Prueba de un puente tipo Fink i cálculo del mismo

POR

CÁRLOS ALLIENDE A.

§ 1

La Inspeccion Jeneral de Puentes i Caminos ha llevado a cabo últimamente una prueba de un puente con tramos de 12 m, tipo Fink, la cual ha dado alguna luz respecto de las condiciones resistentes de esta clase de obras i señalado algunos defectos fácilmente subsanables.

El puente en cuestion se compone de tres tramos de 12 m de luz, cada uno de los cuales está constituido por 2 vigas de 220 mm de altura (perfil normal aleman), que distan 2.50 m entre sí. Sobre ellas van travesaños de madera de 0.20 m $\times$ 0.25 m que reciben los entablados: éstos son de 0.10 m de espesor el de resistencia i de 0.075 m el de rodado. La calzada es de 3.20 m i el ancho total, incluidos los pasillos, llega a 4.50 m.

Las vigas quedan divididas en 3 partes casi iguales por los pendolones, los que tienen una altura de 1 m i están tambien constituidos por piezas I de 220 mm. Debajo de ellos pasan los tirantes que son de $1\frac{1}{2}''$ de diámetro (2 por cada pendolon) i que se articulan a las vigas por medio de un perno de $2''$ a corta distancia de los apoyos.

Inferiormente hai un contraviento de cantoneras, como lo indica esquemáticamente la fig. 1.

La fig. 2, tambien en esquema, da idea de la elevacion de un tramo.

La esperiencia consistió en cargar un mismo tramo con diversas cantidades de ripio, previa i cuidadosamente pesado, i en observar las flechas producidas en varios puntos de la viga.

Cargado primeramente el tramo elejido con una altura de 0.40 m de ripio, lo que equivalia a una carga uniformemente repartida de 1 400 Kg por metro corrido de viga (sin tomar en cuenta el peso muerto), se constató a plomo del pendolon i en el centro de ámbas vigas una flecha de 0.019 m.

Se siguió echando ripio hasta llegar a una altura de 0.50 m, o sea hasta obtener un peso de 1 760 Kg por metro corrido de viga (escluyendo tambien el peso muerto); pero en este momento, miéntras el marcador indicaba un descenso de 0.024 m a plomo del pendolon i uno de 0.026 m en el centro de la viga poniente, se sintió un ruido seco, i el marcador de la viga oriente rejistró una flecha de 0.042 m en el centro.

Examinado cuidadosamente el tramo de la esperiencia, se notó que el perno de articulacion de la viga oriente estaba mui doblado Se pusieron inmediatamente andamios para sostener las vigas i se sacó el perno, hecho lo cual pudo constatarse que éste estaba partido en mas de las tres cuartas partes de la seccion (fig. 3).

Para sacar alguna consecuencia de la esperiencia, determinaremos el trabajo a que estuvieron sometidos durante ella la viga, tirantes i perno de articulacion, considerando en los cálculos las deformaciones de las diversas piezas.

Limitaremos la investigacion al caso de 0,40 m de ripio solamente i haremos abstraccion de las flechas medidas directamente, por que éstas deben haber estado influenciadas por la deformacion del perno de articulacion.

§ II

Solicitacion de la viga

El peso muerto por viga i por tramo es:

Viga	Kg	369,60
Tirantes		204,00
Pendolones		41,00
Amarras del tornapunta		16,40
Amarras interiores del pendolon.		99,65
Travesaños		1 200,00
Entablado inferior		2 520,00
Entablado superior		1 260,00
Guardarruedas		480,00
Barandilla		150,00
Cintas		360,00
Contravientos		172,00
Pernos, clavos, etc		176,00
Suma		7 048,25 Kg

Peso por metro corrido de viga $= \frac{7\,048,65}{12} = 587$ Kg. Tomaremos

$$p_1 = \underline{\underline{600 \text{ Kg}}} \text{ p. m. c. de viga}$$

La determinacion de la sobrecarga de la esperiencia se deduce de la fig. 4.
A la altura de 0,40 m de ripio corresponde por metro corrido de viga un peso de: :

$$p_2 = \frac{3,60 \times 0,4 - 2.0,2}{2} \pi$$

Se verificó cuidadosamente el peso π del ripio i se obtuvo:

$$\pi = 2\,000 \text{ Kg por m}^3$$

Introduciendo este valor se tiene, aproximando:

$$p_2 = 1\,400 \text{ Kg por m. c. de viga}$$

La carga total con que deben hacerse los cálculos es:

$$p = p_1 + p_2 = 600 + 1\,400 = 2\,000 \text{ Kg p. m. c. de viga}$$

§ III

Resolucion jeneral del problema

Esquemáticamente un puente del tipo Fink queda representado por la fig. 5, en que la línea A B D E es el eje de la viga, las líneas B C i D F los ejes de los pendolones i las líneas A C, C F, i E F los ejes de los tirantes.

El cálculo, como se ha dicho ántes, se hará tomando en cuenta las deformaciones de los diversos elementos que constituyen la viga, i se supondrá un caso jeneral. Este será el de una solicitacion cualquiera, como el de la figura 6.

Pero la viga de la figura 6 puede reemplazarse por otra en la que los ejes de los elementos que la constituyen se sustituyan por las fuerzas que obran sobre ellos, como lo indica la figura 7.

Llamamos:

Q_1: reaccion del pendolon de la izquierda.
Q_2: » » » » » derecha
T_1 i T_2: reacciones de los tirantes

V_1 i V_2: tensiones horizontales estremas
E: coeficiente de elasticidad del fierro
I: momento de inercia de la viga
Ω: seccion de la viga
Ω_1: seccion del pendolon
ω: seccion de los tirantes
l: largo primitivo del pendolon
l_1: » » de los tirantes A C i E F
L: » primitivo de los trozos A B i D E de la viga
L_1: » » del trozo C F del tirante central i del trozo B D de la viga
$L^1 := 2L + L_1$

Refiriéndonos ahora a la figura 7, podemos decir que por la accion de las diversas fuerzas, la viga bajará; i si llamamos f la flecha del punto B, f_P la flecha producida por las fuerzas P, f_P la flecha producida por las reacciones del pendolon, se tiene:

$$f = f_P - f_Q \qquad (1]$$

Estas flechas se refieren a la luz total $2\,L + L_1$

Determinacion de f_P.—Como los efectos se pueden superponer, desdoblaremos la viga en 2, suponiendo para el caso de la determinacion de f_P un viga de luz $2\,L + L_1$ sometida a las diversas cargas P [fig. 8).

De este modo se tiene en B una flecha que se puede determinar para cada caso especial.

Si sobre la viga obrara una carga uniformemente repartida p, se tendria una flecha f_p a plomo de B:

$$f_p = \frac{L'^2 \,.\, 2\,L^2 + 4\,L^4}{2\,4\,E\,I} \qquad (2)$$

Determinacion de f_Q.—Para esta determinacion hai que recurrir a las ecuaciones de la elástica, i lo mismo que en el caso anterior, supondremos la viga desdoblada de luz $2\,L + L_1$ sometida a la accion Q_1 i Q_2 (véase fig.5).

Llamamos:

$$n = \frac{L}{L_1}$$

$$N_1 = \frac{n+1}{2n+1} Q_1 + \frac{n}{2\,n+1} Q_2$$

$$N_2 = \frac{n+1}{2\,n+1} Q^2 + \frac{n}{2\,n+1} Q_1$$

En el *trozo 1* la ecuacion de la elástica es.

$$E\,I\frac{d^2\ y}{dx^2} = N_1\,x - V_1\,y$$

Despreciando el efecto $V_1\,y$, se puede escribir la ecuacion en su forma sencilla:

$$E\,I\frac{d_2\ y}{dx^2} = N_1\,x \qquad (A)$$

$$E\,I\frac{d\,y}{d\,x} = N_1 \quad \frac{x^2}{2} + C \qquad (B)$$

$$E\,I\,y = \frac{N_1}{6}\,x^3 = Cx + C^1 \qquad (C)$$

Si $y = o$ se tiene $x = o$ i $C^1 = o$. Queda entónces

$$E\,I\,y = \frac{N_1}{6}\,x^3 + C\,x \qquad (D)$$

En el *trozo 2* se tiene.

$$E\,I\frac{d^2\,y}{d\,x^2} = N_1\ n\,L_1 + N_1\,x - Q_1\,x \qquad (E)$$

$$E\,I\frac{d\,y}{d\,x} = \frac{N_1}{2}x^2 - \frac{Q_1}{2}\,x_2\ + N_1\ n\,L_1\,x + D \qquad (F)$$

$$E\,I\,y = \frac{N_1}{6}x^3 - \frac{Q_1}{6}x^3 + \frac{N_1\,\theta\,L_1}{2}x^2 + Dx + D^1\,(G)$$

Haciendo en ecuacion *(D)* $x = n\,L_1$ i en ecuacion *(G)* $x = o$, resulta $E\,I\,y$ de la ecuacion *(D)* $= E\,I\,y$ de la ecuacion *(G)*, o sea:

$$D^1 = \frac{N_1}{6}n^3\,L_1{}^3 + C\,n\,L_1 \qquad (H)$$

Haciendo en ecuacion *(B)* $x = n\,L_1$ i en ecuacion *(F)* $x = o$, resulta $E\,I\frac{d\,y}{dx}$ de la ecuacion *(B)* $= E\,I\,\frac{d\,y}{d\,x}$ de la ecuacion *(F)*, o sea:

$$D = \frac{N_1}{2}n^2\,L_1{}^2 + C \qquad (I)$$

En el *trozo 3* se tiene:

$$E\,I\frac{d\,y^2}{d\,x^2} = + N_2\,n\,L_1 - N_2\,x \qquad (J)$$

$$E\,I \frac{d\,y}{d\,x} = -\frac{N_2}{2} x^2 + N_2\, n\, L_1\, x + E \qquad (K)$$

$$E\,I\,y = -\frac{N_2}{6} x^3 + \frac{N_2\, n\, L_1}{2} x^2 + E\,x + E^1 \qquad (L)$$

Haciendo en ecuacion (*L*) $x = n\,L_1$ resulta $y = o$, o sea:

$$E^1 = \frac{N_2}{6} n^3 L_1{}^3 - \frac{N_2}{2} n^3 L_1{}^3 - E\,n\,L_1$$

$$E^1 = -\frac{N_2}{3} n^3 L_1{}^3 - E\,n\,L_1 \qquad (M)$$

Haciendo $x = o$ en ecuacion (*L*) i $x = L_1$ en ecuacion (*G*) resulta $E\,I\,y$ de ecuacion $(L) = E\,I\,y$ de ecuacion (*G*), o sea:

$$E^1 = \frac{N_1}{6} L_1{}^3 - \frac{Q_1}{6} L_1{}^3 + \frac{N_1\, n\, L_1{}^3}{2} + D\,L_1 + D^1 \qquad (N)$$

Haciendo $x = o$ en ecuacion (*K*) i $x = L_1$ en ecuacion (*F*), resulta:

$$E = \frac{N_1}{2} L_1{}^2 - \frac{Q_1}{2} L_1{}^2 + N_1\, n\, L_1{}^2 + D \qquad (O)$$

Igualemos las ecuaciones (*M*) i (*N*) e introduzcamos la ecuacion (*O*). Queda entónces:

$$-\frac{N_2}{3} n^3 L_1{}^3 - \frac{N_1}{2} n\, L_1{}^3 + \frac{Q_1}{2} n\, L_1{}^3 - N_1\, n^2\, L_1{}^3$$

$$= \frac{N_1}{6} L_1{}^3 - \frac{Q_1}{6} L_1{}^3 + \frac{N_1}{2} n\, L_1{}^3 + D\,(n\,L_1 + L_1) + D^1 \qquad (P)$$

Introduzcamos en esta ecuacion los valores (*H*) e (*I*). Queda despues de simplificar:

$$-\frac{N_2}{3} n^3 L_1{}^3 - \frac{2}{3} N_1\, n^3 L_1{}^3 - \frac{3}{2} N_1\, n^2 L_1{}^3 - N_1\, n\, L_1{}^3 - \frac{N_1}{6} L_1{}^3$$

$$+ \frac{Q_1}{2} n\, L_1{}^3 + \frac{Q_1}{6} L_1{}^3 = C\,(2\,n\,L_1 + L_1)$$

Despejando el valor de *C* se tiene por último:

$$C = \frac{-\frac{N_2}{3} n^3\ L_1^2 - \frac{2}{3} N_1\ n^3\ L_1^2 - \frac{3}{2} N_1\ n^2\ L_1^2 - N_1\ n\ L_1^2 - \frac{N_1}{6} L_1^2 + \frac{Q_1}{2} n\ L_1^2 + \frac{Q_1}{6} L_1^2}{2\ n + 1} \qquad (Q)$$

$$D = C + \frac{N_1}{2}\ n^2\ L_1^2 \qquad (R)$$

$$D^1 = C\ n\ L_2 + \frac{N_1}{6}\ n^3\ L_1^3 \qquad (S)$$

$$E = C + \frac{N_1}{2}\ n^2\ L_1^2 + \frac{N_1}{2} L_1^2 - \frac{Q_1}{2} L_1^2 + N_1\ n\ L_1^2 \qquad (T)$$

$$E^1 = C\,L_1 + C\,n\,L_1 + \frac{N_1}{6} L_1^3 - \frac{Q_1}{6} L_1^3 + \frac{N_1}{2} n\ L_1^3 + \frac{N_1}{2} n^2\ L_1^3 + \frac{N_1}{6}\ n^3\ L_1^3 \qquad (N)$$

A estas ecuaciones hai que agregar la ecuacion (*D*) para resolver el problema:

$$E\ I\ y = \frac{N_1}{6}\ x^3 + C \cdot x \qquad (U)$$

Si en la ecuacion (D) hacémos x = L se tiene

$$f_Q = y$$

o sea,

$$f_Q = \frac{\frac{N_1\ L^3}{6} + C\ L}{E\ I}$$

§ IV

Aplicacion de las fórmulas

Volviendo ahora al caso concreto de la prueba, vemos que se pueden introducir algunas simplificaciones, que son las siguientes:

$$n = 1$$
$$Q_1 = Q_2 = Q$$
$$N_1 = N_2 = N = Q$$

El valor del coeficiente *C* queda:

$$C = -\ Q\ L_1^2$$

$$f_Q = \frac{\frac{N}{6}\quad L^3 + (-\ Q\ L^2)\ L}{E\ I} = \frac{5}{6}\quad \frac{Q\ L^3}{E\ I}$$

Por otra parte:

$$f_p = \frac{L^2\, 2\, L^2 + 4\, L^4}{24\, E\, I} = \frac{1}{4} \quad \frac{L^4}{E\, I}\, p$$

I el valor de la flecha total es:

$$f = f_p - f_Q = \frac{1}{4}\ \frac{L^4}{E\, I}\, p - \frac{5}{6}\ \frac{L^3}{L\, I}\, Q \tag{3}$$

Hemos llegado, en suma, a una ecuacion con dos incógnitas, f i Q, de las cuales debemos eliminar f. Es relativamente fácil hacer esta eliminacion considerando la posicion de la viga deformada. A causa de la accion de las diversas fuerzas, el trozo $A\,B$ de viga se acortará yendo el punto A a la posicion A'. Al mismo tiempo el pendolon $B\,C$ se acortará tambien, por cuyo motivo el punto B bajará en una cantidad igual a este acortamiento.

Tambien el tirante $A\,B$ se alargará, lo mismo que el trozo $C\,F$. En suma, los elementos $A\,B$, $B\,C$ i $A\,C$ de la viga Fink ocuparán la posicion $A'\,B'\,C'$, siendo BB' la flecha

$$f = BB'$$

Llamamos:

$\triangle v$ = acortamiento de la viga A B
$\triangle p$ = » del pendolon B C
$\triangle_{t2}$ = alargamiento del tirante A C
i $\triangle c$ = » » » C F

Recurriendo a la figura 10 en donde están todos los elementos anteriores se puede escribir:

En $\triangle$ B C′ O:

$$\overline{AC'}^2 = \overline{OC'}^2 + \overline{B\,O}^2$$
$$= \overline{\triangle c}^2 + (f + B'O)^2 = \overline{\triangle c}^2 + (f + B'C' \cos n)^2$$
$$= \overline{\triangle c}^2 + (f + (l - \triangle p) \cos n)^2 \tag{4}$$

En $\triangle$ A′ B′ C′:

$$\overline{BC'}^2 = \overline{A'C'}^2 + \overline{A'B}^2 - 2\, A'C'.\, A'B \cos \varphi'$$
$$= \overline{(l_1 + \triangle t)}^2 + (L - \triangle v)^2 - 2\,(l_, + \triangle t)\,(L - \triangle v) \cos \varphi'$$

Pero $\cos \varphi' = \dfrac{L - \triangle v - \triangle e}{l_1 + \triangle t}$

$$\overline{BC'}^2 = (l_, + \triangle t)^2 + (L - \triangle v)^2 - 2\,\frac{(l_, + \triangle t)\,(L - \triangle v)\,(L - \triangle v - \triangle c)}{l_1 + \Delta t}$$

$$\overline{BC'}^2 = (l_1 + \triangle t)^2 + (L - \Delta v)^2 - 2 (L - \Delta v)(L - \Delta v - \Delta c)$$

$$= (l_1 + \Delta t)^2 + (L - \Delta v)^2 - 2 (L - \Delta v)^2 + 2 (L - \Delta v) \Delta c$$

$$= (l_1 + \Delta t)^2 - (L - \Delta v)^2 + 2 (L - \triangle v) \triangle c \qquad (5)$$

Igualemos las ecuaciones (4) i (5)

$$\overline{\triangle c}^2 + (f + (l - \triangle p) \cos \theta)^2 = (l + \triangle t)\triangle^2 - (L - \triangle v)^2 + 2 (L - \triangle v)\triangle c$$

$$(f + (l - \triangle p) \cos \theta)^2 = (l_1 + \triangle t)^2 - (L - \triangle v)^2 - \overline{\triangle c}^2 + 2 (L - \triangle v)\triangle c$$

$$(f + (l - \triangle p) \cos \theta)^2 = (l_1 + \triangle t)^2 - (L - \triangle v - \triangle c)^2 \qquad (6)$$

$$\cos \theta = \sqrt{1 - \text{sen}^2 \theta} + \sqrt{1 - \frac{\triangle c^2}{(l - \Delta p)^2}}$$

Sin error sensible, i en vista de simplificar la ecuacion anterior, podemos suponer $\theta = 0$, en cuyo caso la ecuacion se convierte en:

$$(f + l - \triangle p)^2 = (l_1 + \triangle t)^2 - (L - \triangle v - \triangle c)^2 \qquad (7)$$

En esta ecuacion hai una sola incógnita, pues los valores f, $\triangle p$, $\triangle t$, $\triangle v$ i $\triangle c$ son funciones de Q o de T.

En efecto:

$$Q = T \text{ sen } \varphi$$

$$\triangle v = \frac{L \cos \varphi}{\Omega E} T.$$

$$\triangle c = \frac{L \cos \varphi}{2 \Omega E} T$$

$$\triangle t = \frac{l_1}{\omega E} T$$

$$\triangle p = \frac{l \text{ sen } \varphi}{\Omega E} T$$

A estas ecuaciones hai que agregar la ecuacion anterior (3) tambien funcion de **Q** o T i p:

$$f = \frac{1}{4} \frac{L^4}{EI} p - \frac{5}{6} \frac{L^3}{EI} Q$$

Estas ecuaciones suponen tambien que el ángulo φ' que forman en su nueva posicion la viga i tirantes sea igual a φ.

El cálculo se hizo lo mas exactamente posible con los datos siguientes que corresponden al puente:

$$\begin{aligned}
L &= 4.00 \text{ m} \\
l &= 1.10 \text{ m} \\
l_1 &= 4.148\,494 \text{ m} \\
\text{son } \varphi &= 0.265\,156 \\
\cos \varphi &= 0.964\,205 \\
\omega &= 0.002\,28 \text{ m}^2 \\
\Omega &= 0.00395 \text{ »} \\
\text{I viga} &= 0.000\,03055 \text{ m}^2 \\
E &= 20\,000\,000\,000 \text{ K. por m}^2
\end{aligned}$$

Con estos valores se tiene:

$$\begin{aligned}
f &= (0.768 - 0.000\,023\,145\,095 \text{ T}) \text{ m} \\
\triangle c &= 0.000\,000\,042\,29 \text{ T m} \\
\triangle p &= 0\,000\,000\,003\,69 \text{ » »} \\
\triangle t &= 0.000\,000\,090\,97 \text{ » »} \\
\triangle v &= 0.000\,000\,048\,82 \text{ » »}
\end{aligned}$$

Introducidos estos valores en la ecuacion (7), se llega a la siguiente ecuacion de segundo grado:

$$0{,}000\,000\,000\,535\,866\,273 \text{ T}^2 - 0{,}000\,087\,967\,518 \text{ T} + 2{,}279\,424 = 0$$

De aquí se dedujo el valor de T, Q, etc.:

$$\left\{\begin{aligned}
T &= 32\,246 \text{ kg} \\
Q &= 8\,550 \text{ »} \\
V &= 31\,092 \text{ »} \\
f &= 0.0217 \text{ m}
\end{aligned}\right.$$

§ V

Tasas de trabajo

Per efecto de la tension lonjitudinal *V* la viga estará sometida a una tasa:

$$Rv = \frac{31092}{3950} = 7.87 \text{ K-por m/m2}$$

Igualmente el tirante trabajará a:

$$R_T = \frac{32246}{2280} = 14{,}14 \text{ K por m/m2}$$

I el pendolon a:

$$R_Q = \frac{8550}{3950} = 2{,}17 \text{ K por m/m}^2$$

A la tasa de Rv la viga habrá que agregar la de flexion. La solicitacion es la de la fig 11.

El momento en el apoyo *a* es:

$$M = 2\,200 \text{ kgmts}$$

El momento max en el tramo es:

$$M = 2\,976 \text{ kgmts}$$

El trabajo correspondiente es:

$$Rf = \frac{2\,976000}{2809} = 10{,}59 \text{ k por m/m}^2$$

El trabajo total de la viga es:

$$R = Rv + Rf = 7.87 + 10.59 = 18{,}46 \text{ k/m}^2$$

Nos queda que estudiar el perno de articulacion. Con el objeto de hacer nula la flexion en este perno i reforzar el alma de la viga en el sitio de la articulacion, se proyectó poner dos planchas que deberian llegar hasta el plano C D. Pero por un defecto de ejecucion quedó, entre el plano de encastramiento A B i el plano C D del perno en que se produjo la ruptura, una distancia de 0.006 mts.

Ademas, al tirante se le formó una especie de cabeza que alejaba en 0.01 mts (véase la fig 12) su borde interior del mismo plano C D. En suma, este borde quedó a 0.016 mts de la seccion A B de encastramiento.

Como la rotura del perno se produjo en la parte E F, no es aventurado suponer que en la vecindad de esta línea actuó la resultante de la fuerza *T* del tirante. Por consiguiente se puede tomar como brazo de palanca de *T* respecto del plano de encastramiento A B la distancia 0.02 mts, quedando la solicitacion del perno como lo indica la fig 13.

El momento en la seccion de encastramiento es:

$$M = 16123 \times 0{\cdot}02 = 322{,}46 \text{ kgmts}$$

El perno tenia un diámetro total de 50 m/ms; pero como la parte fileteada pasaba de E F (véase fig 12), llegando casi a A B, es prudente descontar unos 10 m/ms. En esta suposicion se tiene que su $\frac{I}{V}$ es:

$$\frac{I}{V} = 0{,}098\ d^3 = 6{,}2\ \text{cmts}^3$$

$$\text{i}\quad R = \frac{M}{\frac{I}{v}} = 51{,}2\ \text{k por m/m}^2$$

El perno debia romperse necesariamente.

VI

Conclusiones

En resúmen, a juzgar por el resultado de esta esperiencia, se puede decir que el punto débil de esta clase de puentes está en el perno de articulacion, el cual debe ser colocado con el mayor esmero. El trabajo demasiado alto de las vigas i tirantes se debe a que se usó en la esperiencia una sobrecarga uniforme escepcional, mayor mas o ménos en 700 kg a la con que se calculó la obra. (1).

Entretanto si se hubieran tomado algunas medidas en la construccion, aun cargado el puente con los 2 000 k p m corrido de viga, el perno de articulacion no podia haber trabajado ni a 10 kg por milímetro cuadrado, como se verá en seguida.

Estas medidas son en primer lugar la no continuacion del filete mas allá de la seccion M N; i en segundo lugar el ajuste exacto de las planchas de refuerzo de la viga, de modo que el lado esterior S T del tirante quede inmediatamente al lado del borde esterior de las dichas planchas de refuerzo, o sea, S T i B A deben confundirse con C D (fig 14).

Tomando estas dos precauciones la seccion útil del perno aumenta en una cantidad no despreciable i se evita la flexion, o por lo ménos ésta es menor.

Sin considerar la flexion

$$R = \frac{16123}{\frac{\Pi d^2}{4}} = 8{,}53\ \text{k por m/m}^2$$

Si aceptamos flexion, basta tomar un brazo de palanca reducido para que el trabajo pase bastante del número anterior.

Por estos motivos i siendo difícil evitar pequeños defectos en la construccion, etc., parece conveniente, ademas de las medidas indicadas ántes, hacer trabajar el perno de articulacion a 5 o 6 k por m/m² solamente.

Santiago, Agosto de 1912.

(1) Los puentes se calculan con una carga de 400 k por metro cuadrado.

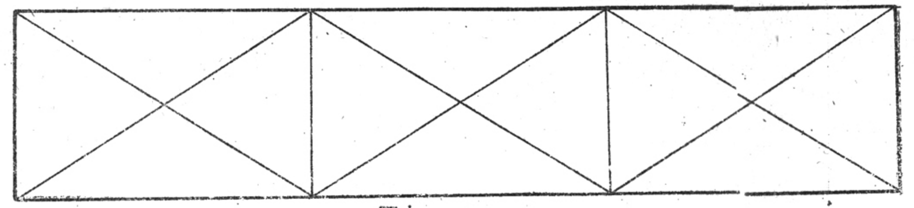

Fig 1.

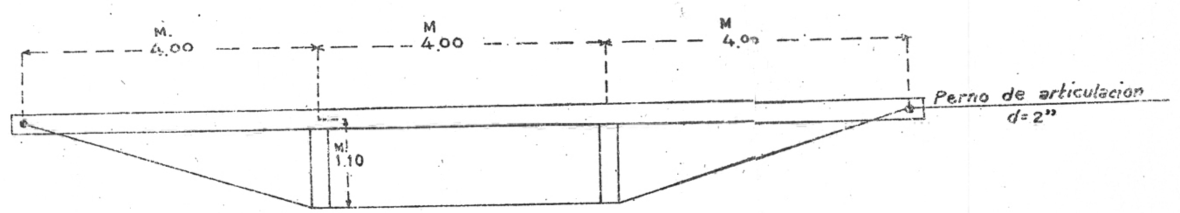

Fig 2

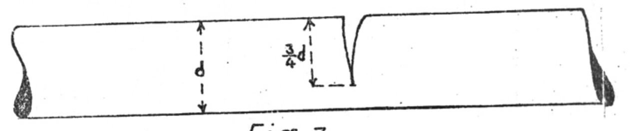

Fig 3.

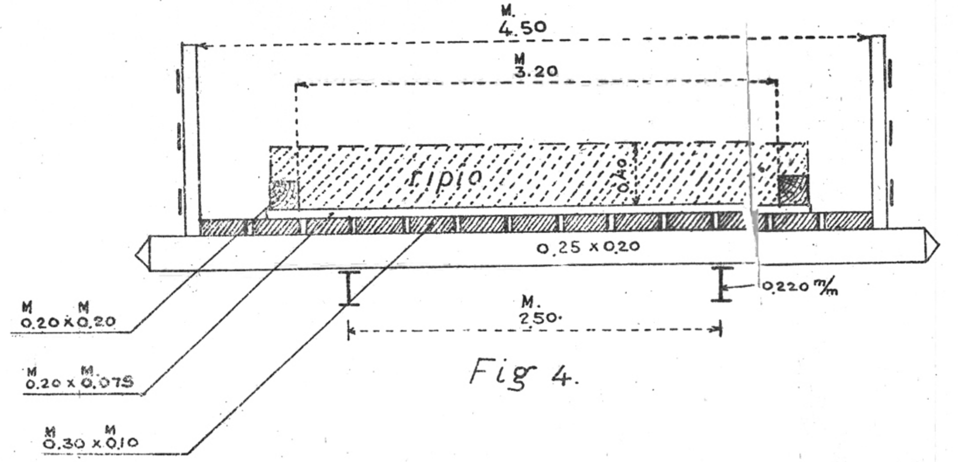

Fig 4.

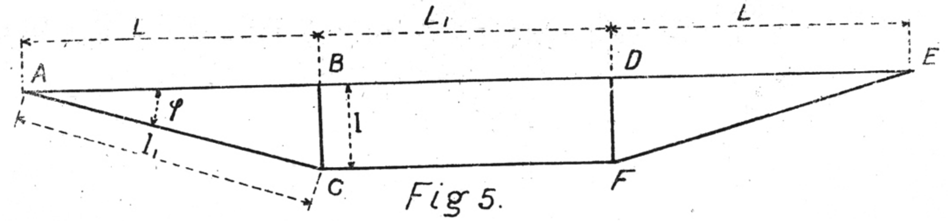

Fig 5.

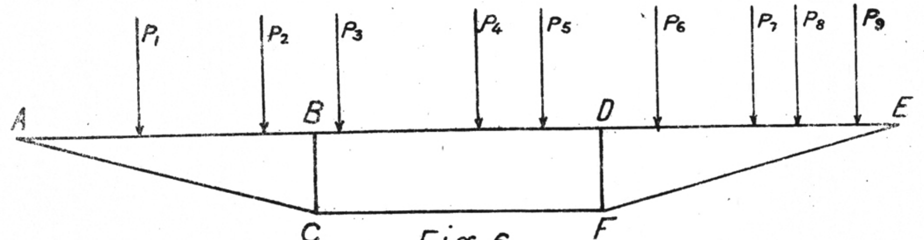

Fig 6.

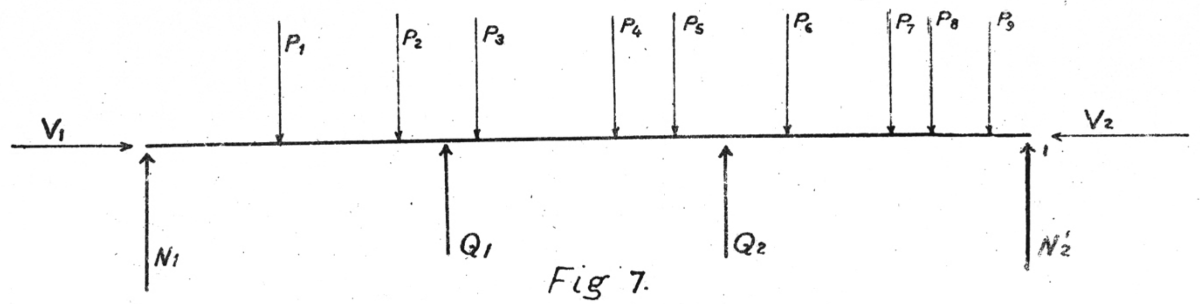

Fig 7.

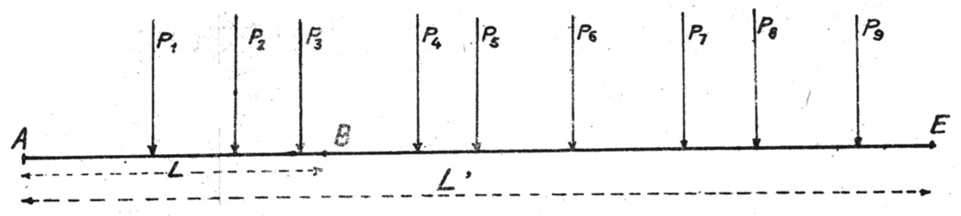

Fig 8.

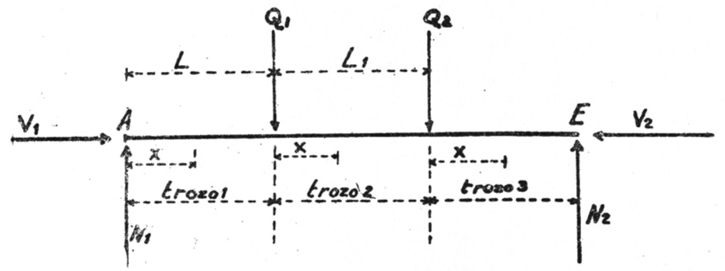

Fig 9.

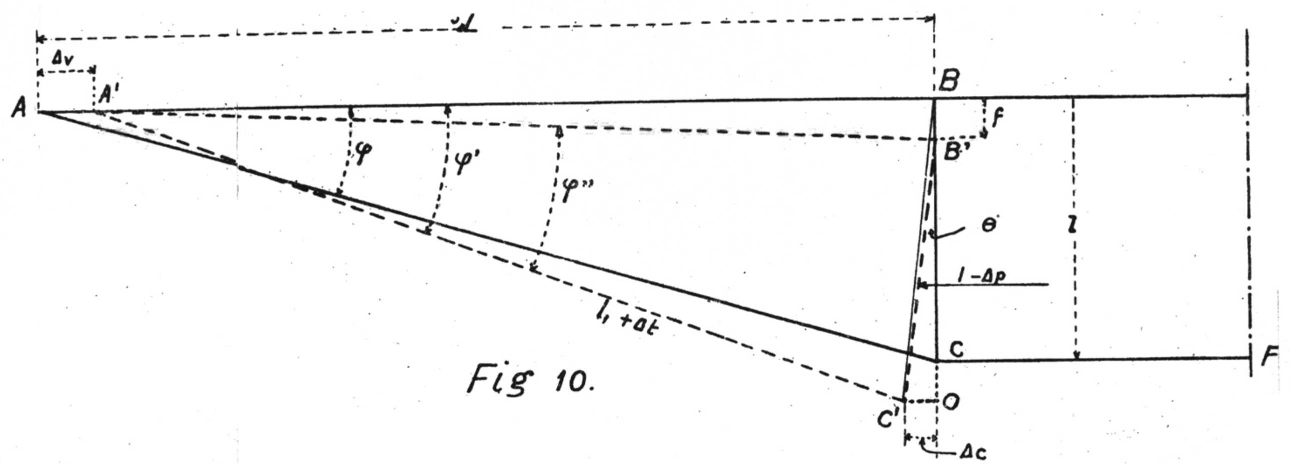

Fig 10.

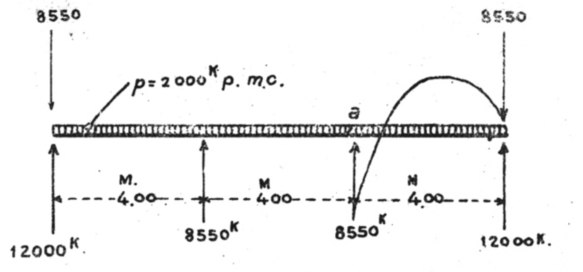

Fig 11.

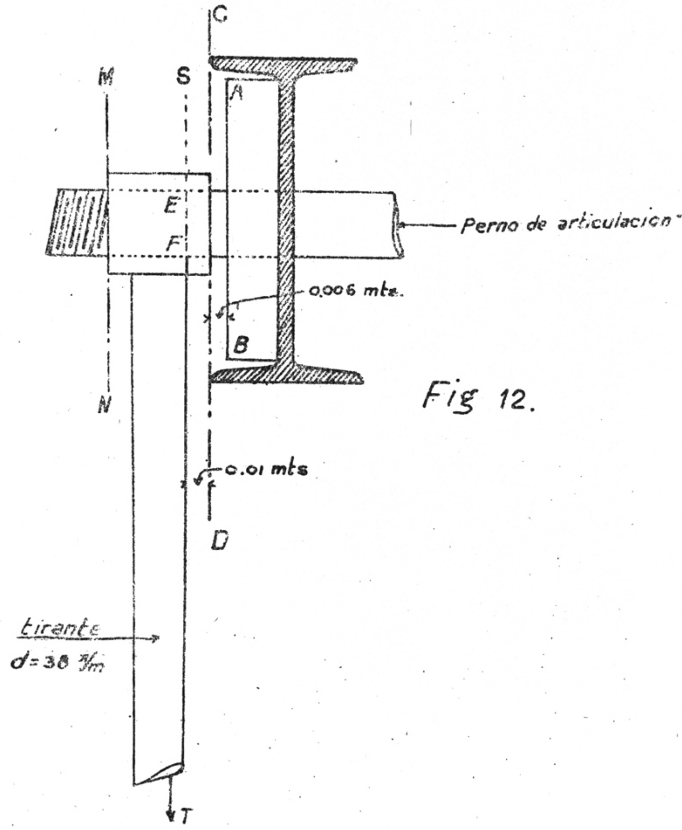

Fig 12.

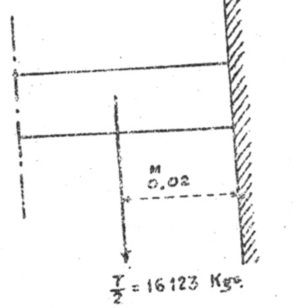

Fig 13.

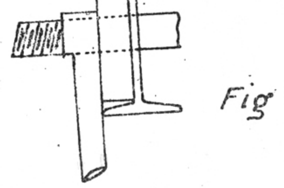

Fig 14.