

EDUARDO TORROJA
OFICINA TECNICA DE INGENIERIA
MADRID

ARQUERIAS DEL HIPODROMO

- CALCULOS JUSTIFICATIVOS -

Fecha 13-9-33

Núm. 184107

ARQUERIAS DEL HIPODROMO

CALCULO DE LA SECCION EN QUE NO HAY PILARES CENTRALES

LOSA DE CUBIERTA.-

Calculamos con una luz de 10 metros y una sobrecarga móvil de 300 Kg/m^2 mas una sobrecarga fija de 100 Kg/m^2 . Total 400 Kg/m^2

El peso propio le consideraremos descompuesto en el correspondiente a la parte rectangular y el correspondiente a la parte triangular, por estar la losa mas peraltada en el centro que en los extremos.

El momento flector máximo teniendo en cuenta esta carga triangular del peso propio será:

$$M_f = 1.240 \frac{10,00^2}{8} + \left(\frac{480}{2} \times 5,00^2 - \frac{480}{2} \times \frac{5,00^2}{3} \right) = 19.600 \text{ m/Kg.}$$

$$\begin{array}{l} 900 \times \frac{9,7^2}{8} = 10000 \\ 3,500 \times \frac{9,7}{4} = \frac{8.400}{18.400} \end{array}$$

El coste correspondiente a una pieza de hormigón armado de sección rectangular viene dado por:

$$0,0001cbP_h + 0,00000073 \frac{M P_a}{c}$$

en que las unidades son el kilogramo y el centímetro, siendo P_h el coste del metro cúbico de hormigón, que para nuestro caso es 131,00 Pts; P_a el coste de la tonelada de acero o sea 908,00 Pts. c el canto de la pieza, b el ancho de la parte inferior, a el ancho de la parte superior, 0,00000078 el peso del centímetro cúbico de acero, y M el momento flector en centímetros kilógramos, siendo c la variable.

Iguando a cero la derivada de esta expresión respecto a c obtendremos el coste mínimo.

Podemos escribir por tanto:

$$c = \sqrt{0,0073 \frac{1.960,000}{100} \times \frac{908}{131}} = 33 \text{ cms.}$$

Ahora bien, como para el momento flector antes hallado no podemos pensar en resistirlo con un canto como el obtenido, vemos que el mas económico será siempre el canto mas

pequeños que dentro de los límites de resistencia podemos fijar.

No queriendo que el acero pase de una carga de 1.100 Kg/cm^2 ni el hormigón de 50 kg/cm^2 la sección resistente de menor canto que podremos emplear será:

Ancho = 100 cms.

Canto util = 48 "

Canto total = 55 "

Armadura de tensión = $9 \phi 25 \text{ p/m.l.}$

Armadura de repartición = $8 \phi 12 \text{ p/m.l.}$

La carga del hormigón a esfuerzo cortante no pasa de $3,00 \text{ Kg/cm}^2$.

VIGA DE FACHADA.-

Estas vigas tienen una luz de 6,00 metros y las cargas serán las siguientes:

Carga transmitida para la losa: 8.900 Kg.

Peso de la cornisa: 700 "

Peso propio: 1.350 "

10.950 Kg/m.l.

Estas vigas las estudiaremos como apoyadas en sus extremos, separando unas de otras con su correspondiente junta de hormi-

gonado para evitar la continuidad que podría ser peligrosa dada la gran rigidez del recubrimiento pétreo.

No supondremos como resistente la parte de viga que hay por encima de la cara de la losa, cuyo objeto es exclusivamente sujetar la cornisa de piedra; para evitar que esta parte de viga esté sometida a compresión, la cortaremos transversalmente de metro en metro en toda la altura desde la cara de la losa.

MOMENTO FLECTOR MAXIMO EN EL CENTRO:

$$M_f = 10.950 \times \frac{6,00^2}{8} = 49.000 \text{ m/Kg.}$$

Por el mismo procedimiento empleado anteriormente obtenemos para canto económico de la pieza, 100 cms. Canto suficiente para con una armadura inferior, compuesta de 4 ϕ 35 mas 2 ϕ 25 y contando con un ancho de viga de 40 cms. conseguir que las cargas tanto del hierro como del hormigón no pasen de las previstas.

Los estribos necesarios para resistir el esfuerzo cortante son: 2 estribos de 12 m/m a 13 cms. de separación en el arran-

$$\begin{aligned} 9.950 \times \frac{6,00^2}{8} &= 40.000 \\ 3.500 \times \frac{6}{4} &= 5.350 \\ &45.350 \text{ m/Kg} \end{aligned}$$

que, aumentando esta separación hasta convertirse en 26 cms. en el centro.

PILARES.-

Comprobaremos el pilar bajo la acción del viento soplando en sentido transversal a la arquería y con una intensidad de 150 Kg/m². La flexión total para la altura de 10,60 será:

$$\begin{aligned} 1,5 \times 6 \times 150 \times 10,60 &= 14.400 \text{ m/kg.} \\ 0,65 \times 150 \times \frac{10^2}{2} &= \underline{4.900} \text{ "} \\ &19.300 \text{ m/kg.} \end{aligned}$$

esto es para los dos pilares o sea 9.650 m/kg por pilar.

La carga axial teniendo en cuenta la transmitida por las vigas y el peso propio del pilar será:

Dos vigas de fachada:	66.000 Kg.
Peso propio del pilar:	<u>12.000</u> "
	78.000 Kg.

SECCION VIRTUAL.-

$$\begin{aligned} \text{Hormigón (60 x 65)} &= 3.900 \text{ cm}^2. \\ \text{Hierro (6 } \phi \text{ 35)} &= \underline{865} \text{ "} \\ &4.765 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Cargas de trabajo:

Carga en el hormigón por flexión:	38 Kg/cm ²
" " " " compresión:	<u>16</u> "
	54 Kg/cm ²
Carga en el acero por flexión:	7 Kg/m/m ²
" " " " compresión:	<u>2,5</u> "
	9,5Kg/m/m ²

CALCULO DE LA SECCION EN QUE HAY PILARES CENTRALES

LOSA DE CUBIERTA.-

Calculamos esta losa con una luz de 5,00 metros apoyada solamente en dos de sus lados y con cargas iguales a las de la solución anterior, es decir;

Sobrecarga móvil: 300 Kg/m²

Sobrecarga fija: 100 "

Pesos propio: 480 "

El momento flector máximo considerando la continuidad de las losas, será, en el centro:

$$M_c = 880 \times 5^2 \times 0,074 = 1.610 \text{ m/kg.}$$

y el momento flector en el arranque central de cualquiera de las dos losas, será:

$$M_a = 880 \times 5^2 \times 0,125 = 2.750 \text{ m/kg.}$$

El esfuerzo cortante máximo es:

$$880 \times 2,50 = 2.200 \text{ Kg/m.l.}$$

El canto económico de esta pieza estudiada como las anteriores sería de 11 cms. pero para resistir estos momentos flectores con las cargas fijadas de 50 kg/cm^2 y 1.100 Kg cm^2 para el hormigón y el acero respectivamente, necesitamos adoptar las siguientes secciones:

Ancho de la pieza:	100 cms.
Canto util:	18 "
Canto total:	20 "
Armadura de tensión:	10 ϕ 12 p/m.l.

esto para la sección central, y en cuanto a la sección de arranque:

Ancho de la pieza:	100 cms.
Canto util:	18 "
Canto total:	20 "
Armadura de tensión:	13 ϕ 12 p/m.l.

VIGA CENTRAL.-

Esta viga tiene una luz de 6,00 metros y la suponemos apoyada en sus extremos. Haremos como en la solución en que no había pilares centrales, que tanto esta viga como

la de fachada tengan una junta de hormigonado sobre el pilar.

La carga transmitida por las losas de ambos lados es: 4.600 Kg/m.l. y el peso propio aproximadamente 580 Kg/m.l. o sea una carga total de 5.180 Kg/m.l. El momento flector en el centro valdrá:

$$M_f = 5.180 \times \frac{6^2}{8} = 23.200 \text{ m/kg.}$$

El esfuerzo cortante será:

$$T = 5.180 \times 3 = 15.540 \text{ Kgs.}$$

El canto mas económico sería 60 cms. pero por razones constructivas, teniendo en cuenta la simplificación del encofrado y la pequeña importancia de estas vigas en la totalidad de la estructura, elevamos este canto a 1,25 metros y con un ancho de 40 cms. en el nervio, nos bastará una armadura compuesta de 4 ϕ 25 mas 2 ϕ de 15.

Para resistir el esfuerzo cortante, se necesitarán dos estribos de 8 m/m a 15 cms. de separación en el arranque y a 30 cms. en el centro.

VIGA DE FACHADA.-

Esta viga tiene una luz de 6,00 metros
y unas cargas por metro lineal de:

Carga de la losa:	2.300 Kg/m.l.
Carga de la cornisa:	700 "
Peso propio de la viga:	<u>580</u> "
	3.580 Kg/m.l.

El momento flector en el centro consi-
derándola también como apoyada será:

$$M_f = 3.580 \times \frac{6^2}{8} = 16.000 \text{ m/Kg.}$$

El esfuerzo cortante máximo valdrá:

$$T = 3.580 \times 3 = 10.800 \text{ Kgs.}$$

Por la misma razón que en la viga cen-
tral conservamos en ésta el canto total de
1,05 metros y con un ancho de 40 cms. nos
bastará colocar en la parte inferior una
armadura compuesta de 2 ϕ 25 mas 2 ϕ de 18
y los estribos necesarios para resistir los
esfuerzos cortantes o sea: 2 estribos de 8
m/m a 20 cms. de separación en el arranque,
aumentando esta distancia a 40 cms. en el
centro.

PILARES.-

Los pilares de esta zona serán:

Los laterales de sección igual a las anteriores, pero con una armadura compuesta de 4 ϕ 35 y los centrales con escuadria de 45 x 65 los armaremos con 4 ϕ 35.

VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO.-

Proyectamos las vigas de arriostramiento con una sección de 50 x 130 cms. y armadas con 4 ϕ 25 en cada cara, agrupados a los lados de las vigas formando como dos viguetas independientes. Con estas secciones trabajando el hormigón a 50 Kg. por cm^2 y el acero a 11 Kg/m/m² se resiste un momento flector de 8.500 m/kg.

Y como la luz puede considerarse de 4,50 y la viga como empotrada admitirá una carga en el centro de:

$$P = \frac{8.500 \times 8}{1} = \frac{68.000}{4 \frac{1}{2}} = 15.000 \text{ Kg.}$$

carga muy superior a la que pueda dar el andamiaje durante la construcción.