

Puente colgante con viga de rigidez

por

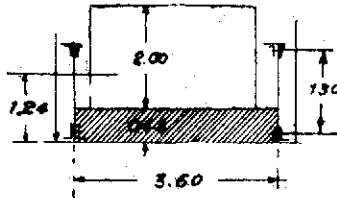
F. ESCOBAR

(Continuación)

VIENTO

Superficie opuesta al viento.

(Véase figura).



Cabeza inferior y tablero	=	0,48 m2.
Cabeza superior (0,11 + 50%)	=	0,16
Diagonales (0,08 + 50%) $\frac{2,5}{2}$	=	0,15
Montantes (0,08 + 50%) $\frac{1,5}{2}$	=	0,09
Planchas de empalme	=	0,05
	<hr/>	
	=	0,93

Estando el puente cargado supondremos una fuerza del viento igual a 100 kgs/m². La sobrecarga vertical debida al viento será:

$$\frac{2,48 \times 100 \times 1,24}{3,6} = 86 \text{ Kg. p. ml.}$$

En la parte de puente descargada (ya que la carga debe entenderse hasta el punto crítico) la sobrecarga, si el centro de gravedad está a 0,56 sobre el plano de contraviento, o bien a 0,60, será:

$$\frac{0,93 \times 100 \times 0,6}{3,6} = 16 \text{ kg. p. ml.}$$

Como este valor es pequeño podemos suponer para el cálculo sólo la carga de 86 kg. p. ml. estendida hasta el punto crítico y vacío de carga el resto del tramo; así quedamos en condiciones más desfavorables.

Entonces el momento al centro, momento total vale:

$$\begin{aligned} M &= 0,11 \times 1,8 \text{ p l}^2 = 0,11 \times 1,8 \times 86 \times 60^2 \\ &= 3,518 \text{ Kgmts.} \end{aligned}$$

En las demás secciones los momentos serán proporcionales al coeficiente parabólico.

En el cuadro siguiente van los momentos totales, los momentos mínimos y los momentos máximos calculados según hemos indicado más atrás.

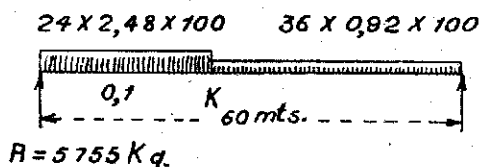
Secciones	Coef. parabólico	Momentos totales Kgmts.	D (k) × 4	Momentos mínimos Kgmts.	Momentos máximos Kgmts.
0	0	0			
0,1	0,36	+ 1 267	1,6588	— 2 102	+ 3 369
0,2	0,64	+ 2 252	1,226	— 2 761	+ 5 013
0,3	0,84	+ 2 955	0,8	— 2 364	+ 5 319
0,4	0,96	+ 3 377	0,36	— 1 216	+ 4 593
0,45	0,99	+ 3 483	0,1812	— 631	+ 4 114
0,5	1	+ 3 518	0,12	— 422	+ 3 940

Resumiendo tenemos los momentos y esfuerzos en las cabezas de la viga detallados en el cuadro siguiente:

Secciones	Momentos en Kgmts.			Suma de momentos	Esfuerzo en las cabezas Kgs.
	Carga móvil	Temperatura	Viento		
0	0	0	0	0	0
0,1	+ 47 380	+ { 8 640 15 360 20 160 23 040 23 760 24 000	+ 3 369	+ 59 389	+ { 45 683 69 917 77 163 70 970 65 968 64 138
0,2	+ 70 520		+ 5 013	+ 90 893	
0,3	+ 74 834		+ 5 319	+ 100 313	
0,4	+ 64 627		+ 4 593	+ 92 260	
0,45	+ 57 884		+ 4 114	+ 85 758	
0,5	+ 55 440	+ 3 940	+ 83 380		

Nota. El signo — de la última columna corresponde a la cabeza superior de la viga y el signo + a la cabeza inferior.

Cálculo de la cabeza inferior de la viga.



Esta cabeza es además cabeza de la viga de contraviento. El largo que cubren las cargas lo obtenemos de los valores de K. Así, para la sección 0,1 le tenemos:

$$M_{o,1} = 5775 \times 6 - \frac{248 \times 6^2}{2} = 30\ 066 \text{ Kgmts.}$$



$$S = \frac{30\ 066}{3,6} = 8\ 351 \text{ Kgs.}$$

$$S \text{ Total} = 456\ 83 + 8\ 351 = 54\ 034$$

$$\omega = \frac{54\ 034}{1\ 200} = 45 \text{ cm}^2.$$

En ω neto del perfil adjunto es:

$$\omega = 50,2 - 2 + 1,2 + 2,6 = 44 \text{ cm}^2.$$

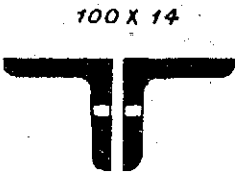
Así se ha procedido en las demás secciones. En el cuadro que más adelante daremos irán los resultados.

Cálculo de la cabeza superior de la viga.

Tomemos la misma sección 0,1 l.

I min del perfil adjunto es = 470 cm⁴.

$$\omega = 52,4 \text{ cm}^2.$$



$$r = \sqrt{\frac{470}{52,4}} = 3$$

$$\frac{l}{r} = \frac{200}{3} = 66$$

Aplicando la fórmula de Tetmayer tenemos:

$$R = 3100 - 11.4 \times \frac{1}{r} = 2347.6$$

$$P = 45683$$

$$\frac{P}{\omega} = \frac{45683}{52.4} = 872 \text{ Kg. p. cm}^2.$$

El coeficiente de seguridad es-

$$\frac{2347.6}{872} = 2.7$$

En el cuadro que sigue va el resultado de todos los cálculos.

Secciones	Cabeza superior-Perfiles-	Esfuerzos	Cabeza inferior-Perfiles-	Esfuerzos +
0	Γ 100 X 14	0	Γ 110 X 12	—
0,1	Γ 100 X 14	- 45683	Γ 130 X 16	+ 54034
0,2	Γ 130 X 16	- 69917	Γ 140 X 17	+ 85037
0,3	Γ 130 X 16	- 77163	Γ 140 X 17	+ 87628
0,4	Γ 130 X 16	- 70970	Γ 140 X 17	+ 95737
0,45	Γ 120 X 15	- 65968	Γ 140 X 17	—
0,5	Γ 120 X 15	- 64138	Γ 140 X 17	+ 92726

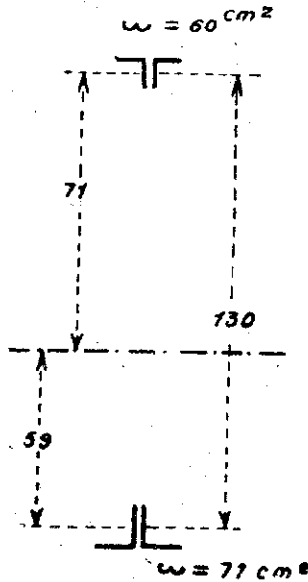
Calculemos el I medio de la viga.

$$I = 60 \times 71^2 \times 71 + 59^2 = 549611 \text{ cm}^4.$$

En el cálculo previo suprimimos un I = 500000 cm⁴.

La diferencia no nos parece muy apreciable.

Además las condiciones de cálculo en que nos hemos colocado son bastantes desfavorables, así por lo que respecta al peso rodante como por el hecho de hacer intervenir el peso del tablero.



Por esto hemos aceptado también más tolerancia en las tasas de trabajo y en los coeficientes de seguridad.

Tampoco hemos considerado la disminución de la fuerza del viento debido al factor r de que hablaremos luego.

Comprobemos la sollicitación del puente descargado con una fuerza del viento de 250 Kgs. p. m². sin tomar en cuenta la contrafuerza r .

$$M = \frac{0,93 \times 250 \times 60^2}{8} = 107\,530 \text{ Kgmts.}$$

$$S = \frac{107\,530}{3,6} = 29\,860 \text{ Kgs.}$$

La sobrecarga vertical producida en este caso es:

$$\frac{0,93 \times 250 \times 0,6}{3,6} = 38,75 \text{ Kgs.}$$

digamos 40 Kgs.

En el centro del tramo el valor del momento total es:

$$M = 0,11 \times 118 \times p \cdot l^2 = 0,11 \times 118 \times 40 \times 60^2$$

$$\text{Total} = +1980 \text{ Kgmts.}$$

El momento mínimo es:

$$1980 \times 0,12 = -237,6 \text{ Kgmts.}$$

El momento máximo es:

$$1980 + 237,6 = 2217,6 \text{ Kgmts.}$$

El momento de la temperatura es = 24000 Kgmts.

El momento del peso del tablero es = 12537 Kgrsm.

En resumen

$$S = \frac{2217,6 + 24000 + 12573}{1,3} = 29836 \text{ Kgs.}$$

$$S \text{ total} = 29836 + 29860 = 59690 \text{ Kgs.}$$

digamos 60000 Kgs.

$$R = \frac{60000}{68} = 882 \text{ Kg. p. cm}^2.$$

Hemos hablado más atrás de la contrafuerza r. En efecto la fuerza del viento esta contrarrestada por una fuerza r producida por el desplaazamiento horizontal del peso de la viga de rigidez w.

El valor de r se puede obtener con bastante aproximación por la fórmula.

$$\frac{r}{p} = \frac{0,013 \frac{W l^4}{V E I}}{1 + 0,013 \frac{W l^4}{V E I}}$$

(Véase Steinman «Suspension Bridges and Cantilevers» D van Nostrand Ca. 1913 pág. 76).

En nuestro caso $W =$ peso total del puente por m. l.

$$= 1\,500 \text{ Kgs.}$$

$V =$ altura vertical desde la cúspide de la pila al C. de G. del peso muerto $= f + d = 6 + 1,3 = 7,3$ mts.

$I =$ momento de inercia de la viga de contraviento
 $= \frac{1}{2}62 + 0,36^2 = 0,31 \times 0,1296 \text{ cm}^4.$

Sustituyendo estos valores tenemos:

$$\begin{array}{r} r \\ p \end{array} = \frac{0,013 \frac{1500 \times 12960000}{7,3 \times 20\,000\,000\,000 \times 0,31 \times 0,1296}}{1 + 0,013 \frac{1\,500 \times 1\,296\,0000}{7,3 \times 20\,000\,000\,000 \times 0,31 + 0,1296}}$$

$$\frac{r}{p} = 0,08$$

El valor de r fuerza debida a la oblicuidad del puente después de la deflexión horizontal producida por el viento, alcanza a 8% del valor de p en el centro de tramo. El valor de r va disminuyendo hacia los apoyos en donde llega a cero. De aquí que se tome un valor de r uniforme para toda la luz del puente y equivalente a $\frac{5}{6}$ del valor en el centro.

Vamos a hacer una aplicación de ésto, calculando los arriostramientos del puente.

Cálculo de los arriostramientos.

La superficie opuesta al viento es de 0,93 m². El valor de p es:

$$0,93 \times 250 = 232,5 \text{ Kgs. p. m. l.}$$

Según lo dicho anteriormente, lo resultante horizontal del viento es:

$$232,5 - \frac{5}{6} (0,08 \times 232,5) = 217 \text{ Kgs.}$$

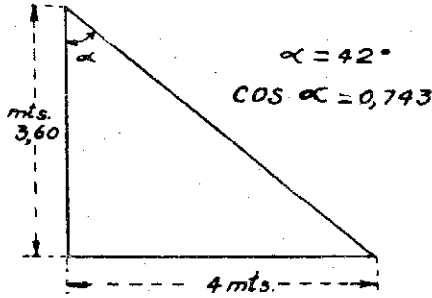
Para el cálculo de las diagonales de los arriostramientos necesitamos conocer los esfuerzos de corte.

En una sección X el valor del esfuerzo de corte es:

$$V = \frac{1}{2} p L \left(1 - \frac{2X}{L} \right)$$

En el cuadro adjunto van los resultados del cálculo que es sumamente elemental.

Secciones	$1 - \frac{2X}{L}$	V en Kgs.	$V \cos a$	Perfiles fierros planos	Remaches de 20 m/m.
0	1	6 510	+ 8 762	100×10	3
0,1	0,8	5 208	+ 7 010	80×10	3
0,2	0,6	3 906	+ 5 257	65×10	2
0,3	0,4	2 604	+ 3 505	id.	2
0,4	0,2	1 302	+ 1 753	id.	2
0,5	0	0	0	id.	2



(Concluirá.)

