

Proyecto de estructuras de fábrica frente a empujes laterales, acciones concentradas y daño accidental

ANTONIO ROLANDO AYUSO (*)

RESUMEN. Este trabajo ofrece una visión general de los métodos de análisis, proyecto, cálculo y construcción de las estructuras de fábrica de ladrillo no armada.

Se hace referencia a la Norma Británica BS 5628, como Norma que se basa en principios de aplicación internacional y punto de partida para la redacción del nuevo Eurocódigo EC 6, que se encuentra en elaboración.

Se analiza el comportamiento de los cerramientos de fábrica sometidos a presión lateral proveniente de las fuerzas de viento o de explosión, no consideradas habitualmente en nuestra práctica proyectual.

Las sobretensiones bajo cargas concentradas de vigas, directamente apoyadas o por medio de un elemento de reparto, y su distribución sobre la zona de apoyo, son objeto de cálculo diferenciado. El impacto y las cargas por explosión constituyen los casos más importantes de carga anormal para los que la estructura no se diseña normalmente, y supone la consideración de nuevos detalles constructivos. Los casos prácticos o ejemplos que se exponen a continuación, ayudan a entender éste y los anteriores casos expuestos.

DESIGN OF UNREINFORCED MASONRY STRUCTURES UNDER LATERAL PRESSURE, CONCENTRATED LOADS AND ACCIDENTAL DAMAGE

ABSTRACT. This work gives a general vision of the analysis, project, design and construction methods of the unreinforced masonry structures.

Reference is made to the British Code of Practice BS 5628 as a Code based on principles of international application and departure for the new Eurocode EC6, under elaboration.

Facade wall behaviour under lateral pressure arising from wind forces or explosion, not considered in our practice, is analyzed.

Increased stresses under concentrated loads from beams, directly or through a spreader, and their distribution over the bearing area are subject of separate element design.

Impact and explosive loads are the most important cases of abnormal loading for which the structure is not normally designed and involved new constructive detailing. Numerical examples will help to understand this and the other cases referred before.

INTRODUCCION

Los temas que se exponen a continuación fueron tratados por mí durante el Curso de Verano de la Universidad de Cantabria, celebrado en julio de 1992, y dentro del curso monográfico «Estructuras de Fábrica: Eurocódigo SC-6».

A través de ellos intento dar una visión general de una serie de métodos de análisis, proyecto, y construcción de las estructuras de fábrica de ladrillo con comentarios de la Normativa vigente y aplicación a casos prácticos.

La base la constituyen los materiales y denominaciones nacionales contemplados en nuestra Norma NBE FL-90, y la referencia obligada es la Normativa Británica BS 5628: Part. 1:1978 «Code of practice for use of masonry. Structural use of unreinforced masonry», punto de partida fundamental del futuro Eurocódigo EC-6, en actual elaboración, y que viene siendo ampliamente utilizada en proyectos de estructuras de fábrica.

En cuanto al aspecto de «Empujes laterales», se analiza el comportamiento de los cerramientos de fábrica sometidos

a empuje lateral de viento, aspecto éste no considerado en el diseño habitual del cerramiento de los edificios, en dos casos fundamentales:

- Sometido a carga horizontal y vertical, es decir, con precompresión (muros de carga y cerramiento).
- Sometido sólo a la carga horizontal, es decir, sin precompresión (muros sólo cerramiento). En este caso se estudia la influencia de distintas condiciones de borde, en referencia a su anclaje a la estructura base (recticular de hormigón o metálica).

En el apartado de las «Acciones concentradas», se analizan las tensiones bajo y próximas al apoyo de las vigas sobre las estructuras de fábrica en dos casos:

- Apoyadas en extremo.
- Vigas de reparto de cargas puntuales.

Por último, en lo referente a «Daño accidental», se estudia una serie de recomendaciones generales y detalladas, con dos hipótesis de partida básicas alternativas al diseño:

- La evaluación de la estabilidad residual y extensión del daño, quitando un elemento portante.

(*) Dr. Arquitecto.

— La dotación a la estructura, en su conjunto, de ataduras con objeto de limitar el daño.

Aparte de esto, se analiza la consideración del daño accidental desde el punto de vista de los factores o coeficientes de seguridad a tener en cuenta, por un lado en la combinación de las acciones a intervenir, y por otro en la resistencia del material.

1. CALCULO FRENTE A EMPUJES LATERALES

Problemas a considerar en la carga de viento.

Estabilidad en conjunto del edificio. Muros transversales-voladizo. Métodos básicos de análisis (ver Fig. 1).

La presión del viento sobre el panel se transmite a través de los forjados, que actúan como diafragma horizontal rígido, a los muros transversales.

Los métodos básicos de análisis de los muros transversales más conocidos son:

APROXIMACION AL VOLADIZO (ver Fig. 2). El momento flector debido al viento se reparte entre los muros en proporción a sus rigideces a flexión.

Se trata de un método muy conservador y sobresimplificado, al considerar momento nulo en el encuentro de los forjados.

Puede emplearse para el cálculo preliminar de M, T. **PORTICO EQUIVALENTE** (ver Fig. 3). Los muros y los forjados se reemplazan por columnas y vigas con las mismas rigideces a flexión que aquéllos.

En este caso podría utilizarse un programa informático de pórticos, debidamente implementado.

PORTICO DE VIGAS CON TRAMOS SUPERRIGIDOS (ver Fig. 4). La escasa deformación de los tramos de forjado por efecto rigidizador de los muros transversales, se reproduce en el modelo por tramos de viga con rigidez infinita.

ANALISIS POR ELEMENTOS FINITOS (ver Fig. 5). Utilizando elementos rectangulares isoparamétricos con estado plano de tensiones, comportamiento no lineal y dos materiales: la fábrica para el muro y el hormigón para los forjados.

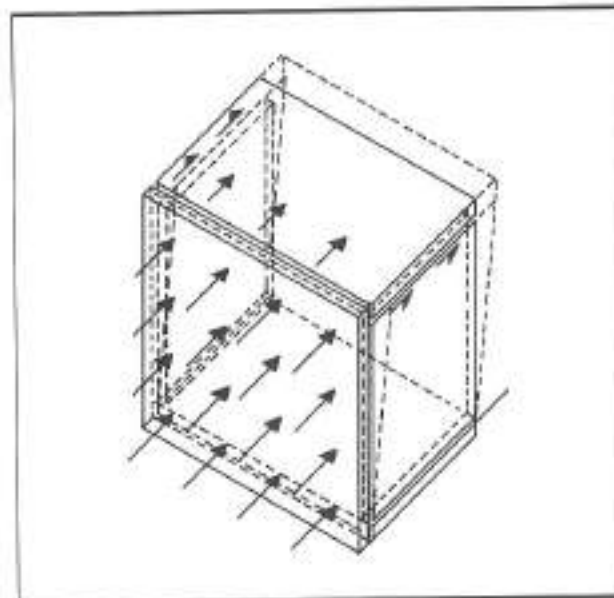


FIGURA 1.

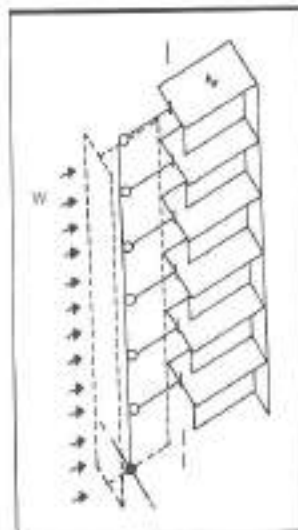


FIGURA 2.

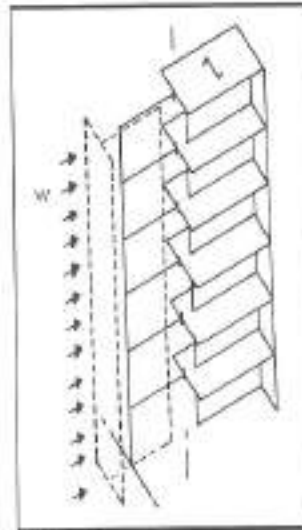


FIGURA 3.

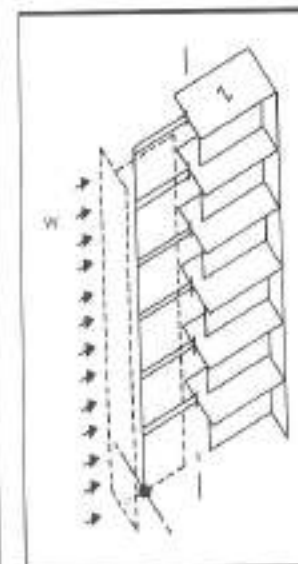


FIGURA 4.

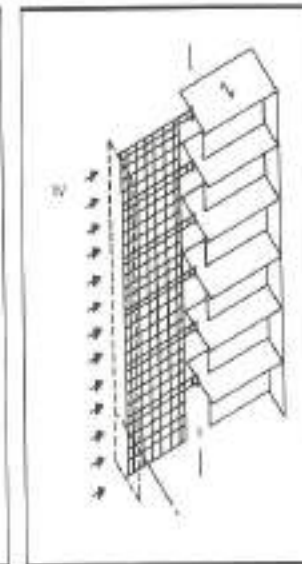


FIGURA 5.

Resistencia de los paneles individualmente. Muros cerramiento-placa. Clasificación de los paneles (tramos de muro).

PANEL CON PRECOMPRESION. SOMETIDO A CARGA HORIZONTAL Y VERTICAL. ANALISIS APROXIMADO BASADO EN MECANISMO DE ROTURA SIMPLIFICADO. PRESION LATERAL MAXIMA (ver Fig. 6). La presión de viento sobre un panel insertado produce, tras rotura, un giro de las dos mitades alrededor de su centro y que ocasiona un levantamiento del forjado.

El asiento de la cimentación produce un descendimiento del forjado.

La precompresión aumenta con el levantamiento y disminuye con el asiento.

Con el aumento de la precompresión aumenta la presión lateral máxima resistida por el muro $q_{m\acute{a}x}$.

— Sin vueltas laterales (ver Fig. 7).

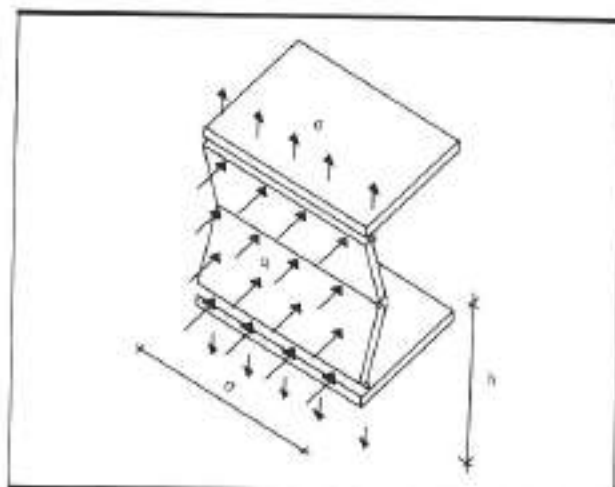


FIGURA 6.

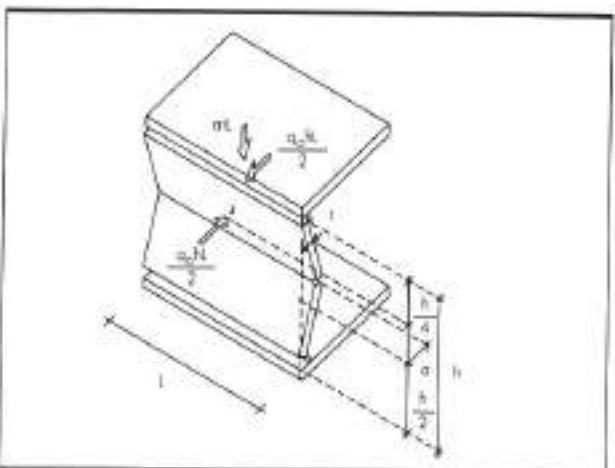


FIGURA 7.

Llamando a: σ precompresión y tomando momentos respecto al punto A, resulta:

$$\sigma t L(t - a) = \frac{q_0 h L}{2} \cdot \frac{h}{4} \quad ; \quad q_0 = \frac{8 \sigma t (t - a)}{h^2}$$

Asumiendo $\sigma = \text{cte}$ durante el levantamiento, tenemos al comienzo ($a = 0$), la presión máxima:

$$q_{0\text{máx}} = \frac{8 \sigma t^2}{h^2}$$

que es la presión lateral máxima sin vueltas laterales.

— Con vueltas laterales.

Presión lateral máxima con una vuelta lateral (ver Fig. 8).

Análogamente obtenemos, llamando $a = L/h$:

$$q_{1\text{máx}} = \frac{1}{1 - \frac{1}{3a}} \cdot q_{0\text{máx}}$$

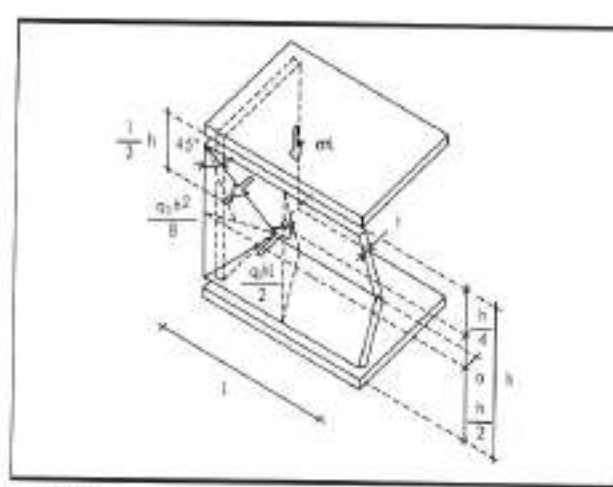


FIGURA 8.

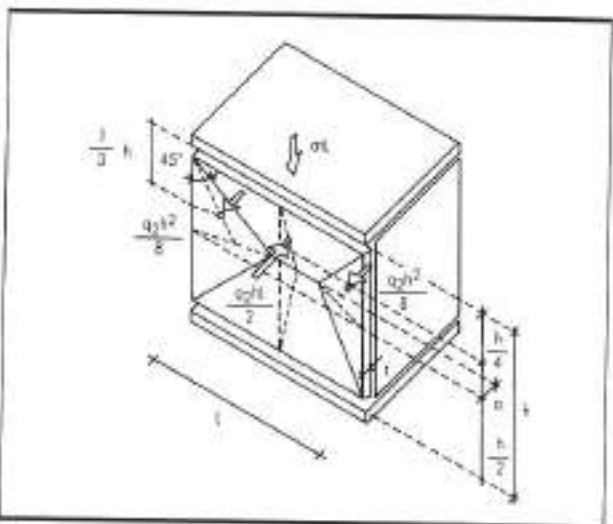


FIGURA 9.

Presión lateral máxima con dos vueltas laterales (ver Fig. 9).

$$q_{2\text{máx}} = \frac{1}{1 - \frac{2}{3a}} \cdot q_{0\text{máx}}$$

PANEL SIN PRECOMPRESION. SOMETIDO A CARGA HORIZONTAL. Podemos distinguir dos tipos de apoyo lateral del muro:

1. Apoyo articulado o de resistencia simple, que soporta fuerzas horizontales y verticales.
2. Apoyo empotrado o de resistencia ampliada o apoyo continuo asimilado, que soporta, además de fuerzas horizontales y verticales, momentos.

1. Apoyado en dos extremos. Resistencia a tracción por flexión característica.

En cabeza y base. Apoyo horizontal sobre forjados de suelo y techo. Plano de rotura paralelo a la junta horizontal (ver gráfico 1).

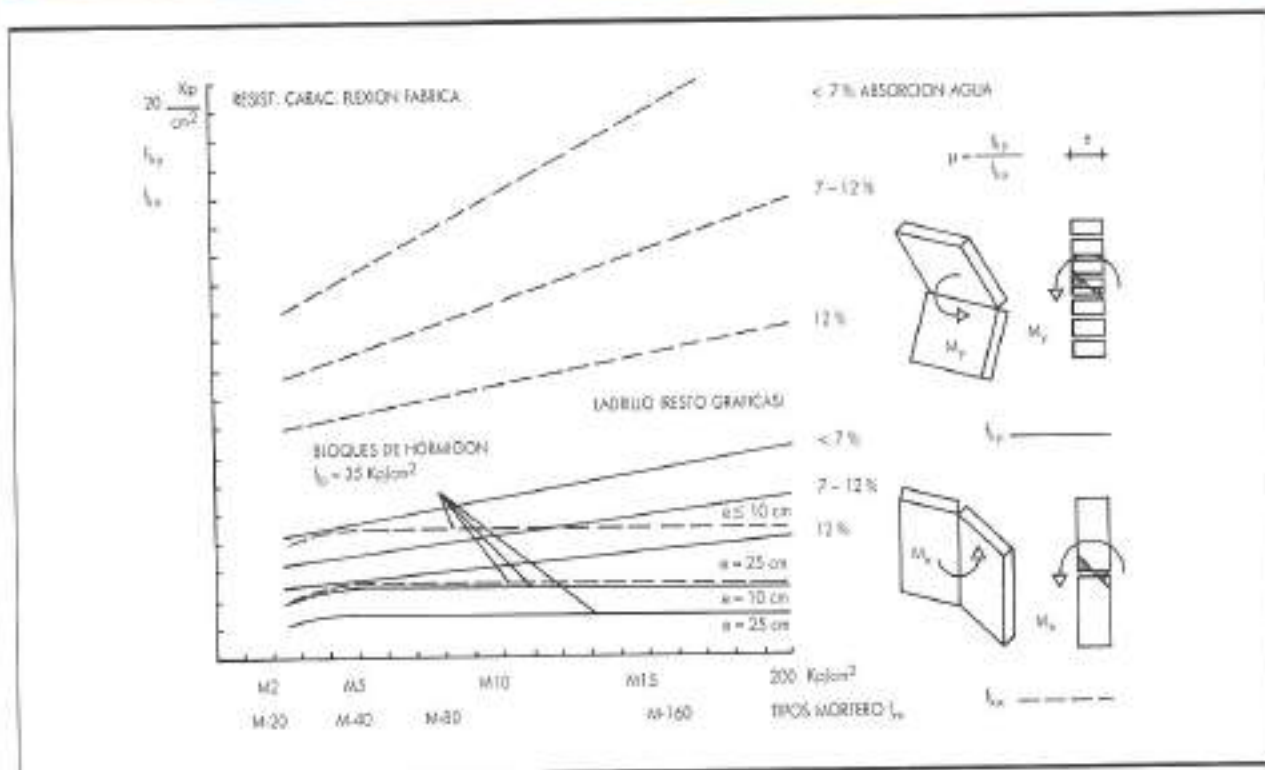


GRÁFICO 1.

Acción: Momento flector máximo por unidad de anchura de cálculo:

$$M_{ax} = \frac{Wk^2}{8} = \frac{W_e \gamma_f k^2}{8} \left(\frac{\text{Kpm}}{\text{m}} \right)$$

En donde:

γ_f es el factor de seguridad parcial de carga.
 W_e es la presión de viento característica.

Tensión producida: $\frac{M_{ax}}{Z}$

En donde el módulo resistente de la sección es:

$$Z = \frac{1 \text{ m} \times t^2}{6}$$

Resistencia: Resistencia a tracción por flexión normal a la junta horizontal de cálculo:

$$\frac{f_{ty}}{\gamma_w}$$

En donde:

f_{ty} es la resistencia a tracción por flexión normal a la junta horizontal característica, según tabla 3 de la Norma BS 5628 Part. 1 y tabla correspondiente de la EC-6. (Ver gráfico 1).
 γ_w es el factor de seguridad parcial del material, según tabla 4 de la Norma BS 5628 Part. 1, art. 5.2.1 de la NBE FL-90, y tabla correspondiente de la EC-6.

Condición a cumplir: $\frac{M_{ax}}{Z} = \frac{f_{ty}}{\gamma_w}$

A izquierda y derecha. Apoyo vertical sobre muros de arriostamiento. Plano de rotura perpendicular a la junta horizontal (ver gráfico 1).

Acción: Momento flector máximo por unidad de altura de cálculo:

$$M_{ay} = \frac{WL^2}{8} = \frac{W_e \gamma_f L^2}{8} \left(\frac{\text{Kpm}}{\text{m}} \right)$$

Tensión producida: $\frac{M_{ay}}{Z}$

En donde el módulo resistente de la sección es:

$$Z = \frac{1 \text{ m} \times t^2}{6}$$

En donde:

γ_f es el factor de seguridad parcial de carga.
 W_e es la presión de viento característica.

Resistencia: Resistencia a tracción por flexión paralela a la junta horizontal de cálculo: $\frac{f_{tx}}{\gamma_w}$

En donde:

f_{tx} es la resistencia a tracción por flexión normal a la junta horizontal característica, según tabla 3 de la Norma BS 5628 y tabla correspondiente de la EC-6 (ver gráfico 1).

γ_m es el factor de seguridad parcial del material, según tabla 4 de la Norma BS 5628 Part. 1, art. 5.2.1 de la NBE FL-90, y tabla correspondiente de la EC-6.

Condición a cumplir: $\frac{M_{ed}}{Z} = \frac{f_{ct}}{\gamma_m}$

2. Apoyado en más de dos extremos

Método de los coeficientes de momento flector. Línea de cálculo basada en ensayos de paneles rectangulares sin huecos.

Normativa inglesa y Eurocódigo (WEST, HASELTINE).

Ejemplo 1: Véase figura 10.

Acciones: Presión de viento característica:

$$W_k = 100 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2}$$

Materiales:

Hoja interior:

Bloque hormigón macizo: $f_c = 70 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}$

Mortero designación M-40b: 1:1:7 (cemento:cal:arena)

Densidad bruta: $1.500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$

Hoja exterior:

Ladrillo perforado cara vista: $f_c = 275 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}$

Absorción agua: 9 %.

Mortero designación M-40b: 1:1:7 (cemento:cal:arena)

Densidad global: $2.000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$

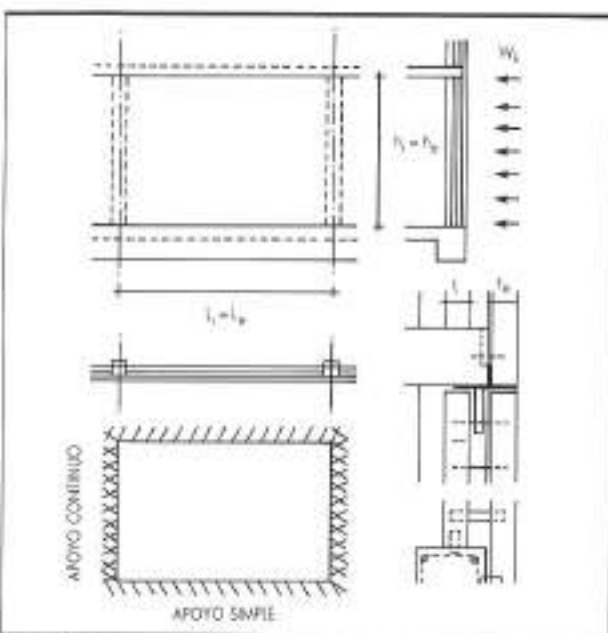


FIGURA 10.

Dimensiones:

$$L_1 = L_2 = 450 \text{ cm}$$

$$h_1 = h_2 = 300 \text{ cm}$$

$$t_1 = 10 \text{ cm}$$

$$t_2 = 11,5 \text{ cm}$$

Espesor efectivo t_{ef} : En el caso de muros con cámara:

t_{ef} será el mayor de los valores siguientes:

$$\frac{2}{3} (t_1 + t_2) = \frac{2}{3} (10 + 11,5) \text{ cm} = 14,3 \text{ cm}$$

$$t_1 = 10 \text{ cm} ; t_2 = 11,5 \text{ cm}$$

Por tanto: $t_{ef} = 14,3 \text{ cm}$

Resistencia: La presión de viento de cálculo se reparte entre las dos hojas en la proporción de sus momentos resistentes de cálculo.

Hoja interior:

Bloque hormigón macizo: $f_c = 70 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}$

Mortero designación M-40b: 1:1:7 (cemento:cal:arena).

Según tablas 1 y 3 de la Norma BS 5628 Part. 1, tabla 3.5 de la Norma NBE FL-90, y tabla correspondiente de la EC-6, obtenemos (ver gráfico 1):

— Resistencia a tracción por flexión paralela a la junta horizontal característica:

$$f_{ct} = 6 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}$$

— Resistencia a tracción por flexión perpendicular a la junta horizontal característica:

$$f_{ctp} = 2,5 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}$$

— Relación de resistencia ortogonal:

$$\mu = \frac{f_{ctp}}{f_{ct}} = \frac{2,5}{6} = 0,41$$

— Factor de seguridad parcial para la resistencia del material, γ_m :

Categoría control fabricación piezas: Especial.

Categoría control obra: Especial.

Yendo a tabla 4 de la Norma BS 5628 Part. 1, art. 5.2.1 de la NBE FL-90, y tabla correspondiente de la EC-6 obtenemos: $\gamma_m = 2,5$.

— Módulo resistente:

$$Z_c = \frac{100 \text{ cm} \times 10^2 \text{ cm}^2}{6} = 1,67 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

— Momento resistente de cálculo:

Paralelo a la junta horizontal:

$$M_{ed} = \frac{f_{ct}}{\gamma_m} \times Z_c = \frac{6 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}}{2,5} \times 1,67 \times 10^3 \text{ cm}^3 = 40,08 \text{ Kpm}$$

Perpendicular a la junta horizontal:

$$M_{\text{ext}} = \frac{f_{\text{ext}}}{\gamma_w} \times Z_c = \frac{2,5 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}}{2,5} \times 1,67 \times 10^3 \text{ cm}^3 = 16,70 \text{ Kpm}$$

Hoja exterior:

$$\text{Ladrillo cara vista: } f_s = 275 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}$$

Mortero designación M-40b:1:1:7 (cemento:cal:arena).

En tablas 1 y 3 de la Norma BS 5628 Part. 1, tabla 3.5 de la NBE FL-90, y tabla correspondiente de la EC-6, obtenemos (ver gráfico 1):

— Resistencia a tracción por flexión paralela a la junta horizontal característica:

$$f_{\text{ctm}} = 11 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}$$

— Resistencia a tracción por flexión perpendicular a la junta horizontal característica:

$$f_{\text{ctw}} = 4 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}$$

— Relación de resistencia ortogonal:

$$\mu_s = \frac{f_{\text{ctw}}}{f_{\text{ctm}}} = \frac{4}{11} = 0,36$$

— Factor de seguridad parcial para la resistencia del material, γ_w :

Categoría control fabricación piezas: Especial.
Categoría control obra: Especial.

Yendo a la tabla 4 de la Norma BS 5628 Part. 1, Art. 5.2.1 de la NBE FL-90, y Tabla correspondiente de la EC-6, obtenemos: $\gamma_w = 2,5$.

— Módulo resistente:

$$Z_c = \frac{100 \text{ cm} \times 11,5^2 \text{ cm}^2}{6} = 2,2 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

— Momento resistente de cálculo:

Paralelo a la junta horizontal:

$$M_{\text{ext}} = \frac{f_{\text{ctm}}}{\gamma_w} \times Z_c = \frac{11 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}}{2,5} \times 2,2 \times 10^3 \text{ cm}^3 = 96,8 \text{ Kpm}$$

Perpendicular a la junta horizontal:

$$M_{\text{ext}} = \frac{f_{\text{ctw}}}{\gamma_w} \times Z_c = \frac{4 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}}{2,5} \times 2,2 \times 10^3 \text{ cm}^3 = 35,2 \text{ Kpm}$$

Acción: La presión de viento de cálculo se repartirá entre las dos hojas en las proporciones de sus momentos resistentes de cálculo.

Hoja interior:

Paralelo a la junta horizontal:

$$\frac{M_{\text{ext}}}{M_{\text{ext}} + M_{\text{ext}}} = \frac{40,08}{40,08 + 96,8} \frac{\text{Kpm}}{\text{Kpm}} = 0,29$$

Perpendicular a la junta horizontal:

$$\frac{M_{\text{ext}}}{M_{\text{ext}} + M_{\text{ext}}} = \frac{16,70}{16,70 + 35,2} \frac{\text{Kpm}}{\text{Kpm}} = 0,32$$

Hoja exterior:

Paralelo a la junta horizontal:

$$\frac{M_{\text{ext}}}{M_{\text{ext}} + M_{\text{ext}}} = \frac{96,8}{40,08 + 96,8} \frac{\text{Kpm}}{\text{Kpm}} = 0,71$$

Perpendicular a la junta horizontal:

$$\frac{M_{\text{ext}}}{M_{\text{ext}} + M_{\text{ext}}} = \frac{35,2}{16,70 + 35,2} \frac{\text{Kpm}}{\text{Kpm}} = 0,68$$

Acción: La presión de viento de cálculo se repartirá entre las dos hojas en las proporciones de sus momentos resistentes de cálculo.

Presión de viento de cálculo:

$$W_s = \gamma_s W_e = 1,2 \times 100 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2} = 120 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2}$$

Hoja interior: (ver gráfico 1).

Paralelo a la junta horizontal:

$$W_{\text{ext}} = 0,29 \times 120 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2} = 34,80 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2}$$

Perpendicular a la junta horizontal:

$$W_{\text{ext}} = 0,32 \times 120 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2} = 38,40 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2}$$

Hoja exterior: (ver gráfico 1).

Paralelo a la junta horizontal:

$$W_{\text{ext}} = 0,71 \times 120 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2} = 85,2 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2}$$

Perpendicular a la junta horizontal:

$$W_{\text{ext}} = 0,68 \times 120 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2} = 81,60 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2}$$

Acción: Determinación del momento flector de cálculo aplicado.

Hoja interior:

Paralelo a la junta horizontal:

$$M_{\text{ext}} = \alpha_s W_{\text{ext}} L_i^2$$

Perpendicular a la junta horizontal:

$$M_{\text{ext}} = \mu_s \alpha_s W_{\text{ext}} L_i^2$$

En donde:

α_s es el coeficiente de momento flector en paneles cargados lateralmente. Muro interior.

μ_s es la relación ortogonal. Muro interior.

$$\mu_s = \frac{f_{\text{ext}}}{f_{\text{ctw}}} = \frac{2,5}{6,0} = 0,41$$

De todas formas, cuando una carga vertical actúa de tal forma que incrementa la resistencia a flexión en la dirección perpendicular a la junta horizontal, μ puede incrementarse tomando la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{f_{xy} + \gamma_s \left(\frac{G_{xi}}{t_s \times 100 \text{ cm}} \right)}{f_{xy}} = \frac{2,5 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2} + 2,5 \frac{1.500 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2} \times 0,1 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 0,9}{0,1 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 10^4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2}}}{6 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}} = 0,50$$

En donde:

G_{xi} es la concarga característica de la hoja interior. Tomamos altura de muro igual a 1,5 m., es decir a mitad de altura.
0,9 Factor que afecta a G_{xi} al considerar hipótesis de combinación de carga: concarga + viento.

Hoja exterior:

Paralelo a la junta horizontal:

$$M_{ext} = \alpha_s W_{ext} L_s^2$$

Perpendicular a la junta horizontal:

$$M_{ext} = \mu \alpha_s W_{ext} L_s^2$$

En donde:

α_s es el coeficiente de momento flector en paneles cargados lateralmente de la hoja exterior.

μ es la relación ortogonal. Hoja exterior.

$$\mu = \frac{f_{xy}}{f_{yx}} = \frac{4}{11} = 0,36$$

De todas formas, cuando una carga vertical actúa de tal forma que incrementa la resistencia a flexión en la dirección perpendicular a la junta horizontal, μ puede incrementarse tomando la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{f_{xy} + \gamma_s \left(\frac{G_{xe}}{t_s \times 100 \text{ cm}} \right)}{f_{xy}} = \frac{4 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2} + 2,5 \frac{2.000 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2} \times 0,115 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 0,9}{0,115 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 10^4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2}}}{11 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}} = 0,43$$

En donde:

G_{xe} es la concarga característica de la hoja exterior. Tomamos altura de muro igual a 1,5 m, es decir, a mitad de altura.
0,9 Factor que afecta a G_{xe} al considerar hipótesis de combinación de carga: concarga + viento.

Acción: Determinación del momento flector de cálculo aplicado.

Hoja interior:

Paralelo a la junta horizontal: $\mu_i = 0,50$

$$\frac{h_i}{L_i} = \frac{3 \text{ m}}{4,5 \text{ m}} = 0,67$$

Con estos valores entramos en el Gráfico 2, y obtenemos: $\alpha_i = 0,031$

$$M_{ext} = \alpha_i W_{ext} L_i^2 = 0,031 \times 34,80 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2} \times 4,5^2 \text{ m}^2 = 21,85 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. altura}}$$

Perpendicular a la junta horizontal:

$$M_{ext} = \mu \alpha_i W_{ext} L_i^2 = 0,50 \times 21,85 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. longitud}} = 10,93 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. longitud}}$$

Hoja exterior:

Paralelo a la junta horizontal: $\mu_e = 0,43$

$$\frac{h_e}{L_e} = \frac{3 \text{ m}}{4,5 \text{ m}} = 0,67$$

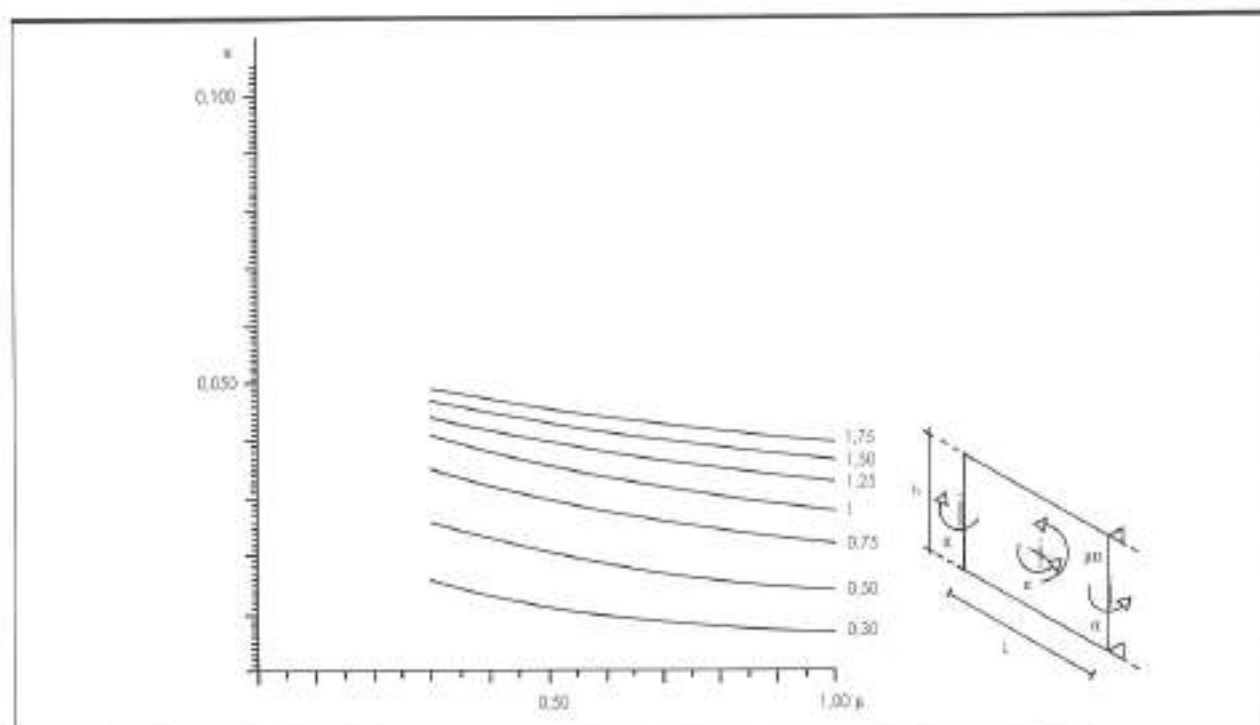


GRAFICO 2.

Con estos valores entramos en el gráfico 2, y obtenemos: $\alpha = 0,026$

$$M_{\text{ext}} = \alpha \cdot W_{\text{ext}} \cdot L^2 = 0,026 \times 85,2 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2} \times 4,5^2 \text{ m}^2 = 44,86 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. altura}}$$

Perpendicular a la junta horizontal:

$$M_{\text{ext}} = \mu \cdot \alpha \cdot W_{\text{ext}} \cdot L^2 = 0,43 \times 44,86 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. longitud}} = 19,29 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. longitud}}$$

Resistencia: Momentos resistentes de cálculo.

Hoja interior:

Paralelo a la junta horizontal: $M_{\text{int}} = \frac{f_{\text{br}}}{\gamma_{\text{br}}} Z_i = 40,08 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. altura}}$

Perpendicular a la junta horizontal: $M_{\text{int}} = \frac{f_{\text{br}}}{\gamma_{\text{br}}} Z_i = 16,70 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. longitud}}$

Emplearemos para f_{br} el mismo valor que utilizamos para determinar μ :

$$f_{\text{br}} + \gamma_{\text{br}} \frac{G_{\text{br}}}{l_i \times 100 \text{ cm}} = 2,5 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2} + 2,5 \frac{1.500 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2} \times 0,1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 0,9}{0,1 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 10^4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2}} = 3 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}$$

Sustituyendo en la expresión correspondiente nos da:

$$M_{\text{int}} = \frac{3 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}}{2,5} \times 1,67 \times 10^4 \text{ cm}^4 = 20 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. longitud}}$$

Hoja exterior:

Paralelo a la junta horizontal: $M_{\text{ext}} = \frac{f_{\text{br}}}{\gamma_{\text{br}}} Z_e = 96,8 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. altura}}$

Perpendicular a la junta horizontal: $M_{\text{ext}} = \frac{f_{\text{br}}}{\gamma_{\text{br}}} Z_e = 35,2 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. longitud}}$

Emplearemos para f_{cr} el mismo valor que utilizamos para determinar μ :

$$f_{cr} + \gamma_s \frac{G_{cr}}{t_s \times 100 \text{ cm}} = 4 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2} + 2,5 \frac{2.000 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2} \times 0,115 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 0,9}{0,115 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 10^4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2}} = 4,67 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}$$

Sustituyendo en la expresión correspondiente nos da:

$$M_{cr} = \frac{4,67 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}}{2,5} \times 2,2 \times 10^3 \text{ cm}^3 = 41,1 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. longitud}}$$

Comprobación. Acción menor o igual que la resistencia. Momento flector de cálculo menor o igual momento resistente de cálculo.

Hoja interior:

Paralelo a la junta horizontal: $M_{calc} \leq M_{res}$

$$21,85 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. altura}} \leq 40,08 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. altura}}$$

Perpendicular a la junta horizontal: $M_{calc} \leq M_{res}$

$$10,93 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. longitud}} \leq 20 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. longitud}}$$

Hoja exterior:

Paralelo a la junta horizontal: $M_{calc} \leq M_{res}$

$$44,86 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. altura}} \leq 96,8 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. altura}}$$

Perpendicular a la junta horizontal: $M_{calc} \leq M_{res}$

$$19,29 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. longitud}} \leq 41,1 \frac{\text{Kpm}}{\text{m. longitud}}$$

La sección del muro se ha comprobado en los puntos críticos de aplicación del momento flector (a mitad de altura y longitud), y resultan adecuadas, ya que cumplen como se ha visto anteriormente.

Comentario final. En relación con los muros de dos hojas con cámara, las nuevas normativas destacan lo siguiente en cuanto a monolitismo y continuidad:

- Se puede considerar continuo un muro con cámara, tanto si una de las hojas se encuentra insertada en el pórtico de fachada, como si pasa por delante del soporte.
- La hoja de mayor espesor deberá ser la continua.
- Las dos hojas se enlazarán entre sí por medio de uniones con espaciado no superior a 2,5 uniones por m², densidad ésta que habrá que incrementar en la proximidad de los huecos.
- En cuanto a las condiciones de borde se apuntan una serie de limitaciones referentes a las dimensiones del panel y en relación a las condiciones de borde.

En conclusión, en este momento hay dos métodos aproximados que pueden emplearse para comprobar la resistencia de los muros sometidos a cargas laterales de viento:

1. Considerando el muro como un panel apoyado en un número de lados. Es el que hemos visto desarrollado en el ejemplo.
2. Considerando el muro como un arco que salva la luz horizontalmente entre apoyos laterales.

Cuando un muro de fábrica se construye de tal forma que es capaz de resistir empujes de arco, o cuando el muro se realiza de forma continua por delante de los apoyos (soportes), entonces se puede calcular asumiendo que se forma un mecanismo de arco horizontal a través del espesor del muro.

Los cálculos se basarán en un sistema de arco triarticulado y la superficie de contacto en apoyos y clave debe considerarse como la décima parte del espesor del muro.

Igualmente hay sistemas alternativos de cálculo basados en la obtención de momentos flectores en placas delgadas. Elementos finitos. Análisis de la línea de fractura (SINHA).

La norma BS 5628 utiliza los coeficientes del momento flector para el cálculo de paneles rectangulares cargados lateralmente.

Esta norma no indica el origen de esos coeficientes, pero se sobreentiende que están basados mayoritariamente en resultados de ensayos hechos, entre otros, por West y Haseltine, que mencionaban su analogía con los coeficientes deducidos por el análisis de la línea de límite elástico aparente o deformación permanente (yield line analysis), como se aplica a las placas de hormigón armado.

Es claro, sin embargo, que ese análisis no es aplicable a un material frágil y la comparación entre los resultados deducidos de la fórmula «yield line» y los resultados de los ensayos muestran que dicho método sobrestima la presión de rotura cuando la relación ortogonal para la fábrica de ladrillo se interpreta como relación de resistencias.

Ya que los muros de fábrica muestran diferentes resistencias y rigideces en las dos direcciones ortogonales, W. B. P. Sinha propone una aproximación por el método de la línea de fractura teniendo en cuenta la ortotropía.

2. CALCULO FRENTE A ACCIONES CONCENTRADAS

Cargas concentradas: tensiones bajo y próxima a un apoyo

Bajo el apoyo de una carga concentrada de naturaleza paramente local (viga, columna), se pueden considerar unas tensiones locales incrementadas, suponiendo que:

1. El elemento que aplica la carga es sensiblemente rígido.
2. Se introduce un elemento de reparto adecuado.

Tipos de apoyo

— Apoyo tipo uno y tipo dos. Vigas apoyadas en extremo a un muro (ver Fig. 11).

Se puede asumir que la carga concentrada se distribuye uniformemente sobre el área de apoyo, y lo hace en dos planos dentro de una zona contenida dentro de unas líneas de influencia dirigidas hacia abajo y formando 45° desde los bordes del área de carga concentrada.

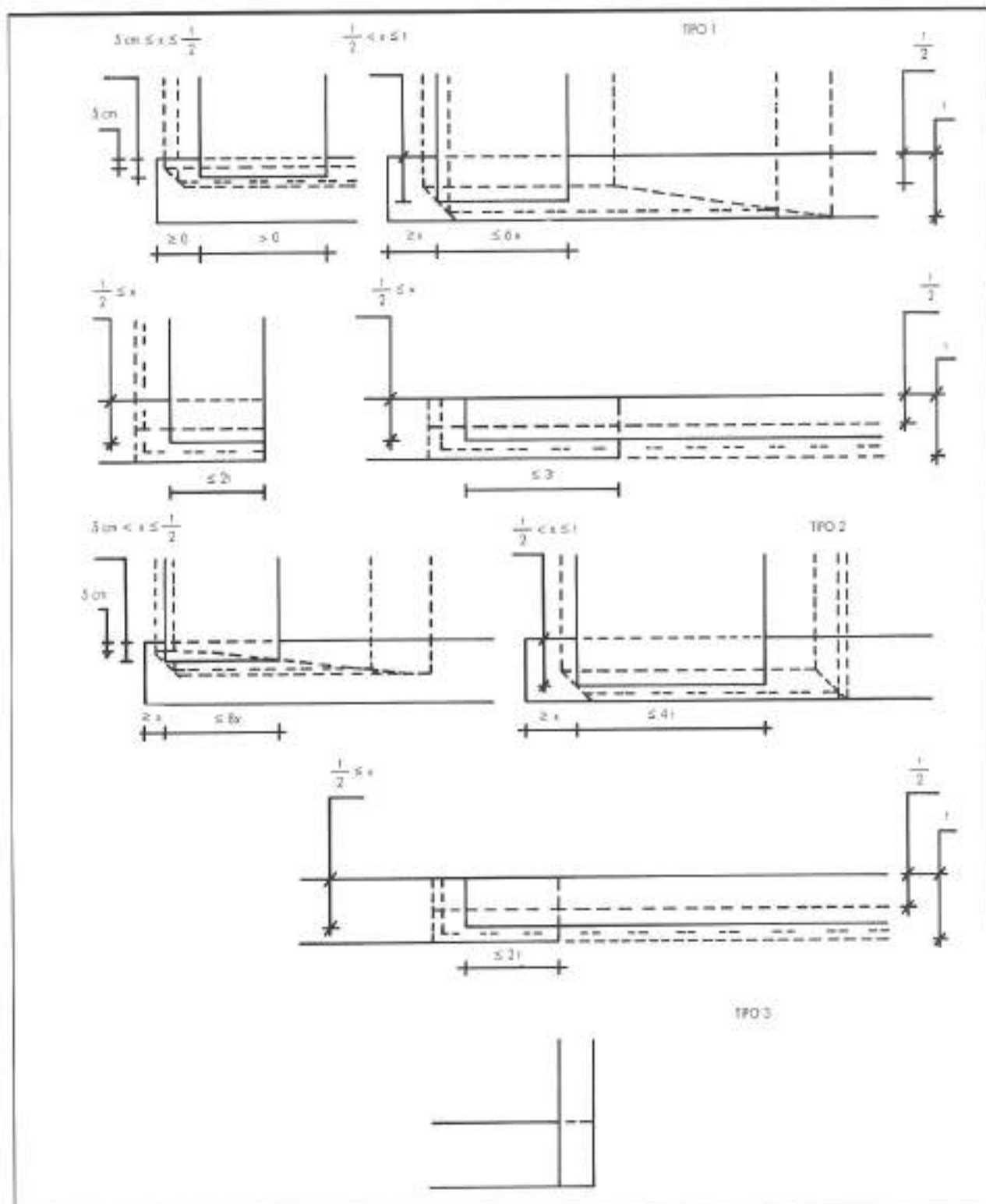


FIGURA 11.

El efecto de la carga local combinada con tensiones debidas a otras cargas se comprobará como sigue:

a) En el apoyo, asumiendo una resistencia del apoyo local de cálculo:

$$\text{Apoyo tipo 1: } \frac{1,25 f_c}{\gamma_m}$$

$$\text{Apoyo tipo 2: } \frac{1,50 f_c}{\gamma_m}$$

b) A una distancia de $0,4 h$ (algunas normativas toman $0,5 h$) debajo del apoyo donde la resistencia de cálculo debe determinarse como la norma indica para muros y columnas

sometidos a carga vertical, empleando la expresión: $\frac{\beta t f_c}{\gamma_m}$

En donde:

f_c es la resistencia característica de la fábrica.

γ_m es el factor de seguridad parcial del material.

h es la altura libre del muro.

β es factor de reducción de capacidad de carga vertical (ver «La Fábrica de Ladrillo Armada», Antonio Rolando Ayuso).

t es el espesor del muro.

— Apoyo tipo tres. Vigas de reparto (ver Fig. 11).

Viga de reparto situada en el extremo de un muro y salvando la luz en su plano.

Deberá comprobarse:

a) Que la tensión máxima en el apoyo combinada con tensiones debidas a otras cargas no debe superar:

$$\frac{2,0 f_c}{\gamma_m}$$

b) A una distancia de $0,4 h$ (alguna normativa considera $0,5 h$) debajo del apoyo donde la resistencia de cálculo debe calcularse como la norma se refiere para muros y columnas sometidos a carga vertical, empleando la expresión $\frac{\beta t f_c}{\gamma_m}$

En donde:

f_c es la resistencia característica de la fábrica.

γ_m es el factor de seguridad parcial del material.

h es la altura libre del muro.

β es factor de reducción de capacidad de carga vertical.

t es el espesor del muro.

$$\beta = 1,1 \left(1 - \frac{2 e_x}{t} \right)$$

En donde:

e_x es la excentricidad máxima. El mayor valor entre e , y e_c calculados como sigue:

Siendo:

e la excentricidad en cabeza del muro.

e_c la excentricidad total que calculamos más abajo.

Calculamos:

e_c excentricidad adicional de pandeo, que viene dada por la expresión siguiente:

$$e_c = t \left(\frac{1}{2,400} \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 - 0,015 \right)$$

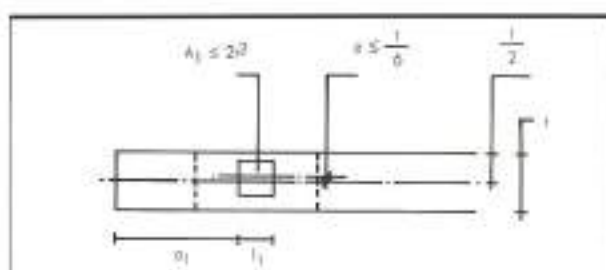


FIGURA 12.

En donde:

t es el espesor del muro o canto de columna.

t_{ef} es el espesor efectivo del muro o columna.

h_{ef} es la altura efectiva del muro o columna.

$$e_c = 0,6 e_x + e_s$$

Comentarios finales (ver Fig. 12). La nueva normativa habla de una resistencia a compresión de cálculo de la fábrica, f_{cd} , en el caso de carga concentrada sobre ella, dada por la expresión:

$$f_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_m} \left(1 + 0,1 \frac{a_1}{l_1} \right) ; f_{cd} \leq 1,5 \frac{f_c}{\gamma_m}$$

Siempre que: $A_1 \leq 2 t^2$; $e \leq \frac{t}{6}$

En donde:

f_c es la resistencia a compresión de cálculo de la fábrica.

f_c es la resistencia característica de la fábrica.

γ_m es el factor de seguridad parcial del material.

a_1 es la distancia de la zona de carga concentrada al extremo del muro.

l_1 es la longitud de la zona de carga concentrada.

A_1 es el área de la zona de carga concentrada.

e es la excentricidad del centro de inercia del área de la zona de carga concentrada.

Por otro lado se considera la carga bajo el apoyo, repartiéndose según un ángulo de 45° desde los bordes del apoyo, pero comprobando el muro para la carga que se reparte desde el apoyo y para cualquier otra carga distribuida uniformemente en el muro a media altura por debajo del apoyo.

Esto supone, respecto a otras normativas precedentes, una simplificación en cuanto a la tipificación de los apoyos, y reducir el problema a una consideración sobre las dimensiones relativas a la zona cargada.

3. PROYECTO PARA DAÑO ACCIDENTAL

Fuerzas accidentales. Recomendaciones. Limitación del daño accidental

— Hay unas recomendaciones generales que se aplican a edificios de las siguientes categorías:

1. De hasta 4 plantas.

2. De 5 plantas y más.

Estas van dirigidas a los siguientes objetivos:

- La limitación del daño accidental.
- Garantizar la integridad estructural.

— Hay igualmente unas recomendaciones adicionales que se aplican a edificios de la siguiente categoría:

2. De 5 plantas y más.

Alternativamente se recomienda:

a) Realizar la evaluación posterior a la supresión de un elemento portante de:

- La estabilidad residual del edificio.
- La extensión del daño.
- b) Dotar a la estructura de:
 - Ataduras horizontales.
 - Ataduras verticales.
 - Ataduras horizontales y verticales.

Elementos protegidos

Son los que, junto con sus apoyos esenciales, pueden resistir sin colapso sus cargas de cálculo, que se especifican más abajo, y una carga de cálculo accidental de 34 kN/m^2 aplicada como presión lateral.

Cargas de cálculo y factor de seguridad parcial, γ , para daño accidental:

- Carga de cálculo, consideramos:
 - $0,95 G_k$ ó $1,05 G_k$
- Sobrecarga de cálculo:
 - $0,35 Q_k$ ó $1,05 G_k$ Edificios de almacenaje.
- Carga de viento de cálculo:
 - $0,35 W_k$

En donde G_k , es la carga característica, Q_k , es la sobrecarga característica, y W_k , es la carga de viento característica.

Elementos portantes

Son las vigas, columnas, forjados y muros con los límites establecidos en la Norma BS 5628.

Apoyos laterales. En relación con los elementos portantes de muro, se pueden producir apoyos laterales por:

- Muro transversal.
 - Con conexiones al muro al que proporciona apoyo capaz de resistir una fuerza F_r .
 - Con una longitud sin aperturas igual o superior a $h/2$, formando ángulo recto con el muro al que proporciona el apoyo.
 - Con un peso medio igual o superior a 340 Kp/m^2 .
- Machón o sección rigidizada del muro con longitud no superior a 1 m .
 - Con capacidad de resistir una fuerza horizontal de $1,5 F_r$.
- Partición resistente:
 - Formando ángulo recto con el muro al que proporciona apoyo.
 - Con conexiones al muro al que proporciona apoyo capaces de resistir una fuerza de $0,5 F_r$.
 - Con un peso medio igual o superior a 150 Kp/m^2 .

En donde F_r es la fuerza de atadura horizontal básica dada por el menor de los valores siguientes:

- 6.000 Kp
- $2.000 \text{ Kp} + 400 N, \text{ Kp}$

en donde: N , es el número total de plantas.

Recomendaciones detalladas

— Edificios categoría 1 (de hasta 4 plantas).

Recomendaciones detalladas generales.

Proyectar una forma de planta y construcción que proporcione:

- Solidez.
- Interacción de componentes.
- Contención de la extensión del daño.

— Edificios categoría 2 (de 5 plantas y más).

Recomendaciones detalladas generales.

Proyectar una forma de planta y construcción que proporcione:

- Solidez.
- Interacción de componentes.
- Contención de la extensión del daño.

Recomendaciones detalladas adicionales:

Opción 1. Evaluación de la estabilidad residual y extensión del daño posterior a suprimir un elemento portante. En elementos horizontales y verticales, a menos que estén protegidos, se debe comprobar que puedan ser suprimidos uno a uno sin producir colapso.

Opción 2. Dotación a la estructura de ataduras:

Ataduras horizontales (ver Fig. 13, Fig. 14, Fig. 15):

- Periféricas al forjado.
- Internas al forjado.
- De columna exterior.
- De muro exterior.

Ataduras verticales (ver Fig. 16):

- Ninguna.

En elementos verticales, a menos que estén protegidos, se debe de comprobar que puedan ser suprimidos uno a uno sin provocar colapso.

Opción 3. Dotación a la estructura de:

Ataduras horizontales (ver Fig. 13, Fig. 14, Fig. 15):

- Periféricas al forjado.
- Internas al forjado.
- De columna exterior.
- De muro exterior.

Ataduras verticales (ver Fig. 16):

Deben:

- Extenderse desde el nivel de cimientos hasta cubierta.
- Anclarse totalmente en cada extremo y a cada nivel de forjado.
- Protegerse de la corrosión.

El empleo de ataduras como medio de limitar el daño accidental.

Tipos de ataduras

Horizontales (ver Fig. 13, Fig. 14, Fig. 15):

- Periféricas al forjado.
- Internas al forjado.
- De muros externos.
- De pilares externos.

Verticales (ver Fig. 16):

Hay que destacar que, ya que el fallo de las ataduras verticales debe limitarse al piso en donde ocurra el accidente, se ha sugerido que las mismas deben ser independientes a lo largo de la altura de cada piso, y colocarse al trespelillo mejor que en continuo.

Factores de seguridad parcial

De las cargas. Combinación de las acciones γ . La carga de cálculo se toma como la suma de productos del componente de carga característica multiplicado por el factor de seguridad parcial correspondiente. De todas las hipótesis de carga se debe tomar la más desfavorable. Estos factores ya los vimos en el apartado 1.

De la resistencia del material. γ_s

- A carga vertical, lateral, y concentrada.

		CATEGORIA DEL CONTROL DE OBRA	
		ESPECIAL	NORMAL
CATEGORIA CONTROL	ESPECIAL	2,5	3,1
FABRICACION PIEZAS	NORMAL	2,8	3,5

— A cargas transversales. γ_{wv}

$$\gamma_{wv} = 2,5$$

Cuando se consideran los efectos probables de mal uso o accidente, este valor puede reducirse a:

$$\gamma_{wv} = 1,25$$

— Para uso con ataduras. γ_w

El factor de seguridad parcial para aplicarse a la resistencia de las ataduras del muro debe ser:

$$\gamma_w = 3,0$$

Cuando se consideran los efectos probables de mal uso o accidente, este valor puede reducirse a:

$$\gamma_w = 1,50$$

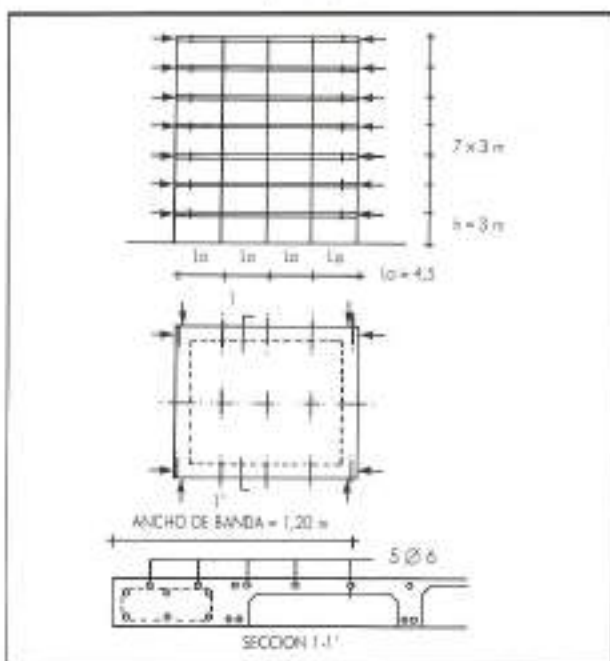


FIGURA 13.

— Ataduras horizontales. Periférica al forjado.

Fuerza de atadura horizontal básica F_v , tomaremos el menor de los siguientes valores:

6.000 Kp.

$2.000 + 400 N_p$ (Kp).

En donde:

N_p es el número de plantas, incluyendo sótano y baja, con lo que resulta:

6.000 Kp.

$$\begin{aligned}
 &2.000 \text{ Kp} + 400 \frac{\text{Kp}}{\text{piso}} \times N_p = \\
 &= 2.000 \text{ Kp} + 400 \frac{\text{Kp}}{\text{piso}} \times 7 \text{ pisos} = 4.800 \text{ Kp}
 \end{aligned}$$

Por tanto:

$$F_v = 4.800 \text{ Kp}$$

Fuerza de atadura de cálculo F_{vd} :

$$F_{vd} = F_v = 4.800 \text{ Kp}$$

Area de unión, A_u :

$$A_u = \frac{F_{vd}}{f_{vd}}$$

En donde:

$$f_{vd} = \frac{f_d}{\gamma_{wv}}$$

En donde f_d , lo obtenemos del cuadro siguiente:

	ACEROS	AE 2151	250	AEH 400	460	AEH 500	UNIDADES
TENSION CARACTERISTICA	f_d	2.200	2.550 250	4.100	4.692 460	5.100	Kp/cm ² N/mm ²

$$\begin{aligned}
 A_u &= \frac{4.800 \text{ Kp}}{\frac{4.100 \text{ Kp}}{\text{cm}^2} \times 1,15} = 1,35 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Que equivalen a: 5 $\varnothing$ 6.

Disposición:

— En una banda hasta 1,20 m. del bode del forjado o en muro perimetral.

— Ancladas a los rincones o cambios de construcción (juntas).

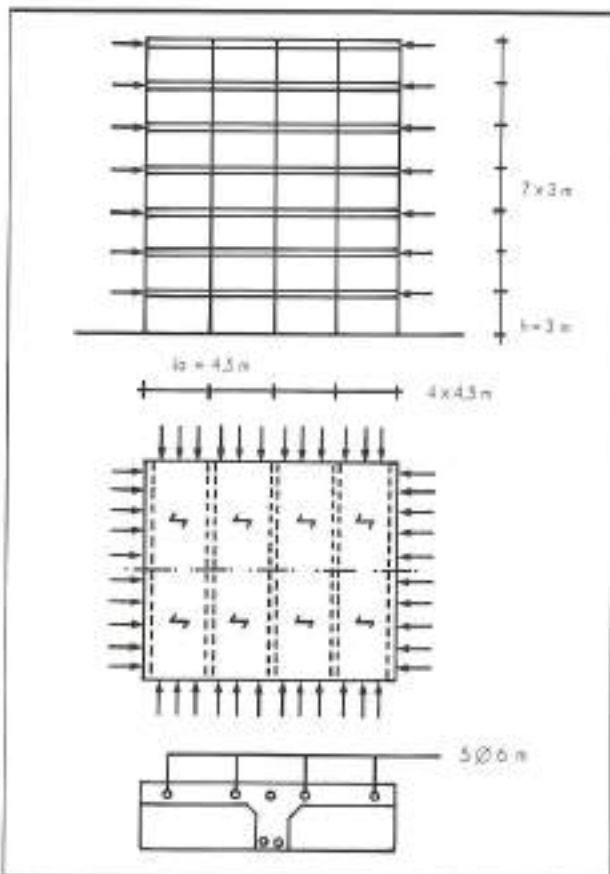


FIGURA 14.

— Armaduras horizontales. Internas al forjado y repartidas en ambas direcciones.

Datos:

$$\text{Carga característica: } G_k = 500 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Sobrecarga característica: } Q_k = 150 \frac{\text{Kp}}{\text{m}^2}$$

Distancia entre nervios: $L_n = 4,5 \text{ m}$.

Fuerza de atadura horizontal básica F_1 , tomaremos el menor de los siguientes valores:

$$6.000 \text{ Kp.}$$

$$2.000 + 400 N, (\text{Kp}).$$

En donde: N , es el número de plantas, incluyendo sótano y baja, con lo que resulta: 6.000 Kp.

$$2.000 \text{ Kp} + 400 \frac{\text{Kp}}{\text{piso}} \times 7 \text{ pisos} = 4.800 \text{ Kp}$$

Por tanto:

$$F_1 = 4.800 \text{ Kp}$$

Fuerza de atadura horizontal de cálculo F_{1d} :

Tomaremos el mayor de los valores siguientes:

$$F_1 = 4.800 \text{ Kp}$$

$$\frac{F_1 (G_k + Q_k)}{7,5 \times 10^5} \frac{L_n}{5} = \frac{4.800 (500 + 150)}{7,5 \times 10^5} \times \frac{4,5}{5} = 3.744 \frac{\text{Kp}}{\text{m ancho}}$$

$$\text{Por lo tanto: } F_{1d} = 4.800 \frac{\text{Kp}}{\text{m ancho}}$$

$$\text{Area de unión, } A_u: A_u = \frac{F_{1d}}{f_{yd}}; \text{ en donde: } f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{as}}$$

En donde f_y lo obtenemos del cuadro visto en el Ejemplo 2.

$$A_u = \frac{4.800 \frac{\text{Kp}}{\text{m ancho}}}{\frac{4.100 \frac{\text{Kp}}{\text{cm}^2}}{1,15}} = 1,35 \frac{\text{cm}^2}{\text{m ancho}}$$

Que equivalen a: 5 $\varnothing$ 6 por m ancho aneladas a armaduras de zunchos perimetrales, y distribuidas uniformemente a lo largo del forjado en las dos direcciones.

— Armaduras horizontales de muros externos.

Datos:

Altura libre de planta: $h = 3 \text{ m}$

Mortero tipo M-160a (1:0:3) (cemento:cal:arena).

Fuerza de atadura horizontal básica F_1 :

Tomaremos el menor de los valores siguientes:

$$6.000 \text{ Kp}$$

$$2.000 + 400 N, (\text{Kp}).$$

En donde: N , es el número de plantas, incluyendo sótano y baja, con lo que resulta: 6.000 Kp.

$$\begin{aligned} 2.000 \text{ Kp} + 400 N, &= \\ &= 2.000 \text{ Kp} + 400 \frac{\text{Kp}}{\text{piso}} \times 7 \text{ pisos} = 4.800 \text{ Kp} \end{aligned}$$

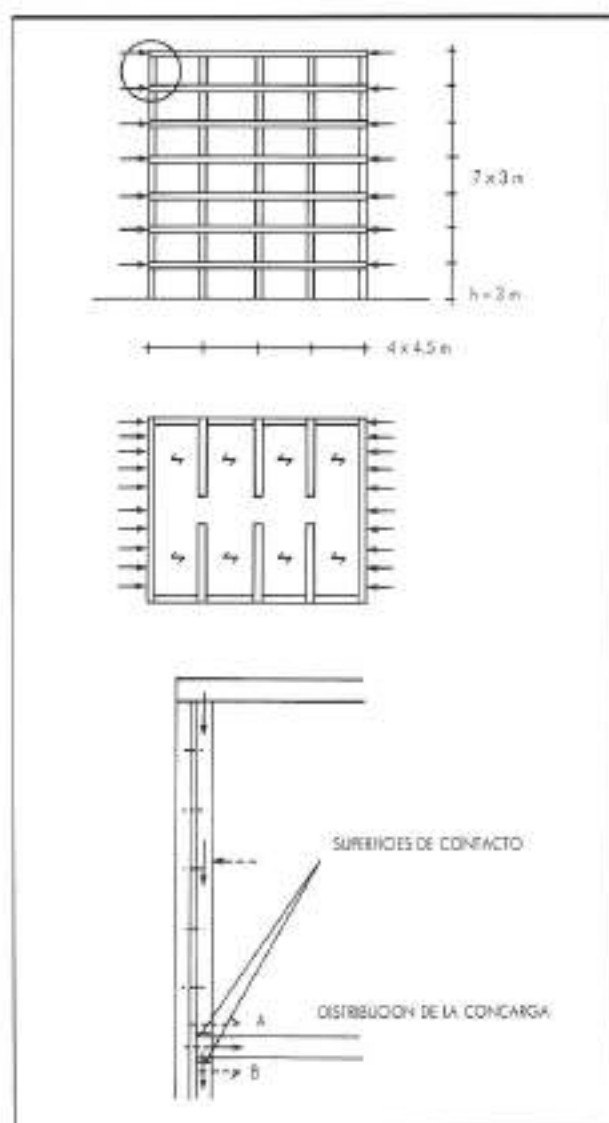


FIGURA 15.

Por lo tanto:

$$F_1 = 4.800 \frac{\text{Kp}}{\text{m longitud del muro portante}}$$

Fuerza de atadura de cálculo:

Tomaremos el menor de los valores siguientes:

$$\begin{aligned} 2 F_1 &= 2 \times 4.800 \frac{\text{Kp}}{\text{m longitud del muro portante}} = \\ &= 9.600 \frac{\text{Kp}}{\text{m longitud del muro portante}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{h \text{ (m)}}{2,5} F_1 &= \frac{3}{2,5} \times 4.800 \frac{\text{Kp}}{\text{m longitud del muro portante}} = \\ &= 5.760 \frac{\text{Kp}}{\text{m longitud del muro portante}} \end{aligned}$$

Por lo tanto, la fuerza de atadura de cálculo será de:

$$F_{at} = 5.760 \frac{Kp}{m \text{ longitud del muro portante}}$$

Requerimientos de fijación:

La conexión de atadura a la fábrica puede basarse en:

1. La resistencia a cortante.

La resistencia a cortante característica de la fábrica para muros construidos con mortero de designaciones M-160 y M-40, que corresponden aproximadamente a las designaciones (i), (iii), viene dada por las expresiones siguientes:

$$f_c = 3,5 + 0,6 g_d$$

$$f_c \leq 1,75 \frac{N}{mm^2}$$

En donde:

f_c es la resistencia a cortante característica de la fábrica.

g_d es la carga vertical de cálculo por unidad de área del muro.

3,5 es el valor de la cohesión muro-forjado.

0,6 es el valor del ángulo de rozamiento interno muro-forjado.

Por tanto, para no considerar el componente de rozamiento tomaremos:

$$f_c = 3,5 \frac{Kp}{cm^2}$$

La resistencia a cortante de cálculo de la fábrica viene dada por la expresión siguiente:

$$f_{cd} = \frac{3,5 \frac{Kp}{cm^2}}{1,25} = 2,8 \frac{Kp}{cm^2}$$

La fuerza resistente a cortante a través de ambas superficies de entrega del forjado (por arriba y por abajo), resulta ser:

$$V = 2 \times 2,8 \frac{Kp}{cm^2} \times \frac{11,5 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}}{1 \text{ m}} = 6.440 \frac{Kp}{m \text{ longitud del muro portante}}$$

Comprobación:

Fuerza de atadura requerida menor que la resistencia a cortante del muro extremo:

$$\begin{aligned} 5.760 \frac{Kp}{m \text{ longitud del muro portante}} &< \\ &< 6.440 \frac{Kp}{m \text{ longitud del muro portante}} \end{aligned}$$

Si no hubiese cumplido, la cantidad de acero necesario para la atadura se basaría en la totalidad de la fuerza de atadura requerida.

2. La resistencia a rozamiento.

Peso sobre forjado (punto A de la Fig. 15):

Carga de forjado de cubierta:

$$2.000 \frac{Kp}{m}$$

Peso propio del muro sobre forjado:

$$1.000 \frac{Kp}{m}$$

Peso bajo forjado (punto B de la Fig. 15):

Carga del forjado de cubierta:

$$2.000 \frac{Kp}{m}$$

Peso propio del muro sobre forjado:

$$1.000 \frac{Kp}{m}$$

Carga del forjado del piso:

$$1.800 \frac{Kp}{m}$$

Coefficiente de rozamiento de superficies A y B de la figura 15: 0,6.

Resistencia a rozamiento de superficies A y B de la figura 15:

$$\begin{aligned} &\left(2.000 \frac{Kp}{m} + 1.000 \frac{Kp}{m} \right) \times 0,6 + \\ &+ \left(2.000 \frac{Kp}{m} + 1.000 \frac{Kp}{m} + 1.800 \frac{Kp}{m} \right) \times 0,6 = 4.680 \frac{Kp}{m} \end{aligned}$$

Comprobación:

Fuerza de atadura requerida de muro exterior menor resistencia a rozamiento muro exterior:

$$5.760 \frac{Kp}{m \text{ longitud del muro portante}} > 4.680 \frac{Kp}{m}$$

no cumple, pero como la norma habla de utilizar alternativamente la resistencia a cortante o el rozamiento, y cumple con la primera, no es necesario añadir armadura de atadura.

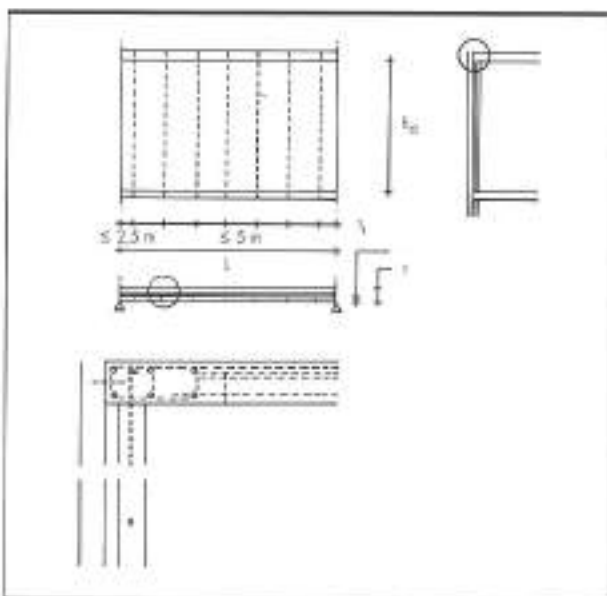


FIGURA 16.

Fuerza de atadura:

Tomaremos el mayor valor de los siguientes:

- El dado por la expresión:

$$T = \frac{34 A}{8.000} \left(10^3 \times \frac{h_r}{t} \right)^2 \text{ Kp}$$

En donde:

A (cm²) es el área de la sección recta del tramo de muro portante.

Sustituyendo valores resulta:

$$T = \frac{34 \text{ Kp} \times 500 \times 11,5}{8.000} \left(\frac{10^3 \times 3}{30} \right)^2 = 24.438 \text{ Kp}$$

El dado por la expresión:

$$T = 1.000 \frac{\text{Kp}}{\text{m longitud de muro}} \times L$$

Sustituyendo:

$$T = 1.000 \frac{\text{Kp}}{\text{m longitud de muro}} \times 5 \text{ m} = 50.000 \text{ Kp}$$

Tomamos como valor de fuerza de atadura el siguiente:

$$T = 50.000 \text{ Kp}$$

Área de unión, A,:

$$A_s = \frac{T}{f_{st}}$$

En donde:

$$f_{st} = \frac{f_s}{\gamma_m}$$

En donde f_s lo obtenemos del cuadro siguiente:

	ACEROS	AE 215 L	250	A6H 400	460	A6H 500	UNIDADES
TENSION CARACTERISTICA	f_s	2.200	2.550 250	4.300	4.692 460	5.100	Kp/cm ² N/mm ²

$$A_s = \frac{50.000 \text{ Kp}}{\frac{4.100 \text{ Kp}}{\text{cm}^2} \times 1,15} = 14,02 \text{ cm}^2$$

Que equivalen a: 7 Ø 16.

Aneladas a las armaduras de los zunchos perimetrales.

Distribución cada 0,8 m (menor que 5 m).

Comentarios finales

El nuevo Eurocódigo considera el cálculo accidental desde las hipótesis de carga, como suma de acciones de distinto tipo afectadas de los correspondientes coeficientes.

La estructura se debe calcular no sólo para soportar las cargas de uso normal, sino previendo una probabilidad razonable de que no se producirá su colapso bajo efecto de un mal uso o accidente. Hay dos posibles planteamientos: o considerar la estructura en conjunto con supresión de elementos esenciales, uno a uno, o bien se deben calcular todos los elementos, en su conjunto, para resistir las fuerzas accidentales. En cualesquiera de estas hipótesis, hay que tener en cuenta los efectos de las referidas fuerzas accidentales sobre las uniones de los elementos tales como la reducción del grado de hiperelasticidad.

BIBLIOGRAFIA

- British Standards Institution. Code of Practice for the use of masonry. BSI, London, BS 5628, Part. 1, 1978 (1985); Part. 2, 1985; Part. 3, 1985.
- Norma Básica de la Edificación, NBE FL-90. Muros resistentes de Fábrica de Ladrillo.
- B. P. Sinha. An ultimate load analysis of laterally loaded brick-work panels. International Journal of Masonry Construction. Volume 1, núm. 2, 1980.
- Arora, S. K. Review of BRE Research into Performance of Masonry Walls under concentrated load.
- Proceeding of the Eighth International Brick and Block Masonry. Conference, 19-21. Septiembre 1988.
- J. A. Kavanagh O'Connor Kavanagh. An appraisal of accidental damage design procedures for masonry buildings.
- Proceeding of the Eighth International Brick and Block Masonry. Conference, 19-21. Septiembre 1988.

¿ PINTURA DE RESALTES EN EL EJE CENTRAL DE UNA AUTOPISTA?



Sí, y definitivamente sí. Porque cuando se busca la mejor solución en drenaje, visibilidad y adherencia frente a condiciones meteorológicas adversas, la pintura de resaltes discontinua no admite comparación. Y esa ha sido la solución en la autopista **Vasco - Aragonesa**, para la que en **Pinturas Jaque** hemos elaborado un diseño especial de resaltes que eliminando el sonido y la vibración, típica de esta pintura en los arcenes, mantiene sus ventajas de drenaje, visibilidad y adherencia.

Un ejemplo más, de las ventajas de la pintura en relieve que desde 1.990 venimos aplicando en **Pinturas Jaque** como contribución a mejorar la seguridad vial.

 **Jaque**
La seguridad en pintura

El sol les saca los colores

*Los pigmentos Bayferrox
resisten a la intemperie.*



*Soportan incluso radiaciones
solares extremas. Tanto en
adoquines como en tejas de
hormigón, tanto en mortero
como en piezas acabadas
de hormigón, el Bayferrox da
color durante décadas, en
cualquier clima, en cualquier
situación.*

*Bayer lo ha ensayado y
comprobado en todas las
regiones del mundo.*

*Bayferrox: pigmentos de
color estable y ecológicos,
De Bayer.*

**Sea precavido. Exija Bay-
ferrox. Porque Bayer prac-
tica el aseguramiento de la
calidad desde el principio.**

¿Quiere saber más?

*Solicite su paquete informa-
tivo gratuito.*

Bayer Hispania

Industrial, S. A.

División PK

Pau Claris, 196

Tel. (93) 217 40 12

08037 Barcelona

PK 6095-09

Bayer 



CALIDAD PARA TODA LA VIDA

**Pigmentos de color
Bayferrox®**