CÁLCULO DE LA ARMADURA PRINCIPAL

PARA LA

ESCUELA PÚBLICA DE CASABLANCA

Por C. Carvajal

COSTANERAS

Principiaremos por determinar las dimensiones de las costaneras, para lo cual se aplican las fórmulas siguientes, ya conocidas:

$$p' = (p + cl) \cos \alpha + 100 \text{ sen}^2 (\alpha + 15)\, l.$$

$$M't = p' \frac{D^2}{8}.$$

$$p'' = (p + ct) \text{ sen } \alpha$$

$$M''t = p'' \frac{D^2}{8}.$$

En los cuales p' es la resultante de las fuerzas normales al par, p'' la suma de las fuerzas paralelas al mismo, p el peso de la costanera por metro lineal, c el de la cubierta por m.^{2}, D es la distancia entre las cerchas i l la que queda entre costaneras, $100 \text{ sen}^2 (\alpha + 15°)$ es la componente normal de la presion del viento por m.^{2} de vertiente, $M't$ i $M''t$ son los momentos máximos respectivamente de p' i p'' i α es la inclinacion de la vertiente. Poniendo los valores de las diferentes letras i reemplazándolos en las fórmulas anteriores, se tiene:

$$p = {}^{\text{k.}}\, 3.5 D = {}^{\text{m.}}\, 1.65 l = 0.95$$

$$c = {}^{\text{k.}}\, 7.5 \text{ (fierro galvanizado)} \alpha = 26^\circ \cos \alpha = 0.899$$

$$\text{sen } \alpha = 0.438 \alpha + 15^\circ = 41^\circ \text{ sen } 41^\circ = 0.656$$

de donde se deduce:

$$p' = ({}^{\text{k.}}\, 3.5 + {}^{\text{k.}}\, 7.5 \times {}^{\text{m.}}\, 0.95)\, 0.899 + 100 \times \overline{0.656}^{\,2} \times {}^{\text{m.}}\, 0.95$$
$$p' = {}^{\text{k.}}\, 9.55 + {}^{\text{k}}\, 40.87 = {}^{\text{k.}}\, 50.42.$$

Presion del viento por m.^{2} de vertiente =

$$\overset{k.}{k.\ 43.03}\ M' = 50.42\ \frac{\overline{1.65}^2}{8} = 17{,}155 \text{ k. mm.}$$

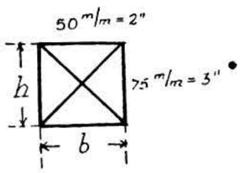
Este momento es igual a la ecuacion de resistencia:

$$M' = \frac{R}{S} \times \frac{I}{V} = 17.155$$

$$\frac{R}{S} = \frac{17{,}155}{\frac{I}{V}}.$$

Escojamos *a priori* costaneras de 2″ × 3″:

Costaneras



$$\frac{I}{V} = \frac{b\ h^2}{6} = \frac{50 \times \overline{75}^2}{6} = 46875$$

$$\frac{R}{S} = \frac{17{,}155}{46875} = {}^{k.}\ 0.36 \text{ por mm.}^2$$

$$\frac{R}{S} = 36 \text{ kls. por cm.}^2$$

$$p'' = (3.5 + 7.5 \times 0.95)\ 0.438 = {}^{k.}\ 4.65.$$

$$M'' = \frac{4.65 \times \overline{1.65}^2}{8} = 1582 \text{ k. mm.}$$

$$\frac{I}{V} = \frac{75 \times \overline{50}^2}{6} = 31250 \text{ mm.}^2$$

$$\frac{R'}{S} = \frac{1582}{31250} = 0.05 \text{ por mm.}^2, \text{ o sea:}$$

$$\frac{R'}{S} = 5 \text{ kls por cm.}^2$$

Tenemos trabajo total costaneras:

$$\frac{T}{S} = 36 + 5 = 41 \text{ k. por cm.}$$

DETERMINACION DE LAS FUERZAS ESTERIORES

Cargas permanentes

Peso propio del tijeral, — son m.³ 0.6825 a razon de 700 k. por m.³, considerando que las piezas comprimidas i tirante horizontal inferior tienen una seccion de 7.5 cm. × 15 cm. i las estendidas, de 5 × 10 cm. = ... k. 358.00

Son 20 costaneras de k. 3.7 cada una por mt. 1 i como están los tijerales separados de m. 1.65. . . . . 128.00

Peso cubierta en las dos vertientes, a k. 7.5 m.², son 2 × 9 mt. × m. 1.65 × k. 7.5.— 223.00

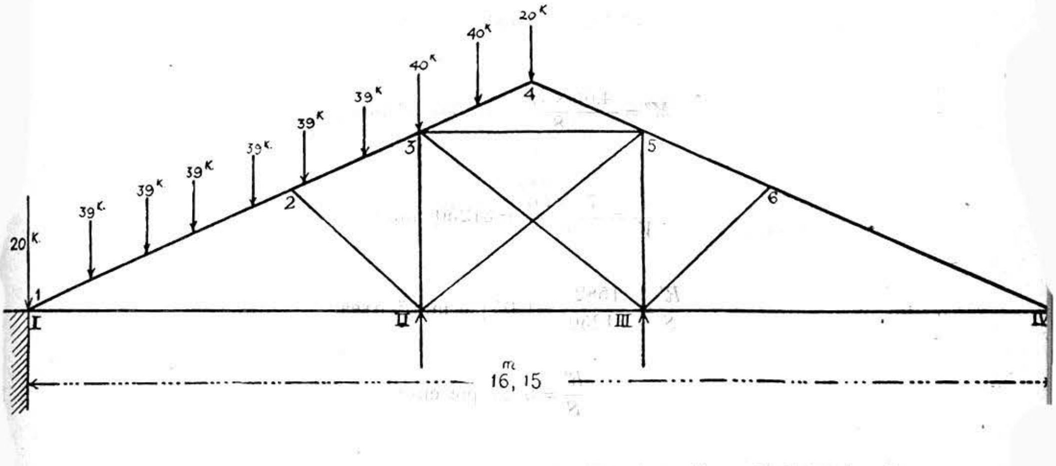
Peso total de cada tijeral== . . . . kls. 709.00

Son 20 costaneras, o sean 18 paños entre ellas.
Cada costanera tendrá un peso de

$$\frac{709}{18} = 39 \text{ k.}$$

Cada costanera de los apoyos tendrá un peso de

$$\frac{39}{2} = \text{k. } 19.5.$$



Los tres paños de cada vertiente tienen varias costaneras fuera de los nudos, lo que nos obligará a determinar gráficamente las reacciones en los nudos 1, 2, 3 i 4, como se ve en el depurado respectivo (figs. 1, 2 i 3).

En el nudo 1 obra una fuerza de			k. 20 + k. 70.5	=	k. 90.5
»	» 2 »	»	86 + 48	=	134.—
»	» 3 »	»	$40+\frac{40}{2}+30=$		90.—
»	» 4 »	»	$\frac{40}{2}+20=$		40.—
Valor de la resultante total de cada lado				=	k. 354.5.

La de ámbas vertientes será:

$$k.\ 354.5\times 2=709\ k.$$

La armadura está apoyada en cuatro puntos, luego habrán tambien cuatro reacciones que debemos determinar, para lo cual emplearemos el método gráfico. El principio de este método es el mismo del análitico: se determinan las ordenadas de la pieza flexionada bajo la accion de todas las cargas, como si la pieza estuviese solamente sobre los apoyos estremos, despues las ordenadas de la pieza flexionada bajo la accion de cada una de las reacciones, consideradas aisladamente. La suma de estas ordenadas debe ser igual a la diferencia de nivel de los diversos apoyos, o será nula si éstos están a la misma altura.

Trazaremos el polígono de momento correspondiente a las cargas solas que soporta la armadura. La lonjitud total del eje flexionado se divide en partes iguales i las ordenadas que resulten del polígono, las trasportaremos sobre una vertical, una a continuacion de la otra. Tomaremos un oríjen cualquiera i se trazarán las oblícuas a los puntos de division de la vertical; las paralelas a estas oblícuas determinan un segundo polígono que figura el eje de la pieza flexionada.

Mediremos en este segundo polígono las ordenadas correspondientes a los apoyos intermediarios.

Se supone una reaccion arbitraria en uno de los apoyos intermediarios, i operaremos del mismo modo que anteriormente; en seguida supondremos otra reaccion cualquiera para otro de los apoyos intermediarios i se construyen los mismos dos polígonos funiculares.

La suma total de las ordenadas correspondientes para cada apoyo i tomadas en todos los polígonos de la pieza flexionada, debe ser nula o igual a la diferencia de nivel de ese apoyo.

En el caso de la armadura que estudiamos, cada apoyo intermediario debe dar una relacion que será igual a cero, o sea, una ecuacion de primer grado. Se obtiene así tantas ecuaciones cuantas sean las reacciones desconocidas de estos apoyos.

Despejando las incógnitas de estas ecuaciones, se encontrarán los valores de todas las reacciones desconocidas.

Las reacciones estremas se deducen fácilmente de las anteriores, sea calculándolas de la misma manera, o por un trazado de polígono de momento.

En vista de las esplicaciones anteriores, trazaremos el primer polígono de momento considerando las cargas solas (figs. 4 i 5 del depurado); se divide el eje en diez partes iguales i trazamos un segundo polígono con las ordenadas respectivas (véase figs. 5 i 6). En este polígono se miden las ordenadas correspondientes al apoyo intermediario II (fig. 5), que a la escala del dibujo son 2.45 m.

En el apoyo III tambien la ordenada es de 2.45 m.

Se supone una reaccion de 200 kls. para el apoyo II (fig. 7) i trazaremos con la misma base del anterior (9.90 m.) el polígono de momento (fig. 8), que es un triángulo que tiene su vértice en la vertical del apoyo II.

Con la misma base del primer polígono construimos el segundo (figs. 9 i 10), que figura el eje de la pieza flexionada. La ordenada correspondiente al apoyo II es de 1 m. i la del apoyo III es de 0.90 (fig. 10).

Se podria operar del mismo modo para el apoyo III, tomando tambien una reaccion arbitraria cualquiera; pero a causa de la simetría de las cargas verticales i de la armadura, basta anotar que las nuevas ordenadas serian inversamente, de 0.90 m. para el apoyo II i de 1 m. para el III.

Estando los apoyos al mismo nivel, cada una de las ecuaciones será igual a cero, i como hemos supuesto reacciones arbitrarias para los nudos II i III, las ordenadas respectivas serán mayores o menores en ciertas cantidades o coeficientes, llamados k_1 i k_2, que las verdaderas ordenadas correspondientes a las reacciones exactas de los apoyos; luego, podremos establecer las siguientes ecuaciones:

$$k_1 \times 1.00 \text{ m.} + k_2 \times 0.90 \text{ m.} - 2.45 \text{ m.} = 0$$

$$k_1 \times 0.90 \text{ m.} + k_2 \times 1.00 \text{ m.} - 2.45 \text{ m.} = 0$$

de donde:

$$1.00 \text{ m.} \times k_1 + 0.90 \text{ m.} \times k_2 = 2.45 \text{ m.}$$

$$0.90 \text{ m.} \times k_1 + 1.00 \text{ m.} \times k_2 = 2.45 \text{ m.}$$

Tenemos dos ecuaciones de primer grado con dos incógnitas, k_1 i k_2; podremos entónces determinar sus valores:

$$k_1 = \frac{2.45 - 0.90 \times 2.45}{1.00 - 0.90 \times 0.90} = 1.20.$$

$$k_2 = \frac{2.45 - 2.45 \times 0.90}{1.00 - 0.90 \times 0.90} = 1.20.$$

Luego:

$$k_1 = k_2 = 1.20.$$

Las reacciones II i III serán entónces iguales cada una a:

$$200 \text{ k} \times 1^{\text{m}} \cdot 20 = 240 \text{ k}.$$

Con estos datos conocidos se construye el polígono definitivo para determinar gráficamente las reacciones estremas I i IV, para lo cual llevaremos sobre una vertical las fuerzas en el órden en que se encuentran (figs. 11 i 12): de arriba para abajo las fuerzas 90 k. i 134 k. de los nudos 1 i 2; en el nudo 3, de arriba para abajo la fuerza 90 k. i de abajo para arriba la reaccion 240 k. del apoyo II. Estas dos fuerzas obran en el mismo punto, sólo debe tomarse su diferencia; por consiguiente el punto (2) de la vertical que corresponde a la fuerza 90 k. no debe tomarse en cuenta; despues la fuerza 40 k. + 40 k. del nudo 4 de arriba para abajo, i así en seguida con el nudo 5, el otro apoyo III i el nudo 6.

De esta manera se encuentra la reaccion de los apoyos I i IV iguales a 114 k. (fig. 11).

Como hai simetría de carga en ámbas vertientes de la armadura, se puede abreviar la determinacion de las reacciones en los apoyos II i III, considerando una sola vertiente con los apoyos I i II i se determina gráficamente las reacciones de esos dos apoyos, las que serian iguales para los otros dos apoyos III i IV.

Para lo cual llevaremos sobre una vertical las fuerzas 134 k. i 40 k. de los nudos 2 i 4, elejimos un polo cualquiera i se trazan las oblícuas 1, 2 i 3 (fig. 13).

Llevaremos paralelas a esas oblícuas (fig. 14) empezando por el nudo I; se traza la paralela 1 hasta la vertical del nudo 2, desde este punto la paralela 2 hasta la vertical del nudo 4, en ese punto la paralela 3 indefinida para adelante, pero que la prolongamos para atras hastá la vertical del apoyo II. Ese punto lo mismo con el del apoyo I, lo que nos dará la paralela que trazaremos por el polo arbitrario (fig. 13).

Para el apoyo I se encuentra una reaccion de 24 k. i para el apoyo II, 150 k.; ademas, en el apoyo I obra la carga vertical de 90 k., entónces en el apoyo I obra una carga vertical de 24 k. + 90 k. = 114 k., igual a la encontrada por el método de los polígonos.

Para el apoyo II se obtiene una reaccion de 150 k., que agregados a los 90 k. que sufre directamente el nudo 3, nos dará 240 k., que es lo que se determinó anteriormente.

PRESION DEL VIENTO

La presion normal del viento tiene por valor:

$$N = 100 \text{ sen}^2 (\alpha + 15)\ 9 \text{ m.} \times 1.65 \text{ m.} = 639 \text{ k.}$$

9 m. = el ancho de cada vertiente i 1.65 m. es la separacion de las armaduras. Cada vertiente tiene 10 costaneras, o sea 9 paños. Cada costanera recibirá una presion de

$$\frac{639}{9} = 71 \text{ k.}$$

Cada costanera estrema de la vertiente donde obra el viento recibirá una presion de:

$$\frac{71}{2} = 35.5 \text{ k.}$$

Haremos las mismas construcciones gráficas para determinar las reacciones en cada uno de los nudos 1, 2, 3 i 4 (véase depurado, figs. 19, 21 i 22).

En el nudo 1 obrará la fuerza	=	35.5 k	+ 124 k.		=	k. 159.5
» » 2 »	»	= 160	+ 88		=	248. —
» » 3 »	»	= 71	$+\frac{71}{2}$	+54	=	160.5.
» » 4 »	»	= 35.5	$+\frac{71}{2}$		=	71.—
				Resultante total	=	k. 639.—

Si no tuviéramos mas que dos apoyos, gráficamente podríamos determinar la reaccion en cada apoyo, valiéndonos del mismo polígono funicular de fuerza, para lo cual, solamente se prolonga el último lado 11 del polígono hasta que encuentre la línea que representa la resultante del apoyo (véase depurado, figs. 19 i 20).

Encontramos que la reaccion en el apoyo de la izquierda	(I) =	442 k.
Id. de la derecha	(IV) =	197.
		639.

Pero tenemos 4 apoyos i debemos determinar sus reacciones respectivas.

Aplicaremos el mismo método gráfico que hemos empleado en las cargas verticales, advirtiendo que ahora las reacciones intermedias son desiguales como tambien los estremos, pues, las cargas actuan solamente en un lado de la techumbre; por consiguiente, el valor de los coeficientes k_1 i k_2 será distinto.

Repetiremos las construcciones que indica el depurado (figs. 23, 24, 25 i 26). La ordenada del apoyo II en el polígono del eje de la pieza flexionada, considerando las cargas solas, es de 3.22 m. i la del apoyo V, es = 3.10 m. (fig. 26).

Atribuimos un valor arbitrario de 300 k. para la reaccion R_1 del apoyo II (fig. 27) i haremos las mismas construcciones anteriores, (figs. 28, 29 i 30), i mediremos las ordenadas en los apoyos II i III, las que son 2.10 m. i 1.95 m. (fig. 30).

Para la reaccion R_2 del apoyo III le hemos tambien supuesto 300 k. (figs. 31 i 32), i para ordenadas de los apoyos II i III hemos encontrado 1.95 m. i 2.15 m. (figs. 32 i 34).

En vista de los razonamientos espuestos en las pájinas anteriores, 4, 5, 6.... , las verdaderas reacciones deben ser k_1 R_2 i k_2 R_3; los coeficientes k. se determinan por las relaciones:

$$2.10\ k_1 + 1.95\ k_2 = 3.22.\ \text{k.}$$
$$1.95\ k_1 + 2.15\ k_2 = 3.10.\ \text{k.}$$

Resolviendo estas dos ecuaciones de primer grado con dos incógnitas encontraremos para:

$$k_1 = \frac{3.22 \times 2.15 - 1.95 \times 3.10}{2.10 \times 2.15 - 1.95 \times 1.95} = 1.23 \text{ i } k_2 = \frac{2.10 \times 3.10 - 3.22 \times 1.95}{2.10 \times 2.15 - 1.95 \times 1.95} = 0.32$$

Tendremos dos valores de:

$$R_2 = 300 \times 1.23 = 369 \text{ k.}$$

i

$$R_3 = 300 \times 0.32 = 96 \text{ k.}$$

Con estos valores ya conocidos de R_1 i R_2 podremos determinar tambien gráficamente las reacciones de los apoyos estremos I i IV, para lo cual se construye el polígono definitivo de momentos (fig. 35); llevaremos sobre una vertical de arriba a abajo las fuerzas 159 k. i 248 k., de abajo para arriba la reaccion R_2 de 369 k.; de arriba para abajo las fuerzas 160.5 k. i 71 k. i de abajo para arriba la reaccion R_3 de 96 k. Se elije un polo arbitrario cualquiera (fig. 35), i construimos su dinámico respectivo; se unen los estremos del polígono (fig. 36), lo que nos dará una línea, que trazándola paralelamente por el polo de la fig. 35, obtendremos las reacciones Ro del apoyo I i R_3 del apoyo IV.

Para R_1 encontramos:

$$R_1 = 182 \text{ k.}$$

i para

$$R_4 = 2.5 \text{ k.}$$

DETERMINACION DE LAS FUERZAS INTERIORES

Ya tenemos todos los datos necesarios. Procederemos entónces a determinar por el método de Cremona, es decir, por el de las figuras recíprocas, las fuerzas interiores de las diferentes piezas de la armadura.

Para resultante de las cargas verticales i accion del viento, se toman los valores encontrados anteriormente, i restándole las fuerzas que recibe cada nudo que esté directamente sobre los apoyos, obtendremos los resultados siguientes:

Cargas verticales

Resultante apoyo	I = 114—90^k	= 24	k.
»	» II = 240—00	= 240	»
»	» III = 240—00	= 240	»
»	» IV = 114—90	= 24	»

Accion del viento

Resultante apoyo	I = 182	—159 =	23	k.
»	» II = 369	— 0 =	369	»
»	» III = 96	— 0 =	96	»
»	» IV = 2.5	— 0 =	2.5	»

TRAZADO DE LOS DEPURADOS

Cargas verticales

(Véase depurado, figs. 15 i 17)

En el apoyo I obra la reaccion de 24 k., la compresion a (60 k.) del par i la estension (55 k.) del tirante.

En el nudo 2 tenemos conocida la fuerza 134 k. i la compresion a (60 k.) del par, i desconocidas la compresion d (134 k.) de la tornapunta i estension (45 k.) del par.

En el apoyo II obra la reaccion 240 k. i se conocen las fuerzas $+b$ i $-d$ del tirante i tornapunta, i se desconocen las compresiones f (149 k.) del puntal o manguera i la e (41 k.) del tirante intermedio. La diagonal g es superabundante, i bien se podria suprimir; pero conviene dejarla para formar una figura indeformable al rectángulo de los dos tirantes i los puntales.

En el nudo 4 conocemos la fuerza 90 k., la estension c del par i la compresion f del puntal, i son desconocidas las fuerzas $-h$ (100 k.) i $-i$ (132 k). La barra diagonal j es superabundante, i se puede suprimir, o bien ponerlas alternadas con la g; es decir, en un tijeral iria la j i en el otro la g, i así en seguida con las demas. Se conocen las fuerzas 40 k. i la $-h'$.

En el nudo 5 no trabaja el pequeño pendolon l, i h' es igual a $h = 100$ k.

Presion del viento

(Véase depurado figs. 37 i 39).

Iguales contrucciones se harán para la presion del viento, con las que podremos determinar todas las fuerzas interiores:

Nudo 1: $a = -54^k$ i $b = +\ 59^k$
» 2: $c = +48$ i $d = -268$
» 3: $e = +12$ i $f = -151$
» 4: $h = +36$ i $i = -\ 54$
» 5: $l = -80$ i $h' = +\ 2.5$

g i j no trabajan.

Con todos estos datos, entremos al

Cálculo de las barras.—Piezas comprimidas.

Pares.—(a) Trabaja a la compresion i a la flexion, pues tenemos varias costaneras fuera de los nudos.

A la compresion obran la carga vertical i la presion del viento:

$$N \text{ max.} = -(60 \text{ k.} + 54 \text{ k.}) = -114 \text{ k.}$$

Veamos si piezas de pino de 0.075 m. (3″) × 0.2 m. (8″) resisten a la compresion i flexion. Su superficie es:

$$\overline{\omega} = 0.075 \times 0.20 = 0.015 \text{ m.}^2$$

Pero por los empalmes la reduciremos a 0.012 m.²

La compresion por unidad superficial será:

$$\frac{N}{\omega} = \frac{114}{0.0122} = 10.200 \text{ k. por m.}^2$$

o sea:

$$\frac{N}{\omega} = 1.02 \text{ k. por cm.}^2$$

En el depurado (figs. 1, 2, 3, 19, 21 i 22) se ha hecho la determinacion gráfica de las reacciones de las costaneras intermedias sobre los nudos 1 i 2; podemos medir el momento máximo correspondiente, el que es igual al producto de la ordenada y en cm. por la distancia λ en kgs. Se obtiene para la carga vertical:

M max. $= y \times \lambda = +0.45$ m. $\times 205 = 92.25$ klgmts.; i para la presion del viento

M' max. $= y' \times \lambda' = +0.50$ m. $\times 350 = 175$ klgmts.

M max. total: 267.25 klgmts.

$$\frac{I}{v} = \frac{b \times h_2{}^2}{6} = \frac{0.075 \times \overline{0.2}^2}{6} = 0.0005 \text{ m.}^3$$

El trabajo a la flexion seria:

$$\frac{M \text{ max}}{\dfrac{I}{V}} = \frac{267.25}{0.0005} = 534.500 \text{ k. por m.}^2$$

o sean: 53.45 k. por c.m.²

Podremos obtener el trabajo total:

$$T = \frac{N}{\omega} + \frac{M \text{ max.}}{\frac{I}{V}} = 1.02 \text{ k.} + 53.4 \text{ k.} = 54.42 \text{ k. por c. m.}^2$$

Tasa de trabajo mui conveniente.

Examinando el trabajo total vemos que el de la flexion es mui superior, i habria conveniencia en disminuirlo, para lo cual proyectémosle otro nudo intermedio, al paño inferior de la armadura, colocándole un tirante vertical de fierro (m) i otra tornapunta de madera (n).

En el depurado, (figs. 15, 16, 37 i 38), se ha determinado gráficamente el momento máximo, considerando este nuevo estado de solicitacion.

Cargas verticales:	M^t max. = y × λ	= m. 0.135	× k. 200	=	k. 27.00	klgmts.
Presion del viento:	M^t max. = y′ + λ′ =	0.165	× 300	=	49.50	»
	M^t max. total....................			=	76.50	»

Con los pares de 0,075 × 0.2, habríamos tenido trabajo mui pequeño de $\frac{76.5}{0.0005}$ = k. 15.3 por c. m², por lo cual empleamos piezas de m. 0.05 (2″) × m. 0.15 (6″), en vez de aquellas.

Su momento resistente será:

$$\frac{I}{V} = \frac{b\,h^2}{6} = \frac{0.05 \times \overline{0.15}^2}{6} = 0.0001875.$$

El trabajo a la flexion seria:

$$\frac{M^t \text{ max}}{\frac{I}{V}} = \frac{76{,}50}{0{,}000\,1875} = 408000 \text{ k. por mt}^2$$

o sean: k. 40.8 por c. m.²

La compresion máxima $\underline{N}$ seria casi igual a la encontrada anteriormente, su diferencia seria tan despreciable que no es menester determinarla de nuevo; démosle a N entónces un valor de $N = 110$ k; la superficie $\overline{\omega} = 0{,}05 \times 0.15 = \text{m.}^2\ 0.0075$, o sean m² 0.007 por los empalmes. De donde deduciremos el trabajo a la compresion:

$$\frac{N}{\omega} = \frac{110}{0.007} = 15300 \text{ k. por m.}^2$$

o sean: 1.5 k. por c. m.²

$$T \text{ total} = \text{k. } 40.8 + \text{k. } 1.5 = \text{k. } 42{,}3 \text{ por c. m.}^2$$

Tasa práctica aun mas favorable que la anterior.

Veamos la economía que se obtiene con esta solucion;

Sin tornapunta intermedia entre los nudos 1 i 2 hemos obtenido una seccion de m. 0.075 (3″)+m. 0.20 (8″) para el par cuyo largo de cada pierna es igual a m. 8.80 i los dos serian m. 17.60; obtendremos 57.68 piés cuadrados (comerciales, de 1″ de espesor), los cuales a razon de $ 0.12 cada pié², dan un valor de $ 6 92 para cada tijeral. Con tornapunta intermedia, la seccion del tijeral es de m. 0.05 (2″) × m. 0.15 (6″), con el mismo largo para ámbas piernas de los tijerales; pero debemos agregarle el largo de la tornapunta intermedia, la que no tendrá una seccion superior a 2″ × 6″, mas el valor de los dos tirantes de fierro.

Son 28.84 piés² para el tijeral, mas 14.41 piés² para las dos tornapuntas; en todo, 43.25 piés², que a razon de $ 0.12 cada pié, suman $ 5.20; los dos tirantes de fierro son k. 3.6 a $ 0.20 cada kilo $ 0.72, lo que da un total de $ *5.92*.—O sea un peso ménos en cada tijeral de la 2.° solucion, a lo que habria que agregar la gran economía de la mano de obra por las dimensiones mas reducidas de los tijerales, aunque haya algun pequeño aumento de trabajo con las tornapuntas i tirantes intermedios. En consecuencia, es económico colocar nudos intermedios en los paños de las armaduras—demasiado largos—cuando se presentan varias costaneras fuera de los nudos, pero sin que aumente sensiblemente la mano de obra. Ya que estamos en este estudio de armaduras con cuatro apoyos, haremos un lijero exámen de lo que habria resultado si hubiéramos tomado únicamente los dos apoyos estremos para el cálculo de sus dimensiones, (véase depurado, figs. 18 i 40).

En la construccion gráfica (figs. 18 i 40) se encuentra para el par una compresion máxima de: $N=-(6645+630)=-1275.$

La seccion en la primitiva pieza de 0.075 × 0,20, para el par, es:

$$\overline{\omega} = \text{m}^2 0{,}012.$$

El trabajo de compresion en este caso seria únicamente:

$$t=\frac{1275}{0.012}=\text{k.}^{10,6} \text{ por c. m.}^2$$

o sean, k. 9.6 mas que los k. 1.02 encontrados con los cuatro apoyos intermedios i sin tornapunta entre los nudos 1 i 2.

El trabajo a la flexion sin tornapunta, es de k. 53.45 por c. m.² i con tornapunta intermedia, es solamente de 15.3 k. por c. m.²; es decir que hai la gran diferencia de k. 38.1 ménos que lo obtenido para el par sin tornapunta intermedia.

Lo que nos indica que los apoyos intermedios no influyen tanto en las dimensiones de las piezas, como las costaneras fuera de los nudos, consideracion que viene a reforzar lo que hemos dicho mas arriba.

Tornapuntas d.—Trabajan a la compresion como pieza cargada de punta.

$$N=-(132+268)=-400 \text{ k.}$$

La resistencia a la compresion de las piezas cargadas de punta, disminuye a medida que aumenta la relacion del largo de la pieza al lado menor de ella.

Si tomamos, *a priori*, una pieza de 0.05 × 0.15 (2″ × 6″) i cuya lonjitud es de 2.75, esta relacion será igual a:

$$\frac{2.75}{0.05} = 55.$$

Consideraremos como empotrados ámbos estremos de la tornapunta; en este caso, i por medio de la tabla Morin (conociendo la relacion ya nombrada de 55), se encuentra el coeficiente límite de trabajo a que puede trabajar la madera, el que es igual a:

$$\frac{R'}{S} = \text{k. } 7.8 \text{ por c. m.}^2$$

La seccion de la pieza es:

$$\overline{\omega} = 5 \text{ c. m.} \times 15 \text{ c. m.} = 75 \text{ c m.}^2$$

o sean: 60 c. m.² por los empalmes.

El trabajo por c. m.² será:

$$t = \frac{400}{60} = 6.7 \text{ por c. m.}^2$$

Como comprobacion aplicaremos la fórmula de Hodgkinson para prismas rectangulares de madera, de bases planas (empotradas), la que nos da el límite de la carga permanente que puede soportar la madera sin flexionarse.

Para pino flojo, la fórmula de Hodgkinson es:

$$P = 16.000 \frac{a\,b^3}{l^2},$$

en la que: P es la carga máxima que puede soportar; a i b lados mayor i menor de la pieza en c. m. i l lonjitud en c. m. de aquella.

$P = 16.000 \dfrac{15 \times 5^3}{\overline{275}^{\,2}} = 397$k., casi igual a los 400 k. que necesitamos; luego, la seccion elejida satisface la cuestion.

Si se colocara otra tornapunta intermediaria, tendria las mismas dimensiones.

Árbol o pié derecho. (f).—Trabaja tambien como pieza cargada de punta.

$$N \text{ máx.} = -(149 + 151) = -300 \text{ k.}$$

Emplearemos para el pié derecho la misma fuerza de 5 × 15 cm., cuya relacion de su lonjitud al lado menor de la pieza es:

$$\frac{2.80}{0.05} = 56.—$$

Haciendo las mismas investigaciones anteriores, se ve que el límite de trabajo de la pieza a la compresion es:

$$\frac{R'}{S}=7.5 \text{ k. por cm.}^2$$

La seccion es la misma, luego:

$$t=\frac{300}{60}=5 \text{ k. cm.}^2$$

Con la fórmula de Hodgkinson se encontraria para:

$$P=16.000\frac{15\times 5^3}{\overline{280}^2}=383 \text{ k.},$$

mayor que la carga máxima de 300 k.

Tambien tenemos comprimido el paño superior (h) del par con 100 k. cuando obran las cargas verticales; pero cuando obra el viento, hai estension de 36 k., por lo cual deberíamos tomar para el cálculo:

$N=-100+36=-64$ k., menor que la carga máxima (114 k.) del paño inferior (a) del par.

El paño superior tiene una costanera en su punto medio, cuyo momento máximo será:

$Mt.$ máx $=\frac{1}{4}Fl=\frac{1}{4}(39 \text{ k} +71)\times 2\text{m.}=55.$—Klgmts., menor que el calculado para el paño inferior.

El paño intermedio c del par trabaja a la estension (32 k. + 48 k.) i a la flexion, cuyo momento es tambien menor que el del paño a, como se puede ver en el depurado fig. 1.

El pendolon l no trabaja con las cargas permanentes; pero obrando el viento, tiene una compresion de 80 k., que dada su pequeña lonjitud de 0.80, tiene demas con una seccion de 5×10 cm.

Por fin, es tambien comprimida (—41 k.) la parte intermedia e del tirante con las cargas permanentes i estendida (15 k.) cuando obra el viento; su diferencia (—26 k.) es demasiado pequeña para tomarla en consideracion.

Si llevara la tornapunta intermedia, proyectada, entre los nudos 1 i 2, i efectuando la construccion gráfica de las fuerzas interiores, encontramos que la parte b del tirante trabaja como pieza comprimida con —124 k., teniendo una lonjitud de 2 metros.

La relacion para aplicar la tabla de Morin seria:

$$\frac{2}{0{,}05}=40.$$

El límite de trabajo lo encontraríamos igual a:

$$\frac{R'}{S}=15.4 \text{ k. por cada cm.}^2$$

La tasa práctica seria:

$$t=\frac{N}{\omega}=\frac{124}{60}=5 \text{ k. por cm.}^2$$

PIEZAS ESTENDIDAS

Tirante horizontal (b)

$$(b)\ N=\ 55+59=+114 \text{ k.}$$
$$(i)\ N=132-54=+\ 78 \text{ k.}$$

pero no consideramos la accion del viento para que sea mas desfavorable, luego:

$$N \text{ máx.}=132 \text{ k.}$$

Con una seccion de 5 cm. × 15 cm. ($2'' \times 6''=75$ cm.^{2}), o sean 50 cm.^{2} por las rebajas de los empalmes; para los tirantes tendríamos un trabajo de:

$$T=\frac{N}{\omega}=\frac{132}{50}=2.7 \text{ k. por cm.}^2$$

tasa practica demasiado pequeña; pero el tirante llevará superiormente el entablado de barro e inferiormente el cielo de tabla, como tambien no es posible disminuir las dimensiones de los tirantes, sino hasta un límite práctico que permita hacer bien los ensambles i se puedan amarrar con toda solidez las diferentes piezas de la armadura.

Al tirante horizontal (i) le daremos una seccion de 5 × 10 cm., o sean $2'' \times 4''$, cuyo cálculo es inútil repetir.

Tirante vertical

Llevando la tornapunta intermedia, el tirante de fierro tiene una seccion de:

$$N=44 \text{ k.}+84 \text{ k.}=128 \text{ k.}$$

Si empleamos una barra circular de 10 mm de diámetro, la superficie de su seccion seria 78 mm. i el trabajo por mm^2 lo encontrariamos igual a:

$$t=\frac{128}{78}=1.6 \text{ k. por mm.}^2$$

valor demasiado pequeño.

RESÚMEN

En consecuencia, resumiendo todos los cálculos anteriores, deducimos:

1.° Que se debe adoptar la tornapunta intermedia (n) con el objeto de disminuir las dimensiones de los tijerales.

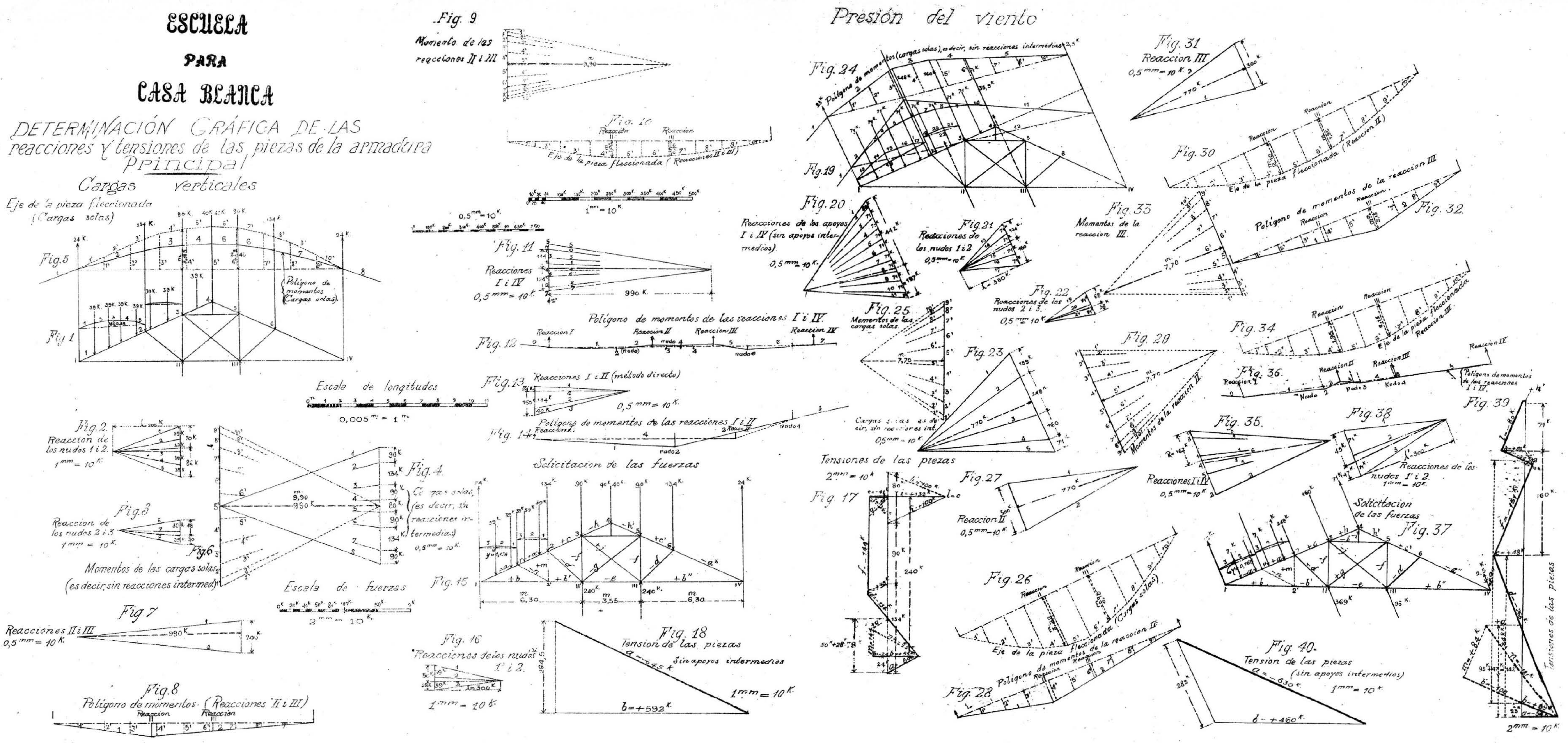
2.° Las piezas j i g no son indispensables en la armadura, i solamente aconsejamos dejar una para convertir en dos triángulos indeformables el rectángulo formado por los pies derecho i tirantes horizontales.

3.° Con la tornapunta intermedia entre los nudos 1 i 2, resultan las siguientes dimensiones para las reacciones de las diferentes piezas de la armadura:

Costaneras, seccion de..................	cm. 5 × 7.5 cm. o sea	2″ × 3″
Pares	5 × 15	2″ × 6″
Pies derechos	5 × 15	2″ × 6″
Pendolon	5 × 10	2″ × 4″
Tornapuntas	5 × 15	2″ × 6″
Tirante horizontal superior, seccion de....	5 × 10	2″ × 4″
Id. inferior	5 × 15	2″ × 6″
Tirante vertical (de fierro) diámetro de....		10 mm.

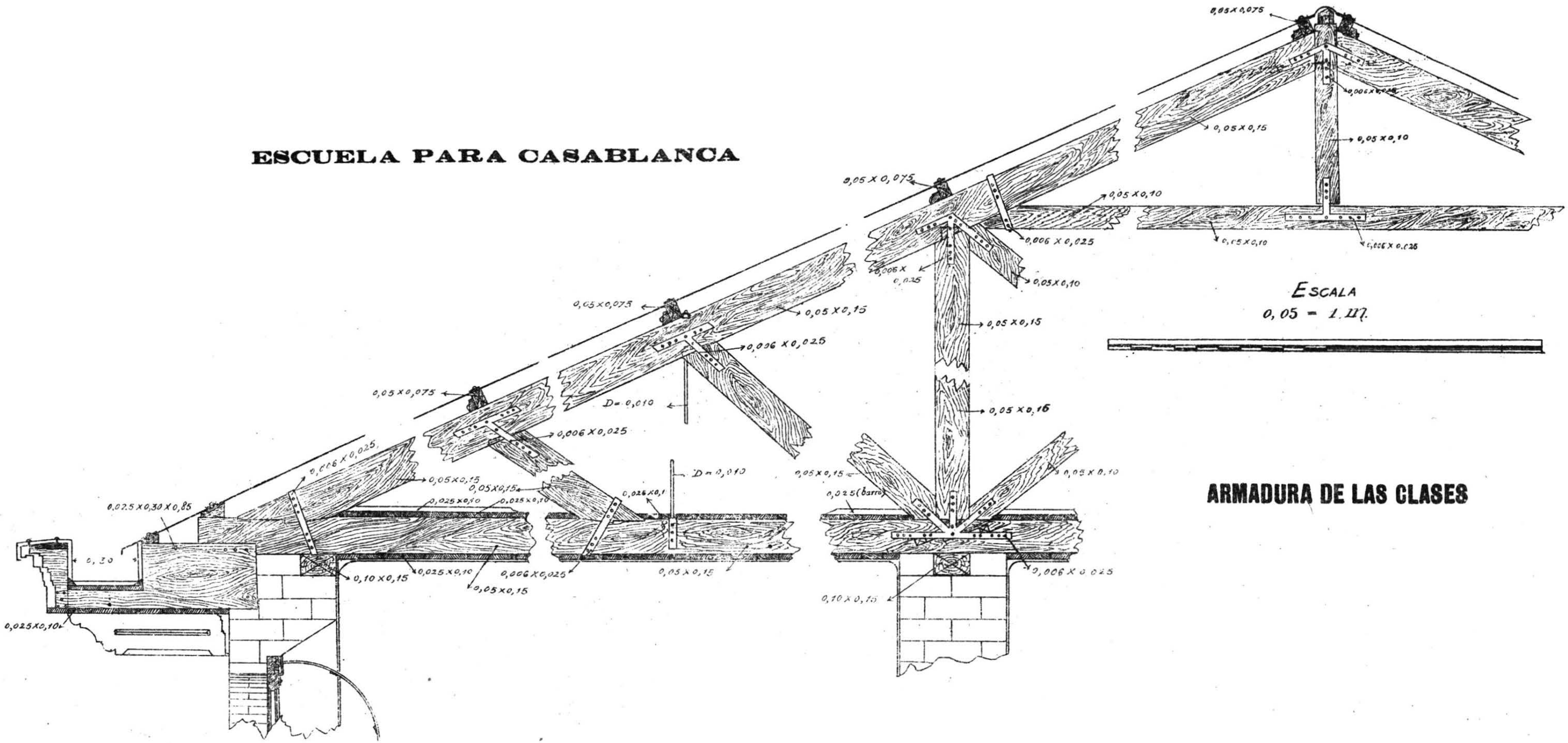
Santiago, Mayo de 1903.

C. CARVAJAL M



ESCUELA
PARA
CASA BLANCA
DETERMINACIÓN GRÁFICA DE LAS
Cuatro reacciones y tensiones de las piezas de la armadura
Principal
Cargas verticales
Eje de la pieza flecionada (Cargas solas)
Fig. 5
Polígono de momentos (Cargas solas).
Fig. 1
Escala de longitudes
0,005 m = 1 m
Fig. 2.
Reaccion de los nudos 1 i 2.
1 mm = 10 K.
Fig. 3
Reaccion de los nudos 2 i 3
1 mm = 10 K.
Fig. 6
Momentos de las cargas solas (es decir, sin reacciones intermed.)
Fig. 4.
Cargas solas (es decir, sin reacciones intermedias)
0,5 mm = 10 K.
Escala de fuerzas
2 mm = 10 K.
Fig 7
Reacciones II i III
0,5 mm = 10 K.
Fig. 8
Polígono de momentos. (Reacciones II i III)
Fig. 9
Momento de las reacciones II i III
Fig. 10
Eje de la pieza fleccionada (Reacciones II i III)
1 mm = 10 K.
0,5 mm = 10 K.
Fig. 11
Reacciones I i IV
0,5 mm = 10 K.
Polígono de momentos de las reacciones I i IV.
Fig. 12
Fig. 13
Reacciones I i II (método directo)
0,5 mm = 10 K.
Polígono de momentos de las reacciones I i II
Fig. 14
Solicitacion de las fuerzas
Fig. 15
Fig. 16
Reacciones de los nudos 1' i 2.
1 mm = 10 K.
Fig. 18
Tension de las piezas
Sin apoyos intermedios
1 mm = 10 K.
b = +592 K.
Presión del viento
Fig. 24
Polígono de momentos (cargas solas), es decir, sin reacciones intermedias
Fig. 19
Fig. 20
Reacciones de los apoyos I i IV (sin apoyos intermedios)
0,5 mm = 10 K.
Fig. 21
Reacciones de los nudos 1 i 2
0,5 mm = 10 K.
Fig. 22
Reacciones de los nudos 2 i 3.
0,5 mm = 10 K.
Fig. 25
Momentos de las cargas solas.
Cargas solas es decir, sin reacciones int.
0,5 mm = 10 K.
Fig. 23
Tensiones de las piezas
2 mm = 10 K.
Fig. 17
Fig. 27
Reaccion II
0,5 mm = 10 K.
Fig. 26
Eje de la pieza fleccionada (Cargas solas)
Fig. 28
Polígono de momentos de la reaccion II.
Fig. 31
Reaccion III
0,5 mm = 10 K.
Fig. 30
Eje de la pieza fleccionada (Reaccion II)
Fig. 33
Momentos de la reaccion III.
Polígono de momentos de la reaccion III
Fig. 32.
Fig. 29
Momentos de la reaccion II.
Fig. 34
Eje de la pieza fleccionada Reaccion III.
Fig. 36.
Polígono de momentos de las reacciones I i IV.
Fig. 35.
Reacciones I i IV
0,5 mm = 10 K.
Fig. 38
Reacciones de los nudos 1' i 2.
1 mm = 10 K.
Solicitacion de las fuerzas
Fig. 37
Fig. 39
Tensiones de las piezas
2 mm = 10 K.
Fig. 40.
Tension de las piezas (sin apoyos intermedios)
1 mm = 10 K.
d = +460 K.

ESCUELA PARA CASABLANCA



ARMADURA DE LAS CLASES