CÁLCULO DE LA ARMADURA DE FIERRO

PARA UN PATIO CUBIERTO DEL INTERNADO NACIONAL

CABIOS

Para sostener el vidrio se colocarán los cabios paralelamente a la vertiente, a 0,625 m. i como las costaneras están separadas de 1,76 m. tendremos que la superficie que corresponde a cada paño de los cabios es de $0{,}625 \times 1{,}76 = 1{,}10$ m.²

Para determinar sus dimensiones aplicamos las fórmulas ya conocidas (H. Dechamps — Charpentes Metaliques—2.ª ed.—Pájs. 434 i 435):

$$(1)\quad p' = (p + cl)\cos. a + 100\ \text{sen.}^2 (a + 10^\circ)\, l.$$

$$(2)\quad M' = \frac{p' D^2}{8}$$

$$(3)\quad p'' = (p + cl)\ \text{sen.}\ a$$

$$(4)\quad M'' = \frac{p'' D^2}{8}$$

en las cuales:

p' i p'' son las componentes vertical i horizontal de las cargas por m.²;

M' i M'', sus respectivos momentos;

p, el peso de la costan era por m.²;

c, el peso del vidrio por m.²;

l, distancia entre los cabios;

a, inclinacion de la vertiente;

D, distancia entre las costaneras; i $100\ \text{sen}^2 (a + 10^\circ)$, la presion del viento por m.² de presion normal a la vertiente.

Elijamos a *priori* el perfil 3½/3½ de fierro *T* del *A* de *F* de M. Gleisner:

$$\alpha=20^o,\quad l=0{,}625,\ D^{max.}=1{,}76\ m.,\ p=2\ k.\ 32,$$

$$c=10\ k.,\ h=b=35\ mm.,\ d=4{,}2\ m.,\ \omega=297mm.^2$$

$$\frac{I}{v}=12\times 30\ mm.^3$$

Reemplazando en la fórmula (1):

$$p'=(2{,}32+10\times 0{,}625)\ 0{,}94+100\times \overline{0{,}500}^2\times 0{,}625=\mathbf{24\ k.}$$

Presion del viento por m.^{2} $=100\ k.\times \overline{0.500}^2=25$ k.

$$M=\frac{24\times \overline{1{,}76}^2}{8}=9{,}300\ k.\ mm.$$

$$\frac{R}{S}=\frac{9300}{1230}=7{,}5\ k.\ \text{por}\ mm.^2$$

Costaneras

Están colocadas a 1,76 m. entre sí i la distancia máxima entre las armaduras i medias armaduras es de 5,25 m.

Tomemos para costanera un fierro ⊔ número 10 del A. de F., en la cual:

$$h=100\ mm.,\ b=50\ mm.,\ d=6\ mm.,\ w=1350\ mm.^2$$

$$p=10{,}5\ k.,\frac{I}{v}=41100\ mm.^3$$

$$p'=(10{,}5+(10+4)\ 1{,}76)\ 0{,}94+100\times \overline{0{,}500}^2\times 1{,}76=77\ k.$$

$$M'=\frac{77\times \overline{5{,}25}^2}{8}=265{,}265\ mm.^3$$

$$\frac{R}{S}=\frac{265265}{41100}=6{,}4\ k.$$

La componente paralela a la vertiente se destruye remachando o apernando los cabios a la viga que forma el marco para la linterna.

ARMADURA PRINCIPAL

Carga de ½ armadura

Presion del viento considerada vertical: 5,60 m. × 4,50 m. × 25 k.	= 630 k.
Vidrio: (5,60 × 4,50 + 5 × 5,40) 10 k.	= 522 »
Cabios: 8 × 5,60 × 2,32 k.	= 104 k.
Costaneras de la armadura: 17,5 m. × 10,5 k.	= 182 »

Peso de la consola { Bridas: 15 m. × 18,5 k. = 278 k.
Enrejado: 5 m. × 2,7 k. = 135 »
Remaches i dibujos: 10 % = 41 »

TOTAL........................ 454 k. = 454 »

Peso del puente por m. l. { Brida: 2 m. × 18,5 = 39 k.
Enrejado: 2,60 m. × 2,70 = 7

Peso de ½ puente: $= 46 \times \frac{2,70}{2}$ = 53 »

Peso de media armadura: =1945 k.

Para abreviar, dividimos esta carga por partes iguales en los tres nudos de la media armadura, luego a cada uno corresponde:

$$\frac{1945}{4} = 486 \text{ k.}$$

Los nudos *I* i *V* recibirán la mitad:

$$\frac{486}{2} = 243 \text{ k.}$$

Ademas al nudo IV debemos agregarle las cargas que le trasmite el puente que sostiene tres consolas i la linterna.

Carga de las consolas

Presion del viento: $\frac{1}{2}$ (2,15 × 5,60 × 25 k)	= 150 k.
Vidrio: $\left(\frac{2,15 \times 5,60}{2} \times \frac{5,40 \times 5}{2}\right)$ 10 k.	= 195 »
Cabios: $\frac{1}{2}$ (12 × 5,40 × 2,32 k.)	= 75 »
Costaneras: $\frac{1}{2}$ (26 m. × 10,5 k.)	= 136 »
Suma:	= 556 k.
Consolas: $\frac{1}{2}$ (½ consola del medio + 1 consola ángulo + consola limaton = 2½ × 454 k.) = $\frac{1135}{2}$	= 568 »
Puente: 4,30 m. × 46 k.	= 198 »
Suma total:	= 1322 k.

El nudo IV ademas recibe el peso que le trasmite la linterna, el que se descompone como sigue:

Presion del viento: 2,90 m. × 2,84 m. × 25 k.	= 206 k.
Vidrio: 4,30 m. × 2,84 m. × 10 k.	= 122 »
Cabios: 7 × 3,20 m. × 2,32 k.	= 52 »
Costaneras: 17 m. × 6 k.	= 102 »

Peso de la armadura de la linterna	Bridas: 7,50 m. × 7,5 k.	= 56,5 k.	
	Remache i alma calada 20 %	= 11,5 »	
	Peso ½ armadura de linterna:	= 68,0 k.	
	Peso de 2½ armadura: 68, × 25		= 170 »

Peso de la celosía por m. l.	Cintura inferior de] 100 × 50	= 10,5 k.
	Cintuura superior T $\frac{50 \times 50}{5}$	= 4,5 »
	Montantes: 5 × 1,28	= 6.4 »
	Alma calada: 20 %	= 5,6 »
	Peso por m. l.	= 27,0 k.

Son 5,65 m. × 27 k	=	153 k.
Carga total de la linterna		805 k.

El nudo *V* recibe tambien los siguientes pesos:

Peso de ½ puente: 46 k. $\times \frac{2,70}{2} =$		53 k.
Peso de ½ celosía: 27 » $\times \frac{2,70}{2} =$		36 »
SUMA	=	89 k.

En resúmen, las cargas se distribuyen entre los nudos como sigue:

Nudo I	=		=	243 k.
» II	=		=	486 »
» III	=		=	486 »
» IV	=	486 + 1,322 + 805	=	2,613 »
» V	=	241 + 89	=	330 »
Carga total de ½ armadura			=	4,158 k.

La carga del nudo I se trasmite al apoyo; luego la resultante de las cargas verticales será:

$$R = 4,158 - 243 = 3,915 \text{ k.}$$

Determinacion del empuje horizontal

No habiendo tirante que una las armaduras, se producirá un esfuerzo horizontal, que, compuesto con la resultante vertical, dará una reaccion inclinada para el apoyo. La resultante vertical la conocemos; debemos entónces determinar el empuje horizontal, para lo cual aplicaremos el método práctico de Planat (1).

En el curso de nuestros cálculos necesitaremos determinar los momentos de inercia I o $\frac{I}{v}$ de las piezas compuestas; en lugar de la fórmula verdadera, que es mui larga, aplicaremos una empírica: (2) $\frac{I}{v} = 0,000538\ p \times h$, la que es bastante exacta para una viga doble *T* elejida para la armadura, compuesta de cuatro fierros ángulos; *p* es el

(1) P. PLANAT. —*Mecanique apliqué.*—Pájs. 315 a 336.—Ultima edicion.
(2) ID. » » » 146 a 154.— » » »

peso por m. l. i h es la altura de las secciones normales al eje neutro, trazadas en el punto de encuentro de las cargas con aquel eje.

En este caso, h es variable en cada seccion, i se medirá en los puntos 0, 1, 2, 3, ... del eje neutro. La superficie de la seccion es constante a pesar de la altura variable, luego el eje neutro pasará por la mitad de la seccion, el que trazaremos i marcaremos con los números 0, 1, 2, 3,...

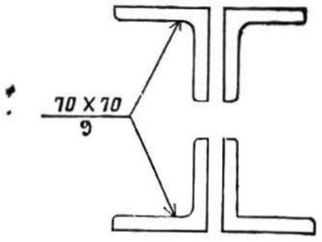


Fig. 1

Se ha propuesto como perfil del estrados e intrados de la armadura, el que se ve en la figura del lado compuesto de cuatro fierros ángulos, teniendo cada uno: $b = h = 70$ mm. $d = 9$ mm., i todo: $w = 4{,}750$ mm.^{2}., $p = 37{,}1$ k. (Véase A. de F. de M. Gleisner. – Páj. 3.)

En vista de la fórmula empírica que hemos mencionado, mediremos las alturas variables en el depurado (fig...) i la reemplazaremos en dicha fórmula, que se trasforma en:

$\frac{I}{v} = 0{,}0000538 \times 37.1 \text{ k.} \times h = 0{,}00199{,}598\ h.$, con la cual determinaremos

todos los valores de I e $\frac{I}{v}$ de los puntos 0, 1, 2, 3, ...

Secciones	h	$\frac{I}{V}$ en m.^{3}	I en m.^{4}
0	0,04	0,00007983	0,00000159
1	0,47	0,00093811	0,00022045
2	1,19	0,00237521	0,00141324
3	1,00	0,00199598	0,00099799
4	0,70	0,00139718	0,00048901
5	0,52	0,00103720	0,00026985
6	0,45	0,00089819	0,00020209
7	0,50	0,00099799	0,00024949
8	0,70	0,00139718	0,00048901
9	0,70	0,00139718	0,00048901
10	0,70	0,00139718	0,00048901
11	0,70	0,00139718	0,00048901
12	0,70	0,00139718	0,00048901
13	0,70	0,00139718	0,00048901

Como comprobacion de la fórmula aproximada para encontrar el valor de I, podemos determinar un valor cualquiera en una de las secciones, sea la 7, por ejemplo, de $h = 0{,}50$.

$$I = \frac{0{,}14\ (\overline{0{,}500}^3 - \overline{0{,}482}^3)}{12} + \frac{0{,}018\ (\overline{0{,}482}^3 - \overline{0{,}360}^3)}{12}$$

$$I = \frac{0{,}00182278 + 0{,}00117583}{12} = 0{,}00024 9884.$$

Se obtuvo por la fórmula aproximada:...... 0,00024947

Diferencia:............... 0,00000041

Valor mui pequeño, que se puede despreciar i es tambien favorable al resultado menor obtenido con la fórmula aproximada.

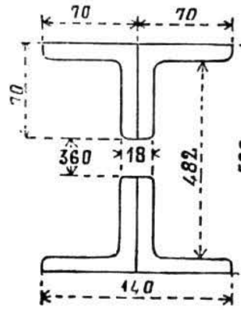


Fig. 2

Empuje aproximado

Trasportamos todas las fuerzas sobre una vertical i encontramos el punto de aplicacion de la resultante por medio de un polígono funicular cualquiera; el punto de encuentro de este resultado con el punto 13, se une con el *O* de la seccion en el apoyo, i por la construccion del triángulo se encuentra un primer valor aproximado del empuje horizontal el que es igual a: 4.350 k. (véase figuras ..).

Empuje exacto

Por medio de este primer ensayo determinaremos el verdadero empuje.

Mediremos las ordenadas *f* de los puntos 0, 1, 2,.. 13 del eje neutro, desde la horizontal inferior que pasa por la base y las ordenadas *z* del polígono de momentos (fig...)

Estas ordenadas *f* i *z* se dividen por el valor de *I* en cada punto, formándose la tabla siguiente:

Secciones	f en mts.	$\frac{f}{I}$	Z en m.	$\frac{Z}{I}$
0	0	0	0	0
1	1,07	4853	0,17	771
2	1,92	1359	0,38	268
3	2,14	2144	0,70	701
4	2,57	5255	1,40	2862
5	2,94	10895	2,04	7559
6	3,28	16231	2,70	13360
7	3,56	14269	3,25	13026
8	3,78	7730	3,80	7770
9	3,78	7730	3,83	7832
10	3,78	7730	3,87	7913
11	3,78	7730	3,91	7995
12	3,78	7730	3,95	8077
13	3,78	7730	3,99	8159

Las $\frac{Z}{I}$ i $\frac{f}{I}$ con las ordenadas de las superficies S^1 i S^2.

Sobre un eje horizontal fig. se colocan las lonjitudes 0 i 1, 1 i 2, 2 i 3, 3 i 4,... 12 i 13 i en el punto de division de cada una de éstas se levantan perpendiculares iguales a las ordenadas de los puntos 0, 1, 2, 3,... 13; uniendo todos estos puntos resulta el eje neutro desarrollado. Los valores sucesivos de $\frac{Z}{I}$ i $\frac{f}{I}$ se colocan por mitad, arriba i abajo, perpendicularmente del citado eje en cada punto respectivo, es decir, colocando el medio de cada uno de los valores de $\frac{Z}{I}$ i $\frac{f}{I}$ en los puntos 0, 1, 2,... 13 del eje neutro desarrollado.

Se obtiene así las curvas que limitan simétricamente las superficies llamadas S^1 i S^2 de la figura 4.

Para figurar por rectas los valores de $\frac{Z}{I}$ i $\frac{f}{I}$, se tomará escala de $\frac{1000}{m.^3} = 1$ cm.^{2}

Hecho esto, se toma el centro de gravedad de S^1 i S^2 i se miden las ordenadas correspondientes:

$$h\ 1 = 3{,}46 \text{ m.} \quad , \quad h\ 2 = 3{,}21 \text{ m.}$$

El procedimiento mas práctico para encontrar el centro de gravedad es recortar las superficies S_1 i S_2 colocadas en un papel o carton resistente i se ponen sobre la punta de un lápiz, buscándole el equilibrio por tanteo. Se mide las superficies:

$$S_1 = 293818 \text{ cm.}^2 \quad , \quad S_2 = 362685 \text{ cm.}^2$$

Todos los elementos necesarios están así determinados.

El verdadero empuje Q' se espresa en funcion del empuje aproximado $Q = 4350$ k., que tomamos mas atras, por medio de la siguiente fórmula (véase Planat.—Obra ántes citada—páj. . .).

$$Q' = Q \times \frac{h_1\ S_1}{h^2\ S^2} = 4350 \text{ k.} \times \frac{3{,}46 \text{ m.} \times 293818}{3{,}21 \text{ m.} \times 362685} = 3800 \text{ k.}$$

Con esta nueva base se traza el verdadero polígono de momentos. Se sabe que las distancias verticales comprendidas entre este polígono i el eje neutro 0, 1, 2, 3,... 13 miden el momento de flexion en cada punto, el que es igual al producto de esta distancia por la nueva base 3800 k. Conociendo los momentos (M) en cada punto i los valores $\frac{I}{V}$ que hemos ya calculado, se podrá tener el trabajo de flexion $\frac{R}{S}$ del material en cada punto, al que debemos agregar el trabajo de compresion lonjitudinal $\frac{N}{w}$. Esto se determina proyectando la presion en cada seccion (figurando por cada una de las oblícuas que parten del nuevo polo 0') sobre la normal a esta seccion, para lo cual se trazará paralelas por el polo 0′ a las secciones i perpendiculares a ellas por los puntos de aplicacion de las fuerzas.

De este modo las diagonales quedan descompuestas en dos fuerzas por las paralelas a las secciones, que serán las compresiones lonjitudinales, i por las perpendiculares a ellas, que serán los esfuerzos de corte, cuyo máximum es =3,914 k.

La superficie *w* es la de cuatro fierros ángulos, para ámbos cordones: el superior, que sirve de tijeral i el inferior, que forma el arco.

Se deduce así la tabla siguiente:

Secciones	Momentos M=Q (z—f)		$\frac{V}{I}$	$\frac{MY}{I}$	N	w	$\frac{N}{w}$	Valor de $\frac{R}{S}$	
	Producto	Valor en kilogrmts	en m.³	en mm.²	Compre sion normal	en mm.²		Intradós	Trasdos
0	3800 × 0	0	12526	0	3914	4750	0,82	0,82	
1	3800 × −0,90	−3420	1066	−3,64	5300	4750	1,11	−4,75	2,53
2	3800 × −1,50	−5700	421	−2,40	5450	4750	1,15	−3,55	1.25
3	3800 × −1,36	−5168	501	−2,60	5400	4750	1,14	−3,74	1,46
4	3800 × −0,97	−3686	716	−2,64	4750	4750	1,00	−3,64	1.64
5	3800 × −0,61	−2318	963	−2,23	4700	4750	0,99	−3,22	1,24
6	3800 × −0,20	− 760	1114	−0,85	4570	4750	0,96	−1,81	−0,11
7	3800 × 0,15	570	1002	0,57	4370	4750	0,92	−0,35	−1,49
8	3800 × 0,57	2166	716	1,55	3800	4750	0,80	0,75	−2,35
9	3800 × 0,62	2356	716	1,69	3800	4750	0,80	0,89	−2,49
10	3800 × 0,66	2508	716	1,80	3800	4750	0,80	1,00	−2,60
11	3800 × 0,71	2698	716	1,93	3800	4750	0,80	1,13	−2,73
12	3800 × 0,75	2850	716	2,04	3800	4750	0,80	1,24	−2,84
13	3800 × 0,80	3040	716	2,18	3800	4750	0,80	1,38	−2,98

Tenemos determinado el trabajo de las diferentes secciones de las dos bridas i vemos que la seccion mas fatigada es la 1 (4,75 k. por mm.²), lo que es aceptable para esta clase de armaduras curvas, sin tirante i de alma de celosía.

Enrejado

Debemos determinar todavia las diagonales i montantes del enrejado. Apliquemos el método de las figuras recíprocas, para lo cual supondremos que la base sea un triángulo i determinaremos sucesivamente el trabajo interior de todas las barras *A*, *B*, *C*,... *a*, *b*, *c*,... 1, 2, 3,... Fig. 6.

Vemos que las partes *B* i *C* del intradós son las mas fatigadas, como lo es tambien el paño *l* del trasdós, lo que concuerda con los valores de la tabla anterior, dada por el cálculo.

Ademas hemos comprobado la determinacion gráfica de Cremona por el método de los momentos.

Supongamos que queremos determinar las fuerzas de las barras *D*, 5 i *d*.

Cortamos por un plano cualquiera *N N* las secciones *d* i *D* i tomamos los momentos por relacion al punto de encuentro de las dos barras restantes.

A la izquierda tenemos la reaccion inclinada $R=5440$ k. i la carga vertical 486 k. Los momentos serán positivos cuando tiendan a producir una rotacion en el sentido de las agujas de un reloj.

Tendremos tres ecuaciones con tres incógnitas:

$$-5440 \text{ k.} \times 0{,}93 \text{ m.} - \text{D} \times 0{,}67 \text{ m.} = 0$$

$$\times \text{d} \times 0{,}53 \text{ m.} - 5440 \text{ k.} \times 0{,}16 \text{ m.} - 486 \text{ k.} \times 0{,}82 = 0$$

$$-5 \times 1{,}94 \text{ m.} + 5440 \text{ k.} \times 0{,}415 \text{ m.} - 486 \times 2{,}94 = 0$$

Despejando las tres incógnitas se tiene:

$$\text{D} = -\frac{5440 \times 0{,}94}{0{,}67} = -7630 \text{ k.}$$

$$\text{d} = \frac{5440 \times 0{,}16 + 486 \times 0{,}82}{0{,}53} = +2394 \text{ k.}$$

$$5 = \frac{5440 \times 0{,}415 - 486 \times 2{,}94}{1{,}94} = +427 \text{ k.}$$

Por el método gráfico se ha obtenido:

$$\text{D} = 7720 \text{ k.}, \ \text{d} = +2520 \text{ k. i } 5 = +345 \text{ k.}$$

diferencias alrededor de 100 k., que son despreciables para el caso presente.

Como última comprobacion, se puede determinar gráficamente los esfuerzos de cada barra empezando por la cumbrera.

Se comenzará por construir el equilibrio en el vértice, cortando la cumbrera por dos planos verticales; el uno, segun el eje i el otro $(N'' \, N'')$ un poco a la izquierda de este eje. (fig. 6)

En 5′ está aplicada la presion horizontal $H=3800$ k., de la media armadura de la derecha sobre la de la izquierda; en el punto XIII está aplicado un peso de 330 k. que compondremos en *u* con esta presion de 3800 k., lo que nos da una resultante inclinada de 3810 k.

La compresion de la brida l encuentra en x (hácia la izquierda de la figura 6, en la prolongacion de la línea l) esta resultante inclinada; para que el equilibrio se restablezca, és menester que la resultante de esta comprension l i de la fuerza 3810 k., pase por L. Uniremos entónces por una línea los puntos x L i construiremos el triángulo de equilibrio. Para esto, en x, aplicaremos hácia la derecha, la fuerza 3810 k. en la la misma línea de su direccion, i por el punto γ trazaremos la paralela γ w a la línea x L i tendremos:

$$\mathrm{x\ w} = \mathrm{l} = -6150 \text{ k. i } \mathrm{w}\ \gamma = 2375 \text{ k.}$$

Esta última fuerza, w γ, se descompone en un esfuerzo z w, sobre la brida inferior L i otro γ z para la barra 13, resultando:

$$\mathrm{L} = +2250 \text{ k. i } 13 = +250 \text{ k.}$$

Por el método de Cremona encontramos, despues de cerca de cincuenta construcciones gráficas:

$$\mathrm{l} = -6080 \text{ k., } \mathrm{L} = 2240 \text{ k. i } 13 = +400 \text{ k.}$$

CÁLCULO DE LAS BARRAS

Brida superior

Los paños I, II, b, c i d trabajan a la estension, los demas a la compresion, siendo el l el mas fatigado:

$$\mathrm{P} = \mathrm{l} = -6080 \text{ k. (fig...)}$$

Hemos tomado *a priori* dos fierros cantoneras de $\frac{70 \times 70}{9}$, cuyo $\mathrm{I} = 1050\,000$ mm.^{4} i $w = 2380$ mm.^{2}

Apliquemos la fórmula conocida (1) en la cual I representa el mas pequeño momento de inercia de la seccion trasversal con relacion al eje que pasa por el centro de gravedad; E, el coeficiente de elasticidad del fierro dulce por mm.^{2}; i L, la lonjitud en mm. de la barra entre dos nudos consecutivos.

Con esta fórmula tendremos la fuerza mínima capaz de provocar la flexion trasversal de la barra, o mas bien la fuerza máxima que, teóricamente, puede soportar la barra sin flexionarse trasversalmente.

---

(1) H. Dechamps. *Charpentes Metaliques*. 2.ª ed., páj. 117.

Reemplazando los valores, se tiene:

$$P=\frac{\pi^2 LE}{L^2}=\frac{\overline{3,14}^2 \times 1.050.000\times 20.000}{\overline{540}^2}=710082.$$

La fuerza efectiva que obra sobre la brida, debe ser mucho menor que el valor teó rico precedente.

Se ha visto que (1).

$$P'\leq\frac{P}{b}, \text{ o sea } \frac{P'}{b}\geq 6, \text{ por lo ménos. Basta 6.}$$

$$\frac{P'}{P}=\frac{710087}{6080}=115,$$

mui aceptable.

El trabajo de compresion simple es:

$$\frac{R}{S}=\frac{6080}{2380}=2,6 \text{ kg. por mm.}^2$$

Brida inferior

Los paños A, B..i G, son comprimidos i los demas trabajau a la estension. El mas comprimido es el $A=-10.360$ k.

Para esta brida se emplea tambien dos fierros ángulos idénticos a los anteriores.

$$P'=\frac{\overline{314}^2\times 1050000\times 20000}{\overline{890}^2}=261406 \text{ k.}$$

$$\frac{P'}{P}=\frac{261406}{10360}=25, \text{ aceptable.}$$

El trabajo de compresion simple es:

$$\frac{10360}{2380}=4,3 \text{ kg. por mm.}^2$$

Montantes

Todos son comprimidos a escepcion del III, que es estendido.

(1) H. Deschamps.—*Charpentes metaliques.* 2.ª ed., páj. 450.

El mas fatigado es el:

$$VI = -2150 \text{ k.}$$

Empleamos una cantonera de

$$\frac{35 \times 35}{6}$$

en la que:

$$p = 3{,}02 \text{ kg., } w = 387 \text{ mm.}^2, \; Ix = 39200 \text{ mm.}^4$$

$$P' = \frac{\overline{3{,}14}^2 \times 39200 \times 20000}{\overline{490}^2} = 32196 \text{ k.}$$

$$\frac{P'}{P} = \frac{32196}{2150} 14, \text{ aceptable.}$$

El trabajo de compresion simple:

$$\frac{R}{S} = \frac{2150}{387} = 5{,}5 \text{ k. por mm.}^2$$

Diagonales

Las barras 1, 3 i 4 son comprimidas, las demas son estendidas. La mas desfavorable de las comprimidas es la:

$$3 = -3320 \text{ k.}$$

Si empleamos dos cantoneras de

$$\frac{45 \times 45}{5}$$

para las barras 1 i 3, se tiene:

$$p = 6{,}71 \text{ k., } w = 861 \text{ mm.}^2, \; Ix = 15700 \text{ mm.}^4$$

$$P' = \frac{\overline{3{,}14}^2 \times 157000 \times 20000}{\overline{1190}^2} = 21863 \text{ k.}$$

$$\frac{P'}{P.} = \frac{21863}{3320} = 6{,}6, \text{ aceptable.}$$

El trabajo de compresion simple, es:

$$\frac{R}{S}=\frac{3320}{861}=3,9 \text{ k. por mm.}^2$$

De las barras estendidas, la mas desfavorable es la:

$$7=+2720 \text{ k}$$

Empleando una plancha de 60 mm. × 7 mm., en la cual $w=420$ mm.², el trabajo de estension seria:

$$\frac{R}{S}=\frac{2720}{420}=6,4 \text{ k. por mm.}^2$$

Ensambles

Constituiremos los ensambles por medio de remaches i de planchas. Para ensamblar las piezas de 9 mm. de espesor, emplearemos remaches que tendrán por diámetro:

(2) $d=1,5\ e+4$ mm. $=17,5$ mm., siendo $e=9$ mm.

Para las barras de 7 mm. de espesor, el diámetro de los remaches será de:

$$d=1,5\times 7+4=14,5 \text{ mm.}$$

Las barras de 6 mm., tendrán un diámetro de:

$$d=1,5\times 6+4=13 \text{ mm.}$$

I las de 5 mm., uno de:

$$d=11,5 \text{ mm.}$$

El coeficiente de seguridad al cizallamiento lo tomaremos igual:

$$\tfrac{4}{5}\times 8=6,4 \text{ k. por mm.}^2$$

(2) H. Deschamps.—*Calcules de charpentes metaliques.* Páj. 226. (Fórmulas empíricas de Lemaitre).

Union de las bridas

Esfuerzo máximo del paño:

$$A = 10360 \text{ k. (fig...)}$$

Remache de 17,5 mm. de diámetro, sometido a un doble esfuerzo de corte; seccion de un remache = 240 mm.²

Seccion total de los remaches necesarios para las dos secciones de cizallamiento:

$$\frac{10360}{2 \times 6{,}4} = 810 \text{ mm.}^2$$

Cantidad de remaches necesarios para el ensamble de las bridas $= \frac{810}{240} = 3{,}4$, o sean 4 por cada lado de las piezas

Union de los montantes a las bridas

Se emplearán planchas de fierro como alma, las que unidas a las bridas por remaches trabajarán al cizallamiento doble.

Esfuerzo máximo = − 2150 k.

Seccion total de los remaches:

$$\frac{2150}{2 \times 6{,}4} = 167 \text{ mm.}$$

Con remaches de 13 mm., necesitamos $= \frac{167}{169} = 0{,}9$, o sea 1 o 2 por lado.

La union del alma de fierro al montante está sometida al simple cizallamiento; luego, la seccion total $= \frac{2150}{6{,}4} = 334$ mm., de donde deducimos que la cantidad de remaches será $= \frac{334}{169} = 1{,}8$, o sea 2 por lado.

Union de los diagonales a las bridas

Los esfuerzos son iguales i semejantes a los anteriores.

$$\text{Seccion total} = \frac{3320}{2 \times 6{,}4} = 260 \text{ mm.}^2$$

Para las cantoneras se emplean remaches de 11,5 mm. i cuya cantidad:

$$= \frac{260}{103} = 2{,}5, \text{ o sean } 3.$$

Los diagonales estendidos, o sean los de fierro plano, trabajan al cizalle simple i necesitaremos remaches de 14,5 mm.

$$\text{Seccion total de éstas } = \frac{2720}{6{,}4} = 425 \text{ mm.}^2$$

$$\text{Cantidad de idem } = \frac{425}{165} = 2{,}6, \text{ o sean } 3.$$

Espesor de las planchas ensambles

Este debe ser por lo ménos igual a las 0,63 partes del diámetro mayor de los remaches empleados, esto es $= 0{,}63 \times 17{,}5 = 11$ mm.

Puentes laterales

Estos descanzan por dos estremos en las armaduras respectivas i están solicitados a la fleccion por las cargas aisladas de la consola del medio, mas una carga uniformemente repartida de la linterna, celosía para la ventilacion, i su propio peso.

Carga de media consola..........................	=	556	k.
Peso propio de media consola......................	=	454	»
Carga total aislada............................	=	1010	k.
Carga de la linterna i celosía $= 803 \times 2$..............	=	1606	k.
Carga del peso propio $= 198 \times 2$..................	=	396	»
Carga total uniformemente repartida..	=	2002	k.

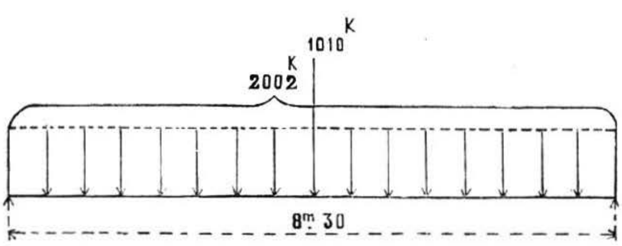


Fig. 3

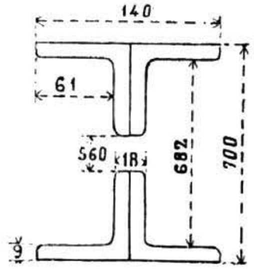
La oslicitacion del puente lateral seria la siguiente:

$$\text{El momento máximo total} = \frac{1010 \text{ k.} \times 8{,}30}{4} + \frac{2002 \text{ k.} \times 8{,}30}{8} = 4173 \text{ km.}$$

El momento máximo resistente es formado por la viga de enrejado de 4 escuadras

$$\text{de } \frac{70 \times 70}{9}, \text{ el que es } = \frac{140 \times \overline{700}^3 - (122 \times \overline{682}^3 + 18 \times \overline{560}^3)}{6 \times 700.}$$

$$\frac{I}{v} = 1.466.365 \text{ mm.}^3$$



Fgi.4

$$\text{El trabajo de fleccion} = \frac{4173000}{1466365} = 2{,}84 \text{ k.}$$

Ademas de estas solicitaciones, el puente podria ser accionado por la componente horizontal del empuje que produce la censola del medio. Este empuje es:

$$= \frac{1010 \text{ k.} \times \text{proyeccion horizontal consola}}{\text{Proyeccion vertical consola}} = \frac{1010 \text{ k.} \times 5{,}88 \text{ m.}}{4{,}12} = 1441 \text{ k.}$$

Esta fuerza seria aislada i obraria en el medio; luego el momento máximo

$$= \frac{1441 \times 8{,}30}{4} = 2990 \text{ kmt.}$$

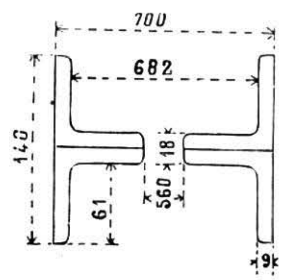


Fig.5

El momento resistente seria el siguiente:

$$\frac{I}{v} = \frac{700 \times \overline{140}^3 - (682 \times \overline{122}^3 + 560 \times \overline{18})^3}{6 \times 140} = 808480 \text{ mm.}$$

El trabajo de fleccion lateral:

$$= \frac{2990000}{808480} = 3{,}7 \text{ k.}$$

Trabajo de fleccion total $= 2{,}87 + 3{,}7 = 6{,}57$ k. por mm.²

Debemos hacer notar que si consideramos este empuje lateral, deberíamos suprimir la presion vertical de la consola en el medio del puente, i por consiguiente, en el momento de fleccion vertical se descontaria el momento solicitante:

$$\frac{1010 \text{ k} \times 8{,}30 \text{ m.}}{4},$$

lo que daria un trabajo menor de flexion, igual a 5,1 k. por mm.²

Veamos ahora si las barras del enrejado resisten el esfuerzo de corte.

El esfuerzo de corte máximo:

$$= \frac{1010}{2} + \frac{2002}{2} = 1506 \text{ k.}$$

Los montantes serán comprimidos i los diagonales estendidos.

El esfuerzo máximo para los montantes será = 1506 i para los diagonales dobles el máximum lo determinaremos de la siguiente manera:

Aplicaremos en AH (fig. 8) a escala el valor del esfuerzo de corte máximo i por A trazamos la paralela AL a la diagonal i nos da por valor = 1910 k.

Trasportado el valor AL en AT i uniendo TO, se tendrá una recta, que su ordenada en cualquier punto, representará el valor del esfuerzo lonjitudinal de una barra del enrejado, pasando por ese punto i a la escala de fuerza; pues sabemos en O, punto medio, el esfuerzo de corte = o.

Empleemos para los montantes la misma cantonera de $\frac{35 \times 35}{6}$:

$$P' = \frac{\overline{3{,}14}^2 \times 39200 \times 20000}{\overline{700}^2} = 15776$$

$$\frac{P'}{P} = \frac{15776}{1506} = 10, \text{ aceptable, pues basta } 6.$$

Para las diagonales se adoptará el mismo fierro de las otras, pues se encuentran aquéllas en condiciones mas desfavorables de solicitacion.

Consolas intermedias

Estas en realidad son limatones de enrejado, apoyados por el estremo superior en los puentes laterales e inferiormente en los muros o sea en las pilastras de éstos.

Carga de cada consola:

Presion del viento:	4,30 m.	× 5,60 m.	× 25 k.	=	600 k.
Vidrio:	4,30	× 5,60	× 10	=	240 »
Cabios:	7,00	× 5,60	× 2,32...............	=	90 »
Costaneras:	4,00	× 4,30	× 10,5...............	=	180 »
Peso propio..				=	454 »
Carga total de la consola..............................				=	1,564 k.

Son tres paños, luego cada nudo intermedio recibe un peso de $\frac{1564}{3}=521$ k.

Los dos estremos reciben solamente $=\frac{521}{2}=260,5$ k.

La resultante en cada estremo $=\frac{1,564}{2}-260,5=521$ k.

Deberíamos tomar en cuenta el empuje que le trasmitiria la compomente horizontal del apoyo superior, cuando se tomó esa fuerza para calcular los puentes laterales; pero observando la forma casi horizontal de la consola al unirse con el puente, lo que tiende a hacer enteramente vertical la resultante del apoyo superior de la consola (1).

De todas maneras, el empuje será mui pequeño i estará equilibrado por el rozamiento que produce el propio peso de la consola i ademas el del trozo de muro que cubre los paños I i II de aquélla.

El momento máximo $=0,84$ m. $\times$ 1000 k. $=840.000$ k./mm. i éste se produce en la seccion del montante VI (Fig. 6.)

Si tomamos por perfil cuatro cantoneras de $\frac{50\times 50}{5}$, se tiene: $w=1920$ mm.², p=15 k. por m. l.

El $\frac{I}{v}=\frac{100\times \overline{450}^3-(90\times \overline{440}^3+10\times \overline{350}^3)}{6\times 450}=376.731$ mm.³

El trabajo de flexion $=\frac{840000}{376\,731}=2,2$ k. por mm.²

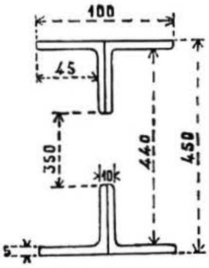


Fig. 6

Para determinar las dimensiones de los montantes i diagonales, como tambien para verificar las bridas, hemos efectuado el trazado gráfico de Cremona (fig. 9.)

Brida superior

Esfuerzo máximo $=e=-1795$ k.

Lonjitud $=900$ mm.

---

(1) *Mecánica aplicada a las construcciones*, por José Marva i M., 3.ª edicion, páj. 943.

Seccion 2 cantoneras de $\frac{50 \times 50}{5}$

$W = 961$ mm.^{2}, $p = 7{,}49$ k

$I = 220000$ mm.^{2}

$$\frac{P'}{P} = \frac{53560}{1795} = 29$$

$$\frac{R}{s} = \frac{1795}{961} = 1{,}9 \text{ k. por mm.}^2$$

Las dos cantoneras son mas que suficientes.

Brida inferior

Los esfuerzos comprimidos de los paños A i B son mui pequeños para tomarlos en cuenta, los demas están estendidos i el máximo es $= F = 1780$ k.

$$\frac{R}{s} = \frac{1780}{961} = 1{,}9 \text{ k. por mm.}^2$$

Montantes

Esfuerzo máximo $= -800$ k.

Lonjitud $= 790$ mm.

La seccion de la barra es la misma de los otros montantes.

$$\frac{P'}{P} = \frac{12386}{800} = 15, \text{ basta } 6.$$

$$\frac{R}{s} = \frac{800}{387} 2{,}1 \text{ k. por mm.}^2$$

Diagonales

Esfuerzo máximo $= -935$ k.

Lonjitud $= 840$ mm.

Se emplea la misma barra anterior.

$$\frac{P'}{P}=\frac{10955}{935}=11,7 \text{ suficiente}$$

$$\frac{R}{s}=\frac{935}{387}=2,4 \text{ k. por mm.}^2$$

Union de las piezas

Tendremos en cuenta las consideraciones deducidas al tratar esta misma materia en la armadura principal, empleando los remaches i ensambles que corresponden a solicitaciones semejantes de aquélla.

Apoyo de la armadura

La carga total que gravita sobre cada descanso de la armadura es = 4 157 k.

La albañilería puede trabajar hasta 6 k. por cm.; luego, la seccion de los descansos $= \frac{4157}{6} = 693$ cm.^{2}

Hemos considerado que el punto de aplicacion de la carga está en el centro de la base i para conseguir esto conviene interponer entre el descanso de fierro i la albañilería una lámina de plomo endurecido, que tendrá las mismas dimensiones de aquél.

Union del descanso al muro

Se efectúa por medio de pernos que son solicitados al razgamiento por la componente horizontal (3800 k.) de las cargas.

Aplicamos la fórmula:

$$P=n \times \frac{\eta\, d^2}{4} \times \frac{R''}{5}$$

Empleando 3 pernos por cada lado: n = 6.

$$d=\sqrt{\frac{3800 \times 4}{6 \times 3,14 \times 6,4}}=11,2 \text{ mm.}$$

por lo ménos i aun convendria tomarlos de 20 mm. por la dilatacion causada por la temperatura.

Estabilidad de la armadura

Dos cuestiones debemos verificar para estar seguros de su estabilidad:

1.ª ¿La armadura puede resistir sin tirante al deslizamiento?

El peso de la armadura i el trozo superior de albañilería obrarán como si al muro estuviera en estado de oponer un esfuerzo igual i contrario al empuje de 3800 k.

Veamos si al rozamiento producido por esos pesos equilibria por lo ménos al empuje:

El peso de la armadura es:........................	=	4157 k.
El peso del trozo superior de albañilería es: 4 m. × 0,50 m. × 2,00 × 1800 k..........................	=	7200 »
Peso total..	=	11357 k.

El frotamiento desarrollado por esta carga, o sea la fuerza que se opone al deslizamiento, puede estimarse en los $\frac{2}{3}$, para el fierro con la piedra, es decir, $\frac{2}{3} \times 11357$ k.= 7571 k.

El empuje (3,800 k.) es la mitad mas pequeño, luego no se producirá deslizamiento Pero ademas de este empuje puede producirse una elevacion rápida de temperatura de la armadura, que podria llegar talvez a ser igual a la carga total de 7571 k. En este caso, debemos ver si las murallas ayudarán a resistir dicho empuje. Esto depende principalmente de los buenos materiales empleados i de una ejecucion esmerada.

Lo mas prudente será suponer que las murallas no resisten al empuje i debemos hacer notar que, siendo la techumbre de vidrio, queda toda la armadura espuesta directamente a los ardientes rayos solares de verano, lo que se traducirá en una dilatacion sensible de sus piezas, que hará aumentar el empuje de la armadura.

¿Qué sucederá si suponemos que las murallas, que no tienen amarras laterales, no pueden oponerse al deslizamiento de la base de la armadura?

Como se trata evidentemente de un pequeño desplazamiento, la muralla no será volcada, pero las hiladas superiores deslizarán un poco o se desplomarán lijeramente. Estas deformaciones no presentan un serio peligro en realidad; mas, no deben aceptarse en una buena construccion.

En el caso que se admita que la armadura puede abrirse libremente, sin la menor resistencia del muro, segun lo hemos supuesto, el momento de flexion en el vértice no tendrá ya el mismo valor. El arco trabajará entónces como una pieza simplemente apoyada.

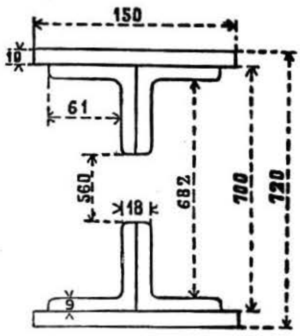
En este caso, el momento máximo de flexion será con relacion al vértice de la armadura: (fig. 1)

$$3914 \text{ k.} \times 7{,}50 \text{ m.} - (486 \text{ k.} \times 5{,}98 \text{ m.} + 486 \text{ k.} \times 4{,}22 \text{ m.} + 2612 \text{ k} \times 2{,}68 \text{ m.})$$
$$= 17397\ 640 \text{ kmm.}$$

Suponiendo qee las murallas soporten el empuje, encontramos como momento máximo de flexion 5.700,000 k. mm. (véase cuadro de la pájina 13.)

El momento máximo resistente $\left(\frac{I}{v}\right)$ del puente lo encontraremos en la pájina 23 $= 1466365$ mm.^{3}, luego:

$$\frac{R}{s} = \frac{17.397640}{1466.365} = 11{,}9 \text{ k. por mm.}^2$$



7 ·Fig

Con esta hipótesis, de la ninguna resistencia de los muros, el puente quedaria demasiado fatigado i convendrá por lo tanto reforzar ámbas bridas con dos palastros.

Emplearemos dos de 150×10. El perfil del puente seria:

Empleando la misma fórmula aplicada en la pájina 23 tendríamos para:

$$\frac{I}{v} = \frac{10.695934.700}{4320} = 2475910 \text{ mm.}^3$$

de donde:

$$\frac{R}{s} = \frac{17.347.640}{2\,475.910} = 7{,}0 \text{ k. por mm.}^2,$$ lo que seria aceptable.

Union de los palastros

El ensamblaje de éstos con las bridas se efectúa con remaches, cuyo diámetro encontramos con la fórmula de la pájina 20.

$$d = 1{,}5 \times 10 + 4 = 19 \text{ mm.}$$

El número de remaches se calcula por la fórmula del valor máximo del esfuerzo rozante por unidad de lonjitud, pues los remaches deben impedir el deslizamiento lonjitudinal en el plano de separacion de los palastros i las bridas de la armadura (1).

(1) H. Dechamps. *Charpentes metaliques*, 2.ª ed., páj. 69.

$$C' = \frac{3}{2} \text{ C. máx. } \frac{b\,(h^3 - h_2^3)}{b\,h_3^3 - 2\,(b_1 h_1^3 + b_2\,h_2^3 + b_3\,h_3^3}$$

El denominador es igual al numerador del $\frac{I}{v}$ del presente con dos palástros; *d* es el diámetro de los remaches; C. max. = 3914 k. (páj. 13), i si llamamos *n* al número de remaches por unidad de lonjitud, se deberia tener:

$$\tfrac{3}{4} \times 3914 \times \frac{150 \times (\overline{720}^2 - \overline{700}^2)}{10695\ 934\ 700} = n\ \frac{\pi\, d^2}{4} \times \frac{R'}{s}.$$

$\frac{R'}{s}$ es el trabajo del fierro al cizalle = 6,4.

Despejando a *n*, se tiene:

$$n = \frac{3 \times 3914 \times 4260000 \times 2}{10.695.700 \times 3{,}14 \times \overline{19}^2 \times 6{,}4} = 0{,}0013 \text{ por mm.,}$$

o sea, 1,3 por m. l. a lo ménos; pero se emplearán siempre diez veces mas, o sea, 0.013 por milímetros.

Los remaches están dispuestos en dos líneas paralelas; la distancia de centro a centro dos remaches consecutivos, a lo ménos $= \frac{2}{0{,}013} = 154$ mm., pero solamente se acostumbra separarlos de 100 en 100 mm.

La cubre-junta que une las junturas de los palastros tiene la misma seccion de éstos. Su largo se determina por la relacion del número de remaches que son necesarios para resistir el trabajo de estension o compresion que sufre la cubre-junta. Luego.

$$n' = \frac{\pi\, d^2}{4} \times \frac{R'}{s} = w' \times \frac{R}{s}$$

Llamando n_1 al número de remaches de diámetro = 19 mm., $\frac{R'}{s} = 6{,}4$ k., w' la seccion de la cubre-junta = 10 × 150. El coeficiente de estension:

$$\frac{R}{s} = k. \frac{\pi\, d^2}{4} = 283 \text{ mm.}^2$$

$n' = \frac{1500 \times 8}{283 \times 6{,}4} = 6.6$ remaches, se empleará 8, o sea 4 remaches en cada hilera de la cubre-junta, los que van separados 100 mm. de centro a centro; luego el largo de cubre-junta es de:

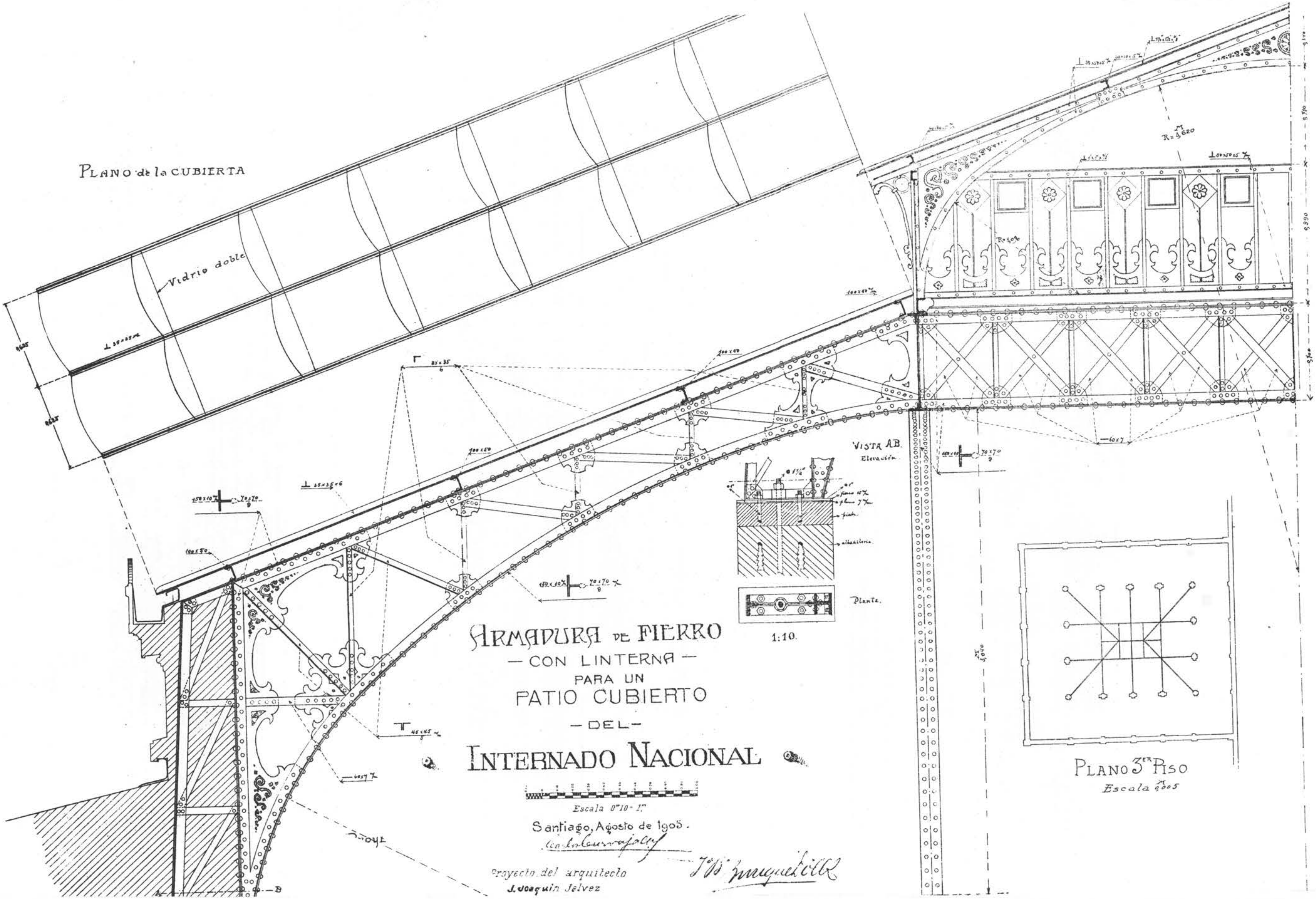
$$l = 2\,(4 \times 100 + l_1)$$

l_1 jeneralmente se toma i gual a $2\,d$. de donde:

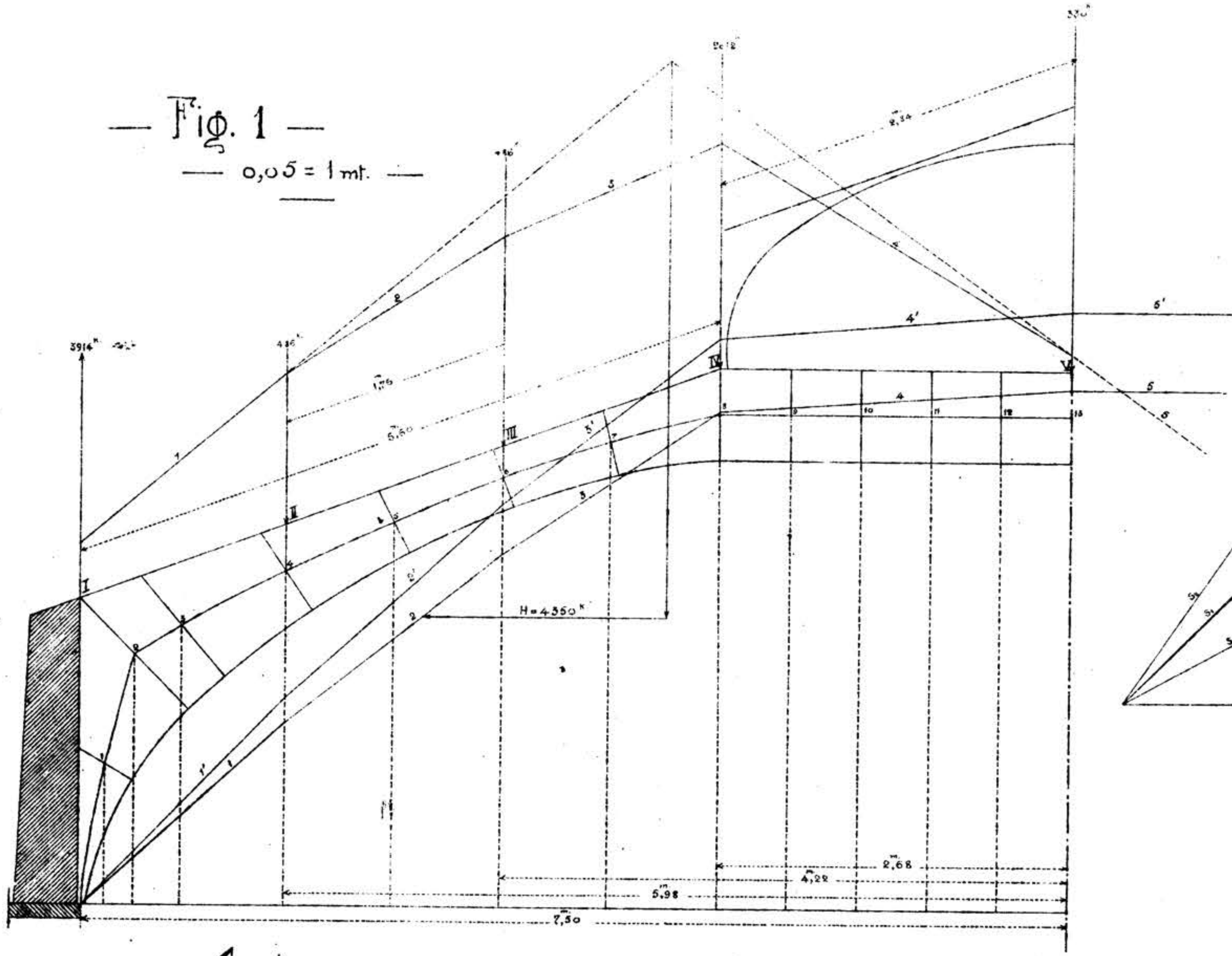
$$l = 876 \text{ mm.}$$

Santiago, Agosto 1905.

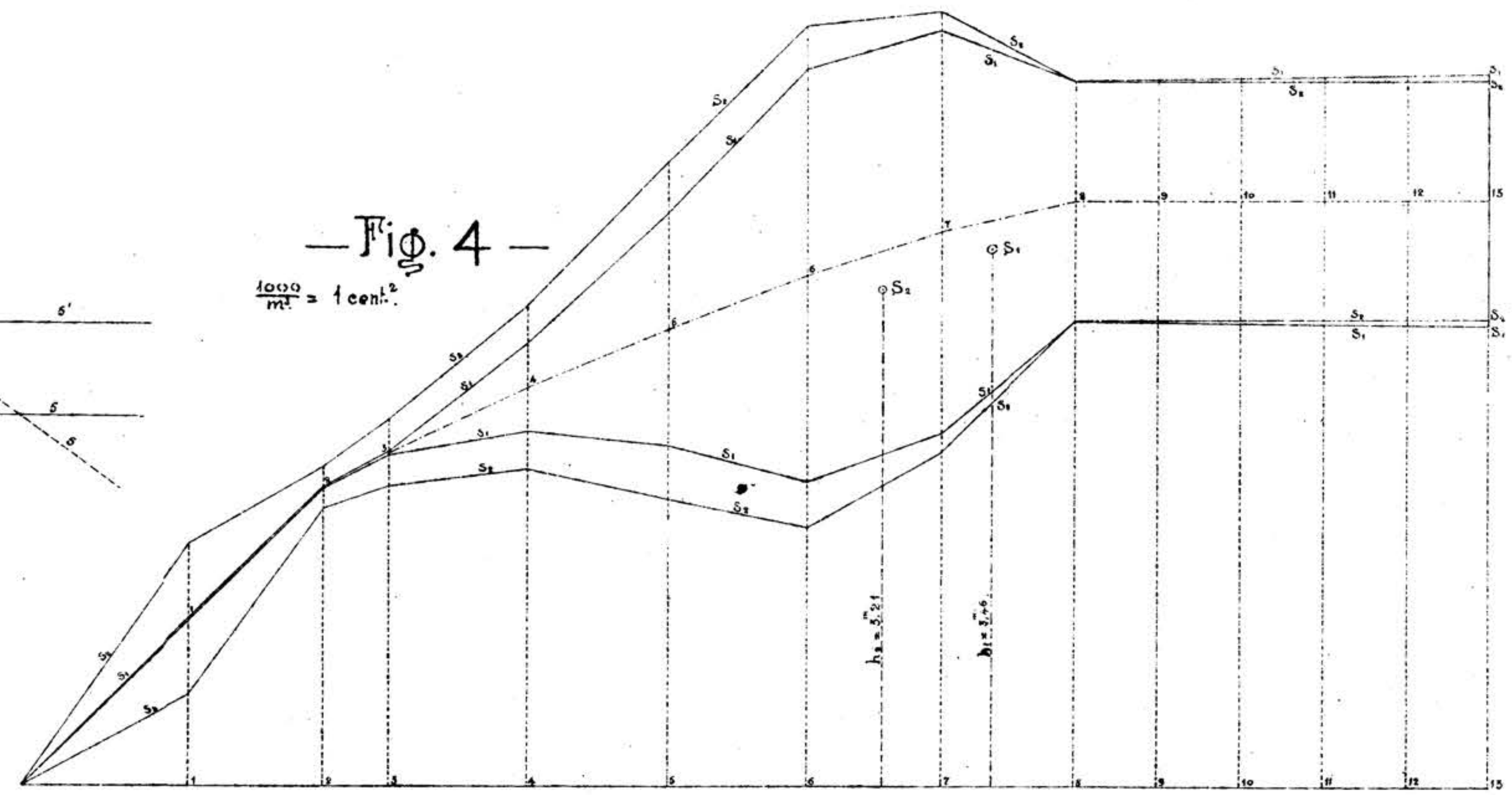
CÁRLOS CARVAJAL M.,
Injeniero civil.



PLANO de la CUBIERTA
Vidrio doble
VISTA A.B.
Elevación
Planta.
1:10.
ARMADURA DE FIERRO
— CON LINTERNA —
PARA UN
PATIO CUBIERTO
— DEL —
INTERNADO NACIONAL
Escala 0m10 = 1m
Santiago, Agosto de 1905.
Proyecto del arquitecto
J. Joaquin Jelvez
PLANO 3ER PISO
Escala 0,005

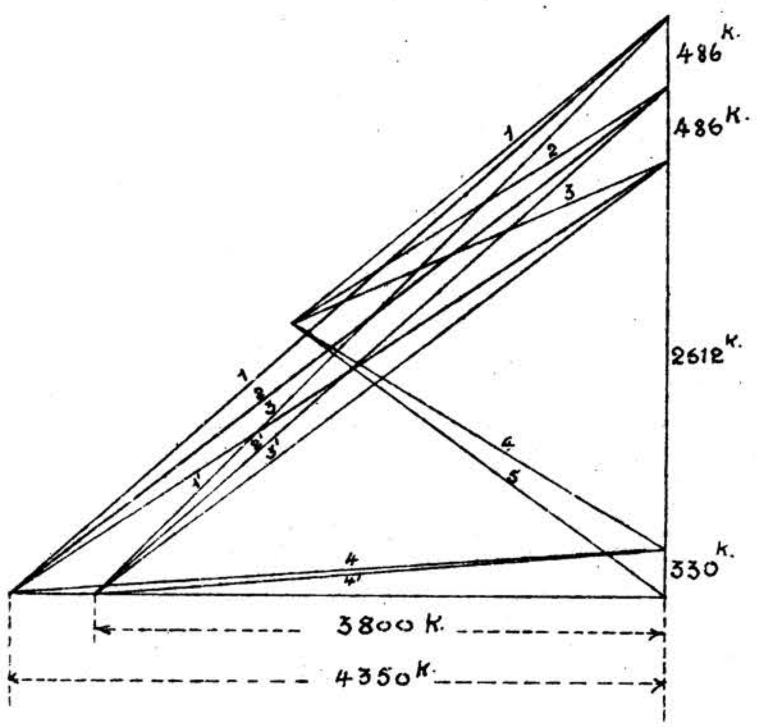


— Fig. 1 —
— 0,05 = 1 mt. —

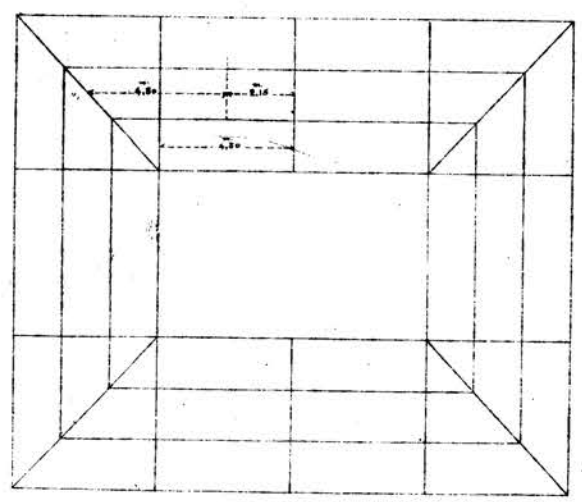


— Fig. 4 —
$\frac{1000}{m^2}$ = 1 cent.^{2}

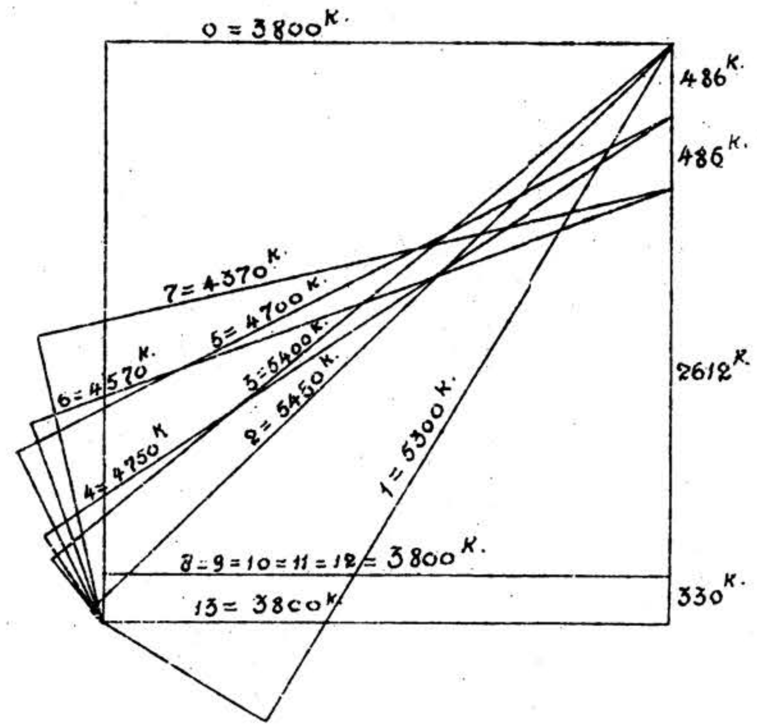
Diagramas



— Fig. 3 —
0,002 = 100 K.



— Fig. 2 —
— 0,01 = 1 mt. —



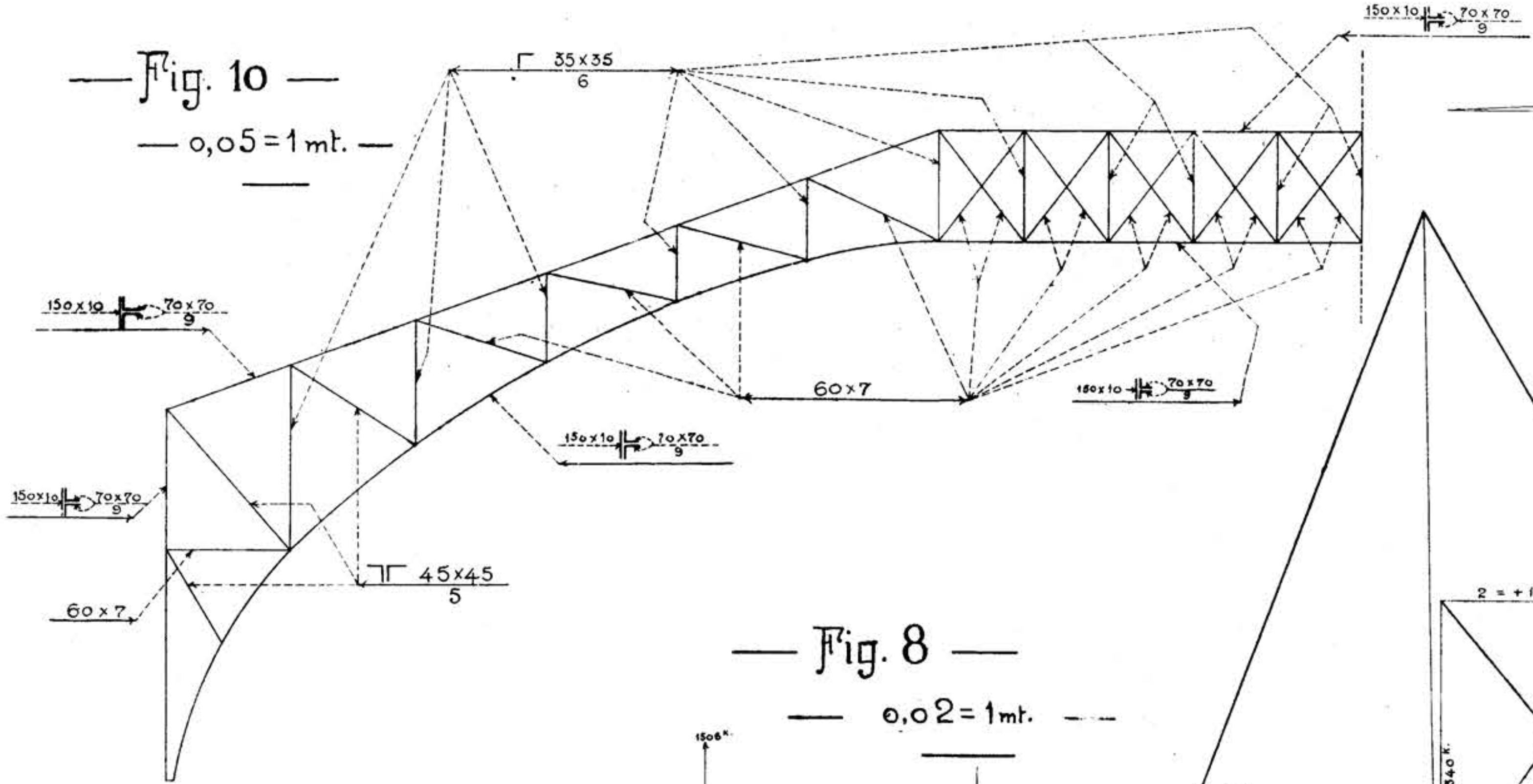
— Fig. 5 —
— 0,002 = 100 K

Heliografía F. Payá, Santo Domingo 528.

— LAM. 2 —

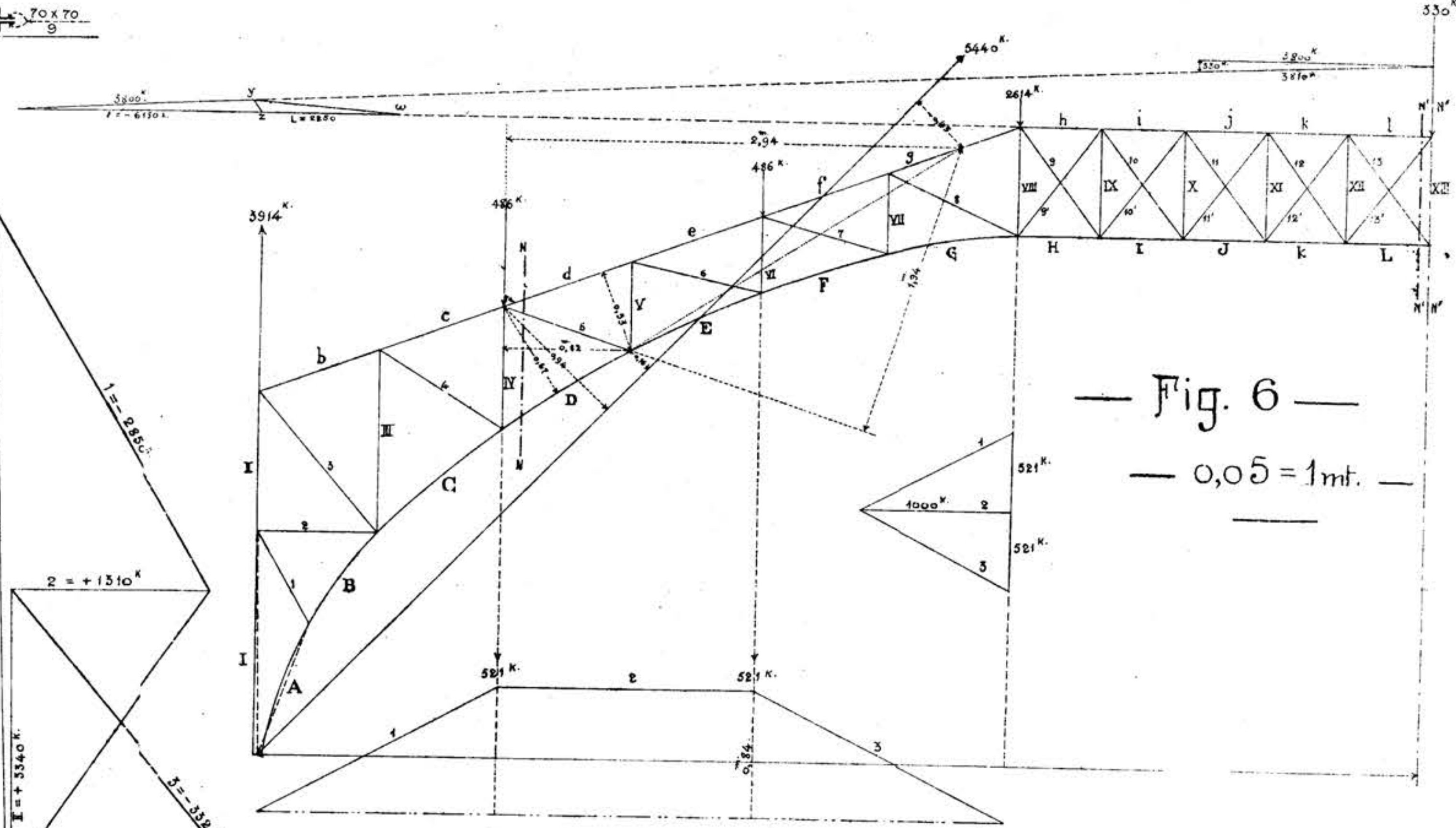
— Fig. 10 —

— 0,05 = 1 mt. —



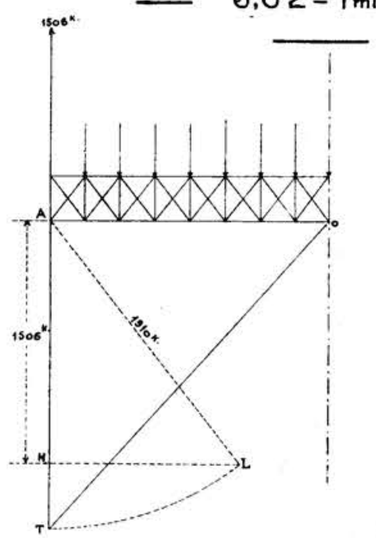
— Fig. 6 —

— 0,05 = 1 mt. —



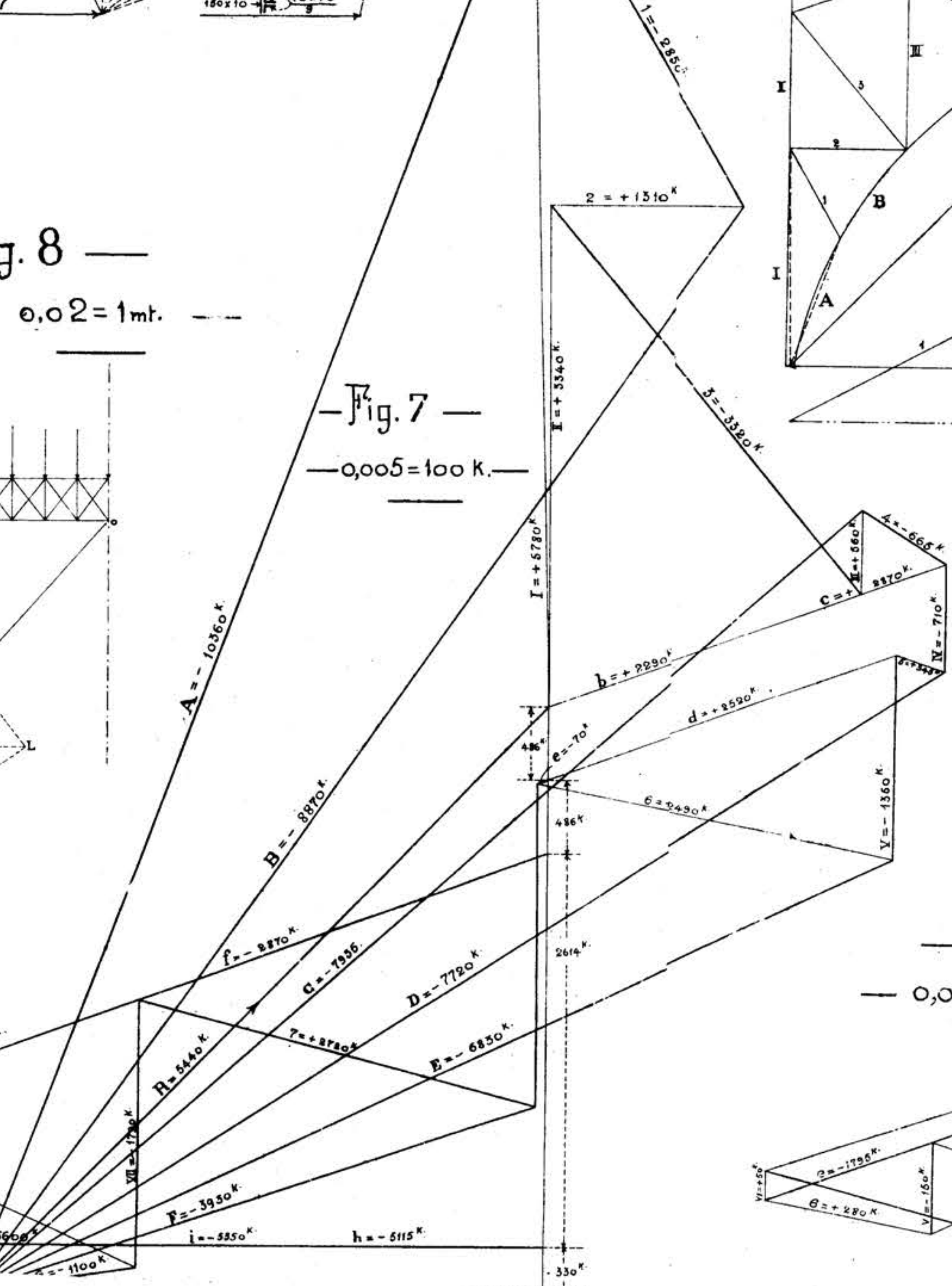
— Fig. 8 —

— 0,02 = 1 mt. —



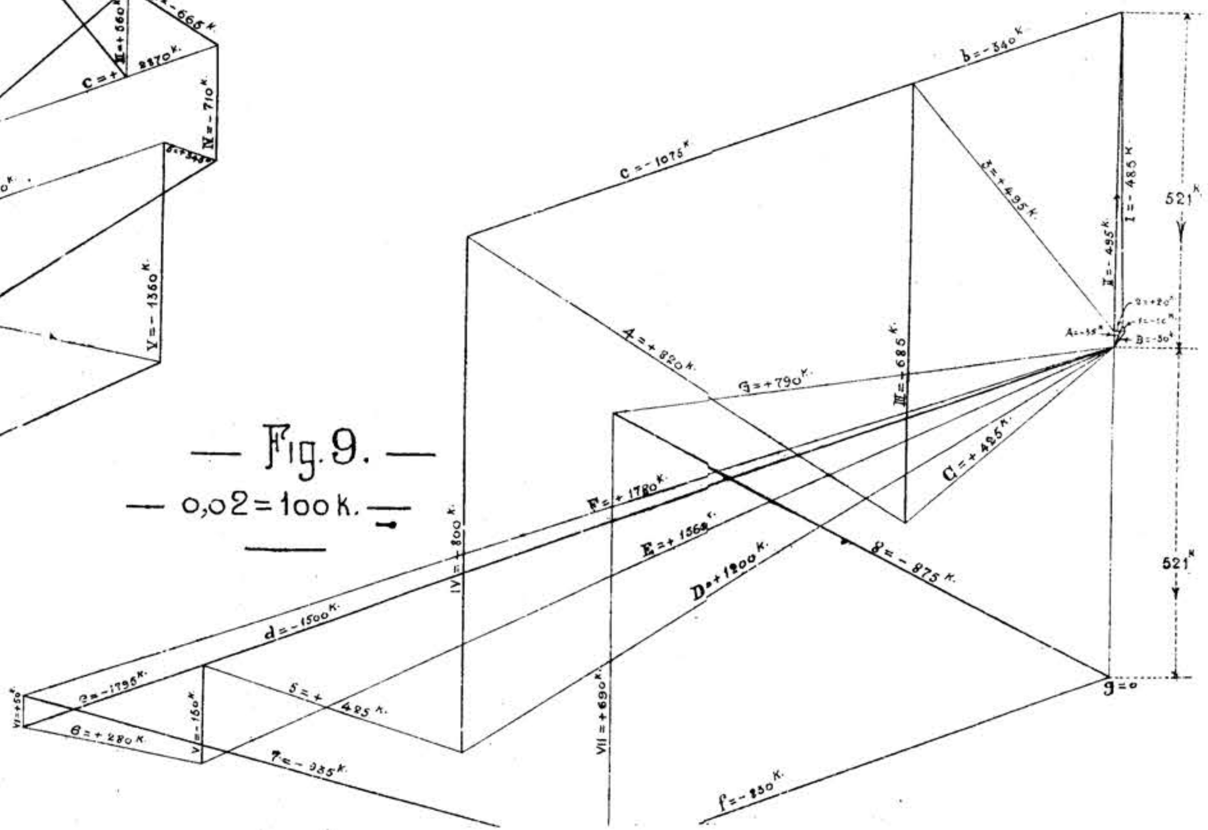
— Fig. 7 —

— 0,005 = 100 K. —



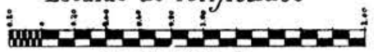
— Fig. 9. —

— 0,02 = 100 K. —



Diagramas

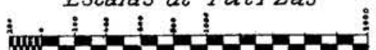
Escalas de lonjitudes



Escala: 0.m05 - 1.m

Escala: 0.m02 - 1.m

Escalas de fuerzas



Escala: 0.m005 - 100 Kls.

Escala: 0.m02 - 100 Kls.