

EDUARDO TORROJA
OFICINA TECNICA DE INGENIERIA
MADRID
"8"

CALCULO DE LA CUBIERTA PARA EL DEPOSITO

Fecha

Núm. 3103

CALCULO DE LA CUBIERTA PARA EL DEPOSITO

La cubierta está formada por una losa plana de 15 cms. de espesor, que insiste sobre los pilares por intermedio de capiteles.

La armadura de esta losa se dispone en cuatro direcciones concurrentes sobre las columnas (siguiendo el sistema Muhoroom) y las luces entre pilares son de 4,40 x 4,50 m. en cada dirección. La anchura de los capiteles es de 1,50 m. pero para el cálculo se ha considerado de 1,00 mt.

Con estos datos, para el cálculo de la losa empleamos las fórmulas y coeficientes que marca el reglamento del American Concrete Institute (1917).

La sobrecarga está formada de 0,25 mts. de espesor de tierras, por tanto la carga de cálculo es:

$$\begin{aligned} \text{Sobrecarga: } & 0,25 \times 1,800 = 450 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Peso propio: } & 0,15 \times 2,250 = \underline{335} \text{ "} \\ & 785 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

Con arreglo a las normas antedichas, el momento total vale:

$$0,09 \times p \times l \left(1 - \frac{2c}{3}\right)^2$$

siendo p = carga total por metro cuadrado = 785 Kg.

l = luz entre ejes = 4,50 m.

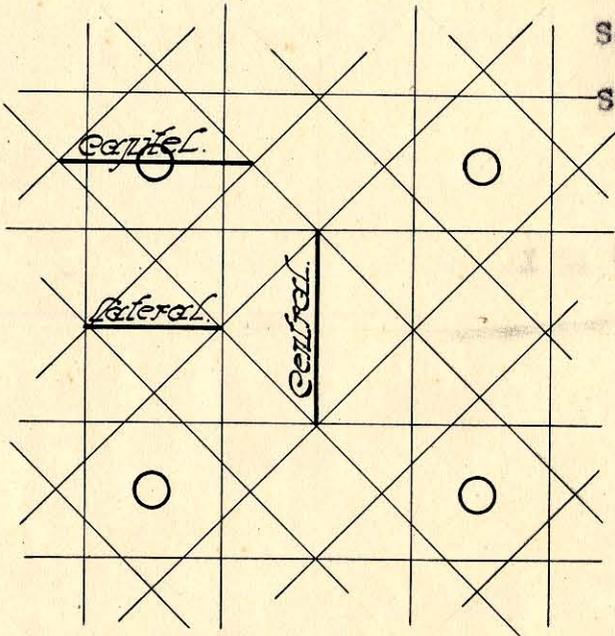
c = diámetro máximo del capitel = 1,00 m.

y este momento se distribuye en la siguiente forma:

Sección capitel = 50%

Sección central = 30%

Sección Lateral = 20%



Dando estas denominaciones a las secciones que se indican en el adjunto croquis.

Aplicando, pues, estos valores, se obtiene:

Momento total:

$$0,09 \times 785 \times 4,5 \left(4,5 - \frac{2}{3} 1,00\right)^2 = 5,200$$

Momento en la sección capital: = 2,600

" " central = 1,600

" " lateral = 1,040

Ahora bien, con la armadura distribuida como se indica, en bandas de 8 redondos de 15 mm. la sección recta de acero en cada una de las secciones anteriores y el ancho de las mismas son los siguientes:

$$\text{Sección capital:} = \left(1 + \frac{2}{\sqrt{2}}\right) 8 \phi 12 = 21,9 \text{ cm}^2 \times 2,4 \text{ cm de ancho}$$

$$\text{" central:} = \left(\frac{2}{\sqrt{2}}\right) 8 \phi 12 = 12,80 \text{ " } \times 2,4 \text{ " "}$$

$$\text{" lateral:} = 8 \phi 12 = 9,05 \text{ " } \times 1,8 \text{ " "}$$

Con estos datos hacemos a continuación la comprobación aflexión de las tres secciones.

Sección capital:

$$\text{Momento flector} = 2,600 \text{ mkg.}$$

$$\text{Ancho} = 2,40 \text{ mts.}$$

$$\text{Armadura} = 21,9 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Canto total} = 15 \text{ cms.}$$

$$\text{Canto util} = 13,2 \text{ cms.}$$

Profundidad de la fibra neutra:

$$\frac{240}{2} f^2 + 15 \times 21,9 (13 - f) = 0 \text{ " } f = 4,8 \text{ cms.}$$

Momento de inercia:

$$i = \frac{240}{3} \times 4,8^3 + 15 \times 21,9 (13 - 4,8)^2 = 30,800 \text{ cm}^4$$

Cargas máximas del hormigón y del acero:

$$H = \frac{260,000 \times 4,8}{30,800} = 40,5 \text{ Kg cm}^2.$$

$$A = 15 \times \frac{260,000 \times 8,2}{30,800} = 1,040 \text{ Kg cm}^2.$$

Sección central.-

Momento flector: = 1,600 mkg.

Ancho = 2,4 mts.

Armadura = 12,8 cm².

Canto total = 15 cms.

Canto util = 13,2 cms.

Profundidad de la fibra neutra:

$$\frac{240}{2} f^2 + 15 \times 12,8 (13,2 - f) = 0 \quad f = 3,9$$

Momento de inercia:

$$\frac{240}{3} \times 3,9^3 + 15 \times 12,8 \times (13,2 - 3,9)^2 = 16,640 \text{ cm}^4$$

Cargas máximas del hormigón y el acero:

$$H = \frac{160,000 \times 3,9}{21,300} = 29,3$$

$$A = 15 \frac{160000 \times 9,2}{21,3000} = 1,040$$

Sección lateral.-

Momento flector = 1,040 mkg.

Ancho = 1,80 mts.

Armadura = 9,05 cm².

Canto total = 15 cms.

Canto util = 13 cms.

Profundidad de la fibra neutra:

$$\frac{180}{2} f^2 + 15 \times 9,05 (13 - f) = 0 \quad f = 3,80$$

Momento de inercia:

$$I = \frac{180}{3} \times 3,8^3 + 15 \times 9,05 \times (13 \times 3,80)^2 = 14800 \text{ cm}^4$$

Cargas máximas:

$$H = \frac{104000 \times 3,8}{14800} = 26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 15 \frac{104000 \times 9,2}{14,800} = 940 \text{ Kg/cm}^2$$

La luz máxima de las losas extremas es 1,75 y por lo tanto el momento flector considerándola como una ménsula será:

$$M f = \frac{1,75^2}{2} \times 785 = 1200 \text{ mkg.}$$

o sea para el ancho de una banda

$$M f = 1200 \times 1,80 = 2160 \text{ mkg.}$$

que necesita considerando como canto de la sección de arranque el del capitel = 25 cms.) una armadura formada por 8 ϕ 12

A esfuerzo constante, la sección de contorno del pilar sufrirá un esfuerzo de:

$$\frac{785 \times 4,5 \times 4,1}{4 \times 35 \times 35} = 3 \text{ kg cm}^2.$$

El esfuerzo cortante en las barras inclinadas que refuerzan el capitel es algo fuerte, por lo cual colocamos los pequeños estribos que en los planos se indican.

Los capiteles los proyectamos invertidos, es decir, por la cara superior del forjado como se ve en los planos, pues con esto conseguimos sin perjudicar para nada la resistencia de la obra, simplificar bastante su construcción.

Los pilares son de 35 x 35 cms. armados con 4 ϕ 15 mm. La carga unitaria a compresión es por tanto:

$$\frac{785 \times 45 \times 41}{35 \times 35 + 15 \times 7} = 11 \text{ Kg cm}^2$$

Como vemos, la carga y la esbeltez son pequeñas y esto nos exime de entrar en el estudio de cargas secundarias de flexión, tanto mas cuanto que la sobrecarga es muy uniforme en toda la losa; por otra parte no consideramos conveniente disminuir su escuadría por la conveniencia de dar gruesos recubrimientos a las armaduras para evitar su oxidación, ya que estos pilares han de estar bañados por el agua.

Las zapatas las proyectamos cuadradas, del tamaño necesario para producir en el terreno una reacción de 2,5 kg cm² o sea con un lado de:

$$\sqrt{\frac{14800 + 0,35^3 \times 7 \times 2400}{2,5}} = 82,5 = 85 \text{ cm.}$$

y como el canto es de 0,40 mts. algo superior al del capitel, no necesitamos demostrar su resistencia.