TOMO X 15 de Agosto Núm. 67

ANALES DEL INSTITUTO DE INJENIEROS

SUMARIO.—Informe sobre las pruebas de recepcion definitiva de los puentes metálicos del ferrocarril de Victoria a Temuco, por Guillermo Otten i E. Pardo Duval, injeniero de la Direccion de Obras Públicas, primera seccion.—Nómina de los injenieros recibidos en Chile, actualmente en el ejercicio de la profesion.—Sesiones.—Bibliografía.

INFORME

SOBRE LAS PRUEBAS DE RECEPCION DEFINITIVA DE LOS PUENTES METÁLICOS DEL FERROCARRIL DE VICTORIA A TEMUCO, POR GUILLERMO OTTEN I E. PARDO DUVAL, INJENIEROS DE LA DIRECCION DE OBRAS PÚBLICAS, 1.ª SECCION.

(Continuacion)

PUENTE QUINO

Descripcion

El puente Quino, que tiene un largo total de 199.800 m., se compone de 4 tramos contínuos, de 50 m. de largo los dos centrales, i 49.900 m. los tramos estremales i apoyado sobre estribos de albañilería i machones de acero de 17.39 m. i de 18.24 m. de altura.

Las vigas de la superstructura son inferiores a la via; tienen 3.500 m. de altura, distan 4.65 m. de eje a eje, i son del sistema «enrejado múltiple», cortándose cuatro diagonales en cada seccion vertical de viga. Los diagonales son de seccion ⌴; los cabezales de las vigas

tienen una alma vertical de 500 × 10 escuadras de $\frac{100 \times 100}{10}$ i una, dos o tres planchas horizontales de 400 × 9 i 400 × 10 mm., segun el caso, a 4060 de distancia. Las vigas son reforzadas por montantes |—| compuestos de una alma de 195 × 7 i 4 escuadras de $\frac{80 \times 60}{7}$. Frente a estos montantes, las vigas van unidas por un contraviento vertical, compuesto de dos fierros T de 115 × 70, colocados en cruz de San Andres. Ademas, el puente lleva en los planos inferior i superior de las vigas dos contravientos en la misma forma que en el puente Quillem.

En la parte superior, bajo las planchas de los cabezos, las vigas están unidas por una vigueta doble T de 600 mm. de altura.

Dos filos de longuerinas de 0.50 m de altura, distantes de 1.88, sirven de apoyo a los durmientes que soportan el riel.

Los machones de acero son de la misma forma que los del puente Quillem, con la diferencia que la altura total, que es mas grande en el caso actual, se ha dividido en 4 paños en lugar de tres.

Peso muerto i sobrecarga

Para el cálculo de las vigas se han tomado por base las cargas siguientes:

Acero por m. l. de puente.	kg.	3430		
Durmientes i rieles. . . .	»	220		
Entablado	»	150		
Peso muerto por m. l. de puente. . . .			kg.	1.800
Sobrecarga por m. l. de puente.			»	4.000
Peso total por m. l. de puente.			kg.	5.800

Pruebas

Las pruebas se hicieron con un tren compuesto en la misma forma que el que sirvió para el puente Quillem, reduciendo solamente el número de carros hasta cubrir enteramente dos tramos del puente, quedando la cabeza del lado norte i moviéndose el tren de sur a norte.

Es importante fijarse en la posicion del tren para determinar las cargas que conviene tomar en cuenta en los distintos casos.

El depurado de la lámina I muestra que el momento máximo producido con este tren en un tramo de 50 m. tiene por valor

$$M = 680.000 \text{ kgm.}$$

correspondiente a una carga uniforme

$$P = \frac{8 \times 680.000}{2500} = 2176 \text{ kg.}$$

La carga que ha servido para el cálculo era de 2,000 kg. Como el material que hemos empleado para el tren de prueba no es exajerado para el tráfico de la línea, i en vista de la dificultad que habia para componer un tren que se acercase mas a la carga del cálculo, hubimos de hacer las pruebas con esta carga algo exajerada.

En cuanto a la carga del 2.° tramo con carros de carga, el depurado muestra que el momento máximo es:

$$320{,}000 \text{ kgm.}$$

correspondiente a una carga uniforme de

$$P = \frac{320{,}000 \times 8}{2.500} = 1024 \text{ kg.}$$

Las pruebas se hicieron cargando aisladamente cada uno de los tramos; en seguida cargando simultáneamen-

te dos tramos contínuos i, por fin, haciendo una prueba de velocidad con el tren de prueba completo. Los aparatos se colocaron en el centro de cada tramo, a veces bajo las dos vigas, otras veces bajo una sola viga. Se colocaron tambien aparatos para observar las compresiones de los machones; pero, sea dicho desde luego, la compresion resultó nula.

Las pruebas estáticas duraron jeneralmente media hora, a veces 38′ i 40′, i una vez (4.° tramo) 25′ solamente. La prueba de mayor velocidad se hizo a 60 kl.

El cuadro siguiente da el resultado de las pruebas estáticas i dinámicas, tomando en cada caso la mayor deformacion que se ha notado:

Cuadro núm. 2

PUENTE QUINO

Flechas observadas con el tren de prueba

ESTADO DE SOLICITACION	FLECHAS MÁXIMAS OBSERVADAS			
	1.er tramo	2.° tramo	3.er tramo	4.° tramo
1.er tramo cargado.....	44	—6	—	—
2.° » »	—11	38	—	—
3.° « »	—	—	35,5	—8
4.° » »	—	—	—11	38
1.° i 2.° » »	8,5	28,5	—	—
2.° i 3.° » »	—3	10,5	30,5	—5,5
3.° i 4.° » »		—	7	35
Prueba velocidad = 60 kl.	43	38,5	no funcionó el aparato	36

Cálculo de las deformaciones

Hemos visto que el cálculo de las deformaciones por el método aproximativo de las cargas uniformes de las vigas de seccion constante no se aleja mucho de la realidad. Por consiguiente, podemos adoptar ese método al cálculo de las flechas, obteniendo de este modo una manera rápida de comprobar las flechas observadas directamente.

Momentos de inercia

Debemos adoptar un momento de inercia uniforme para cada tramo.

La viga tiene dos secciones diferentes segun que la plancha horizontal de la cabeza tenga 9 milímetros, 19 milímetros o 29 milímetros de grueso total.

Como en el puente Quillem, la seccion de las vigas no es simétriea, teniendo el 4.° tramo una seccion mamayor que el primero.

A los tres casos corresponden los momentos de inercia siguiente:

$$I_1 = 0{,}114\,399\,918$$
$$I_2 = 0{,}155\,313\,050$$
$$I_3 = 0{,}196\,684\,537$$

Como en el caso anterior calcularemos el valor medio del momento de inercia en cada tramo por la fórmula

$$I_m = \frac{\leqslant I\,l}{L}$$

Tendremos así:

$$I_{1m} = 0,138\,934$$
$$I_{2m} = 0,126\,666$$
$$I_{3m} = 0,135\,710$$
$$I_{4m} = 0,152\,070$$

Primer tramo cargado

La carga uniforme es 2176 kg.

Tendremos:

$$M_1 = -\frac{4\,pl^2}{56} = -\frac{4 \times 2176 \times 2,500}{56} = -388570$$

$$M_2 = \frac{pl^2}{56} = 194\,235$$

$$M_3 = \frac{pl^2}{4 \times 56} = -48559$$

Flecha en el primer tramo

Aplicando la fórmula (1)

Tendremos:

$$f = \frac{l^2_m}{384\,E\,I_m}(5\,pl^2_m + 24\,(M_{m-1} + M_m))$$

(1) La mayor flecha observada era 44 mm.

$$f = \frac{2500\,(5 \times 2176 \times 50^{-2} - 24 \times 388.570)}{384 \times 1{,}8 \times 10^{10} \times 0{,}138\,934}$$

$$= \frac{2500\,(27.200{,}000 - 9{,}325{,}680)}{960.311.808.000}$$

$$= \frac{44.685.800.000}{960.311.808.000} = 0.046 \text{ m.}$$

Levantamiento del segundo tramo

$$f = \frac{24 l^2}{384\, E I_{2m}} (M_1 + M_2)$$

$$f = -\frac{24 \times 50^{-2} (388570 - 194235)}{384 \times 1{,}8 \times 10^{10} \times 0.126666}$$

$$= 0^{m}\,013$$

En caso de tener en el primer tramo una carga uniforme de $1024^{t.}$, como sucede cuando el tren ocupa los tramos 1 i 2, tendremos para la flecha en el primer tramo:

$$46 \times \frac{1024}{2176} = 21.6 \text{ mm.}$$

Levantamiento del segundo tramo:

$$0{,}^{m}013 \times \frac{1024}{2176} = 0{,}^{m}0061$$

Segundo tramo cargado con una carga uniforme

Tenemos:

$$M_1 = \frac{11\,pl^2}{4 \times 56}$$

$$M_2 = \frac{3\,pl^2}{56}$$

$$M_3 = \frac{3\,pl^2}{4 \times 56}$$

Siendo $p = 2176^k$

Tendremos:

$M_1 = 267143$ kg.
$M_2 = 291429$ »
$M_3 = 72857$ »

Flecha en el 2.° tramo:

$$f = \frac{l^2}{384\,E\,I_{2m}}(5\,pl^2 - 24(M_2 + M_3)$$

$$f = \frac{2500(5 \times 2176 \times 2500 - 24(267143 + 291429)}{384 \times 1{,}8 \times 10^{10} \times 0.1267}$$

$$f = 39.3 \text{ mm.}$$

La flecha observada era 38 mm.

Levantamiento del primer tramo

Esta flecha hácia arriba se deducirá de la fórmula

$$f = \frac{24 \times 50^{-2} \times 267143}{384 \times 1{,}8 \times 10^{10} \times 0.138934} = 0{,}^{m}016$$

Tercer tramo cargado con una carga uniforme

Por motivo de símetría, la fórmula será idéntida á la que ha servido para el cálculo de la flecha en el 2.° tramo, en caso de cargar este tramo, reduciendo solamente esta flecha en relacion con el momento de inercia que corresponda al tercer tramo i que tiene por valor

$$I_{3m} = 0.13571$$

La flecha en el tercer tramo será, pues,

$$39.3 \text{ mm.} \frac{0.1267}{0.13571} = 36,7 \text{ mm.}$$

La flecha observada era 35,5 mm.

Cuarto tramo cargado con una carga uniforme

Como en el caso anterior, esta flecha se deducirá de la del primer tramo cargado, tomando en cuenta solamente las diferencias entre los momentos de inercia de estos dos tramos.

La flecha tendrá por valor:

$$f = 46 \frac{0,138934}{0,152070} = 42 \text{ mm.}$$

La flecha observada era 38 mm.

Primero i segundo tramos cargados simultáneamente

Siendo el primer tramo cargado con una carga uniforme de 1024 kg. por metro lineal, hemos visto que

la flecha de este tramo es de 21,6 mm., levantándose el segundo tramo de 6,1 mm. Cargando al mismo tiempo el 2.° tramo con una carga uniforme de 2176 kg., el segundo tramo tiene una flecha de 39,3 mm. i el primer tramo se levantará de 16 mm.

Síguese que cargando simultáneamente los dos tramos, tendremos las flechas siguientes:

En el 1.er tramo: 21,6 — 16 = 5,6 mm.
En el 2.° tramo: 39,3 — 6,1=33,2 mm.

PUENTE SALTO

Descripcion

El puente del Salto, que tiene un largo total de 199.80 m., se compone de tres tramos centrales de 40 metros i dos tramos estremales de 39.900 m. de largo. Las vigas son inferiores a la via, tienen 4.10 m. de altura total, distan 4.65 m. de eje a eje i son del sistema enrejado múltiple, contándose 4 diagonales en cada corte trasversal.

Las soleras se componen de una alma vertical de 500 × 10 mm., cuatro escuadras de $\frac{100\times100}{10}$ i una platabanda de 400 × 9, agregándose una segunda plancha de 400 × 8 sobre los apoyos. Las diagonales son del tipo ⌴ de 175 × 71 i 200 × 83.

El enrejado lleva montantes verticales colocados al interior de las vigas i compuestos de una plancha de 195 × 7 i cuatro escuadras de $\frac{60\times60}{7}$. Sobre los apoyos, estos montantes existen tanto al esterior como al interior de las vigas T.

Frente a los montantes, las vigas están unidas por

un contraviento trasversal compuesto de dos tees de 115 × 70 colocadas en cruz de San Andres. En la parte superior e inferior de las vigas existe un contraviento horizontal compuesto de un te de 115 × 70.

En la parte superior, bajo las plata-bandas, las vigas son unidas por viguetas de 0.600 m. de altura colocadas frente a los montantes. Dos filas de longuerinas de 0,500 m. de altura, distantes de 1.88 m. sirven de apoyo a los durmientes i los rieles.

En cuanto a los machones de acero, éstos se componen de cuatro montantes de la misma forma que los del puente Quillem. La altura, que es de 7.15 m. solamente, está dividida en dos paños, contraventados como en los casos anteriores.

1. Peso muerto i sobrecarga

Para los cálculos de las vigas se han adoptado las cargas siguiente:

Acero por metro lineal de puente. . . .	kg.	1290
Durmientes i rieles.	»	220
Entablados	»	150
Peso muerto por metro lineal de puente .	»	1660
Sobrecarga.	»	4500
Carga total por metro lineal de puente. .	»	6160

2. Pruebas

Cuando se hicieron las pruebas del puente Salto, el único material disponible consistía en dos locomotoras del tipo 208, i los carros que han servido para las demas pruebas. Aunque esta carga era bastante superior a la que ha servido para los cálculos, hemos, sin embar-

go, efectuado las pruebas con el material disponible, porque puede suceder que circulen en la línea trenes remolcados por dos locomotoras del tipo indicado.

Por lo demas, los ensayos se hicieron en la misma forma que anteriormente, principiando las pruebas con el primer tramo lado sur, i colocándose las locomotoras en la estremidad norte del tren.

Las pruebas estáticas se verificaron colocando el tren sobre cada tramo separadamente i en seguida sobre dos tramos consecutivos.

La prueba dinámica se hizo a la velocidad de 42.5 kilómetros.

El cuadro siguiente indica las flechas observadas en cada una de estas pruebas:

Cuadro núm. 3

PUENTE DEL SALTO

Flechas observadas con el tren de prueba

ESTADO DE SOLICITACION	FLECHAS MÁXIMAS OBSERVADAS				
	1.er tramo	2.° tramo	3.er tramo	4.° tramo	5.° tramo
1.er tramo cargado..	32,5	—7	1	—	—
2.° » »	—7,5	23	—6,5	—	—
3.er » »	1	—6	28	—5	—
4.° » »	—	—	—6,5	24	—8
5.° » »	—	—	—	—7,5	38
1.er i 2.° » »	6,5	21	—6	—	—
2.° i 3.er » »	—2	7	24	—6	
3.er i 4.° » »	—	—	6,5	24	—6
4.° i 5.° » »	—	—	—5	25	36
Prueba de velocidad: 42,5 km.	38	32	36	32	no funcionó el aparato

3. Cálculo de las deformaciones

Haremos el cálculo de las deformaciones por el método aproximativo que hemos empleado anteriormente. En el depurado de la lámina I hemos trazado la variante SD' que se produce en la curva de los momentos por motivo de tener una segunda locomotora tipo 209 en la cabeza del tren en lugar de la locomotora 139.

Cargas uniformes.—El momento máximo producido en un tramo de 40 metros, por el tren de prueba de que se trata, tiene por valor.

$$M = 537500 \text{ kgms.}$$

correspondiente a una carga uniforme

$$P = \frac{537800 \times 8}{1600} = 2687{,}5 \text{ k.}$$

Siendo solamente 2250 kg. la carga que ha servido para el cálculo, se ve que el aumento producido por el tren de prueba es cerca de 20%.

Cargando un tramo con carros de 21 toneladas, el momento máximum en el tramo cargado tiene por valor

$$M = 200\,000 \text{ kgms.}$$

La carga uniforme correspondiente a este caso será

$$P = \frac{200\,000 \times 8}{1600} = 1000 \text{ kg.}$$

Momentos de inercia.—Los momentos de inercia de la viga tienen los valores siguientes:

1.° con 9 mm. plata-banda : $I = 0{,}094057$
2.° con 17 mm. » » : $I = 0{,}121296$

De ahí se deduce el valor medio I m. en cada tramo:

1.er tramo : $I_1\ m = 0{,}0961$
2.° » : $I_2\ m = 0{,}0978$
3.er » : $I_3\ m = 0{,}0975$

Fórmulas de las deformaciones

Emplearemos siempre las fórmulas siguientes:
a) para la flecha de un tramo cargado:

$$f = \frac{l^2\ m.}{384\ E\ I_m} (5\ pl_m^2 + 24\ (M_{m-1} + M_m)) \qquad (1)$$

b) para el levantamiento del tramo vecino, sin carga:

$$l = \frac{24\ l^2_{m+1}}{384\ E\ I_{m+1}} (M_m + M_{m+1}) \qquad (2)$$

Primer tramo cargado

Tenemos:

$$l_m = 40^m\ p = 2688\ k.$$

$$M_{m-1} = M_0 = 0;\ M = {}_m\ M_1 = -\frac{pl^2}{15} = -286720\ kgm.$$

$$M_{m+1} = M_2 = \frac{pl^2}{60} = 71680\ kgm.$$

La flecha del primer tramo será

$$f = \frac{40^{-2}}{384 \times 1{,}8 \times 10^{10} \times 0{,}0961} (5 \times 2688 \times 40^{-2} - 24 \times 286720)$$

$$f = 0.035\ m.$$

La flecha observada era 32,5 mm.
El levantamiento del segundo tramo será

$$l = \frac{-24 \times 40^{-2}}{384 \times 1{,}8 \times 10^{10} \times 0{,}0978} (286720 - 71680)$$

$$l = 0{,}012$$

El levantamiento correspondiente a una carga de mil kilógramos en el primer tramo seria

$$l = 12 \times \frac{1000}{2688} = 4{,}4 \text{ mm.}$$

Segundo tramo cargado

En este caso tenemos:

$$M_0 = 0; M_{m-1} = M_1 = -\frac{11\ pl^2}{4 \times 56} = -21{,}200 \text{ kgm.}$$

$$M_m = M_2 = -\frac{3\ pl^2}{56} = -230400 \text{ kgm.}$$

$$M_{m+1} = M_3 = \frac{3\ pl^2}{4 \times 56} = 59100 \text{ kgm.}$$

La flecha en el segundo tramo será:

$$f = \frac{40^{-2}}{384 \times 1{,}8 \times 10^{10} \times 0{,}0978} (5 \times 2688 \times 40^{-2} - 24$$

$$(211200 \times 230.400)$$

$$f = 0.0257$$

La flecha observada era de 23 mm.
La carga de 1000 kg. daria una flecha

$$25,7 \times \frac{1000}{2688} = 9,6 \text{ mm.}$$

El levantamiento del primer tramo será

$$l = -\frac{24 \times 40^{-2}}{384 \times 1,8 \times 10^{10} \times 0,0961} 211200$$

$$l = 0,012$$

Tercer tramo cargado

Tendremos:
$M_0 = 0$.

$$M_{m-1} = M_2 = M_3 = -\frac{11 pl^2}{206} = -229504$$

$$M_{m+1} = M_4 = M_1 = \frac{11 pl_2}{4 \times 206} = 57413 \text{ kgm.}$$

La flecha del tercer tramo cargado tendrá por valor

$$f = \frac{40^{-2}}{384 \times 1.8 \times 10^{10} \times 0.0975} (5 \times 2688 \times 40^{-2}$$

$$- 24 \times 2 \times 229504)$$

$$f = 0,0248$$

La flecha observada era 28 mm. en la viga oriente i 23,5 mm. en la viga poniente.

El levantamiento del segundo tramo tendrá por valor

$$l = \frac{-24 \times 40^{-2}}{384 \times 1.8 \times 10^{10} \times 0{,}0978} (229504 - 57413)$$

$$l = 0{,}0097 \text{ m.}$$

Primero i segundo tramos cargados.

Flecha del segundo tramo

En el segundo tramo se producen las deformaciones siguientes:

1.° Bajo la accion de la carga de 2688 k., hemos visto que la flecha producida era 25,7 mm.

2.° Bajo la accion de la carga de 1000 kg. el levantamiento del segundo tramo tenia por valor 4,4.

La flecha definitiva del segundo tramo será 21,3 mm.

La flecha observada era 21 mm.

Segundo i tercer tramos cargados

Flecha del tercer tramo

1.° Bajo la carga de 2688 kg. del tercero, se produce una flecha de 24,8 mm.

2.° Bajo la carga de 1000 kg. del segundo tramo, el tercer tramo se levanta de

$$12 \times \frac{1000}{2688} = 4{,}4$$

La flecha definitiva del tercer tramo será 20,4 mm.

La flecha observada era 24 mm. en la viga oriente, i 23 mm. en la viga poniente.

PUENTE CAJON (Lámina V)

Descripcion

Este puente, de via superior como los anteriores, consta de un solo tramo de 24.100 m. de lonjitud entre los ejes de sus apoyos.

Las vigas son de enrejado doble, es decir, con diagonales cruzadas en cada paño, i tienen 24.800 m. de lonjitud total i 2.400 m. de altura entre las plata-bandas. La lonjitud de las vigas está dividida en diez paños de 2.410 m. de lonjitud por medio de montantes verticales de secciones doble T, compuesta de cuatro escuadras de $\frac{60\times60}{7}$ i un alma enrejada de pequeñas barras de 60×7.

Las soleras de las vigas constan de un alma vertical de 450×8, de dos escuadras de $\frac{80\times80}{10}$ i de dos palastros de 300×10, de los cuales uno cubre toda la lonjitud de las vigas i el otro solo la parte intermedia, determinada por la curva de los momentos solicitantes.

Las diagonales o cunetas son formadas por barras de seccion ⌴, de dimensiones trasversales variables con los esfuerzos de corte a que hacen equilibrio.

El tablero consta de una série de viguetas o piezas de puentes de secciones doble T, formadas por un alma de 500×7 i cuatro escuadras de $\frac{80\times80}{9}$, i dos filas de longuerinas que reciben los durmientes i rieles. Las longuerinas están formadas por un alma de 360×7 i cuatro escuadras de $\frac{60\times60}{7}$.

Los contravientos consisten en dos sistemas de con-

travientos: uno segun el plano horizontal inferior de las vigas, formado por dos escuadras de $\frac{60\times60}{7}$ que se cortan en ángulo de 45° mas o ménos; i el otro segun el plano vertical determinado por los montantes opuestos, formados por dos escuadras de $\frac{70\times70}{7}$ ensambladas a las viguetas por la parte superior i al centro de los contravientos inferiores por la otra.

Los estribos son de albañilería de piedra con muros de vuelta del mismo material.

Peso muerto i sobrecarga

Para los cálculos de las vigas se han adoptado las cargas siguientes:

Acero por metro lineal de puente. . .	kg.	960
Durmientes i rieles.	»	220
Entablado	»	150
Total de peso muerto	»	1330
Sobrecarga.	»	4400
Carga total por m. l. de puente..	»	5730

Pruebas

Dada la lonjitud del puente, el tren de prueba se componia solo de dos locomotoras del tipo 208, acopladas entre sí.

La prueba estática se hizo colocando el tren de prueba durante 30 minutos en la posicion indicada en el depurado, i la prueba dinámica, haciendo pasar el tren en la direccion de sur a norte con velocidad de 25 i 50 kls. respectivamente.

Cálculos de las deformaciones

Las deformaciones verticales de las vigas las hemos calculado por el método gráfico exacto, que en el caso de vigas sobre dos apoyos es por demas sencillo.

Las escalas adoptadas, son:

Lonjitudes . . . . . $\frac{1}{100}$

Fuerza . . . . . $\frac{1}{1000}$

Distancia polar. . . . . $A=5.00$ m.

Momentos . . . . . $\frac{1}{5000}$

Superficie de los momentos. . . . . $\frac{1}{500}$

Polígono de los » . . . . . $\frac{1}{50000}$

E I. . . . . $\frac{1}{10\,000\,000}$

Deformaciones $\frac{10000000}{100 \times 50000} = 2$

Los momentos de inercia en los tres trozos en que queda dividida la viga por el segundo palastro son:

Con dos palastros . . . . . $I_1 = 0029281$

» un palastro. . . . . $I_{11} = 0022230$

Con las escalas i datos anteriores hemos trazado la elástica o fibra deformada de cada viga i la flecha correspondiente.

En el diagrama 1 de la lámina V, la parte dibujada con rasgo contínuo representa el diagrama polar correspondiente al tren de prueba i que nos ha servido para construir el polígono funicular 0, 1, 2, ... 14, 15 i 16, que

con la base AB determina el lugar de los momentos de flexion para esa posicion del tren de prueba.

Hemos dividido la superficie del lugar de los momentos de flexion en trece superficies parciales por medio de las verticales de las fuerzas i de las verticales de los puntos en que hai cambio brusco con la seccion de la viga.

Considerando esas superficies parciales como fuerzas solicitantes de la viga que obrasen de abajo hácia arriba, hemos continuado el diagrama polar núm. 2, en que las distancias polares son, sin la reduccion de escala:

$$EI_1 = 18 \times 10^9 \times 0.029281 = 527058000$$

$$EI_{11} = 18 \times 10^9 \times 0.022230 = 400140000$$

Con ese diagrama polar hemos obtenido el polígono funicular *a*, *b*, *ce* . . . *l*, *m*, i *n*, referido a la base A B, que nos representa la fibra deformada de la viga. La mayor de las ordenadas de este lugar ficticio de momentos representa la flecha máxima en una magnitud doble de la real, porque la escala de las deformaciones es $\frac{2}{1}$

Con la reduccion de la escala obtendremos

$$f = 24 \text{ mm.}$$

El término medio de las flechas observadas directamente fué de 25 mm.

Si se quisiera calcular la flecha por el método aproximado, aplicaríamos la fórmula:

$$f = \frac{5pl^4}{384\, EI_m}$$

ya indicada.

PUENTE CHANCO (Lámina V)

Descripcion

Este puente es enteramente análogo al puente Cajon, tanto en el sistema como en su disposicion jeneral.

La lonjitud total del puente es de 29.800 m. i de eje a eje de los apoyos 29.000 m.

La cabeza de las vigas es formada por un alma vertical de 450×9, dos escuadras de $\frac{80 \times 80}{9}$ i tres plata-bandas de 320×8.

Las viguetas son de seccion doble T, compuesta de un alma vertical de 550×7 i cuatro cantoneras de $\frac{80 \times 100}{9}$. Las longuerinas son tambien de seccion doble T, formada por un alma de 450×7 i cuatro escuadras de $\frac{60 \times 60}{7}$.

Las escuadras de los contravientos verticales son de $\frac{70 \times 70}{7}$ i las de los contravientos horizontales, de $\frac{60 \times 60}{7}$.

Peso muerto i sobrecarga

Para los cálculos de las vigas se han adoptado las cargas siguientes:

Acero por metro corrido de puente. . . .	kgms.	1100
Durmientes i rieles	»	220
Entablado.	»	150
Sobrecarga de prueba.	»	4700
Carga total por metro corrido.	»	6170

Pruebas

El tren de prueba se componia de dos locomotoras, una del tipo de 139 i otra del tipo 208 acoplada a la primera.

Las pruebas estáticas i dinámicas se hicieron en las mismas condiciones que en el puente Cajon, solo que la prueba estática no se pudo prolongar mas de quince minutos por lo avanzado de la hora en que hacíamos las pruebas.

Cálculo de las deformaciones

Las deformaciones se han calculado de la misma manera que en el puente Cajon, como puede verse en la lámina V. En el diagrama núm. 1, los radios polares trazados con elementos de línea corresponden a la locomotora del tipo 139.

Los momentos de inercia de las vigas son:

Con tres palastros.	0.052250
Con dos »	
Con uno »	

Segun el depurado, la flecha correspondiente es de 24 mm. i las flechas observadas fueron:

En la prueba estática.	24 mm.
En la prueba dinámica.	25.5 »

Resúmen jeneral

Si se comparan las flechas observadas directamente con los valores obtenidos por el cálculo en los distintos

casos, puede notarse que, en jeneral, las flechas obser vadas son inferiores a las del cálculo.

Dado el menor valor absoluto de las flechas observadas, creemos que no hai inconveniente para recibirse definitivamente de los puentes metálicos a que se refiere el presente informe.

Observaciones

Hemos hecho la esposicion completa i detallada, tanto de las pruebas como de los cálculos de flechas, de los puentes cuya recepcion definitiva estaba a nuestro cargo; pero no dejaremos este asunto sin agregar algunas observaciones de importancia que podrian servir para las pruebas futuras.

Es evidente que las pruebas iniciales a que se someten los puentes, son indispensables, i pueden dar indicaciones útiles respecto a la solidez de la obra. Si la flecha obserbada es inferior a la del cálculo, significará que la elasticidad del metal es menor de la prevista, o que en la ejecucion se han excedido las indicaciones del cálculo, en perjuicio de la economía de la obra. Una flecha observada superior a la del cálculo, puede provenir de la calidad del metal de la armadura o de errores del cálculo. Pero para resolver de una manera completa la cuestion de la solidez de una obra semejante, hai que tomar en cuenta dos factores importantes: los ensayos de los materiales hechos en la fábrica, i la supervijilancia contínua de la armadura en la misma obra.

Con estos datos, haciendo ademas las pruebas con la debida precision, se dispone de los elementos necesarios para deslindar responsabilidades en caso de litijio.

En cuanto a la precision de las pruebas, diremos

desde luego que los aparatos que sirven para tomar las flechas deben dar resultados cuya exactitud sea innegable. A este respecto la corredera de madera deja que desear. Aunque en la mayor parte de los casos los resultados son buenos, como lo han demostrado los numerosos ensayos hechos en la línea de Victoria a Temuco. no se debe perder de vista que en caso de litijio se pueden invocar los defectos del aparato para poner en duda sus resultados; i esto basta para evitar su empleo. Con tanto mas razon se debe abandonar la corredera cuanto que se pueden obtener en Europa indicadores automáticos, cuyos resultados son de toda precision i sirven de pruebas irrecusables de los ensayos.

Otro punto que se debe tratar con todo cuidado es el relativo a las flechas deducidas del cálculo.

Tanto en los trazados gráficos como en los cálculos se puede notar que los elementos que intervienen en la determinacion de las flechas son de dos clases mui distintas.

En primer lugar, tenemos las dimensiones de la obra, las cargas del tren de prueba, los momento de flexion i de inercia de las vigas; elementos que se pueden fijar con la debida precision en cada caso particular.

En segundo lugar, interviene tambien el coeficiente de elasticidad del metal E; i éste debe deducirse directamente de los ensayos del metal hechos en la misma fábrica, reduciéndose en seguida, segun una cierta relacion que depende del sistema de viga i que ha sido fijado por la esperiencia.

Solamente haciendo los cálculos en esta forma, i empleando aparatos adecuados, se pueden comparar los resultados de las pruebas i de los cálculos. Tomando en cuenta ademas los detalles de la armadura, es posible emi

tir un juicio completo sobre la solidez de la obra. Esto no significa que las pruebas, aun incompletas, no tengan su utilidad. Las pruebas iniciales son indispensables en todo caso, i, como lo dice el señor De Leber, «es una garantía de seguridad que debemos al gran público; i el solo hecho de que ciertos puentes cayeran durante estas pruebas nos indica la imposibilidad de suprimirlas».

Sobrecargas que sirven para el cálculo de los puentes para ferrocarriles

1. *Cargas del tren de prueba.*— Se ha notado que en las pruebas de los puentes que forman el objeto del presente informe, ha sucedido varias veces que la carga empleada excedia de la carga que ha servido para el cálculo; i sin embargo, el material rodante empleado no presentó ningun carácter de exajeracion, i era de uso corriente en el tráfico de la línea.

Creemos, pues, que no está de mas examinar en detalle el peso del material actualmente en uso en los ferrocarriles del Estado; i comparándolo con las cargas que sirven actualmente para el cálculo, obtendremos algunas indicaciones útiles para la reforma que habrá que hacer en las cargas que deben servir de base en los cálculos.

2. *Cargas usuales.*—Hemos dicho al principio de este informe que se usan actualmente en Chile, para los cálculos de los puentes, las cargas de la circular francesa del 7 de Agosto de 1877, que consulta una sola escala de sobrecarga uniforme para los momentos de flexion i los esfuerzos de corte, i calculada segun el momento producido en la mitad del tramo.

Los trenes de prueba que han servido de base a la determinacion de estas cargas uniformes, eran arrastrados

por una sola locomotora con cuatro ejes, de un peso total de 72 toneladas incluido el ténder, o por dos locomotoras sobre tres ejes, de un peso total de 60 toneladas con el ténder. Basta indicar estos pesos para notar cuán léjos nos encontramos actualmente de aquellas cargas tan reducidas.

Una lijera descripcion del material pesado actualmente en uso en los ferrocarriles del Estado, mostrará claramente las diferencias.

3. *Material pesado en uso en los ferrocarriles del Estado.*—La lámina III da el cróquis de siete locomotoras de carga i pasajeros, entre los mas pesados que trafican actualmente por las líneas, como tambien de tres carros de mayor carga.

Estas locomotoras son:

a) para trenes de pasajeros:

1.°	La locomotora «Arturo Prat», número 185, con un peso total de. . . . . tns.	81,965
2.°	La locomotora Compound «Baldwin», núm. 235, con un peso total de. . . .	80,925
3.°	La locomotora Compound «Rogers», núm. 237, con un peso total de.	84,000

b) para trenes de carga:

1.°	La locomotora «Colina», con un peso total de.	84,000
2.°	La locomotora Compound «Baldwin», núm. 239, con un peso total de.	81,439
3.°	La locomotora Compound «Rogers», núm. 241, con un peso total de.	88,000

4.° Las locomotoras núms. 208 a 214, con un peso total de.	tns.	83,999
Las cargas mayores sobre los ejes alcanzan para la locomotora «Baldwin», núm. 235, a.		15,66
Para la locomotora «Rogers», núm. 237, a		15,75
» » «Arturo Prat», a. . .		15,800
Por fin, la carga uniforme por metro lineal de via entre topes, alcanza su valor máximo, para las locomotoras números 208 a 214 i asciende a.		5,32

En cuanto a los carros, tenemos los pesos siguientes:

1.° El carro ordinario de primera clase, sobre cuatro ejes, tiene un peso total de.	tns.	25,15
2.° El carro-salon «Esmeralda», sobre cuatro ejes, tiene un peso total de. . .		26,5
3.° El carro de reja para ganado, sobre cuatro ejes, tiene un peso total de. . .		36

I corresponde a la mayor carga uniforme para carros, es decir 3.28 tns. por metro lineal de via.

Se ve, pues, que el material rodante actual excede bastante al que ha servido para componer el tren de pruebas de la circular de 1877.

4.° *Cargas de prueba i material rodante de otros paises.* —Antes de indicar la composicion del tren de prueba que convendria adoptar para los cálculos, será de algun interes dar algunos datos sobre las cargas de prueba en uso en otros paises, como tambien sobre los pesos máximos del material rodante que trafica en la actualidad por los ferrocarriles de Europa i Estados Unidos.

En Suiza, los puentes se calculan actualmente por

medio de un tren compuesto de tres locomotoras con cuatro ejes de 15 toneladas i un peso total de 87 toneladas incluido el ténder.

En Hungría se admiten dos locomotoras con cuatro ejes de 16 toneladas i una carga total de 100 toneladas.

En Francia, en donde el material rodante es mas liviano, se admiten actualmente dos locomotoras con cuatro ejes de 14 toneladas i una carga total de 80 toneladas con el ténder. Ademas, las piezas de puente o viguetas deben poder resistir la carga de un eje de 20 toneladas.

En Estados Unidos hai en uso locomotoras con tres ejes acoplados de 17 toneladas, i tambien locomótoras con dos ejes acoplados de 20 toneladas para los trenes de gran velocidad.

Pero, sea dicho desde luego, este material extra-pesado sirve solamente para trenes espresos que recorren líneas de construccion esmerada i cuyo trazado ha sido hecho en vista de las grandes velocidades que deben alcanzar los trenes. Por consiguiente, no creemos necesario tomar en cuenta para Chile las cargas exajeradas de estas locomotoras, que no tienen uso en estas líneas. Bastará limitarnos al material ya bastante pesado que circula actualmente i que es comparable a los pesos mayores que se toman hoi dia en cuenta en Francia i Suiza para los cálculos de puente (1).

Del tren de prueba.—De lo que precede se puede deducir que nos encontraremos en un caso bastante desfavorable componiendo el tren de prueba en dos locomo-

(1) La locomotora chilena número 208 corresponde a una carga uniforme de 5.32 toneladas por metro lineal de via; la locomotora de prueba de Francia a 5.31 toneladas; la de Suiza a 5.62 toneladas i la de Hungría a 6.32 toneladas por metro lineal de via.

toras del tipo mas pesado en uso actual en Chile, es decir, el número 208, i de una série de carros de reja para ganado que pesan 36 toneladas cada uno. Hemos estudiado el tren de prueba así compuesto i lo hemos comparado con las cargas que se usan actualmente para los cálculos.

La lámina VII indica la composicion del tren con la distancia i los pesos de los ejes. Hemos trazado por el método gráfico la curva jeneral de los momentos i hemos determinado para los tramos usuales, desde 20 m. hasta 90 m., los momentos máximos en cada tramo i las cargas uniformes correspondientes al mismo momento máximo en la mitad del tramo. Hemos colocado el tren para cada tramo en la posicion que ocupa jeneralmente en las pruebas, sin averiguar si es la situacion mas desfavorable.

No hai inconveniente en hacerlo de este modo, puesto que nos proponemos solamente mostrar de un modo aproximado las diferencias que existen entre las cargas usuales i las que se emplean en los cálculos. No entraremos en detalles respecto al trazado de las curvas de momentos, ni al cálculo de las cargas uniformes. Nos concretaremos a indicar los resultados en el cuadro adjunto, que contiene ademas las cargas de la circular de 1877. La figura 4 de la lámina VII da la representacion gráfica de estos resultados.

CUADRO COMPARATIVO DE LAS CARGAS EQUIVALENTES AL TREN DE PRUEBA CON EL MATERIAL MAS PESADO EN USO I DE LAS CARGAS DE LA CIRCULAR FRANCESA DE 7 DE AGOSTO DE 1877.

Largo de los tramos	CARGAS UNIFORMES		Largo de los tramos	CARGAS UNIFORMES	
	Segun el tren de prueba	Segun la circular de 1877		Segun el tren de prueba	Segun la circular de 1877
15 m.	6115 k.	5700	50	5056	4000
20	5865	4900	55	4823	3800
25	5632	4875	60	4683	3700
30	5688	4700	70	4356	3500
35	5616	4600	80	4085	3400
40	5556	4500	90	3847	3300
45	5262	4250			

Del exámen comparativo de estas cargas se desprende que las cargas usuales son de 15 a 21% superior a las cargas que sirven para el cálculo i, por consiguiente, creemos mui necesario abandonar las cargas estipuladas por la circular de 1877 para adoptar otra escala de cargas que esté mas en conformidad con el material rodante actualmente en uso. El tren de prueba que hemos indicado anteriormente se acerca ya de la solucion de aquel problema; pero una resolucion definitiva no podrá tomarse sin estudios mas prolijos, que salen del objeto del presente informe.

Es preciso notar que la revision i el estudio de las cargas que sirven de base á los cálculos de puentes de ferrocarriles, está a la órden del dia en los paises de Europa. El Congreso anual de Ferrocarriles se ha ocupado especialmente de esta cuestion tan importante. El señor De Leber, injeniero mui conocido por sus trabajos de

cálculos de puentes, ha hecho un estudio mui interesante de esta cuestion, haciendo un análisis prolijo del material rodante empleado en los diferentes paises de Europa (1). Propone el señor De Leber abandonar los trenes de pruebas que sirven actualmente de base a los cálculos i adoptar en su lugar algunas escalas de cargas uniformes deducidas del material pesado actualmente en uso i que sea aplicable a todos los paises. El señor De Leber divide los trenes en dos categorías, los trenes extra-pesados i los trenes pesados, consultando por cada uno de éstos un tren de pasajeros i un tren de carga. En cada caso particular se adoptarian las cargas uniformes correspondientes a uno de estos trenes segun el material que trafica por la línea.

Como dato ilustrativo, hemos indicado en la pájina 4 de la lámina VII la representacion gráfica de las cargas uniformes que corresponden al tren pesado de carga propuesto por el señor De Leber. Se ve que las cargas son superiores al tren de prueba que hemos estudiado, motivo mas para mostrar que esto no tiene nada de exajerado.

Es preciso notar tambien la diferencia entre la curva del tren De Leber i el de la circular francesa de 1877, lo que muestra una vez mas que conviene abandonar las cargas que sirven actualmente i que no corresponden de ningun modo con el material moderno de los ferrocarriles.

Santiago, Diciembre 23 de 1895.

E. PARDO DUVAL
Injeniero Civil e Injeniero 1° de la Direccion de Obras Públicas.

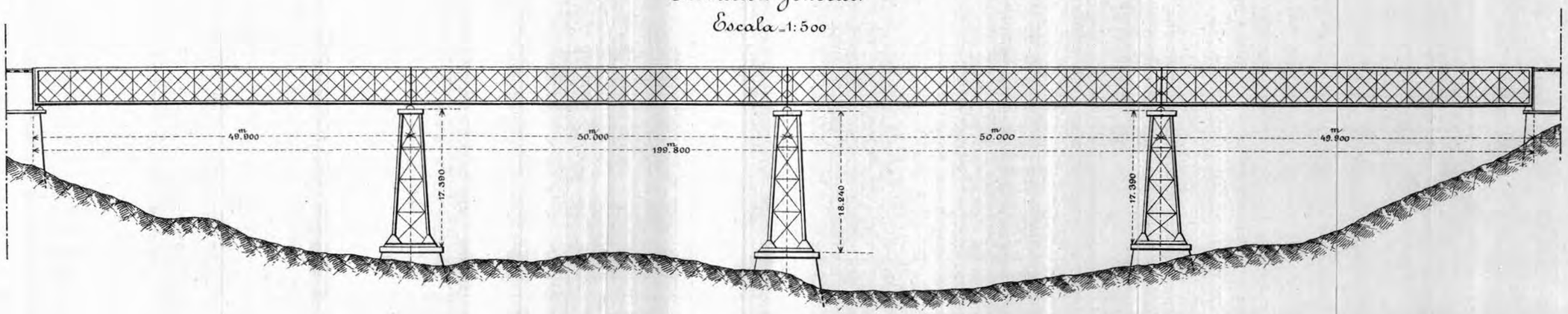
G. OTTEN
Injeniero honorario de Bélgica contratado por el Gobierno de Chile

(1) Véase *Bulletin* de la commission internationale du Congrès des chemins de fer.

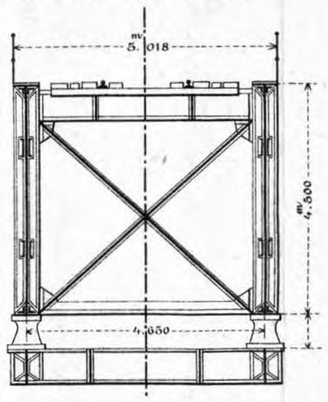
Puente del Quino

Elevacion General.

Escala 1:500

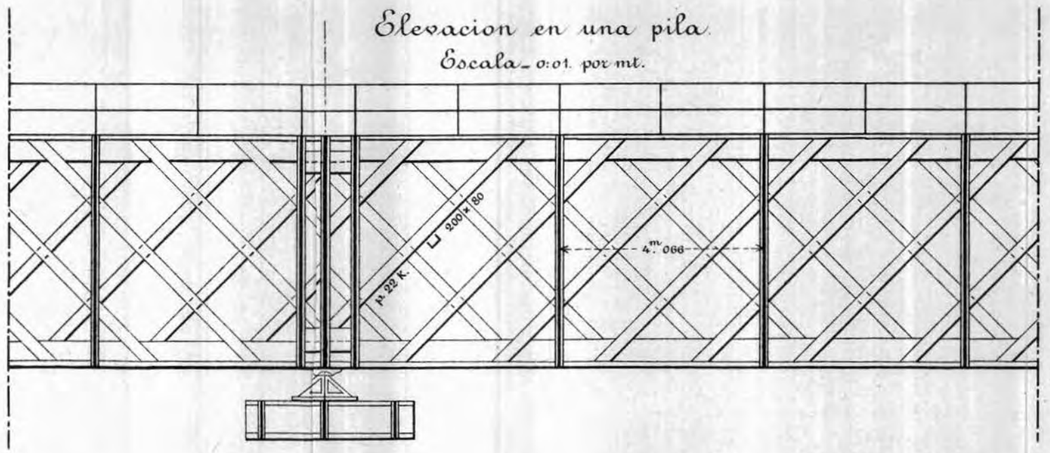


Seccion trasversal



Elevacion en una pila

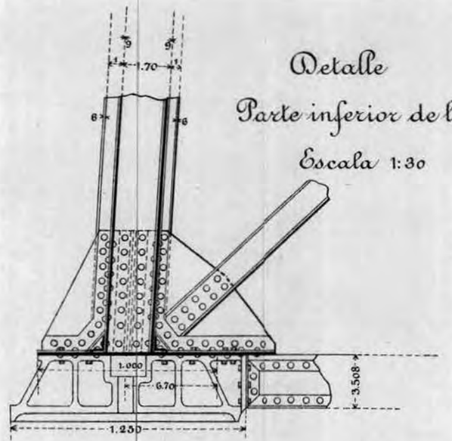
Escala 0:01. por mt.



Detalle

Parte inferior de la pila

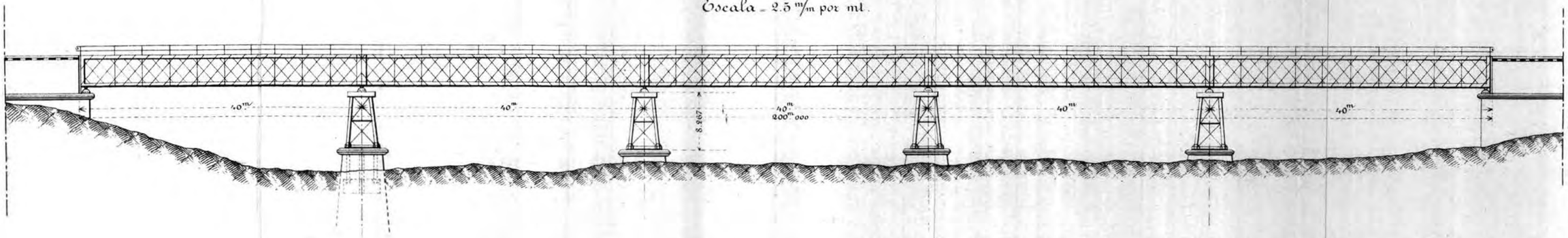
Escala 1:30



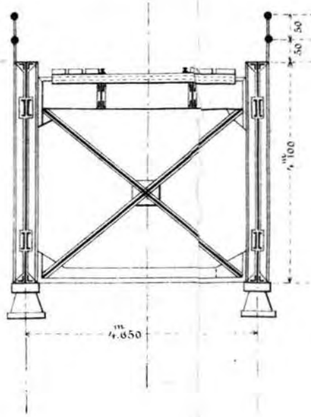
Puente Salto

Elevacion Jeneral

Escala = 2.5 m/m por mt.

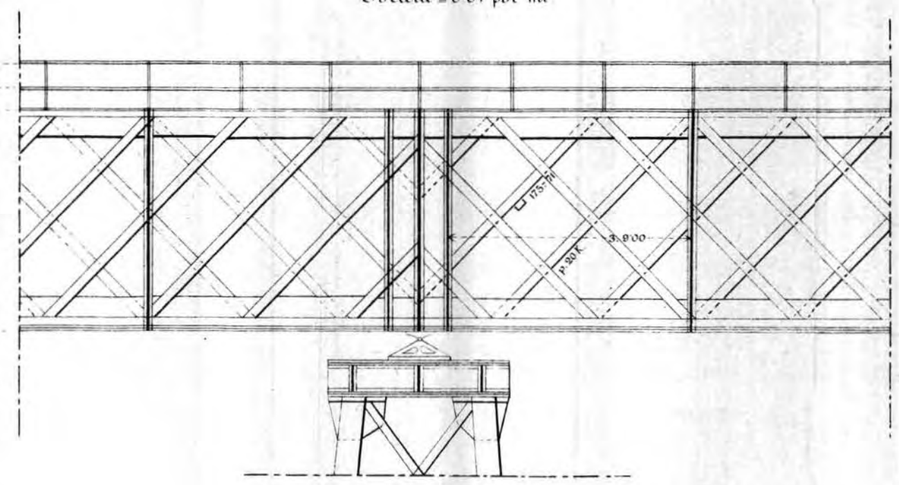


Seccion traversal.



Elevacion en una pila.

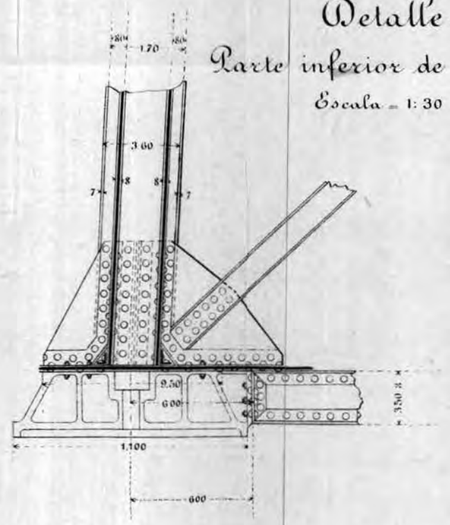
Escala = 0.01 por mt.



Detalle:

Parte inferior de la pila.

Escala = 1: 30



Puentes Cajon i Chanco.

Depurados de las Deformaciones.

Puente Cajon

Puente Chanco

Sur

Norte

Diagrama N.° 1.

Escalas:

Lonjitudes	$\frac{1}{100}$
Fuerzas	$\frac{1}{1000}$
Momentos	$\frac{1}{50\,000}$
Superficies de los M.	$\frac{1}{500}$
Poligono de los " " "	$\frac{1}{50\,000}$
Distancias polares EI	$\frac{1}{10\,000\,000}$
Deformaciones	$\frac{10\,000\,000}{100 \times 50\,000} = 2.$

Diagrama N.° 2.

Diagrama N.° 3.

Tren compuesto del material mas pesado en uso.

Fig. 1ª

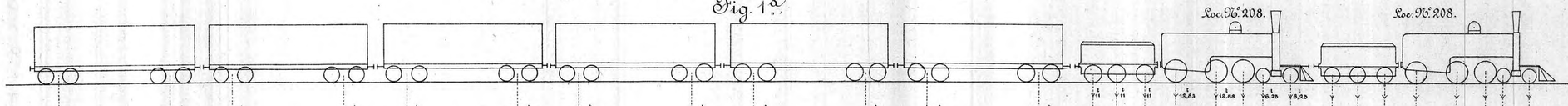


Fig. 2.

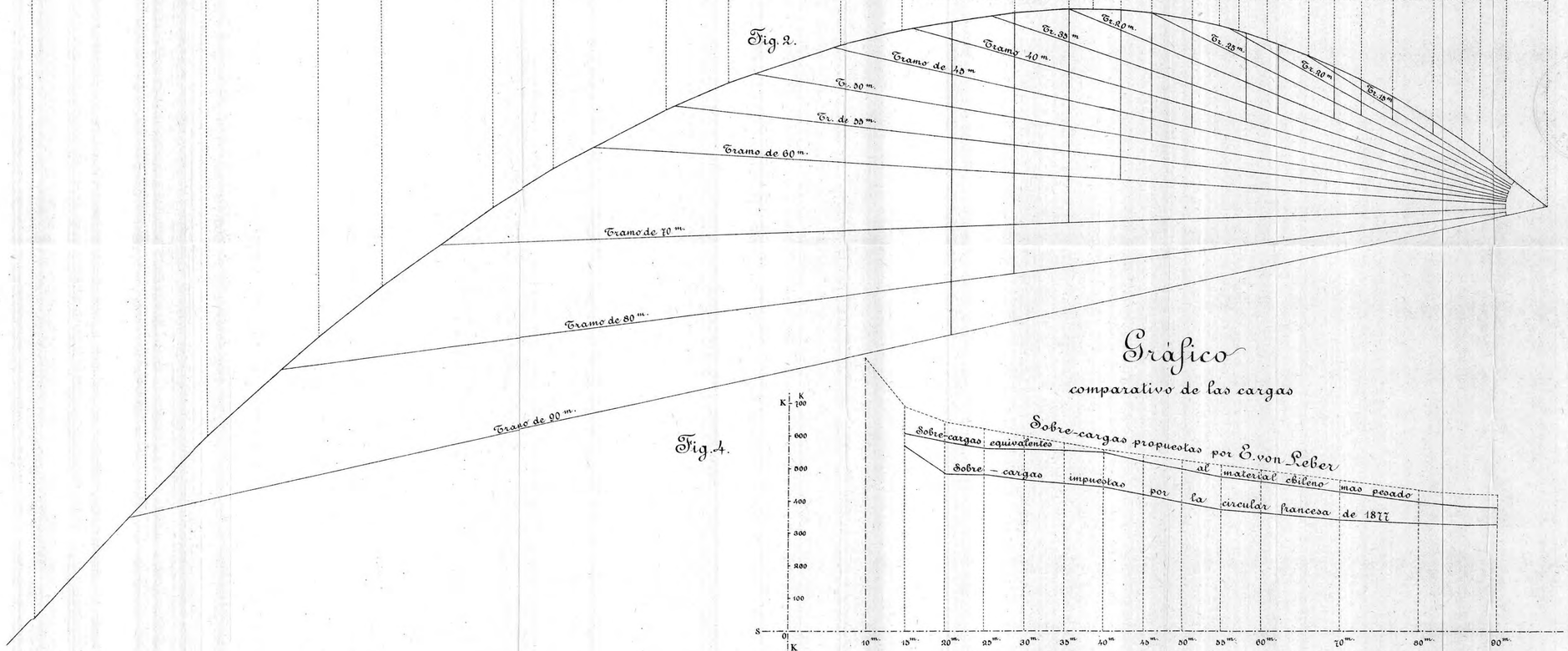


Fig. 3.

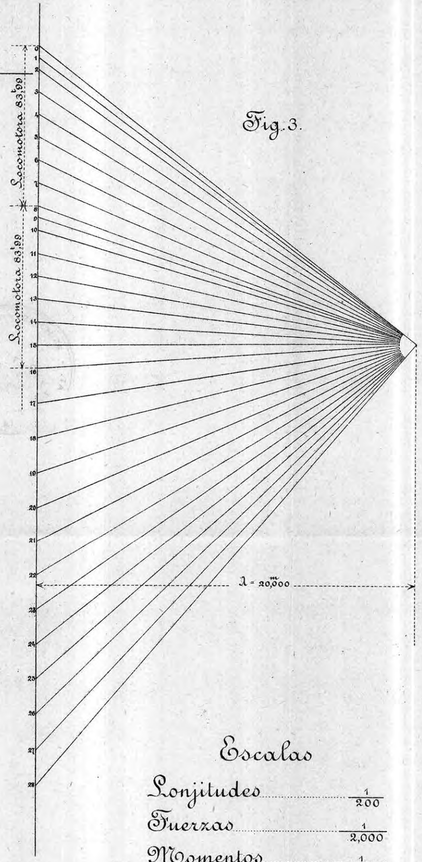


Fig. 4.

Gráfico

comparativo de las cargas

Escalas

Lonjitudes 1/200

Fuerzas 1/2,000

Momentos 1/40,000