

Memoria del proyecto definitivo del puente Longavi

III SECCIÓN KM. 321

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

INTRODUCCION

Se proyectan arcos de concreto armado.

Situación

El nuevo puente del Longavi estará situado entre el puente antiguo y el actual provisorio, más o menos a 25 m. del primero.

Descripción

El largo total es de 315,17 m., descompuesto en 4 arcos centrales de 33,125 m. de luz entre ejes de machones, y 3 arcos laterales de 30,445 m. en cada uno de los accesos.

Cada tramo está formado por un tablero que, por medio de montantes, se apoya sobre dos arcos.—(Véase Plano de la Vista General).

Tablero

Está constituido por una losa de 0,25 m. de espesor con nervios o vigas continuas de 2,67 m. de luz.

Arcos

Para reducir a un mínimo las dimensiones del tablero se colocaron los arcos a plomo del eje del riel, distando entónces sus ejes 1,74 m.

Con el fin de dar el empuje mínimo sobre los machones se le dió al arco la mayor flecha posible, 4,65 m., lo que se consiguió:

1.º Haciendo que en la clave la losa del tablero descanse sobre el arco. Se consiguió así, además, interesar la losa en la resistencia del arco.

2.º Bajando el nivel de los arranques a 3,80 m. sobre el suelo. En las creces máximas el agua pasará sobre el nivel de los arranques. Sin embargo, la desembocadura proyectada es algo mayor que la del puente antiguo.

La forma del arco se ha calculado de manera que la línea de presión se aparte lo menos posible del eje del arco.

Se ha conservado el mismo nivel del riel.

Fundaciones

El terreno es socavable por lo cual se ha proyectado fundaciones a 12 m. de profundidad con cajones de aire comprimido hechos de concreto armado.

Las mayores creces han producido socavaciones de 5 a 6 m. Con las fundaciones proyectadas esperamos tener una completa seguridad.

La presión máxima calculada para sub-suelo, considerando el arco ocupado con el tren tipo aumentado en un 25%, alcanza a:

5,98 Kg./cm. ²	para el machón chico
6,46 »	» » » grande
6,02 »	» » estribo.

Si por un motivo accidental, un terremoto, por ejemplo, se produjera la ruptura de un arco, el machón correspondiente sería capaz de resistir el empuje del otro arco sin tren. La fatiga transmitida al suelo es, en ese caso, de 12,98 Kg./cm.² para el arco grande y de 11,98 Kg./cm.² para el otro arco.

Tomando en cuenta la profundidad de la fundación y lo circunstancial del accidente, podemos considerar admisibles dichas fatigas.

Por las razones anteriores no hemos proyectado machones estribos.

Concretos

De acuerdo con el Pliego Chileno de Condiciones se adoptaron las dosificaciones.

1×2×4	para concreto armado
1×3×6	» obras en elevación
1×4×8	» » » fundación

Fierros.

Se trató de independizar la calidad del fierro de la resistencia de la obra permitiendo así la utilización del fierro nacional.

La armadura principal del arco ocupa solo un 1^o/₆ de la sección total del concreto. El fierro representa entonces un simple coeficiente de seguridad. Las fatigas máximas efectivas están muy por debajo de las admitidas para el fierro nacional.

Fatigas Admisibles

Fierro:	800 Kg./cm. ²	para la obra en general.
	1.000 »	» el cajón de aire comprimido.
Fierro nacional:	700 »	» la obra en general.
	900 »	» el cajón de aire.
Concreto:	36 Kg./cm. ²	

Se ha tomado en consideración los efectos del peso propio, del viento, de la sobrecarga incrementada en un 25 o/o y del cambio de temperatura de $\pm 20^{\circ}$.

Fatigas Efectivas

Las fatigas máximas resultaron, según el cálculo:

1) En el tablero		
a) armadura	560	Kg./cm. ²
b) concreto	22,2	»
2) En los arcos		
a) armadura	523	»
b) concreto	36,5	»
3) En los machones		
a) armadura	seguridad	
b) concreto	11,2	(estribo)

Justificación del empleo del fierro nacional

No tenemos fatigas superiores a 600 Kg./cm.² Para los puentes chicos de la red central sur se adoptó el fierro nacional con carga máxima de 700 Kg./cm.². Su empleo queda justificado en este caso.

Dilatación, impermeabilidad, desagües, etc.

El tablero es una losa continua apoyada en los montantes y con juntas de dilatación en cada tramo y sobre cadamachón. Para asegurar la impermeabilidad, se ha recubierto la losa por una capa de mortero y asfalto, dotándola además de desagües protegidos por una malla de fundición.

El relleno de la losa se hará con ripio armado y libre de tierra para que permita el libre escurrimiento del agua y no se tapen los desagües.

Teoría del Cálculo

Se adoptó el método general basado en la deformación elástica del sistema considerado.

Como sistema se escogió el arco sin articulaciones y empotrado en los arranques, es decir, con tres incógnitas estáticamente indeterminadas. El frenaje se consideró únicamente para los machones, puesto que el tablero lo reparte igualmente en ambos arranques del arco.

CÁLCULO DEL TABLERO Y MONTANTES

1) Tablero.

Véase plano de la vista General.

a) Losa.

Cargas permanentes por m. 1.

Riel y accesorios	80 Kg.
Durmientes	206 »
Lastre	3.150 »
	<hr/>
	3.436 »
Losa	2.740 »
Guarda lastre	594 »

Solicitud de la Losa.

La consideramos como una viga sobre dos apoyos intermedios y sometida a las cargas permanentes uniformemente repartidas y a las cargas rodantes.

Para el cálculo consideramos una faja de losa de un metro de ancho.

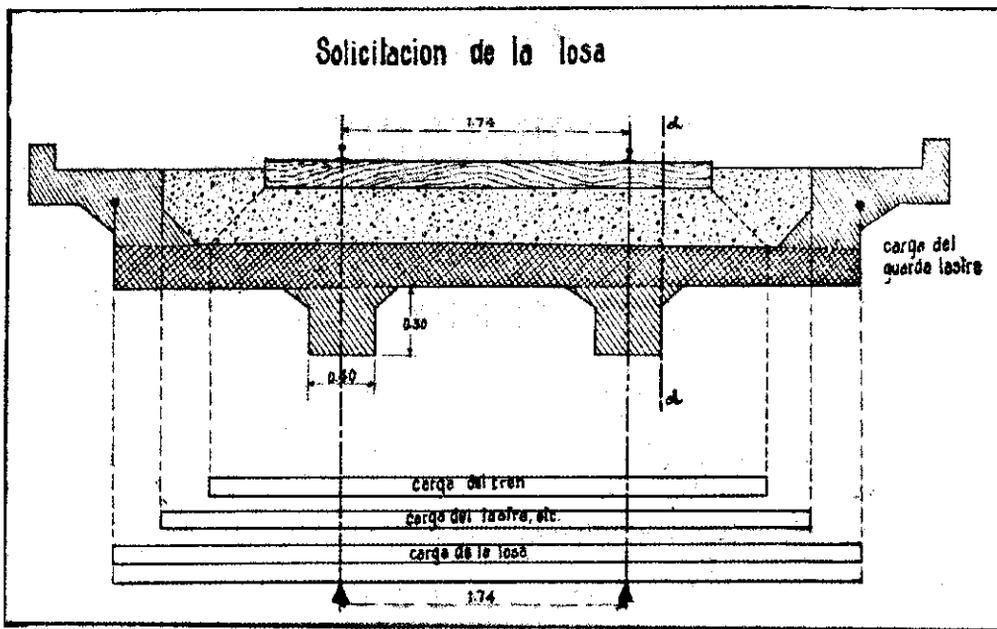
Cargas permanentes.

- | | |
|-----------------------|---|
| 1) Losa | $g' = 600$ Kg./m. uniformemente repartida |
| 2) Riel, lastre, etc. | $g'' = 740$ |
| 3) Guarda lastre | $g''' = 694$ concentrada. |

Carga rodante.

El durmiente y el lastre la transmiten a la losa. Consideraremos que esta repartición se haga a 45° en una altura de 0,30 de lastre. La superficie que carga un durmiente será:

$$(0,30 + 2,75 + 0,30) \cdot (0,30 + 0,25 + 0,30) = 2,85 \text{ m.}^2$$



Suponiendo que actúe un eje sobre el durmiente considerado se tendrá una carga por metro cuadrado.

$$P_B = \frac{20}{2,85} = 7,01 \text{ ton/m.}^2$$

La carga por metro lineal correspondiente a la faja de un metro de ancho, valdrá:

$$p = \frac{7,01}{0,85} = 8,25 \text{ ton/m}^2 = 8,25 \text{ ton/m}$$

Momento en el punto C.

El momento en un punto cualquiera entre los apoyos es igual al momento correspondiente de la viga simplemente apoyada menos el momento de apoyo M_A .

$$M_c = \frac{p l^2}{8} - M_A$$

$$p = 8,25 - 0,6 - 0,74 = 9,59 \text{ ton/m.}$$

$$M_c = \frac{9590 \cdot 1,74^2}{8} - M_A = 3750 - M_A$$

$$M_A = 4295 \text{ Kgm.}$$

$$M_c = 3750 - 4295 = -545 \text{ Kgm.}$$

La sollicitación más peligrosa es la que se presenta para la sección aa para la cual

$$M_a = -2690 \text{ Kgm.}$$

La losa irá provista de una armadura doble simétrica. Sin embargo, el cálculo se hará suponiendo armadura sencilla.

Cada armadura se compondrá de $6\phi 3/4''$ p. m. con una sección de $17,10 \text{ cm.}^2$

Verificación de la armadura

$$x = \frac{m \omega_b}{b} \left(-1 + \sqrt{1 - \frac{2 b h}{m \omega_b}} \right)$$

$$x = 10,35 \text{ cm.}$$

$$z = D = \frac{M}{h - x/3} = \frac{269000}{31 - 3,42} = 9420 \text{ kgr.}$$

$$R_b = \frac{2 D}{b x} = 18,4 \text{ kg./cm.}^2$$

$$R_{a'} = \frac{Z}{\omega_{a'}} = 560 \text{ kg./cm.}^2$$

b) Longerinas

$$\text{Luz} = 2,67 \text{ m.}$$

Cargas Permanentes.

Lastre	3.436 Kg./m.
Guarda lastre	486 »
Losa	2.740 »
	<hr/>
	6.662 »

Corresponde a cada longerina 3.331 Kg./m.

Cargas rodantes.

Debido a la interposición del lastre las fuerzas concentradas del tren actuarán sobre las longerinas como cargas uniformemente repartidas entre los ejes extremos.

$$p = \frac{50}{5,8} \text{ ton/m.} = 8,9 \text{ ton./m.}$$

Las longerinas actuarán como una viga continua de cuatro tramos. Se calcularon por medio de la tablas de Winkler.

$$g \text{ } 1^2 = 23 \text{ } 600 \text{ kgm.}$$

$$p \text{ } 1^2 = 6 \text{ } 400 \text{ »}$$

CUADRO DE MOMENTOS FLEXIONANTES

X 1	Peso propio	Sobre carga		Momentos totales	
		-M	-M	Máximos	Mínimos
0 000	0	0	0	0	0
0 200	+ 1 380	- 680	+ 4 420	+ 700	+ 6 700
0 400	+ 1 820	- 1 370	+ 6 300	+ 450	+ 8 120
0 600	+ 1 315	- 2 650	+ 5 620	- 737	+ 6 935
0 780	0	- 2 700	+ 2 700	- 2 700	+ 2 700
1 000	- 2 520	- 7 700	+ 860	- 10 220	- 1 680
2.º tramo.					
0 100	- 1 380	- 4 650	+ 920	- 6 030	- 460
0 260	0	- 3 100	+ 3 100	- 3 100	+ 3 100
0 500	+ 844	- 2 850	+ 5 500	- 2 006	+ 6 344
0 805	0	- 2 620	+ 2 620	- 2 620	+ 2 620
1 000	- 1 690	- 6 840	+ 2 280	- 4 530	+ 590

La longerina deberá calcularse para los siguientes momentos:

Momento máximo negativo $M = -10\ 220$ kgm.

» » positivo $M = + 8\ 120$ »

Se considerará en el cálculo un ancho de losa igual a un tercio de la luz del nervio.

$b = 90$ cm. aproximadamente.

Sección de apoyo

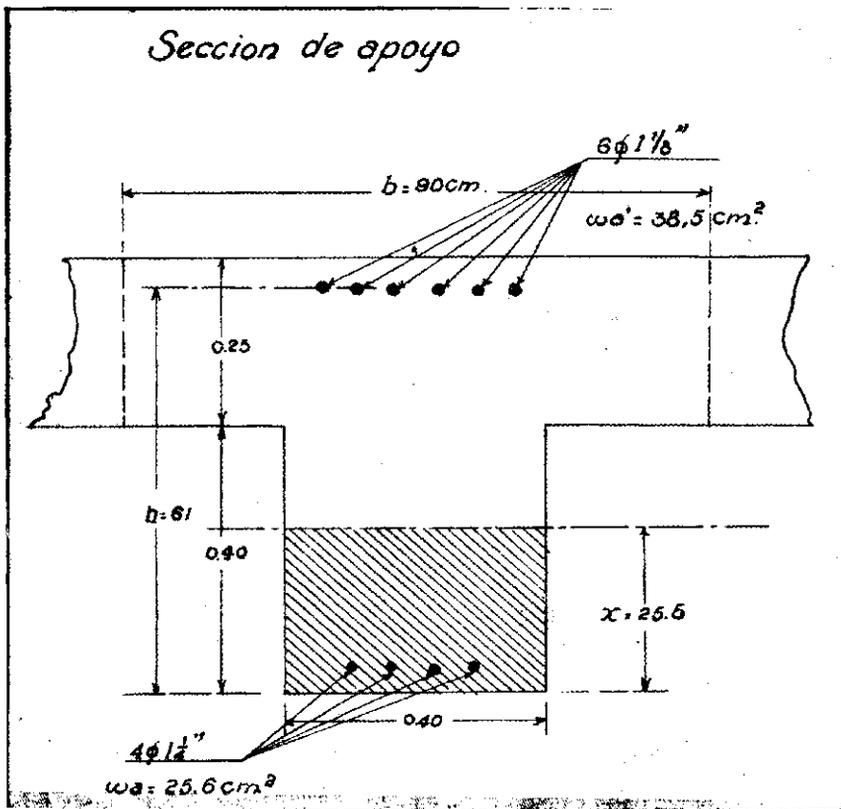
$M = - 1\ 022\ 000$ kgcm.

$$\omega_{a'} = 6 \phi 1 \frac{1}{8}'' = 38,5 \text{ cm.}^2$$

$$\omega_a = 4 \phi 1 \frac{1}{8}'' = 25,6 \text{ cm.}^2$$

$$\alpha = 4 \text{ cm.}$$

$$h = 61 \text{ cm.}$$



La posición del eje neutro queda determinada por la ecuación:

$$x = -\frac{(m-1)\omega_a - m\omega_{a'}}{b} + \sqrt{\left[\frac{(m-1)\omega_a - m\omega_{a'}}{b}\right]^2 + \frac{2}{b}[(m-1)\omega_a\alpha + m\omega_{a'}]}$$

$$x = -\frac{358+578}{40} + \sqrt{548 + \frac{2}{40}(1480 + 35300)}$$

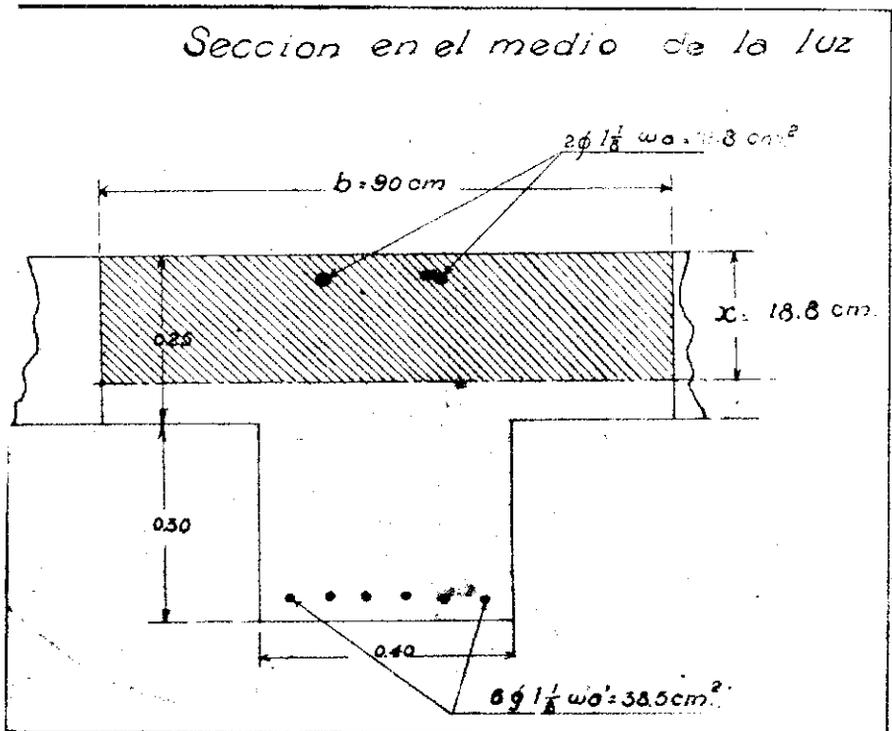
$$x = 25,5 \text{ cm.}$$

$$R_b = \frac{M}{b \frac{x'}{2} h - \frac{x'}{3} + (m-1) \omega_a \frac{X-a}{x} (h-a)}$$

$$R_b = \frac{1\,022\,000}{45\,950} = 22,2 \text{ Kg./cm.}^2$$

$$R_a = 15'084'22,2 = 280 \text{ kg./cm.}^2$$

$$R_a = \frac{25,5}{21,5} 280 = 463$$



Fórmulas de las «Normas Chilenas para Concreto Armado», Página 15.

Sección 0,4 1.

$h = 51 \text{ cm.}$

$$M = + 812\,000 \text{ kgcm.}$$

$$\omega_a = 2 \phi 1\,1/8'' = 12,8 \text{ cm.}^2$$

$$\omega_a' = 6 \phi 1\,1/8'' = 38,5$$

$$X = - \frac{179 + 577}{40} + \sqrt{70 + \frac{2}{90} (716 + 29\,500)}$$

$$X = 18,8 \text{ cm.}$$

$$R_b = \frac{812\,000}{37\,800 - 5\,230} = 18,9 \text{ kg./cm.}^2$$

$$R_a = 15,0 \cdot 79,18,9 = 224$$

$$R_a' = \frac{32,2}{14,4} 224 = 500$$

Esfuerzos de corte

Se determinan por medio de las tablas que, para vigas continuas, da Hutte en pág. 425.

Para una viga de 4 tramos los esfuerzos de corte máximo son:

En el primer apoyo 0,39 ql.

» » segundo » 0,61 ql.

La variación entre estos puntos sigue una ley rectilínea. Interpolando se podrá tener el esfuerzo para cualquier punto.

$$q = 8,9 + 3,3 = 12,2 \text{ ton.}$$

$$T_1 = 0,39 \cdot 12,2 \cdot 2,67 = 12,75 \text{ »}$$

$$T_2 = 0,61 \cdot 12,2 \cdot 2,37 = 19,95 \text{ »}$$

$$T_a = 18,10 \text{ »}$$

$$T_b = 12,30 \text{ »}$$

$$T_c = 6,50 \text{ »}$$

Este esfuerzo de corte debe ser resistido por las barras dobladas. Si entre dos secciones espaciadas de λ se tiene que T_0 es la fatiga rasante media, el esfuerzo rasante será:

$$F = \tau_0 \lambda b, \text{ siendo}$$

$$\tau_0 = \frac{T}{b(h - x/3)}$$

El concreto puede resistir al cizalle 4,5 kg./cm.². En un largo λ y ancho b el esfuerzo que puede soportar será:

$$F^1 = \lambda b 4,5 \text{ kg.}$$

En consecuencia, el esfuerzo rasante que deberán soportar las barras valdrá:

$$F = (T_0 - 4,5) \lambda b \text{ kg.}$$

Entre las secciones a, b y c se obtuvo los valores medios siguientes:

F	$1/2 F \sqrt{2}$	Sección	Fatiga
Kg.	Kg.	Cm. ²	Kg./cm. ²
6 300	4 500	12,8	350
1 580	1 100	12,8	86

Como las barras están dobladas a 45°, el esfuerzo se descompone en dos: uno en dirección de las barras y otro normal, que será resistido por el concreto. Este esfuerzo vale

$$1/2 F \sqrt{2}$$

Adherencia

Si τ es el perímetro total de las barras de la sección tendida y λ el espaciamiento de las horquillas, la sección de adherencia es $\tau\lambda$ y la fatiga de adherencia será:

$$\theta = \frac{F}{\tau \lambda}$$

$$F = \tau_0 \lambda b$$

$$\lambda = 47 \text{ cm.}$$

$$\tau = 6 \text{ 8,95} = 53,70 \text{ cm.}$$

$$\theta = \frac{\tau_0 b}{\tau} = \frac{7,75 \cdot 40}{53,7} = 5,7 \text{ kg./cm.}^2$$

Este valor es perfectamente aceptable si se toma en cuenta la resistencia de las horquillas.

c) Columnas

Según las tablas antes indicadas, la mayor presión que actúa en los apoyos es la del apoyo 1 y su valor es 1,14 q l.

El peso propio es de 3,3 ton./m.

El peso debido a las cargas rodantes lo habíamos obtenido repartiendo el peso de la locomotora, 50 ton., en la longitud comprendida entre sus ejes extremos.

$$\frac{50 \text{ ton.}}{5,6 \text{ m.}} = 8,9 \text{ ton./m.}$$

$$q = 8,9 + 3,3 = 12,2 \text{ ton./m.}$$

$$1,14 \text{ q l} = 37 \text{ ton.}$$

La presión que soporta cada montante vale, entonces:

$$N = 37 \text{ 000 kg.}$$

La columna tiene una sección de $30 \times 80 \text{ cm.}^2 = 2400 \text{ cm.}^2$. Irá provista de 4 barras de $3/4'' = 11,4 \text{ cm.}^2$.

La fatiga del concreto será:

$$R_b = \frac{N}{f + n F e} = \frac{37 \text{ 000}}{4 \cdot 200 + 15 \cdot 11,4} = 14,6 \text{ kg./cm.}^2$$

$$R_a = 15 \cdot 14,6 = 219 \text{ kg./cm.}^2$$

$$R_b = 14,6 \text{ kg./cm.}^2$$

$$R_a = 219.$$

(Continuar).