Club Tachira

Cálculo

840.516
10-5-57

6.400m
18000

Armadura para soportar el empuje horizontal de la lámina en la línea de apoyo posterior.

$H = 348 \times 12{,}5 = 4.350$ Kg/m.l

1 ϕ 12 a 30 cms

$A = \dfrac{4.350 \times 0{,}30}{1{,}12} = 1.170$ Kgs/cm.

Aparatos de dilatación y apoyo de la lámina en la línea de apoyo posterior.

La máxima carga vertical se da para $z_2 = 14{,}33$ m y vale

$V = 4.350 \times 1{,}9 = 8.250$ Kg/m.l

y la mínima para $z_2 = 6{,}30$

$V = 4.350 \times 1{,}13 = 4.900$ Kg/m.

Se dispone un rodillo de acero de 10 cms de diámetro y 20 cm de longitud. La carga admisible es (Véase M. Foerster pag 246)

$$P = \frac{l\,r\,\sigma^2}{0{,}418^2\,E} = \frac{20 \times 5 \times \overline{6.000}^2}{\overline{0{,}418}^2 \times 2.200.000} = 9.400 \text{ Kgs.}$$

(En la que $\sigma = 6.000$ Kg/cm²; $l = 20$ cms; $r = 4$ cms y $E = 2.200.000$ Kg/cm²)

Para $z_2 = 14{,}33$ la distancia entre rodillos es de

$$\frac{9.400}{8.250} = 1{,}14 \text{ m.}$$

y para $z_2 = 6{,}3$

$$\frac{9.400}{4.900} = 1{,}92 \text{ m.}$$

Arco principal

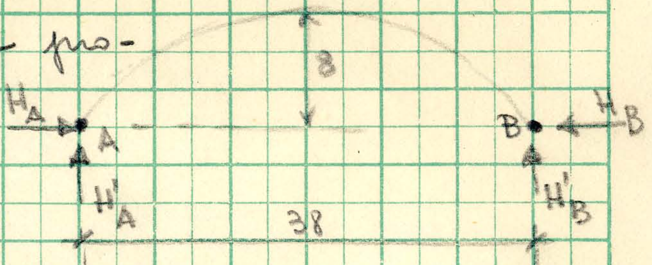
Para lámina de 12 cms de espesor y 60 Kg/m² para el material de cobertura, la carga por m² de lámina resulta:

$$0,12 \times 2.400 + 60 = 348 \text{ Kg/m}^2$$

El empuje horizontal de la lámina es constante y de valor

$$348 \times 12,5 = 4.350 \text{ Kg/m}$$

con lo que las reacciones en la proyección horizontal del arco resultan:

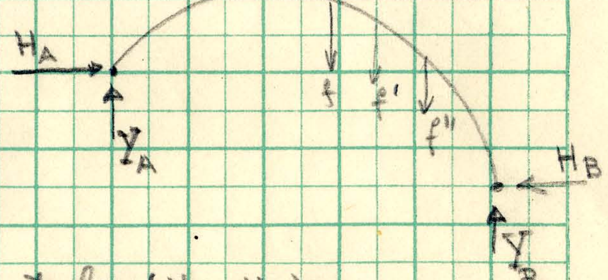


98.147 $H_A = H_B = 4.350 \times \frac{38^2}{8} \times \frac{1}{8,0} = 98.150$ Kg.

$H'_A = H'_B =$ " $\times 19 = 82.650$ "

En el anejo 1, se han deducido las ordenadas (Y_1) del antifunicular del arco en planta.

Verticalmente, las cargas de la lámina sobre el arco son variables. En el cálculo del antifunicular de la proyección vertical del arco (Anejo 2) se han deducido las reacciones para carga unidad, con lo que sus valores son los siguientes:



$H_A = H_B = 225,40244 \times 348 = 78.440$ Kgs

$Y_A = 182,778 \times 348 = 63.610$ "

$Y_B = (547,496 - 182,778) \times 348 = 126.920$ "

Se ve que las reacciones horizontales (H_A, H_B) difieren de las correspondientes a la proyección vertical y como por hipótesis han de ser iguales, es necesario introducir, mediante tensores, unas fuerzas verticales (f, f', f''...) para igualar dichas reacciones. Para que no cambie el antifunicular, estas fuerzas han de ser proporcionales a las cargas verticales transmitidas por la propia lámina, y su valor resulta

1,251237

$$f = p\left(\frac{98.150}{78.440} - 1,0\right) = 0,2513\ p$$

en la que p es la carga vertical transmitida por la lámina. Con ello, las reacciones reales en la proyección vertical del arco valen.

$H_A = H_B = 78.440 \times 1,2513 = 98.150$ Kgs.

$V_A = 63.610 \times$ " $= 79.590$ "

$V_B = 126.910 \times$ " $= 158.810$ "

En el anejo 3, se ha comprobado el antifunicular en el plano perpendicular a los dos anteriores y se ha visto que corresponde con la proyección transversal del arco.

El esfuerzo axil de compresión en el arco es máximo para el apoyo B y de valor

$$N = -\sqrt{98.150^2 + 82.650^2 + 158.810^2} = -204.170 \text{ Kgs.}$$

En el supuesto de que este esfuerzo sea soportado exclusivamente por las armaduras del arco (14 ϕ36), la tensión a compresión del acero resulta:

$$A = -\frac{204.170}{143} = -1.430 \text{ Kg/cm}^2$$

Los tensores del arco han de producir los esfuerzos de tracción siguientes:

EDUARDO TORROJA. OFICINA TECNICA HOJA N.°

Tensor I.	348 × 0,2513 × 46,63	= 4.080	Kgs	$\overline{1,4}^2 \times 1,5$	2,97
" II.	" × 41,01	= 3.590	"	"	"
" III.	" × 45,07	= 3.940	"	"	"
" IV.	" × 57,11	= 4.990	"	$\overline{1,5}^2 \times 1,6$	3,63
" V.	" × 72,75	= 6.360	"	$\overline{1,7}^3$	4,65
" VI.	" × 90,55	= 7.920	"	$\overline{1,8}^3$	5,75
" VII.	" × 106,95	= 9.350	"	$\overline{1,9}^3$	6,8

7.650
47.880

Para una tensión de trabajo de 1.200 Kg/cm² las barras de estos tensores han de ser.

Tensor I	φ 21.
" II	φ 21
" III	φ 21
" IV	φ 23
" V	φ 26
" VI	φ 29
" VII	φ 32

Los cimientos necesarios para resistir el esfuerzo de los tensores, con coeficiente de seguridad de 1,6 son los siguientes:

Tensor I, II y III.	1,4 × 1,4 × 1,5	metros
" IV	1,5 × 1,5 × 1,6	"
" V	1,7 × 1,7 × 1,7	"
" VI	1,8 × 1,8 × 1,8	"
" VII	1,9 × 1,9 × 1,9	"

V

VI

EDUARDO TORROJA. OFICINA TECNICA HOJA N.º

Cimiento del arranque izquierdo.

La carga vertical transmitida por el arco es de 79.590 Kg. El soporte se dispone un poco holgado, para el paso de las armaduras del arco y del tirante, o sea de 40×40 cms armado con 4 ∅ 22 y cercos de ∅ 8 a 25 cms.

El cimiento de 1,9×1,9×1,0 m. pesa

$$\overline{1,9}^2 \times 2.200 = 8.000$$

y el soporte

$$\overline{0,4}^2 \times 2.400 \times 6,5 = 2.510$$

con lo que la carga total sobre el terreno vale

$$79.590 + 8.000 + 2.510 = 90.100$$

y la reacción de éste,

87.590
2510
90100

$$\frac{90.100}{\overline{1,9}^2} = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Cimiento del arranque derecho.

La carga vertical transmitida por el arco principal es de 158.810 Kgs. y la del arco del lado derecho se puede evaluar en 24.390 Kgs, con lo que se tiene un total de
3,375 183.200 Kgs

Arco copiar

	$y_2 - y_1$	$\frac{V}{P}$						
76	20,05	29.8	× 348	×	0,25	=	2.590
77	19,37	28.1	×	"	× 0,50	=	4.890
78	18,70	26,5	×	"	×	"	=	4.610
79	18,04	24.9	×	"	×	"	=	4.330
80	17,39	23,6	×	"	×	"	=	4.110
81	16,75	22,2	×	"	×	"	=	3.860
								24.390

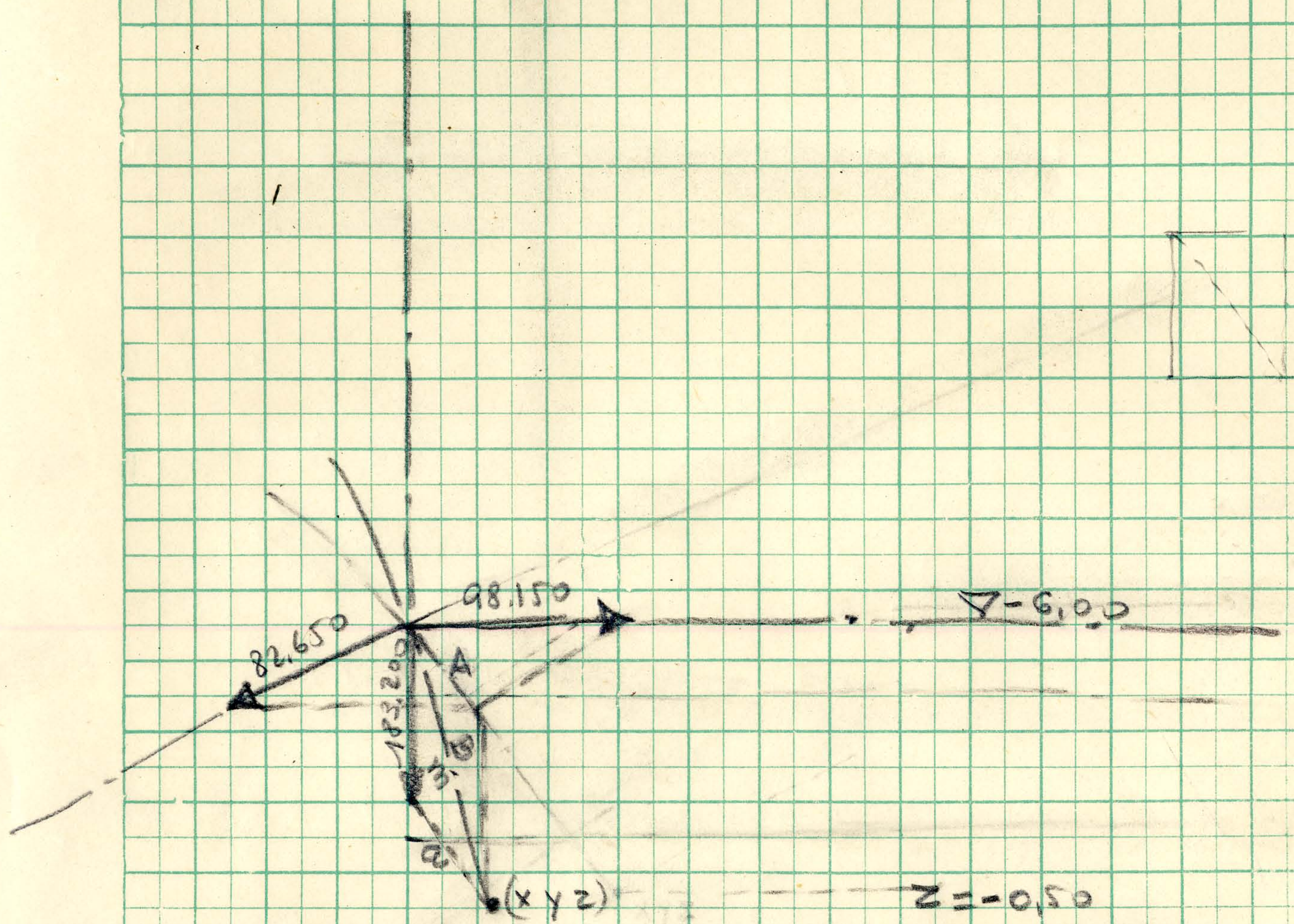
Se dispone el cimiento de 3,0×3,0 m y de 2,00 m de altura, con lo que su peso es de

$$\overline{3}^2 \times 2,0 \times 2.200 = 39.600 \text{ Kgs.}$$

La tensión del terreno resulta

222.800 $$\frac{183.200 + 39.600}{300^2} = 2,48 \text{ Kgs/cm}^2$$

Posición del cimiento derecho del arco principal



$$A=\sqrt{82{,}65^2+98{,}15^2}=128.314$$

$$B=\sqrt{82{,}65^2+98{,}15^2+183{,}2^2}=223.666$$

$$\frac{a}{A}=\frac{0.5}{183.200} \qquad a=\frac{0.5\times128.314}{183.200}=0{,}350202$$

$$\frac{a}{A}=\frac{x}{98.150} \qquad x=\frac{0{,}350202}{128.314}\times98.150=0{,}267877$$

$$\frac{a}{A}=\frac{y}{82.650} \qquad y= \quad '' \quad \times82.650=0{,}225543$$

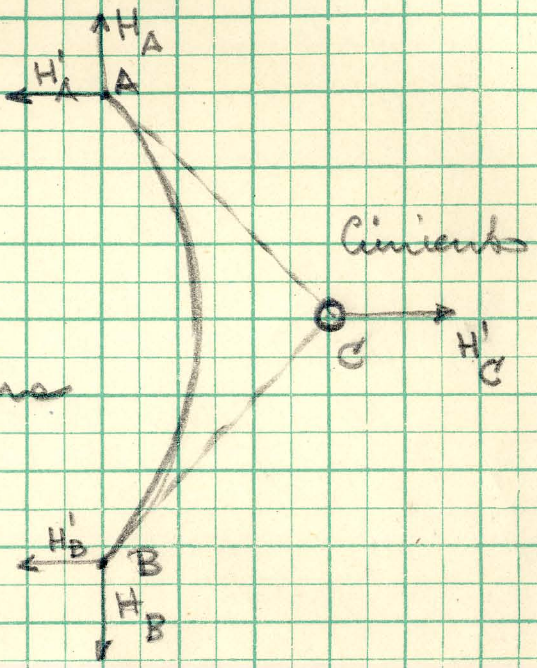
$$\frac{B}{m}=\frac{183.200}{z} \qquad 366.400 \qquad 366.400$$

$$m=\sqrt{x^2+y^2+z^2}=0{,}610443 \qquad \frac{B}{m}=\frac{82.650}{y} \qquad '' \qquad ''$$

$$''=\frac{98.150}{x} \qquad '' \qquad ''$$

Cimiento central

Las fuerzas actuantes según el esquema son las siguientes:



Por el arco

$H'_A = H'_B = 82.650$ Kgs

$H_A = H_B = 98.150$ "

$H'_C = 2 \times 82.650 = 165.300$ Kgs

Por las dos zonas de la lámina contiguas al arco:

$H'_A = 4.350 \times \frac{13,30}{2} = 28.930$ Kgs

$H'_B = \quad " \times \frac{8,10}{2} = 17.620$ "

$H_A = H_B = 0$

$H'_C = 28.930 + 17.620 = 46.550$ Kgs

En total

$H'_A = 111.580$ Kgs

$H'_B = 100.270$ "

$H_A = H_B = 98.150$ Kgs

$H'_C = 211.850$ Kgs

Tracción en el tirante AC.

$N_{AC} = \sqrt{111,58^2 + 98,15^2} = 148,6$ tns

que para $11 \phi 35$ da una tensión de

$A = \frac{148.600}{116} = 1.280$ Kg/cm²

Tracción en el tirante BC

$N_{BC} = \sqrt{100,27^2 + 98,15^2} = 140,31$ tns

$A = \frac{140.310}{116} = 1.220$ Kgs

12.40 20x50

En planta la posición del cimiento se define por

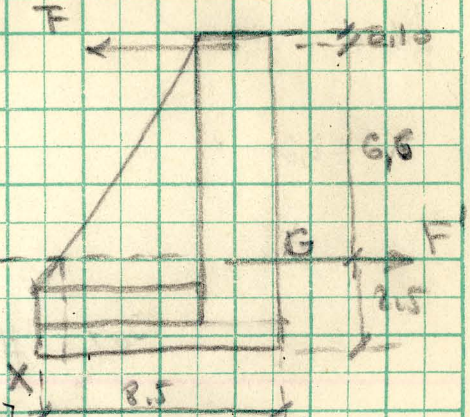
$$x = \frac{38,5 \times 102,27}{211,85} = 17,99 \text{ m}$$

$$y = \frac{211,85}{98,15}\, x = 20,45 \text{ m.}$$

El nivel del tirante BC es ($\nabla - 6,50$) y el de la resultante del AC y de la fuerza H'_C es ($\nabla \pm 0$).

El cimiento está sometido a un par de valor

$$140,31 \times 6,6 = 926,0 \text{ mtns.}$$



El momento estabilizante del cimiento, respecto a X es:

$$\left[\overline{3}^2 \times \overset{579,6}{9,2 \times 7,0} + \overset{36,55}{0,5 \times 7,25 \times \frac{5,5}{3}^2} + \overset{55,77}{(\overset{1,5}{3,0 \times 0,5} + \overset{2,1875}{1,75 \times 1,25}) \times \frac{5,5}{2}^2}\right] \times 2,2 = 1.478,0 \text{ mtns}$$

lo que da un coeficiente de seguridad al vuelco de

$$\frac{1.478}{926} = 1,6$$

Como el peso del cimiento vale

$$(\overline{3}^2 \times \overset{82,8}{9,2} + \overset{9,969}{0,5 \times 7,25 \times \frac{5,5}{2}} + \overset{20,28}{3,6875 \times 5,5}) \times 2,2 = 271,0 \text{ tns.} \quad 107,55$$

los esfuerzos sobre el terreno son

Carga = 249,0 tns

$$\text{Momento} = 926,0 - 249,0 \times \left(\overset{5,95}{\frac{1.478,0}{249}} - 4,25\right) = 503,0 \text{ mtns} \quad 423$$

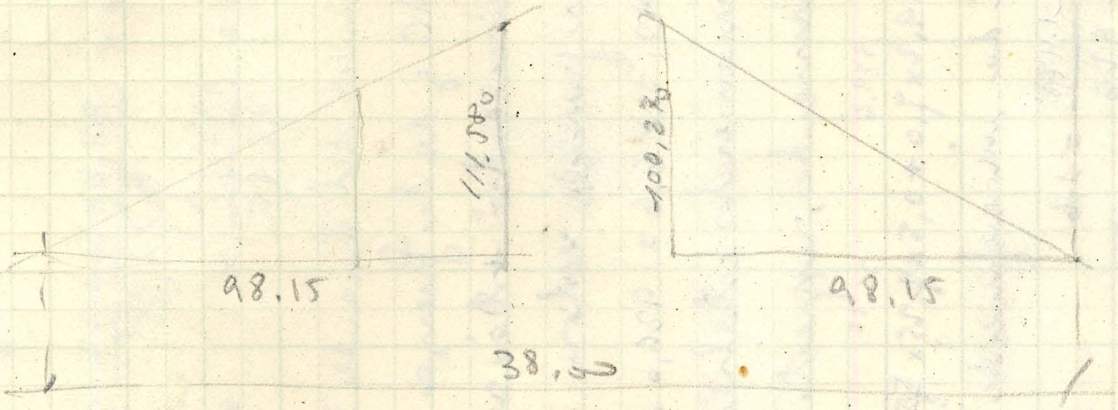
lo que representa una excentricidad de

$$e = \frac{503,0}{249,0} = 2,02 \text{ m}$$

Prescindiendo de la zona que daría tracciones sobre el terreno, la tensión de trabajo máxima de éste sería

$$\frac{2 \times 249.000}{3 \times 300 \times (425 - 202)} = 2,48 \text{ Kg/cm}^2$$

210.600
234
9
2106



$$\frac{111{,}580}{98{,}15}\,x = \frac{100{,}27}{98{,}15}\,(38-x)$$

$$x = \frac{38 \times 100{,}27}{211{,}85} = 17{,}986$$

$$y = 20{,}447$$

$s = 10$

$\phi 16 =$

$\frac{a}{s} = 0{,}42$

$\frac{280}{9} \times 1.200 \times 226 =$

$\frac{280}{20} \times 1.200 \times a = 140.31$

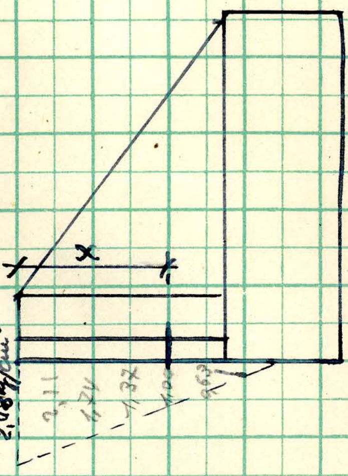
$\frac{1.600}{4.600} \times \frac{25}{46} \times 1.200 \times 28$

$1 \times \frac{6}{280} \times 1.200 =$

$1\phi 8 \sim 6\,cm$

$T = 1.003$

En la zapata, la reacción del terreno produce los momentos flectores siguientes:



En la sección $x = 2{,}0$ m. del borde:

223
669

$$M = \left[\left(\frac{\overset{8,7}{17{,}4}}{2} + \frac{\overset{2,47}{7{,}4}}{3}\right)\overset{33,51}{\times 3{,}0} - \left(\frac{\overset{1,84}{3{,}68}}{2} + 0{,}083\overset{0,22}{\times} 2{,}64\right)\overset{4,53}{\times 2{,}2}\right] \times \overline{2}^2 = 116{,}0 \text{ mts}$$

a $x = 3{,}0$

$$M = \left[\left(\frac{\overset{6,85}{13{,}7}}{2} + \frac{\overset{3,7}{11{,}1}}{3}\right)\overset{31,65}{\times 3{,}0} - \left(\frac{3{,}68}{2} + 0{,}083\overset{0,33}{\times} 3{,}96\right)\overset{4,77}{\times 2{,}2}\right] \times \overline{3}^2 = 242{,}0 \text{ mts}$$

a $x = 4{,}0$

$$M = \left[\left(\frac{\overset{5,0}{10{,}0}}{2} + \frac{\overset{4,93}{14{,}8}}{3}\right)\overset{29,79}{\times 3{,}0} - \left(\frac{3{,}68}{2} + 0{,}083\overset{0,44}{\times} 5{,}28\right)\overset{5,01}{\times 2{,}2}\right] \times \overline{4}^2 = 396{,}0 \text{ mts}$$

a $x = 5{,}0$

$$M = \left[\left(\frac{\overset{3,15}{6{,}3}}{2} + \frac{\overset{6,17}{18{,}5}}{3}\right)\overset{27,96}{\times 3{,}0} - \left(\frac{3{,}68}{2} + 0{,}083\overset{0,55}{\times} 6{,}60\right)\overset{5,25}{\times 2{,}2}\right] \times \overline{5}^2 = 567{,}0 \text{ mts}$$

a $x = 5{,}5$

$$M = \left[\left(\frac{\overset{2,2}{4{,}4}}{2} + \frac{\overset{6,8}{20{,}4}}{3}\right)\overset{27,0}{\times 3{,}0} - \left(\frac{3{,}68}{2} + 0{,}083\overset{0,605}{\times} 7{,}26\right)\overset{5,38}{\times 2{,}2}\right] \times \overline{5{,}5}^2 = 653{,}0 \text{ mts.}$$

a $x = 6{,}69$

$$M = \frac{24{,}8}{3} \times 3{,}0 \times \overset{1,109}{\overline{6{,}69}^2} - \left(3{,}69 \times 5{,}5 \overset{80}{\times} 3{,}94 + 0{,}5 \times 7{,}25 \times \frac{5{,}5}{2} \overset{30,1}{\times} 3{,}023 + \overset{242}{9{,}2} \times 3{,}0 \times \overset{19,6}{\frac{\overline{1{,}19}^2}{2}}\right) \overset{285}{\times 2{,}2} = 824{,}0 \text{ mts}$$

a $x = 8{,}50$

$$M = \frac{24{,}8}{2} \times 3{,}0 \times \overset{1,560}{6{,}69} \times 6{,}27 - \overset{635}{249{,}0} \times 2{,}55 = 925{,}0 \text{ mts}$$

sección	d	c	t =
x = 2,0	439 cm	430 cm	24 cm²
" 3,0	571 "	560 "	44 "
" 4,0	703 "	690 "	52 "
" 5,0	835 "	825 "	62 "
" 5,5	920 "	910 "	66 "
" 6,69	"	"	83 "
" 8,50	"	"	94 "

Para cada sección el esfuerzo cortante vale:

$x = 2{,}0 \quad T = \left[(17{,}4 + 24{,}8) \times \overset{63{,}3}{\frac{3{,}0}{2}} - (3{,}68 + \overset{0{,}66}{0{,}25 \times 2{,}64}) \times \overset{9{,}55}{2{,}2}\right] \times 2{,}0 = 107{,}5$ tns 28

$'' \; 3{,}0 \quad T = \left[(13{,}7 + '') \times \overset{47{,}75}{''} - ('' + '' \times \overset{0{,}99}{3{,}96}) \times \overset{10{,}25}{''}\right] \times 3{,}0 = 112{,}5$ " 35

$'' \; 4{,}0 \quad T = \left[(10{,}0 + '') \times \overset{53{,}7}{''} - ('' + '' \times \overset{1{,}32}{5{,}27}) \times \overset{11{,}0}{''}\right] \times 4{,}0 = 170{,}8$ " 28

$'' \; 5{,}0 \quad T = \left[(6{,}3 + '') \times \overset{46{,}65}{''} - ('' + '' \times \overset{1{,}65}{6{,}59}) \times \overset{11{,}7}{''}\right] \times 5{,}0 = 174{,}8$ " 33

$'' \; 5{,}5 \quad T = \left[(4{,}4 + '') \times \overset{43{,}8}{''} - ('' + '' \times \overset{1{,}81}{7{,}25}) \times \overset{12{,}1}{''}\right] \times 5{,}5 = 174{,}5$ " 37

$'' \; 6{,}69 \quad T = (0 + '') \times '' \times \overset{249}{6{,}69} - (\overset{30{,}2}{5{,}49 \times 5{,}5} + \overset{31{,}6}{27{,}6 \times 1{,}19}) \times \overset{136}{2{,}2} = 113{,}0$ " 55

Las armaduras dispuestas resisten estos esfuerzos cortantes.

En el vuelo de la zapata las armaduras varían desde 24,8 cm^2/m.l en el borde, y a 4,4 cm^2/m.l en la unión con el cuello.

Ligue aquí

En el plano de aplicación de la fuerza F', los esfuerzos en la sección del muelle son

$N = -\left(\overline{3,0}^2 \times 6,7 + 0,5 \times 6,5 \times \frac{4,9}{2}\right) \times 2,2 = -150$ tns

$M = 926,0 - \left[\left(\overline{3}^2 \times 6,7 \times 6,43 + 0,5 \times 6,5 \times \frac{\overline{4,93}^2}{3}\right) \times 2,2 \times \frac{1}{150} - 3,96\right] \times 150 = 811$ mtns

$b = 50$ $d = 792$ $c = 780$ $t = 20$

Comprobada a flexión compuesta

$H = -28,5$ $A = 980$

En el plano medio entre las dos fuerzas

$N = -\left(\overline{3,0}^2 \times 3,4 + 0,5 \times 3,2 \times \frac{2,42}{2}\right) \times 2,2 = -71,5$ tns

$M = 463,0 - \left[\left(\overline{3}^2 \times 3,4 \times 3,92 + 0,5 \times 3,2 \times \frac{\overline{2,42}^2}{3}\right) \times 2,2 \times \frac{1}{71,5} - 2,71\right] \times 71,5 = 386$ mtns

$b = 50$ $d = 542$ $c = 530$ $t = 40$

$H = -31,5$ $A = 1.190$

En el plano a un cuarto de la cabeza superior.

$N = -\left(\overline{3,0}^2 \times 1,75 + 0,5 \times 1,55 \times \frac{1,16}{2}\right) \times 2,2 = -35,6$ tns

$M = 232,0 - \left[\left(\overline{3,0}^2 \times 1,75 \times 2,66 + 0,5 \times 1,55 \times \frac{\overline{1,16}^2}{3}\right) \times 2,2 \times \frac{1}{35,6} - 2,08\right] \times 35,6 = 213,5$ mtns

$b = 50$ $d = 416$ $c = 410$ $t = 34$

$H = -28,3$ $A = 1.200$

En el plano a tres cuartos de la cabeza superior.

$N = -\left(\overline{3,0}^2 \times 5,05 + 0,5 \times 4,85 \times \frac{3,68}{2}\right) \times 2,2 = -110,0$

$M = 695,0 - \left[\left(\overline{3,0}^2 \times 5,05 \times 5,18 + 0,5 \times 4,85 \times \frac{\overline{3,68}^2}{3}\right) \times 2,2 \times \frac{1}{110,0} - 3,34\right] \times 110,0 = 520,0$ mtns

$b = 50$ $d = 668$ $c = 660$ $t = 30$

$H = -31,8$ $A = 1.200$

La tensión cortante resulta:

$$\tau = \frac{140.310}{50 \times 330} = 8,5$$

Por lo que se disponen las armaduras de esfuerzo cortante indicadas en los planos que absorben la totalidad del esfuerzo

N11,3

Flexión ó compresión compuesta

Elemento [illegible] Sección

N =	150.000	kg.	T =		kg.
S =	−12	cm	M =	6110000	cm.kg.
a =	50	cm	t =	20	cm²
b =	50	cm.	u =		cm²
c =	780	cm	v =		cm²
d =	792	cm.	w =		cm²
e =		cm.	s =		cm.
f =		cm.	o =		cm
r =		cm.	m =		

Profundidad del eje neutro = g = 237 cm

$+\frac{a}{6}$ = ... g^3	$-\frac{a}{6}3S$ = ... g^2	$+(a-b)e(\frac{e}{2}-S)$ = ... g	$-(a-b)e^2(\frac{e}{3}-\frac{S}{2})$ = ... $=0$
$-\frac{a-b}{6}$ = ...	$+\frac{a-b}{6}3S$ = ...	$+b'd(\frac{d}{2}-S)$ = ...	$-b'd^2(\frac{d}{3}-\frac{S}{2})$ = ...
$-\frac{b'}{6}$ = ...	$+\frac{b'}{6}3S$ = ...	$-mu(S-r)$ = ...	$+mur(S-r)$ = ...
		300 792 $-mt(S-c)$ = 237.600	$+mtc(S-c)$ = 185.300.000
+ 8,33 g^3	+ 300 g^2	+ 237.600 g	− 185.300.000 = 0

Momento de inercia

$+\frac{ag^3}{3}$	= 221.500.000
$-\frac{(a-b)(g-e)^3}{3}$	=
$-\frac{b'(g-d)^3}{3}$	=
$+mu(g-r)^2$	=
300 543 $+mt(g-c)^2$	= 88.500.000

i = 310.000.000 cm^4.

Cargas máximas unitarias

249 $H=\frac{N(g-S)g}{i}$	= 18,5 kg/cm²	$H'=\frac{N(g-S)(g-d)}{i}$	= ...... kg/cm²
$A=15\frac{N(g-S)(g-c)}{i}$	= 980 kg/cm²	$A'=15\frac{N(g-S)(g-r)}{i}$	= ...... kg/cm²
150 792 $j=\frac{N(c-S)}{N+At}$	= 700 cm²	$C'=\frac{T}{jb}$	= ...... kg/cm²
150 19,6 $B=\frac{T}{j(\frac{v}{s}+\frac{w}{o}\sqrt{2})}$	= ...... kg/cm²		

169,6

Observaciones: si g<d, se suprime b' (Flexión compuesta)

si g>e, se suprime (a-b)

si g>d, se da a b' el valor de b (Compresión compuesta)

$S=\frac{d}{2}-\frac{M}{N}$ = 396 − 408 = −12

Calculado por ....

Comprobado por ....

Nº ....

Fecha .../.../19...

N11,3

Flexión ó compresión compuesta

Elemento .... **Sección** ....

N = 71.500 kg.	T = ... kg.
S = -269 cm	M = 38.600.000 cm.kg.
a = 50 cm	t = 40 cm²
b = 50 cm	u = ... cm²
c = 530 cm	v = ... cm²
d = 542 cm.	w = ... cm²
e = ... cm.	s = ... cm.
f = ... cm	o = ... cm
r = ... cm.	m = ...

Profundidad del eje neutro = g = 151 cm

$+\frac{a}{6}$ = ... g^3	$-\frac{a}{6}3S$ = ... g^2	$+(a-b)e(\frac{e}{2}-S)$ = ... g	$-(a-b)e^2(\frac{e}{3}-\frac{S}{2})$ = ...
$-\frac{a-b}{6}$ = ...	$+\frac{a-b}{6}3S$ = ...	$+b'd(\frac{d}{2}-S)$ = ...	$-b'd^2(\frac{d}{3}-\frac{S}{2})$ = ...
$-\frac{b'}{6}$ = ...	$+\frac{b'}{6}3S$ = ...	$-mu(S-r)$ = ...	$+mur(S-r)$ = ...
		600 -799 $-mt(S-c)$ = ...	$+mtc(S-c)$ = ...
$+8,33\ g^3$	$+6725\ g^2$	$+479.400\ g$	$-254.080.000 = 0$

Momento de inercia

$+\frac{ag^3}{3}$ = 57.300.000

$-\frac{(a-b)(g-e)^3}{3}$ = ...

$-\frac{b'(g-d)^3}{3}$ = ...

$+mu(g-r)^2$ = ...

600 379 $+mt(g-c)^2$ = 86.200.000

i = 143.500.000 cm⁴

Cargas máximas unitarias.

$H=\frac{N(g-S)g}{i}$ (420) = -31,5 kg/cm²	$H'=\frac{N(g-S)(g-d)}{i}$ = ... kg/cm²
$A=15\frac{N(g-S)(g-c)}{i}$ = 1.190 kg/cm²	$A'=15\frac{N(g-S)(g-r)}{i}$ = ... kg/cm²
$j=\frac{N(c-S)}{N-At}$ = ... cm²	$C'=\frac{T}{jb}$ = ... kg/cm²
$B=\frac{T}{j(\frac{v}{s}+\frac{w}{o}\sqrt{2})}$ = ... kg/cm²	

Observaciones: si $g<d$, se suprime b' (Flexión compuesta)

si $g \geq e$, se suprime $(a-b)$

si $g > d$, se da a b' el valor de b (Compresión compuesta)

$S=\frac{d}{2}-\frac{M}{N}$ = 271 - 540 = -269

Calculado por .... Nº ....

Comprobado por .... Fecha ... / ... /19 ..

N11,3

Flexión ó compresión compuesta

Elemento ~~Sección~~ central

N = 35600 kg.		T = kg.	
S = -390 cm		M = 21300000 cm.kg.	
a = 50 cm		t = 34 cm²	
b = 50 cm.		u = cm²	
c = 410 cm		v = cm²	
d = 416 cm.		w = cm²	
e = cm.		s = cm.	
f = cm.		o = 213 72 285 cm	
r = cm.		m =	

Profundidad del eje neutro = g = 107.5 cm

$+\frac{a}{6}$ = g^3 | $-\frac{a}{6}3S$ = g^2 | $+(a-b)e(\frac{e}{2}-S)$ = g | $-(a-b)e^2(\frac{e}{3}-\frac{S}{2})$ = | = 0

$-\frac{a-b}{6}$ = | $+\frac{a-b}{6}3S$ = | $+b'd(\frac{d}{2}-S)$ = | $-b'd^2(\frac{d}{3}-\frac{S}{2})$ =

$-\frac{b'}{6}$ = | $+\frac{b'}{6}3S$ = | $-mu(S-r)$ = | $+mur(S-r)$ =

510 -800

$-mt(S-c)$ = | $+mtc(S-c)$ =

$+8.33\ g^3$ $+97.50\ g^2$ $+408.000\ g$ $-167.300.000 = 0$

Momento de inercia

$+\frac{ag^3}{3}$ = 20.700.000

$-\frac{(a-b)(g-e)^3}{3}$ =

$-\frac{b'(g-d)^3}{3}$ =

$+mu(g-r)^2$ =

510 3025

$+mt(g-c)^2$ = 46.600.000

i = 67.300.000 cm⁴

40800
35600

Cargas máximas unitarias.

107.5

$H = \frac{N(g-S)g}{i}$ = -28.3 kg/cm²

$A = 15\frac{N(g-S)(g-c)}{i}$ = 1.200 kg/cm²

35.600 800

$j = \frac{N(c-S)}{N+At}$ = 330 cm²

$B = \frac{T}{j(\frac{v}{s}+\frac{w}{o}\sqrt{2})}$ = kg/cm²

$H' = \frac{N(g-S)(g-d)}{i}$ = kg/cm²

$A' = 15\frac{N(g-S)(g-r)}{i}$ = kg/cm²

$C' = \frac{T}{jb}$ = kg/cm²

Observaciones: si $g<d$, se suprime b' (Flexión compuesta)

si $g \geq e$, se suprime $(a-b)$

si $g>d$, se da a b' el valor de b (Compresión compuesta)

$S = \frac{d}{2} - \frac{M}{N}$ = 208 - 598 = -390

410
36
374

Calculado por

Comprobado por

Nº

Fecha / /19

N11,3

Flexión ó compresión compuesta

Elemento .... Sección ....

N = 110.000	kg.	T = ...	kg.
S = -138	cm	M = 52.000.000	cm.kg.
a = 50	cm	t = 30	cm²
b = 50	cm	u = ...	cm²
c = 660	cm	v = ...	cm²
d = 668	cm.	w = ...	cm²
e = ...	cm.	s = ...	cm.
f = ...	cm.	o = ...	cm.
r = ...	cm.	m = ...	

Profundidad del eje neutro = g = 186 cm

$+\frac{a}{6}$ = ... g^3 | $-\frac{a}{6}3S$ = ... g^2 | $+(a-b)e(\frac{e}{2}-S)$ = ... g | $-(a-b)e^2(\frac{e}{3}-\frac{S}{2})$ = ... = 0

$-\frac{a-b}{6}$ = ... | $+\frac{a-b}{6}3S$ = ... | $+b'd(\frac{d}{2}-S)$ = ... | $-b'd^2(\frac{d}{3}-\frac{S}{2})$ = ...

$-\frac{b'}{6}$ = ... | $+\frac{b'}{6}3S$ = ... | $-mu(S-r)$ = ... | $+mur(S-r)$ = ...

450 498

$-mt(S-c)$ = ... | $+mtc(S-c)$ = ...

+833 g^3 +3.450 g^2 +359.100 g -240.557.000 = 0

Momento de inercia

$+\frac{ag^3}{3}$ = 107.000.000

$-\frac{(a-b)(g-e)^3}{3}$ = ...

$-\frac{b'(g-d)^3}{3}$ = ...

$+mu(g-r)^2$ = ...

450 474

$+mt(g-c)^2$ = 101.

i = 208.000.000 cm⁴

Cargas máximas unitarias.

324

$H=\frac{N(g-S)g}{i}$ = -31.8 kg/cm² | $H'=\frac{N(g-S)(g-d)}{i}$ = ... kg/cm²

$A=15\frac{N(g-S)(g-c)}{i}$ = 1.110 kg/cm² | $A'=15\frac{N(g-S)(g-r)}{i}$ = ... kg/cm²

$j=\frac{N(c-S)}{N-At}$ = ... cm² | $C'=\frac{T}{jb}$ = ... kg/cm²

$B=\frac{T}{j(\frac{v}{s}+\frac{w}{o}\sqrt{2})}$ = ... kg/cm²

Observaciones: si g<d, se suprime b' (Flexión compuesta)

si g≥e, se suprime (a-b)

si g>d, se da a b' el valor de b (Compresión compuesta)

$S=\frac{d}{2}-\frac{M}{N}=334-472=-138$

Calculado por ....

Comprobado por ....

Nº ....

Fecha ..../..../19..

Arco izquierdo.

Soportes intermedios

Estos soportes solamente han de resistir cargas verticales, pues los horizontales los transmite la lámina a los dos extremos.

Las cargas actuantes sobre cada soporte son:

Soporte I. 348 × 12,5 × 2,66 × 0,41 = 4.800 Kgs

" II " × 0,55 = 6.400 "

" III " × 0,72 = 8.400 "

" IV " × 0,91 = 10.600 "

Se supone que los soportes van arriostrados por las dos plantas interiores, por lo que la altura para el pandeo es la que queda por encima de la cota (∇ ±0) o como mínimo la altura entre dichas plantas o sea 3,25 m.

Soporte I.

Altura: $h = 635$ cms.

Perfil [ ] P10 $s = 27\ cm^2$

$i_x = 3,91\ cm$ $e = \frac{635}{3,91} = 163$ $k = 6,89$

$A = -\frac{4.800}{27} \times 6,89 = -1.220\ Kg/cm^2$

Soporte II

$h = 500$ [ ] P 10 $e = \frac{500}{3,91} = 128$ $k = 3,70$

$A = -\frac{6.400}{27} \times 3,7 = -880$

Soporte III

$h = 350$ [ ] P8 $s = 22$

$i = 3,1$ $e = \frac{350}{3,1} = 113$ $k = 2,71$

$A = -\frac{8.400}{22} \times 2,71 = -1.040$

Soporte IV

$h = 325$ [ ] P8 $e = \frac{325}{3,1} = 105$ $k = 2,25$

$A = -\frac{10.600}{22} \times 2,25 = -1.085$

Cimientos de soportes I a IV

Se disponen los cuatro iguales, de 0,80×0,80×0,80 resultando la carga sobre el terreno menor de 2,5 Kg/cm^2

Soporte de esquina

En esta esquina, además de la carga vertical ~~pendiente~~, actúa el empuje horizontal de la lámina correspondiente a la semiluz entre esta esquina y el apoyo del arco principal. Para resistir este empuje se dispone un tornapuntas en el plano de la fachada lateral.

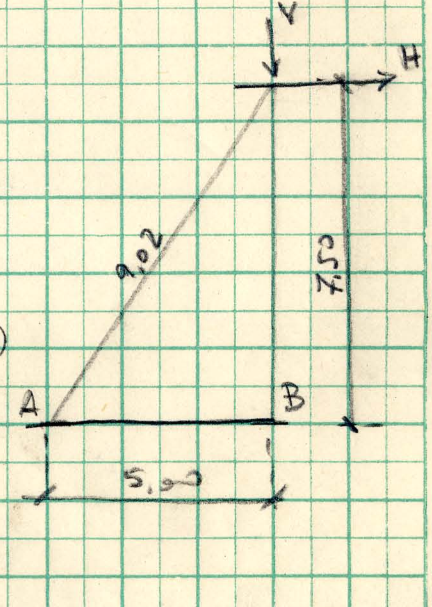
1,33 / 1,5

Carga vertical: $V = 348 \times 12,5 \times 1,60 \times 0,26$ = 1.800 Kgs

Empuje horizontal: $H = 4.350 \times 6,9$ = 30.000 "

6,65 / 1,5

El esfuerzo axil en el soporte vale



$N = -\left(1.800 + 30.000 \times \frac{7,50}{5,0}\right) = -46.800$ Kgs

y en el tirante

1,92

$H = 30.000 \times \frac{9,02}{5,00} = 54.000$ Kgs

El soporte se dispone de [ ] P18 + 2(-120×10) 22

2430

$s = (28+12) \times 2 = 80\ cm^2$

$I_x = (1.350 + 12 \times 9,5^2) \times 2 = 4.865\ cm^4$

$I_y = \left(114 + 1 \times \frac{12^3}{12} + 28 \times 9,08^2\right) \times 2 = 5.120$

$i_x = \sqrt{\frac{4.865}{80}} = 7,8$ $e = \frac{750}{7,8} = 97$ $k = 1,93$

0 [ ] P22 774,8 cm^2

$A = -46.800 \times \frac{1,93}{80} = -1.130\ Kg/cm^2$

El tirante necesita ser de [ ] P14

258 / 2302 / 2560

$A = \frac{54.000}{40,8} = 1.320\ Kg/cm^2$

El codal entre A y B ha de soportar un esfuerzo axil de compresión de 30.000 Kgs. que lo resiste el forjado de hormigón de 20 cms de espesor con un ancho de 30 cms. Así, la tensión de trabajo del hormigón sería

$$H = -\frac{30.000}{20 \times 30} = -50 \text{ Kgs/cm}^2$$

Por debajo del punto A hasta el cimiento el perfil es [ ]P14.

El cimiento en A se dispone de 3,1 × 3,1 × 3,1 m, con lo que el coeficiente de seguridad resulta

$$\frac{2.200 \times \overline{3,1}^3}{45.000} = 1,46$$

En B el cimiento es de 1,45 × 1,45 × 1,0 y su peso vale:

$$\overline{1,45}^2 \times 2.200 = 4.600 \text{ Kg.}$$

con lo que la tensión de compresión sobre el terreno resulta

$$-\frac{46.800 + 4.600}{\overline{145}^2} = -2,45 \text{ Kg/cm}^2$$

Arco derecho

Soportes intermedios

Cargas verticales

Soporte VI $348 \times 12{,}5 \times 0{,}68 \times 1{,}60 = 4.800$ Kgs.

" VII " $\times 1{,}48 = 4.400$ "

" VIII " $\times 1{,}37 = 4.100$ "

" IX " $\times 1{,}27 = 3.800$ "

" X " $\times 1{,}18 = 3.500$ "

" XI " $\times 1{,}08 = 3.200$ "

" XII " $\times 1{,}00 = 3.000$ "

Se disponen todos de [ ] P 8, correspondiendo la máxima tensión de trabajo al soporte XII cuya altura es de 545 cm.

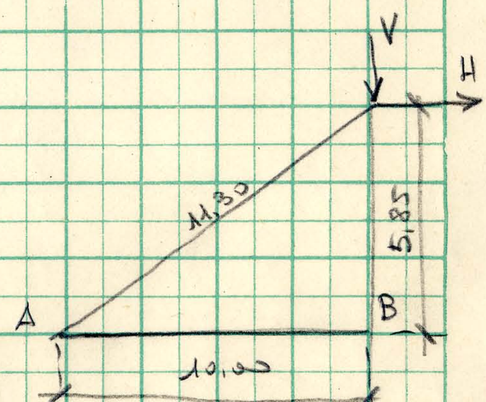
$e = \frac{545}{3{,}1} = 176$ $k = 8{,}37$ $A = -1.140$ Kg/cm²

Soporte de esquina

Carga vertical $V = 348 \times 12{,}5 \times 0{,}80 \times 0{,}91 = 3.100$ Kg.

Empuje horizontal $H = 4.350 \times 4{,}3 = 18.700$ Kg.

Esfuerzo axil en el soporte



$N = -\left(3.100 + 18.700 \times \frac{5{,}85}{10{,}0}\right) = -14.100$

[ ] P 10 + 2(−80×10) $S = 43$ cm²

14

$I_x = (206 + 8 \times \overline{5{,}5}^2) \times 2 = 896$

$I_y = \left(30 + \frac{8^3}{12} + 13{,}5 \times \overline{5{,}45}^2\right) \times 2 = 948$

$i_x = \sqrt{\frac{896}{43}} = 4{,}56$ $e = \frac{585}{4{,}56} = 129$

$k = 3{,}78$ $A = -\frac{14.100}{43} \times 3{,}78 = -1.240$

En el tirante

$H = 18.700 \times \frac{11{,}3}{10{,}0} = 21.100$ Kgs.

⌐ 65×65×7.

[ ] P 14 a 1.050 kg/cm²

402

402
874

El esfuerzo axil de compresión entre A y B queda holgadamente resistido por el forjado de hormigón de la planta.

68 El cimiento de los soportes VI a XII es continuo y de 0,80 m. de ancho, ensanchándose a 0,90 m. bajo el soporte de esquina.

El cimiento en el punto A se dispone de 2,0x2,0x2,0 m y su peso vale

$$\overline{2{,}0}^3 \times 2.200 = 17.600 \text{ Kgs}$$

resultando el coeficiente de seguridad de

$$\frac{17.600}{11.000} = 1{,}60$$

Soportes lado derecho

$\frac{9,25}{8,25} \times 3,375 = 3,7841$

" $\times 4,050 = 4,5409$

" $\times 4,725 = 5,2977$

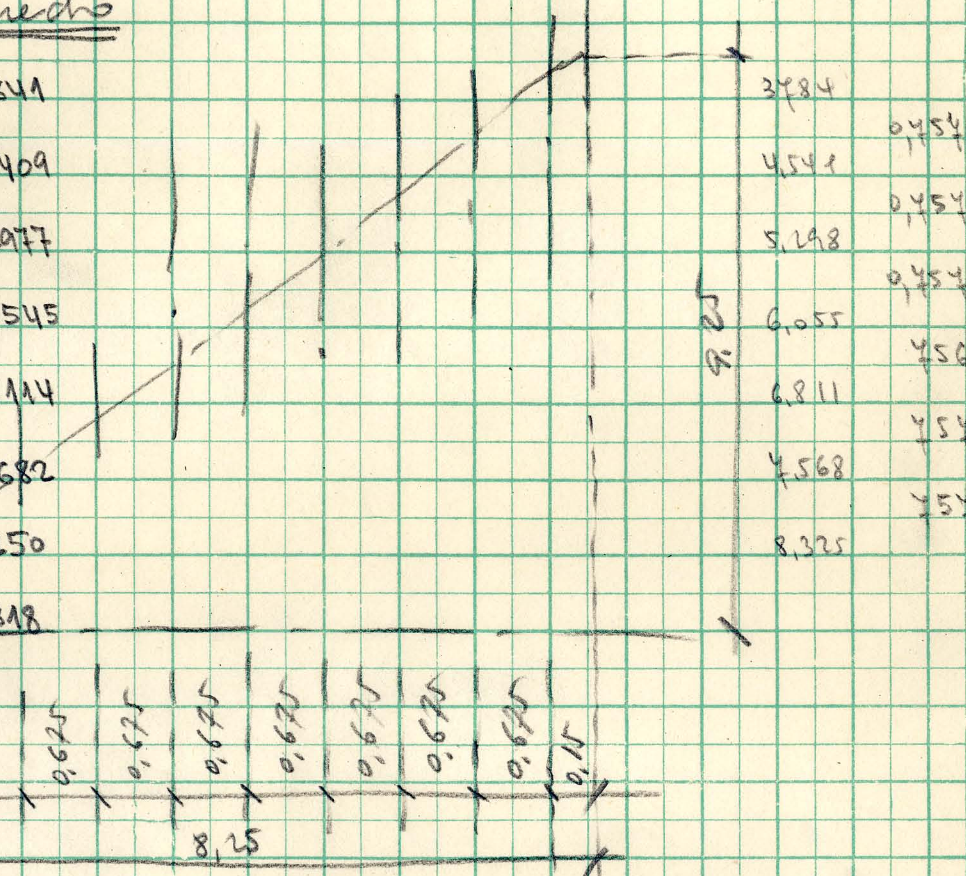
" $\times 5,400 = 6,0545$

" $\times 6,075 = 6,8114$

" $\times 6,750 = 7,5682$

" $\times 7,425 = 8,3250$

" $\times 8,10 = 9,0818$



Soportes lado izquierdo

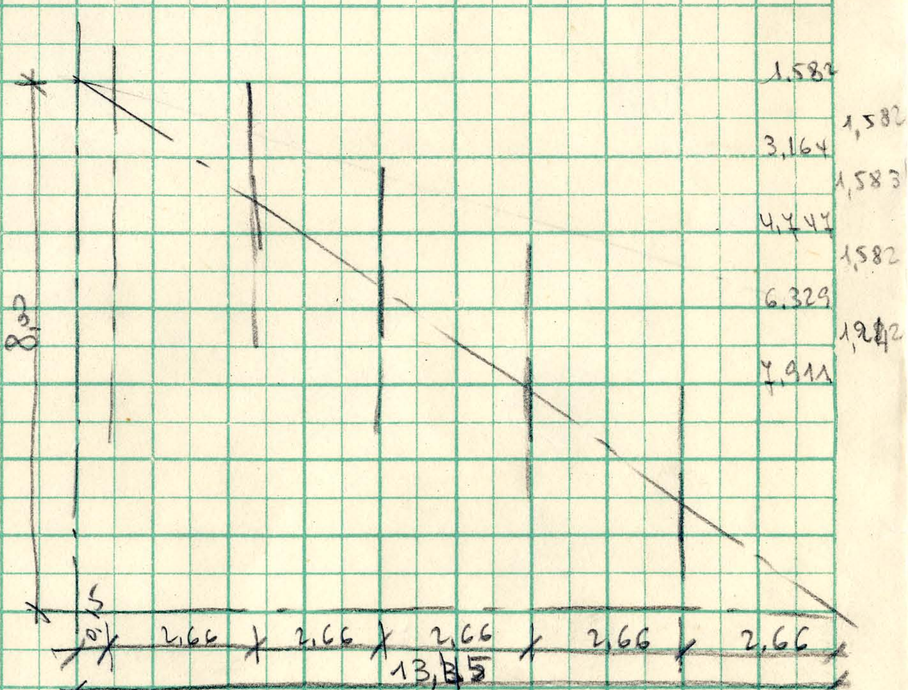
$\frac{8,00}{13,45} \times 2,66 = 1,5822$

" $\times 5,32 = 3,1643$

" $\times 7,98 = 4,7465$

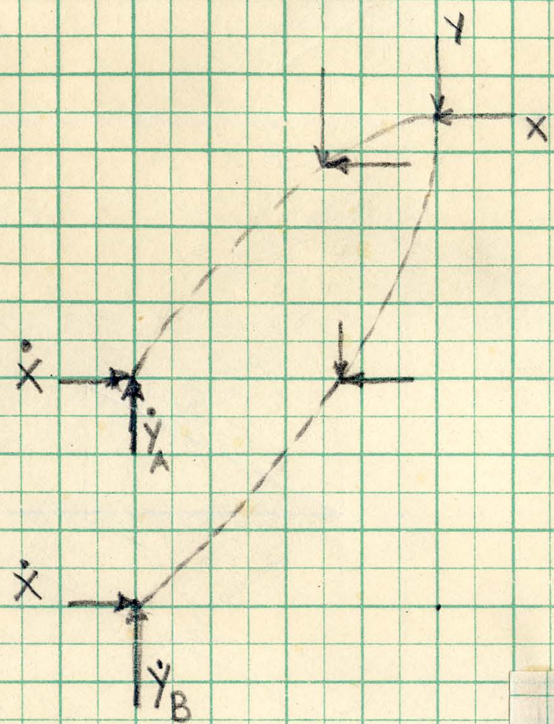
" $\times 10,64 = 6,3286$

$\times 13,30 = 7,9108$



1330

Anejo 3



$\dot{X} = 237{,}5$

18.050 / 14.425,6

$\dot{Y}_A = 182{,}778 \times \overline{\frac{38}{64}}^{\,2} \times \frac{12{,}5}{225{,}4} = 228{,}7$ 1,25125

$\dot{Y}_B = 364{,}718 \times$ 〃 $= 456{,}352$

	X	Y	a	b
1	25,00	32,788.	0,820	0,780
2	〃	28,615.	2,327	2,171
3	〃	25,315.	3,657	3,359
4	〃	22,928.	4,809	4,366
5	〃	21,465.	5,784	5,241
6	〃	20,962	6,582	5,903
7	〃	21,398	7,202	6,447
8	〃	22,699	7,645	6,838
9	〃	24,751	7,911	7,068
10	〃	27,432	8,000	7,122
11	〃	30,633	7,911	6,982
12	〃	34,300	7,645	6,624
13	〃	38,263	7,202	6,023
14	〃	42,591	6,582	5,150
15	〃	47,252.	5,784	3,975
16	〃	52,261	4,809	2,465
17	〃	57,680	3,657	0,585
18	〃	63,563.	2,327	−1,705
19	〃	70,156.	0,820	−4,446
	475,00	685,052