Tomo XI 15 de Abril Núm. 75

ANALES DEL INSTITUTO DE INJENIEROS

SUMARIO.—Ferrocarril de Parral a Cauquenes.—Informe sobre las pruebas de los puentes metálicos.—El Cleps i el levantamiento rápido de los planos.—Reconocimientos jeolójicos en la rada de Talcahuano.—Bibliografía.

FERROCARRIL DE PARRAL A CAUQUENES

INFORME SOBRE LAS PRUEBAS DE LOS PUENTES METÁLICOS

I. JENERALIDADES

La línea de Parral a Cauquenes tiene los siguientes Puentes metálicos, cuyas pruebas hacen el objeto del presente informe:

1.°—Puente Curipeumo,
2.°—Puente Tintivilo,
3.°—Puente Unicaven, 1.ª 5on,
4.°—Puente Unicaven, 2.ª 5on,
5.°—Puente Perquilauquen,
6.°—Puente Coipo, 1.ª 5on,
7.°—Puente Coipo, 2.ª 5on,
8.°—Puente Rosario,
9.°—Puente Taqueral, 1.ª 5on,
10.°—Puente Taqueral, 2.ª 5on,

Con excepcion del Puente Perquilauquen, que tiene 3 tramos de 45 m, los demas puentes se componen de una série de tramos de 11 m. i 12 de largo, con vigas de palastro, i via superior i a media altura, segun la diferencia de nivel entre las aguas altas i la cota del riel. Todos los tramos son independientes.

En cuanto a la infrastructura, los estribos son todos de albañileria; los machones del Perquilauquen consisten en tubos de fierro de 2 m. diámetro llenados con concreto; los del puente Rosario son de albañileria, i los demas consisten cada uno, en seis tubos de fierro de 0.30 diámetro atornillados en el suelo.

Para las pruebas se empleó el material rodante siguiente:

1.°—Una o dos locomotoras del tipo núm. 139, con un eje de bogie, tres ejes motores, i dos pares de ejes de tender, siendo el peso total de 66.t 79 para cada locomotora con ténder.

2.° Carros planos sobre 2 pares de ejes, con un peso muerto de 11t. i una sobrecarga de 15t producida por 50 rieles de 300 kg.

Veremos mas adelante que estas cargas estan en relacion con las cargas uniformes que han servido de base a los cálculos.

Las deformaciones se tomaron por medio de una corredera de madera colocada directamente bajo la viga o puesta en comunicacion con la viga por medio de un alambre tendido por un contrapeso.

La duracion de las pruebas estáticas era jeneralmente de treinta minutos. Pero, en los últimos ensayos, en vista de la frecuente repeticion de las mismas pruebas sobre tramos idénticos (1) dando siempre, desde el primer momento de la prueba, resultados análogos, se redujo la duracion a 15 i 20 minutos.

Las pruebas dinámicas siguieron siempre a las pruebas estáticas i se hicieron con una velocidad de 35 klom. hasta 52 klom.

II. PUENTE PERQUILAUQUEN

1. *Descripcion.*—El puente Perquilauquen tiene un largo total de 135 i se compone de 3 tramos discontínuos de 44 m. 80 de largo total. Los estribos son de albañileria i los dos machones

(1) Se hicieron 71 observaciones sobre 22 tramos de 11 m. i 12 m.

intermediarios se componen cada uno de dos tubos de palastro de 2m.00 diámetros llenados con concreto.

En cuanto a la superstructura, cada tramo se compone de dos vigas-barandas distantes de 4 m. 05 de eje a eje, de 4.m 20 de altura total, divididos en 12 paños por medio de montantes colocadas en cruz de San-Andres. Siendo colocada la viga a media altura de las vigas, estas estan unidas por una vigueta de 0 m. 60 de altura colocada a 1 m. 80 mas arriba que la parte inferior de la viga. Dos filas de longuerinas de 0 m. 500 de altura i 1 m. 88 de distancia sirven de apoyo a los durmientes que soportan los rieles.

Las soleras de las vigas-barandas se componen de una plancha vertical de 500×12m/m, dos escuadras de $\frac{100\times100}{10}$ i de una, dos o tres palastros de 400×8 m/m, segun el caso. Los montantes verticales, que sirven de union a las soleras, se componen de 4 escuadras de $\frac{80\times80}{7.5}$ remachadas a las planchas verticales de las soleras. En el plano trasversal de la viga, estos montantes son reforzadas por otras planchas verticales colocadas tanto al esterior como al interior de la viga, i sirviendo al mismo tiempo la plancha interior para el ensamble de la vigueta. En las estremidades estas montantes son reforzadas por escuadras suplementarias. Las crucetas de cada paño son fierros ⊔ de 250×82—250×80—200×80, i 175×70.

La vigueta se compone de un palastro de 600×8 m/m i 4 escuadras de $\frac{90\times90}{10}$. La longuerina tiene una altura vertical de 500×8 m/m i cuatro escuadras de $\frac{60\times60}{8}$.

El contraviento, colocado en el plano inferior de la viga, se compone 1.° de fierros ⊥ de $\frac{70\times70}{7}$ colocados en el plano trasversal del puente i frente a las montantes, 2.°—de fierros ⊥ de 150×80 i 130×70 formando cruz de San-Andres en el espacio de dos paños. Ademas frente a cada montante el fierro ⊥ trasversal de $\frac{70\times70}{7}$ está reforzado por dos escuadras inclinadas de $\frac{70\times70}{7}$ remachadas al centro del fierro ⊥ i a la plancha interior del montante que sirve para la union de la vigueta a la viga.

2.° *Pruebas*.—Siendo los tramos discontinuos, las pruebas estáticas se redujeron a cargar aisladamen te cada uno de los tramos.

El tren de prueba tenia la composicion siguiente:

1.°—La locomotora núm. 93 del tipo núm. 139.

2.°—La locomotora núm. 141 del mismo tipo.

3.°—Un carro plano con 26t. de peso total.

La fig. 2 del Depurado adjunto indica la composicion detallada de este tren.—Habiendo llegado las dos locomotoras acopladas por la trompa, los ensayos se hicieron con estas posicion de las máquinas.

Las pruebas se hicieron en los tres tramos, dejando el tren durante media hora en cada tramo. En seguida se hizo la prueba dinámica con una velocidad de 48 kilómetros.

El cuadro núm. 1 adjunto indica las flechas observadas.

CUADRO NÚM. I.

Tramos.	Pruebas estáticas		Pruebas dinámicas	
	Viga der.	Viga izq.	Viga der.	Viga izq.
1.er tramo (desde Parral)	36m/m	32m/m	37m/m	32m/m
2.° —	32m/m	—	—	—
3.er —	33m/m	33m/m	32m/m	34m/m

No se tomó la flecha en el segundo tramo durante la prueba dinámica, por motivo de la dificultad que habia en hacer buenas instalaciones para los aparatos en este tramo.

III. CÁLCULO DE LAS DEFORMACIONES

Para comprobar los resultados de las observaciones anteriores, haremos el cálculo gráfico de las deformaciones por el método exacto tomando por base el tren de prueba.

El Depurado adjunto se refiere a este estudio.

La fig. 1 indica la composicion de la viga de un tramo, cuyo largo es de 43.m80 de eje a eje de los apoyos. La fig. 2 da la posicion del tren respecto al tramo, asi mismo como la posicion, la distancia i la carga sobre los ejes.—En la fig. 4 hemos trazado el lugar de los momentos del tren de prueba, hecho por medio del diagrama de las fuerzas de la fig. 3.

Tomando en consideracion las cargas por viga, tenemos las siguientes escalas para los trazados:

Escalas de lonjitudes: 0m. 01 por metro o $\frac{1}{100}$.

Escala de las fuerzas: 0. m001 por tonelada.

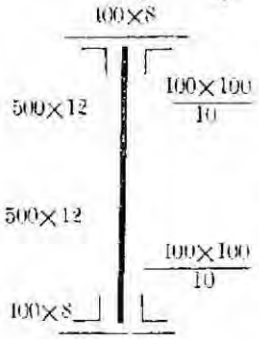
Siendo la distancia polar. $\lambda = 2.m50$.

La escala de los momentos será pues:

$M = 189 \times 2,5 = 472^{tm}.5$.

Para la determinacion de la fibra deformada, es sabido que esta corresponde al lugar de los momentos construido con la área de los momentos de flexion considerada como fuerza continua, siendo la distancia polar igual al valor E.T. correspondiente a la seccion a donde obra la fuerza.

Tenemos pues que calcular los valores de E.T.



Valores de I.—La figura adjunta indica la seccion de la viga-baranda. Como hemos dicho anteriormente, la solera comprende una, dos o tres planchas de $400 \times 8^{m}/_{m}$ segun el caso. Tenemos pues los tres momentos de inercia I_1, I_2 I_3 correspondientes a cada uno de estos casos.

Valor de I_1.—Tenemos:

$$I_1 = \frac{0.400 \times \overline{4.216}^3 - (0.188 \times \overline{4.23}^3 + 0.180 \times \overline{4.18}^2 + 0.012 \times \overline{3.20}^3 \times 0.02 \times \overline{4}^3}{12}$$

$$I^1 = 0.1005.$$

Valor de I^2

$$I^2 = I^1 + \frac{0.400 \times \overline{4.232}^3 - 0.400 \times \overline{4.216}^3}{12} = 0.1005 + 0.0303 =$$

$$I_2 = 0.1308.$$

Valor de I^3

$$+ \frac{0.400 \times \overline{4.248}^3 - 0.400 \times \overline{4.232}^3}{12} = 0.1308 + 0.0287 =$$

$$I_3 = 0.1595.$$

Valor de E.—El valor de la E. es el que corresponde al acero dulce remachado de enrejado múltiple. No tenemos datos respecto a los materiales en la Fábrica de los ensayos.

Para fijar el valor de E., nos hemos guiado segun los datos siguientes:

Segun Résal, (x) se puede adoptar como valor de E en las vigas de fierro de enrejado ríjido;

$$E=0.6\times10^{10}$$

Siendo 1.9×10^{10} el verdadero coeficiente de elastididad del fierro.

Ademas Koecklin [x] da como coeficiente de elasticidad del acero dulce

$$E=2.2\times10^{10}$$

Por consiguiente, podemos adoptar como coeficiente de elasticidad del acero dulce en el caso de Vigas con enrejado ríjido el valor.

$$E=1.6\times10^{10}\times\frac{2.2}{1.9}=1.8\times10^{10}$$

Valores de E I.—Conociendo E i los valores de I. tendremos luego los valores de EI, que son:

$$EI_1=1.809.000.000$$
$$FI_2=2.354.000.000$$
$$EI_3=2.871,000.000$$

Escalas.—Para el trazado del diagrama polar i de las fibras deformada, tenemos las siguientes escalas.

Siendo:

la escala de lonjitudes: 1 $^c/_m$ p. metro, o $\frac{1}{100}$, i

la escala de momentos: 1 $^c/_m$ por 25 $^{t.m.}$

la escala de las áreas de momento será:

$$1\ ^c/_m \text{ por } 25^{t.m^2}$$

(x) Véase: J. Résal, Pont métalliques. Tome II. pág. 128.

(x) Véase M. Koechlin, Applications de la Statique grafique, pag. 503

Para el trazado del diagrama polar, adoptaremos las escalas siguientes:

Area de momentos: $\frac{1}{200.000.000}$

Valores de E. I. $\frac{1}{20.000.000.000}$

Por consiguiente, la escala de las deformaciones será;

$$\frac{20.000.000.000}{100 \times 200.000.000} = 1$$

Las deformaciones se producirán, pues, en su verdadera magnitud.

Trazados.—El área de los momentos se ha dividido en diez secciones, cuyos centros de gravedad estan indicades bajo los números 1' hasta 10'.

Indicamos mas abajo las áreas parciales, reduciendo a escalas las superficies dadas por el planimetro como tambien las lonjitudes correspondientes para el diagrama polar. Habiendo tomado por unidades el kilogramo i el metro, para todas las escalas.

Se ve que el largo correspondiente a la área 1' será:

$$\frac{231.500}{200.000.000} = 0.00118$$

CUADRO NÚM 2

Núm. de la área	Superficie en t.m.2 t.m.2	Lonjitudes correspondientes m/m
1	237.5	1.18
2'	766.25	3.83
3	1.340	6.70
4'	2.095	10.47
5'	2.055	10.27
6'	2.030	10.15
7'	2.075	10.37
8'	1.545	7.72
9'	820	4.10
10'	465	2.32

Para EI los largos que conviene adoptar en el diagrama polar son los siguientes:

$$EI_1 = \frac{1.809.000.000}{20.000.000.000} = 0^m9045$$

$$EI_2 \frac{2.351.000.000}{20.000.000.000} = 0.^m1172$$

$$EI_3 = \frac{2.871.000.000}{20.000.000.000} = 0^m14355$$

Siendo determinados los largos que corresponden a las áreas de momentos asi mismo como las distancias polares, se trazará con facilidad el diagrama polar de la fig. 5 i por fin la fibra deformada de la fig. 6:

Midiendo directamente la deformacion sobre el depurado, se ve que la flecha máxima tiene por valor: f.=35$^m/_m$.

Las pruebas estáticas han mostrado que la flecha ha variado de 32$^m/_m$ a 36$^m/_m$. En la prueba dinámica, la flecha mayor ha sido de 37 m/m.

Siguese que las deformaciones observadas corresponden con las del cálculo, encontrándose, pues la obra en buenas condiciones bajo este punto de vista.

III.—PUENTES CON TRAMOS DE 11^m I 12 METROS

Hemos dicho anteriormente que con escepcion del Puente Perquilauquen los demas puentes de la línea consisten en una série de tramos de 11^m i 12^m con via superior o a media altura segun la diferencia de nivel entre las aguas altas i la cota del riel.

Las séries de puentes enumerados al principio de este informe, pueden reducirse a dos tramos tipos, es decir:

1.° *tipo A*; consistiendo en un tramo de 11^{m}90 de largo total, con vía superior,

2.° *tipo B*, que se refiere a un tramo de 10^{m}90 de largo total, con vía a media altura.

Haremos la descripcion de cada uno de estos tipos.

TRAMO TIPO A

El tramo tipo A. de 11m90 de largo total se compone de dos vigas de palastro distantes de 2m00 de eje a eje, compuestas cada una 1.° de una alma vertical de 1,m000 de altura i 10m/m de grueso; 2.° de cuatro escuadras de $\frac{90\times90}{10}$ i 3.° de una, dos o tres palastros de 200×9m/m, segun la resistencia que deba tener la viga. La plancha vertical de 1m000 está reforzada con montantes verticales colocados a 1m614 de distancia, i consistiendo en dos escuadras de $\frac{70\times70}{8}$ colocadas tanto al esterior como al interior de la viga. Los montantes de las estremidades son escuadras de $\frac{90\times90}{10}$ Por fin, las dos vigas contraventadas 1.° *Verticalmente*, en el plano trasversal de los montantes, por dos escuadras de $\frac{60\times60}{6}$ colocados en los planos inferior i superior de las vigas i dos escuadras de $\frac{60\times60}{6}$ formando cruz de San Andres.—2.° *Horizontalmente*, en los planos inferior i superior de las vigas, por fierros planos de 80×8m/m formando cruz de San Andres.

Sobre las dos vigas, se colocan directamente los durmientes que sirven de apoyo a los rieles..

El tipo A.—Cuyo peso de fierro es mui reducido ha sido empleado siempre que la altura libre entre el nivel del riel i las aguas altas permitieron la colocacion de la viga inferior, dejando ademas un metro de altura libre entre el nivel de aguas altas i el plano inferior de la viga.

Este tipo ha sido empleado en los puentes: Curipeumo, Titinvilo, Unicaven 1.ª i 2.ª seccion, i Taqueral, 1.ª i 2.ª seccion.

TRAMO TIPO B.

El tramo del tipo B.—De 11 m. 42 de largo total—se compone de dos vigas de palastro, distante de 3. m 40 de eje a eje, de composicion análoga a la del tipo A. es decir con alma de 1000×10 m/m, cuatro escuadras de $\frac{90\times90}{10}$ i planchas de 200×9 m/m.—A 1m. 56 de distancia, estas vigas son reforzadas por montantes verticales de dos escuadras de $\frac{70\times70}{8}$, colocadas al interior i al esterior de la viga. Ademas, al lado interior se ha re-

machado, entre las escuadras, una plancha vertical de 7 m/m de grueso que sirve para el ensamble de la vigueta uniendo las dos vigas. Esta vigueta se compone de una plancha vertical de 400×8 m/m, de 4 escuadras de $\frac{70\times70}{8}$ i de una plancha de 150×7 m/m en cada lado; i finalmente, las viguetas son unidas por dos filas de longuerinas distantes de 1 m. 80, i sirviendo de apoyo a los durmientes que soportan los rieles. La *longuerina* se *compone* de un alma vertical de 300×7 m/m i de 4 escuadras de $\frac{70\times70}{8}$. En el plano inferior de la vigueta, hai un contraviento horizontal de fierros planos de 100×10 m/m, formando tres cruces de San-Andres en cada tramo.

El tipo B.—Que necesita mas fierro que el tipo A, por metro lineal—ha sido empleado cuando la altura disponible entre el nivel de las aguas altas i la cota del riel, no permitia la colocacion de la viga inferior.

Era el caso para los dos puentes Coipo i para el puente Rosario.

PRUEBAS

Siendo los tramos del tipo A. i B. de largo reducido, las pruebas se hicieron con una sola locomotora del tipo núm. 139 con un eje de bogie, tres ejes motores i 2 pares de ejes de tender, siendo peso total de 66t. 79.

La fig. 7 del Depurado adjunto indica el lugar de los momentos bajo la accion de la locomotora de prueba para los tramos tipo A. i B., como tambien la posicion de la locomotora respecto al tramo.

Las deformaciones de las vigas han sido tomadas por medio de las mismas correderas de madera que han servido para el puente Perquilauquen, i para los puentes metálicos de la línea de Victoria a Temuco.

Teniendo cada puente una série de tramos iguales, hemos hecho en cada puente el ensayo de algunos tramos, colocando en cada caso la locomotora en igual posicion respecto a las estremidades del tramo. Despues de las pruebas estáticas se hicieron pruebas dinámicas con una velocidad variable, desde 35 k. hasta 52 kilómetros.

El conjunto de las pruebas sobre los tramos A. i B. comprende 71 observaciones hechas sobre 22 tramos.

Inútil será hacer la relacion detallada de estos ensayos. El cuadro núm. 3 adjunto manifiesta los resultados obtenidos, tanto en las pruebas dinámicas como en las pruebas estáticas.

Nos queda pues por hacer el cálculo de las flechas de los tramos-tipos A. i B., bajo la accion de la carga rodante de prueba.

CÁLCULO DE LAS DEFORMACIONES

Tramo A. En lugar de hacer el cálculo exacto, como para el puente Perquilauquen; haremos un cálculo aproximativo, en la hipótesis de una carga uniforme *p.* repartida sobre todo el largo l del puente, admitiendo ademas una seccion primática uniforme para la viga del tramo.

CUADRO NÚM. 3

FLECHAS OBSERVADAS EN LOS TRAMOS DE LOS TIPOS A. I B.

DESIGNACION DE LOS PUENTES	1.er TRAMO				2.º TRAMO				3.er TRAMO				4.º TRAMO				5.º TRAMO				6.º TRAMO			
	Pr. estática		Pr. dinámica		Pr. estática		Pr. dinám.		Pr. estática		Pr. dinámica		Pr. estática		Pr. dinám.		Pr. estática		Pr. dinám.		Pr. estática		Pr. dinámica	
	D	I	D	I	D	I	D	I	D	I	D	I	D	I	D	I	D	I	D	I	D	I	D	I
Pte. Curipeumo									8	8½	—	8½	12	9	9	10	7½	6½	10	6½	7½	7	7 3/4	6½
» Titiuvilo	5½	5½			9	8½			11	8			7	9½	8½	11	7	10		11	7	6	6½	6½
» Unicaven N.º 1	6	6½	6	6	6	6½	7	6																
» » » 2	7	6	8½	—	6	6½	8½	—																
» Coipo N.º 1	7	6½	—	7	9	9	—	10																
» » » 2									9	9			7½	7½										
» Rosario					5	5	—	5	6	6	3½	5½												
» Taqueral	8	8	7½	7½	8	9	8	8																

Es sabido que en este caso, la flecha en la mitad del tramo tiene por valor

$$F=\frac{5pal^4}{384EI_m}$$

Valor de p_A.—Admitiremos como valor de p, la carga uniforme que del mismo momento máximun que la carga rodante.

Siendo el momento máximun de la carga rodante

$$M_A=16.4\times2.5=41^{tm}.$$

la carga uniforme correspondiente será

$$p_A=\frac{41000\times8}{11.3^2}=2569\ kg.$$

El error cometido adoptando esta carga uniforme será insignificante, pues la fig. 7 muestra que la área de los momentos de la carga uniforme A B C D [1] es mui poco diferente de la área de momentos de la carga rodante *a b c d*.

Valor de I_m.—Como valor de I_m tomaremos el término medio entre los diferentes momentos de inercia de la viga.

$$I_m=\frac{\Sigma Il}{L}$$

Tenemos pues que determinar los diferentes valores de I. La seccion de la viga se compone de una alma de 1000×10, de 4 escuadras de $\frac{90\times90}{10}$ i de una, dos o tres planchas de 200×9. Habrá pues 3 momentos de inercia I_1, I_2, I_3.

Los momentos de inercia parciales de las diferentes partes de la viga, son las siguientes:

1.° a 1m. vertical de $1000\times10^{m}/_{m}$	Y=0.000833
2.° 4 escuadras de $\frac{90\times90}{10}$	Y=0.001532
3.°—1 plancha de 200×9, en cadulado	Y=0.000916
4.°—2 » » » »	Y=0.001866
5.°—3 » » » »	Y=0.002848

(1) Por faltar tipo griego sustituimos las letras griegas por A, B, C i D.

Por consiguiente, tendremos los momentos de inercia en los casos 3.°, 4.° i 5.°

$$I_1=0.003281 \text{ con } l_1=5.^{m}10$$
$$I_2=0.004231 \quad » \quad l_2=3.20$$
$$I_3=0.005213 \quad » \quad l_3=3.60$$

El momento de inercia I_m tendrá pues por valor:

$$I_m = \frac{0.003281\times5.10+0.004231\times3.20+0.005213\times3.60}{11.30}$$

$$I_m=0.004109$$

Valor de E.—Segun Resal (x) para vigas de palastro de fierro remachado, se puede tomar

$$E=1.9\times10^{10}$$

Valor de f.—Tendremos pues como valor de f:

$$f=\frac{5p_v\,l^4}{384EI_m}=\frac{5\times2569\times\overline{11.3}^4}{384\times19\times10^{10}\times0.004109}=0.^{m}0055$$

La flecha calculada es pues de $5^{m}/_{m}$ 5.

Tramo B.—Calcularemos la flecha por el mismo método, empleando la fórmula

$$f=\frac{5p_B\,l^4}{384EI}$$

Valor de p_B.—Siendo el momento máximum

$$M_B=15.5\times2.5=38^{tm}.75$$

La carga uniforme correspondiente será:

$$p_B=\frac{38750\times8}{10.9^2}=2608\,kg.$$

(x) Véase; J. Resal, Ponts métalliques, Tome II p. 128.

Valor de I_M.—Tenemos los valores siguientes para los mo tos de inercia I_1, I_2, i I_3 i los largos l_1, l_2 i l_3.

$$I_1=0.003281 \qquad l_1=4.80$$
$$I_2=0.004231 \qquad l_2=3.00$$
$$I_3=0.005213 \qquad l_3=3.10$$

Por consiguiente:

$$I_m = \frac{\Sigma Il}{L} = \frac{0.003281\times4.80+0.004231\times3.00+0.005213\times3.10}{10.00}$$

$$I_m=0.00492$$

Valor de f. - Tendremos pues:

$$f=\frac{5\times2608\times109^4}{384\times1.9\times10^{10}\times0.00492}=0.^m0051$$

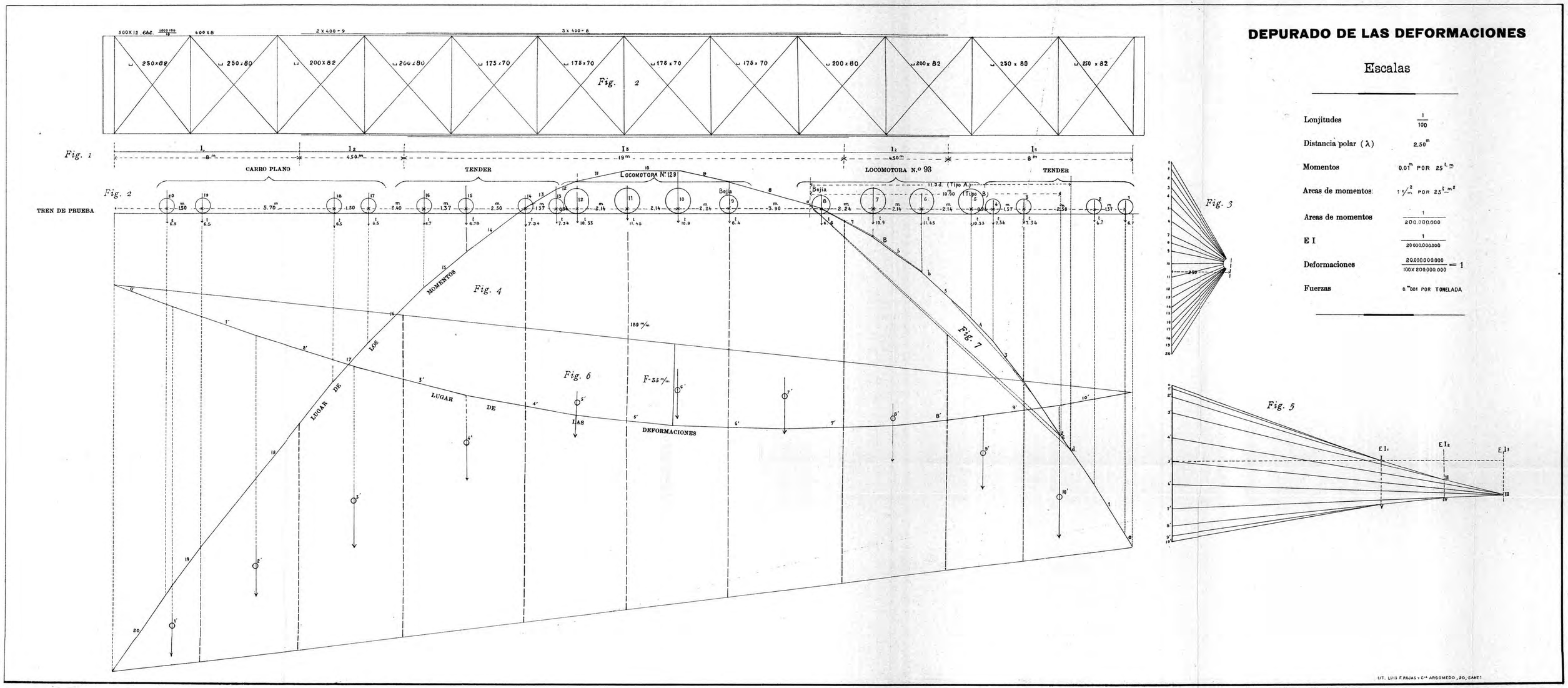
La flecha del tramo tipo B será pues 5 $^m/_m$ 1.

Comparando las flechas observadas con las del cálculo, s que a veces estas primeras exceden de varios milímetros las chas que indica el cálculo. Sin embargo, tomando en cuenta la deformacion no excede *nunca* de 12 $^m/_m$, i que las Order zas europeas admiten jeneralmente una flecha de 1 $^m/_m$ por c metro de luz, para tramos reducidos de *palastro*, no hai in veniente para admitir las deformaciones notadas durante pruebas.

Santiago, 31 de Diciembre de 1895.

(Firmado).—G. OTTEN.

PUENTES DE PARRAL A CAUQUENES



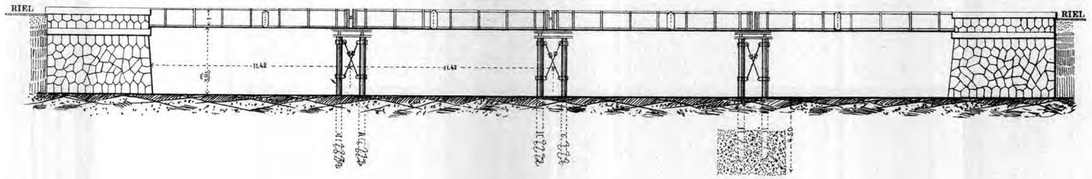
Direccion de Obras Públicas

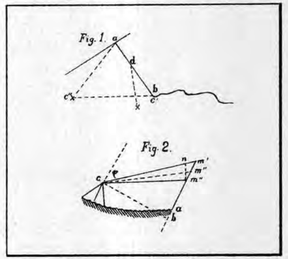
Seccion F.C.

Tipos de puentes usados en el Ferro-Carril de Parral a Cauquenes

PUENTE COIPO—TIPO B—(Direccion de O. P.)

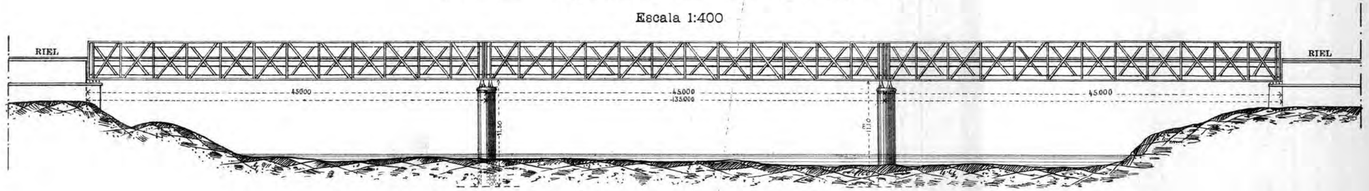
Escala 1:200

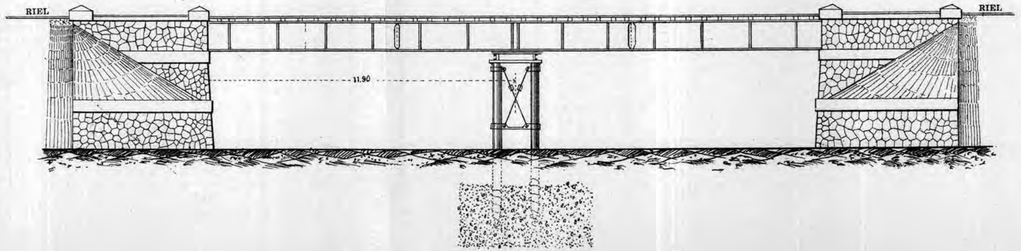




PUENTE PERQUILAUQUEN—TIPO DEL CREUSOT

Escala 1:400



PUENTE TAQUERAL—TIPO A—(Direccion de O. P.)

Escala 1:125