

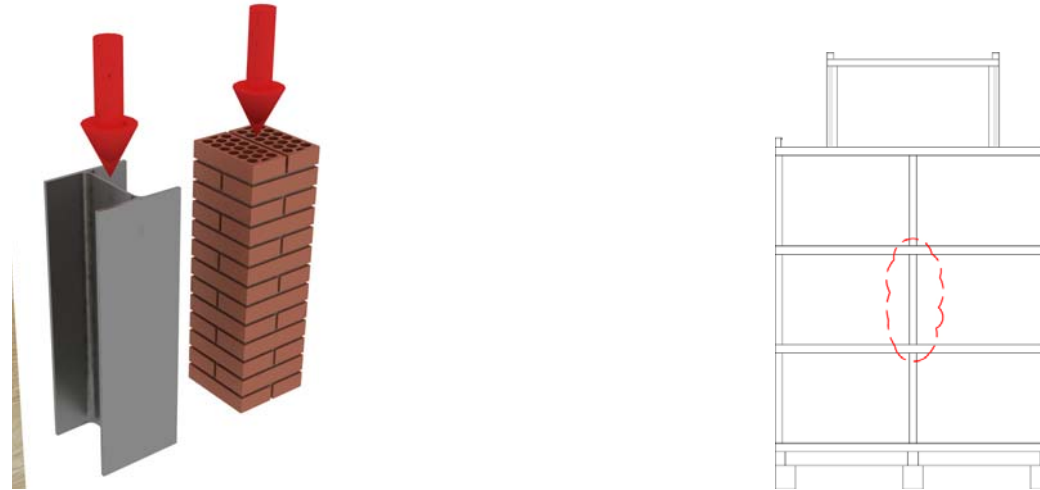
COMPARATIVO ENTRE NORMATIVAS

Con la entrada del Código Técnico la edificación ha sufrido un cambio en todos sus niveles, proyecto, construcción y mantenimiento, obteniendo por tanto, un conjunto de variaciones en todas las especialidades. El apartado de estructuras del código técnico está compuesto por 6 documentos, DB de Seguridad estructural (bases de cálculo), DB de Seguridad estructural Acciones en la edificación, DB de Seguridad estructural Acero, DB de Seguridad estructural Fundamentos, DB de Seguridad estructural Fábrica y DB de Seguridad estructural de Madera. En su entrada en vigor estos documentos han derogado las normativas NBE-AE-88, NBE-EA Estructuras de acero y NBE FL-90 Muros resistentes de fábrica de ladrillo.

Es por este motivo que queremos proponer un pequeño ejercicio práctico, donde se puedan observar algunas de estas variaciones.

Cálculo de un pilar en un pórtico. Datos del ejercicio

Se realizará el cálculo de un pilar ubicado en la planta intermedia de un edificio. A continuación se detalla un pequeño esquema del pórtico objeto de estudio y del pilar que calcularemos:



Se ha realizado un descenso de cargas y en la cabeza de pilar se obtienen los siguientes datos:

$N_{\text{total}} = 600 \text{ kN}$, repartido en carga viga derecha: 400 kN y carga viga izquierda 200 kN (cargas mayorada)

$M = 3.500.000 \text{ NMM}$ $H = 5 \text{ m}$.

Fábrica de ladrillo: Pieza resistencia 15 N/mm^2 y Mortero 7.5 N/mm^2 .

Acero: resistencia 275 N/mm^2

Se adjunta el cuadro con los cálculos detallados, donde se hace un breve descripción de todas los pasos a seguir.

CONCLUSIONES

Las estructuras de fábrica de ladrillo



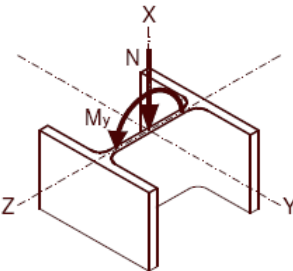
En el caso de la fábrica de ladrillo la divergencia entre ambos cálculos es sustancial. Uno de los cambios más grandes se obtiene del cálculo de los momentos repartidos en un nudo. **Mientras la antigua normativa sólo tenía en cuenta el momento que recibe, para dimensionar el pilar, en la actual normativa, se debe realizar una comprobación exacta del trabajo de la fábrica a flexión.** Es por ello que en el Código Técnico obtenemos un cuadro exacto de los valores que soporta todo tipo de fábrica (ver DB SE- F tabla 4.6). Este cálculo se puede ver claramente en el ejercicio práctico indicado en el cuadro de la página siguiente. La excentricidad en cambio el valor es el mismo valor en ambas normativas. Por último el cálculo de esbeltez de un pilar de fábrica el CTE ha variado totalmente respecto a la NBE FL -90, y vemos que su cálculo tiene un parecido muy grande respecto a la formulación final con el cálculo del pandeo de un pilar de acero según el CTE.

Las estructuras de acero

En el caso de la estructura de acero, vemos que la estructura sigue una aparente semejanza, pero en cambio la formulación también ha variado. El cálculo del coeficiente de distribución ha variado respecto a la NBE EA -95, con lo que varía todo el cálculo del pandeo. Esto es debido al cambio de cálculo plástico y elástico hacia la normativa derogada. También habrá que acostumbrarse a hablar de cargas admitidas y no tensiones, ya que en la normativa derogada, siempre se realizaban los cálculos hacia la tensión.

La entrada en vigor del CTE

Obtenemos todo una serie de pequeños cambios, que nos obligan a variar la formulación. Podemos observar la semejanza del cálculo hacia la fábrica y el acero en el CTE. Se ha buscado la unificación de los cálculos, sea cual sea el material, a fin de obtener un resultado más exacto. La fábrica tiene en cuenta su rigidez y la del forjado, igual como se realiza en acero, ya que se comportará de una forma muy parecida. Aún así como que exactamente la unión no es la misma, el CTE se adapta estos valores con el coeficiente C.

FÁBRICA DB SE-F	ACER DB SE-A
	
<p>1. Dimensionado del pilar</p> <p style="text-align: center;">$N/f_{ud} = A$</p> <p>N= carga pilar f_{ud} = resistencia minorada por el coeficiente de seguridad, según CTE A = Área del pilar</p> <p>Obtenemos la sección a realizar escogiendo la carga mayorada obtenida en la cabeza del pilar y dividiéndola con la resistencia que se utilizará.</p> <p style="text-align: center;">$600.000 \text{ N} / 6/2.5 \text{ N/mm}^2 = 250000 \text{ mm}^2$</p> <p>Resistencia de la fábrica: 6 N/ $\gamma = 2.5$</p> <p>Por lo tanto si se realiza la raíz cuadrada obtenemos 500 mm. Se colocará un pilar de 60x60 cm.</p>	<p>1. Dimensionado del pilar</p> <p style="text-align: center;">$N/f_{ud} = A$</p> <p>N= carga pilar f_{ud} = resistencia minorada por el coeficiente de seguridad, según CTE $\gamma = 1.1$ A = Área del perfil</p> <p>Obtenemos el perfil escogiendo la carga mayorada obtenida en la cabeza del pilar y dividiéndola con la sección del acero.</p> <p style="text-align: center;">$600.000 \text{ N} / 275/1.1 \text{ N/mm}^2 = 2400 \text{ mm}^2$</p> <p>Si buscamos en un prontuario de acero $A = 24 \text{ cm}^2$ obtenemos que con un perfil HEB 120 ya puede soportar dichas cargas.</p>
<p>2. Comprobación de capacidad portante a flexión</p> <p>$M = (M_{emp,i} - M_{emp,j}) \cdot K / K_T$ (5.1)</p> <p>siendo:</p> <p>$M_{emp,i}$ $M_{emp,j}$ los momentos de empotramiento perfecto del forjado a uno y otro lado, uno con la carga total y otro con sólo la permanente, lo que sea peor</p> <p>K suma de las rigideces de los tramos de muros en cuestión, cada uno igual a $4EI/h$ donde: E el módulo de elasticidad del muro I el momento de inercia del muro; el de la hoja portante si hay otra que no lo es. h la altura libre del paño</p> <p>K_T la suma de rigideces de las piezas que concurren en el nudo analizado; para las de forjado se tomará nEI/L donde: n 3 si el nudo opuesto es de fachada, 4 si es interior, 0 si es un vuelo Ei la rigidez del forjado L la luz libre del forjado</p> <p>En caso de cadena perimetral se tendrá que calcular el sumatorio de momentos que se obtienen en el nudo.</p> <p>La fórmula se compone de la relación entre rigideces en el muro respecto los totales.</p> <p>Por tanto según enunciado obtenemos un valor de $M = 3.500.000 \text{ Nmm}$.</p> <p>$M = 3.500.000 \times (4 \times E_f \times I_f / h_f) / (4E_n I_n / L_n + 4E_n I_n / L_n + 4E_f I_f / L_f)$</p> <p>Según DB SE-F E_f el módulo de elasticidad de la fábrica para el cálculo es de $0.6 \times 1000 \text{ fk}$. Por tanto en el nuestro caso obtenemos 2400 N/mm^2.</p> <p style="text-align: center;">$M_f = 1446009,38 \text{ Nmm}$</p> <p style="text-align: center;">$M_f / W = 0.04$</p> <p>En caso de tener un momento muy elevado tendríamos que ampliar el ancho de dicho pilar. La cerámica 0.1 N/mm², por lo tanto cumple.</p> <p>2. Coeficiente C</p> <p>En el caso de que la tensión vertical de cálculo media en el espesor total del muro es menor que $0,25 \text{ N/mm}^2$, los momentos obtenidos anteriores se podrían reducir por un coeficiente C, ya que la unión entre el muro y el forjado no es perfectamente rígida.</p>	<p>2. Comprobación a capacidad portante</p> <p>Se dimensiona el pilar según carga vertical, pero en caso de haber momento, también se tendrá que comprobar dicha sollicitación:</p> $\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$ <p>El CTE nos ofrece dicha expresión, donde se realiza una relación directa entre las sollicitaciones obtenidas y la resistencia del material escogido.</p>  <p>$600.000 / (3400 \times 275/1.1) + 3.500.000 / (144.000 \times 275/1.1) = 0.80 \leq 1$ AGUANTA</p> <p>Siendo N = 600000 N A = 3400 mm² área del perfil HEB 120 $f_{yd} = 275/1.1$ $M_y = 3.500.000 \text{ Nmm}$ W = 144.000 módulo resistente de una HEB, prontuario.</p>
<p>3. Cálculo de la Excentricidad</p> <p>Para muros interiores el CTE nos enseña la siguiente ecuación:</p> $e = 0,25 \cdot t \cdot (N_i - N_j) / (N_i + N_j)$ <p>Donde t es el grueso del muro en los que se apoyan ambos forjados N la carga que se apoya por cada lado</p> <p>En el nuestro caso: $e = 0.25 \times 600 \times (400000 - 200000) / (400000 + 200000)$ = 50 mm</p> <p>Obtenemos una excentricidad de 5cm.</p>	

4. Esbeltez del pilar de fábrica

En los muros la capacidad resistente vertical de cálculo a compresión vale:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d$$

Φ es el factor de reducción del grueso del pilar por efecto de la esbeltez y/o de la excentricidad.
 t es el grueso del elemento.
 f_d es la resistencia de cálculo a compresión.

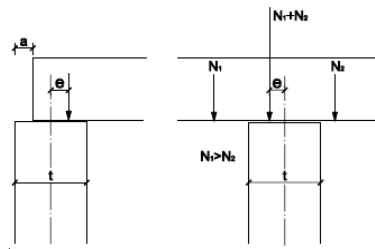
Factor de reducción:

En la cabeza del muro el factor de reducción tendrá el valor de:

$$\Phi = 1 - 2 \frac{e}{t}$$

Donde,

e es la excentricidad total del muro
 t es el grueso del elemento



Excentricidad de apoyo en cabeza de muro superior

En el nuestro caso:

$$\Phi = 1 - 2 (50/600) = 0.83$$

Y por tanto la carga permitida es:

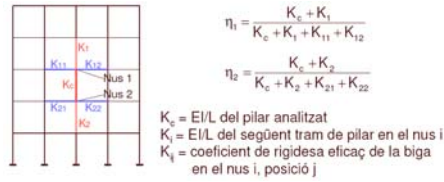
$$N = 0.83 \times 600 \times 600 \times 6/2.5 = 717120.$$

AGUANTA.

En el caso que no hubiéramos obtenido un resultado satisfactorio, se tendría que aumentar la sección del pilar.

4. Comprobación a pandeo

Seguidamente procederemos a comprobar que el pilar no tenga problemas al pandeo. Podría ser que soporté correctamente la compresión compuesta, pero no el pandeo.



Se encontrará posteriormente el valor del coeficiente de distribución que es indicativo del grado de articulación del pilar en el nudo considerado. Este coeficiente al igual que la fábrica, depende de la rigidez de los propios pilares adjuntos al nudo a de las vigas.

A partir del coeficiente de distribución obtenemos la siguiente fórmula:

$$\beta = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} \geq 1$$

Este coeficiente es necesario para obtener la longitud real del pandeo, y así formular todo un conjunto de formulas necesarias para calcular dicha comprobación.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_k^2}$$

A partir de la carga crítica se obtiene la esbeltez reducida:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

Y posteriormente a unas tablas:

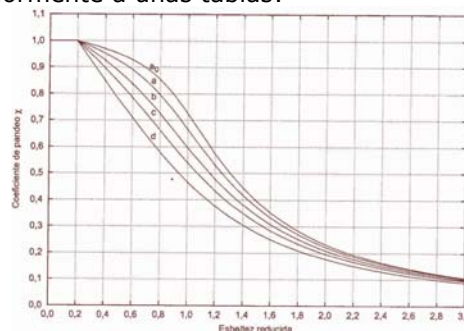


Figura 6.3 Curvas de pandeo

La carga final:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

En nuestro caso obtenemos un forjado casi totalmente encastado, donde $\beta = 0.52$

$$N_{cr} = 688746.54 \text{ kN}$$

$$\Lambda = 0.368 \quad \chi = 0.93$$

$$N_b = 869550 \text{ N}$$

La carga que tenemos es mucho más baja que la que se admite.

EL PILAR HEB 120 AGUANTA

PILAR 60X60 con resistencia 6 N/mm².

Se tendrán que realizar todos los cálculos y comprobaciones en la otra dirección del pilar.