

CÁLCULOS EN ACERO Y FÁBRICA

Con la entrada del Código Técnico la edificación sufrió un cambio en todos sus niveles, proyecto, construcción y mantenimiento, obteniendo por tanto, todo un conjunto de variaciones en todas las especialidades. El apartado de estructuras del código técnico no fue una excepción, pues su composición de 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 Cimientos, DB de Seguridad estructural Fábrica y DB de Seguridad estructural de Madera, variaron considerablemente respecto a las normativas anteriores.

La razón básica de esta variación fue debida a la unificación de las ecuaciones de cálculo. Es decir, cada material es diferente y con sus propias características, pero el análisis y cálculo estructural es semejante para todos ellos. Es por este motivo que queremos proponer un pequeño ejercicio práctico, donde se puedan observar las similitudes en el caso de los pilares de cerámica y los de acero.

Cálculo de un pilar en un pórtico.

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 obtiene los siguientes datos:

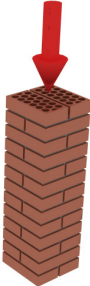

$N_{total} = 600 \text{ kN}$, repartido en carga viga derecha: 400 kN y carga viga izquierda 200 kN (cargas mayoradas)

$M = 3.500.000 \text{ Nmm}$

$H = 5 \text{ m}$.

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 una breve descripción de todos los pasos a seguir.

FÀBRICA DB SE-F	ACER DB SE-A
	
<p>1. Dimensionado del pilar</p> $N/f_{ud} = A$ <p>N= carga pilar F_{ud} = resistencia minorada del coeficiente de seguridad, según CTE $\gamma = 2.5$ A = Area del pilar</p> <p>Obtenemos la sección esperada tomando la carga mayorada obtenida en la cabeza del pilar y dividiéndola con la resistencia que se utilizará.</p> $600.000 \text{ N} / 6/2.5 \text{ N/mm}^2 = \mathbf{250000 \text{ mm}^2}$ <p>Resistencia de la fábrica: 6 N/mm^2 (ver la tabla 4.4, donde se escoge la resistencia de la fábrica depende de la resistencia del mortero y la pieza) $\gamma = 2.5$ (ver tabla 4.8. Se escoge la categoría B dependiendo del grado de control que se realice la obra)</p> <p>Per tanto si se realiza la raíz cuadrada obtenemos 500 mm. Así pues se colocará un pilar de 60x60 cm.</p>	<p>1. Dimensionado del pilar</p> $N/f_{ud} = A$ <p>N= carga pilar F_{ud} = resistencia minorada del coeficiente de seguridad, según CTE $\gamma = 1.1$ A = Área del perfil</p> <p>Obtenemos el tipo de perfil a utilizar tomando la carga mayorada obtenida en la cabeza del pilar y dividiéndola con la sección del acero.</p> $600.000 \text{ N} / 275/1.1 \text{ N/mm}^2 = \mathbf{2400 \text{ mm}^2}$ <p>Si buscamos en un prontuario de acero $A= 24 \text{ cm}^2$ obtenemos que con un perfil HEB 120 este ya soporta la carga.</p>

2.Comprobación de capacidad portante a flexión

$$M = (M_{emp,i} - M_{emp,j}) \cdot K / K_T \quad (5.1)$$

siendo:

$M_{emp,i}$, $M_{emp,j}$ 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

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

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

Se deberá calcular el sumatorio de momentos que apoyan en el pilar, al ser un forjado continuo, el nudo se considera rígido. La fórmula se compone de la relación de rigideces en el muro respecto a las totales.

Se observa en la fórmula de rigidez del forjado que el nudo en pared externa se tiene en cuenta unión articulada. En cambio en el nudo interior se calcula como unión rígida.

Por tanto según enunciado hemos obtenido el valor $M = 3.500.000$ NMM.

$$M = 3.500.000 \times (4 \times E_f \times I_f / h_f) / (4E_h I_h / L_h + 4E_h I_h / L_h + 4E_f I_f / L_f)$$

Según DB SE-F E_f el módulo de elasticidad de la fábrica para cálculo es el 0.6×1000 fk. Por lo tanto en nuestro caso obtendremos 2.400 N / mm².

$$M_f = 1446009,38 \text{ Nmm}$$

$$M_f / W = 0.04$$

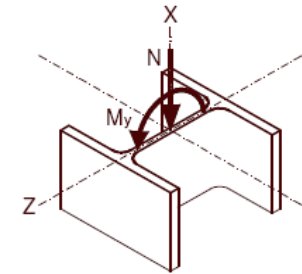
En caso de tener un momento muy elevado deberíamos ampliar la sección del pilar y por tanto su módulo resistente.
La cerámica aguanta a 0.1 N / mm², por tanto cumple.

2.Comprobación a capacidad portante

Hemos dimensionado el pilar para la carga vertical, y ahora se comprobará si funciona teniendo en cuenta también el momento que hay.

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

El CTE nos ofrece esta expresión, donde realiza una relación directa entre las sol • licitaciones obtenidas y la resistencia del material elegido.



$$600.000 / (3400 \times 275/1.1) + 3.500.000 / (144.000 \times 275/1.1) = 0.80 \leq 1 \quad \text{AGUANTA}$$

Siendo

$$N = 600000 \text{ N}$$

$$A = 3400 \text{ mm}^2 \text{ área del perfil HEB 120}$$

$$f_{yd} = 275/1.1$$

$$M_y = 3.500.000 \text{ Nmm}$$

$$W = 144.000 \text{ módulo resistente de una HEB, proutuario.}$$

3. Cálculo de la excentricidad

Para muros interiores el CTE nos enseña la siguiente ecuación:

$$e = 0,25 \cdot t \cdot (N_i - N_j) / (N_i + N_j)$$

Donde

t es el espesor del muro en los que acometen forjado por los lados

N la carga que se aplica para cada lado

En el nuestro cas:

$$e = 0.25 \times 600 \times (400000 - 200000) / (400000 + 200000) = 50 \text{ mm}$$

Tenemos una excentricidad de 5cm.

4. Comprobación al pandeo

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 espesor del pilar por efecto de la esbeltez i/o de la excentricidad.

t es el espesor del elemento

f_d es la resistencia de cálculo a compresión.

Factor de reducción:

En el cap del muro el factor de reducción té el valor de:

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

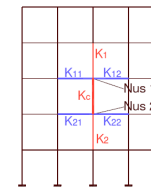
Donde,

e es la excentricidad total del muro

t es el espesor del elemento

4. Comprobación al pandeo

A continuación procederemos a comprobar que el pilar no tenga problemas al pandeo. Podría ser que aguantara bien a compresión compuesta pero no al pandeo.



$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

K_c = EI/L del pilar analitzat

K_i = EI/L del següent tram de pilar en el nus i

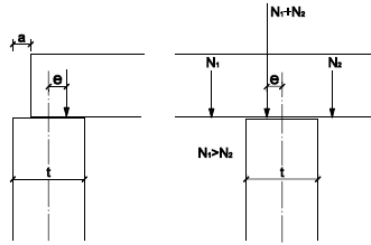
K_{ij} = coeficient de rigidesa eficaz de la biga en el nus i, posició j

Se tendrá que obtener el valor del coeficiente de distribución que es el indicativo del grado de de articulación del pilar en el nudo considerado. Este coeficiente depende de la rigidez de los propios pilares adyacentes al nudo y de las vigas.

A partir del coeficiente de distribución obtenemos para estructuras no arriostradas:

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

Este coeficiente es necesario para poder calcular la longitud real de pandeo del pilar, que no será la longitud total.



Excentricidad de apoyo en cabeza de muro superior

En el nuestro cas:

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

I por tanto la carga permitida es:

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

AGUANTA.

En caso de que no hubiéramos obtenido un resultado satisfactorio, se debería haber aumentado la sección del pilar o elegir una fábrica con una resistencia más elevada.

La longitud de pandeo será: $L_k = \beta \times L$.

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

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

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

A través de unas tablas obtenemos el valor del coeficiente de reducción:

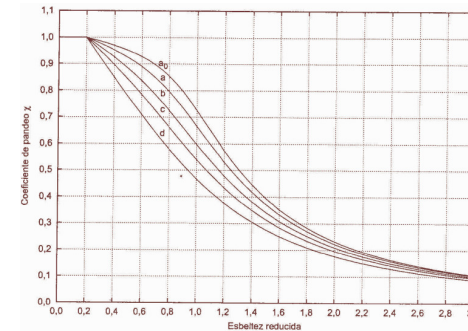


Figura 6.3 Curvas de pandeo

Y por tanto el valor admitido de la carga final:

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

En el nuestro caso obtenemos un forjado casi totalmente encastrado , donde la $\beta = 0.52$

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

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

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

La carga que obtenida es muy menor que la que puede admitir.

PILAR 60X60 con resistencia 6 N/mm².

EL PILAR HEB 120 AGUANTA