Memoria del proyecto definitivo del puente Longaví

III Sección Km. 321

Por la Oficina de Puentes del Departamento de Vía y Obras
de los Ferrocarriles del Estado

(*Continuación*)

Cálculo de los arcos.

El puente está constituído por
4 arcos centrales de 32,10 m. de luz teórica
6 arcos (3 por lado) de 29,24 m. « « «

1) Arco de 32,10 m.
El eje es un arco de círculo de 30 m. de radio y 4,65 m. de flecha.

2) Arco de 29,24 m.
El eje es una carpanel de 3 centros, con 4,65 m. de flecha.

Las coordenadas de los centros, referidas a un eje vertical que pasa por la clave y un eje horizontal que pasa por los arranques, son:

Centro	X	Y	Radio
0_1	0 000	17,85	22,50
0_2	+ 1,733	25,147	30,00
0_3	— 1,733	25,147	30,00

Damos el cálculo del arco de 32,10 m. de luz teórica—Hemos omitido la publicación del cálculo del arco de 29,24 m. por ser muy pequeña la diferencia de luz y, por consiguiente, los resultados muy semejantes.

Cálculo del arco de 32,10 m. de luz teórica

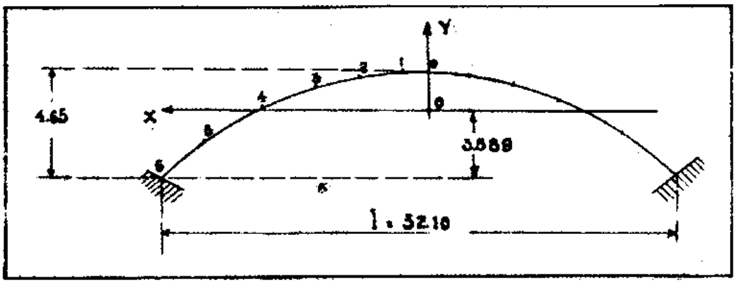
Flecha 4,65 m.

El eje es un arco de círculo de 30 m. de radio determinado por seis puntos cuyas coordenadas se han referido a la cuerda y a la flecha del arco.

Punto	Abcisa	Ordenada	Tangente	Altura de la sección	Longitud del arco
6	16,05	0,000	32°20,5’	1,450	3,073
5	13,35	1,516	26°28,3’	1,35	2,951
4	10,68	2,685	20°50,1’	1,254	2,800
3	8,01	3,560	15°29,2’	1,163	2,740
2	5,34	4,171	10°15,2’	1,074	2,694
1	2,67	4,531	5°6,5’	0,987	2,675
0	0,00	4,650	0 0,0’	0,900	16,933 m.

Haremos el cálculo siguiendo el método general basado en la deformación elástica.

Consideremos como sistema el arco sin articulaciones empotrado en los arranques.



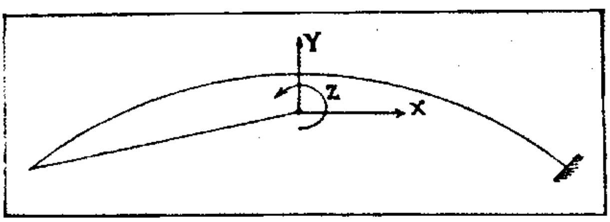
Tendremos tres incógnitas estáticamente indeterminadas, referidas al centro de gravedad del sistema y que son:

Una fuerza vertical . . . . Y
» » horizontal X
Un momento . . . . Z

Muller Breslau resuelve el sistema por las integrales siguientes:

$$1).\qquad ds' = \frac{I_c}{I}\, ds$$

dS es una longitud elemental del arco. Para el cálculo se consideraron las longitudes comprendidas entre los seis puntos.



Ic es el momento de inercia en la clave.
I es el momento de inercia de la sección correspondiente a cada longitud dS.

$$2)\qquad T_x = \int y^2\, ds'$$

$$T_y = \int x^2\, ds'$$

$$G = \int ds'$$

Müller Breslau facilita el cálculo haciendo:

$$T_x = \int y^2\, ds' = \Sigma\, y^2\, ds' = \Sigma\, 1/3\, ds'.\, (\eta_2^2 + \eta_2\,\eta_1 + \eta_1^2)$$

$$T_y = \int x^2\, ds' = \Sigma\, x^2\, ds' = \Sigma\, 1/3\, ds'.\, (E_2^2 + E_2\, E_1 + E_2^2)$$

$$G = \int ds' = \Sigma\, ds'$$

Las integrales 1) y 2) o sea, los valores T_x T_y y G dependen únicamente de las dimensiones del arco. Conocidos dichos valores se determinan las incógnitas por las integrales:

$$3) \qquad X = \frac{\int M_0\, y\, ds'}{\int y^2\, ds'} = \frac{\int M_0\, y\, ds'}{T_x}$$

$$Y = \frac{\int M_0\, x\, ds'}{\int x^2\, ds'} = \frac{\int M_0\, x\, ds'}{T_y}$$

$$Z = \frac{\int M_0\, ds'}{\int ds'} = \frac{\int M_0\, ds'}{G}$$

Considerando las fuerzas normales debe ponerse:

$$X = \frac{\int M_0\, y\, ds'}{T_x + \int ds/F\, I_c}$$

En las ecuaciones 3) M_0 representa el momento correspondiente a la viga simplemente apoyada.

Como carga solicitante hemos considerado la de 1 tonelada. Se encontraron como valores:

$$\int ds/F\, I_c = 1{,}27 \qquad \int y^2\, ds' = T_x = 25{,}693$$

$$\int x^2\, ds' = T_y = 1\,039{,}606 \qquad \int ds' = G = 16{,}99436$$

En el cuadro siguiente indicamos los valores de X, Y, Z correspondientes a la carga de una tonelada aplicada en cada uno de los seis puntos. Para el valor de X se ha considerado la influencia de las fuerzas normales.

Punto	6	5	4	3	2	1	C
X	0	0,1142	0,4093	0,7994	1,1980	1,4960	1,6160
Y	0	0,0677	0,1045	0,1120	0,0935	0,0530	0,0000
Z	0	1,2860	2,4100	3,3800	4,1450	4,6460	4,8440

Con la carga de 1 tonelada a plomo de cada punto se determina los momentos solicitantes para las secciones de los demás puntos por las fórmulas.

$$M = M_0 \pm X\,y \pm Y_x - Z$$

$$M_A = X z_n - Y\,1/2 - Z$$

Los valores de X, Y, Z son los correspondientes al punto sobre el cual obra la fuerza. Conocidas estas series de momentos, se pasa a formar las *líneas de influencia* de la carga de 1 tonelada en una sección cualquiera, o sea, expresamos gráficamente la variación del momento en una sección dada cuando la carga de una tonelada se mueve a lo largo del tramo pasando por las demás secciones.

La altura del punto 0, centro de gravedad del sistema, se calculó a 3,589 m.

Las palancas de los puntos 6, 5, 4, 3, 2, 1 y C respecto a la horizontal que pasa por el punto 0 son las siguientes:

Para el punto 6........................... + 3,589 m.
» » » 5.............................. + 2,073 »
» » » 4.............................. + 0,904 »
» » » 3.............................. + 0,029 »
» » » 2.............................. — 0,582 »
» » » 1.............................. — 0,942 »
» » » C.............................. — 1,061 »

Las palancas respecto del eje de simetría vertical:

Para el punto 6.............................. 16,05 m.
» » » 5.............................. 13,35 „
» » » 4.............................. 10,68 »
» » » 3.............................. 8,01 »
« » » 2.............................. 5,34 »
» » » 1.............................. 2,67 »
» » » C.............................. 0,00 »

Con estos valores calculamos las líneas de influencia para los 6 puntos del arco. Las ordenadas aparecen indicadas en el cuadro que sigue.

Para la carga en el punto	Valor de la ordenada de la línea de influencia						
	6	5	4	3	2	1	C
6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	—1,962.	+0,520.	+0,342.	+0,199.	+0,086.	+0,000.	—0,057
4	—2,611.	—0,704.	+1,322.	+0,790.	+0,373.	+0,056.	—0,161
3	—2,309.	—1,195.	+0,172.	+1,770.	+0,912.	+0,255.	—0,210
2	—1,346.	—1,113.	—0,485.	+0,496.	+1,793.	+0,721.	+0,060
1	—0,128.	—0,679.	—0,729.	—0,338.	+0,445.	+1,606.	+0,467
C	+0,970.	—0,130.	—0,684.	—0,763.	—0,415.	+0,338	+1,480
I	+1,574.	+0,289.	—0,488.	—0,827.	—0,764.	—0,333.	+0,467
II	+1,656.	+0,784.	—0,271.	—0,678.	—0,769.	—0,559.	—0,060
III	+1,291.	+0,452.	—0,115.	—0,445.	—0,565.	—0,484.	—0,210
IV	+0,729.	+0,279.	—0,032.	—0,219.	—0,302.	—0,281.	—0,161
V	+0,210.	+0,082.	—0,008.	—0,065.	—0,091.	—0,088.	—0,057
VI	0,000.	0,000.	0,000.	0,000.	0,000.	0,000.	0,000

Multiplicándose estos valores con la carga del peso propio, que corresponde a cada punto, se tiene los momentos del peso propio indicados en el siguiente cuadro.

Trazándose las líneas de influencia y colocando el tren en su posición más desfavorable, tenemos los momentos positivos y negativos que indicamos en el cuadro que viene a continuación. De las líneas para X e Y resultan los valores correspondientes para X e Y, los cuales necesitamos para calcular las fuerzas normales y tangenciales.

Determinación del peso propio

Peso del tablero

Sobre cada montante gravitan las siguientes cargas:

Lastre	3 430	Kg
Losa y guarda lastre	3 130	»
Longerinas	576	»

El peso que actúa en los diferentes puntos será:

Puntos	Peso del tablero y montante		Peso del arco	Suma
6	1,85+1,15	=3,00	5,00	8,00 ton.
5	7,20+0,80	=8,00	9,20	17,20 »
4	7,20+0,50	=7,70	8,00	15,70 »
3	7,20+0,30	=7,50	7,30	14,80 »
2	7,20+0,00	=7,20	6,70	13,90 »
1	7,20+0,00	=7,20	6,20 — 0,80	12,60 »
C	7,20 0,00	=7,20	5,70 — 0,80	12,10 »

Determinación de X para el peso propio

(Empuje horizontal)

Puntos	Carga	Orden de línea de influencia	X
6	8,00 ton.	0,0000	0,000
5	17,20 »	0,1142	1,964
4	15,70 »	0,4093	6,426
3	14,80 »	0,7994	11,831
2	13,90 »	1,1980	16,652
1	12,60 »	1,4960	18,850
C	12,10 »	1,6160	19,554
I	12,60 »	1,4960	18,850
II	13,90 »	1,1980	16,652
III	14,80 »	0,7994	11,831
IV	15,70 »	0,4093	0,426
V	17,20 »	0,1142	1,964
VI	8,00 »	0,0000	0,000
2 A	=176,50 »		$\Sigma X = 131,000$
A	= 88,25 »		

Momentos del peso propio.

Tomando en consideración la compresión del arco bajo la acción de la fuerza normal.

Punto N.º	Carga tom.	Punto C Orden. de influen.	Punto C Momento ton. m.	Punto 1 Orden. de influen.	Punto 1 Momento ton. m.	Punto 2 Orden. de influen.	Punto 2 Momento ton. m.	Punto 3 Orden. de influen.	Punto 3 Momento ton. m.	Punto 4 Orden. de influen.	Punto 4 Momento ton. m.	Punto 5 Orden. de influen.	Punto 5 Momento ton. m.	Punto 6 Orden. de influen.	Punto 6 Momento ton. m.
5	17,2	— 0,057	— 0,980	—0,000	— 0,000	+0,086	+ 1,480	+0,199	+ 3,420	+0,342	+ 5,880	+0,520	+ 8,940	—1,962	— 33,700
4	15,7	— 0,161	— 2,530	+0,056	+ 0,880	+0,373	+ 5,850	+0,790	+ 12,400	+1,322	+ 20,900	- 0,704	- 11,500	—2,611	— 41,250
3	14,8	— 0,210	— 3,110	+0,255	+ 3,770	+0,912	+ 13,500	+1,770	+ 26,200	+0,172	+ 2,545	—1,195	— 17,700	—2,309	— 34,200
2	13,9	— 0,060	— 0,834	+0,721	+ 10,900	+1,793	+ 24,910	+0,496	+ 6,910	0,485	— 6,740	—1,113	— 15,471	—1,346	— 18,700
1	12,6	+ 0,467	+ 5,880	+1,606	+ 20,200	+0,445	+ 5,600	- 0,338	— 4,260	- 0,729	— 8,180	—0,679	— 8,550	—0.128	— 1,615
C	12,1	+ 1,480	+ 17,900	+0,338	+ 4,080	0,415	— 5,021	- 0,763	— 8,240	—0,684	— 8,260	- 0,130	— 1,570	+0,970	+ 11,700
I	12,6	+ 0,467	+ 5,880	0,333	— 4,200	- 0,764	— 9,630	—0,827	— 10,400	0,488	— 6,160	+0,289	+ 3,640	+1,574	+ 19,850
II	13,9	— 0,060	— 0,834	- 0,559	— 7,676	—0,769	— 10,220	—0,678	— 9,450	—0,271	— 3,767	+0,487	+ 6,769	+1,656	+ 23,000
III	14,8	— 0,210	— 3,110	- 0,484	— 7,160	—0,565	- 8,350	—0,445	6,580	0,116	— 1,715	+0,452	+ 67,700	+1,291	+ 19,100
IV	15,7	— 0,161	— 2,530	—0,281	— 4,420	— 0,302	4,740	—0,219	— 3,440	—0,032	— 0,502	+0,279	+ 4,380	+0,729	+ 11,420
V	17,2	— 0,057	— 0,980	0,088	1,530	— 0,091	— 1,560	—0,065	— 1,118	—0,008	— 0,138	+0,082	+ 1,410	+0,210	+ 3,630
			+ 14,552		+ 14,840		+ 11,815		+ 5,442		— 6,137		— 22,950		— 40,785
Cálculo de comprobación según otro método:			+ 15,520		+ 15,100		+ 12,200		+ 5,100		— 7,200		— 22,600		— 39,300

Determinación de las fuerzas normales y tangenciales que corresponden al peso propio—N. y T.

Si α es el ángulo que forma la tangente al eje de la pieza con la horizontal se tiene:

$$N = X \cos\alpha + V \operatorname{sen}\alpha$$
$$T = V \cos\alpha - X \operatorname{sen}\alpha \qquad X = 131{,}0 \text{ ton.}$$

Punto	Σ g	V = A — Σ g
6	6,80	81,45
5	17,00	64,45
4	16,20	48,25
3	15,00	33,25
2	14,10	19,15
1	13,10	6,05
C	6,05	0,00

Punto	V	cosα	senα	N	T
6	81,45	0,8448	0,5346	+ 154,21	— 1,22
5	64,45	0,8943	0,4459	+ 145,89	— 0,77
4	48,25	0,9530	0,3554	+ 141,99	— 0,57
3	33,25	0,9635	0,2672	+ 135,10	— 2,96
2	19,15	0,9844	0,1780	+ 132,37	— 4,47
1	6,05	0,9960	0,0889	+ 131,02	— 5,62
C	0,00	1,0000	0,0000	+ 131,00	— 0,00

Resumen (peso propio)

Punto	Momentos	N	Excentricidad
6	— 40,79	158,54	0,258
5	— 22,95	145,74	0,157
4	— 6,14	141,85	0,043
3	+ 5,44	134,88	0,040
2	+ 11,84	132,11	0,085
1	+ 14,84	131,02	0,113
C	+ 14,55	131,00	0,111

Determinación de los momentos máximos para la carga móvil.

Por medio de las líneas de influencia se ha determinado los momentos má ximos y mínimos y los valores X e Y correspondientes a la posición respectiva del tren. También se ha determinado el valor de la reacción A y la suma de las fuerzas que quedan a la izquierda (Σp) para cada posición del tren.

Momentos positivos.

Punto	M. máx.	A°	Y	A° + Y	Σp	V = A° + Y — Σp	X
6	+ 83,42	24,8	— 4,48	+ 20,32	0,00	+ 20,32	80,00
5	+ 22,20	18,1	— 5,35	+ 12,75	0,00	+ 12,75	60,50
4	+ 37,10	43,8	+ 3,92	+ 47,72	35,00	+ 12,72	14,25
3	+ 53,82	43,4	+ 5,35	+ 48,75	31,25	+ 17,50	40,40
2	+ 48,77	54,1	+ 4,62	+ 58,72	60,00	+ 1,28	69,00
1	+ 57,63	47,4	+ 5,41	+ 52,81	47,50	+ 5,31	49,80
C	+ 42,67	25,00	+ 0,00	+ 25,00	25,00	+ 0,00	76,50

Momentos Negativos.

Punto	M. máx.	A°	Y	A° + Y	Σp	V = A° + Y — Σp	X
6	— 114,66	41,75	+ 4,73	+ 45,48	0	+ 45,48	22,0
5	— 51,85	35,25	+ 4,83	+ 40,08	0	+ 40,08	50,2
4	— 33,28	36,30	— 0,00	+ 36,80	0	+ 36,80	97,4
3	— 42,73	27,60	— 3,68	+ 23,92	0	+ 23,92	87,2
2	— 39,54	31,30	— 5,08	+ 16,22	0	+ 16,22	70,5
1	— 24,65	18,10	— 5,33	+ 12,77	0	+ 12,77	60,0
C	— 7,79	10,30	— 5,08	+ 5,22	0	+ 5,22	30,4

X máx = 111 ton
A° = 60,8 »
B° = 64,2 »

Determinación de las fuerzas normales y tangenciales N y T.

1) Para las posiciones del tren, que dan los momentos positivos.

$N = X \cos\alpha + V \operatorname{sen}\alpha \qquad T = V \cos\alpha - X \operatorname{sen}\alpha$

Punto	cosα	senα	X	V	N
6	0,8448	0,5346	80,00	+ 20,32	78,36
5	0,8943	0,4459	60,50	+ 12,75	59,67
4	0,9350	0,3554	14,25	+ 12,72	17,82
3	0,9655	0,2672	40,40	+ 17,50	43,53
2	0,9844	0,1780	49,80	+ 5,31	49,95
1	0,9960	0,0889	69,00	— 1,28	68,57
	1,0000	0,0000	76,50	— 0,00	76,50

2) Para las posiciones del tren, que dan los momentos negativos.

Punto	cosα	senα	X	V	N
6	0,8448	0,5346	22,0	+ 45,48	42,80
5	0,8943	0,4459	50,2	+ 40,08	62,65
4	0,9350	0,3554	97,4	+ 36,80	104,10
3	0,9635	0,2672	87,2	+ 23.92	90,30
2	0,9844	0,1780	70,5	+ 16,22	72,09
1	0,9960	0,0889	60,0	+ 12,77	60,00
C	1,0000	0,0000	30,4	+ 5,22	30,40

Resumen

	Momentos máximos			Momentos mínimos		
Punto	M	N	e	M	N	e
6	— 114,66	42,80	— 2,625	+ 83,42	78,36	+ 1,065
5	— 51,85	62,65	— 0,830	+ 22,20	59,67	+ 0,373
4	— 37,10	17,82	— 2,080	— 33,28	104,10	— 0,320
3	+ 53,82	43,53	+ 1,240	— 42,73	90,30	— 0,473
2	+ 57,63	49,95	+ 1,153	— 39,54	72,09	— 0,548
1	+ 48,77	68,57	+ 0,712	— 24,65	60,00	— 0,410
C	+ 42,64	76,50	+ 0,557	— 7,79	30,40	— 0,256

Momentos totales

Peso propio

Punto	M	N	e
6	— 40,79	158,54	0,258
5	— 22,95	145,74	0,157
4	— 6,14	141,85	0,043
3	+ 5,44	134,88	0,040
2	+ 11,82	132,11	0,085
1	+ 14,84	131,02	0,133
C	+ 14,55	131,00	0,111

Carga móvil

Punto	Momentos máximos			Momentos mínimos			Temp.	
	M	N	e	M	N	e	+M	N
6	— 114,66	42,80	— 2,625	+ 83,42	78,36	+ 1,065	9,25	2,19
5	— 51,85	62,65	— 0,830	+ 22,20	59,67	+ 0,373	5,35	2,31
4	— 37,10	17,82	— 2,080	— 33,28	104,10	— 0,320	2,33	2,46
3	+ 53,82	43,53	+ 1,235	— 42,73	90,30	— 0,474	0,075	2,49
2	+ 57,63	49,95	+ 1,152	— 39,54	72,09	— 0,548	1,50	2,54
1	+ 48,77	68,57	+ 0,712	— 24,65	60,00	— 0,412	2,43	2,57
C	+ 42,67	76,50	+ 0,557	— 7,79	30,40	— 0,257	2,74	2,58

Momentos totales

Punto	Momentos máximos			Momentos mínimos		
	M	N	e	M	N	e
6	— 164,00	199,15	0,825	+ 51.88	+ 239,09	0,217
5	— 80,15	206,08	0,389	+ 4,60	+ 207,72	0,022
4	— 45,57	157,21	0,288	— 37,09	+ 248,41	0,149
3	+ 59,34	180,90	0,328	— 37,21	+ 227,67	0,165
2	+ 70,95	179,52	0,395	— 29,22	+ 206,74	0,141
1	+ 66,04	197,16	0,336	— 12,24	+ 193,59	0,063
C	+ 59,93	204,92	0,292	+ 4,02	+ 163,98	0,025

Cálculo de la influencia del cambio de temperatura

El cambio de temperatura produce una fuerza horizontal H que se expresa por la fórmula:

$$H_t = \frac{E\,I_c\,(\pm\,\alpha\,\triangle\,t\,l)}{\int \frac{I_c}{I}\,ds\,y^2 + \int \frac{ds\,I_c}{F}} \quad \text{en que}$$

$\alpha = 0{,}000012$ $E = 150\,000$ $l = 32$ m. $\triangle t = 20$

$$\int \frac{I_c}{I}\,ds\,y^2 = 25{,}693$$

$$\int \frac{ds}{F}\,I_c = 1{,}27$$

con esto se tiene:

$$H_t = \frac{150{,}000'0{,}0677\ (+\ 0{,}000012\ 20{,}32\ )}{26{,}96} = \pm\ 2{,}593 \text{ Ton.}$$

Esta fuerza se encuentra aplicada en el centro de gravedad del sistema (arco) y produce sobre los distintos puntos un momento $M = \pm\,2{,}59\,y$, siendo y la ordenada; y un esfuerzo normal $N = H_t \cos\alpha$.

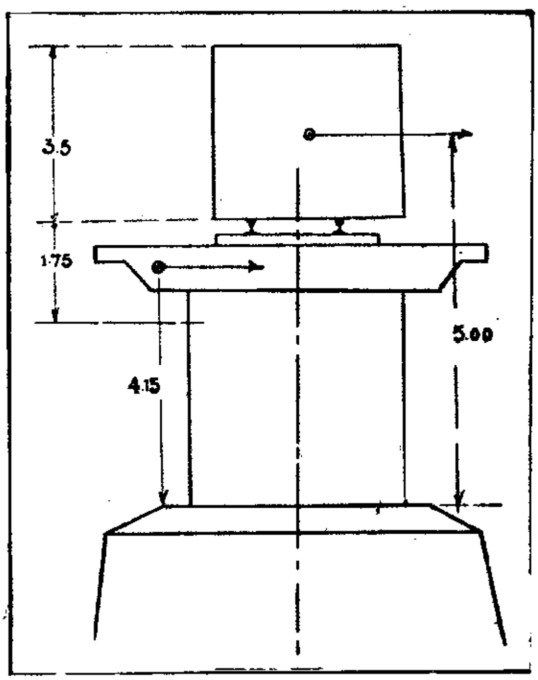
Punto	y	Momentos	N
6	− 3,589	± 9,25	2,19
5	− 2,073	± 5,35	2,31
4	− 0,904	± 2,33	2,46
3	− 0,029	± 0,075	2,49
2	+ 0,582	± 1,50	2,54
1	+ 0,942	± 2,43	2,57
C	+ 1,061	± 2,74	2.58

Acción del viento.

El caso más desfavorable se produce con el tramo cargado. Para calcular el efecto del viento suponemos que éste actúe uniformemente sobre el tramo considerado y que el tablero transmita la reacción correspondiente sobre el tren y sobre la parte superior del puente, a los machones, por medio de los montantes extremos.

La losa del tablero sirve de viga horizontal y debe resistir a los momentos flexionantes producidos por el viento.

La altura del rectángulo del tren es de 3,50 m., la altura del rectángulo que representa la superficie de la construcción es de 1,70 m.



Se tiene la reacción producida por el viento sobre el tren con

$$R_{tr} = \frac{150 \cdot 3{,}5 \cdot 32{,}04}{2} = 8{,}410 \text{ kg.}$$

y sobre el puente con

$$R_P = \frac{150 \cdot 1{,}7 \cdot 32{,}04}{2} = 4\,085 \text{ kg.}$$

Total = 12 495 kg.

El momento que producen estas reacciones en los montantes extremos es:

$$M = 8\,410 \cdot 5{,}0 + 4{,}085 \cdot 4{,}15 = 5\,900\,000 \text{ kg. cm.}$$

La sección prevista es: 30·265

$$f = 4 \cdot \phi \cdot 1^1/_8{}'' = 26{,}65 \text{ cm.}^2$$

$$15 \cdot f = 385 \text{ cm.}^2$$

$$h - a = 260; \quad \sqrt{M/b} = 444; \quad \sqrt{M} = 133$$

$$\frac{h - a}{\sqrt{M/b}} = 0{,}586; \quad f = 0{,}190 \cdot 133 = 23{,}4 \text{ cm.}^2$$

$$X = 69; \; h - a - x/3 = 237$$

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot (h - a\; x/3) + n \cdot f \frac{x - a}{x} (h - 2 \cdot a)}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{1\,035 \cdot 237 + 15 \cdot 25{,}4 \cdot 0{,}93 \cdot 255} = 17{,}7 \text{ kg./cm.}^2$$

$$\sigma_f = \frac{\sigma_c\,(h_a - X) \cdot n}{x} = \frac{17{,}7 \cdot 191 \cdot 15}{69} = 735{,}0 \text{ kg./cm.}^2$$

Bajo la acción de la carga vertical resulta:

$$\sigma_c = \frac{18\,000}{30 \cdot 265 + 15 \cdot 25{,}65}$$

$$\sigma_c = \frac{18\,000}{8\,335} = 2{,}16 \text{ kg./cm.}^2$$

$$\sigma_f = 15.2{,}16 = 32{,}4 \quad »$$

Sumando las dos fatigas se tiene:

$$\sigma_c = 17{,}7 + 2{,}16 = 19{,}9 \text{ kg./cm.}^2$$

$$\sigma_f = 735 + 32{,}4 = 767{,}4 \quad »$$

lo que aun para el fierro nacional se puede admitir, tratándose de la acción del viento.

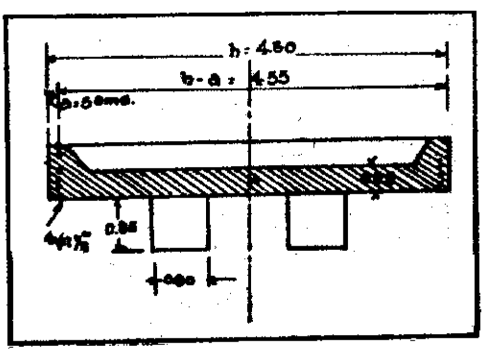
El tablero, que está formado de una sola losa, será considerado como viga horizontal que debe transmitir la reacción del viento a los montantes extremos ya calculados, y tiene que resistir al momento que se produce en ésa bajo la acción del viento.

Siendo la reacción de esta viga horizontal R = 12 495 kg. resulta el momento:

$$M = 2\left(\frac{12\,495 \cdot 32{,}04}{8}\ 100\right)$$

$$M = 10\,008\,495 \text{ kg. cm.}$$

Para determinar la sección del tablero que debe resistir a este esfuerzo, no tomaremos en cuenta los arcos, ni la armadura de la losa dispuesta para cargas



verticales: pero se dispone una armadura especial simétrica en los dos extremos de la losa.

$$\text{Se tiene:} \quad 4\ \phi\ 1^{1}/_{8}'' = 25{,}6 \text{ cm.}^2\ ;\ n \cdot f = 284 \text{ cm.}^2$$

$$x = 101 \text{ cm.};\ h - a - x/3 = 421{,}3 \text{ cm. y con esto:}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{b\ x/2\ (h - a - x/3) + n \cdot f \cdot \dfrac{x - a}{X}\ (h - 2a)} = 14{,}3 \text{ kg./cm.}^2$$

$$\sigma_t = \frac{14{,}3 \cdot 354 \cdot 15}{101} = 752 \text{ kg./cm.}^2$$

Cálculo de las secciones

Sección 6

$$M = 16\,470\text{-}000 \text{ kg. cm.}$$

$$N = 199\,150 \text{ kg.}$$

$$M/Nd = 0{,}516$$

Ancho $b = 100$; $e = \grave{e} = 75$ cm.; $d = 160$; $b\ d = 16\,000$ cm.²

armadura: $\omega_a = \omega_{a'} = 25 \cdot \phi \cdot 1'/4'' = 197{,}9$ cm.²

$$u = \frac{197{,}9}{16\,000} = 0{,}0124$$

Con el abaco de «Mörsch» tendremos $x = 99$ cm.
La fatiga del concreto se tiene con:

$$R_b = \frac{2 \cdot N \cdot x}{b \cdot x^2 + 2 \cdot \mu \cdot b \cdot d \cdot n' (2x - d)}$$

$$R_b = \frac{2 \cdot 199\,150 \cdot 99}{100.99^2 + 2 \cdot 0{,}0124 \cdot 100 \cdot 160\ 15 \cdot (2 \cdot 99 - 160)}$$

$R_b = 32{,}7$ kg./cm.² compresión

La fatiga de la armadura es:

$$R_a = n \cdot R_b \frac{e + d/2 - x}{x} = 280 \text{ kg./cm.}^2$$

$$R_{a'} = n \cdot R'_b \frac{e - d/2 + x}{x} = 466 \text{ kg./cm.}^2$$

Sección 5

$$M = 8\,015\,000 \text{ kg. cm.}$$

$$N = 206\,080 \text{ kg.}$$

$$b = 100; \quad d = 135; \quad b \cdot d = 13\,500 \text{ cm.}^2$$

$$\omega_a = \omega_{a'} = 102{,}9 \text{ cm.}^2; \quad e = e' = 62{,}5 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{\omega_a}{b\,d} = \frac{102{,}9}{13\,500} = 0{,}008$$

$$\frac{M}{N \cdot d} = 0{,}288$$

Con el abaco Mörsch se obtiene X = 113 cm.

$$R_b = \frac{2 \cdot N \cdot x}{b \cdot x^2 + 2 \cdot \mu \cdot b \cdot d \cdot n\,(2x - d)}$$

$$R_b = \frac{46.574.080}{100 \cdot 113^2 + 2 \cdot 0{,}008.100 \cdot 135 \cdot 15 \cdot (226 - 135)}$$

$$R_b = \frac{46.574.080}{1{,}278.984} = 36{,}6 \text{ kg./cm.}^2 \text{ compresión}$$

$$R_a = 96 \text{ kg./cm.}^2$$

$$R_{a'} = 523 \quad »$$

Sección 4

$$M = -4\,557\,000 \text{ kg. cm.}$$

$$N = 158\,210 \text{ kg.}$$

$$b = 100; \quad d = 125{,}4; \quad b \cdot d = 12\,540 \text{ cm.}^2; \quad e = e' = 57{,}5 \text{ cm.}$$

$$\omega_a = 102{,}9 \text{ cm.}^2; \quad M/Nd = 0{,}232; \quad \mu = 0{,}0082; \quad x = 116$$

$$R_b = 21{,}9 \text{ kg./cm.}^2 \text{ compresión}$$

$$R_a = 11{,}5 \quad »$$

$$R_{a'} = 315{,}4 \quad »$$

Sección 3

$M = 5\,934\,000$ kg. cm.

$N = 180\,900$ kg.

$b = 100$; $d = 116{,}3$; $b \cdot d = 11\,630$ cm.^{2}; $\omega = 134{,}58$ cm.^{2}

$e = 53{,}15$ cm.; $M/Nd = 0{,}28$: $\mu = 0{,}0116$; $x = 100{,}5$ cm.

$R_b = 17{,}6$ kg./cm.^{2} compresión

$R_a = 26{,}4$ »

$R_{a'} = -252$ »

Sección 2

$M = 7\,095\,000$ kg. cm.

$N = 179\,520$ kg. $M/Nd = 0{,}388$

$B = 100$ cm.; $d = 107{,}4$ cm.; $e = 48{,}7$ cm.; $b \cdot d = 10{,}740$ cm.^{2}

$\mu = 0{,}0125$; $x = 81$ cm.: $\omega = 134{,}58$ »

$R_a = +136$ kg./cm.^{2}

$R_a = -485$ »

$R_b = 34{,}4$ »

Sección 1

$M = 6\,604\,000$ kg. cm.

$N = 197\,160$ kg.

$M/Nd = 0{,}339$; $b = 100$ cm.; $d = 98{,}7$ cm.; $b \cdot d = 9{,}870$ cm.^{2}

$e = 44{,}3$ cm.: $\omega = 134{,}58$ cm.^{2} $\mu = 0{,}0136$; $x = 77$ cm.

$$R_b = 42{,}5 \text{ kg./cm.}^2$$

$$R_a = 140{,}0 \quad »$$

$$R_{a'} = 593{,}0 \quad »$$

Resulta la fatiga en el concreto un poco subida, pero la verificaremos tomando en consideración la losa que, en esta sección, está ya en contacto con el arco.

$$b = 170 \text{ cm.}; \quad \omega_a = 134{,}58 \text{ cm.}^2 \; n\,\omega_a = 2\,019 \text{ cm.}^2$$

$$x = \frac{2 \cdot n.h\,\omega_a + .b\,d^2}{2\,(n\,\omega_a + b\,d)} = 47{,}1 \text{ cm.}$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d}{6\,(2\,x - d)} = 35{,}8$$

$$Z = D = \frac{M}{h - x + y} = 60\,590$$

$$R_a = \frac{Z}{\omega_a} = 450 \text{ kg./cm.}^2$$

$$R_b = \frac{R_a \cdot x}{n\,(h - x} = -\,19{,}3 \text{ kg./cm.}^2 \text{ (compresión.)}$$

Se ve que la fatiga queda realmente debajo de la admisible, porque sumando esta fatiga de 19,3 kg./cm.² con la que resulta de la fuerza normal tenemos:

$$R_b < 19{,}3 + \frac{197\,160}{16{,}139} = 19{,}3 + 12{,}2 = 31{,}5 \text{ kg./cm.}^2$$

(*Continuará*).


Corte lonjitudinal i vista de un arco
Corte segun AA
Corte EE
Corte FF
Arco de circunferencia
R= 30.00 m.
Guarda del arco 32.10 m/s.
Corte i planta del Estribo
Seccion trasversal del arco
Nivel del suelo
FF.CC. DEL ESTADO
PUENTE LONGAVI
Km. 321
Dto de Via i Obras
Oficina de Puentes
1919
Dib. A. Herrera
Eje puente provisorio
Rio Longavi
Eje del proyecto
Puente actual
Plano de situacion
Luis Mate de Luna
Jorje Ewerbeck
Raul Simon
Elevacion Jeneral