

EDUARDO TORROJA - OFICINA TÉCNICA

SOLUCION D

=====

CALCULOS JUSTIFICATIVOS

FECHA Abril de 1948

N.º 665.304

MEMBRANA
====

Se trata de una membrana de directriz cicloidal.

El peso es de 17 kg/m².

La sobrecarga de nieve, uralita y aislante térmico dan un peso de

$$65 + 20 + 5 = 90 \text{ kg/m}^2.$$

Se tiene un total de

$$17 + 90 = 107 \text{ kg/cm}^2.$$

La cuerda de la cicloide es de

$$\frac{\pi}{2} a = 15,6 \text{ m.}$$

y su flecha $\frac{a}{2} = 4,98 \text{ m.}$

Las tensiones en el borde resultan:

$$N_{\varphi} = 0$$

$$N_r = 1.600 \text{ kg.}$$

$$N_{r\varphi} = 3.200 \text{ "}$$

Y en clave

$$N_{\varphi} = 1.070 \text{ kg.}$$

$$N_r = 1.600 \text{ "}$$

$$N_{r\varphi} = 0$$

La integral máxima de tensiones en el borde vale

$$\int N_{\varphi} d\varphi = \left[-\frac{3}{2} p \varphi^2 \operatorname{sen} \varphi \right]_0^{\frac{\pi}{2}} = 15.800 \text{ Kgs.}$$

Un perfil IP8 para una longitud de 1,34 m. tiene:

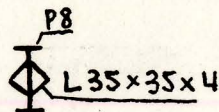
Area: $s = 7,58 \text{ cm}^2$. Radio de giro mínimo: $i_y = 0,91 \text{ cm.}$

Esbeltez: $e = 147 \text{ cm.}$ Coeficiente de pandeo: $k = 5,19$

Carga admisible a compresión:

$$P = \frac{1.200 \times 7,58}{5,19} = 1.750 \text{ kg.}$$

Este perfil es válido para todas las barras excepto para las diagonales a compresión de la zona de esquina; para éstas, las dos próximas al vértice precisan del perfil siguiente:



$$s = 7,58 + 2,67 \times 2 = 12,92 \text{ cm}^2.$$

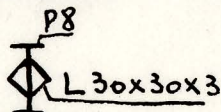
$$I_y = 6,29 + (1,24 + 2,67 \times 1,21^2) \times 2 = 16,57 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{16,57}{12,92}} = 1,13$$

$$e = 1,19 \qquad k = 3,35$$

$$P = \frac{1.200 \times 12,92}{3,35} = 4.600 \text{ kg.}$$

Y las restantes



$$s = 7,58 + 1,73 \times 2 = 11,04 \text{ cm}^2.$$

$$I_y = 6,29 + (0,57 + 1,73 \times 1,05^2) \times 2 = 11,47 \text{ cm}^4$$

EDUARDO TORROJA
OFICINA TÉCNICA

$$i_y = \sqrt{\frac{11,47}{11,04}} = 1,02 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{134}{1,02} = 131$$

$$k = 4,06$$

$$P = \frac{1.200 \times 11,04}{4,06} = 3.260 \text{ kg.}$$

ARCO DE RIGIDEZ

Los esfuerzos cortantes unitarios que la lámina ejerce sobre el arco son:

x	y	N
0	0	3.220
0,02	0,15	3.170
0,14	0,58	3.030
0,45	1,25	2.790
1,02	2,06	2.370
1,89	2,92	2.070
3,06	3,74	1.610
4,48	4,40	1.100
6,10	4,83	560
7,80	4,98	0

De ellos se deducen los esfuerzos en el arco, por este efecto, que resultan máximos para la sección a 1,5 m, del apoyo, con unos valores de:

Esfuerzo axial: $N = - 10.600 \text{ kg.}$

Momento flector: $M = - 10.600 \times 0,72 = 7.630 \text{ mkg.}$

Para una sobrecarga de 1.000 kg/m.l. en los 4,00 m. centrados sobre la clave, los esfuerzos resultan:

$N = - 3.100 \text{ kg.}$

$M = 3.100 \times 0,75 = 2.320 \text{ mkg.}$

Para el peso propio se tiene:

$$N = - 430 \text{ kg.}$$

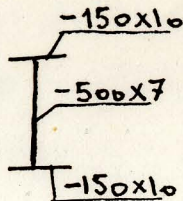
$$M = 430 \times 0,25 = 100 \text{ mkg.}$$

En resumen los esfuerzos son:

$$N = - (10.600 + 3.100 + 430) = - 14.130 \text{ kg.}$$

$$M = 7.630 + 2.320 + 100 = 10.050 \text{ mkg.}$$

Perfil:



$$s = 15 \times 2 + 35 = 65 \text{ cm}^2.$$

$$I_x = 15 \times \frac{25,5^2}{2} + 0,7 \times \frac{50^3}{12} = 26.800 \text{ cm}^4.$$

$$R_x = \frac{26.800}{26} = 1.030 \text{ cm}^3$$

$$A = - \left(\frac{14.130}{65} + \frac{10.050}{1.030} \times 100 \right) = - 1.195 \text{ kg/cm}^2.$$

SOPORTE

=====

Cargas actuantes:

Peso muerto de cubierta:

Estructura metálica: $28 \times 18,0 \times 20,0 = 10.100$

Uralita y aislamiento: $25 \times 18,0 \times 20,0 = \underline{9.000}$

Total: $\underline{\underline{19.100 \text{ kg.}}}$

Sobrecarga de nieve: $65 \times 16,0 \times 20 = \underline{\underline{20.800 \text{ kg.}}}$

Empuje horizontal de viento, aplicando en la cabeza superior del soporte:

$\pm 20 \times 3,3 \times 20,0 = \pm 1.320 \text{ kg.}$

Peso propio del soporte: $0,4 \times 0,6 \times 2.400 = 580 \text{ kg/m.l.}$

Esfuerzos.--

Se comprueban dos secciones: una (A), a 5,90 m. de la base, y otra (B), la correspondiente a la base. Se estudian dos hipótesis: la 1ª para sobrecarga de nieve, y la 2ª, para empuje horizontal de viento, sin sobrecarga de nieve.

1ª Hipótesis:

Sección A.

Comp. $N_A = - (19.100 + 20.800 + 580 \times 1,9) = - 41.000 \text{ kg.}$

Momento flector: $M_A = 0$

Sección B.

$N_B = - (19.100 + 20.800 + 580 \times 7,8) = - 44.400 \text{ kg.}$

$M_B = 0$

$$\begin{aligned} 2^{\text{a}} \text{ Hipótesis. } N_A &= - (41.000 - 20.800) = - 20.200 \text{ kg.} \\ M_A &= \pm 1.320 \times 1,9 = \pm 2.500 \text{ mkg.} \\ N_B &= - (44.400 - 20.800) = - 23.600 \text{ kg.} \\ M_B &= \pm 1.320 \times 7,80 = \pm 10.300 \text{ mkg.} \end{aligned}$$

COMPROBACION DE SECCIONES.--

Sección B

$$\begin{aligned} 1^{\text{a}} \text{ Hip. } N &= - 44.400 \text{ kg.} & M &= 0 \\ 2^{\text{a}} \text{ " } N &= - 23.600 \text{ " } & M &= \pm 10.300 \text{ mkg.} \end{aligned}$$

$$\text{Ancho: } a = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{Canto total: } 52 \text{ "}$$

$$\text{Canto útil: } 55 \text{ "}$$

$$\text{Armadura de tracción: } t = 9,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura de compresión: } u = 9,4 \text{ cm}^2$$

En la 2ª hipótesis, a flexión compuesta, se tiene:

$$R = 62 \text{ kg kg/cm}^2.$$

$$A = 1.240 \text{ "}$$

En la 1ª hipótesis, a compresión simple, se tiene:

Coefficiente de pandeo:

$$k = 1 + (0,07 \times \frac{780 \times \sqrt{E}}{40} - 0,9)^2 = 2,04$$

$$k' = 1 + (0,07 \times \frac{780 \times \sqrt{E}}{55} - 0,9)^2 = 1,25$$

$$\text{Sección: } s = 55 \times 40 + 18,8 \times 15 = 2.482 \text{ cm}^2$$

$$R = \frac{44.400}{2.482} \times 2,04 = 37 \text{ kg/cm}^2$$

1 cerco \neq 8 a 25 cm. de separación.

Sección A

$$\begin{aligned} 1^{\text{a}} \text{ Hip. } N &= - 41.000 & M &= 0 \\ 2^{\text{a}} \text{ " } N &= - 20.200 & M &= \pm 2.500 \end{aligned}$$

$$a = 40 \text{ cm.} \quad d = 55 \text{ cm.} \quad e = 52 \text{ cm.}$$

$$t = u = 6,3 \text{ cm}^2$$

A flexión compuesta

$$H = 20 \text{ kg/cm}^2 \quad A = 10 \text{ kg/cm}^2.$$

A compresión simple:

$$s = \frac{12,6}{0,008} + 12,6 \times 15 = 1.770 \text{ cm}^2.$$

$$H = \frac{41.000}{1.770} \times 2,04 = 47 \text{ kg/cm}^2.$$

CIMENTACION

=====

Hipótesis

1ª P = 44.400 kg. H = 0

2ª P = 23.600 " H = ± 10.300 mkg.

La zapata según detalle es de 2,20x0,90 m. en planta,
y su peso resulta de:

$$\left[(0,25 \times 2,2 + \frac{0,9 + 2,2}{2} \times 0,5) \times 0,9 + 0,8 \times 0,6 \times 2,25 \right] \times 2.200 = 5.000 \text{ kg.}$$

Area en planta: 220x90 = 19.800 cm².

Tensión máxima de trabajo en el terreno:

$$C_1 = (44.400 + 5.000) \times \frac{1}{19.800} = 2,50 \text{ kg/cm}^2.$$

$$C_2 = (23.600 + 5.000) \times \left(1 + \frac{6 \times 36}{220} \right) = 2,86 \text{ kg/cm}^2$$

Momento en el vuelo de la zapata

$$M = 286 \times 90 \times (1,190,4)^2 \times \frac{1}{2} = 6.300 \text{ mkg.}$$

a = 90 d = 75 c = 73

t = 8 cm²

H = 16

A = - 1,150

VARIANTE DE FUENTE GRUA
=====

Este soporte, a partir del punto A hacia cubierta, es exactamente igual al de la solución normal. A partir de dicho punto hacia abajo, ha de soportar los efectos del puente grúa de 20 ton cuya carga total sobre el soporte, tomada de los cálculos justificativos del proyecto de ETASA (pág. 107), es de 41.500 kg.

Según el "Manual del Ingeniero Constructor y del Arquitecto, por el Dr. e Ing. M. FErster, pág. 942", la distancia entre el paramento del soporte y el eje del carril es de 0,28 m., con ello se tiene un momento flector de:

$$\pm 41.500 \times (0,28 + \frac{0,55}{2}) = \pm 23.000 \text{ mkg.}$$

Combinando estos esfuerzos con los obtenidos en el soporte normal, resultan:

$$1^{\circ} \text{ Hip. } - N_A = - (41.000 + 41.500) = - 82.500 \text{ Kg.}$$

$$M_A = \pm 23.000 \text{ mkg.}$$

$$M_B = - (44.400 + 41.500) = - 85.900 \text{ Kg.}$$

$$M_B = \pm 23.000 \text{ mkg.}$$

$$2^{\circ} \text{ Hip. } N_A = - (20.200 + 41.500) = - 61.700 \text{ kg.}$$

$$M_A = \pm (2.500 + 23.000) = \pm 25.500 \text{ mkg.}$$

$$N_B = - (23.600 + 41.500) = - 65.100 \text{ kg.}$$

$$M_B = \pm (10.300 + 23.000) = \pm 33.300 \text{ mkg.}$$

COMPROBACION DE SECCIONES

Sección B

1ª Hip. $N = - 85.900$ $M = \underline{+} 23.000$

2ª " $N = - 65.100$ $M = \underline{+} 33.300$

$a = 55$ $d = 90$ $c = 87$

$t = 12,6$ $u = 12,6$

$H = 65 \text{ kg/cm}^2$

$A = 1.200 \text{ kg/cm}^2$

1 cerco ϕ 8 a 25 cm. de separación

Sección A

1ª Hip. $N = - 82.500$ $M = \underline{+} 23.000$

2ª " $N = - 61.700$ $M = \underline{+} 25.500$

$a = 55$ $d = 90$ $c = 87$

$t = 6,3$ $u = 6,3$

$H = 60$

$A = 1.140$

CIMENTACION, PARA VARIANTE DE PUENTE GRUA
=====

1ª Hipótesis $P = 85.900 \text{ kg.}$ $M = \pm 23.000 \text{ mkg.}$

2ª " $P = 65.100 \text{ "}$ $M = \pm 33.300 \text{ "}$

La zapata es, en planta, de 3,5x1,3 m y su peso resulta

da
$$\left[(0,25 \times 3,5 + \frac{1,3 + 3,6}{2} \times 0,65) \times 1,3 + 0,8 \times 1,2 \times 2,10 \right] \times 2.200 = 11.500 \text{ kg}$$

Area en planta: $350 \times 130 = 45.500 \text{ cm}^2.$

Tensión de trabajo sobre el terreno

$$C_1 = (85.900 + 11.500) \times \left(1 \pm \frac{6 \times 23,6}{350} \right) \times \frac{1}{45.500} = 3,0 \text{ kg/cm}^2.$$

$$C_2 = (65.100 + \text{ " }) \times \left(1 \pm \frac{6 \times 43,5}{350} \right) \times \text{ " } = 2,95 \text{ "}$$

Momento en el vuelo de la zapata

$$M = 300 \times 130 \times (1,75 - 0,6)^2 \times \frac{1}{2} = 25.800 \text{ mkg.}$$

$$a = 130 \quad d = 90 \quad c = 87$$

$$t = 27$$

$$H = 24$$

$$A = 1.160$$