

# la construcción con bloque: orientaciones constructivas y de proyecto

Javier Alonso, Ingeniero de Caminos

832-12

## sinopsis

El bloque de hormigón ha sido un material poco utilizado en España hasta fecha reciente y, por este motivo, las peculiaridades de su manejo son insuficientemente conocidas. En el presente artículo se exponen y comentan las normas de buena práctica universalmente admitidas para este material. Se hace hincapié en las características que debe tener el bloque, en la elección de los morteros adecuados, en el enlace de la fábrica de bloque con el resto de la obra y en la limitación de dimensiones de los paños. También se dan recomendaciones para la disposición de las juntas de control y para la correcta colocación de la armadura de refuerzo.

El trabajo se divide en cuatro partes, correspondiendo respectivamente a recomendaciones generales, para tabiquería, muros de cerramiento y muros de carga; Para estos últimos se describe también el cálculo resistente según diversas normas europeas. Finalmente se incluye una bibliografía sobre el tema.

Tradicionalmente ha sido siempre el ladrillo el material de construcción utilizado en España, excepto en zonas aisladas como las Baleares y las Canarias; sin embargo, de un tiempo a esta parte el bloque de hormigón está ganando terreno debido a una serie de circunstancias entre las que se puede citar:

- El coste creciente de la mano de obra favorece el empleo de elementos de grandes dimensiones.
- Los nuevos precios de la energía gravan considerablemente el coste de fabricación de la cerámica.
- La industria del bloque se ha renovado en profundidad, construyendo nuevas fábricas bien equipadas, capaces de ofrecer un producto de garantía.
- Los nuevos modelos de bloques multicámaras y de arcilla expandida proporcionan un alto aislamiento sin necesidad de cámaras de aire. (Fig. 1).

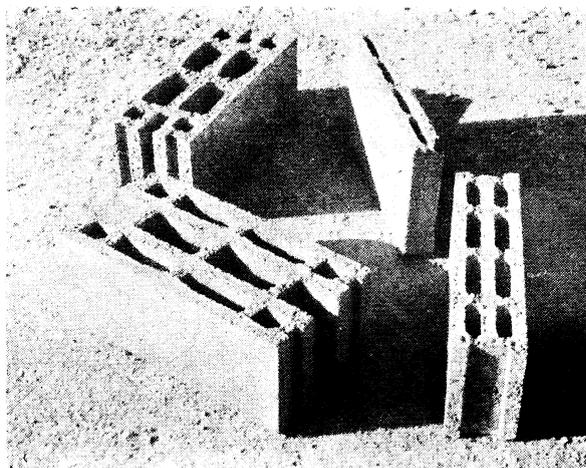


Fig. 1

Por éstas y otras razones el bloque de hormigón comienza ya a considerarse también en nuestro país como un material básico de construcción, y como tal se utiliza sin necesidad de adoptar precauciones especiales. Pero con frecuencia se olvida que, como cualquier otro material, tiene sus peculiaridades específicas que es preciso tener en cuenta, tanto en la fase de proyecto como en la ejecución, para garantizar una fábrica sin problemas.

En las páginas que siguen he recogido una amplia relación de normas de buena práctica, que forzosamente tiene que ser incompleta. Entre ellas se incluyen algunas que, aun no siendo privativas de la construcción con bloque, revisten gran importancia práctica. Estas orientaciones no quieren tener un carácter completo y exhaustivo, sino que simplemente aspiran a aclarar algunas cuestiones particulares sobre las que en ocasiones existen criterios contrapuestos.

En realidad creo que no he incluido ninguna recomendación que no estuviera en el P.I.E.T.-70 del Instituto Eduardo Torroja. Sin embargo la experiencia práctica me ha enseñado que, por desgracia, este libro no es suficientemente conocido, y por otra parte al tratar de todo tipo de obras de fábrica, las prescripciones relativas al bloque quedan difuminadas en ocasiones.

Por todo ello estimo que nunca será perjudicial refrescar la memoria de los técnicos de la construcción con estos detalles que, aunque están basados en unos pocos principios de carácter general, figuran clasificados en cuatro apartados diferentes.

- A. Recomendaciones generales.
- B. Recomendaciones para tabiquería.
- C. Recomendaciones para cerramientos exteriores.
- D. Recomendaciones para muros de carga.

## **A. RECOMENDACIONES GENERALES**

### **1. Utilizar bloque seco**

El bloque debe ponerse en obra lo más seco posible. Esta exigencia se refiere tanto al agua propia de constitución del bloque como a la posible agua de lluvia. Por este motivo se recomienda:

- Usar bloques que lleven fabricados el mayor tiempo posible.
- Proteger los bloques de la lluvia.
- Una vez los bloques en obra, deshacer los paquetes y ponerlos a cubierto, con lo que se acelerará su secado.

En circunstancias normales tampoco debe mojarse el bloque antes de aplicar el mortero. Sólo en condiciones especiales de clima muy cálido y bloque muy seco habrá que tomar precauciones para evitar la desecación del mortero, siendo en este caso preferible añadir al mortero un aditivo retenedor de agua, que no la humectación superficial del bloque.

### **2. Elección del mortero adecuado**

Resultan perjudiciales tanto los morteros demasiado ricos como los demasiado pobres. En efecto, mientras los morteros muy ricos plantean el problema de su alta retracción de fraguado, los morteros muy pobres tienen una capacidad de adherencia muy limitada y su trabajabilidad es deficiente.

Al tratar de encontrar un compromiso entre estos factores no debemos olvidar la aplicación que va a tener la obra de fábrica y las características del bloque. No tiene sentido utilizar morteros que sean más resistentes que el propio bloque, cuya resistencia (medida sobre sección bruta) con frecuencia es inferior a 40 kp/cm<sup>2</sup>. Asimismo resulta también lógico que para la ejecución de un muro de carga la resistencia del mortero sea una cualidad más apreciable que para los tabiques o los muros de cerramiento.

Barajando estos distintos factores contrapuestos pueden ofrecerse las siguientes recomendaciones:

1. Un mortero adecuado puede ser un m - 40.
2. Se recomiendan los morteros mixtos de cal y cemento, y dentro de los de cemento los que utilizan cemento de más baja resistencia. Como dosificación orientativa se propone el mortero mixto 1:1:7.

3. La arena no debe tener un exceso de finos, lo que generalmente se pone de manifiesto en que «mancha» la mano.
4. Excepto en la ejecución de tabiques, el mortero debe disponerse en 2 bandas discontinuas (Fig. 3).

### 3. Dimensión del paño a ejecutar

Como cualquier otro elemento constructivo los muros de bloque están sujetos a variaciones dimensionales; el calor y la humedad los dilatan, mientras que el frío y la sequedad los contraen.

Por este motivo la longitud de un muro de bloque no puede sobrepasar ciertos límites que, lógicamente, varían en función de las características del muro, de sus condiciones de sustentación y del medio ambiente.

Como norma de carácter general, **la longitud de un paño no debe sobrepasar 2 a 3 veces la altura del mismo.** (La norma FFB impone el valor 2 como tope de la relación longitud/altura).

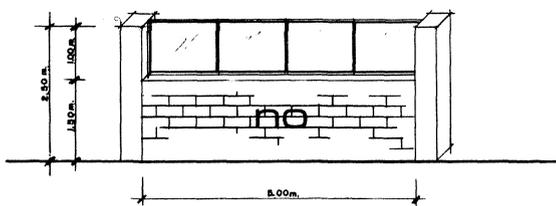
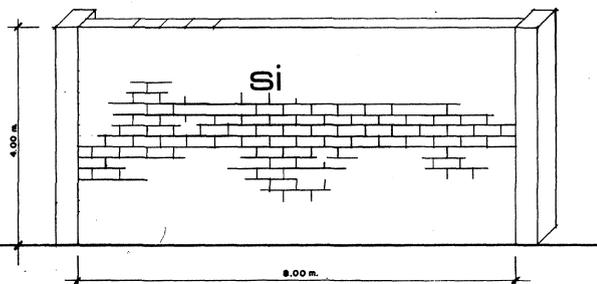
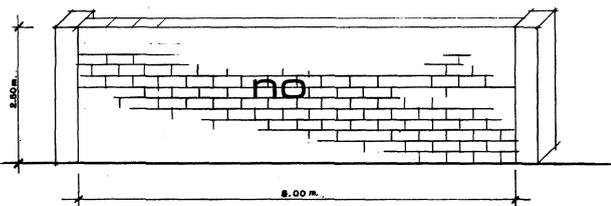


Fig. 2

El valor más bajo de los citados debe aplicarse a la tabiquería interior, mientras que para muros de cerramiento se suele considerar como tope la relación  $\frac{\text{longitud}}{\text{altura}} = 2,5$ .

En todo caso la longitud del muro tampoco debe sobrepasar los 6-8 m (Fig. 2).

Para cuando la longitud del muro sobrepase las limitaciones recién expuestas existen 2 soluciones: descomponer el muro en tramos mediante juntas de control, o disponer armaduras de hilada longitudinales (Fig. 3) que absorban y canalicen las tensiones existentes, teniendo siempre en cuenta que ambas soluciones son complementarias: **cuanto más hierro menos juntas**

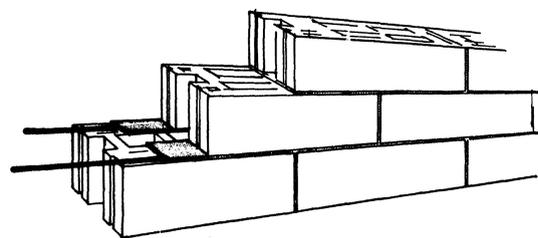


Fig. 3

y viceversa. En el apartado «C», dedicado a los muros de cerramiento se amplía la información sobre juntas de control y armaduras de hilada.

#### 4. Enlace con el resto de la obra

Debe prestarse una atención especial a determinar cuáles van a ser los vínculos de la obra de bloque con el resto de la estructura, cimentación, etc., así como tomar las medidas adecuadas en la ejecución de estos enlaces en la práctica para que respondan a lo inicialmente proyectado.

El proyectista debe por tanto establecer inequívocamente si el muro ha de tener una función portante o sólo de cerramiento, tomando las disposiciones precisas para que así suceda (Fig. 4).

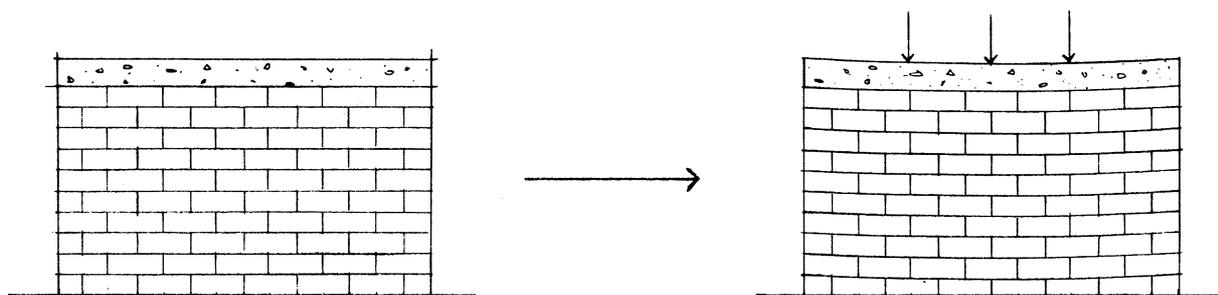


Fig. 4

Muro puesto en carga por efecto de la flexión del forjado.

También debe quedar bien claro si la obra de fábrica debe o no quedar unida a otros elementos constructivos, tomando las medidas pertinentes para que así suceda. A este respecto es necesario recordar que la adherencia de los morteros a las superficies encofradas de hormigón es prácticamente nula, salvo que se tomen medidas especiales para garantizarlo, pero en ningún caso es suficiente esta adherencia para permitir a la obra de fábrica absorber las deformaciones debidas a la puesta en carga de las estructuras (Fig. 5).

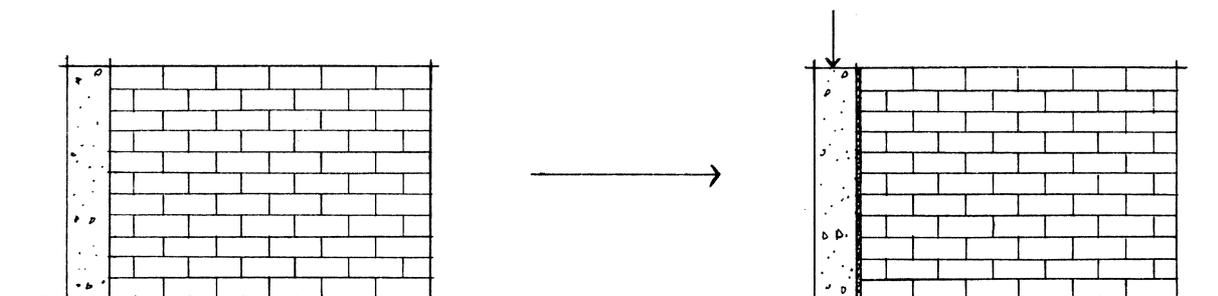


Fig. 5.1

Muro de solidarizado del pilar al entrar éste en carga.

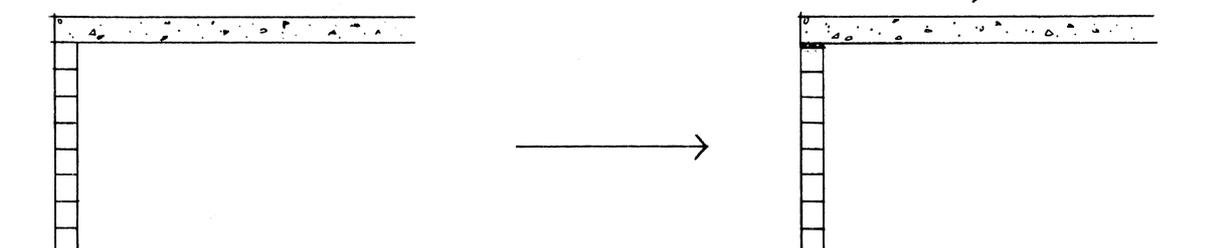


Fig. 5.2

Cerramiento desolidarizado del forjado por excesiva retracción de éste.

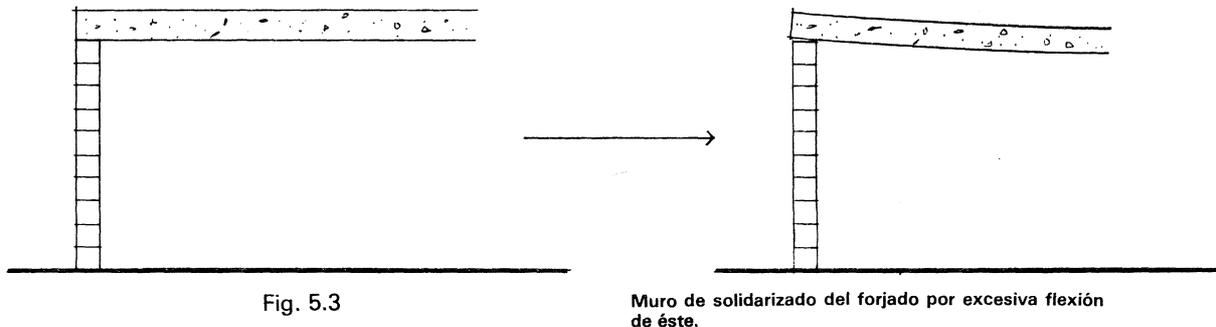


Fig. 5.3

Muro de solidarizado del forjado por excesiva flexión de éste.

## B. RECOMENDACIONES PARA TABIQUERIA

Todas las recomendaciones generales del apartado «A» anterior son lógicamente válidas para la tabiquería de distribución, pero con el importante matiz de que al ser el bloque de tabiquería una pieza más débil por su menor espesor, hay que tratarlo con más cuidado que al bloque de cerramiento. Las posibles tensiones internas del tabique, debidas a las acciones termohigrométricas o a otras causas, actúan en este caso sobre una sección de menos resistencia, por lo que existe mayor riesgo de daños para la fábrica.

Así pues a las recomendaciones generales podemos hacerles las siguientes matizaciones:

### 1. Utilizar bloque seco

La tabiquería interior está sometida a un proceso de secado más intenso, en especial en viviendas con calefacción. Por tanto, para que la pérdida de humedad del bloque no sea excesiva, es preciso que al tiempo de su puesta en obra el bloque esté lo más seco posible.

### 2. Elección del mortero adecuado

Aí no tener la tabiquería que soportar carga alguna, el uso de morteros pobres está especialmente indicado en este caso.

Se obtienen muy buenos resultados levantando los tabiques con yeso en vez de con morteros de cemento.

### 3. Dimensiones del paño a ejecutar

Tal como ya quedó especificado en el apartado «A».—Recomendaciones generales, la longitud del tabique no debe ser superior al doble de su altura.

### 4. Enlace con el resto de la obra

En este apartado y refiriéndonos a la tabiquería hay varias orientaciones que considero de importancia, entre las que merecen ser destacadas las siguientes:

#### 4.1. *No retacar la fábrica contra el forjado superior*

Si con el propio mortero de agarre se rellena el espacio entre el último bloque y el forjado, existe el grave riesgo de que cualquier pequeña flecha del forjado haga que éste se apoye en el tabique, transmitiéndole parte de su carga y en suma haciéndole trabajar como

viga-pared (Fig. 4). Como el tabique no está previsto para soportar cargas, lógicamente surgen los problemas. No es suficiente aducir que, cuando se retacó el tabique, el forjado ya estaba sometido a su carga total, pues el fenómeno puede ser causado por la flecha diferida (de fluencia) del forjado.

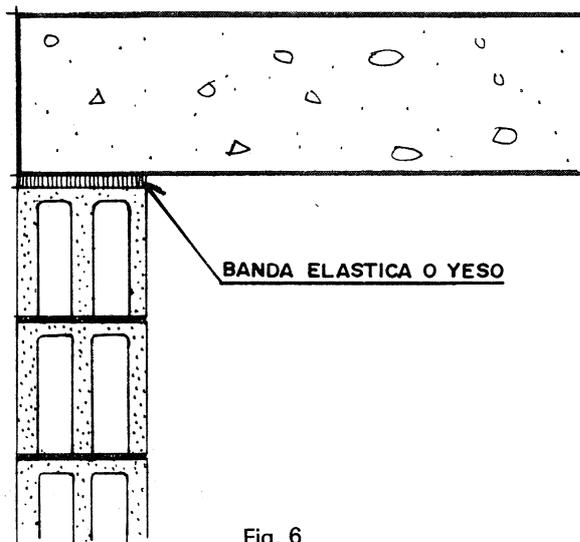


Fig. 6

Para solucionar esta cuestión la solución idónea es interponer una banda elástica comprimible de 1-2 cm entre tabique y forjado. También se logran buenos resultados dejando ese espacio libre hasta el momento de enlucir de yeso, instante en que se rellena dicho espacio con el propio yeso de enlucir (Fig. 6).

#### 4.2. Conexión con los pilares

La unión de tabiques con pilares debe considerarse atentamente, para evitar que se marque la unión entre ambos elementos.

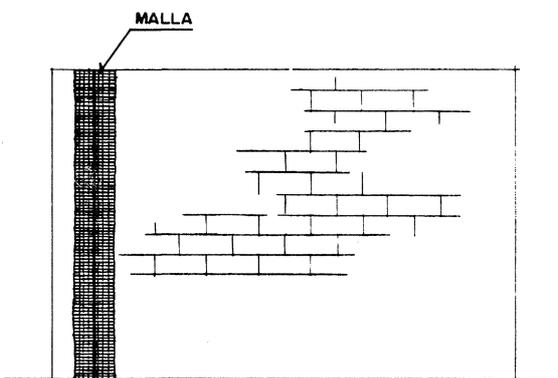


Fig. 7

alzado

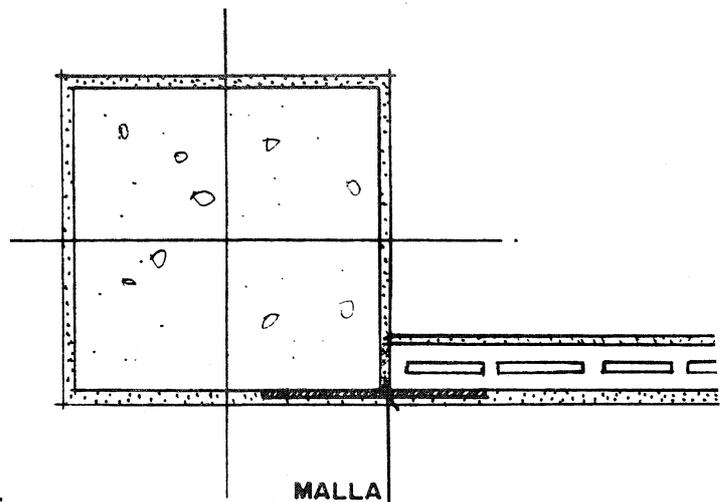


Fig. 7.1

planta

Tal como antes se expuso, los morteros adhieren difícilmente a los paramentos lisos de hormigón. Por otro lado el pilar sufre deformaciones en función de sus estados de carga y descarga que tienden a desolidarizarlo del tabique (Fig. 5.1). Al mismo efecto conduce también el distinto comportamiento de los dos materiales, pilar y tabique, frente a las acciones termohigrométricas.

Evidentemente la solución mejor, aunque costosa en aprovechamiento del espacio, es incluir el pilar dentro de una pilastra de fábrica con la que se traba el tabique. En caso de que esto no sea posible, suelen obtenerse muy buenos resultados incorporando al enlucido una malla que le proporcione resistencia a tracción. Esta malla puede ser una arpillera, una venda de escayola, una red de polipropileno, etc. (Fig. 7).

### 5. Flexibilidad de la estructura

Si hubiera que seleccionar un solo motivo como el principal causante de los trastornos en tabiquería, probablemente el elegido fuera la excesiva flexibilidad de las estructuras.

Los tabiques son elementos de gran canto, y por consiguiente muy rígidos. Cuando el forjado en que están apoyados flexa, el tabique se fisura al carecer de la flexibilidad precisa para seguir al forjado en su deformación (Fig. 8).

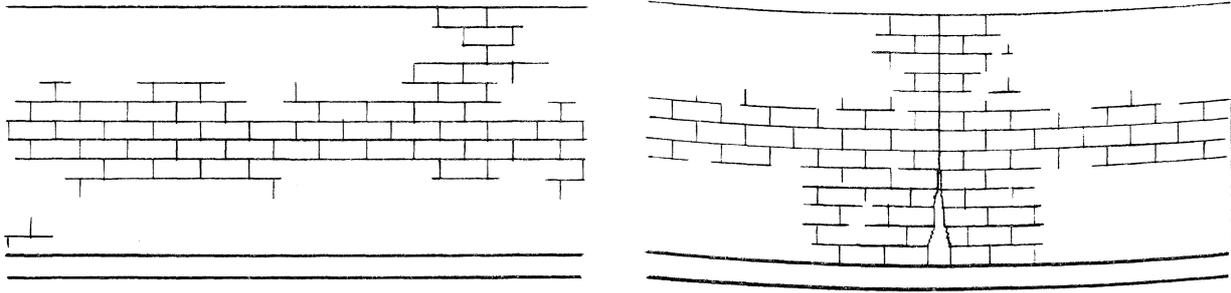


Fig. 8

La instrucción EH-80 en su artículo 47.3 establece las siguientes limitaciones a la flecha de los forjados que hayan de soportar muros o tabiques:

- ★ 1/500 de la luz para fábricas construidas con mortero de cemento.
- ★ 1/400 de la luz para fábricas construidas con mortero de cal.
- ★ 1/300 de la luz para fábricas construidas con mortero de yeso.

Estos valores, cuya utilización está muy extendida deben, sin embargo, utilizarse con las debidas reservas:

— En primer lugar, la limitación de que la flecha no sobrepase 1/300 no significa que puedan alcanzarse esas deformaciones sin problemas, sino que la experiencia indica que edificios construidos con ese criterio se comportan bien. Pero la realidad indica que tabiques ensayados experimentalmente se han fisurado para flechas instantáneas de incluso 1/1000 de la luz. Por tanto, como en la actualidad se calculan las flechas con procedimientos más exactos y ajustados que cuando por vez primera se marcó el valor 1/300, si se mantienen las limitaciones empíricas más arriba citadas para las flechas, nos colocamos claramente del lado de la inseguridad.

**perspectiva**

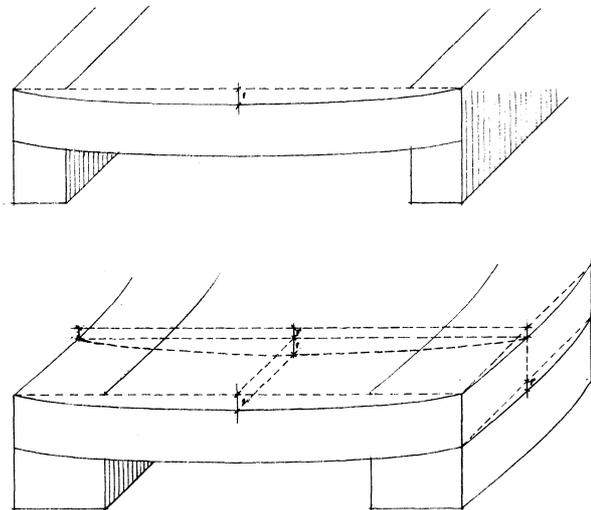


Fig. 9

— En segundo lugar no basta con considerar únicamente la flecha de las viguetas del forjado, puesto que con frecuencia es el total de la estructura la que está sometida a deformaciones importantes (caso por ejemplo de las vigas planas embebidas en el forjado), deformaciones que hay que sumar a las propias del forjado (Fig. 9).

- Por último no debe olvidarse que los elementos de gran formato (caso de los bloques) son más sensibles a las deformaciones del soporte que los más pequeños, pues estos últimos requieren para la ejecución del tabique un número de juntas mucho mayor, que proporcionan una mayor flexibilidad al conjunto de la obra de fábrica.

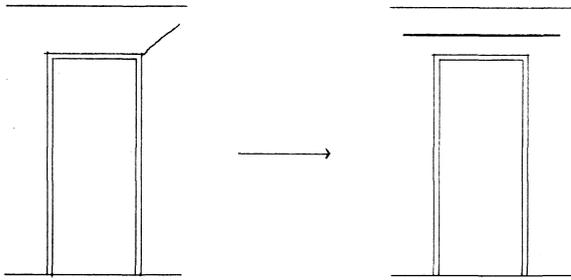


Fig. 10

## 6. Refuerzos locales

Aun cumpliendo las prescripciones anteriores, existen zonas en las que puede preverse una concentración peligrosa de esfuerzos de tracción que es necesario absorber.

Una forma de mejorar la resistencia de zonas concretas ha sido descrita anteriormente y consiste en el **armado del enlucido** mediante vendas, arpillera o mallas (Fig. 7). Este armado puede ser útil cuando existan discontinuidades, cambios de sección o debilitamientos locales en la sección del tabique.

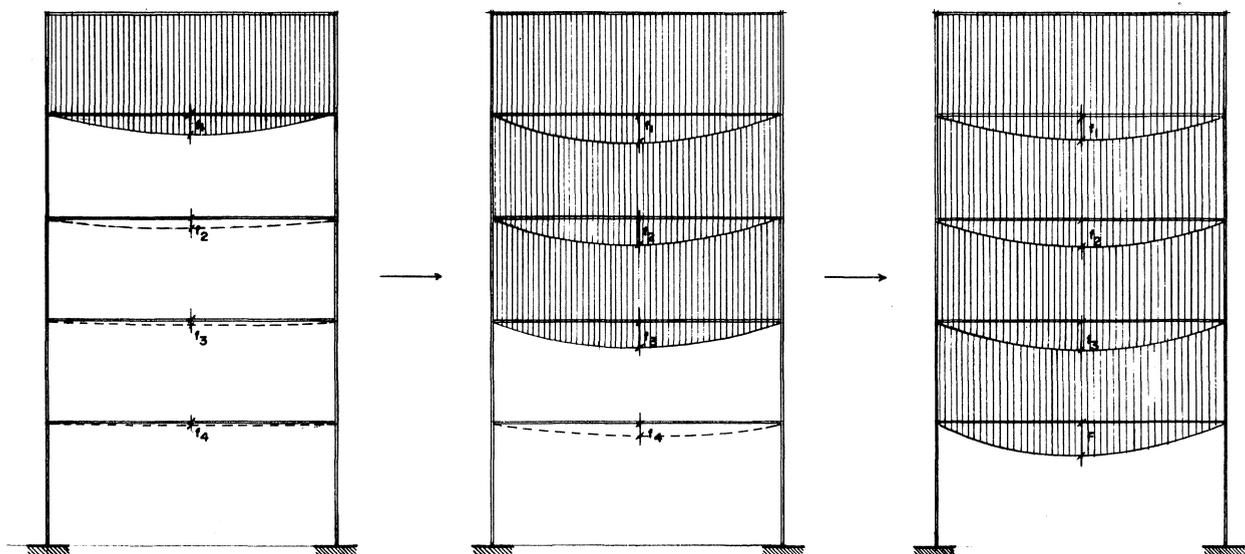
Existe un lugar en los tabiques donde suele producirse este estado tensional recién descrito, y es en los ángulos superiores de las puertas. Para evitar la aparición de fisuras en tal lugar la mejor solución es armar la hilada inmediatamente superior al dintel con un redondo o trozo de tela de gallinero embebido en el mortero, constituyendo de esta manera una especie de cargadero que distribuye las pequeñas tensiones allí localizadas (Fig. 10).

## 7. Otras disposiciones constructivas de carácter general

Existen soluciones aconsejadas de antiguo por la buena práctica constructiva pero que hoy día son de difícil aplicación por el rápido ritmo de ejecución de las obras. Como tales podemos citar:

### 7.1. No enlucir hasta que seque la fábrica

Si se aplican los enfoscados y enlucidos sobre fábricas de ejecución demasiado reciente se corre un doble riesgo: por una parte que la suma del agua residual del enlucido junto con



A efectos de posible incidencia sobre la tabiquería del 1º piso, la magnitud que influye es  $F - f_4$ , apreciablemente menor que  $F$ .

Fig. 11

la del bloque cause una retracción de secado inadmisibles, y por otra que se magnifique el fenómeno transitorio, de siluetado (transparencia) de bloques y juntas.

Así por ejemplo, la norma francesa DTU 25.1. impone que los enfoscados se apliquen cuando la fábrica lleve al menos 1 mes fabricada, mientras que las normas alemanas llegan a aconsejar, para ciertos materiales, que se espere 3 meses antes de enlucir los paramentos.

## 7.2. Orden de ejecución de cerramientos y taquiquerías

Desde el punto de vista de la calidad de la construcción es muy aconsejable que los cerramientos y la tabiquería comiencen a realizarse por las últimas plantas, descendiendo hacia las primeras. En efecto, siempre hay una parte de la carga que se transmite a través de los forjados, de forma que los forjados de las plantas inferiores suelen tener más deformación que los de las superiores.

Al construir de la manera propuesta, es decir de arriba hacia abajo, la flexión que se induce sobre cada tabique es sólo la debida a su peso propio + sobrecargas, mientras que de otro modo el forjado soporte de ese tabique sufriría también una cierta deformación debido a las concargas de las plantas superiores (Fig. 11).

Evidentemente esta forma de construir no suele ser fácil, pues puede dilatar el plazo de ejecución de la obra; pero de cualquier forma siempre es interesante tenerlo presente para aquellos casos en que sí sea posible.

## C. RECOMENDACIONES PARA CERRAMIENTOS EXTERIORES

Además de las recomendaciones de carácter general, para el caso particular de los cerramientos exteriores, es conveniente insistir en los siguientes puntos:

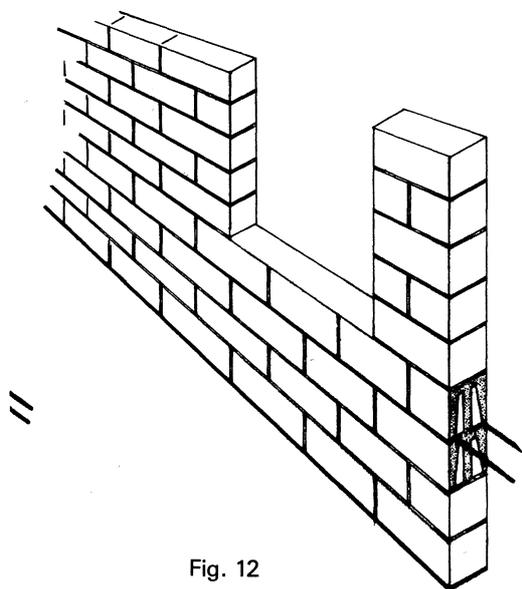


Fig. 12

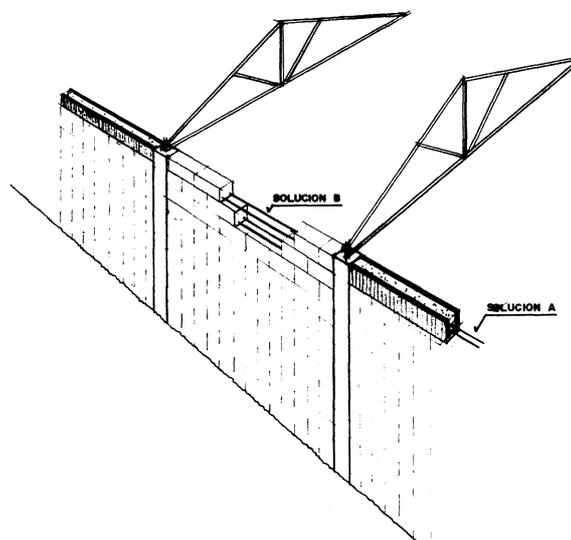


Fig. 13

### 1. Armaduras de trabazón del muro

Estas armaduras tienen por objeto absorber y distribuir las tensiones localizadas que aparecen en el seno del muro. Pueden disponerse de dos maneras diferentes: zunchos de atado y armaduras de hilada.

Los zunchos de atado no son más que vigas de hormigón armado que suelen encofrarse con las piezas especiales que se utilizan para constituir los dinteles. En el caso, cada vez más normal, de emplear bloques aislantes, estos zunchos presentan el inconveniente de que constituyen importantes puentes térmicos al estar rellenos de hormigón.

Las armaduras de hilada eliminan este problema de los puentes térmicos y consisten en armaduras horizontales embebidas en el mortero de los tendeles (Fig. 3). Normalmente están formadas por dos redondos  $\varnothing 6$  o por un mallazo por ejemplo tipo «tela de gallinero» fuerte, que presenta la ventaja de su más fácil colocación. En teoría esta armadura debe ser galvanizada o estar protegida de algún modo frente a la corrosión.

Cuando se vaya a disponer armadura de hilada, conviene una resistencia de mortero algo mayor de lo anteriormente especificado para garantizar la buena adherencia del mortero.

Esta armadura debe ir colocada:

- Inexcusablemente debajo de cada ventana, de modo que sobrepase la jamba al menos  $1/4$  de la luz de la ventana a cada lado de la misma (Fig. 12).
- Armando los muros cuyas dimensiones o proporciones estén próximas a, o sobrepasen ligeramente, los límites establecidos en el apartado 2.º de las Recomendaciones generales. El espaciamiento en altura de esta armadura de hilada vendrá dado por el proyectista en función de su experiencia, pero como orientación puede hablarse de disponerla cada 0,80-1,20 m. Evidentemente esto será función de las características del muro en cuestión. Así por ejemplo el American Concrete Institute recomienda colocar armaduras de hilada cada 1,20 m cuando la relación longitud/altura del muro es de 2,5, y cada 0,80 m cuando dicha relación es de 3. De igual modo suele aconsejarse colocar la armadura espaciada 1,20 m en muros de 6 m de largo y 0,80 m en muros de 8 m.
- En la coronación de los muros libres debe colocarse asimismo un zuncho de atado, o en su defecto armadura de hilada en los dos últimos tendeles (Fig. 13).

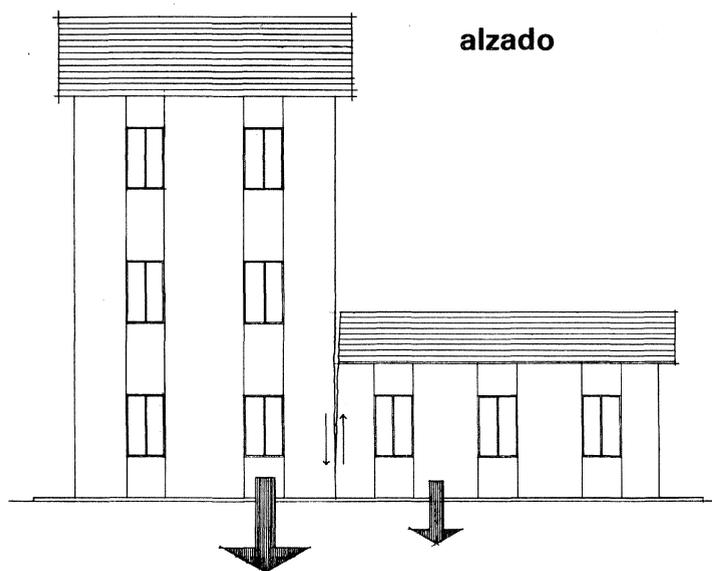


Fig. 14

## 2. Juntas de Control

La misión de las juntas de control es permitir el movimiento relativo de una parte del muro con respecto a otra. Al dejar prevista una junta, el movimiento se producirá precisamente por ella y no por otro lugar donde podría resultar perjudicial o antiestético. Con frecuencia las grietas no son más que juntas de control «autoformadas».

Tal como se ha comentado anteriormente, las juntas de control y las armaduras de trabazón se completan mutuamente, de modo que cuando en algún lugar no interese disponer una junta, puede sustituirse, dentro de ciertos límites, incrementando la armadura de trabazón. Recíprocamente, donde la armadura de trabazón sea insuficiente, se incrementará el número de juntas de control.

### 2.1. Necesidad de juntas

Las causas que imponen la existencia de juntas son las siguientes:



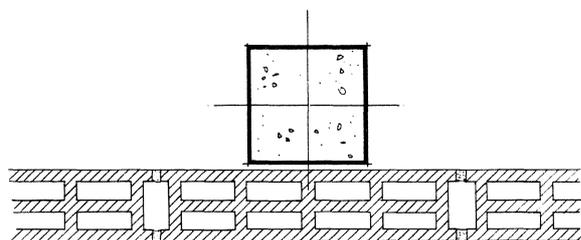


Fig. 16

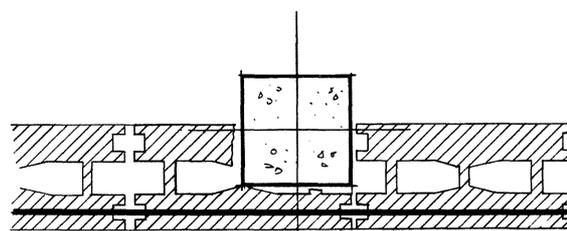


Fig. 17.2

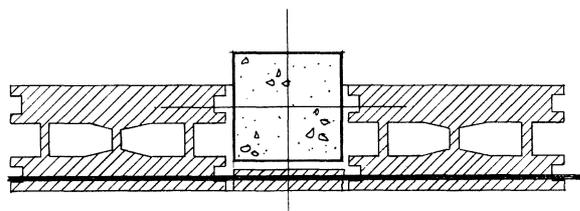


Fig. 17.1

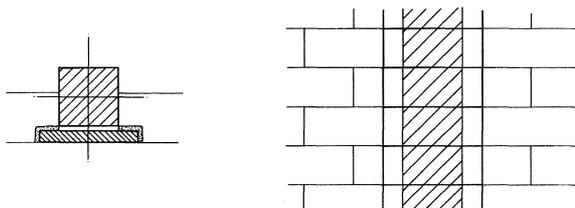


Fig. 17.3

El caso extremo de no recubrir el pilar en absoluto empeora más aún el efecto del puente térmico y obliga a tomar precauciones especiales en el enlucido, al tener que aplicarlo sobre superficies dispares como son la del bloque y la del pilar.

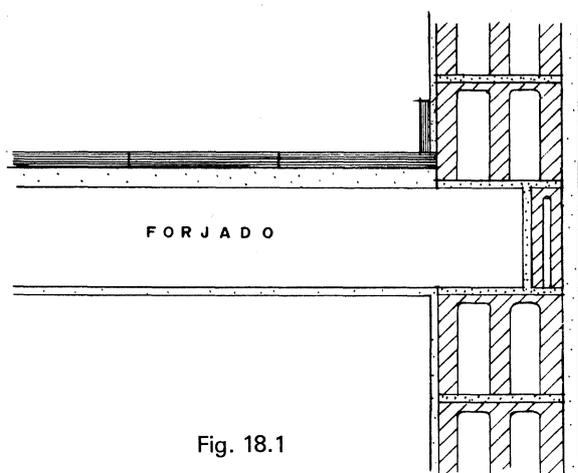


Fig. 18.1

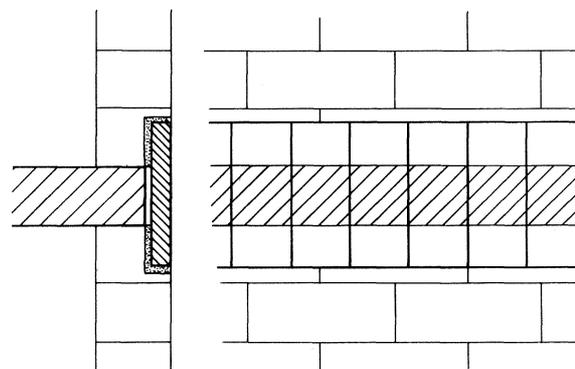


Fig. 18.2

El paso de forjado plantea los mismos problemas que el de pilares, con la salvedad de que lo que en un caso era alzado ahora es planta y viceversa. La solución más empleada en la de chapar el frente de forjado (Fig. 18) con una pieza de menor espesor, buscando de esta forma que no haya heterogeneidades en el soporte del enlucido. De cualquier forma también en este caso existe una discontinuidad en el espesor del cerramiento por lo que parece aconsejable armar el enlucido (Fig. 7), aplicar un enlucido o pintura con cierta capacidad elástica o marcar una junta de control en la unión del forjado con el cerramiento. Esta junta será de rigor cuando se prevea que el forjado pueda tener movimientos que hagan que la pieza de chapado se desolidarice del resto del cerramiento (\*).

(\*) Nota: con ciertos tipos de revestimiento se obtienen también buenos resultados aplicándolos directamente sobre el frente de forjado sin necesidad de chaparlo previamente.

### 3.2. Cerramientos de naves

El problema específico de estos cerramientos es que por sus grandes dimensiones deben estar provistos de sistemas de arriostramiento contra el viento. Para ello debe enlazarse el cerramiento con la estructura para poder transmitir a ésta los esfuerzos transversales, pero sin que este enlace coarte los movimientos de causas termohigrométricas de ambos elementos (Figura 19).

Cuando la estructura de la nave sean pilares de hormigón que luego vayan a quedar englobados en el interior del cerramiento, es preciso recordar que la colaboración entre pilares y fábrica de cerramiento no puede confiarse a la mera adherencia del mortero de agarre.

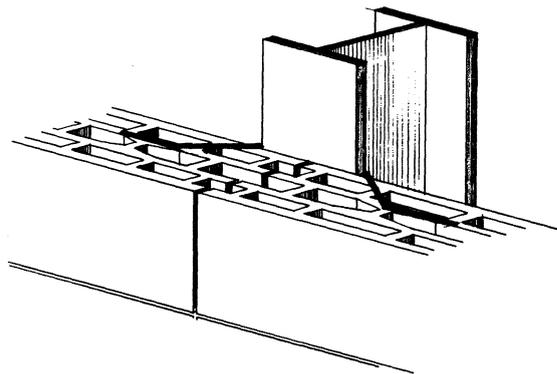


Fig. 19.1

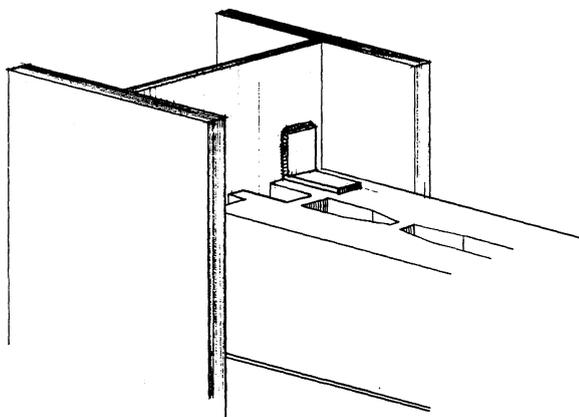


Fig. 19.2

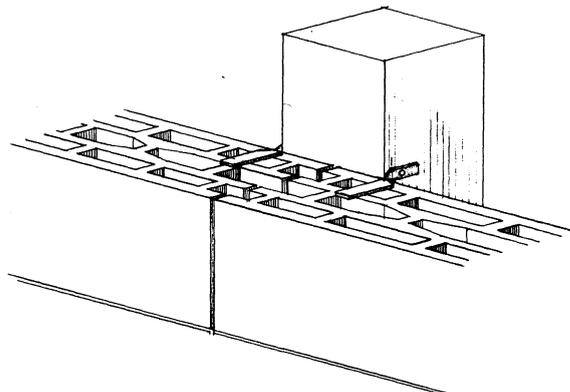


Fig. 19.3

## D. RECOMENDACIONES PARA MUROS DE CARGA

### 1. Apoyo de los forjados

Los forjados que apoyen sobre el muro estarán encadenados en sus cuatro bordes, es decir, tanto en los extremos de apoyo como en los laterales (Fig. 20). Este encadenado consistirá en un zuncho de reparto de hormigón armado con 4  $\varnothing$  8 y estribos  $\varnothing$  6 cada 20 cm que se hormigonará junto con el forjado.

### 2. Dinteles

Los dinteles tienen por objeto recoger las cargas encima de las aberturas del muro y transmitir las a los cimientos. Pueden estar constituidos por vigas de hormigón armado encofradas in situ con encofrado tradicional o mediante las piezas especiales de dintel, y también pueden ser elementos prefabricados. En todo caso su entrega será por lo menos

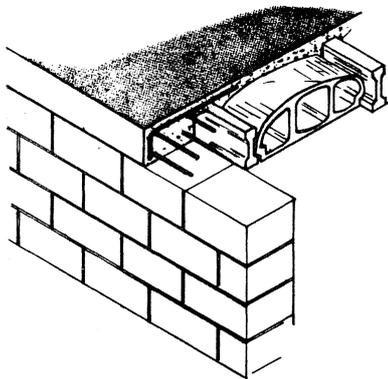


Fig. 20

de 40 cm a cada lado del hueco, y se verificarán las tensiones puntuales en los apoyos.

El cálculo de los dinteles se efectuará de acuerdo con los principios de la resistencia de materiales, pero puede haber cierta indefinición en cuanto a la carga que realmente actúa sobre un dintel debido a la existencia del efecto «arco de descarga».

Existen distintas formas de evaluar este efecto del «arco de descarga»; la que figura a continuación es la propuesta por la N.C.M.A.

De acuerdo con este criterio para el cálculo del dintel, aparte de su peso propio, han de considerarse los siguientes casos:

a) El paño del muro existente por encima del dintel tiene una altura superior por lo menos en 30 cm a la mitad de la luz de cálculo (distancia entre centros de apoyos) del dintel (Figura 21).

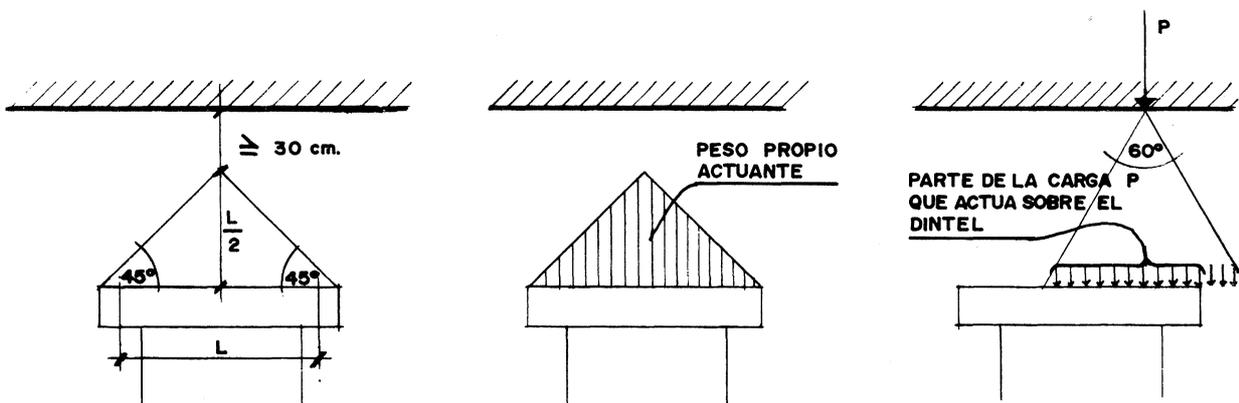


Fig. 21

- Peso propio del muro: sólo se considerará el del triángulo cuya base sea el dintel y cuya altura sea la mitad de la luz del mismo.
- Cargas de forjado: no se consideran.
- Cargas puntuales: puede suponerse que se reparten según un ángulo de 60°. Sólo actúa sobre el dintel la parte de carga así repartida que se proyecta sobre él, tal como se aprecia en la figura 21.

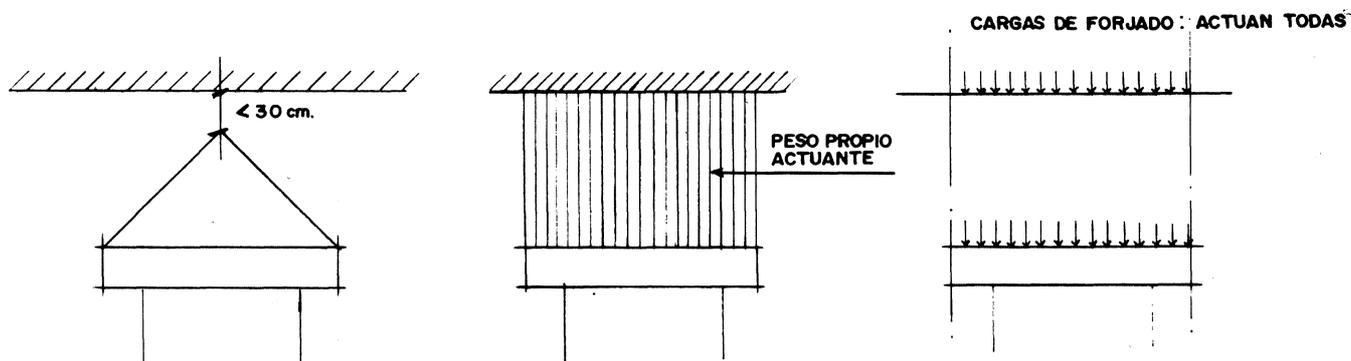


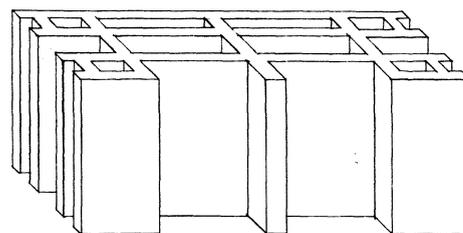
Fig. 22

b) El paño de muro existente por encima del dintel no tiene la altura suficiente para considerar que se cumple el punto a) anterior (Fig. 22).

- Peso propio del muro: Actúa sobre el dintel el peso de toda el área rectangular situada sobre él.
- Cargas de forjado: Actúa sobre el dintel la parte que se proyecta sobre él.
- Cargas puntuales: Igual que en el caso anterior, puede suponerse que se reparten según un ángulo de 60°.

Notas: Caso de forjado de viguetas: Se pueden considerar como cargas repartidas siempre que el intereje sea inferior al triple de la distancia entre el forjado y el dintel.

- Aberturas próximas a las esquinas: Cuando el ancho de las jambas de la abertura es muy estricto, el efecto «arco de descarga» puede no manifestarse, por lo que resulta prudente calcular según el criterio b).



### 3. Dimensionamiento resistente

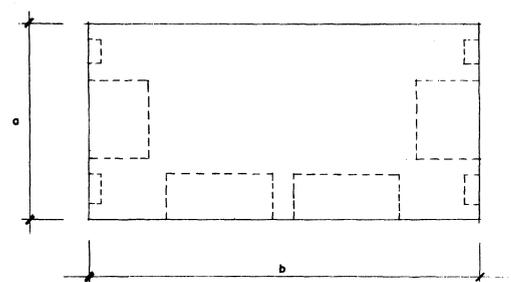
Al hablar de la resistencia de los bloques de hormigón suele existir cierta confusión entre la resistencia medida sobre sección bruta y la medida sobre sección neta.

Al ensayar un bloque en una prensa se puede dividir la carga de rotura por la superficie total de la pieza, sin descontar huecos, obteniendo así la resistencia referida a superficie bruta, o bien por la superficie de hormigón realmente existente, con lo que la resistencia se referirá a superficie neta (Fig. 23).

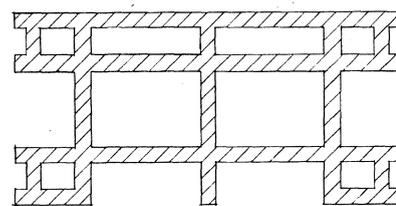
En U.S.A. suele utilizarse la tensión neta y en Europa la bruta. Personalmente considero más acertado el sistema europeo entre otras por las siguientes razones:

- Dada la conicidad de las paredes interiores de los bloques, existe cierta indefinición sobre cuál es realmente la sección neta de la pieza.
- El bloque es realmente una unidad, compuesta de macizo y hueco, y como tal actúa en el muro y soporta las cargas. El dato de la resistencia neta es con frecuencia insuficiente, pues obliga a conocer la forma del bloque. Por otra parte dos bloques con la misma sección neta y la misma resistencia neta pueden tener comportamientos estructurales muy diferentes, según sea la distribución de macizos y huecos en la sección transversal.

Por todo ello, en lo que sigue nos referiremos siempre a tensiones referidas a la sección bruta del bloque, olvidándonos de los conceptos de tensión y superficie netas hasta que consideremos los esfuerzos de viento, donde sí habrá que manejar estos datos.



SECCION BRUTA  $a \times b$



SECCION NETA

Fig. 23

De los distintos reglamentos de cálculo, como supongo suficientemente conocido el expuesto en el P.I.E.T.-70, voy a referirme únicamente al francés y al inglés por ser quizá los más simples de todos. Están recogidos en el DTU.20.11: Parois et murs en Maçonnerie, y en la norma CP.111: Structural Recommendations for Loadbearing walls.

Tienen la ventaja de que son absolutamente generales para todo tipo de materiales; esto es, sus prescripciones son válidas tanto para bloques de hormigón como para piedra de sillería, ladrillo cerámico, etc.

### 3.1. Esquema de cálculo según la norma francesa

Puede seguirse el siguiente procedimiento:

#### 1. Establecimiento de las cargas actuantes.

Se tomarán valores característicos, no mayorados. No debe olvidarse el peso propio del muro.

#### 2. Se calcula la esbeltez del muro, definida como el cociente de la distancia entre forjados dividida por el espesor del muro.

#### 3. La tensión admisible a compresión del muro es igual a $\frac{R}{N}$ , donde R es la resistencia a compresión del bloque y N viene dado por la siguiente tabla 1 en función de la esbeltez.

	Esbeltez					
	$\leq 15$	16	17	18	19	20
N	8	8,6	9	9,6	10,2	10,6

En casos de carga muy centrada (muro atacado por forjados de igual luz por ambos lados), este coeficiente N puede minorarse por 0,75.

Las prescripciones francesas no admiten esbelteces superiores a 20. Para esbelteces mayores puede seguirse la norma inglesa.

#### 4. Se compara la tensión máxima admisible con la existente y se comprueba que las tensiones localizadas, debidas a los dinteles y al apoyo del forjado no sobrepasan $R/4$ , siendo R la resistencia del bloque. Estas cargas del dintel y del forjado se distribuyen de forma triangular en función del espesor de los mismos.

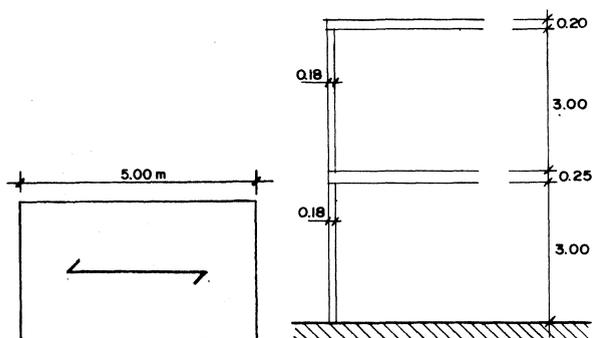


Fig. 24

#### Ejemplo (Fig. 24)

- Resistencia del bloque: 25 kp/cm<sup>2</sup>
- Peso del muro: 200 kg/m<sup>2</sup>
- Peso propio del forjado: 250 kg/m<sup>2</sup>
- Carga permanente y sobrecargas:
  - Cubierta: 200 kg/m<sup>2</sup>
  - Planta : 400 kg/m<sup>2</sup>

1. Sobre la hilada más desfavorable las cargas actuantes, por metro lineal de muro son:

Peso propio:  $200 \text{ kg/m}^2 \times 6 \text{ m de altura} = 1.200 \text{ kg/m.l.}$

Cargas transmitidas por el forjado:

— Cubierta:  $(250 + 200 \times 5/2 = 1.125 \text{ kg/m.l.}$   
 — Planta:  $(250 + 400) \times 5/2 = 1.625 \text{ kg/m.l.}$   


---

 3.950 kg/m.l.

$$\text{Tensión sobre el muro: } \frac{3.950}{100 \times 18} =$$

$$= \frac{3.950}{1.800} = 2,19 \text{ kp/cm}^2$$

2. Esbeltez:  $\frac{300}{18} = 16,66$

3. N se obtiene por interpolación entre los valores correspondientes a 16 y 17; N = 8,87

$$\text{Tensión máxima admisible} = \frac{25}{8,87} =$$

$$= 2,82 \text{ kp/cm}^2$$

4. Tensión actuante 2,19

**Tensión admisible 2,82 > 2,19** ---> Solución válida.

Comprobación de tensiones localizadas.

Apoyo del forjado del primer piso (Fig. 25)

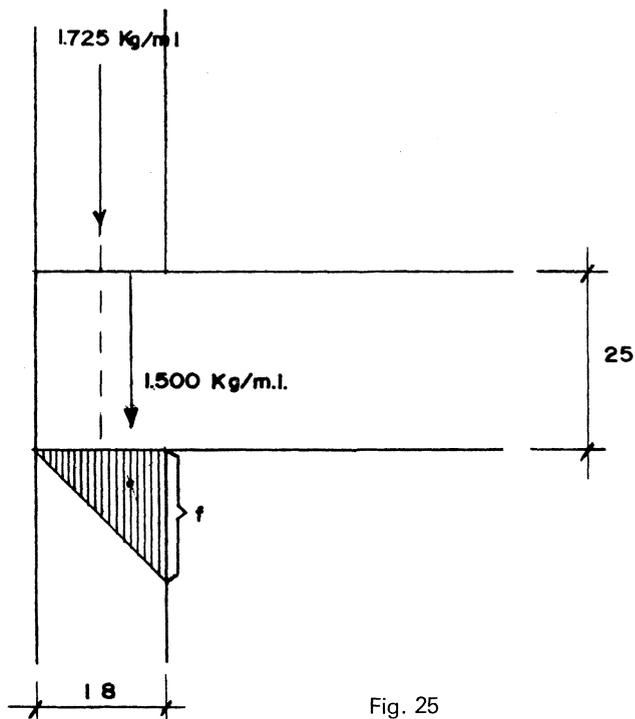


Fig. 25

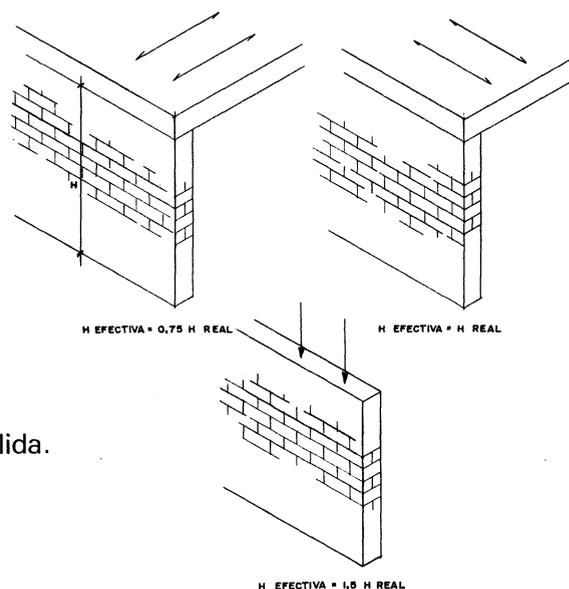


Fig. 26

— Carga centrada: El peso propio más la transmitida por el forjado de cubierta.

— Peso propio:  $200 \text{ kp/m}^2 \times 3 \text{ m de altura} = 600 \text{ kg/m.l.}$   
 — Forjado cubierta:  $(250 + 200) 5/2 = 1.125 \text{ kg/m.l.}$   


---

 1.725 kg/m.l.

$$\text{Tensión} = \frac{1.725}{18 \times 100} = 0,96 \text{ kp/cm}^2$$

— Carga excéntrica: la transmitida por el forjado del primer piso.

$$R = (250 + 400) 5/2 = 1.625 \text{ kg/m.l.}$$

$$1/2 \times 18 \times 100 \times f = 1.625$$

$$f = 1,81 \text{ kp/cm}^2$$

— Tensión total =  $0,96 + 1,81 = 2,77 \text{ kp/cm}^2$

Como la admisible es  $\frac{25}{4} = 6,25 \text{ kg/m}^2 > 2,77 \rightarrow$  Solución válida

### 3.2. Cálculo según el Reglamento Inglés

Este reglamento distingue según se trate de muros de 1 ó 2 hojas, de bloque o ladrillo, etcétera. En lo que sigue supondremos siempre muros de una hoja de bloque hueco de hormigón, ligero o normal.

1. Cargas actuantes: Se consideran, al igual que en la norma francesa, cargas características, no mayoradas.

2. Se calcula la esbeltez del muro, definida como  $\text{esbeltez} = \frac{\text{altura efectiva}}{\text{espesor efectivo}}$

Altura efectiva (Fig. 26):

- Igual a 0,75 veces la altura real cuando el forjado es perpendicular al muro, o siempre que el forjado es de hormigón.
- Coincide con la altura real cuando la luz del forjado es paralela al muro.
- Es igual a 1,5 veces la altura real cuando el muro está libre en su extremo superior.

Espesor efectivo:

- En muros no arriostrados coincide con el espesor real.
- En muros arriostrados por pilastras u otros muros, el espesor efectivo se obtiene multiplicando el espesor real por los valores proporcionados por la siguiente tabla 2 (Fig. 27):

TABLA 2

a/b	d/c		
	1	2	$\geq 3$ (*)
6	1	1,4	2
10	1	1,2	1,4
20	1	1	1

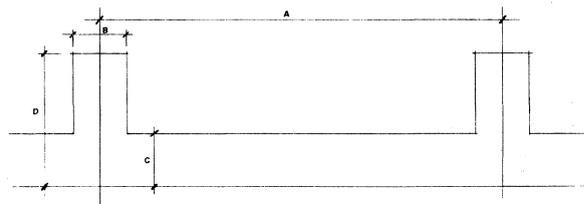


Fig. 27

(\*) Esta columna a utilizar en el caso de arriostramiento por muros.

### 3. Tensión admisible

Cuando se utilizan bloques de resistencia no superior a  $70 \text{ kp/cm}^2$  y morteros normales, la tensión admisible es igual a  $\frac{R}{10} \cdot K \cdot Z$  donde:

R = Resistencia a compresión del bloque.

K = Factor de mayoración en función de las dimensiones del bloque (ver tabla 3).

Z = Factor de minoración en función de la esbeltez del muro y de la excentricidad de la carga (ver tabla 4).

**TABLA 3**

Factor K	Altura del bloque/espesor del bloque			
	0,75	1,0	1,5	2,0-3,0
	1	1,2	1,6	2,0

(Válido sólo para bloques de resistencia no superior a 54 kp/cm<sup>2</sup>)

**TABLA 4** Excentricidad de la carga vertical

Esbitez	e = 0	e = 1/6	e = 1/4	e = 1/3
6	1,00	1,00	1,00	1,00
8	0,95	0,93	0,92	0,91
10	0,89	0,85	0,83	0,81
12	0,84	0,78	0,75	0,72
14	0,78	0,70	0,66	0,62
16	0,73	0,63	0,58	0,53
18	0,67	0,55	0,49	0,43
20	0,62	0,48	0,41	0,34
22	0,56	0,40	0,32	0,24
24	0,51	0,33	0,24	—
26	0,45	0,25	—	—
27	0,43	0,22	—	—

Los valores de las tensiones admisibles pueden mayorarse por 1,5 para cargas concentradas.

4. Se comprueba que la tensión debida a las cargas actuantes no sobrepasa la tensión admisible.

### 3.3. Esfuerzos de viento

El cálculo de los esfuerzos de viento en los muros de fábrica presenta dificultades, por cuanto las condiciones de borde no suelen estar bien establecidas. Un estudio más detallado de esta cuestión puede encontrarse en las referencias bibliográficas 8.1 y 5.

Un paño de muro puede considerarse como una placa sometida a una carga uniformemente repartida (la presión del viento). Bajo el efecto de esta carga el muro se deforma tanto en sentido vertical como en sentido horizontal. Según sean las condiciones de contorno: empotramiento, apoyo simple o libre, así será la deformada y por consiguiente la ley de momentos flectores (Fig. 28).

En función de las dimensiones del muro, varía la proporción de la carga que se transmite en sentido vertical y horizontal. En los casos normales, en que los muros son notablemente más largos que altos, la mayor parte de la carga es transmitida en sentido vertical, mientras que en casos de muros cortos y altos la flexión horizontal es predominante. A estos efectos debe tenerse en cuenta que cuando existan pilastras u otros elementos rigizadores el paño de muro a considerar estará delimitado por estos elementos.

El gráfico (Fig. 29) tomado de la referencia bibliográfica 8.1 ilustra los distintos casos de transmisión de los esfuerzos de viento.

Así por ejemplo, si consideramos un muro de 3 m de altura y 4,5 m de longitud apoyado en sus 4 lados tendríamos  $A/B = 4,5/3 = 1,5$ , y como nos encontraríamos en el caso 2 B del gráfico, se deduce que un 16 % de la carga es transmitida horizontalmente, y por consiguiente un 84 por 100 en sentido vertical.

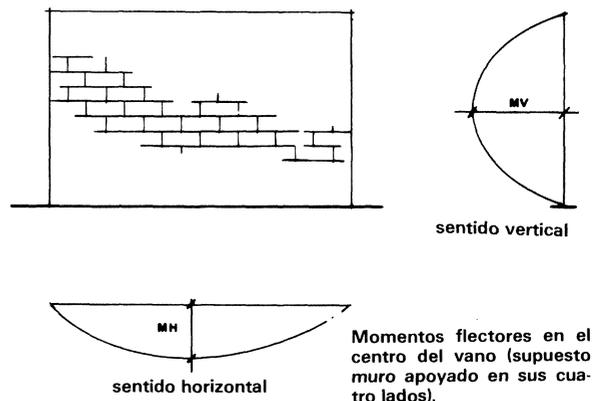


Fig. 28

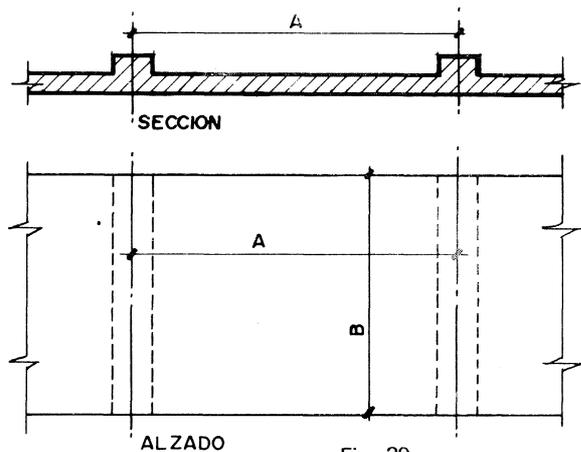
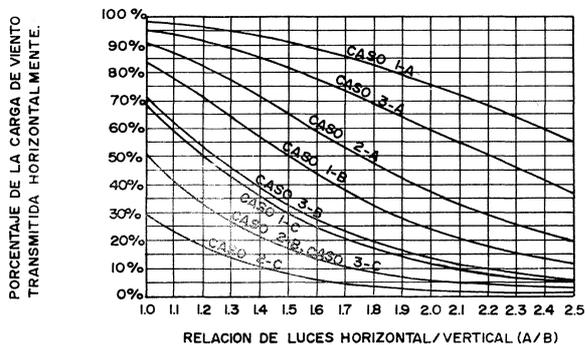


Fig. 29

- CASO 1: **Muro empotrado en las pilastras:** A.—Empotrado en la base, libre en coronación. B.—Apoyado arriba y abajo. C.—Empotrado en la base, apoyado en coronación.
- CASO 2: **Muro apoyado en las pilastras:** A.—Empotrado en la base, libre en coronación. B.—Apoyado arriba y abajo. C.—Empotrado en la base, apoyado en coronación.
- CASO 3: **Muro apoyado en un extremo y apoyado en el otro:** A.—Empotrado en la base, libre en coronación. B.—Apoyado arriba y abajo. C.—Empotrado en la base, apoyado en coronación.

Si suponemos que la carga de viento es de  $60 \text{ kg/m}^2$  el momento en sentido horizontal es  $M_h = 0,16 \times \frac{1}{8} \times 60 \times 4,5^2 = 24,3 \text{ mkg/m.l.}$ , y en sentido vertical  $M_v = 0,84 \times \frac{1}{8} \times 60 \times 3^2 = 56,7 \text{ mkg/m.l.}$

La tensión que contrarresta estos esfuerzos es únicamente la adherencia entre los bloques y el mortero, así como el peso propio del muro y la carga permanente que tienen aquí un carácter estabilizador.

La sección resistente la constituye por tanto la superficie de mortero en contacto con el bloque (Fig. 30).

Para 1 m de longitud y bloques de 20 cm tendremos:

$$W = \frac{100 (20^3 - 14^3)}{6 \times 20} \text{ cm}^3 = 4.380 \text{ cm}^3$$

En el caso que estamos considerando se crearían unas tensiones

$$\sigma_v = \frac{M_v}{W} = \frac{56,7 \times 100}{4.380} = 1,29 \text{ kp/cm}^2 \quad \sigma_h = \frac{M_h}{W} = \frac{24,3 \times 100}{4.380} = 0,55 \text{ kp/cm}^2$$

Esta tensión debe compararse con las tensiones de adherencia admisibles, que, siempre según 8.1 se recogen en la tabla 5.

Como en nuestro caso  $1,29 < 1,49$  y  $0,46 < 2,98$ , la solución es correcta sin necesidad de considerar el efecto estabilizador del peso propio.

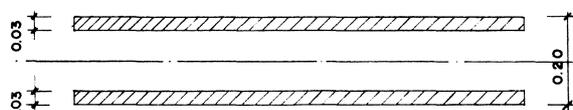


Fig. 30

TABLA 5

Tensiones admisibles para esfuerzos de viento	
	Tensión máxima
Tensión perpendicular a los tendeles (vertical)	
Mortero fuerte .....	2,14 $\text{kg/m}^2$
Mortero flojo .....	1,49
Tensión paralela a los tendeles (horizontal)	
Mortero fuerte .....	4,29
Mortero flojo .....	2,98

## BIBLIOGRAFIA

1. P.I.E.T.-70. Prescripciones del Instituto Eduardo Torroja (Obras de Fábrica). Madrid, 1971.
  2. British Standard Code of Practice CP 111: Structural Recommendations for loadbearing walls. London 1970. Revised 1976.
  3. British Standards Institution: CP 121: Code of Practice for Walling. Part 1.—Brick and block masonry, London 1973. Revised 1976.
  4. Document Technique Unifié n.º 20.11: Parois et murs en maçonnerie. Paris, 1978.
  5. Portland Cement Association: Concrete Masonry Handbook. Skokie (Illinois) 1976.
  6. M. Gage y T. Kirkbridge: Design in Blockwork. London, 1972.
  7. Bundesverband Deutsche Beton - und Fertigteilindustrie e. V.: Hbl Handbuch: Rationeller Mauerwerksbau mit Hohlblock und Vollsteinen. Dusseldorf 1969.
  8. National Concrete Masonry Association. A Manual of facts on Concrete Masonry, McLean (Virginia) varias fechas. Dentro de dicha colección:
- 8.1. TEK 24. Engineered Concrete Masonry - Wind loads.
    9. Normas Tecnológicas de la edificación.
  - 9.1. FFB. Fachadas de Fábrica de bloques.
  - 9.2. EFB. Estructuras de Fábrica de bloques.
10. O. Pfeffermann: «Les fissures dans les constructions, conséquence de phénomènes physiques naturels». Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Octobre, 1968.
  11. F. Indelicato, P. Marro: «Considerazioni sullo stato limite di deformazione delle strutture in cemento armado». L'Industria Italiana del cemento, julio-agosto, 1979.
  12. Building Research Station. Digest n.º 75 «Cracking in Buildings», octubre, 1966.
  13. A. Verkeyn y M. Cnop. «Le calcul pratique des flèches des éléments hyperstatiques en béton armé». Annales des travaux publics de Belgique. Octobre, 1977.
  14. L. Logeais «Pathologie des ouvrages en maçonnerie». Annales ITBTP. Marzo, 1973.
  15. British Research Establishment «Thermal Cracking of Blockwork». Precast Concrete, diciembre, 1978.
  16. British Standards Institution: BS 5628, Code of Practice for the Structural Use of Masonry.

También resultan de interés las publicaciones de distintas casas comerciales, en particular:

- Aridos Ligeros, S. A.: «Detalles constructivos de los muros de bloques» y «Nueve consejos útiles para sacarle todo el partido a los bloques de Arcilla expandida Arlita».
- Laterite - Leca s.p.a. «Progettare e costruire con elementi Leca».
- Lytag Ltd. «Block design».

### résumé

#### LA CONSTRUCTION AVEC DES BLOCS: ORIENTATIONS CONSTRUCTIVES ET DE PROJET

Javier Alonso, ingénieur des Ponts et Chaussées

Le bloc de béton a été un matériau peu utilisé en Espagne jusqu'à très récemment. Pour cette raison, les particularités de son utilisation ne sont pas suffisamment connues. Dans cet article, l'auteur expose et commente les normes de bonne pratique universellement admises pour ce matériau. Il souligne les caractéristiques que doit avoir le bloc, le choix des mortiers appropriés, l'union de la maçonnerie de blocs avec le reste de l'ouvrage, la limitation des dimensions des pans. Il donne également des recommandations pour la disposition des joints de contrôle et pour la mise en place correcte de l'armature de renforcement.

Le travail est divisé en quatre parties, correspondant respectivement aux recommandations générales pour: murs de remplissage et murs porteurs (pour ceux-ci le calcul de résistance est également décrit suivant diverses normes européennes. Le travail est complété par une bibliographie relative à ce sujet.

### summary

#### CONSTRUCTIONS WITH BLOCKS: CONSTRUCTIVE AND PROJECT GUIDELINES

Javier Alonso, Roads Engineer

Concrete blocks are materials that have hardly been used in Spain up until recently, and for this reason the handling peculiarities are not sufficiently known. This article explains and discusses the good practice standards admitted all over the world for this material. Emphasis is placed on the characteristics that the block should have, the choice of suitable mortars, links with the blocks factory and the rest of the work site, and the limited dimensions of the panels. Recommendations are also given for the layout of the control joints and correct fitting of the reinforcement frame.

The work is divided into four parts, corresponding to general recommendations, respectively, for: partition work, enclosing walls and weight-bearing walls: The resistant calculation is also described for the latter, based on various European standards. Finally, a bibliography is included on the matter.

### zusammenfassung

#### DER BAU MIT BLOECKEN: BAU- UND PROJEKTHINWEISE

Javier Alonso, Ingenieur

Der Zementblock war bis vor kurzem ein in Spanien wenig benutztes Baumaterial, aus welchem Grund seine Handhabungsmerkmale auch wenig bekannt sind. In diesem Artikel werden die für dieses Material weltweit anerkannten Normen der praktischen Anwendung beschrieben und erklärt. Es werden besonders die Eigenschaften eines Blockes hervorgehoben, welche er dem restlichen Bau gegenüber zeigen muss und die von der Auswahl geeigneter Mörtel und von der Verbindung der Blöcke abhängig sind. Weiterhin wird die Einschränkung der Abmessungen besprochen. Zur Vervollständigung werden Empfehlungen im Hinblick auf die Anordnung der Kontrollfugen und auf die richtige Einfügung der Verstärkungsbewehrung gegeben.

Die Arbeit teilt sich in vier Abschnitte, welche jeweils den allgemeinen Empfehlungen für: Trennwände, Mauern der Aussenabschlüsse und belastbaren Mauern entsprechen: Für die zuletzt genannten wird auch die Berechnung der Beständigkeit nach den verschiedenen europäischen Normen beschrieben. Abschliessend werden Literaturstellen über dieses Thema beigefügt.