

PROYECTO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA DEL PABELLON
DE PRENSAS DE EXTRUSION PARA LA SOCIEDAD ESPAÑOLA
DE CONSTRUCCIONES ELECTRO-MECANICAS
=====

CALCULOS JUSTIFICATIVOS

Madrid, Marzo de 1948

635.301

CALCULOS JUSTIFICATIVOS

=====

DATOS DE CALCULO

CARGAS Y SOBRECARGAS ACTUANTES.-

Peso de la uralita, incluido solapes: 20 kg/m² de desarrollo de faldón.

Peso de la lana de vidrio y cabios de madera: 20 kg/m² de desarrollo de faldón.

Peso del ventanal metálico, incluido el vidrio: 20 kg/m².

Sobrecarga de nieve: 10 kg/m².

Sobrecargas producidas por el viento: Se admite que sobre las viguetas y viga triangulada, actúa una presión vertical de 30 kg/ por metro cuadrado de proyección horizontal de faldón. Se estudian dos hipótesis para el cálculo de la viga triangulada; una, con viento actuante en toda su longitud, y otra, considerando que el viento sólo actúa en su mitad. Como empuje en dirección longitudinal, es decir, actuando perpendicularmente a los ventanales, se toma una presión de + 120 kg/m² afectada del coeficiente

0,8 lo que da una presión real de $\pm 120 \times 0,8 = \pm 96 \text{ kg/m}^2$; este viento lo soportará la triangulación dispuesta en el plano del faldón, y sus efectos no se superponen con los de viento vertical.

TENSIONES DE TRABAJO ADMISIBLES EN LA MADERA.-

A compresión ó tracción por flexión simple: 65 kg/cm^2

TENSIONES DE TRABAJO ADMISIBLES EN EL HORMIGON.-

A compresión por flexión simple: 50 kg/cm^2 .

Idem compuesta: 65 "

A compresión por compresión " : 55 "

A tracción: : 0 "

Considerando esfuerzos secundarios y térmicos, estas tensiones podrán aumentarse en el 15%.

TENSION DE TRABAJO ADMISIBLE EN EL ACERO.-

A tracción = 1.200 kg/cm^2 .

A tracción, considerando esfuerzos secundarios y térmicos: = 1.400 "

MODULOS DE ELASTICIDAD (E).-

Madera: 10^5 kg/cm^2

Hormigón: $1,8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$.

Acero: $2,1 \times 10^6 \text{ "}$

CORREAS DE MADERA

=====

Longitud: 2,80 metros.

Separación entre correas: 1,12 m. en dirección paralela al faldón y 1,08 m. en proyección horizontal.

Inclinación de la cubierta: $\alpha = 15^{\circ} 10'$

$\text{sen } \alpha = 0,262$

$\text{cos } \alpha = 0,965$

Carga vertical por m.l.:

Uralita, lana de vidrio y cables: $(20+20) \times 1,12 = 44,8$

Viento: $30 \times 1,08 = 32,4$

Peso propio: $900 \times 0,05 \times 0,15 = 6,8$

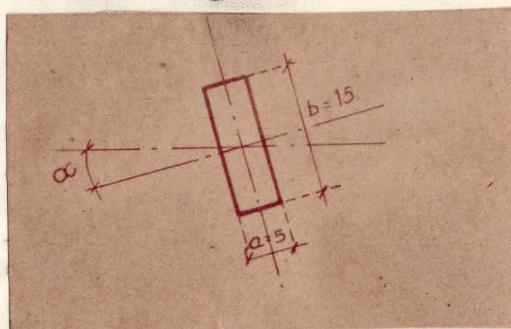
Total: 84,0 kg.

=====

Momento flector

$$M = 84 \times \frac{2,8^2}{8} = 82,5 \text{ mkg.}$$

Sección adoptada



Como la cubierta de uralita impide la flexión lateral de la correa, se comprueba para la flexión normal al plano del faldón; la tensión resultante es:

$$\frac{6 M \text{ cos } \alpha}{b h^2} = \frac{6 \times 82,5 \times 0,965}{5 \times 15^2} = 43 \text{ kg/cm}^2.$$

La flecha vale:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{84 \times 2,8 \times 10^6 \times 12}{10^7 \times 5 \times 153} \times 0,965 = 0,48 \text{ cm} \approx \frac{L}{590}$$

VIGUETILLA DE ARRIOSTRAMIENTO

Luz: 2,80 m.

Peso propio: $0,06 \times 0,15 \times 2.400 = 21,6 \text{ kg/m.l.}$

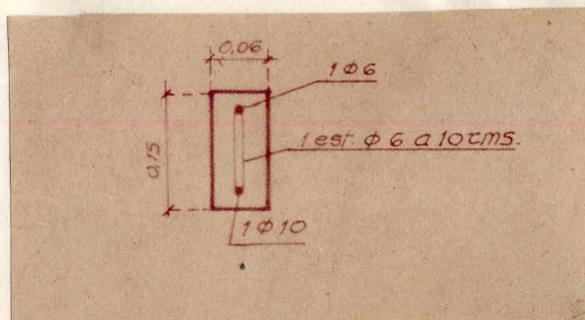
Momento flector en el centro:

$$M = 21,6 \times \frac{2,8^2}{8} = 21,2 \text{ mkg.}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 21,6 \times 1,4 = 30,2 \text{ kg.}$$

Sección



Con la sección adoptada están sobradamente resistidos los esfuerzos a soportar.

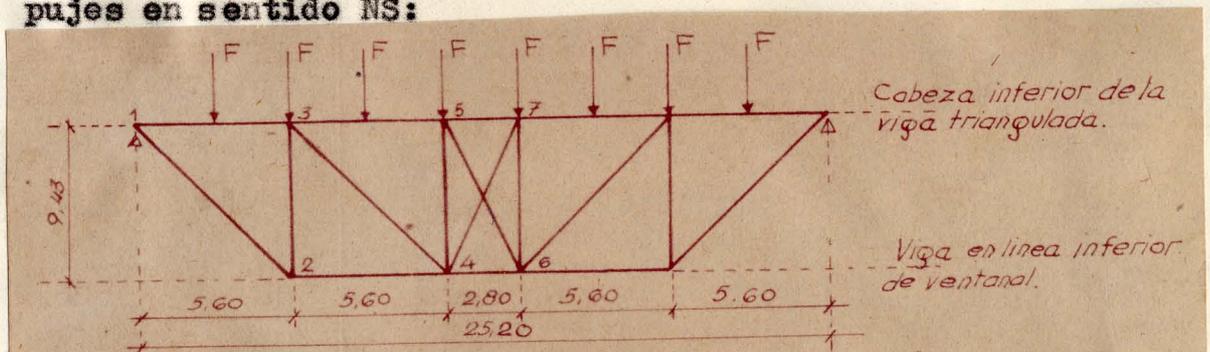
TRIANGULACION EN EL PLANO DEL FALDON

=====

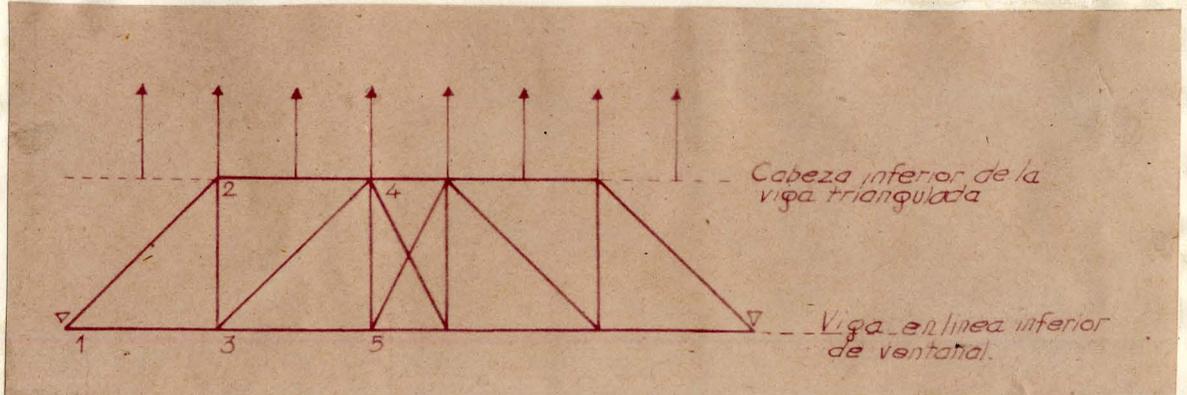
Esta triangulación tiene por objeto soportar el esfuerzo longitudinal de viento que actúa sobre el ventanal y la viga triangulada.

Tiene por montantes a las viguetas del faldón, y por cabezas, a la viga en línea inferior de ventanal y a la cabeza inferior de la viga triangulada; por consiguiente, en este apartado solamente se comprobarán las diagonales.

El esquema de la viga, teniendo presente que las diagonales se disponen en cruz de San Andrés, es para los empujes en sentido NS:



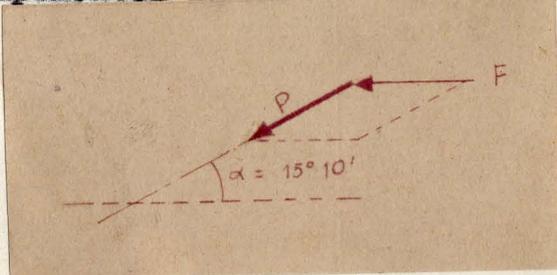
Y en sentido SN



Las fuerzas horizontales actuantes son:

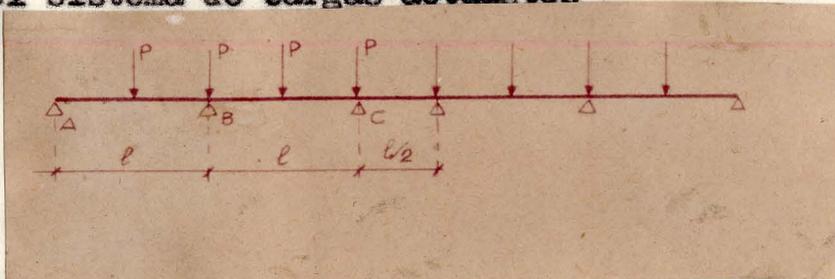
$$F = \pm 96 \times 2,85 \times 2,8 = \pm 770 \text{ kg.}$$

cuyas componentes sobre la viga resultan de:



$$P = \pm 770 \times \frac{1}{\cos \alpha} = \pm 800 \text{ kg.}$$

Estas fuerzas se transmiten a los nudos del arriostramiento por la cabeza inferior de la viga triangulada que es una viga continua de cinco vanos el central de luz mitad de los restantes y estos de 5,6 m. de luz.- Para el sistema de cargas actuantes



los momentos en los apoyos son:

$$M_A = 0$$

$$M_B = -\frac{9}{80} Pl$$

$$M_C = -\frac{3}{40} Pl$$

y las reacciones correspondientes resultan de

$$R_A = -\frac{P}{2} - \frac{M_B}{l} = -\frac{21}{80} P.$$

$$R_B = -2P + \frac{2M_B - M_C}{l} = -\frac{43}{20} P$$

$$R_C = -\frac{3}{2} P + \frac{M_C - M_B}{l} = -\frac{117}{80} P$$

Por consiguiente, las fuerzas actuantes en los nudos de la triangulación son:

$$P_1 = P_1' = \pm 800 \times \frac{31}{80} = \pm 310 \text{ kg.}$$

$$P_3 = P_3' = \pm 800 \times \frac{43}{20} = \pm 1.720 \text{ kg.}$$

$$P_5 = P_5' = \pm 800 \times \frac{117}{80} = \pm 1.170 \text{ kg.}$$

Y las reacciones en los apoyos resultan:

$$R = \mp 800 \times 4 = \mp 3.200 \text{ kg.}$$

En el anejo nº 1 se han trazado los diagramas de Cremona de los que se deducen los esfuerzos máximos siguientes

Barra	Esfuerzo	
	Viento NS	Viento SN
1-3	-1.710	-1.710
3-5	-2.430	-2.430
5-7	-2.430	-2.430
2-4	1.710	1.710
4-6	2.430	2.430
1-2	3.360	3.360
3-4	1.350	1.350
5-6	0	0
3-2	-2.890	-1.125
5-4	-1.170	0

- Compresión.

+ Tracción.

COMPROBACION DE SECCIONES.-

Barra 1-2:

Tracción: 3.360 kg.

Sección: 1 ϕ 19 = 2,84 cm².

$$A = \frac{3.360}{2,84} = 1.190 \text{ kg/cm}^2.$$

El tocho roscado será de 22,2 m/m para roscar, en Whitworth, a 9 hilos por ". El área del núcleo es de 2,72 cm².

$$A = \frac{3.360}{2,72} = 1.240 \text{ kg/cm}^2.$$

Barras 3-4 y 5-6:

Tracción: 1.350 kg.

Sección: 1 ϕ 12 = 1,13 cm².

$$A = \frac{1.350}{1,13} = 1.200 \text{ kg/cm}^2.$$

El tocho roscado será de 16 m/m (11 hilos por ");
área = 1,31 cm².

$$A = 1.040 \text{ kg/cm}^2.$$

VIGA EN LINEA INFERIOR DE VENTANAL

DATOS.-

Esta viga es continua de nueve vanos de 2,80 metros de luz cada uno.

Ha de soportar las cargas verticales de ventanal y peso propio, y además, ha de actuar como cabeza de la triangulación en el plano del faldón.

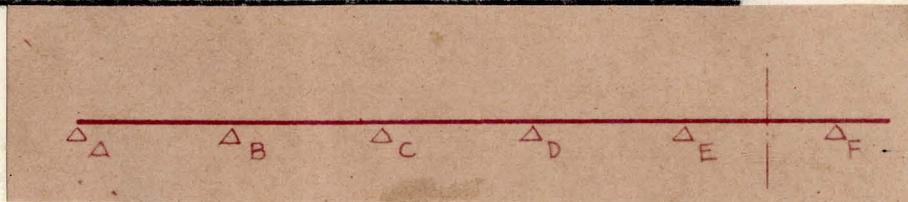
Peso de ventanal: $20 \times 2,0 = 40 \text{ kg/m.l.}$

Peso propio de la viga: $0,08 \times 0,07 = 0,0056$

$0,12 \times 0,41 = 0,0492$

$0,0548 \times 2.400 = 132$
kg/m.l.

MOMENTOS FLECTORES POR CARGAS VERTICALES.-



En el centro de AB: $M = 172 \times 2,8^2 \times 0,0721 = 97 \text{ mkg.}$

" EF: $M = 172 \times 2,8^2 \times 0,0417 = 56 \text{ "}$

En el arranque B: $M = - 172 \times 2,8^2 \times 0,1057 = - 142 \text{ "}$

" E: $M = - 172 \times 2,8^2 \times 0,0833 = - 112 \text{ "}$

ESFUERZOS AXILES.-

Estos esfuerzos están aplicados a 0,13 m por debajo del centro de la viga y pueden actuar, ó no, simultánea -

mente con los momentos flectores.

Según se vió en el cálculo de la triangulación en el plano del faldón, el viento puede actuar en los dos sentidos y los esfuerzos correspondientes a estas dos hipótesis, son:

En pieza AC: $N = 0$ y -1.710 kg.

" CE: $N = +1.710$ kg y -2.430 "

" EF: $N = +2.430$ " y -2.430 "

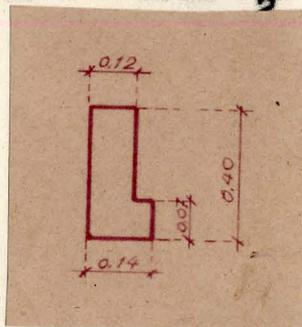
ESFUERZOS CORTANTES:

En pieza AB. Arranque A: $T = 172x \frac{2,8}{2} - \frac{142}{2,8} = 189$ kg.

" " B: $T =$ " + " = 291 "

En pieza EF. Arranques: $T = 172x \frac{2,8}{2} = 240$ "

SECCION A DOPTADA:



Las armaduras son variables en cada una de las secciones que se comprueban.

El coeficiente de pandeo lateral en las cabezas de esta viga son:

En la cabeza superior: $1 + (0,07x \frac{280}{12} - 0,9)^2 = 1,53$

" inferior: $1 + (0,07x \frac{280}{14} - 0,9)^2 = 1,25$

CO PRBACION DE SECCIONES

Sección en el centro de AB

1ª hipótesis: $M = 97 \text{ mkg.}$

$$N = 0$$

Armadura de tracción: $t = 1,6 \text{ cm}^2.$

Armadura de compresión: $U = 1,6 \text{ cm}^2$

Comprobada a flexión simple se tiene:

Tensión de trabajo a compresión en el hormigón:

$$H = - 3,83 \times 1,53 = - 5,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Tensión de trabajo a tracción en el acero

$$A = 174 \text{ kg/cm}^2.$$

2ª hipótesis: $M = 97 - 1.710 \times 0,13 = - 125 \text{ mkg.}$

$$N = - 1.710 \text{ kg.}$$

Como el momento real es negativo, las tracciones corresponderán a la cara superior.

Comprobada a flexión compuesta se tiene:

$$H = - 5,8 \times 1,53 = 8,9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = - 8,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Sección en el centro de EF

1ª Hipótesis: $M = 56 + 2.430 \times 0,13 = 372 \text{ mkg.}$

$$N = + 2.430 \text{ kg.}$$

$$t = 1,9 \text{ cm}^2.$$

$$u = 1,6 \text{ cm}^2.$$

Comprobada a tracción compuesta se obtiene una tensión en el acero de:

$$A = 1.200 \text{ kg/cm}^2.$$

2ª Hipótesis: $M = 56 - 2.430 \times 0,13 = - 260 \text{ mkg.}$

$$N = - 2.430 \text{ kg.}$$

$$H = - 10,3 \times 1,25 = - 12,9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 22 \text{ kg/cm}^2.$$

Sección B

1ª Hipótesis: $M = - 142 \text{ mkg}$

$$N = 0$$

$$t = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$u = 1,6 \text{ cm}^2.$$

$$H = - 5,0 \times 1,25 = - 6,3 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 250 \text{ kg/cm}^2.$$

2ª Hipótesis: $M = - (142 + 1710 \times 0,13) = - 364 \text{ mkg}.$

$$N = - 1.710 \text{ kg}.$$

$$H = - 14,1 \times 1,25 = - 17,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 218 \text{ kg/cm}^2.$$

Sección E:

1ª Hipótesis: $M = - 112 + 2.430 \times 0,13 = 204 \text{ mkg}.$

$$N = 2.430 \text{ kg}.$$

$$t = 1,6 \text{ cm}^2.$$

$$u = 1,6 \text{ "}$$

A tracción compuesta

$$A = 1.110 \text{ kg/cm}^2.$$

2ª Hipótesis: $M = - (112 + 2.430 \times 0,13) = - 428 \text{ mkg}.$

$$N = - 2.430 \text{ kg}.$$

$$H = - 16,6 \times 1,25 = - 20,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 186 \text{ kg/cm}^2.$$

ARMADURAS A ESFUERZO CORTANTE.-

La tensión cortante resultante es menor de 1 kg/cm² pero, no obstante, se dispone un estribo de 6 m/m de diámetro a una separación constante de 20 cm.

REACCIONES.-

Por pesos muertos

$$R_A = - \left(\frac{145+129}{2} \times 9,687 + \frac{60}{2} + 480 \right) \times \frac{1}{1 - \frac{0,25}{9,35}} = - 1.890 \text{ kg.}$$

$$R_B = - (145+129) \times 9,687 + 60 + 480 = - 3.190 \text{ kg.}$$

Por viento:

$$R_A = - \frac{84}{2} \times 9,35 \times \frac{1}{1 - \frac{0,25}{9,35}} = - 405 \text{ kg.}$$

$$R_B = - 84 \times 9,35 = - 785 \text{ kg.}$$

Totales:

$$R_A = - (1.890 + 405) = - 2.295 \text{ kg.}$$

$$R_B = - (3.190 + 785) = - 3.975$$

MOMENTOS FLECTORES:

Los momentos máximos corresponden a los puntos siguientes:

Hipótesis de peso muertos:

$$x = \frac{1.890 - (480 + 60)}{145 + 129} \times \cos \alpha = 4,76 \text{ m.}$$

Hipotesis de carga total:

$$x = \frac{2.295 - (480 + 60)}{274 \times \frac{1}{\cos \alpha} + 84} = 4,77 \text{ m.}$$

Los valores de dichos momentos son:

Hipótesis de pesos muertos:

$$M_x = (1.890 - 480) \times 4,76 - \frac{145+129}{\cos \alpha} \times \frac{4,76^2}{2} - 60 \times 0,21 = 3.480 \text{ mkg.}$$

Hipótesis de carga total:

$$M_x = (2.295-480) \times 4,77 - \left(\frac{274}{\cos \alpha} + 84 \right) \times \frac{4,77^2}{2} - 60 \times 0,28 = 4.450 \text{ mkg}$$

ESFUERZOS AXILES.-

En el cálculo de la triangulación en el plano del faldón, se ha visto que, algunas de estas viguetas, actúan como montantes, para la hipótesis de viento longitudinal. El máximo esfuerzo axil es de -2.890 kg. y está aplicado a 0,25 metros por encima del centro de la vigueta; este esfuerzo se combina con el momento flector debidos a pesos muertos.

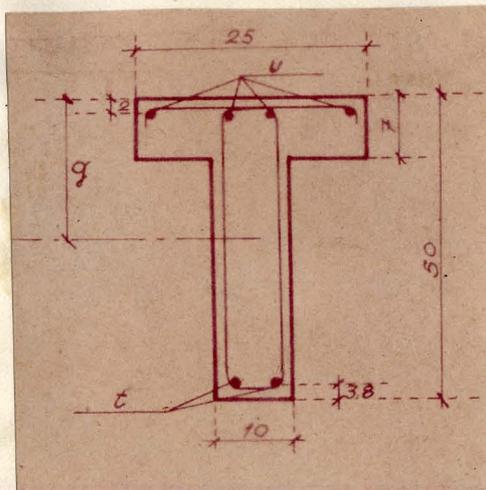
ESFUERZOS CORTANTES.-

Los esfuerzos cortantes máximos son:

En el apoyo A: $2.295-480 = 1.815 \text{ kg.}$

B: $\quad \quad \quad = 4.005 \text{ "}$

SECCION ADOPTADA:



Armadura de compresión: $u = 4 \phi 8 = 2,0 \text{ cm}^2$.

Armadura de tracción: $t = 2 " 25 = 9,8 "$

$$\frac{25}{2} g^2 - \frac{15}{2} (g-7)^2 + 2 \times 15 (g-2) + 9,8 \times 15 (g-46,2) = 0$$

$$5 g^2 + 282g - 7.220 = 0$$

$$g = 19,1 \text{ cm.}$$

$$I_g = 25 \times \frac{19,1^3}{3} - 15 \times \frac{12,1^3}{3} + 30 \times 17,1^2 + 147 \times 27,1^2 = 165.900 \text{ cm}^4.$$

Brazo mecánico

$$B = \frac{165.900}{15 \times 9,8 \times 27,1} = 41,6 \text{ cm.}$$

La viguetilla de arriostramiento y el entablonado impiden el pandeo lateral de esta vigueta.

COMPROBACION DE LA SECCION

En la hipótesis de carga total, comprobada la sección a flexión simple para un momento de 4.450 mkg. se tiene una tensión de trabajo en el hormigón de

$$H = - \frac{4.450 \times 100}{165.900} \times 19,1 = - 51,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Y en el acero de

$$A = \frac{4.450 \times 100}{165.900} = 27,1 \times 15 = 1.095 \text{ kg/cm}^2.$$

En la hipótesis de pesos muertos y viento longitudinal los esfuerzos son:

$$M = 3.480 + 2.890 \times 0,15 = 3.915 \text{ mkg.}$$

$$N = - 2.890 \text{ kg.}$$

para los cuales, comprobada la sección a flexión compuesta, resultan las tensiones siguientes:

$$H = - 49 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 750 \text{ "}$$

La flecha máxima es aproximadamente de:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{3.440 \times 935^3}{165.900 \times 18 \times 10^4} = 1,23 \text{ cm} \approx \frac{L}{760}$$

La tensión de trabajo máxima a esfuerzo cortante, en el hormigón, corresponde al apoyo B, y vale:

$$\tau = \frac{4.005}{10 \times 41,6} = 9,7 \text{ kg/cm}^2.$$

La armadura que se dispone para resistir la totalidad del esfuerzo cortante es la siguiente. Un estribo de 6 mm a 16 cm de separación en el apoyo A, aumentando linealmente esta separación hasta ser de 32 cm. en el centro y disminuyendo también linealmente, a partir de este punto hasta llegar a 14 cm. en el punto $\varphi = 9,1$; entre este punto y el apoyo B se dispone un estribo de 6 mm y la separación se mantiene constante, de 12 cm.

BARRA DE COLGAR EL APOYO A

Esfuerzo de tracción; 2.295 kg.

Sección: 1 ϕ 16 = 2,0 cm².

$$A = \frac{2.295}{2} = 1.150 \text{ kg.}$$

El tocho roscado será de 19 mm, para roscar en Whitworth a 10 espiras por" cuyo núcleo tiene un área de 1,96 cm², al que corresponde una tensión de

$$A = \frac{2.295}{1,96} = 1.180 \text{ kg/cm}^2.$$

BARRAS DE COLGAR EL APOYO B.-

Esfuerzo de tracción en cada barra: $\frac{4005}{2} = 2.000 \text{ kg.}$

Se disponen barras de 25 m/m para roscar a 8 espiras
por " .

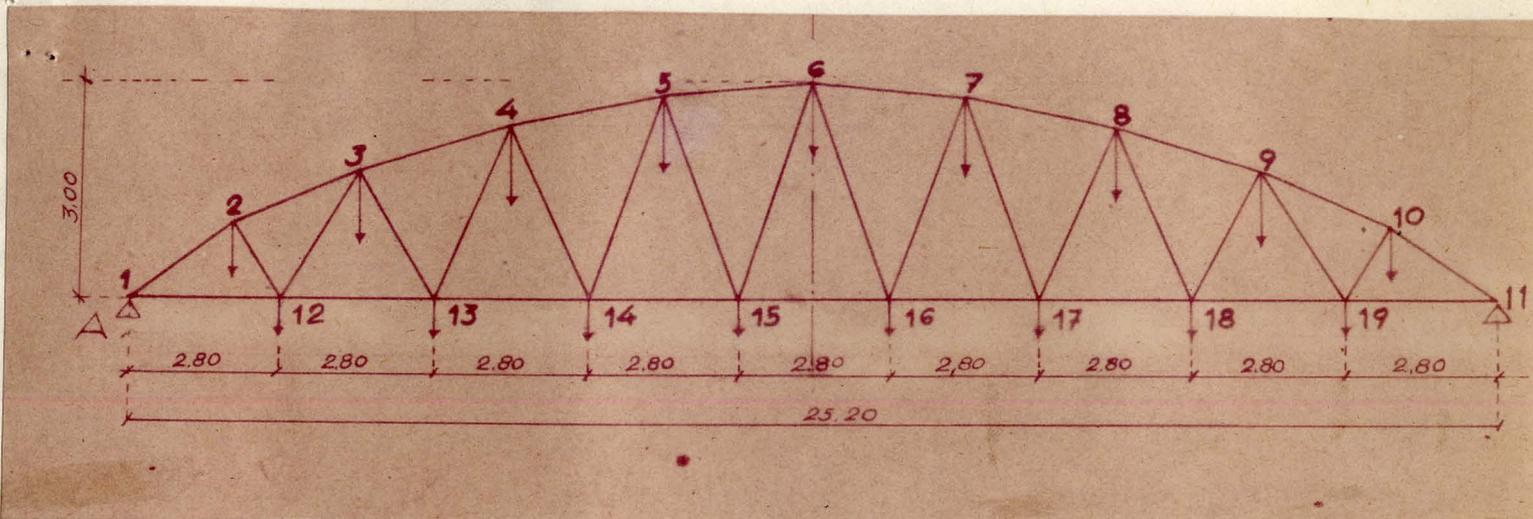
Aún cuando la tensión resulta pequeña, se mantiene
la sección dispuesta para rigidizar la unión con la viga
triangulada.

VIGA TRIANGULADA

=====

DATOS.-

Características:



Fuerzas verticales actuantes:

Por peso propio del arco:

$$P_1 = P_{11} = 570 \text{ kg.}$$

$$P_2 = P_{10} = 630 \text{ "}$$

$$P_3 = P_9 = 800 \text{ "}$$

$$P_4 = P_8 = 950 \text{ "}$$

$$P_5 = P_7 = 960 \text{ "}$$

$$P_6 = 950 \text{ kg.}$$

$$P_{12} = P_{119} = 640 \text{ kg.}$$

$$P_{13} = P_{18} = 710 \text{ "}$$

$$P_{14} = P_{17} = 760 \text{ kg.}$$

$$P_{15} = P_{16} = 730 \text{ "}$$

Por peso muerto del faldón

$$P_{12} \text{ a } P_{19} = 3.190 \text{ kg.}$$

Por sobrecarga vertical de viento

$$P_{12} \text{ a } P_{19} = 785 \text{ kg.}$$

Reacción mínima

$$R_A = - (7.225 + 3.190 \times 4) = - 19.985 \text{ kg.}$$

Reacción máxima:

$$R_A = - (19.985 + 785 \times 4) = - 23.125 \text{ kg.}$$

Hipótesis:

Se estudian las dos hipótesis de viento indicadas en la hoja de "Datos", siendo la A, la correspondiente a viento actuante a todo lo largo del arco, y la B, con viento en la semilongitud.

Para la cabeza inferior se comprueba la hipótesis de viento longitudinal.

ESFUERZOS AXILES.-

En el anejo nº 2 se han trazado los diagramas de Cremona para cargas por peso propio del arco (Anejo nº 2.1) y para carga unidad en cada uno de los nudos del semiarco (Anejo nº 2.2); multiplicando los valores de este segundo caso, por las cargas reales en los nudos, se obtienen los esfuerzos axiles en cada uno de los casos de viento y peso muerto. Los esfuerzos axiles son los indicados en el cuadro siguiente:

Barra	Pesos		Viento		Hipotesis	
	Propio	mueritos	Total	Mitad	A	B
1-2	-16,65	-31,74	-7,81	-5,65	-56,20	-54,04
2-3	-16,54	-32,19	-7,92	-5,73	-56,65	-54,46
3-4	-16,42	-31,77	-7,82	-5,34	-56,01	-53,53
4-5	-16,18	-31,17	-7,67	-4,82	-55,02	-52,17
5-6	-16,00	-30,72	-7,56	-4,20	-54,28	-50,92
6-7	-16,00	-30,72	-7,56	-3,36	-54,28	-50,08
7-8	-16,18	-31,17	-7,67	-2,85	-55,02	-50,20
8-9	-16,42	-31,77	-7,82	-2,48	-56,01	-50,67
9-10	-16,54	-32,19	-7,92	-2,19	-56,65	-50,92
10-11	-16,65	-31,74	-7,81	-2,16	-56,20	-50,55
1-12	15,25	29,03	7,14	5,18	51,42	49,46
12-13	15,50	29,35	7,22	5,04	52,07	49,89
13-14	15,73	29,83	7,34	4,79	52,90	50,35
14-15	15,80	29,89	7,36	4,35	53,05	50,04
15-16	15,80	29,86	7,35	3,67	53,01	49,33
16-17	15,80	29,89	7,36	3,01	53,05	48,70
17-18	15,73	29,83	7,34	2,55	52,90	48,11
18-19	15,50	29,35	7,22	2,18	52,07	47,03
19-11	15,25	29,03	7,14	1,96	51,42	46,24
2-12	0,63	2,42	0,60	0,42	3,65	3,47
12-3	0,13	1,44	0,35	0,55	1,92	2,12
3-13	0,58	2,04	0,50	0,18	3,12	2,80
13-4	0,30	1,85	0,46	0,75	2,61	2,90
4-14	0,50	1,82	0,45	-0,05	2,77	2,27

14-5	0,40	1,85	0,46	0,93	2,71	3,18
5-15	0,40	1,75	0,43	-0,34	2,58	1,81
15-6	0,43	1,88	0,46	1,22	2,77	3,53
6-16	0,43	1,88	0,46	-0,75	2,77	1,56
16-7	0,40	1,75	0,43	0,77	2,58	2,92
7-17	0,40	1,85	0,46	-0,48	2,71	1,77
17-8	0,50	1,82	0,45	0,50	2,77	2,82
8-18	0,30	1,85	0,46	-0,29	2,61	1,86
18-9	0,58	2,04	0,50	0,32	3,12	2,94
9-19	0,13	1,44	0,35	-0,20	1,92	1,37
19-10	0,63	2,42	0,60	0,18	3,65	3,23

MOMENTOS FLECTORES POR PESOS PROPIOS DE LAS BARRAS.-

Los momentos de empotramiento rígido, en el extremo de cada pieza, son los siguientes:

Cabeza inferior:

$$\text{Todas las barras: } 180 \times \frac{2,8^2}{12} = 118 \text{ mkg.}$$

Cabeza superior:

$$\text{Barra 1-2: } \frac{260}{12} \times 2,22 \times 2,42 = 116 \text{ mkg.}$$

$$\text{" 2-3: " } \times 1,98 \times 2,10 = 90 \text{ "}$$

$$\text{" 3-4: " } \times 2,80 \times 2,90 = 176 \text{ "}$$

$$\text{" 4-5: " } \times 2,80 \times 2,84 = 172 \text{ "}$$

$$\text{" 5-6: " } \times 2,80 \times 2,80 = 170 \text{ "}$$

Diagonales:

$$\text{Barra 2-12: } \frac{78}{12} \times 0,58 \times 1,13 = 4 \text{ mkg.}$$

$$12-3 \text{ y } 3-13: \frac{78}{12} \times 1,40 \times 2,18 = 20 \text{ mkg.}$$

$$13-4 \text{ y } 4-14: \quad " \times 1,40 \times 2,79 = 25 \quad "$$

$$14-5 \text{ y } 5-15: \quad " \times 1,40 \times 3,18 = 29 \quad "$$

$$15-6: \quad \quad \quad " \times 1,40 \times 3,31 = 30 \quad "$$

La obtención de los momentos reales se hace por el método de Cross (Anejo nº 5.1). Estos valores se agregan más adelante, a los obtenidos por esfuerzos secundarios.

ESFUERZOS SECUNDARIOS.-

Se estudian los esfuerzos secundarios en tres hipótesis: la primera, corresponde a carga total incluido viento vertical; la segunda, a un aumento de temperatura de 20°, en la cabeza superior y diagonales sobre la temperatura del tirante; y la tercera, a una disminución de 10° en las mismas condiciones.

Para todo lo que sigue se admite que los soportes, sobre los que apoya la viga son totalmente elásticos, es decir, que no ofrecen reacción alguna a la deformación horizontal, ya que esta hipótesis es del lado de la seguridad en la viga.

La cabeza superior es de 0,26x0,40 y está armada con 4 ϕ 18; la inferior está formada por 6 ϕ 30 m/m y las diagonales por 4 ϕ 12.

Los alargamientos (Δ) en las barras, para la hipó-

tesis de carga total son los que se deducen en el cuadro siguiente:

Barra	Esfuerzo (kg.)	Area (Ω) (cm ²)	Tension de trabajo (σ) (kg/cm ²)	Longitud (l) (cm.)	Módulo de elasticidad (E) (kg/cm ²)	Alargamiento $\Delta = \frac{\sigma l}{E}$ (cm.)
1-2	-56.200	1.193	-47,11	242	180.000	-0,064
2-3	-56.650	1.193	-47,49	210	180.000	-0,056
3-4	-56.010	1.193	-46,95	290	180.000	-0,076
4-5	-55.020	1.193	-46,12	284	180.000	-0,073
5-6	-54.280	1.193	-45,50	280	180.000	-0,071
1-12	51.420	42,41	1.212	280	2.100.000	0,162
12-13	52.070	42,41	1.228	280	2.100.000	0,164
13-14	52.900	42,41	1.247	280	2.100.000	0,166
14-15	53.050	42,41	1.251	280	2.100.000	0,167
15-16	53.010	42,41	1.250	280	2.100.000	0,167
2-12	3.650	4,52	808	113	2.100.000	0,044
12-3	1.920	4,52	425	218	2.100.000	0,044
3-13	3.120	4,52	690	218	2.100.000	0,072
13-4	2.610	4,52	577	279	2.100.000	0,077
4-14	2.770	4,52	613	279	2.100.000	0,081
14-5	2.710	4,52	600	318	2.100.000	0,091
5-15	2.580	4,52	571	318	2.100.000	0,087
15-6	2.770	4,52	613	331	2.100.000	0,097

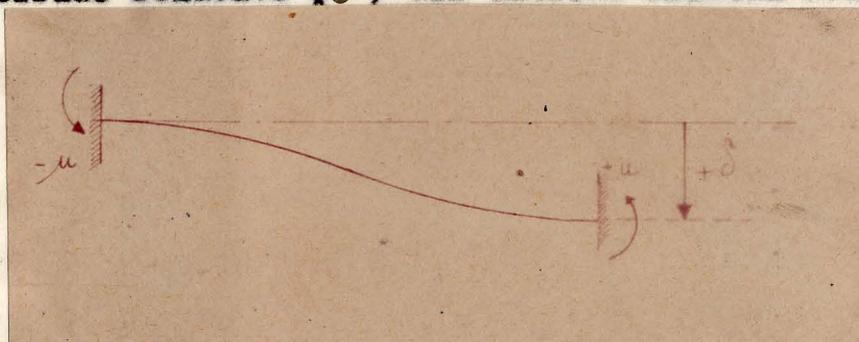
(en este cuadro el signo negativo indica compresión ó acortamiento y el positivo, tracción ó alargamiento).

Por efecto del aumento de temperatura, de 20°, tomando un coeficiente de dilatación de 11×10^{-6} , los alargamientos en las barras son:

Barra	L (cm)	Δ (cm)	Barra	L (cm)	Δ (cm)
1-2	242	0,053	12-3	218	0,048
2-3	210	0,046	3-13	218	0,048
3-4	290	0,064	13-4	279	0,061
4-5	284	0,062	4-14	279	0,061
5-6	280	0,062	14-5	318	0,070
			5-15	318	0,070
2-12	113	0,025	15-6	331	0,073

Para disminución de 10° los alargamientos son mitad de los anteriores y de signo contrario.

Con estos datos se trazan los diagramas (Anejo nº 3) de corrimientos de los nudos (δ'); de ellos se deduce el recorrido relativo (δ) del extremo frontal respecto al



dorsal, en cada una de las piezas, y en dirección perpendicular a las mismas.

Mediante estos recorridos relativos, se obtienen los momentos (μ) de empotramiento perfecto, es decir, momentos reacción, según la expresión:

$$\mu = \frac{6 E I \delta}{L^2}$$

siendo positivos los que, en el extremo frontal de la pieza, giran en sentido levógiro (se fija el extremo frontal de la pieza mediante el sentido de avance de las flechas indicadas en el esquema de la cercha, en el anejo nº 3).

En los cuadros de la hoja siguiente, se han deducido es tos momentos de empotramiento en las hipótesis de carga to - tal y de aumento de temperatura, así como los valores de las rigideces (Prescindiendo de $4E$ por ser constante en todas las piezas), de cada una de las piezas.

La obtención de los momentos reales se hace mediante el método de Cross (Anejos nº 4.1 y 4.2) con las siguientes con sideraciones:

CARGA TOTAL

=====

Barra	Canto (cm.)	Ancho (cm.)	I (cm ⁴)	L (cm)	δ (cm)	L ² (cm ²)	$\gamma = \frac{6EI}{L^2}$	$\mu = \gamma \delta$ (cm. Kgs)	Rigi- dez
1-2	26	40	58.590	242	1,51	58.564	1.081.000	1.635,000	242
2-3	26	40	58.590	210	0,71	44.100	1.438.000	1.020,000	279
3-4	26	40	58.590	290	0,63	84.100	754.000	475.000	202
4-5	26	40	58.590	284	0,34	80.656	786.000	267.000	206
5-6	26	40	58.590	280	0,09	78.400	808.000	72.700	209
1-12	Sección especial		22.890	280	1,67	78.400	316.000	528.000	82
12-13	"		22.890	280	0,86	78.400	316.000	272.000	82
13-14	"		22.890	280	0,50	78.400	316.000	158.000	82
14-15	"		22.890	280	0,23	78.400	316.000	72.600	82
15-16	"		22.890	280	0	78.400	316.000	0	82

2-12	10	32	2.670	113	0,49	12.769	226.000	111.000	23,6
12-3	10	32	2.670	218	0,70	47.524	60.500	42.400	12,4
3-13	10	32	2.670	218	0,60	47.524	60.500	36.300	12,4
13-4	10	32	2.670	279	0,52	77.841	37.000	19.200	9,6
4-14	10	32	2.670	279	0,41	77.841	37.000	15.200	9,6
14-5	10	32	2.670	318	0,28	101.124	28.400	8.000	8,4
5-15	10	32	2.670	318	0,22	101,124	28.400	6.300	8,4
15-6	10	32	2.670	331	0,05	109,561	26.300	1.300	8,1

AUMENTO DE TEMPERATURA (20°)

=====

-77

1-2					-0,38				-411.000
2-3					-0,20				-287.500
3-4					-0,17				-128.000
4-5					-0,09				-70.600
5-6					-0,03				-24.200
1-12					-0,41				-129.500
12-13					-0,22				- 69,500
13-14					-0,13				- 41,100
14-15					-0,07				- 22,200
15-16					0				0
2-12					-0,10				- 22,600
12-3					-0,21				- 12,700
3-13					-0,13				- 7,860
13-4					-0,16				- 5,810

4-14	-0,10	-3.700
14-5	-0,10	-2.840
5-15	-0,04	-1.140
15-6	-0,03	- 790

Los momentos con que se entra en el Cross llevan el signo obtenido en los μ , tanto los de extremos dorsales como los de los frontales. Los momentos reales en los extremos frontales son los obtenidos en el Cross y en los extremos dorsales son los del Cross pero con signo contrario. Las piezas 1-2 y 10-11 van articulados en los nudos 2 y 10 respectivamente.

El cálculo de los momentos por peso propio de las barras se hace con las mismas consideraciones (Anejo 5.1)

En el Anejo 5.2 se han escrito los momentos definitivos en las hipótesis de peso propio de las piezas, secundarios por carga total, secundarios por aumento de temperatura y por disminución de la misma, así como los máximos posibles.

ESFUERZOS CORTANTES.-

Tabera superior

El máximo corresponde a la barra 2-3 y su valor es:

$$260 \times \frac{2,1}{2} + \frac{113+635}{1,98} = 650 \text{ kg.}$$

Diagonales:

Máximo en barra 2-12

$$78 \times \frac{1,13}{2} + 220 = 265 \text{ kg.}$$

Cabeza inferior:

Máximo en barra 12-13

$$180 \times \frac{2,8}{2} + \frac{539+31}{2,8} = 455 \text{ kg.}$$

COMPROBACION DE SECCIONES.-

Cabeza superior:

Se comprueba la barra 2-3 por ser la que ha de soportar tensiones más elevadas.

Esfuerzo axial, $N = - 56.650 \text{ kg.}$

Momento flector (máximo) en la sección 3:

$$M = 635 \text{ mkg.}$$

$$\text{Excentricidad: } e = \frac{63.500}{56.650} = 1,12 \text{ cm.}$$

Sección adoptada:

Ancho: $b = 40 \text{ cm.}$

Canto total: $d = 26 \text{ cm.}$

Armadura por la cara superior: $5,1 \text{ cm}^2.$

Armadura por la cara inferior: $5,1 \text{ "}$

Area total: $40 \times 26 + 10,2 \times 15 = 1.193 \text{ cm}^2$

Tensión de trabajo a compresión en el hormigón, por compresión compuesta:

$$H = - \frac{56.650}{1.193} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,12}{26} \right) = - 60 \text{ kg/cm}^2.$$

La tensión de trabajo en el acero es de compresión.

El esfuerzo cortante queda sobradamente resistido disponiendo un cerco de 6 m/m a 12 cm. de separación

constante.

DIAGONALES.-

Barra 2-12:

Esfuerzo de tracción: $N = 3.650 \text{ kg.}$

Momento flector en el nudo 2: $M = - 134 \text{ mkg.}$

Ancho: $a = 25 \text{ cm.}$

Canto total: $d = 10 \text{ cm.}$

Canto útil: $c = 8,4 \text{ cm.}$

Armadura de tracción: $t = 3,4 \text{ cm}^2.$

Armadura de compresión: $u = 2,26 \text{ cm}^2.$

Comprobada a flexión compuesta con tracción:

$$H = - 14 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 1.110 \text{ kg/cm}^2$$

En el nudo 12 se tiene:

$$M = 69 \text{ mkg.}$$

$$e = \frac{6.900}{3.650} = 1,88 \text{ cm.}$$

$$t = u = 2, 26 \text{ cm}^2.$$

Distancia entre armaduras: $6,8 \text{ cm.}$

Por ser tracción compuesta, se prescinde de la sección de hormigón; la armadura necesaria en la cara a tracción es de

$$t = \frac{3.650}{1.400} \times \frac{2 \times 1,88 + 6,8}{2 \times 6,8} = 2,0 \text{ cm}^2.$$

y en la cara a compresión resulta de

$$u = \frac{3.650}{1.400} - 2,0 = 0,6 \text{ cm}^2.$$

Barras restantes:

Las restantes barras se arman todas con 2 \emptyset de 12 mm por cada cara.

Armadura a esfuerzo cortante:

Se dispone un cerco de \emptyset de 6 mm a 10 cm de separación constante.

CABEZA INFERIOR.-

Se comprobará en dos hipótesis; una (1ª), para carga total en la viga triangulada, y otra (2ª) para pesos muertos en la viga y viento longitudinal, es decir, actuando simultáneamente como cabeza de la viga y de la triangulación en el plano del faldón.

1ª Hipótesis:

Barra 1-12

Esfuerzo de tracción: $N = 51.420 \text{ kg.}$

Momentos: En el arranque izquierdo: 178 mkg.

$$\text{En el centro: } M_c = 180 \times \frac{2,6^2}{8} + \frac{130 \times 633}{2} = 558 \text{ mkg.}$$

En el arranque derecho: $M_a = 633 \text{ mkg.}$

$$a = 7 \text{ cm.}$$

$$d = 25 \text{ "}$$

$$c = 21 \text{ "}$$

$$t = 42,5 \text{ cm}^2 = 6 \emptyset 30$$

$$u = 2,6 \text{ cm}^2 = 1 \emptyset 18$$

Comprobada a flexión compuesta con tracción, la sección de arranque derecho, por ser la más desfavorable, se tiene

$$H = - 62 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 1.280 \quad "$$

Barras 12-13, 13-14, 14-15 y 15-16.-

Se comprueba la sección central de la barra 12-13 por ser la que ha de soportar los máximos esfuerzos.

$$N = 52.070 \text{ kg.}$$

$$M = 180 \times \frac{2,8^2}{8} + \frac{539-31}{2} = 429 \text{ mkg.}$$

$$t = 42,5 \text{ cm}^2. = 6 \text{ } \phi \text{ } 30$$

$$u = 1,6 \text{ cm}^2 = 1 \text{ " } 16$$

$$H = - 51 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 1.280 \text{ kg/cm}^2.$$

Armaduras a esfuerzo cortante:

Se dispone un estribo de ϕ 6 mm a 12 cm de separación constante, que soporta en su totalidad el esfuerzo cortante.

2ª Hipótesis:

Aún cuando para el cálculo de la triangulación en el plano del faldón, se ha supuesto que las viguetas entre los nudos de la triangulación actuaban sobre la cabeza de la viga, para estar dentro de la seguridad, en realidad dichas viguetas transmiten su esfuerzo directamente a los nudos por estar unidos en su punto medio a las diagonales de la triangulación. Por consiguiente, en horizontal, la cabeza inferior de la viga no ha de soportar más que esfuerzos axiales que sumados a los debidos a la carga por pesos muertos resultan inferiores a los que da la hipóte_sis de carga total.

PROC.

ANULA AL

COMP.

DIB.

TRAZ.

ORD.

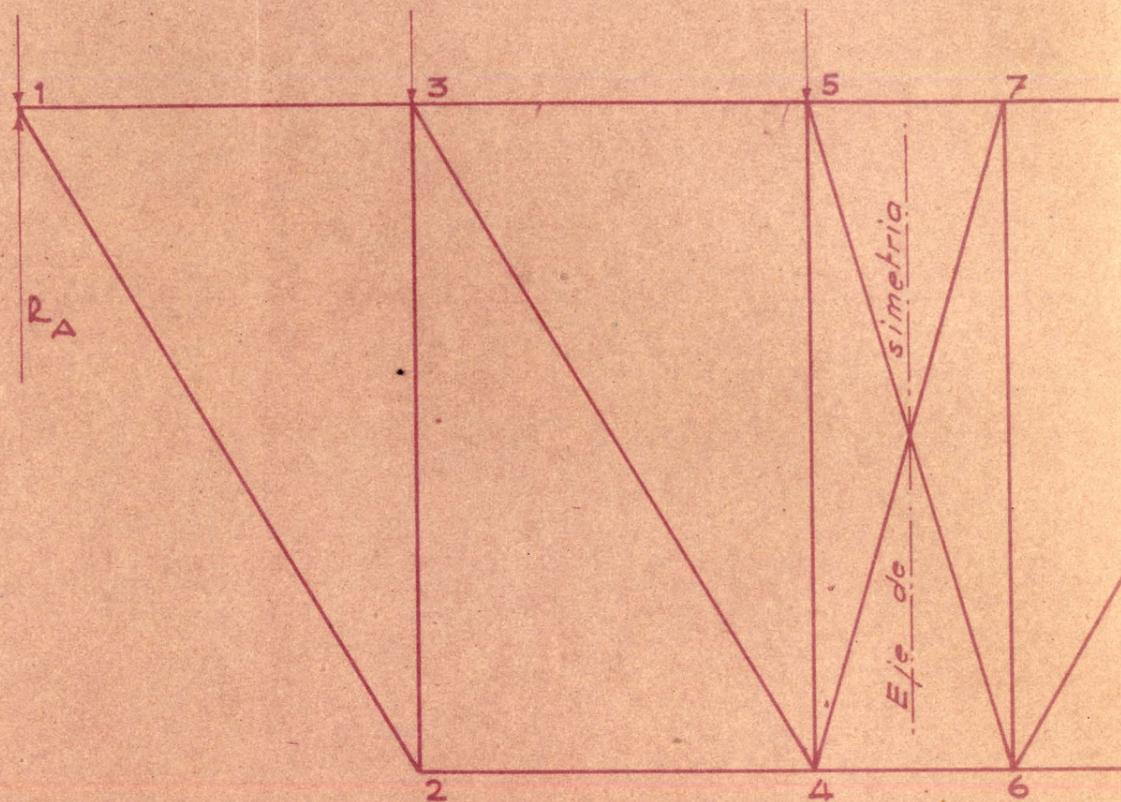
EDUARDO TORROJA

194 OFICINA TECNICA N.º 635.106

TRIANGULACION EN EL PLANO DEL FALDON

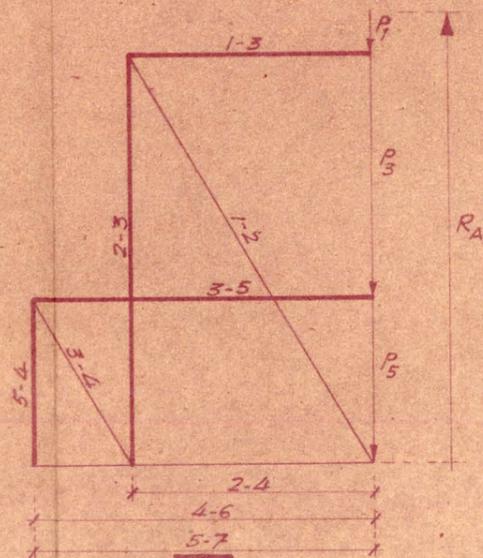
1ª HIPÓTESIS

ALZADO



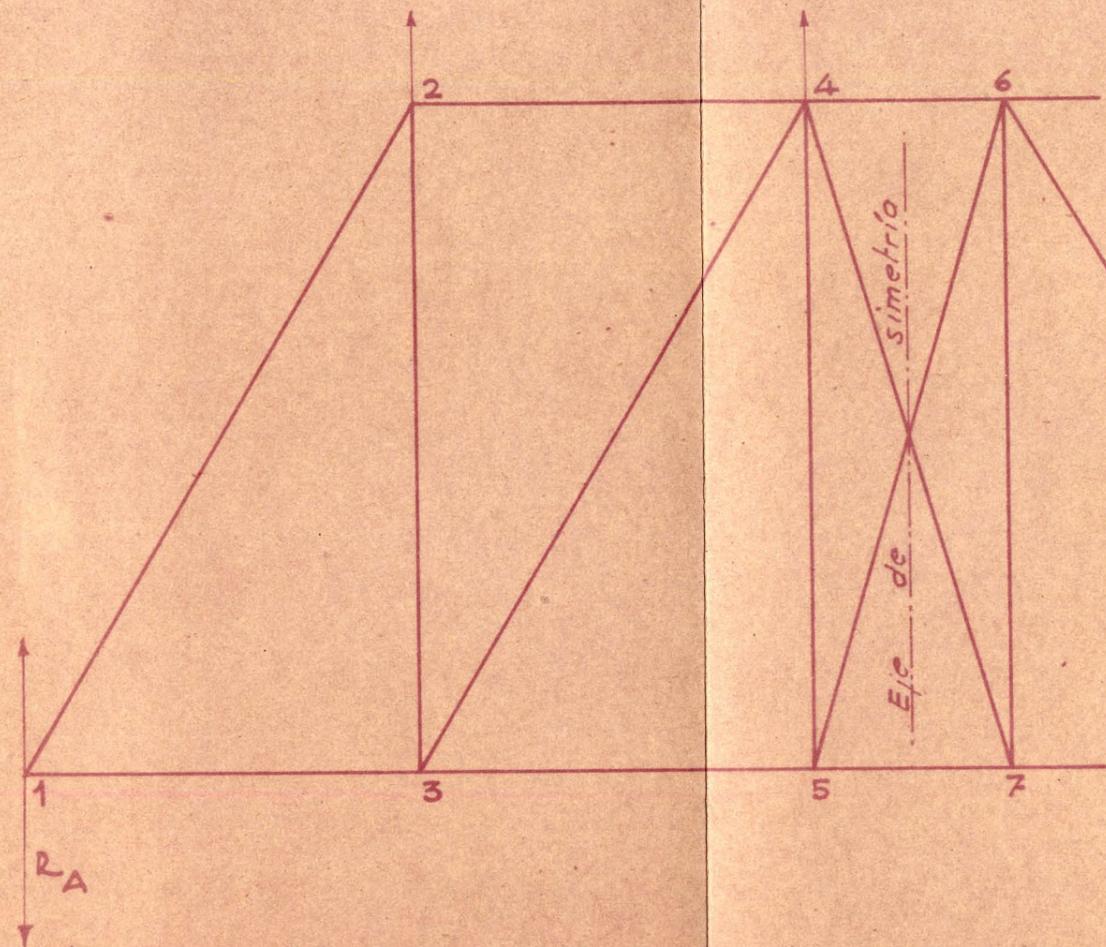
ANEJO N.º 1.1

DIAGRAMA
Escala 2cms. \times 1Ton.



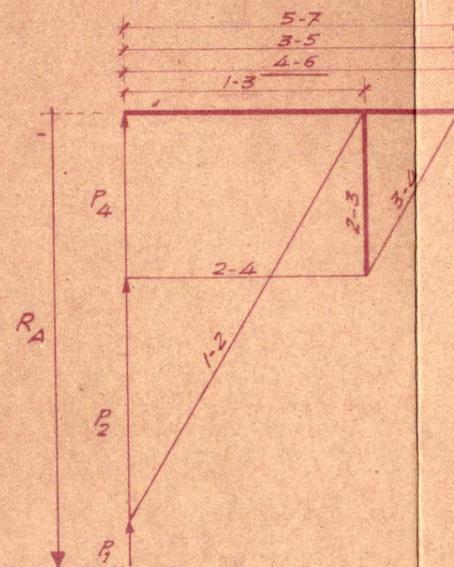
2ª HIPÓTESIS

ALZADO



ANEJO N.º 1.2

DIAGRAMA
Escala 2cms. \times 1Ton.



PROC.

ANULA AL

COMP.

DIB.

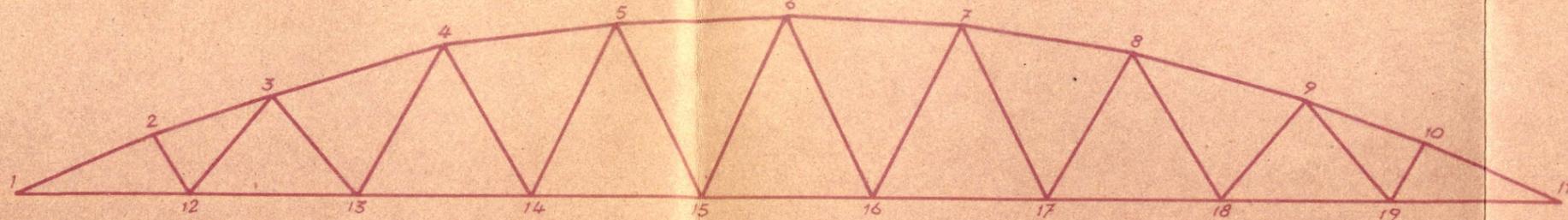
TRAZ.

ORD.

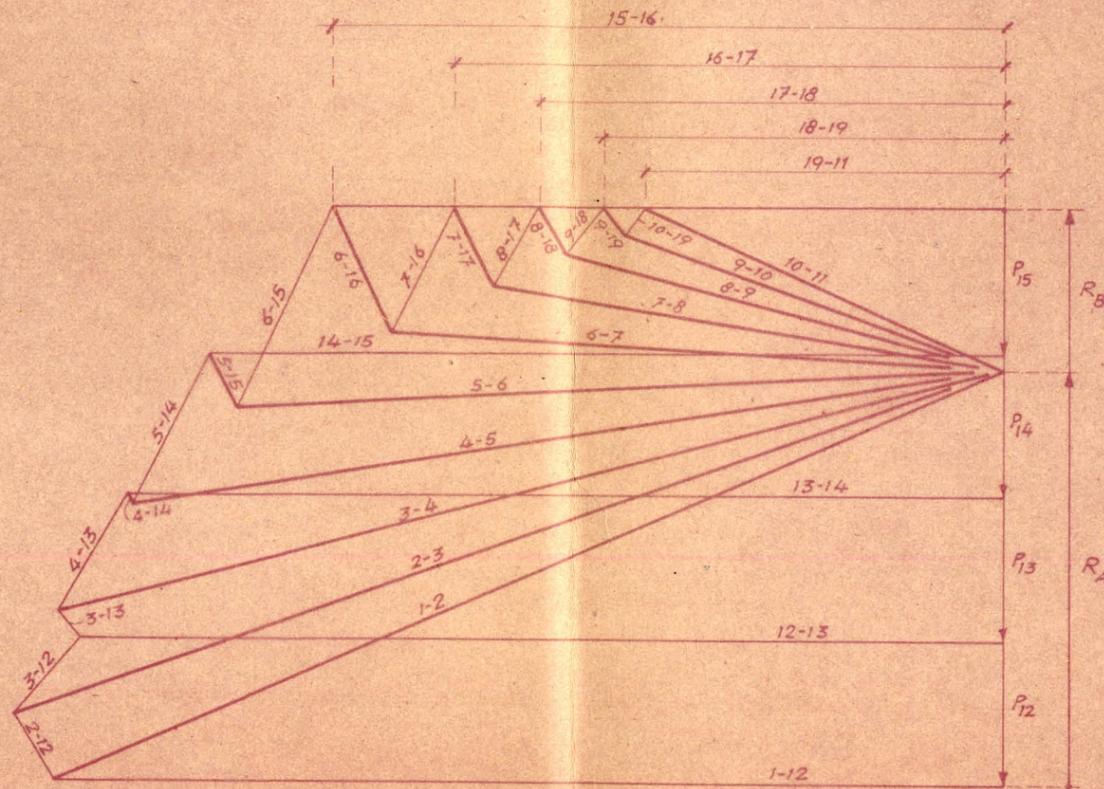
194

EDUARDO TORROJA
OFICINA TECNICA N.º 635.107

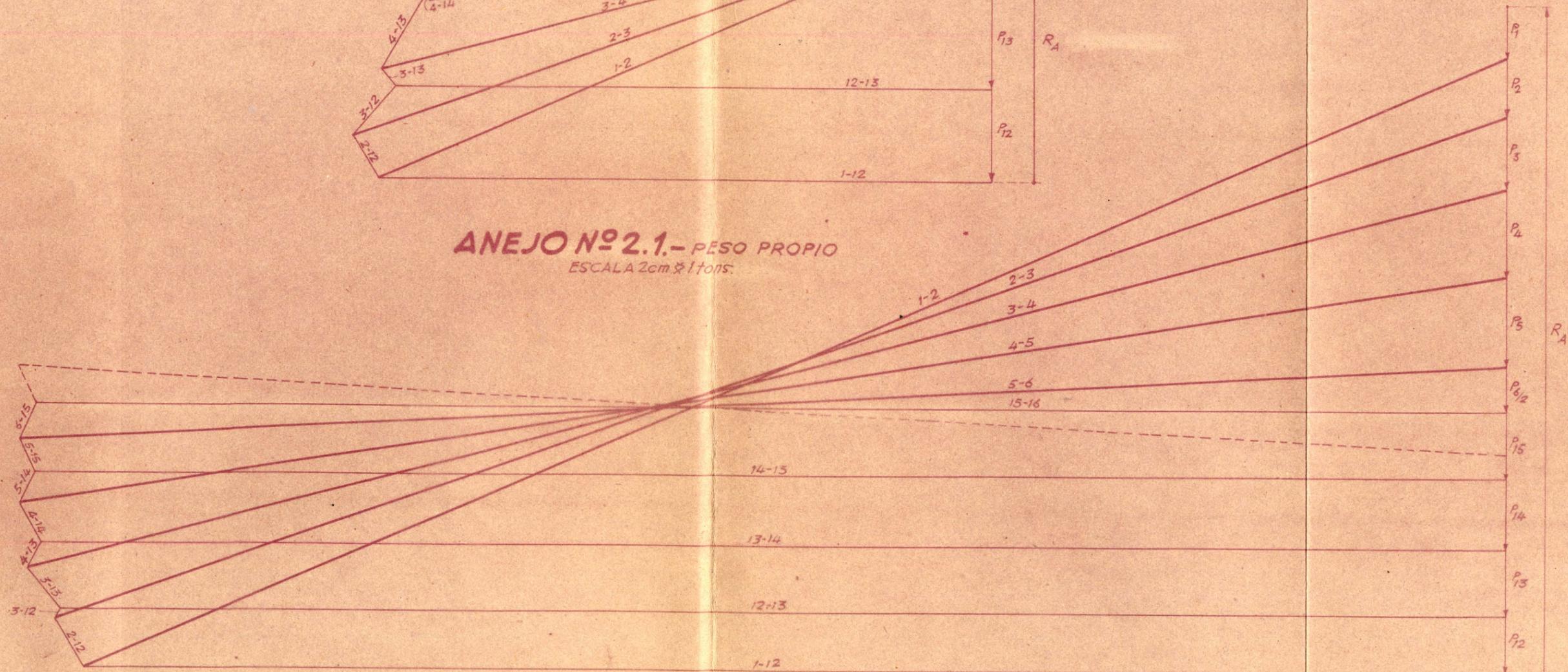
ALZADO
ESCALA 1:100



ANEJO N.º 2.2. DIAGRAMA UNIDAD PARA NUDOS 12, 13, 14 y 15
ESCALA: 2cm x 1tons.

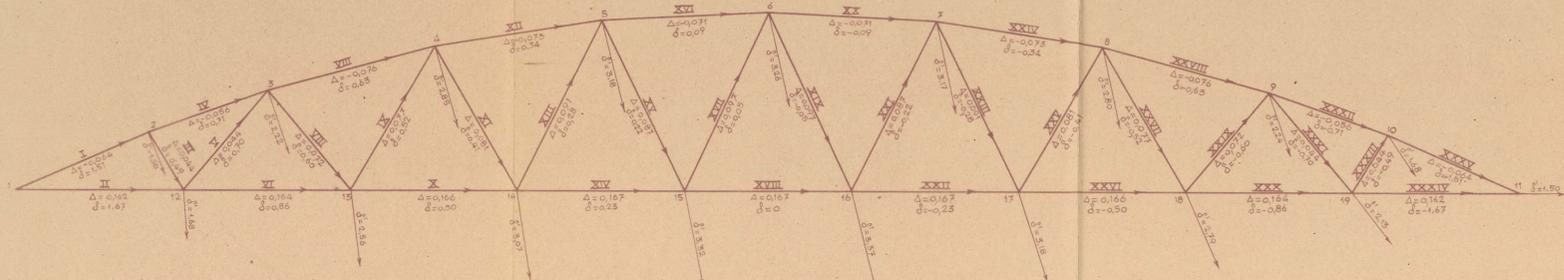


ANEJO N.º 2.1.- PESO PROPIO
ESCALA 2cm x 1tons.

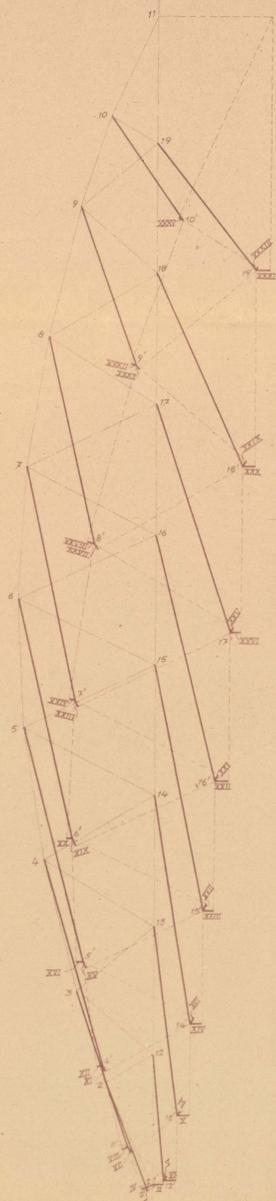


PARA CARGA TOTAL ALZADO

ESCALA DE RECORRIDOS 1:1

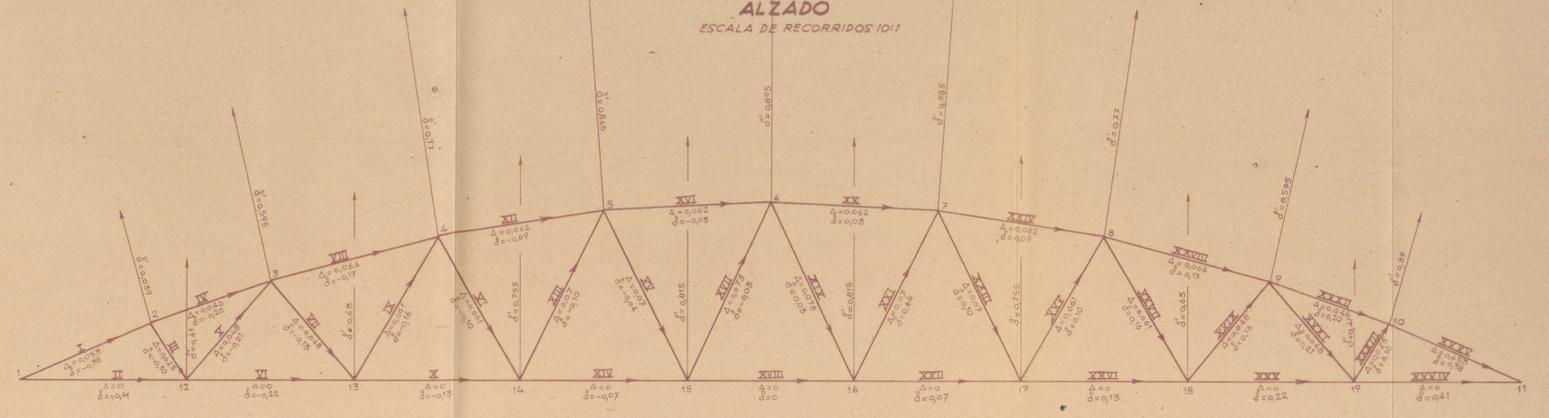


ESCALA DE DEFORMACIONES 2.5:1

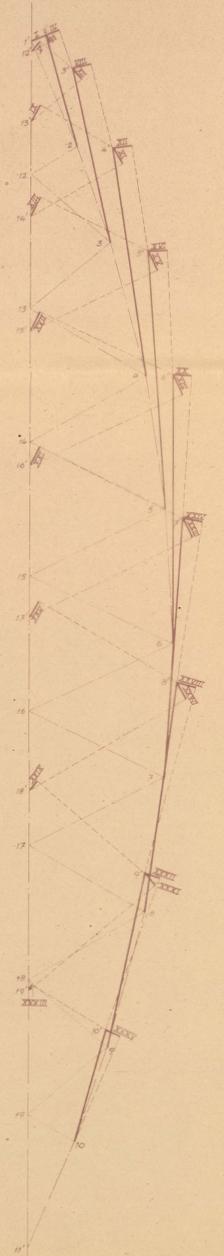


PARA UNA VARIACIÓN DE TEMPERATURA DE +20° ALZADO

ESCALA DE RECORRIDOS 10:1



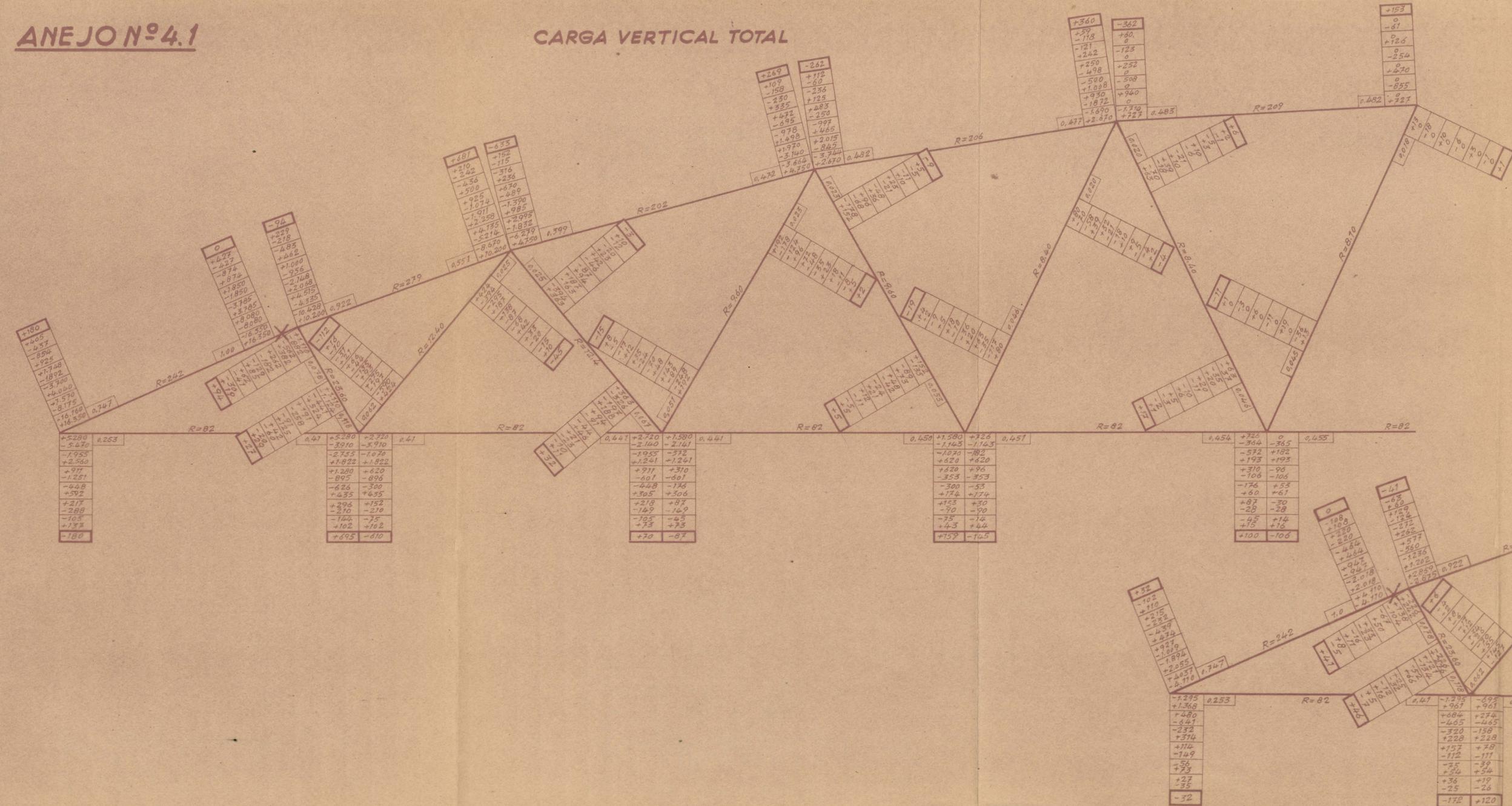
ESCALA DE DEFORMACIONES 10:1



EDUARDO TORROJA
 OFICINA TÉCNICA N° 17114
 TRAZ. DIB. COMP. ANULA AL. PROC.

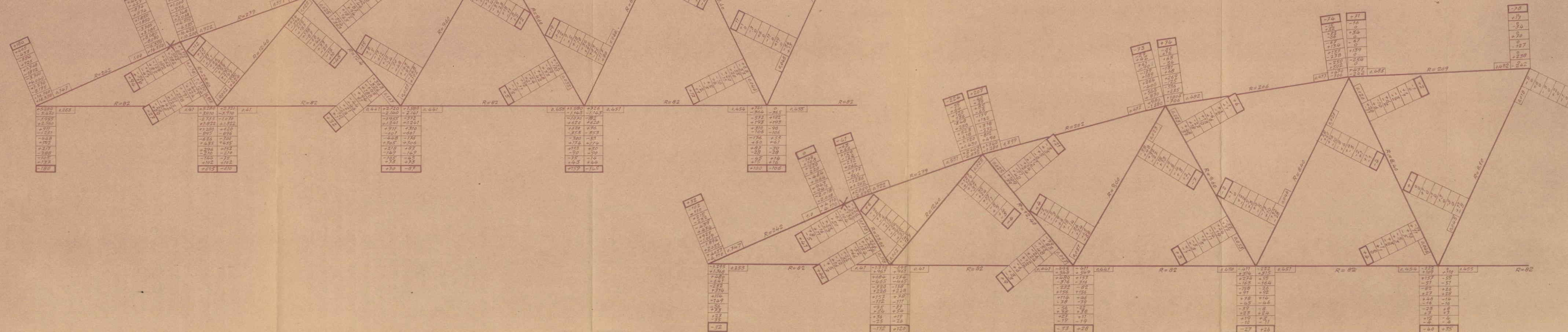
ANEJO N°4.1

CARGA VERTICAL TOTAL



ANEJO N°4.2

TEMPERATURA DE +20°

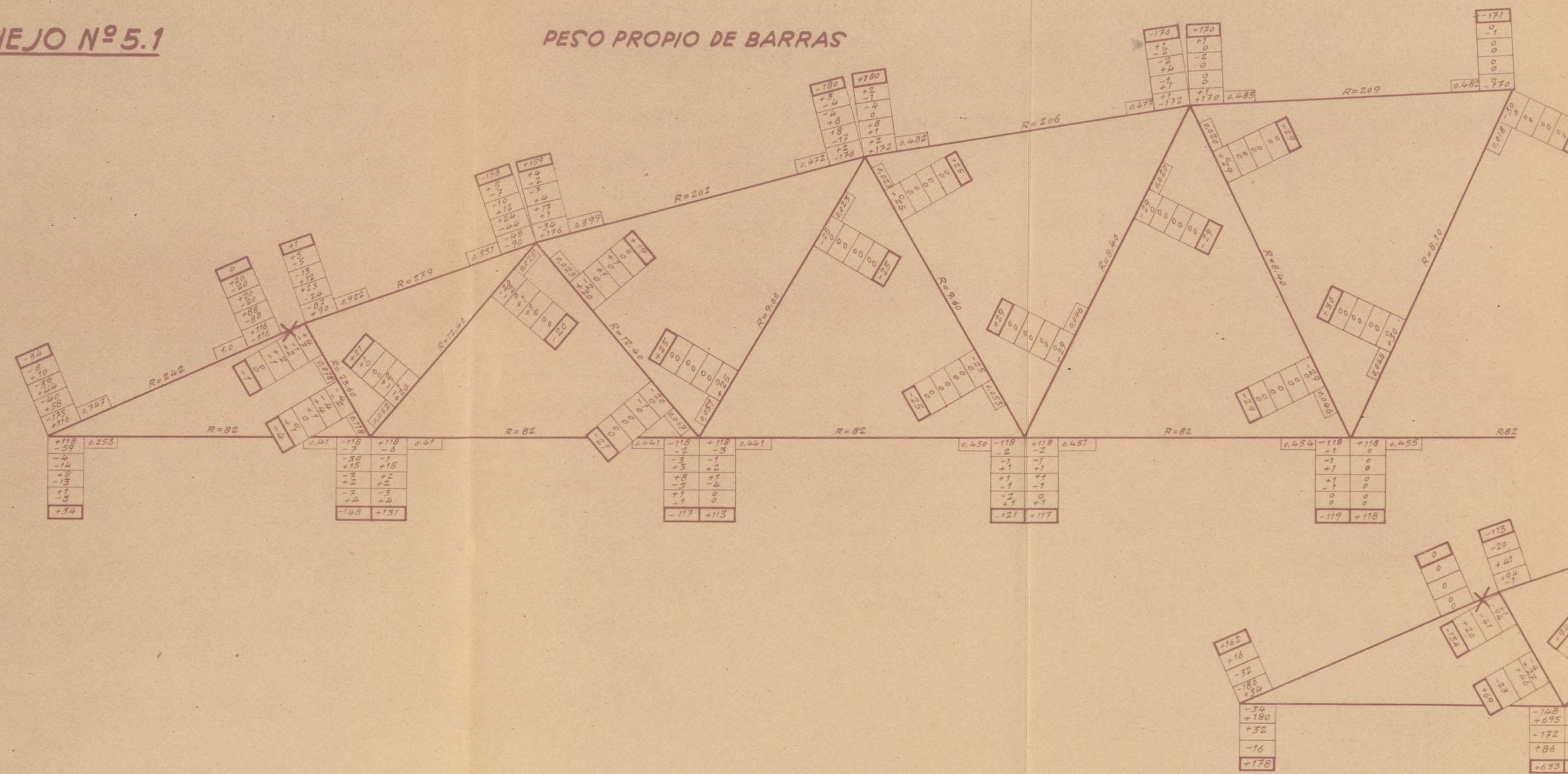


EDUARDO TORROJA OFICINA TECNICA N° 655.109 194 ORD. TRAZ. DIB. COMP. ANULA AL PROC.

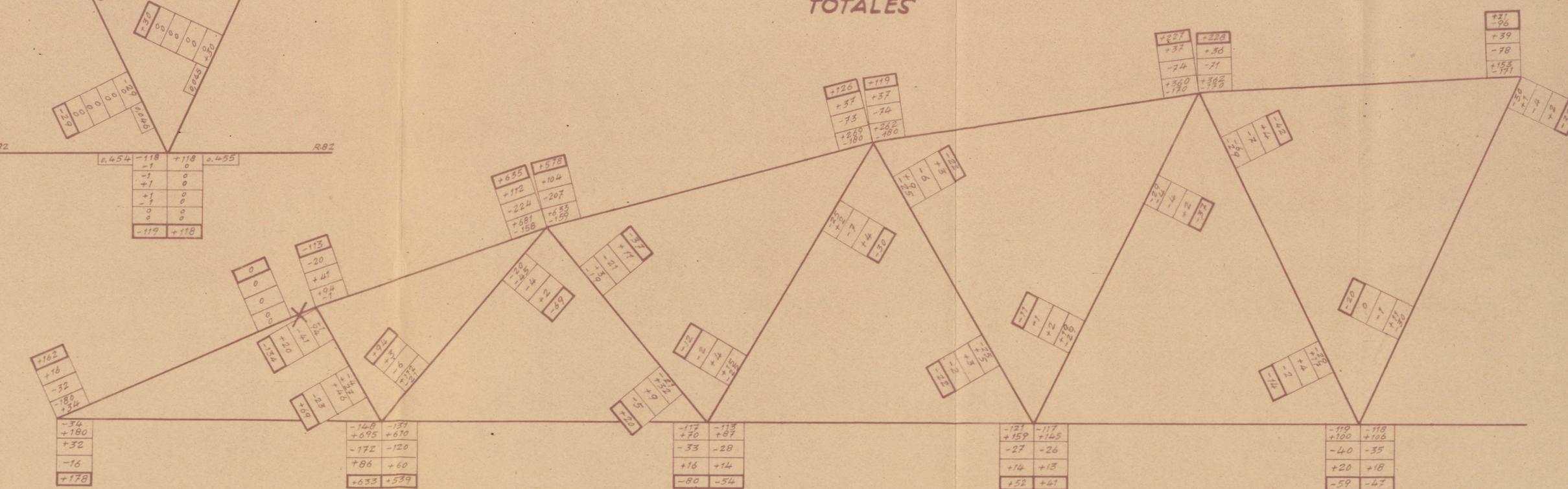
ANEJO Nº 5.1

PESO PROPIO DE BARRAS

ANEJO Nº 5.2



TOTALES



PLOC.
ANULA AL
COMP.
PID.
TRAZ.
194 OLP.
EDUARDO TORROJA
OFICINA TECNICA Nº 635.110