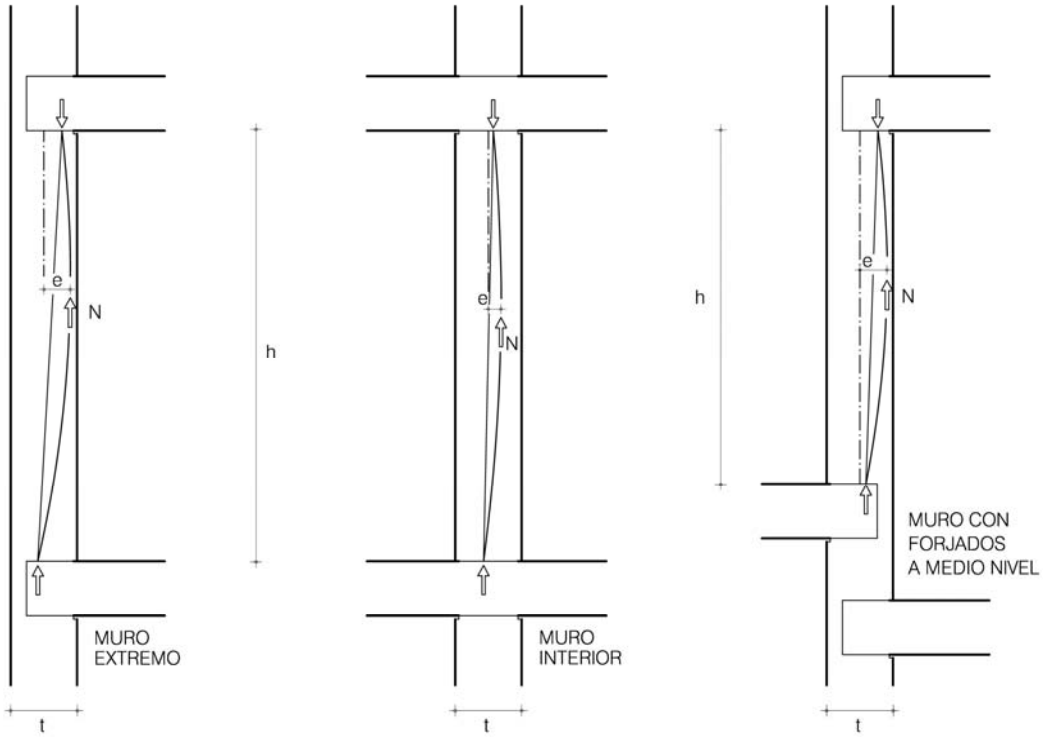

Figura 3.8 Tipos de tramo de muro de carga

2 En la tabla 3.5 se ofrece el grueso que resulta para casos usuales en relación con los tipos de la figura 3.8. Como puede comprobarse, sobre todo en muros extremos, el grueso depende muy poco de la resistencia, y incluso poco de la carga.

Tabla 3.5 Grueso (m) **de muros de carga**

Piezas		**Muro extremo**				**Muro interior**			**Muro con 1/2 nivel**		
	Altura (m)	**2,50**	**3,00**	**3,50**		**2,50**	**3,00**	**3,50**	**1,50**	**2,00**	**2,50**
	N (kN/m)				**N**						
macizas o perforadas	**20**	0,14	0,17	0,20	**40**	0,12	0,12	0,14	0,12	0,12	0,12
	40	0,14	0,17	0,20	**80**	0,14	0,14	0,17	0,14	0,14	0,17
	60	0,14	0,17	0,20	**120**	0,17	0,17	0,20	0,17	0,20	0,22
	100	0,17	0,17	0,20	**200**	0,24	0,24	0,24	0,24	0,26	0,28
aligeradas o huecas	**20**	0,14	0,17	0,20	**40**	0,12	0,12	0,14	0,12	0,12	0,14
	40	0,14	0,17	0,20	**80**	0,14	0,17	0,17	0,17	0,17	0,20
	60	0,14	0,17	0,20	**120**	0,20	0,20	0,24	0,24	0,24	0,26
	100	0,17	0,20	0,24	**200**	0,26	0,26	0,28	0,30	0,30	0,32

NOTAS: La compresión, N, es la procedente de cargas en valor característico, sin afectar de coeficiente de seguridad, suma de la carga total del forjado, incluida sobrecarga de uso, y del peso del muro hasta media altura del tramo.
Las líneas tabuladas pueden corresponder, en casos usuales, a una, dos, tres, y cuatro o cinco plantas.
El valor 0,12 m cubre el ½ pie, que si se trata de fábricas revestidas probablemente se supera.
La norma NSCE, de acción sísmica, establece mínimos que pueden ser superiores a los tabulados.

3 Los valores de la tabla 3.5, correspondiente a muro interior, pueden aplicarse como aproximación al predimensionado de hojas exteriores de cerramiento, sometidas sólo a su propio peso, siempre que se aten a la estructura principal del edificio a intervalos iguales a la altura del forjado. A estos efectos puede considerarse que una hoja de medio pie de piezas macizas pesa del orden de 6 kN/m por planta.

4 El resto de detalles de los nudos, tales como el valor del remetido de tabica del forjado, rehundido en la entrega y canto del forjado, deben determinarse para que se cumplan las condiciones de los apartados que siguen, relativas al entorno de cada nudo, lo que puede, en algunos casos, significar la corrección del grueso del muro previsto inicialmente. El último apartado establece el procedimiento de verificación definitiva de tramos a partir de la excentricidad obtenida en los extremos.

3.6.2 Nudo superior

1 En la cima de todo muro de última planta, el equilibrio se establece entre la fuerza actuante del forjado, el peso del peto, si existe, y la reacción del muro. Para el nudo extremo, se puede admitir que la reacción de sustentación del forjado se encuentra repartida en la mitad interior de su entrega, y para el interior la de cada tramo en la mitad respectiva del muro. Puede suponerse que, dentro del campo de aplicación de este documento, las secciones de los muros con el grueso de la tabla 3.5 o mayor, tienen suficiente capacidad portante.

2 Como excentricidad de la compresión, en el caso de muro extremo (figura 3.9-a) puede tomarse:

$$\mathbf{e} = \mathbf{t}/2 - \mathbf{a}/4 \qquad [\,3.9\,]$$

donde:

t grueso de cálculo del muro bajo el forjado, reducida en su caso con el rehundido.

a entrega del forjado en el muro, que debe ser de al menos 0,07 m

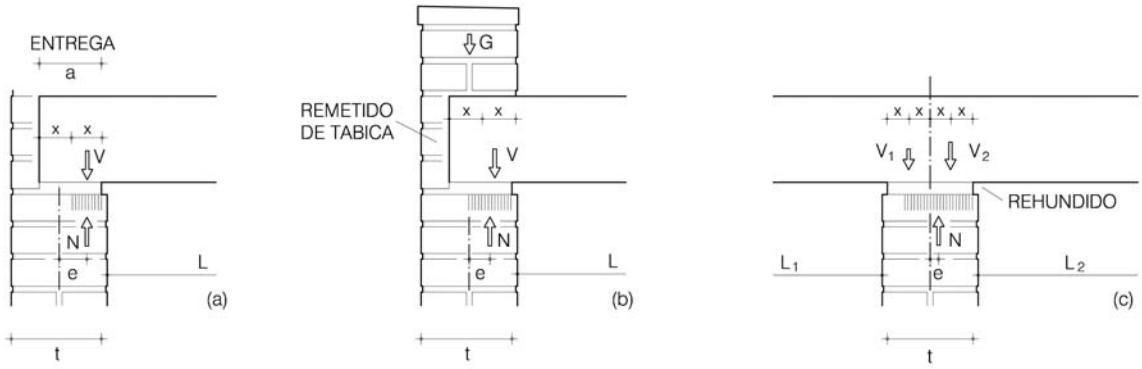

Figura 3.9 Nudo superior

2 La diferencia de giro entre forjado y muro puede saldarse con la aparición de fisuras de incompatibilidad. Además de los recursos constructivos habituales, el aumento de canto del forjado repercute muy favorablemente en que puedan pasar desapercibidas.

3 En el caso de nudo interior, (figura 3.9-c) como excentricidad de la compresión, del lado de la luz mayor, si las luces no son muy disímiles, puede tomarse, del lado de la seguridad:

$$\mathbf{e} = 0{,}10 \cdot \mathbf{t} \qquad [\,3.10\,]$$

3.6.3 Nudo extremo de planta intermedia

1 En el nudo extremo de planta intermedia (figura 3.10) el equilibrio se establece entre las reacciones excéntricas de los muros superior e inferior y la resultante de la acción del forjado sobre el nudo, cuyo momento, en el caso de forjado de hormigón, depende de la ductilidad y rigidez comparada de los elementos citados.

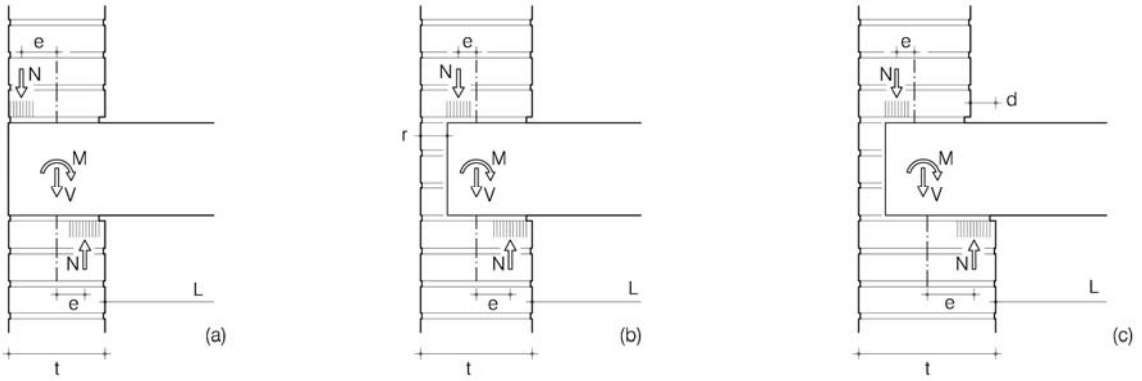

Figura 3.10 Variantes de nudo extremo intermedio

2 Como momento actuante, provocado por el forjado, se puede considerar una fracción del de su empotramiento perfecto, fracción que es igual al cociente de la rigidez suma de la de los dos muros entre el total de la suma de las rigideces de todas las piezas que concurren en el nudo. En los casos habituales, como valor de esa fracción puede tomarse el de la tabla 3.6.

Tabla 3.6 Rigidez de los muros respecto al total

Altura (m)	**Macizas**	**2,50**			**3,50**					
	Huecas					**2,50**			**3,50**	
Canto del forjado (m)		**0,24**	**0,28**	**0,32**	**0,24**	**0,28**	**0,32**	**0,24**	**0,28**	**0,32**
Grueso del muro (m)	**0,14**	0,30	0,25	0,20	0,25	0,20	0,15	0,20	0,15	0,10
	0,17	0,40	0,35	0,30	0,35	0,30	0,25	0,30	0,25	0,20
	0,20	0,55	0,50	0,45	0,45	0,40	0,35	0,40	0,35	0,25
	0,24	0,70	0,65	0,60	0,65	0,55	0,50	0,60	0,50	0,35
	0,30	0,80	0,75	0,70	0,75	0,70	0,60	0,70	0,65	0,50

NOTAS: Forjados de hormigón, luces entre 4 y 7 m, de vigueta simple. Con doble vigueta se puede tomar 0,10 menos.
Con forjado de losa alveolar de hasta 8 m de luz se puede tomar 0,15 menos.
Los valores corresponden a tramos aislados. Para nudos extremos de tramos continuos en el otro extremo, se puede tomar 0,05 menos.
Si el forjado vuela, la fracción se refiere a la diferencia de momentos de empotramiento a ambos lados del nudo, considerando, a todos los efectos, carga total en el tramo y sólo permanente en el vuelo.
Si la tensión media del muro $\mathbf{N_d/t}$, es menor de 250 kN/m^2, pueden tomarse valores 60% de los tabulados.

3 El momento que es capaz de soportar el conjunto de los dos tramos es el resultante de sus compresiones excéntricas. La compresión del tramo superior e inferior puede suponerse soportada con una tensión que no supere la resistencia de cálculo de la fábrica a partir del borde extremo del muro, y por tanto con una excentricidad que, como máximo, es:

$$\mathbf{e} = (\mathbf{t} - \mathbf{N_d} / \mathbf{f_d}) / 2 \qquad [\,3.11\,]$$

con los significados anteriores. El momento capaz, para el caso de que ambos muros sean del mismo grueso, (figura 3.10-a o 3.10-b), es pues:

$$\mathbf{M_d} = (\mathbf{N_d} \cdot \mathbf{e})_{sup} + (\mathbf{N_d} \cdot \mathbf{e})_{inf} \qquad [\,3.12\,]$$

teniendo en cuenta que:

- en cualquier caso, la entrega que resulta debe ser al menos de 0,07 m
- como excentricidad debe tomarse un mínimo de 0,05·**t**.
- si la respuesta del tramo no se puede pegar al borde del muro, como en el tramo superior cuando se remete la tabica del forjado, o como en el tramo inferior, cuando se dispone un rehundido, en [3.11] se debe sustituir **t** por **t**-2**r**.
- si el muro aumenta de grueso al paso del forjado, (figura 3.10-c), en [3.12] debe sustituirse **e** por **e**+**d**/4, siendo **d** el incremento de grueso.

4 Los muros tienen suficiente capacidad portante, con las excentricidades obtenidas, si es posible alcanzar un momento capaz igual al actuante. Para ello basta comprobar que, al adoptar el valor máximo de **e** en [3.11], con [3.12] se obtiene un momento capaz superior al actuante.

5 Si, aun con los valores máximos de **e** de [3.11], el momento capaz no puede llegar a igualar al actuante, (lo que sucede en las últimas plantas, tanto más cuanto mayor sea la luz del forjado), puede usarse la tabla 3.6 para decidir el aumento de canto del forjado que permite conseguirlo. La reducción de entrega del forjado tiende asimismo a que su sustentación tienda a la situación de apoyo, sirviendo para el mismo propósito. El incremento de grueso de muro puede no tener efecto beneficioso.

6 En otro caso no puede sino concluirse que el momento actuante no tiene más opción que reducirse para acabar igualando al máximo capaz, contando con la ductilidad de las piezas, que es tanto más necesaria, cuanta mayor diferencia hubiera inicialmente entre ambos valores. El incremento de canto del forjado, tal como muestra la tabla 3.6, o la reducción de entrega disminuyen la demanda de ductilidad. Acudir a la ductilidad significa aumentar la posibilidad de que las fisuras de compatibilidad por giro en el lado opuesto al comprimido, ya citadas a propósito del nudo superior, alcancen un valor visible.

7 Aun si se acepta que hay suficiente ductilidad, en el caso de forjado de hormigón debe cuidarse especialmente que su capacidad resistente de cálculo, de acuerdo con la armadura superior realmente dispuesta en el extremo, no supera el valor del momento capaz calculado en [3.12]

8 Si el forjado descansa sobre un durmiente o zuncho, (figura 3.11-a) la comprobación del muro inferior debe hacerse en la primera hilada de fábrica por debajo del dicho elemento, a partir de la posición de la reacción supuesta.

9 Si las viguetas del forjado se reciben en mechinales, dejando ventiladas las caras laterales y superior de la entrega, (figura 3.11-c y d) puede suponerse que la compresión del tramo superior actúa con una excentricidad opuesta a la de su cima, que la del forjado actúa, como se indica en 3.5.1, en el cuarto del durmiente, y que la reacción del tramo inferior equilibra a la resultante de ambas, comprobando cada tramo con su excentridad, de acuerdo con [3.11].

10 El valor del momento actuante del forjado en el nudo, es el que sirve para comprobar la sección extrema del forjado y a partir del que se deducen los de las demás secciones del mismo.

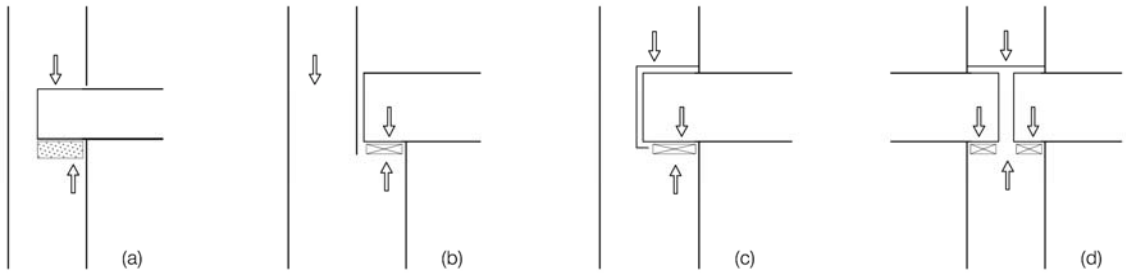

Figura 3.11 Variantes de nudo extremo

3.6.4 Nudo interno de planta intermedia

1 De manera análoga al caso anterior, en el equilibrio, (figura 3.12), el momento con el que actúa el forjado pasante depende de la ductilidad y rigidez comparada de los elementos que concurren en el nudo.

2 Se puede admitir que, dentro del campo de aplicación de este documento, las secciones de los muros con grueso como el de la tabla 3.5 o superior, tienen suficiente capacidad portante, dado que, con las dimensiones citadas, el momento capaz máximo supera sistemáticamente al actuante.

3 En otro caso, para el cálculo del momento actuante, la fracción se refiere ahora a la diferencia de momentos de empotramiento de la carga total de los tramos a uno y otro lado del nudo. En los casos habituales, como valor de esa fracción puede tomarse el 75% del valor de la tabla 3.6.

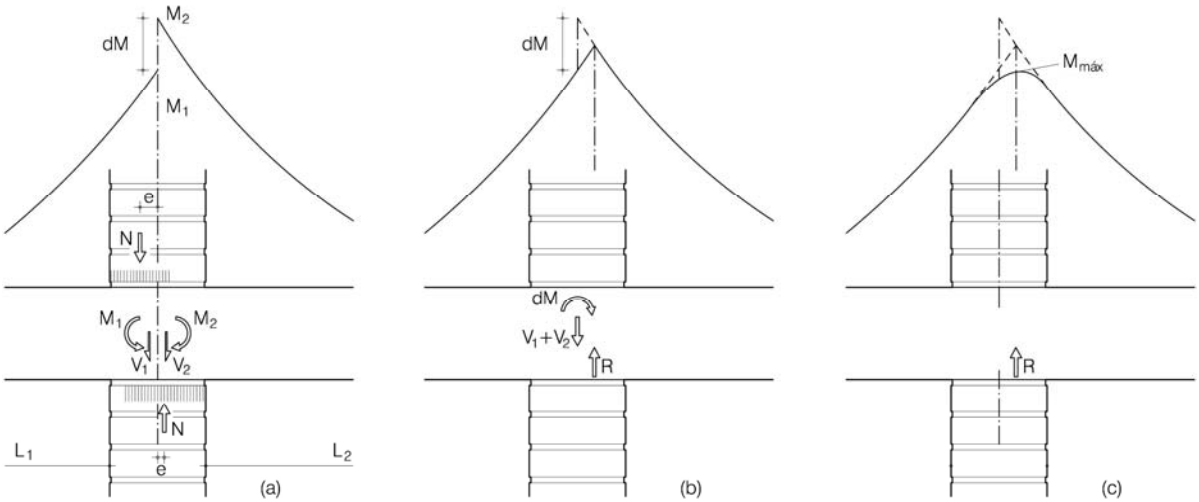

Figura 3.12 Nudo interior intermedio

4 A este nudo le son aplicables el resto del condiciones establecidas en 3.6.3 a propósito del anterior, en cuanto a cálculo de momento capaz (véase figura 3.13) y ductilidad, pero no es posible controlar la solicitación de los muros a través de la capacidad del forjado, ya que ésta corresponde a la del momento máximo al paso del nudo (véase figura 3.12-c)

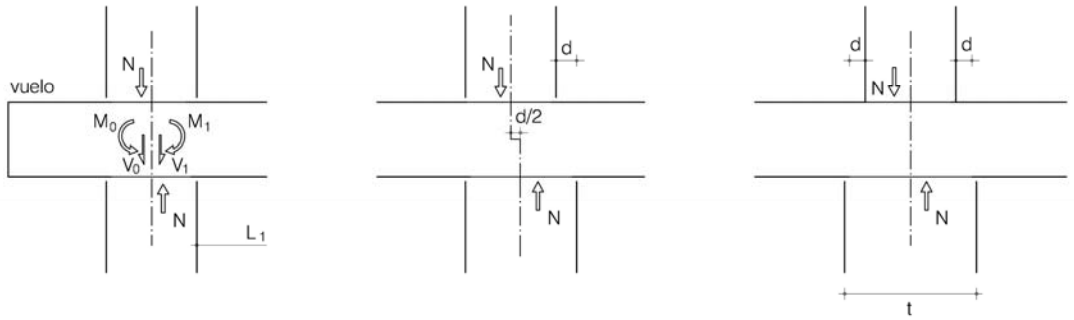

Figura 3.13 Variantes de nudo interior

3.6.5 Nudo inferior

1 A los efectos del cálculo, el arranque inferior del muro en la solera, forjado sanitario o zanja, puede considerarse como empotramiento perfecto, pudiendo suponer, como simplificación, que la compresión actúa con una excentricidad mitad de la obtenida en su cima y de sentido contrario.

3.6.6 Comprobación definitiva

1 La comprobación definitiva de los tramos de muro es la indicada en el apartado 3.6.1, adoptando, para la excentricidad $\mathbf{e}_0$ la semisuma (con su signo) de las excentricidades en los extremos obtenidas en los apartados anteriores, pudiendo considerar, para la longitud de pandeo, **h**, los valores matizados siguientes.

- si el paño es interior, con los forjados de hormigón y entrega de al menos 2**t**/3 y 0,09 m: el 75% de la altura.
- si el paño es ciego, con los dos bordes arriostrados a distancia **L** menor de 30·**t** y que el doble de su altura: **L**/2. Un muro transverso enlazado al muro de carga, y de longitud de un quinto de su altura, se considera que arriostra el borde.

Para otras situaciones, en particular las de un borde libre y otro arriostrado, o muros transversos con huecos, puede consultarse CTE-DB-F

2 Si el paño tiene una sección horizontal menor de 0,1 m^2 debe considerarse una resistencia reducida; pare ello es suficiente rebajar la del apartado 2.5.6 en un 30%.

3 En los muros capuchinos, la comprobación de cada hoja se hace con la carga que le corresponda. A efectos de pandeo, en caso de dos hojas idénticas, como grueso eficaz se puede considerar 1,3 veces el de cada una. Si una hoja es pasante por delante del forjado, pero se encuentra atada al paso del mismo, puede comprobarse con sólo la compresión procedente de su propio peso, pudiendo suponer $\mathbf{e}_0 = 0$.

4 Si el material no es cerámico o de piedra natural, y la esbeltez (relación de longitud de pandeo a grueso eficaz) es superior a 15, a la excentricidad total se debe sumar la componente por fluencia que indica CTE-DB-F, que no es probable que suponga más de un 20% de la suma de la de pandeo y la accidental.

5 Si es preciso tener en cuenta acción sísmica, debe hacerse una comprobación adicional, considerando, para el cálculo de $\mathbf{e}_3$, como acción horizontal, la sísmica, producto de la aceleración de cálculo, por el coeficiente de amplificación del espectro elástico, y por el peso del muro. Dado que la solicitación de cálculo es típicamente del orden de 0,57 de la habitual, y como resistencia de cálculo puede tomarse 2,5 veces la habitual, hasta que la acción sísmica no supere ampliamente la acción de viento considerada, no es determinante, que es lo que puede suceder frecuentemente en muros interiores de plantas altas, no dimensionados por viento. Por referencia a los valores de la

tabla 3.5, con un coeficiente sísmico de 0,15 cabe esperar que el grueso mínimo de estos muros aumenten del orden de 0,03 m, y para 0,20 del orden de 0,05 m.

3.6.7 Comprobaciones locales

1 En los casos en que la carga del forjado acometa como cargas puntuales, localmente, como cuando se disponen las viguetas o vigas en mechinales, además de la comprobación general del muro, como si todas las cargas acometieran repartidas, debe cumplirse que la tensión local bajo cada mechinal sea soportable.

2 En el caso de viguetas o cargas dispuestas a intervalos pequeños, la condición de comprobación es la [3.8], considerando, como carga, la de la pieza que acomete al muro, y como excentricidad la correspondiente a la extrega, según [3.9]. Como ancho se debe tomar el que hay bajo el durmiente o elemento de apoyo, entre líneas a 30º, según muestra la figura 3.14, y como resistencia, la del material de cada hilada. Si la condición se cumple hasta una profundidad bajo la carga de **s**/2, siendo **s** el intervalo entre cargas, se puede suponer que el resto del muro no tiene tensiones superiores por esta causa.

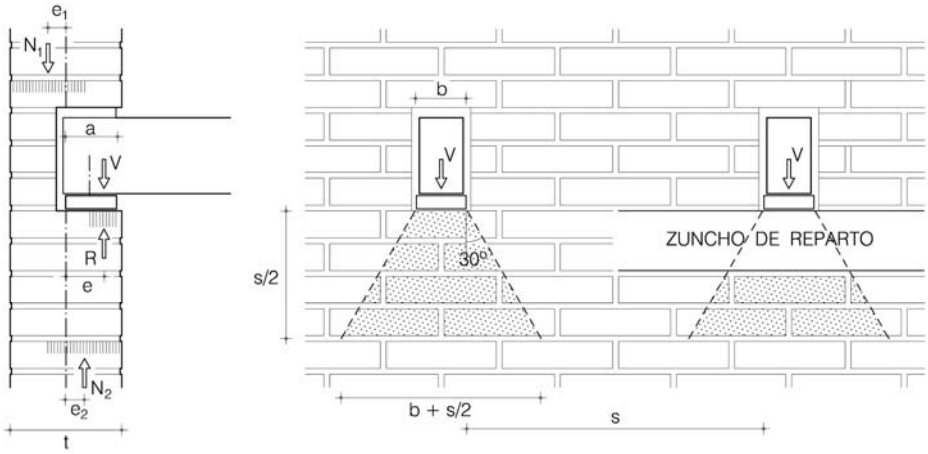

Figura 3.14 Cargas locales

3 En el caso de vigas o cargas dispuestas a intervalos comparables con la altura entre forjados, la condición del párrafo anterior sólo afecta como máximo a una profundidad mitad de la altura entre forjados.

4 Si las tensiones locales bajo la carga exceden de la capacidad de las piezas previstas para el muro, puede acudirse a disponer piezas especiales en la zona afectada. Si se trata de ladrillos macizos, a suficiente distancia de bordes libres, se puede suponer un incremento local de resistencia de hasta el 40%. En cualquier caso pueden disponerse bajo las cargas zunchos o macizado locales o corridos.

5 La profundidad de entrega, **a**, de una carga concentrada sobre un muro será no menor que 0,10 m

3.6.8 Construcción

1 A efectos de estabilidad y resistencia a acciones horizontales, los muros de carga deben enlazarse a los forjados mediante zunchos, con armadura longitudinal de al menos 4Ø8 y estribos de Ø6/0,20 (figura 3.15), o disposición equivalente. La profundidad de entrega de la vigueta, **v**, será de al menos 0,04 m y la del forjado completo, **a**, en muros de carga o transversos, 0,07 m.

2 Cuando la compresión en el muro es pequeña o nula, por ejemplo, en el encuentro de un muro con la cubierta, en ausencia de peto, y la aceleración sísmica elevada, es necesario asegurar especialmente la eficacia de la unión, mediante la disposición de trabas o conectores. La separación de los elementos de conexión entre muros y forjados no debe ser mayor que 2 m en general, y en edificios de más de cuatro plantas de altura, que 1,25 m.

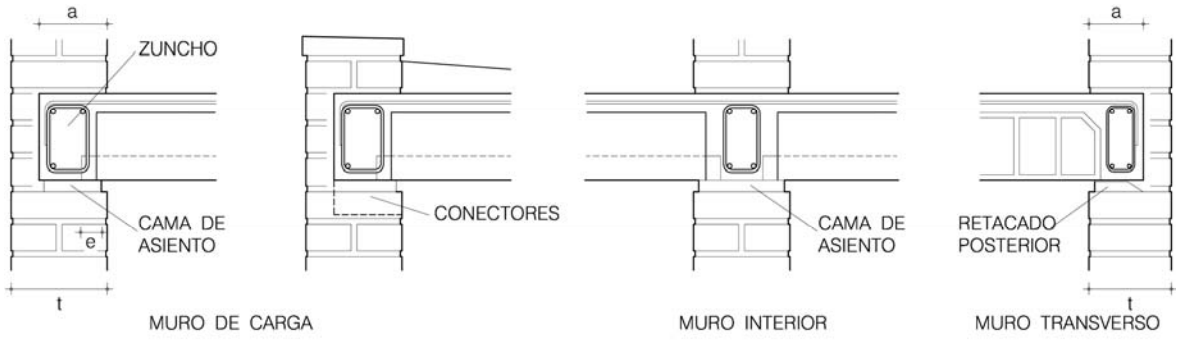

Figura 3.15 Unión de muros con forjados

3.7 Estructura de arriostramiento

3.7.1 Acción horizontal

1 Ante la acción horizontal, de viento o sismo, sobre un edificio resuelto con muros de carga de fábrica, pueden considerarse, como resistentes a corte, todos los muros dispuestos en su dirección, sean de carga, o tranversos (sin más carga que la de su propio peso). Cada línea de muro se descompone, a efectos de arriostramiento, en paños macizos en toda su superficie, de suelo a techo de cada planta, descontando la fábrica situada sobre la traza de todo hueco de puerta o ventana.

2 Si los forjados son rígidos en su plano, como sucede en el caso de que cuenten con una losa superior de hormigón monolítica, se puede suponer que la acción horizontal acomete a cada paño en los puntos de encuentro con los forjados, aunque para los directamente conectados a fachada, y en el caso de viento, parte de la acción horizontal puede corresponder a la distribuida que se produce por su comportamiento a flexión horizontal.

3 Si el edificio está resuelto con estructura de soportes, pueden considerarse como arriostrantes todos los paños macizos que se encuentren confinados entre vigas y soportes al menos en el borde del lado de la acción.

4 El sistema de arriostramiento es suficiente si, a partir de valores de reacción en cada paño no superiores a su capacidad, se puede conseguir el equilibrio en valor y posición con la acción horizontal.

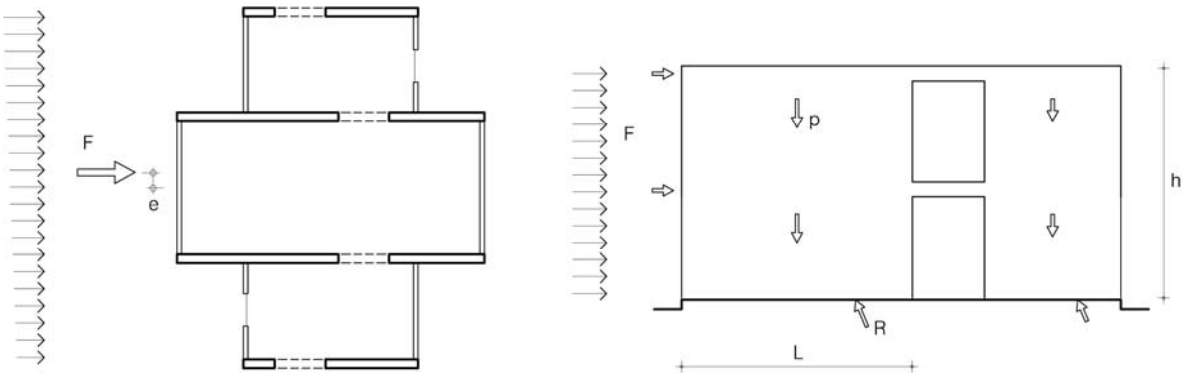

Figura 3.16 Acción horizontal sobre un edificio

5 En general, en plantas simétricas, para considerar los efectos de la excentricidad accidental de la acción de viento o sismo, puede ser suficiente considerar una acción simétrica con un incremento del 15% de su valor total.

3.7.2 Comprobación general

1 Todo paño de un sistema de arriostramiento de una estructura de muros de carga sobre el que actúa un sistema de acciones horizontales en altura (véase figura 3.16), está sometido, en cada hilada, a un estado de solicitación de compresión excéntrica más cortante, definido por:

a) La compresión procedente de su peso propio y las cargas verticales que pueda suponerse que le transmiten los forjados, por encima de la hilada considerada. En el caso de muros transversos que no soportan directamente forjados, puede considerarse que reciben al menos el equivalente a la carga total de planta que corresponde a medio intervalo de viguetas a cada lado.

b) El cortante procedente de la suma de las acciones horizontales por encima de la hilada considerada.

c) Como excentricidad de la compresión, la necesaria para que ésta equilibre el momento producido por las acciones horizontales.

2 Un paño de muro soporta la acción horizontal si, en toda hilada, se verifica que:

$$\mathbf{V}_d \leq 3\cdot\mathbf{a}\cdot\mathbf{t}\cdot f_{vd} + 0{,}36\cdot\mathbf{N}_d \qquad \text{pero no mayor de} \quad 1{,}5\cdot\mathbf{a}\cdot\mathbf{t}\cdot\mathbf{f}_d\cdot\mathbf{e}/\mathbf{z} \qquad [\,3.13\,]$$

donde:

- **a** distancia del extremo del muro a la posición de la resultante de compresión excéntrica, de valor igual a **L**/2 – **e**
- **e** excentricidad de la compresión, igual a $\mathbf{V}_d\cdot\mathbf{z}$ / $\mathbf{N}_d$, pero no superior a **L/2**;
- **z** la distancia de la resultante $\mathbf{V}_d$ de las acciones horizontales de cálculo por encima de la hilada considerada, siendo $\mathbf{N}_d$ la compresión de cálculo a ese mismo nivel;
- **L** largo del paño al nivel de la hilada considerada;
- **t** grueso de cálculo del muro;
- f_{vd} suponiendo una distribución uniforme de la tensión tangencial en sólo la parte comprimida, de valor 3·**a**, la resistencia de cálculo a tensión tangencial pura, para la que puede tomarse 40 kN/m^2 en situaciones ordinarias;
- $\mathbf{f}_d$ valor de cálculo de la resistencia a compresión de la fábrica, para la que, en situaciones ordinarias puede tomarse 1600 kN/m^2 en piezas macizas y 1200 kN/m^2 en las huecas.

Como coeficiente de seguridad de las cargas verticales, para acción de viento, si la compresión resulta favorable, se debe tomar 0,8 considerando además sólo la carga permanente, como si el edificio estuviera desprovisto de sobrecarga de uso.

Como coefiente de seguridad de las acciones horizontales de viento se debe tomar 1,5

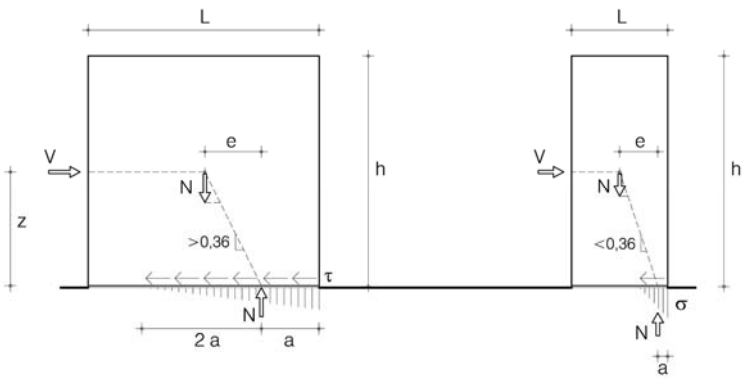

Figura 3.17 Solicitaciones en paños a corte

3 En general, la hilada pésima es la inmediata inferior al forjado de techo de baja. En el caso de forjados a intervalos regulares en altura, la acción horizontal puede suponerse distribuida, siendo suficiente la comprobación de la hilada inferior del paño, y tomando para viento **z** = **h**/2.

4 Si el paño es más largo que el 60% de su altura, el segundo sumando de [3.13] puede alcanzar su valor completo, garantizando una capacidad a cortante de al menos $0{,}40 \cdot \mathbf{N}_d$. En otro caso la condición critica procede de la segunda limitación, con una excentricidad menor de **L**/2, resultando una capacidad a cortante que disminuye con la esbeltez del paño. En general, para un tanteo inicial de acción de viento, con muros de piezas macizas, con no más de 10 m de altura, es suficiente que se cumpla:

Transversos	$\mathbf{V}_d < 0{,}8 \cdot \mathbf{N}_d \cdot \mathbf{L/h}$,	pero no mayor de $0{,}50 \cdot \mathbf{N}_d$	
De carga, extremos	$\mathbf{V}_d < 0{,}7 \cdot \mathbf{N}_d \cdot \mathbf{L/h}$,	pero no mayor de $0{,}45 \cdot \mathbf{N}_d$	[3.14]
De carga, interiores	$\mathbf{V}_d < 0{,}6 \cdot \mathbf{N}_d \cdot \mathbf{L/h}$,	pero no mayor de $0{,}40 \cdot \mathbf{N}_d$	

5 En la tabla 3.7 se ofrecen los valores de acción de viento soportable por paños de muros en edificios de hasta cuatro alturas.

Tabla 3.7 Accion de viento;(1) cortante soportable en paños de muro (2) (kN)

Piezas		**Macizas**						**Huecas**					
Largo (m)		**1,0**	**2,0**	**3,0**	**4,0**	**6,0**	**10,0**	**1,0**	**2,0**	**3,0**	**4,0**	**6,0**	**10,0**
Alto (m)	**N/G** (3)												
3,0	**1**	1	4	7	13	20	40	-	3	6	10	15	35
	2	2	7	13	20	30	60	1	5	10	15	25	50
	3	3	10	17	25	40	70	2	7	13	20	30	65
6,0	**1**	1	4	7	13	20	45	-	3	7	10	20	40
	2	2	7	15	20	40	70	1	6	13	20	30	65
	3	3	10	20	30	55	100	2	7	15	25	45	90
9,0	**1**	-	4	7	13	30	55	-	3	7	10	20	50
	2	1	7	15	25	50	90	1	5	10	20	35	80
	3	2	10	20	30	65	130	1	7	15	25	45	90
12,0	**1**	-	3	7	13	30	65	-	3	7	10	20	55
	2	1	7	15	25	50	110	1	4	10	15	35	80
	3	2	10	20	30	65	160	1	5	15	25	45	90

(1) Valor característico, sin afectar de coeficiente de seguridad.
(2) Para un grueso de muro de 0,12 m. Para muros transversos, el valor es proporcional a su espesor. Para muros de carga, el aumento de espesor significa que cambia asimismo el valor N/G y consecuentemente el cortante soportado crece algo menos rápidamente que el ancho.
(3) Relación de compresión a peso propio del muro; el valor de 1 corresponde a muros transversos, sin más carga que la de su peso propio. El de 2 puede corresponder a muros de carga extremos. El de 3 a muros de carga interiores. Los muros con relación superior a 3 deben comprobarse con [3.11], o considerar, para obtener el cortante soportable, una compresión no superior a 3 veces su peso propio. Para el cómputo de la compresión vertical, sólo se tiene en cuenta la carga permanente, sin sobrecarga de uso.
NOTA: Para largos mayores de 10 m, el valor aumenta proporcionalmente, lo que significa que se puede sumar la longitud de los tramos que superen esa longitud.

3.7.3 Comprobación a sismo

1 Para valores pequeños de la acción sísmica en relación con la altura y la proporción de los paños resistentes a corte, cabe disponer muros de carga paralelos, véase fig 3.6, y muros transversos, sin carga. Para valores más elevados de accion sísmica se puede contrapear forjados, de manera que buena parte de los muros de arriostramiento reciban algo de carga de los forjados, con un papel mixto. Cuando la acción sísmica es muy elevada, lo aconsejable, para rentabilizar las fábricas, es disponer muros de carga en la dos direcciones, contrapeando forjados al máximo, de manera que se tienda al reparto lo más igualado posible entre todos los paños. En la tabla 3.8 se ofrecen valores de referencia, en terrenos ordinarios, para los dos casos extremos citados.

Tabla 3.8 Tipo de solución(1) para paños de arriostramiento (2)

Tipo de muro de arriostramiento	Transversos (forjados paralelos)						Muros de carga (forjados contrapeados)					
largo / alto	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,5	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,5
1 planta	0,05	0,09	0,10	0,11	0,13	0,15	0,11	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19
2 plantas	0,04	0,05	0,06	0,06	0,08	0,09	0,06	0,09	0,11	0,12	0,13	0,13
3 plantas (3)	-	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06	0,04	0,06	0,09	0,11	0,11	0,11
4 plantas (3)	-	-	0,04	0,05	0,05	0,05	0,04	0,05	0,07	0,08	0,09	0,10
	Aceleración sísmica básica del emplazamiento (fracción de g)											

(1) La solución de transversos se refiere a muros, sin carga de forjados, en una dirección. La de muros de carga se refiere a disponer muros en ambas direcciones procurando que todos estén parecidamente comprimidos. Caben soluciones intermedias.
(2) El valor tabulado corresponde al caso en que todos los paños tienen la misma relación de largo a alto. Si se cumple para el de menos largo es suficiente. Para emplazamientos con aceleración sísmica superior, probablemente el dimensionado de muros esté gobernado por el caso sísmico.
(3) Sólo si la aceleración sísmica es inferior a 0,12·g
\- Los paños de esa proporción no son rentables.

2 La acción horizontal de sismo es el producto de la carga vertical correspondiente a ese caso de carga (la totalidad de la carga permanente más el 30% de la sobrecarga de uso de vivienda), por el coeficiente sísmico, que a su vez es el producto de la aceleración básica del emplazamiento, el coeficiente de terreno (valor que oscila generalmente entre 1,05 y 1,60), el valor del espectro para periodos bajos (del lado de la seguridad 2,5) y el coeficiente de respuesta de estructuras de muros, debido a la ductilidad y amortiguamiento, de valor 0,93. Los valores resultantes se ofrecen en la tabla 4.6 del DAV-SE.

3 A sismo, de acuerdo con 2.5.6, se admite que la resistencia de cálculo, por ventaja en el coeficiente de seguridad, es 1,66 veces la considerada en situaciones ordinarias. En la tabla 3.9 se ofrecen los valores de la oblicuidad sísmica soportable por paños de muros de edificios de hasta cuatro plantas.

Tabla 3.9. Acción de sismo; relación de cortante soportable a compresión en paños de muro (1)

Piezas		Macizas						Huecas					
Largo / alto		0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,5	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,5
Alto (m)	N/G (2)												
3,0	1	0,60	0,95	1,15	1,25	1,45	1,65	0,60	1,00	1,25	1,35	1,60	1,85
	2	0,55	0,80	0,90	0,95	1,05	1,10	0,55	0,80	0,95	1,00	1,15	1,25
	3	0,50	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,50	0,70	0,80	0,85	0,90	1,00
6,0	1	0,30	0,55	0,65	0,70	0,85	0,95	0,30	0,55	0,70	0,75	0,90	1,00
	2	0,30	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,30	0,50	0,60	0,65	0,70	0,75
	3	0,30	0,45	0,50	0,55	0,60	0,60	0,25	0,45	0,55	0,55	0,60	0,65
9,0	1	0,20	0,40	0,50	0,55	0,65	0,70	0,20	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80
	2	0,20	0,35	0,45	0,50	0,50	0,60	0,20	0,35	0,45	0,50	0,55	0,60
	3	0,15	0,30	0,45	0,50	0,50	0,50	0,15	0,30	0,40	0,40	0,50	0,55
12,0	1	0,15	0,30	0,40	0,50	0,55	0,60	0,15	0,30	0,40	0,45	0,55	0,65
	2	0,10	0,30	0,40	0,45	0,45	0,50	0,10	0,25	0,30	0,35	0,45	0,50
	3	0,10	0,25	0,35	0,40	0,45	0,45	0,10	0,20	0,30	0,30	0,35	0,40

(1) Del lado de la seguridad, para una aceleracion sísmica de cálculo de valor **a**, como relación de cortante a compresión en un edificio de muros de carga puede tomarse 2,3·**a**. Disponiendo forjados contrapeados de manera equilibrada, tales que sobre cada una de las direcciones de muros gravite la mitad de la carga total, como relación de cortante actuante a compresión de cada paño puede tomarse el valor 4,6·**a**. Considerando los valores afinados del espectro de respuesta elástica, de acuerdo con el periodo de la construcción, se pueden deducir valores ligeramente inferiores.
(2) Relación de compresión a peso propio del muro; el valor de 1 corresponde a muros transversos, sin más carga que la de su peso propio. En la compresión vertical se tiene en cuenta la carga permanente más el 30% de la sobrecarga de uso. Aumentando el grueso del muro de carga, el valor se acerca a la unidad.
NOTA: Para relaciones de largo a alto mayores que 1,5 puede suponerse que el valor se estabiliza.

3.7.4 Muros reforzados y confinados

1 Si en el borde vertical del paño, del lado de la acción horizontal, se dispone un elemento que puede desarrollar tracciones, tal como un zuncho vertical embutido en el muro, o un soporte adosado, la

comprobación puede hacerse con [3.13], considerando que $\mathbf{N}_d$ pasa a ser $\mathbf{N}_d + \mathbf{U}_d$, y que **e** pasa a valer $(\mathbf{V}_d \cdot \mathbf{z} - \mathbf{U}_d \cdot \mathbf{L}/2) / (\mathbf{N}_d + \mathbf{U}_d)$, siendo $\mathbf{U}_d$ el valor de cálculo de la tracción (figura 3.18)

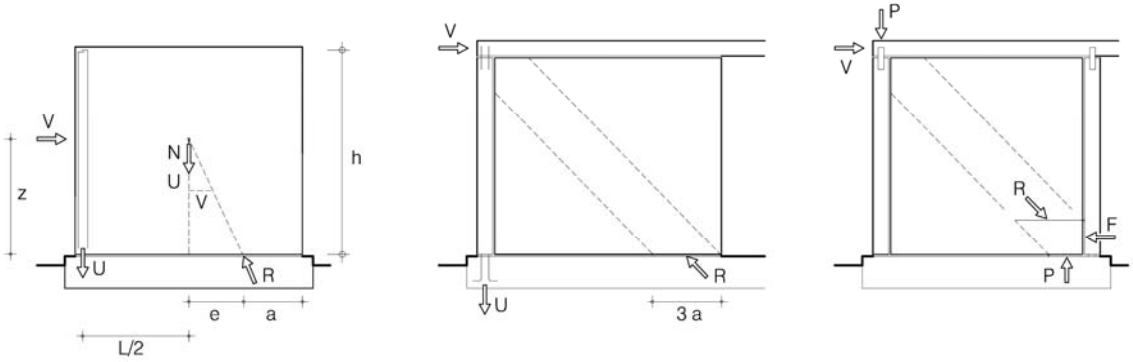

Figura 3.18 Efecto de tracción, y de soportes y vigas, en muros

2 El elemento de borde debe o bien anclarse inferiormente en un elemento, tal como una zanja, con peso suficiente para movilizar la tracción considerada, o disponer de contrapeso suficiente en la parte superior.

3 En ausencia de conexión eficaz entre el elemento de borde y el muro, como es el caso de un soporte adosado de acero o madera, debe disponerse una viga superior que provoque la transferencia completa de la tracción, como precompresión del muro en su esquina superior.

4 Si existe otro elemento similar en el borde opuesto, la biela comprimida del muro puede equilibrarse contra él, liberando a la hilada inferior de tensiones tangenciales. Para ello, el zuncho o soporte debe disponer en su base de una capacidad resistente a cortante al menos igual a la acción de corte en el paño. La comprobación de la hilada inmediata a la zona comprimida contra el borde vertical puede hacerse con la formulación del caso anterior. Debido a que la compresión es esencial para la capacidad resistente del muro, no conviene considerar sobrecompresión en el soporte a sotavento ya que descargaría la biela oblicua.

5 Las reglas anteriores pueden usarse para la comprobación de paños de muro confinados entre soportes de una estructura porticada, con soportes de madera o acero, como elementos de arriostramiento del conjunto.

3.7.5 Otras opciones

1 Como complemento de los recursos anteriores cabe considerar que los elementos de fábrica transversales en cualquiera de los bordes del paño, forman con él una sección con alas, en forma T o doble T, lo que permite reducir la excentricidad de la compresión oblicua, aumentando la capacidad a corte. La formulación para ello puede consultarse en CTE.

2 Si como complemento de una solución con tracción en el borde, o de una sección con alas, se dispone armadura en hiladas intermedias, tales como la de zunchos embedidos, o de tendel, puede asimismo mejorarse la eficacia de la solución, a partir de un sistema de bielas en zig-zag, a lo alto del paño. Las expresiones aplicables al caso pueden encontrarse en CTE.

3.8 Dinteles

1 Si el canto disponible de fábrica, por encima del dintel, no supera la mitad de la luz libre del hueco, como sucede frecuentemente en los huecos de un cerramiento de fachada, en los que el forjado del techo de la planta se sustenta independientemente, el dintel se considera como una viga ordinaria, pudiéndose comprobar según el apartado 3.8.1. En otro caso, tal como suele suceder en los huecos de un muro de carga, el problema puede tratarse como una viga de gran canto, según el apartado 3.8.2.

2 En cualquiera de ambos casos, viga ordinaria o de gran canto, se puede resolver bien con fábrica armada, como un material compuesto, a base de piezas especiales rellenas de hormigón armado, o con armaduras embutidas en los tendeles, o bien con un elemento específico, o cargadero, de otro material no solidario con la fábrica a la que sustenta, comprobado con las reglas del documento relativo al material, hormigón, acero o madera, según proceda, a partir de las solicitaciones calculadas según se indica aquí, y con las reglas adicionales de 3.8.3

3 No se consideran en este documento las soluciones con sardinel recto o en falso arco.

3.8.1 Viga de dintel

1 Si el dintel se trata como viga ordinaria, (figura 3.19) como carga debe considerarse la de la totalidad que tenga encima. Como luz de cálculo del dintel debe tomarse la distancia entre ejes de machones, sin superar la luz libre del hueco más un canto o, en el caso de cargadero, entre ejes de sustentación. Varios dinteles sucesivos pueden resolverse como una viga continua pasante sobre apoyos.

2 Si el dintel se resuelve con fábrica armada, las condiciones son:

. a La luz libre del vano no debe exceder de 20·**H**, de 60·**t**, ni de 250·$\mathbf{t}^2$/**H**, siendo **t** el grueso y **H** el canto.

b Como comprobación a momento puede tomarse la expresión::

$$\mathbf{M}_d < \mathbf{A}_s \cdot \mathbf{f}_{yd} \cdot \mathbf{z} \qquad [\ 3.15\ ]$$

donde:

$\mathbf{M}_d$ valor de cálculo del momento flector en la sección considerada

$\mathbf{A}_s$ área de armadura longitudinal, eficazmente anclada, que atraviesa la sección

$\mathbf{f}_{yd}$ resistencia de cálculo de la armadura longitudinal

z brazo de palanca del dintel, de valor igual a **d** – **x**/2, siendo:

d canto mecánico, igual al total menos el recubrimiento de la armadura si hay una capa; si se dispone armadura de tendel en varias hiladas, se mide al centro de gravedad de todas ellas.

x profundidad del bloque comprimido, de valor $\mathbf{x} = \mathbf{A}_s \cdot \mathbf{f}_{yd} / \mathbf{t} \cdot \mathbf{f}_d$, y

$\mathbf{f}_d$ resistencia de cálculo a compresión de la fábrica.

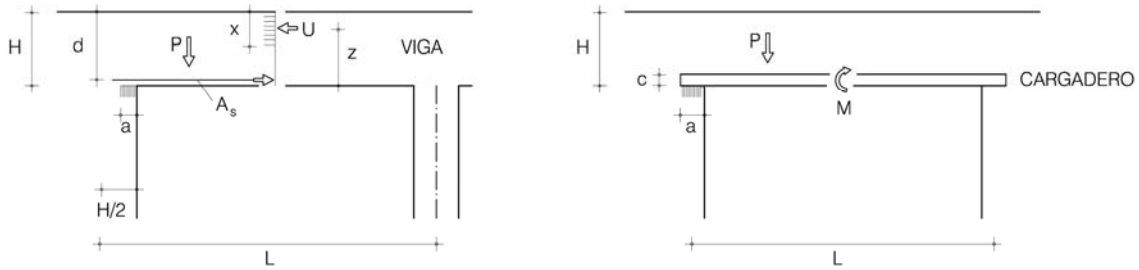

Figura 3.19 Dintel como viga

c Como comprobación a cortante puede tomarse la expresión: :

$$\mathbf{V}_d < \mathbf{k} \cdot \mathbf{t} \cdot \mathbf{d} \cdot f_{vd} \qquad [\ 3.16\ ]$$

donde:

$\mathbf{V}_d$ valor de cálculo del esfuerzo cortante, en secciones a más de medio canto del extremo

k coeficiente de valor 8·**d**/**L**, pero no menor de 1,0

f_{vd} resistencia de cálculo de la fábrica a corte puro, para la que en condiciones ordinarias puede tomarse 40 kN/m^2

d Puede suponerse que no hay aplastamiento si la reacción origina en el desarrollo de la entrega, (figura 3.23), una presión inferior a la de la resistencia a compresión de la fábrica.

e En dinteles de fábrica armada, el 25% de la armadura del centro del vano se debe llevar hasta los apoyos, prolongada en la longitud de anclaje total.

f Aunque se supongan apoyos simples, sobre apoyos en continuidad se debe disponer al menos una armadura, con sección no inferior al 50% de la armadura en el centro del vano y una longitud de al menos el anclaje total a cada lado del apoyo.

3 La tabla 3.10 ofrece la solución de casos habituales

3.8.2 Dintel de gran canto

1 Si el canto disponible de fábrica supera la mitad de la luz libre, el problema puede considerarse como una viga de gran canto. La luz de cálculo, **L**, debe medirse hasta el eje de las sustentaciones, pero no mayor que 1,15 veces la luz libre del hueco, $\mathbf{L_o}$. Si hay varios dinteles sucesivos, cada uno debe considerarse como un dintel aislado.

2 De la carga total existente sobre el dintel, debe considerarse que la que produce flexiones es la parte, **F**, contenida en un arco de descarga parabólico, (figura 3.20) con altura de clave igual a $0{,}6 \cdot \mathbf{L_o}$. Las acciones incluyen el peso propio de la fábrica y el de los nervios de forjado que acometen y se sustentan en el muro dentro de ese arco.

Como momento máximo de dicha carga puede tomarse el valor $\mathbf{M_d} = \mathbf{F_d} \cdot 0{,}15 \cdot \mathbf{L_o}$ siendo $\mathbf{F_d}$ el valor de cálculo de la carga total del arco.

Puede suponerse que no hay aplastamiento si la reacción origina, en el desarrollo de la entrega del cargadero o anclaje de la armadura, una presión inferior a la de la resistencia a compresión de la fábrica, lo que puede suponerse que se cumple siempre que el arco sólo contenga su peso propio.

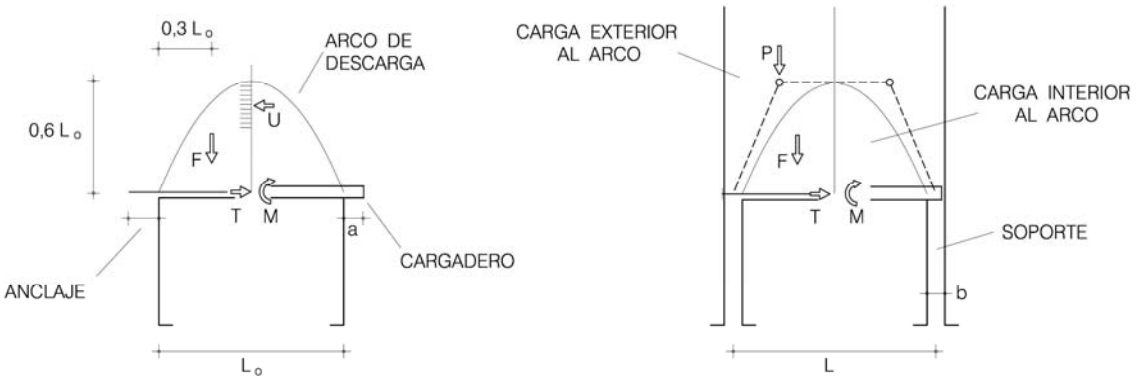

Figura 3.20 Arco de descarga

3 El resto de la carga, **P**, se puede suponer que lo que produce es empuje, siendo soportada por bielas oblicuas de compresión, (figura 3.21), equilibradas bien con el efecto de contrafuertes laterales al hueco, o por tracción en el propio dintel.

Puede suponerse que el contrafuerte de fábrica permite soportar el empuje, si existe una trayectoria oblicua de las bielas que conduce al equilibrio (figura 3.21) sin que aplasten las secciones críticas, lo que se cumple si se satisfacen las dos condiciones siguientes:

$$\mathbf{b} \geq \mathbf{e} + \mathbf{L_o} \cdot \mathbf{h} / (4 \cdot \mathbf{z} + 2 \cdot \mathbf{h}) \qquad [\,3.17\,]$$

$$\mathbf{U_d} \leq 0{,}6 \cdot \mathbf{z} \cdot \mathbf{t} \cdot \mathbf{f_d} \qquad [\,3.18\,]$$

donde:

- **b** ancho del contrafuerte en los extremos del dintel
- **e** profundidad necesaria por aplastamiento, de valor $\mathbf{e} = 0{,}5 \cdot \mathbf{P_d} / \mathbf{t} \cdot \mathbf{f_d}$, siendo:
  - $\mathbf{P_d}$ valor de cálculo de la totalidad de la carga del muro, incluyendo la de los nervios de forjados que sustente
  - **t** grueso de cálculo del muro
  - $\mathbf{f_d}$ resistencia de cálculo a compresión de la fábrica
- $\mathbf{L_o}$ luz libre del hueco

h altura del contrafuerte

z brazo de palanca, de valor 0,4·**H** + 0,2·**L**, pero no mayor de 0,7·**L** siendo:

H la altura total de la fábrica sobre el dintel

L la luz de cálculo del hueco, hasta el eje de las sustentaciones, pero no mayor de 1,15·$\mathbf{L}_o$, o sea:

L	≤ 0,8·**H**	1,0·**H**	1,0·**H**	1,5·**H**	2,0·**H**
z	0,7·**L**	0,6·**L**	0,6·**H**	0,7·**H**	0,8·**H**

$\mathbf{U}_d$ valor de cálculo del empuje, aproximadamente $\mathbf{U}_d = 0{,}15 \cdot \mathbf{P}_d$

3 Si no hay efecto de contrafuerte, el empuje debe superponerse, como tracción, a la solicitación de flexión procedente de la carga del arco.

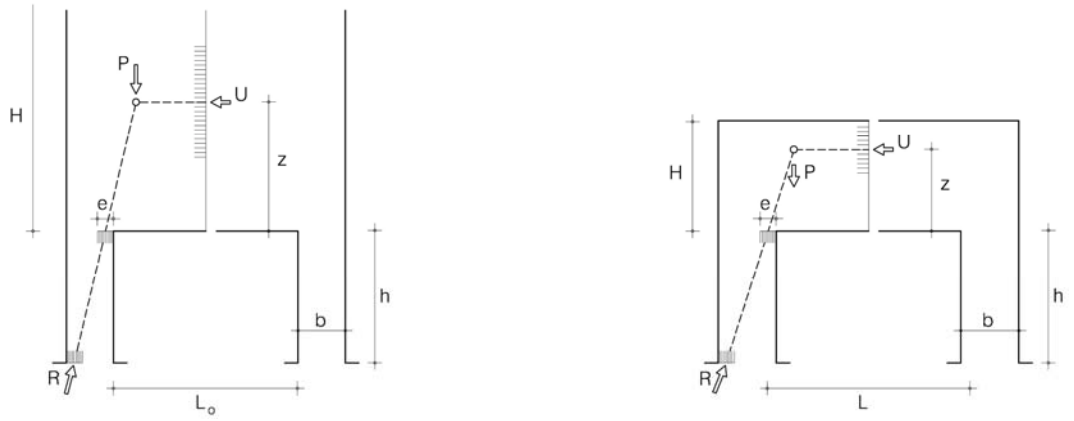

Figura 3.21 Dintel con viga de gran canto

4 Si el dintel de gran canto se resuelve como fábrica armada, las condiciones son:

a La tracción por flexión de la carga del arco, se puede obtener con la expresión [3.15], adoptando para **z** el valor definido para [3.17]; si no hay efecto de contrafuerte, la tracción debe incrementarse en el valor del empuje según [3.1.8]. En cualquier caso debe cumplirse la [3.18]

b La tracción total debe anclarse a partir del extremo del hueco, bien por prolongación, para lo que, con diámetros de hasta 5 mm, pueden bastar 0,5 m, o por enlace a un soporte.

c Además de la armadura principal, se debe disponer un armado homogéneo en los tendeles, para evitar fisuración, en una altura de 0,67·**z** desde la cara inferior del dintel. La sección de esta armadura debe ser, como mínimo, el 0,3% de la sección de la fábrica, manteniendo una distancia entre tendeles armados no mayor de 0,60 m.

5 La tabla 3.10 ofrece la solución de casos habituales.

6 Si el paño de albañilería sobre el dintel contiene forjados que pueden soportar tracción en el plano de la fábrica, el problema puede tratarse como un sistema de arcos superpuestos, en los que la carga de cada arco intermedio gravita sobre la fábrica inferior. Mientras **H** < 0,6·**L** los arcos no se imbrican, y cada uno significa una frontera que no es atravesada por carga, por lo que, a efectos de cómputo de la carga que produce empuje, cabe suponer que el peso del muro que produce ese efecto se descarga planta a planta, y sobre el dintel inferior sólo actúa el de la planta inmediatamente superior (figura 3.22). Si **H** > 0,6·**L** los arcos se imbrican, por lo que sobre el dintel inferior produce flexión parte de la carga de plantas superiores. Este planteamiento es extensivo a la evaluación de cargas y análisis de solicitaciones en el caso de fábricas o cerramientos dentro de una estructura porticada, cuando éstas desaparecen en una planta determinada, habitualmente la baja.

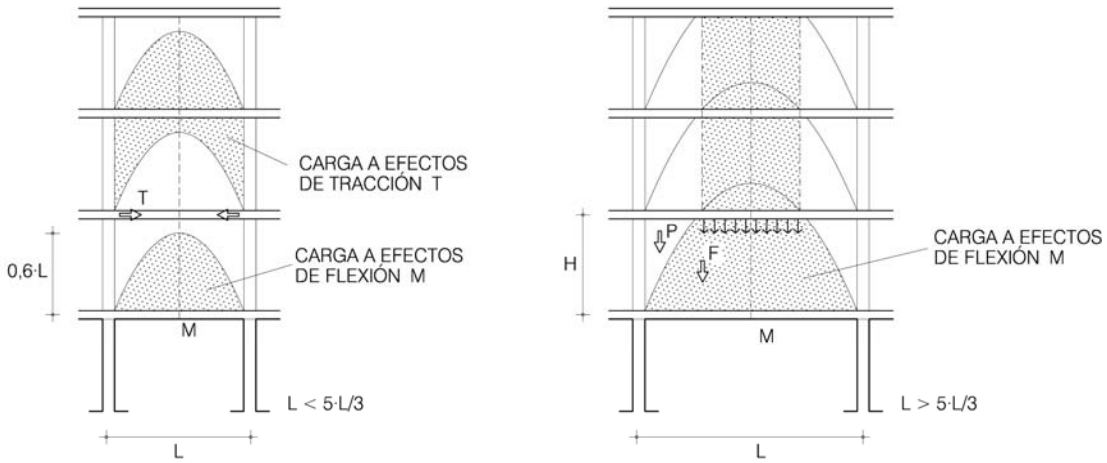

Figura 3.22 Sistema de arcos superpuestos obre un dintel

Tabla 3.10 Armadura de tracción(0) en dinteles de fábrica(1) armada

Altura (m)	Carga (2) de forjado (kN/m)	Grueso (m)	Luz libre del hueco (m), sin y con contrafuerte(3)											
			2,00		3,00		4,00		5,00		6,00	7,00
			sin	con	sin	con	sin	con	sin	Con		
1,00	0	0,30	1ø 5		2 ø 5		3 ø 5		4 ø 5		-	-
	20	0,30	2 ø 8		-		-		-		-	-
1,50	0	0,30	1ø 5	1ø 5	2 ø 5		3 ø 5		4 ø 5		4 ø 6	-
	20	0,15	3ø 5	2ø 5	-		-		-		-	-
		0,30	3ø 5	2ø 5	3ø 8		-		-		-	-
2,00	0	0,30	1ø 5	1ø 5	2ø 5	1ø 5	4ø 5		4ø 6		4ø 6	2ø 10
	20	0,15	2ø 5	2ø 5	4ø 5	4ø 5	-		-		-	
		0,30	3ø 5	2ø 5	4ø 6	4ø 5	2ø12		-		-	
3,00	0	0,30	1ø 5	1ø 5	2ø 5	1ø 5	3ø 5	2ø 5	4ø 5	3ø 5	3ø 8	2ø 12
	20	0,15	2ø 5	2ø 4	4ø 5	3ø 5	4ø 6	3ø 6	3ø 8	3ø 8	-	-
		0,30	2ø 5	2ø 5	3ø 6	2ø 6	3ø 8	2ø 8	3ø 10	2ø10	3ø 12	-

(0) Acero B500. La armadura puede sustituirse por cualquier otra con la misma sección, respetando condiciones de recubrimiento y anclaje. El valor inlcuye el caso de disponer armadura de tendel, con diámetro 4 o 5 mm, con dos armaduras por hilada, separadas 0,10 m.
(1) Piezas macizas, con grueso entre 0,10 y el señalado.
(2) Procedente de valores característicos, sin afectar de coeficientes de seguridad, actuando en toda la longitud del dintel. El valor nulo corresponde a sólo peso propio de la fábrica.
(3) Cuando sólo hay un valor, corresponde al caso de viga ordinaria, sin empuje.
- La combinación de luz, canto y grueso, falla por cortante. Para sólo peso propio, el aumento de grueso no soluciona nada.
NOTA: Se supone que con más de 3,0 m de altura, existe un forjado intermedio que descarga el dintel.

3.8.3 Cargadero

1 La entrega del cargadero (figura 3.23), no será inferior a su propio canto ni a 0,10 m.

2 Bajo el cargadero deben disponerse placas, durmientes o zunchos de tal manera que la presión sobre la fábrica, suponiendo que se dispersa con 30º, no supere su resistencia.

3 Si el cargadero resuelve el empuje como tirante, debe comprobarse que queda convenientemente pinzado entre compresiones de valor al menos igual a la tracción que debe anclarse, o enlazado eficazmente al elemento de soporte.

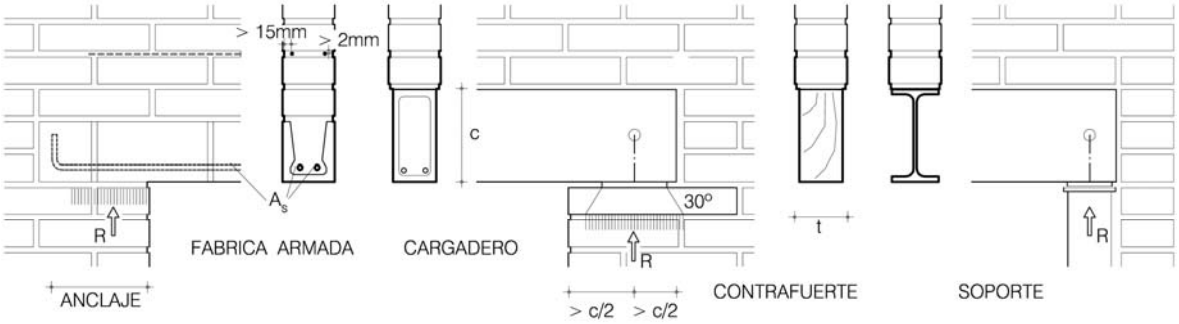

Figura 3.23 Detalles de extremo de dintel

4. Ejecución de fábricas

1 Las piezas, fundamentalmente las de cerámica, se deben humedecer antes de su empleo, bien por aspersión, bien por inmersión, durante unos minutos, pero cuidando que en la colocación no varíe la consistencia del mortero y sin succionar agua de amasado ni incorporarla.

2 El aparejo debe conseguir solapes de al menos el 40% del grueso de la pieza y no menos de 0,04 m. En las esquinas o encuentros, el solapo de las piezas no debe ser menor que su tizón.

3 Las fábricas deben levantarse por tajos, procurando que las pausas se hagan tras conseguir situaciones estables. Cuando dos partes de una fábrica hayan de levantarse por separado, se dejarán enjarjes.

4 Si fuese necesario, aquellos muros que queden temporalmente sin arriostrar y sin carga estabilizante, pero que puedan estar sometidos a cargas de viento o de ejecución, se deben acodalar provisionalmente, para mantener su estabilidad.

5 Se debe limitar la altura de la fábrica que se ejecute en un día para evitar inestabilidades e incidentes mientras el mortero está fresco. Para determinar el límite adecuado se tendrán en cuenta el espesor del muro, el tipo de mortero, la forma y densidad de las piezas y el grado de exposición al viento.

6 En el CTE-DB-F se recogen reglas adicionales en relación con la ejecución de muros, rozas, anclaje de armaduras como alternativa a las de EHE, tolerancias, y recepción de materiales y documentación de control.

5. Mantenimiento

1 En el proyecto se debe prever el acceso a aquellas zonas que se consideren más expuestas al deterioro, tanto por agentes exteriores, como por el propio uso del edificio (zonas húmedas), y en función de la adecuación de la solución proyectada (cámaras ventiladas, barreras antihumedad, barreras anticondensación).

2 Las fábricas con armaduras de tendel que incluyan tratamientos de autoprotección, deben revisarse al menos, cada 10 años. Se debe sustituir o renovar aquellos acabados protectores que por su estado hayan perdido su eficacia.

3 En el caso de desarrollar trabajos de limpieza, se debe tener en cuenta el efecto que puedan tener los productos aplicados sobre los diversos materiales que constituyen el muro y sobre el sistema de protección de las armaduras en su caso.

Anejo A. Terminología

Aparejo de la fábrica: Disposición regular de las piezas trabadas para que trabajen conjuntamente.

Armadura de tendel: Armadura de acero prefabricada para su colocación en los tendeles.

Barrera antihumedad: Lámina impermeabilizante, piezas de fábrica u otro material que se coloca en las fábricas para impedir el paso del agua.

Hueco: Vacío conformado en una pieza que puede o no atravesarla completamente.

Fábrica: Conjunto trabado de piezas asentadas con mortero.

Fábrica armada: Fábrica en la que se colocan armaduras o mallas, generalmente de acero, embebidas en mortero u hormigón, de modo que todos los materiales trabajen en conjunto.

Fábrica confinada: Paño de fábrica rodeada en sus cuatro lados por pilares y vigas de cualquier material, incluyendo fábrica armada, (no proyectados para que trabajen como pórticos resistentes a flexión), que proveen de arriostramiento al conjunto.

Llaga: Junta de mortero perpendicular al tendel y a la cara del muro.

Mortero: Mezcla de conglomerantes inorgánicos, y agua, y, en su caso, áridos, adiciones y aditivos.

Mortero ligero: Mortero por dosificación cuya densidad en desecado sea inferior a 1.500 kg/m³.

Mortero ordinario: Mortero para juntas de espesor mayor de 3 mm, y en cuya elaboración se utilizan sólo áridos ordinarios.

Mortero para junta delgada: Mortero por dosificación para juntas de espesor entre 1 mm y 3 mm.

Muro capuchino: Muro compuesto por dos hojas paralelas, eficazmente enlazadas.

Muro de arriostramiento: Muro, de carga o no, que sirve para soportar acciones horizontales en la dirección analizada.

Muro de carga: Muro proyectado para soportar la carga del edificio además de su peso propio.

Muro de tendel hueco: Muro en el que las piezas se asientan en los bordes exteriores de sus tablas, con tendeles huecos de dos bandas de mortero ordinario.

Muro transverso: Muro que no es de carga pero sirve de arriostramiento para acciones horizontales en su dirección.

Pared: Material perimetral entre una cara de una pieza y un hueco.

Pieza de fábrica: Componente conformado, para utilizarse en la construcción de fábricas. Pueden ser macizas, perforadas, aligeradas o huecas, según el porcentaje, tamaño y orientación de sus huecos.

Resistencia a corte de la fábrica: Resistencia de la fábrica sometida a esfuerzo cortante.

Resistencia característica de la fábrica: el valor que correspondería al fractil 5 % de todas las mediciones que puedan efectuarse en ella.

Resistencia normalizada a compresión de piezas de fábrica: Resistencia a compresión de las piezas de fábrica por asimilación a la resistencia a compresión de una pieza equivalente secada al aire, de 100 mm de ancho X 100 mm de alto.

Roza: Acanaladura abierta en la fábrica.

Sección bruta: Área de la sección de la pieza sin descontar el área de los huecos.

Tabiquillo: Material entre huecos de una pieza.

Tendel: Junta de mortero horizontal entre las piezas de fábrica.