

MEMORIA

RELATIVA AL

ESTUDIO DEL FERROCARRIL DE CURANILAHUE A YANE

Estudio del trazado de la ruta, presupuesto de construcción, estudio del equipo i de la explotación, de la provision de agua para las locomotoras i cálculo estático de un puente ferroviario sobre el río Curanilahue,

PRESENTADA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INJENIERO CIVIL.

POR EL ALUMNO

CÁRLOS LANAS

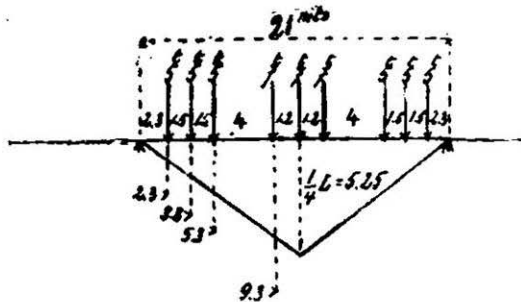
(Conclusion)

Puente metálico de alma llena, de 21 m de luz, sobre el río Curanilahue, para el Ferrocarril de Curanilahue a Yane

CÁLCULO ESTÁTICO

Trocha: 1 m.

Distancia entre los apoyos: 21 m.



Tren tipo: el fijado por la Direccion Jeneral de Obras Públicas para trocha de 1 metro.

1.º *Peso propio* (para una viga).—

3 rieles con accesorios.....	8,0 kg por dm/c
Entablado $0,5 \times 6 \times 1,5$	4,5 » »
Durmientes $\frac{2 \times 2 \times 25}{2 \times 6}$	8,3 » »
Barandilla	2,0 » »
Viga principal.	60,0 » »

$$P.^{\circ} = 82,8 \text{ kg por dm/c}$$

$$P.^{\circ} = 0,083 \text{ Ton. dm/c}$$

$$M.^{\circ} = \frac{0,083 \times 210^2}{8} = 457 \text{ Ton/dm}$$

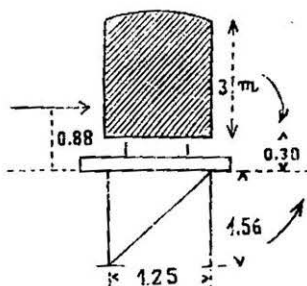
2.º *Carga móvil.*—

Con la adopción del tren tipo para trocha de 1 m de la Dirección Jeneral de Obras Públicas, última edición del año 1907, resulta

$$M_1 = 1\ 589 \text{ Ton/dm}$$

a) *Líneas de influencia.*—Para el caso presente es la disposición del croquis la que produce mayor sollicitación por la simetría de las cargas.

$$\begin{aligned} M_1 &= 7(9,3+5,25)+5(5,3+3,8+2,3) \\ &= 101,9+57 = 1\ 589 \text{ Ton/dm} \end{aligned}$$

b) *Analíticamente:*

$$\begin{aligned} M_1 &= 25,5 \times 10,5 - (7 \times 1,2) - 5(8,2+5,7+5,2) \\ &= 267,8 - 108,9 \\ &= 1\ 589 \text{ Ton/dm} \end{aligned}$$

3.º *Viento.*—

$$\text{Presión del viento} = 0,15 \text{ Ton/dm.}$$

Superficie sollicitada por el viento:

	dm ²	Altura (dm)	dm ³
Vagon.	30,0	18,0	540
Riel.....	1,0	2,5	2,5
Durmiente.....	2,0	1,0	2,0
Viga	15,6	7,8	121
	48,6 dm ² a=	$\frac{422,7}{48,6} = 8,8 \text{ dm}$	422,7 dm ³

$$\text{Presion del viento} = 48,6 \times 0,0015 = 0,073 \text{ Ton/dm}$$

$$\text{Carga vertical adicional} = \frac{0,073 \times 8,8}{12,5} = 0,051 \text{ Ton/dm}$$

$$M_2 = \frac{0,051 \times 210^2}{8} = 281 \text{ Ton/dm}$$

Teníamos: $M_1 = 457 \text{ Ton/dm}$; $M_1 = 1\,589 \text{ Ton/dm}$; $M_2 = 281 \text{ Ton/dm}$;
 $M_0 + M_1 = 2\,046 \text{ Ton/dm}$; $M_0 + M_1 + M_2 = 2\,327 \text{ Ton/dm}$.

4.º *Solicitud admisible.*—

Por peso propio i carga móvil = 84 Ton/dm

Esfuerzo total = 99 »

5.º *Determinacion del momento de inercia.*—

Φ	$\Delta \Phi$	Φ	W
1 — 1500/10 = 28,1250	1/5 = 5,6250	22,5000	W = 2,87
4 — $\sqrt{150/16} = 90,1382$	$4 \times 0,16 \times 0,24 \times 7,42^2 = 8,4566$	82,6816	10,55
2 — 320/20 = 75,8957	$4 \times 0,20 \times 0,24 \times 7,6^2 = 0,5123$	65,3834	170,565
2 — 320/16 = 63,2659	$4 \times 0,16 \times 0,24 \times 7,78^2 = 9,2971$	53,3988	7,7
	$\Sigma \Phi =$	224,5338	22,15 dm 8,32
			6,87
			28,61

$$W = \frac{224,5338}{7,86} = 28,6 \text{ dm}^3$$

6.º *Solicitud máxima.*—

Tomando en cuenta que la cabeza superior obra como cabeza de los contravientos, la solicitud en la cabeza es

$$= S = \frac{0,073 \times 210^2}{8 \times 12,5} = 32,2 \text{ Ton/dm}$$

Superficie de la cabeza superior $2\sqrt{150} : 16 = 0,91 \text{ dm}^2$

1—320 : 20 = 0,64 »

1—320 : 16 = 0,51 »

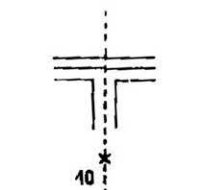
2,06 dm²

$$\text{Tasa de trabajo} = \sigma = \frac{32,2}{2,06} = 15,7 \text{ Ton/dm}^2$$

De aquí resulta como sollicitacion máxima $\sigma = \frac{2327}{28,7} + 15,7 =$
 $= 81,5 + 15,7 = 97 \text{ Ton/dm}$
 siendo admitida 99

7.º *Coficiente de seguridad de la cabeza por el esfuerzo longitudinal (carga de punta).—*

Momento de inercia de la viga con relacion al eje vertical:

	2/150/16	0,4052	0,91	7,07	6,44
	1—320/20	0,547	0,64	7,6	4,86
	1—320/16	0,437	0,51	7,78	3,97
		-----	-----		-----
		1,389	2,06		15,27

$$e = \frac{15,27}{2,06} = 7,42 \text{ dm}$$

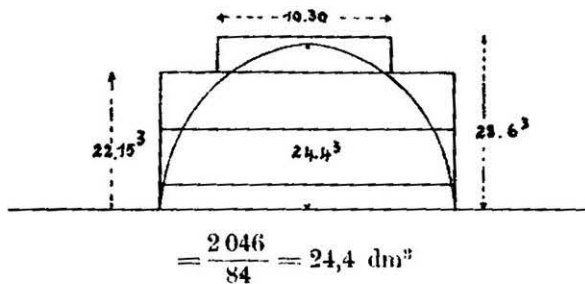
Sollicitacion en la cabeza = $\frac{2327}{2 \times 7,42} = 157 \text{ Ton.}$

Sollicitacion total e. l. e. = $157 \times 32 = 189 \text{ Ton.} = S \text{ longitud} = l = 17,5 \text{ dm};$
 $I^2 = 306,3 \text{ dm}^2.$

Seguridad n = $\frac{\pi^2 \Phi E}{e^2 S} = \frac{\pi^2 \times 1,389 \times 220\,000}{306,3 \times 189} = 52$

8.º *Distribucion del material.—*

Momento resistente necesario para el peso propio i carga móvil:



Momento resistente con una suela = 22,15 dm³

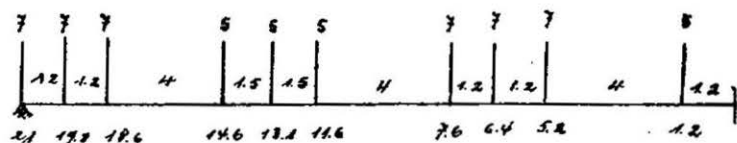
Momento resistente con dos suelas = 28,60

Longitud teórica de la suela = $2l \frac{\sqrt{28,61 - 21,74}}{28,61} = 10,30 \text{ m}$

9.º *Esfuerzos de corte, sollicitacion en los apoyos.*—

$$\text{Peso propio} \quad I_0 = 0,083 \times \frac{210}{2} = 8,72 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso de la carga} \quad I_1 = \frac{752,7}{21} = 35,9$$



$$I_1 \times 21 = (21 + 19,8 + 18,6 + 7,6 + 6,4 + 5,2) + 5 (1,2 + 11,6 + 13,1 + 14,6)$$

$$= 550,2 + 202,5 = 752,7$$

$$I_1 = \frac{752,7}{21} = 35,9 \text{ Ton.}$$

$$\text{Viento} = 0,051 \times 105 = I_2$$

$$I_0 + I_1 + I_2 = 8,7 + 35,9 + 5,4 = 50 \text{ Ton.}$$

$$\text{Presion horizontal del viento contra el apoyo} = 0,073 \times 105 = 7,7 \text{ Ton.}$$

10. *Plancha de apoyo (de acero moldeado).*—

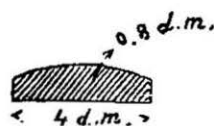
Dimensiones con 3 Ton/dm² como presion admisible sobre la piedra de asiento

$$H = \frac{50,0}{3} = 16,7 \text{ dm}^2 = 4 \times 4,2 \text{ dm}$$

$$P' = \frac{50,0}{4} = 12,5 \text{ Ton/dm}^2$$

$$M' = \frac{12,5 \times 4^2}{8} = 25 \text{ Ton/dm}^2$$

$$\sigma = \frac{25 \times 6}{4,2 \times 0,64} = 55,5 \text{ Ton/dm}^2$$



11. *Distribucion de remaches en la viga en el primer paño.*—

$$\sqrt[3]{150/16} = 0,91 \quad 7,07 \quad 6,44 \text{ m}$$

$$1 - 320/20 = 0,64 \quad 7,60 \quad 4,87$$

$$M = 11,31 \text{ dm}^3$$

$$\text{Tension de empuje} = \frac{50 \times 11,30}{170,565} = 3,31 \text{ Ton.}$$

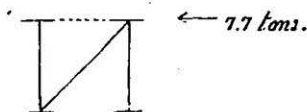
Esfuerzo admisible en los remaches 79 Ton/dm²

Esfuerzo de aplastamiento 198 »

$$t_s = \frac{2 \times 0,346 \times 79}{3,31} = 1,65 \text{ dm}$$

$$t_{apl} = \frac{0,1 \times 0,21 \times 198}{3,31} = 1,25 \text{ dm}$$

resulta de aquí la distancia minimal entre los remaches = 125 mm.



12. Contravientos.—

a) Sin sobrecarga.

$$\begin{aligned} p_v &= 0,25 \text{ Ton/m}^2; \text{ Superficie solicitada} &= 18,6 \text{ dm}^2/\text{dm} \\ \text{Presion del viento } 18,6 \times 0,0025 &= \text{dm}^2/\text{dm} \\ \text{Reaccion horizontal del viento} &= 0,0465 \times 105 = 4,9 \text{ Ton} \\ \text{Reaccion vertical del viento} &= \frac{4,9 \times 9,3}{12,5} = 3,7 \text{ »} \end{aligned}$$

b) Con sobrecarga.

$$\begin{aligned} p_v &= 0,15 \text{ Ton/m}^2; \text{ Superficie solicitada } 48,6 \text{ dm}^2/\text{dm} \\ \text{Presion del viento} &= 4,86 \times 0,0015 = 0,073 \text{ »} \\ \text{Reaccion horizontal del viento} &= 7,7 \text{ Ton.} \\ \text{Reaccion vertical del viento} &= 5,4 \text{ »} \end{aligned}$$

Este resultado indica que debe considerarse el puente cargado. 6 paños.

Esfuerzos de corte:

$$\begin{aligned} Q_0 - 1 &= 7,7 - 0,073 \times 17,5 = 7,06 \text{ Ton.} \\ Q_1 - 2 &= 7,06 - 0,073 \times 17,5 = 5,78 \text{ »} \\ Q_2 - 3 &= 5,78 - 1,28 = 4,50 \text{ »} \\ Q_3 - 4 &= 4,50 - 1,28 = 3,22 \text{ »} \\ Q_4 - 5 &= 3,22 - 1,28 = 1,94 \text{ »} \\ Q_5 - 6 &= 1,94 - 1,28 = 0,66 \text{ »} \end{aligned}$$

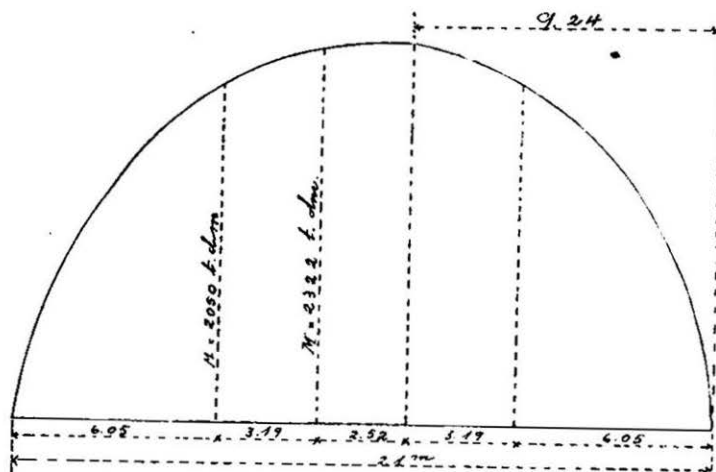
Solicitation en las diagonales:

$$\begin{aligned} D_1 &= 7,00 \times \frac{2,15}{1,25} = 12,2 \text{ Ton.} \\ D_2 &= 5,8 \times 1,72 = 10,0 \text{ »} \\ D_3 &= 4,5 \times 1,72 = 7,7 \text{ »} \\ D_4 &= 3,2 \times 1,72 = 5,5 \text{ »} \\ D_5 &= 1,9 \times 1,72 = 3,3 \text{ »} \\ D_6 &= 0,7 \times 1,72 = 1,2 \text{ »} \end{aligned}$$

Fuerzas	Sec. necesaria dm ²	I dm ⁴	Seccion existente dm ²	Φ existente dm ⁴
D ₁ 12,2	0,123	0,0131	$\sqrt{120} : 11 = 0,297 - 0,026 = 0,271$	0,0140
D ₂ 10,0	0,101	0,0108	$\sqrt{110} : 12 = 0,251 - 0,029 = 0,222$	0,0116
D ₃ 7,7	0,078	0,0084	$\sqrt{100} : 12 = 0,227 - 0,029 = 0,198$	0,0086
D ₄ 5,5	0,055	0,0059	$\sqrt{90} : 13 = 0,218 - 0,031 = 0,187$	0,0066
D ₅ 3,3	0,033	0,0036	$\sqrt{80} : 10 = 0,151 - 0,024 = 0,127$	0,0036
D ₆ 1,2	0,012	0,0013	$\sqrt{80} : 10 = 0,127$	0,0036

13. Contravientos transversales.—

- a) Barra P = 7,7 Ton; Φ necesario = 0,0028 dm⁴
 Seccion necesaria = 0,078 dm²
 = $\sqrt{80:10}$, seccion existente = 0,151 dm², I = 0,0036 dm⁴



- b) Diagonal P = $\frac{7,7 \times 1,95}{1,25} = 12,0$ Ton. (I = $\sqrt{110} : 12$)

Φ necesario = 0,0106 dm⁴, Φ existente = 0,0116 dm⁴

Seccion necesaria = 0,121 dm², seccion existente = 0,251 dm²

14. Estabilidad.—

a) Sin sobrecarga.

$$\text{Momento de volcamiento} = 0,0465 \times 9,3 = 0,432 \text{ Ton/dm}$$

$$\text{Obra en sentido opuesto} = 0,083 \times 12,5 = 1,04 \quad ,$$

$$\text{Seguridad} = \frac{1,04}{0,43} = 2,4 \text{ veces}$$

b) Con sobrecarga.

$$\text{Momento de volcamiento} = 0,073 \times 24,4 = 1,78 \text{ Ton/dm}$$

$$\text{Obra en sentido opuesto} = 0,033 \times 12,5 = 2,02 \quad ,$$

$$p^0 = 0,083 \text{ Ton/dm}$$

$$p^1 = 0,150 \quad ,$$

$$p^{0+1} = 0,233 \text{ Ton/dm}$$

$$\text{Seguridad} = \frac{2,92}{1,78} = 1,64 \text{ veces}$$

15. Cálculo del roblonado (junturas).—

El momento máximo se encuentra en el medio (por peso propio).

Sobrecarga i viento = 2 327 Ton/dm. Para el punto de junta resulta un momento = 2 050 Ton/dm.

$$y^2 = 2px ; \quad 2p = \frac{9,24^2}{232,7} = 0,367$$

$$x = \frac{y^2}{2p}$$

$$x = \frac{3,19^2}{0,367} = 27,7$$

$$M = 2\,327 - 27,7 = 2\,050 \text{ Ton/dm}$$

Momento de resistencia existente = 28,61 dm³; de éste transmite el alma 2,87 dm³, por lo tanto corresponde al alma un momento = $\frac{2\,050 \times 2,87}{28,61} = 206 \text{ Ton/dm}$.

Este momento es recibido por las cubrejuntas i remaches.

a) Momento de inercia de la seccion de cubrejuntas:

$$= \frac{0,16 \times 15^3}{12} = 45,2 \text{ dm}^4$$

Descuento por remaches = 0,16 \times 24 \times 2 (0,5² + 1,5² + 2,5² + 3,5² + 4,5² + 5,5² + 6,5² + 6,8²)

$$= 12,3 \text{ dm}^4$$

$$= 32,9 \quad ,$$

$$\text{Momento de resistencia } \Phi = \frac{32,9}{7,5} = 4,38 \text{ dm}^3, \quad \sigma = \frac{206}{4,38} = 47 \text{ Ton./dm}^2$$

$$b) \text{ Momento de resistencia de aplastamiento} = \frac{2 \times 0,24 \times 0,1}{5,8} (0,5^2 + 1,5^2 + 2,5^2 + 3,5^2 + 4,5^2 + 5,5^2 + 6,5^2 + 6,8^2) = 1,13 \text{ dm}^3.$$

$$\sigma = \frac{206}{1,13} = 182 \text{ Ton./dm}^2 \text{ (siendo tolerable hasta } 198 \text{ Ton./dm}^2 \text{)}.$$

Estribos.—

Cargas.—Tren de la izquierda, plataforma (terraplen de acceso cargado) obrando con esfuerzo de palanca.

$$1) I 0 = 8,7 \text{ Ton}$$

$$2) I 1 = 35,9 \text{ Ton}, \quad I = 0 + 1 = 44,6 \text{ Ton}; \quad \frac{43,9 \times 2}{3,2} = 27,4 \text{ Ton. reducido a } 1 \text{ m de anchura.}$$

$$3) \text{ Esfuerzo de palanca} = \frac{2 \times 6,2 \times 0,2}{3,2} = 7,8 \text{ Ton.}$$

$$\text{Descuento por el agua} = \frac{7,8 \times 1,86}{21} = 0,7 \text{ Ton.}$$

$$4) \text{ Sobrecarga} = \frac{72}{9,4 \times 1,8 \times 3,2} = 1,34 \text{ Ton m}^2 \text{ reducido a } 1 \text{ m de anchura.}$$

$$\text{Sobrecarga expresada en altura de tierra } a = \frac{1,34}{1,6} = 0,84 \text{ m (0,85 m)}$$

$$5) \text{ Presion de la tierra con } 30^\circ \quad T = 1,6 \times a^2 = 40 \text{ Ton., base de triángulo de carga} = 1,6 \times 1,6 \times \frac{a}{2} \times 2a = 1,2 \text{ ba} = 40 \text{ Ton.}$$

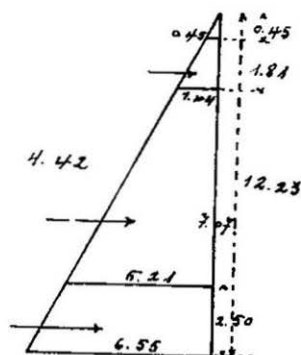
$$b = 6,55 \text{ m}; \quad a = 12,23 \text{ m}$$

$$T_1 = \frac{0,452 + 1,42 + 1,81}{2} = 1,75 \text{ Ton. (1,89)}$$

$$T_2 = \frac{1,44 + 5,21 + 7,07}{2} = 23,5 \text{ Ton. (6,05)}$$

$$T_3 = \frac{5,23 + 6,55 + 2,50}{2} = 14,7 \text{ Ton. (11,70)}$$

$$T_{1+2+3} = 40,0 \text{ Ton.}$$



$$\text{Componentes de la presión de tierra} \left\{ \begin{array}{l} \text{Horizontal} \text{ -- } 34,6 \text{ Ton.} \\ \text{Vertical} \text{ -- } 20,0 \text{ Ton.} \end{array} \right.$$

$$\text{Seccion III-III Tercio medio} = \frac{5,2}{3} = 17,3 \text{ dm}$$

$$\sigma \text{ izq.} = \frac{136,2 \times 13}{4\,520} = 0,039 \text{ Ton/dm}^2; \sigma \text{ der.} = \frac{136,2 \times 16,0}{4\,520} = 0,49 \text{ Ton/dm}^2$$

Con agua:

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 1,5 \text{ Ton.} \\ T_2 = 20,5 \text{ } \\ T_3 = 12,8 \text{ } \end{array} \right\} \text{ sin sobrecarga.}$$

$$\text{Seccion III-III } \sigma \text{ izq.} = \frac{101,1 \times 1}{4\,520} = 0,022 \text{ Ton/dm}^2 \text{ (tension)}$$

$$\sigma \text{ der.} = \frac{101,1 \times 18,3}{4\,520} = 0,41 \text{ } \text{ (presion)}$$

$$\text{Seccion II-II } \sigma \text{ izq.} = \frac{75 \times 2,5}{3\,230} = 0,058 \text{ } \text{ (tension)}$$

$$\sigma \text{ der.} = \frac{75 \times 17,2}{4\,520} = 0,4 \text{ } \text{ (presion)}$$

CÁRLOS LÁNAS.



PROYECTO DE PUENTE

Sobre el Rio

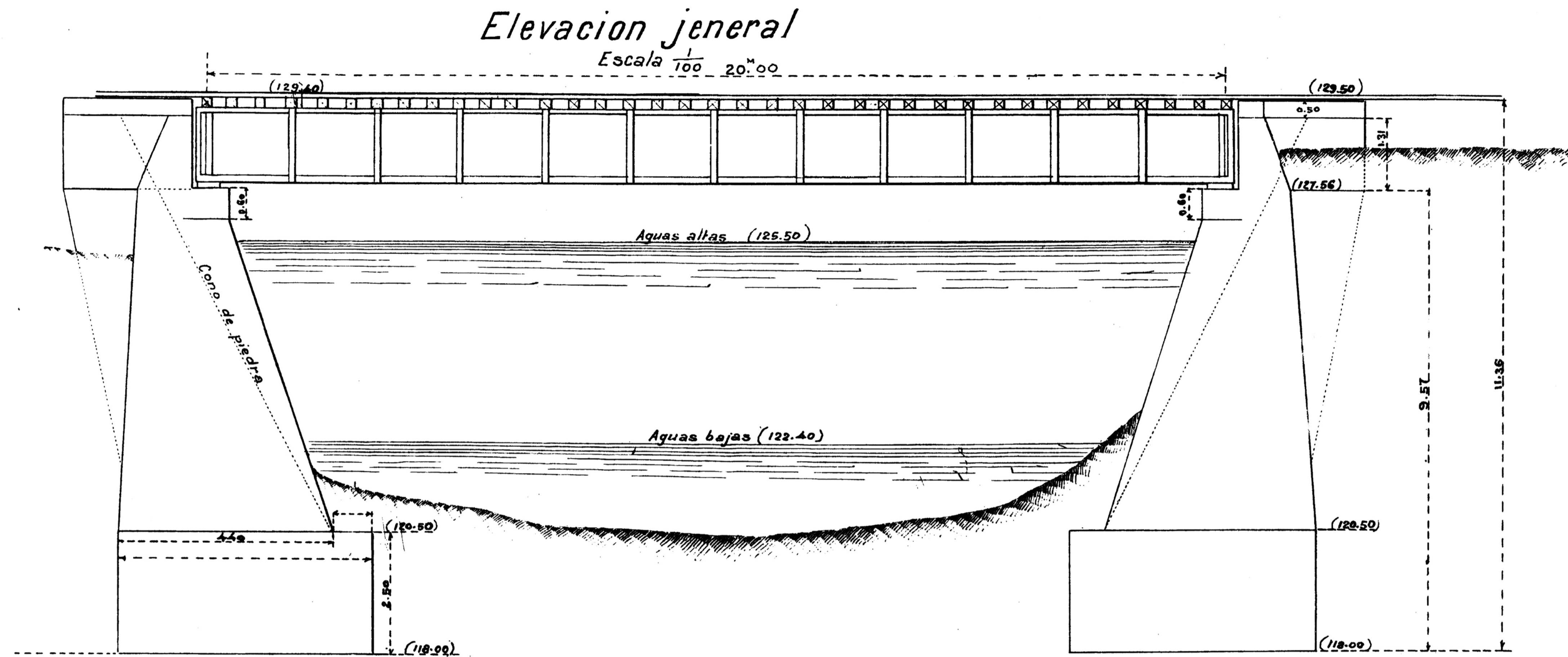
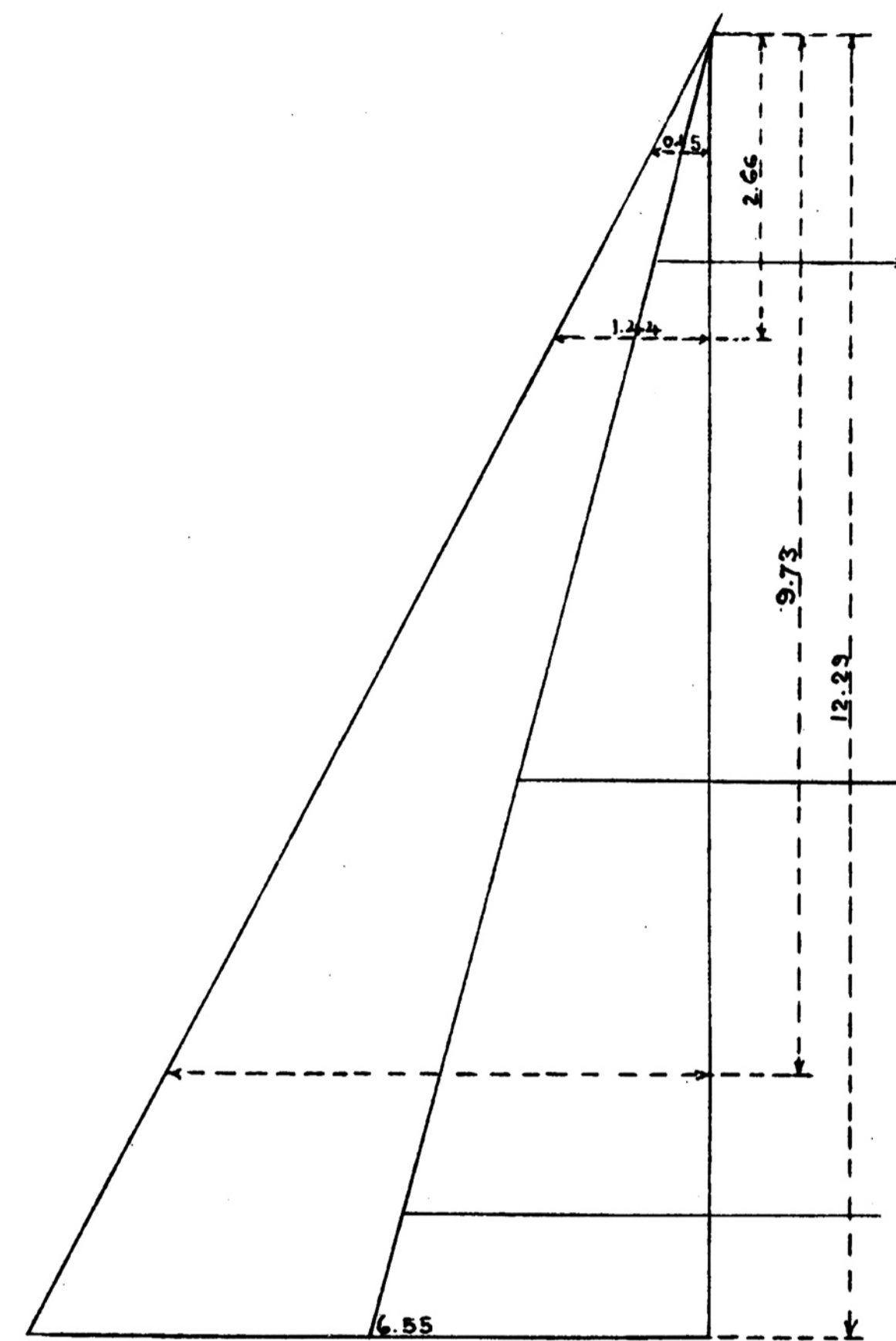
CURANILAHUE

DEL F.C. DE

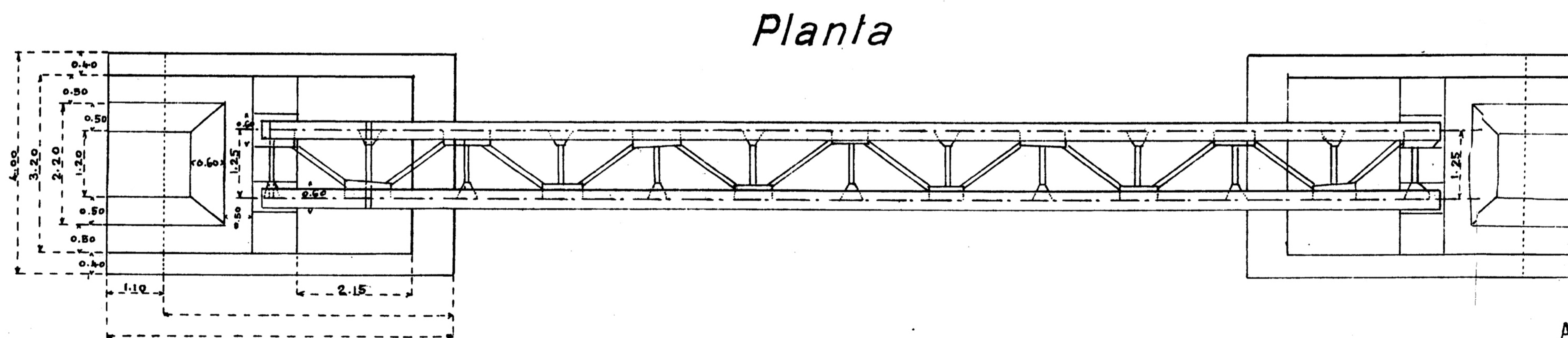
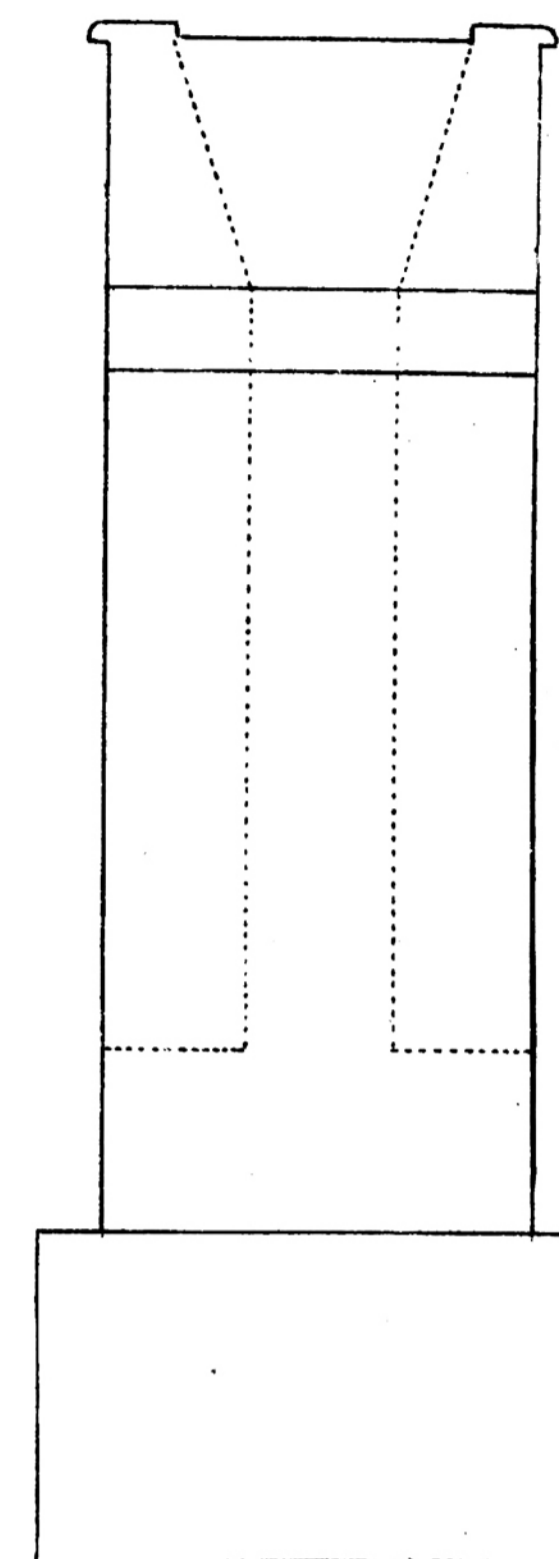
CURANILAHUE A PUERTO YAÑEZ

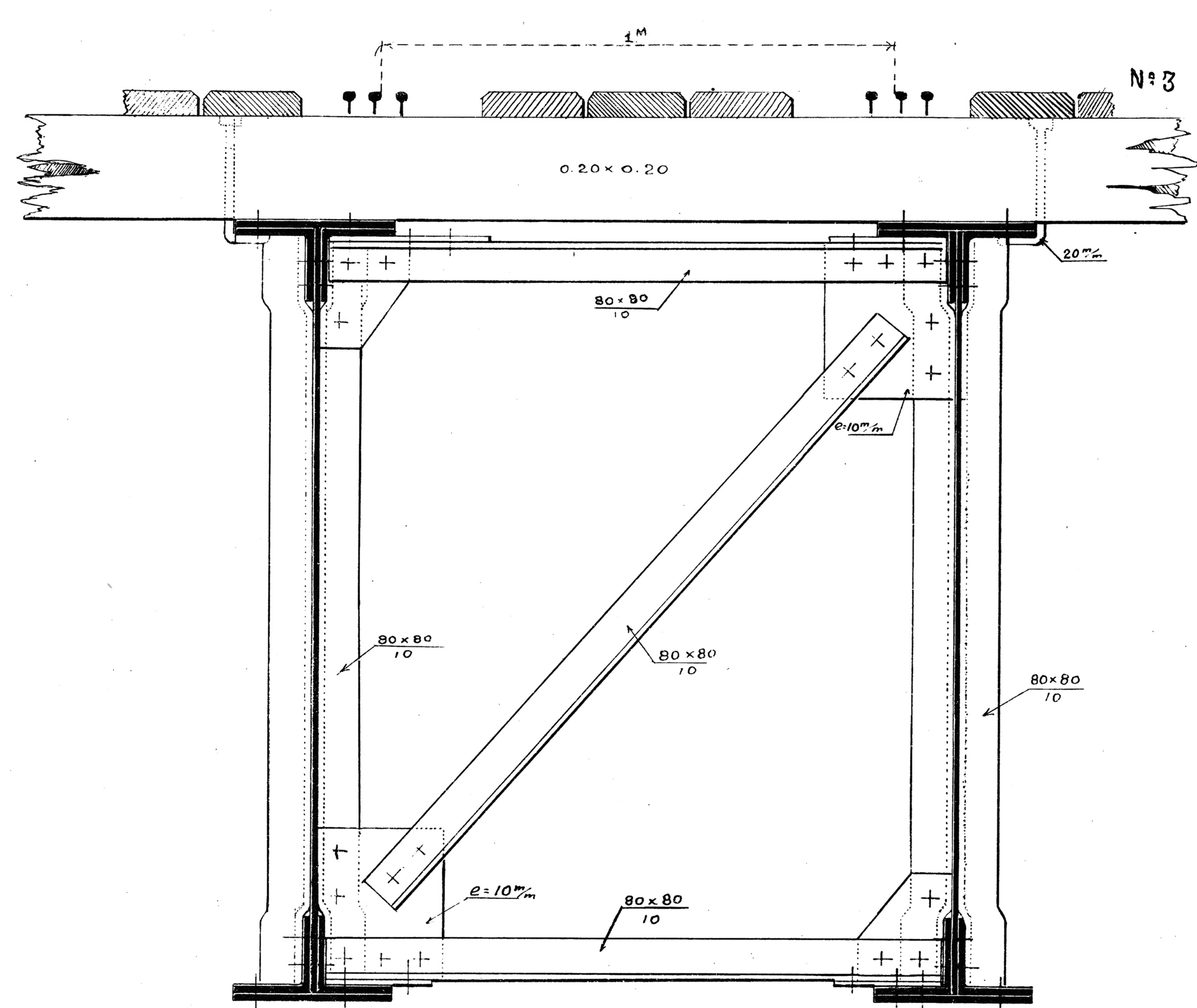
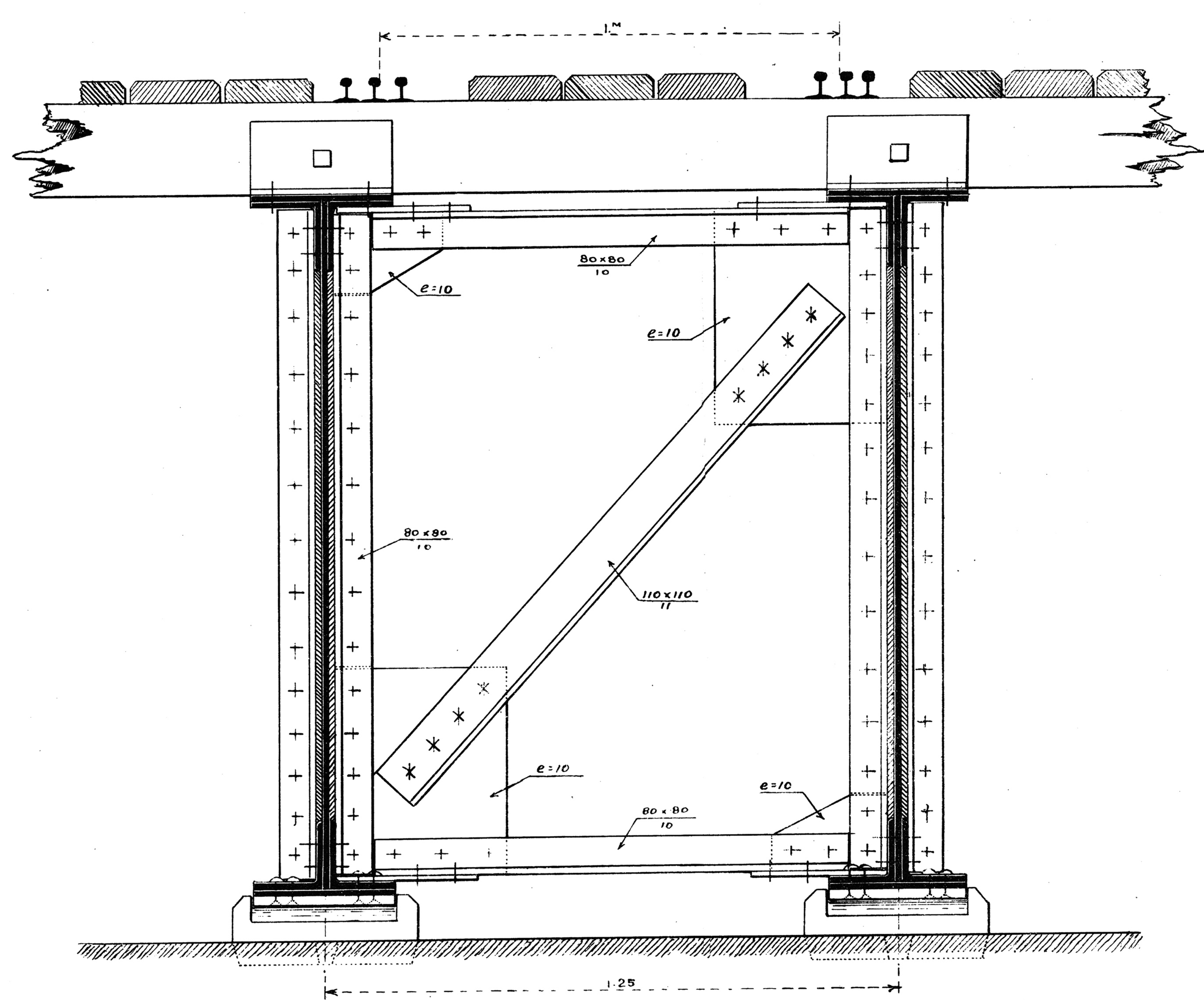


Carlos Lamas



Estribo
Visto de frente



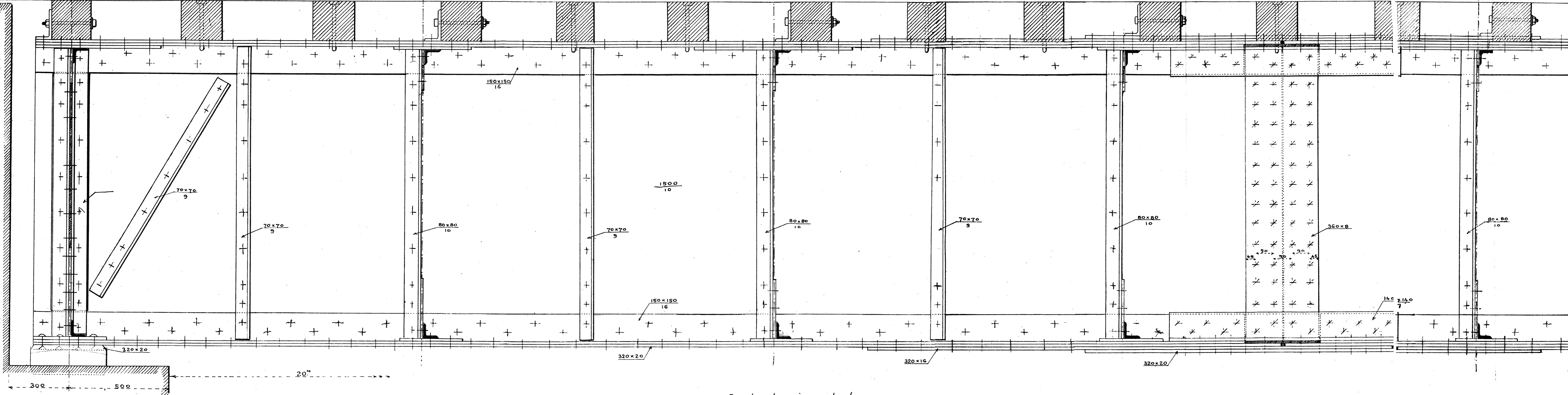


Cortes trasversales

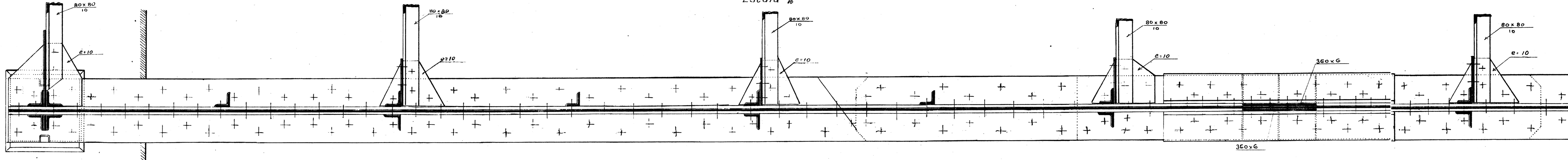
Escala $\frac{1}{10}$

Nº 2

Elevacion
Escala 1/10



Corte horizontal
Escala 1/10



Elevacion
Escala 1/10

Nº 2

