

eduardo torroja  
oficina técnica

P U E N T E   S O B R E   E L   M U G A

---

---

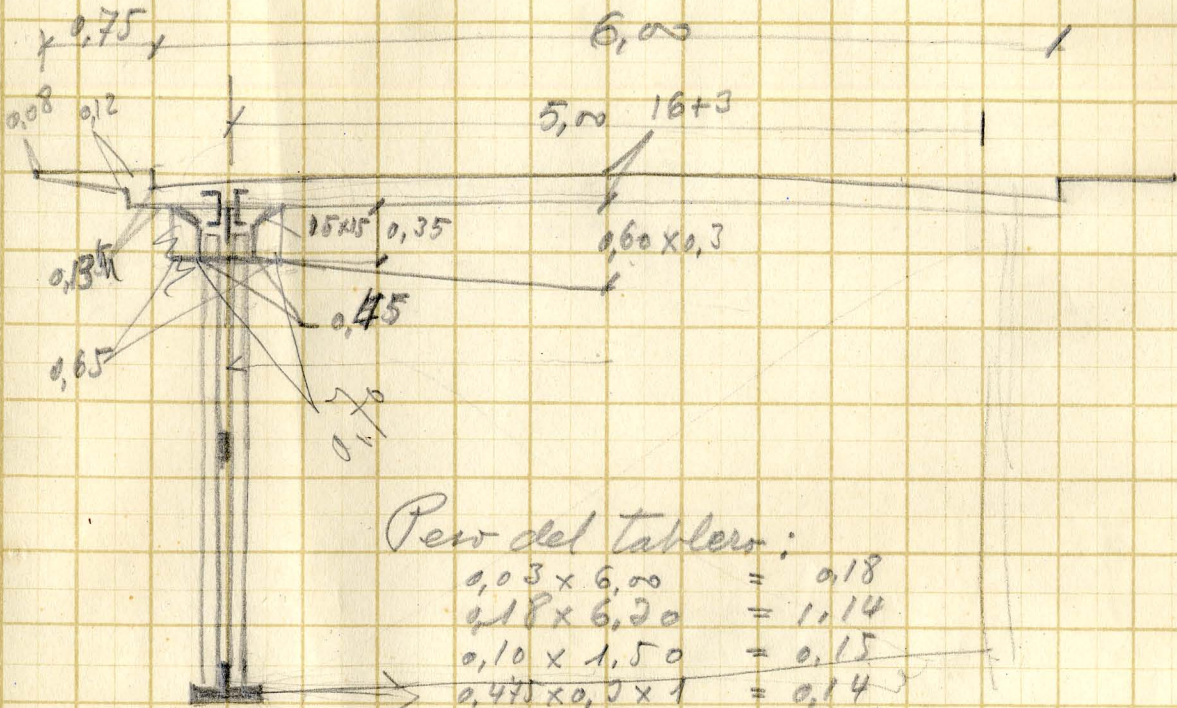
~~BORRADORES DE LA MEMORIA~~

*Cálculo.*

24-10-39

Fecha .....

Núm. 381.503 .....



Peso del tablero:

$$\begin{aligned}
 0,03 \times 6,00 &= 0,18 \\
 0,18 \times 6,20 &= 1,14 \\
 0,10 \times 1,50 &= 0,15 \\
 0,45 \times 0,3 \times 1 &= 0,14 \\
 0,35 \times 0,35 \times 2 &= 0,24 \\
 0,15 \times 0,15 \times 2 &= 0,05 \\
 0,15 \times 0,45 \times 0,4 &= 0,03 \\
 \hline
 1,93 \times 2,400 &= 4,700 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

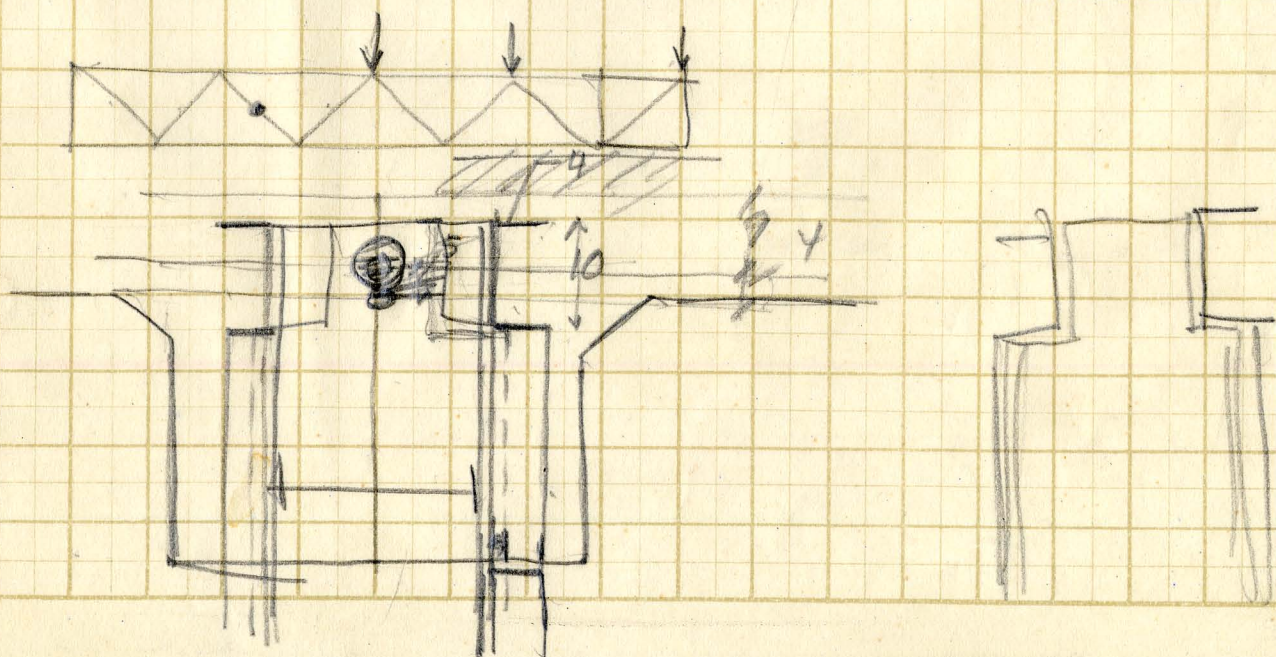
Estructura metálica = 800 "

Peso propio total = 5,500 "

Sobrecarga (Flexión) = 5,800 "

del mundo al extremo mas alejado } → " (E. Constante) = 6,400 "

E. metálica y hornija de largueros = 1,800 "



25  
16,25  
47,857  
5100

1700  
1900  
87  
46

≠  
2  
3  
4  
5

Cabera superior

$N = 180 \times 90 \text{ cm} = 16200 \text{ Kg}$

~~$\frac{16200}{180} = 90 \text{ cm} = 25 \times 10 = 2 \times 10,6 = 21,2 \text{ Kg}$~~

87.000  
67.000  
26.000  
180

$60 \text{ cm} \times 2 = 33 \text{ cm}^2 = 26 \times 2 = \boxed{52,0 \text{ Kg}}$

Cabera inferior

$T = \frac{192}{21} = 9,14 \text{ cm} = 180 \text{ cm}^2 = 144 \text{ Kg} \times 2 = 288 \text{ Kg}$

$169 \text{ cm} = 160 \text{ cm} = 126 \text{ cm} \times 2 = 252 \text{ cm}$

$117 \text{ cm} = 100 \text{ cm} = 80 \text{ cm} \times 2 = 160 \text{ cm}$

700 "

$\boxed{930 \text{ Kg}}$

Diagonales

45 Tons l = 2,1

$P = \frac{10 \times 200000 \times 440}{5 \times 210^2} = \frac{880000000}{220500} = 40 \text{ Tons}$

$\boxed{25 \times 10 = 42,2 \text{ Kg} \times 4 \times 1,41 = \boxed{240 \text{ Kg}}}$

242  
2  
5,4  
129

Montante externo

$N = 45 \text{ Tons} \quad 25 \times 18 = 44 \text{ Kg} \times \frac{4}{30} = \boxed{6 \text{ Kg}}$

Arrio tramicento horizontal

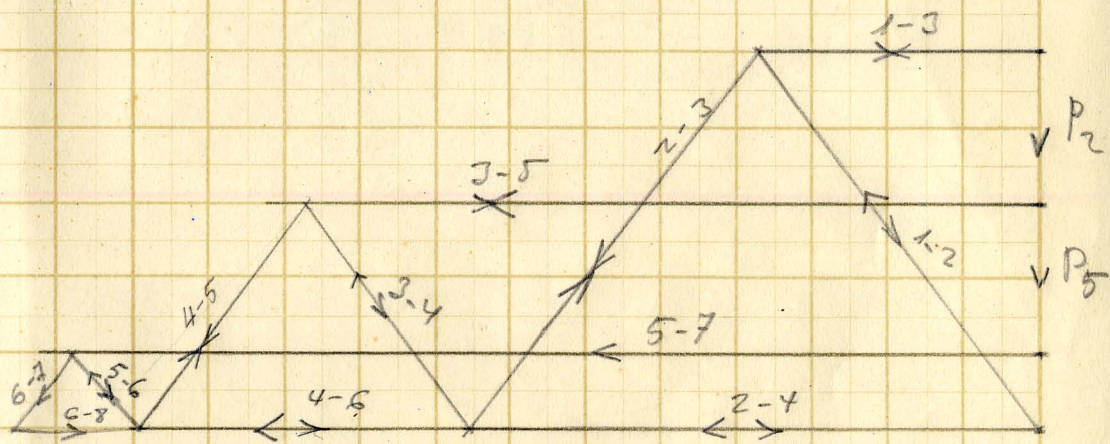
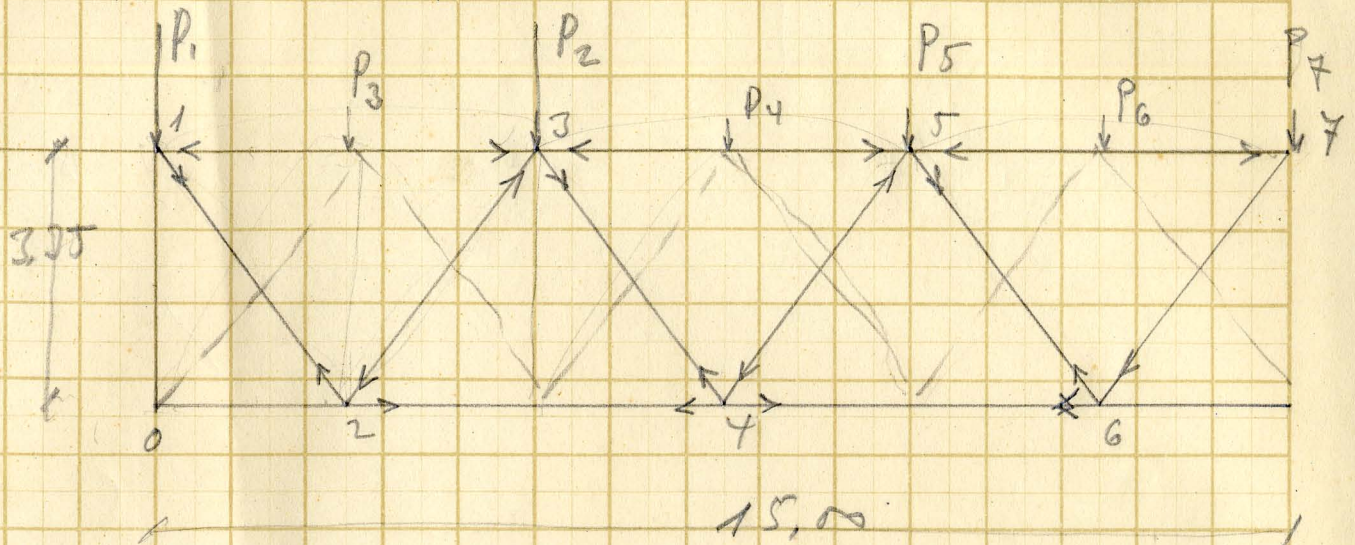
$\boxed{70 \text{ Kg}}$

Paravilla

$\boxed{38 \text{ Kg}}$

Tirante superior

10 Kg



Para  $P_1 = 1 \text{ ton}$  en p.p = 12,6 ton/m<sup>2</sup> en S.C(F) = 14,5 " S.C(C.C) = 16 ton/m<sup>2</sup>

Sobrecarga en tons para todo el puente

| Barra | tons | P. propio | Sobrecarga | P. propio + sobrecarga | longitud |
|-------|------|-----------|------------|------------------------|----------|
| 1-3   | +1.9 | +26,0     | +27,5      | +53,5                  | 5,00     |
| 3-5   | +4.9 | +67,0     | +71,0      | +138,0                 | 5,00     |
| 5-7   | +6.4 | +77,0     | +93,0      | +180,0                 | 5,00     |
| 2-4   | -3.8 | -52,0     | -55,0      | -107,0                 | 5,00     |
| 4-6   | -6.0 | -82,0     | -87,0      | -169,0                 | 5,00     |
| 6-8   | -6.8 | -93,0     | -99,0      | -192,0                 | 5,00     |
| 1-2   | -3.1 | -42,0     | -50,0      | -92,0                  | 4,20     |
| 2-3   | +3.1 | +42,0     | +50,0      | +92,0                  | 4,20     |
| 3-4   | -1.9 | -26,0     | -30,0      | -56,0                  | 4,20     |
| 4-5   | +1.9 | +26,0     | +30,0      | +56,0                  | 4,20     |
| 5-6   | -0.7 | -10,0     | -11,0      | -21,0                  | 4,20     |
| 6-7   | +0.7 | +10,0     | +11,0      | +21,0                  | 4,20     |
| 1-0   | +2.0 | +41,0     | +48,0      | +89,0                  | 3,25     |
| 0-2   |      |           |            |                        |          |

Tantos de presupuesto  
del puente de Anzurual

Tablero

58,00 m<sup>3</sup> de hormigon para amar

300,00 m<sup>2</sup> de encastrado

5.800,00 Kg de hierro en  $\phi$

17.900,00 Kg de " en perfiles

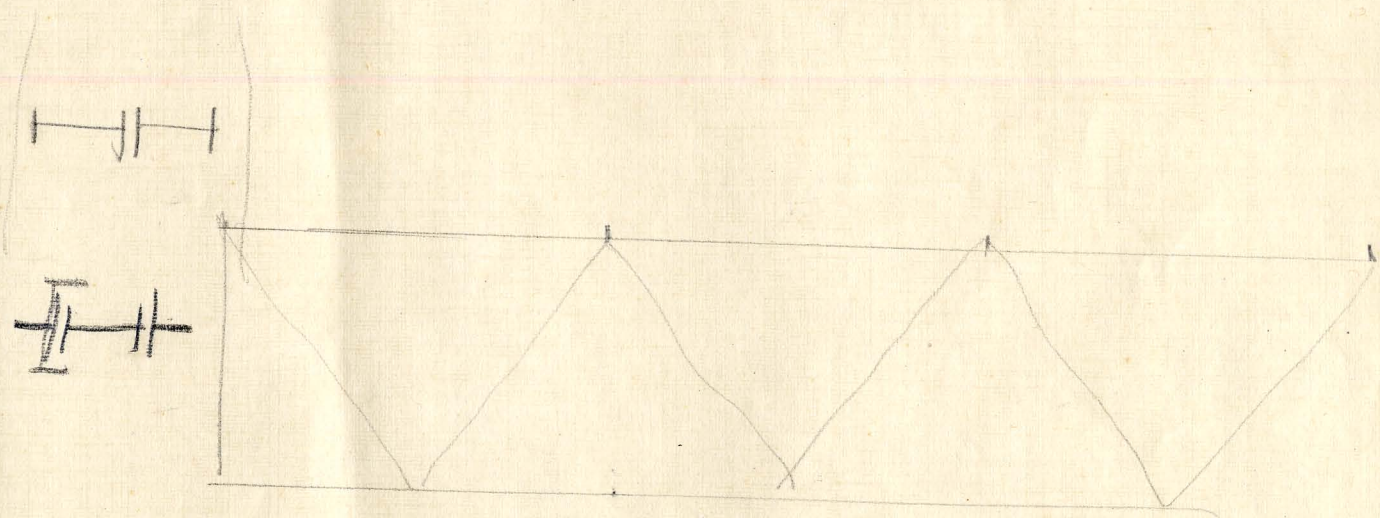
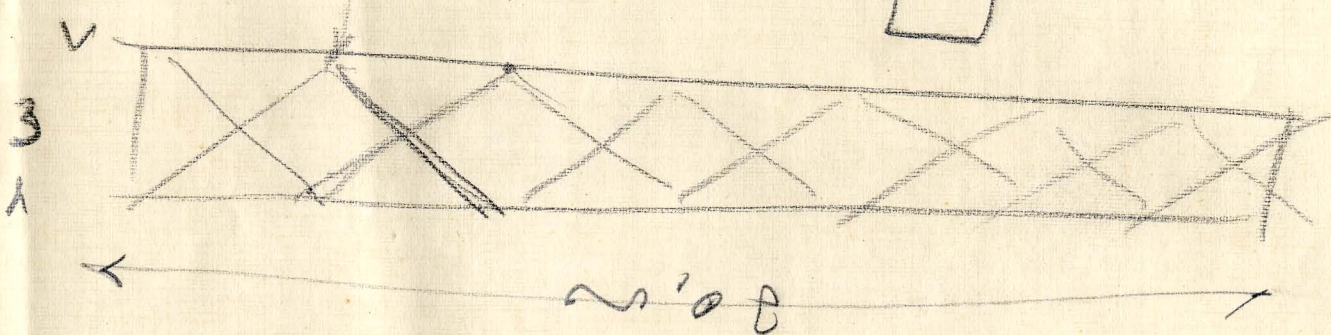
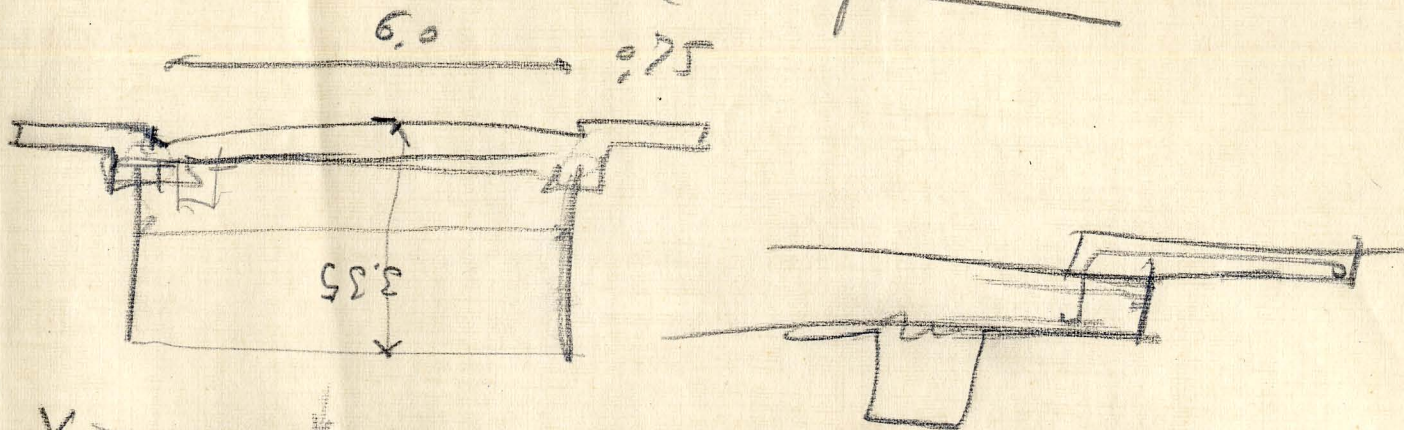
Aparatos de apoyo

68.760  
47.857  
27  
52  
230  
240  
6  
30  
28  
586  
1200  
1000

297

|                     |              |
|---------------------|--------------|
| 1,90 m <sup>3</sup> | 4600         |
| 190 Kg              | <u>200</u>   |
| 600                 | 4800 Kg/ml   |
|                     | <u>700 "</u> |
|                     | 5500         |

# Arm purlins



145 190  
220  
290 145  
200

# Presupuesto puente sobre el Muga en Rosas.

|         |  |   |                |
|---------|--|---|----------------|
| 102.180 | Klps de hierro en estructura a 0,90                          | — | 91.962,- pts   |
| 102.180 | Klps " preparación para soldar a 0,14                        | — | 14.305,20 "    |
| 102.180 | " " montaje a 0,10   | — | 10.218,- "     |
| 102.180 | " " soldadura a 0,46   | — | 47.002,80 "    |
| 29.900  | " " hierro aprovechable a 0,30                               | — | 8.970,- "      |
| 29.900  | " " preparación, montaje y soldadura 0,40                    | — | 11.960,- "     |
| 11.810  | Klps de hierro en hormigón armado a 1,00                     | — | 11.810,- "     |
| 106.50  | m <sup>3</sup> de hormigón para armar a 120,- pts.           | — | 12.780,- "     |
| 592     | m <sup>2</sup> de capa sellada (res. asfáltica) a 10,00 pts. | — | 5.920,- "      |
|         | Pintura de la estructura metálica                            | — | 10.000,- "     |
|         | Medios auxiliares  | — | 20.000,- "     |
|         | Suma.  | — | 244.928,00 pts |
|         |  | — | 36.739,20 "    |
|         | 15% de beneficios etc  | — | 281.667,20 pts |

Puente sobre el UruyaCalculo JustificativoTablero de laminación ArmadoVoladizo de anclaje

Las cargas sobre el voladizo son:

$$\text{Peso muerto} = 0,10 \times 0,75 \times 2,400 = 180,00 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Parandilla} = \quad \quad \quad = 15,00 \text{ "}$$

$$\text{Sobrecarga} = 450 \times 0,75 = 340,00 \text{ "}$$

Momento flector en la sección de arranque:

$$180 \times 0,375 = 68,00 \text{ m Kg/ml}$$

$$15 \times 0,75 = 11,00 \text{ "}$$

$$340 \times 0,375 = \underline{128,00} \text{ "}$$

$$M_a = 207,00 \text{ "}$$

$$d = 12 \quad c = 10 \quad t = 4\phi 8 \text{ pul} \quad t' = 4\phi 5 \text{ pul}$$

$$H < 30 \text{ Kg/cm}^2$$

Parte volada del forjado en la salsada

Las cargas son las ~~del~~ del anclaje mas:

$$\text{Peso muerto} = 0,14 \times 0,65 \times 2,400 = 216 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Sobrecarga} = 450 \times 0,5 = \underline{225} \text{ "}$$

$$441 \text{ "}$$

y el momento flector en el arranque:

50  
17,5  
32,5



$$180 \times 0,875 = 156,00 \text{ unkg/ml}$$

$$15 \times 1,25 = 18,70 \text{ "}$$

$$240 \times 0,875 = 210,00 \text{ "}$$

$$216 \times 0,325 = 70,20 \text{ "}$$

$$225 \times 0,25 = \underline{56,25} \text{ "}$$

$$M_a = 596,70 \text{ "}$$

$$d = 13 \quad e = 11 \quad t = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$H = 35 \text{ kg/cm}^2$$

### Forjado Central

Las dimensiones a ejes son  $5,00 \times 5,00 \text{ mts}$ .

La peor hipótesis de carga para la sección central, será cuando <sup>(el centro de)</sup> ~~sobre ella~~ actúen

los ejes traseros, de los apoyadores de los trns.

Esta carga la supondremos uniformemente repartida en toda el forjado a razón de:

$$\frac{2 \times 12,00}{5,00^2} = 960 \text{ kg/m}^2$$

Más el peso propio, que vale, contando ya con el pavimento (3cm.)  $440 \text{ kg/m}^2$ .

El momento en el centro será:

$$M_c = 440 \times \frac{5,00^2}{2 \times 24} = 230$$

$$960 \times \frac{5^2}{8} \times 0,5 \times 0,072 = \frac{860}{1090 \text{ m kg/ml}}$$

y en el arranque en igual sentido, suponiendo sobrecargadas de luces contiguas:

$$M_a = 440 \times \frac{5.00^2}{2 \times 12} = 460$$

$$960 \times 5^2 \times 0.5 \times 0.106 = 1280$$

$$1.740 \text{ m Kg/m}$$

En este sentido, actúa además la compresión axial que como cabeza de compresión del puente sobre el tablero. Esta compresión, según se ve en el cálculo de la parte metálica vale:

Bajo la acción de la pesa muerta = 185,000 Kg

" " " " " " " " y sobrecarga = 380,000

y como la sección del tablero y las viguetas es de 13700 cm<sup>2</sup>, las cargas de compresión por metro lineal en la parte central serán:

$$N = \frac{185.000}{13.700} \times 100 \times 16 = 21.500 \text{ Kg}$$

$$N' = \frac{380.000}{13.700} \times 100 \times 16 = 44.500 \text{ Kg}$$

Con estos esfuerzos, y las armaduras y secciones indicadas en los planos, calculando a flexión compuesta obtendremos en en el peor de los casos, unos esfuerzos ~~de~~ máximos de compresión de:

En el centro  $H = 53.5 \text{ Kg/cm}^2$

" " arranque  $H = 62.0 \text{ "}$

9200  
1500  
2500  
5000  
13700

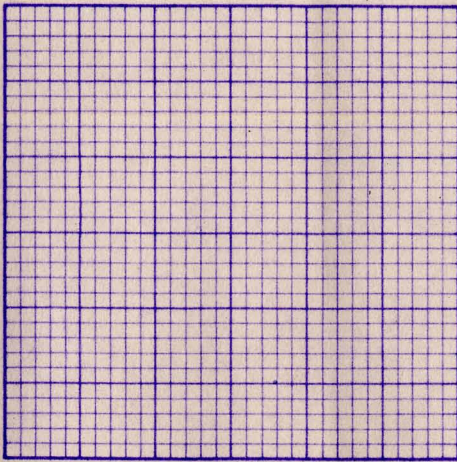
175  
165  
1475

185  
195  
380

34  
12  
216

N11,3

*Flexión ó compresión compuesta  
Elemento Forjado Sección Central*



$N = 21.500$  kg.     $T =$  kg.  
 $S = 2.9$  cm.     $M = 109000$  cm.kg.  
 $a = 100$  cm.     $t = 5 \phi / 2 = 5.6$  cm.<sup>2</sup>  
 $b = 100$  cm.     $u = 0$  cm.<sup>2</sup>  
 $c = 14$  cm.     $v =$  cm.<sup>2</sup>  
 $d = 16$  cm.     $w =$  cm.<sup>2</sup>  
 $e =$  cm.     $s =$  cm.  
 $f =$  cm.     $o =$  cm.  
 $r =$  cm.     $m = 15$

Profundidad del eje neutro =  $g = 10.5$  cm

|                             |                              |                            |   |       |
|-----------------------------|------------------------------|----------------------------|---|-------|
| $+\frac{a^3}{6} = 16.6 g^3$ | $-\frac{a}{6} 3S = -145 g^2$ | $+(a-b)e(\frac{e}{2}-S) =$ | $-g^2(a-b)e^2(\frac{e}{3}-\frac{S}{2}) =$ | $= 0$ |
| $-\frac{a-b}{6} =$          | $+\frac{a-b}{6} 3S =$        | $+b'd(\frac{d}{2}-S) =$    | $-b'd^2(\frac{d}{3}-\frac{S}{2}) =$       | $=$   |
| $-\frac{b'}{6} =$           | $+\frac{b'}{6} 3S =$         | $-mu(S-r) =$               | $+mur(S-r) =$                             | $=$   |
| $+16.6 g^3$                 | $-145 g^2$                   | $+940 g$                   | $-19000$                                  | $= 0$ |

Momento de inercia

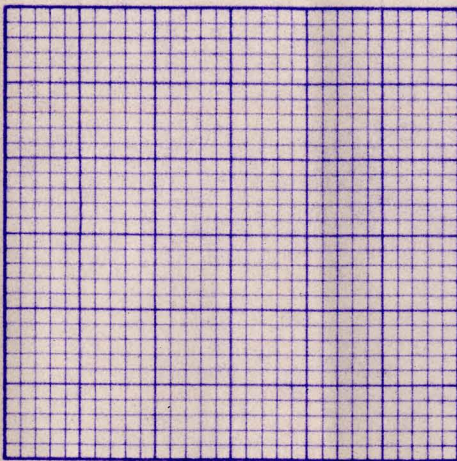
Cargas máximas unitarias.

|                             |  |                                   |                  |
|-----------------------------|--|-----------------------------------|------------------|
| $+\frac{ag^3}{3} = 39000$   | $H = \frac{N(g-S)g}{I} = 43.0 \text{ kg/cm}^2$         | $H' = \frac{N(g-S)(g-d)}{I} =$    | $\text{kg/cm}^2$ |
| $-\frac{(a-b)(g-e)^3}{3} =$ | $A = 15 \frac{N(g-S)(g-c)}{I} = 214 \text{ kg/cm}^2$   | $A' = 15 \frac{N(g-S)(g-r)}{I} =$ | $\text{kg/cm}^2$ |
| $-\frac{b'(g-d)^3}{3} =$    | $j = \frac{N(c-S)}{N-A} =$                             | $C' = \frac{T}{B} =$              | $\text{kg/cm}^2$ |
| $+mu(g-r)^2 =$              | $B = \frac{T}{j(\frac{v}{3} + w\sqrt{\frac{e}{6}})} =$ | $=$                               | $\text{kg/cm}^2$ |
| $+mt(g-c)^2 = 1025$         | $=$  | $=$                               | $=$              |
| $i = 40025$                 | $=$  | $=$                               | $=$              |

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)  
 $S = \frac{d}{2} - \frac{M}{N} \quad 2 - 5.1 = 2.9$

Nº 13

Flexión ó compresión compuesta  
Elemento Forjado Sección Central



|            |     |                 |                  |
|------------|-----|-----------------|------------------|
| N = 44.500 | kg. | T =             | kg.              |
| S = 5.55   | cm. | M = 10.900      | cm.kg.           |
| a = 100    | cm. | t = 5.612 = 5.6 | cm. <sup>2</sup> |
| b = 100    | cm. | u = 0           | cm. <sup>2</sup> |
| c = 14     | cm. | v =             | cm. <sup>2</sup> |
| d = 16     | cm. | w =             | cm. <sup>2</sup> |
| e =        | cm. | s =             | cm.              |
| f =        | cm. | o =             | cm.              |
| r =        | cm. | m = 15          |                  |

Profundidad del eje neutro = g = 16.5 cm

|                             |                              |                            |   |       |
|-----------------------------|------------------------------|----------------------------|---|-------|
| $+\frac{a^3}{6} = 16.6 g^3$ | $-\frac{a}{6} 3S = -277 g^2$ | $+(a-b)e(\frac{e}{2}-S) =$ | $g - (a-b)e^2(\frac{e}{3}-\frac{S}{2}) =$ | $= 0$ |
| $-\frac{a-b}{6} =$          | $+\frac{a-b}{6} 3S =$        | $+b'd(\frac{d}{2}-S) =$    | $-b'd^2(\frac{d}{3}-\frac{S}{2}) =$       |       |
| $-\frac{b'}{6} =$           | $+\frac{b'}{6} 3S =$         | $-mu(S-r) =$               | $+mur(S-r) =$                             |       |
|                             |                              | $-mt(S-c) = +710$          | $+mtc(S-c) = -1000$                       |       |
| $+16.6 g^3$                 | $-277 g^2$                   | $+710 g$                   | $-1000$                                   | $= 0$ |

Momento de inercia

|                             |
|-----------------------------|
| $+\frac{ag^3}{3} = 150.000$ |
| $-\frac{(a-b)(g-e)^3}{3} =$ |
| $-\frac{b'(g-d)^3}{3} =$    |
| $+mu(g-r)^2 =$              |
| $+mt(g-c)^2 = 520$          |

$i = 150520$

Cargas máximas unitarias.

|  |                                   |                    |
|--|-----------------------------------|--------------------|
| $H = \frac{N(g-S)}{i} g = 53.5 \text{ kg/cm}^2$        | $H' = \frac{N(g-S)(g-d)}{i} =$    | kg/cm <sup>2</sup> |
| $A = 15 \frac{N(g-S)(g-c)}{i} = 100 \text{ kg/cm}^2$   | $A' = 15 \frac{N(g-S)(g-r)}{i} =$ | kg/cm <sup>2</sup> |
| $j = \frac{N(c-S)}{N-At} =$                            | cm <sup>2</sup>                   |                    |
| $B = \frac{T}{j(\frac{v}{s} + w\sqrt{\frac{e}{o}})} =$ | kg/cm <sup>2</sup>                |                    |
| $C' = \frac{T}{jB} =$                                  | kg/cm <sup>2</sup>                |                    |

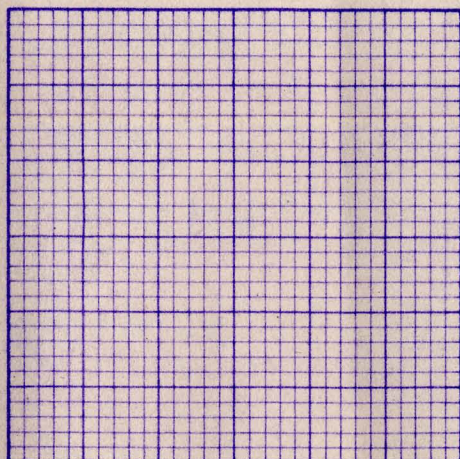
Observaciones: si g < d, se suprime b' (Flexión compuesta)

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

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

$s = \frac{d}{2} - \frac{M}{N} \quad 8 - 2.45 = 5.55$

Flexión ó compresión compuesta  
Elemento Forjado Sección Arraiguel



$N = 21.500$  kg.  $T =$  ..... kg.  
 $S = -0.2$  cm.  $M = 174000$  cm.kg.  
 $a = 100$  cm.  $t = 6\phi/2 = 7$  cm.  
 $b = 100$  cm.  $u = 4\phi/2 = 4.5$  cm.  
 $c = 14$  cm.  $v =$  ..... cm.  
 $d = 16$  cm.  $w =$  ..... cm.  
 $e =$  ..... cm.  $s =$  ..... cm.  
 $f =$  ..... cm.  $o =$  ..... cm.  
 $r = 2$  cm.  $m = 15$

Profundidad del eje neutro =  $g = 7.75$  cm

|  |                            |                                      |  |
|--|----------------------------|--------------------------------------|--|
| $+\frac{a}{6} = 16.6g^3$   | $-\frac{a}{6} 3S = +10g^2$ | $+(a-b)e(\frac{e}{2}-S) =$ ..... $g$ | $-(a-b)e^2(\frac{e}{3}-\frac{S}{2}) =$ ..... $= 0$ |
| $-\frac{a-b}{6} =$ ..... $+\frac{a-b}{6} 3S =$ ..... $+b'd(\frac{d}{2}-S) =$ ..... $-b'd^2(\frac{d}{3}-\frac{S}{2}) =$ ..... $=$ ..... $=$ ..... |                            |                                      |  |
| $-\frac{b'}{6} =$ ..... $+\frac{b'}{6} 3S =$ ..... $-mu(S-r) = +148$   | $+mur(S-r) = -298.0$       |                                      |  |
| $-\frac{b'}{6} =$ ..... $+\frac{b'}{6} 3S =$ ..... $-mt(S-c) = +1495$  | $+mtc(S-c) = -2100.0$      |                                      |  |
| $+16.6g^3$   | $+10g^2$                   | $+1643g$                             | $-2298.0 = 0$                                      |

Momento de inercia

Cargas máximas unitarias.

|                                   |   |  |
|-----------------------------------|---|--|
| $+\frac{ag^3}{3} = 15400$         | $H = \frac{N(g-S)g}{l} = 160$ kg/cm <sup>2</sup>                              | $H' = \frac{N(g-S)(g-d)}{l} =$ ..... kg/cm <sup>2</sup>    |
| $-\frac{(a-b)(g-e)^3}{3} =$ ..... | $A = 15 \frac{N(g-S)(g-c)}{l} = 740$ kg/cm <sup>2</sup>                       | $A' = 15 \frac{N(g-S)(g-r)}{l} =$ ..... kg/cm <sup>2</sup> |
| $-\frac{b'(g-d)^3}{3} =$ .....    | $j = \frac{N(c-S)}{N-At} =$ ..... cm <sup>2</sup>                             | $C' = \frac{T}{jB} =$ ..... kg/cm <sup>2</sup>             |
| $+mu(g-r)^2 = 2200.0$             | $B = \frac{T}{j(\frac{v}{3}+w\sqrt{\frac{e}{3}})} =$ ..... kg/cm <sup>2</sup> |  |
| $+mt(g-c)^2 = 4100.0$             |   |  |
| $i = 21.750.0$                    |   |  |

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

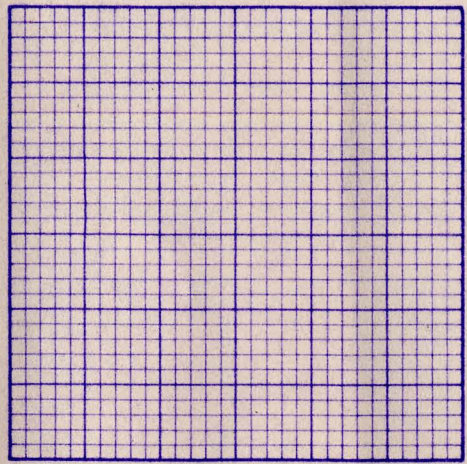
si  $g \leq e$ , se suprime  $(a-b)$

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

$s = \frac{d}{2} - \frac{M}{N} = 8 - 8.2 = -0.2$

N11,3

Flexión ó compresión compuesta  
Elemento *Farpacho* Sección *Abraque*



$N = 44,500$  kg.  $T =$  kg.  
 $S = 4,1$  cm.  $M = 174000$  cm.kg.  
 $a = 100$  cm.  $t = 6 \phi 12 = 7$  cm.<sup>2</sup>  
 $b = 100$  cm.  $u = 4 \phi 12 = 4,5$  cm.<sup>2</sup>  
 $c = 14$  cm.  $v =$  cm.<sup>2</sup>  
 $d = 16$  cm.  $w =$  cm.<sup>2</sup>  
 $e =$  cm.  $s =$  cm.  
 $f =$  cm.  $o =$  cm.  
 $r = 2$  cm.  $m = 10^{-7}$

Profundidad del eje neutro =  $g = 13$  cm

|                          |                             |                              |   |       |
|--------------------------|-----------------------------|------------------------------|---|-------|
| $+\frac{a}{6} = 16,6g^3$ | $-\frac{a}{6} 3S = -204g^2$ | $+(a-b)e(\frac{e}{2} - S) =$ | $-g^2(a-b)e^2(\frac{e}{3} - \frac{S}{2}) =$ | $= 0$ |
| $-\frac{a-b}{6} =$       | $+\frac{a-b}{6} 3S =$       | $+b'd(\frac{d}{2} - S) =$    | $-b'd^2(\frac{d}{3} - \frac{S}{2}) =$       |       |
| $-\frac{b'}{6} =$        | $+\frac{b'}{6} 3S =$        | $-mu(S-r) = -140,0$          | $+mur(S-r) = +280,0$                        |       |
|                          |                             | $-mt(S-c) = +1040,0$         | $+mtc(S-c) = +14500,$                       |       |
| $+16,6g^3$               | $-204g^2$                   | $+900,0g$                    | $-14220$                                    | $= 0$ |

Momento de inercia

$+\frac{ag^3}{3} = 74000$   
 $-\frac{(a-b)(g-e)^3}{3} =$   
 $-\frac{b'(g-d)^3}{3} =$   
 $+mu(g-r)^2 = 2819,0$   
 $+mt(g-c)^2 = 105$   
 $i = 82295$

Cargas máximas unitarias.

$H = \frac{N(g-S)}{l} g = 62,0 \text{ kg/cm}^2$   $H' = \frac{N(g-S)(g-d)}{l} =$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $A = 15 \frac{N(g-S)(g-c)}{l} = -72,0 \text{ kg/cm}^2$   $A' = 15 \frac{N(g-S)(g-r)}{l} =$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $j = \frac{N(c-S)}{N-At} =$  cm<sup>2</sup>  $C' = \frac{T}{jB} =$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $B = \frac{T}{j(\frac{v}{3} + w\sqrt{\frac{e}{o}})}$  kg/cm<sup>2</sup>

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)  
 $S = \frac{d}{2} - \frac{M}{N} = 2 - 2,9 = 4,1$

En sentido transversal, el momento en la sección central será:

$$M_c = (440 + 960) \times \frac{5.00^2}{2 \times 9} = 1940 \text{ m Kgul.}$$

$$d = 16 \quad c = 13 \quad t = 15 \text{ cm}^2 = 8 \phi 15 \text{ pul} \quad H = 58 \text{ Kg/cm}^2$$

Dejando esta armadura, a pesar de ser mas fuerte, por encima de la otra, ya que en sentido longitudinal estubo mas apretado el canto.

La carga media por esfuerzo cortante en el contorno será:

$$\frac{2 \times 12.000}{13 \times 500 \times 4} = 0,92 \text{ Kg/cm}^2$$

y la maxima, que puede producir la carga concentrada de 13 tons que marca la instrucción será:

$$\frac{13.000}{4 \times (20 + 2 \times 3 + 15) \times 16} = 4,8 \text{ Kg/cm}^2$$

El impacto no se ha tenido en cuenta ya que puede verse, aplicando la formula de Peña, para velocidades no superiores a 50 Km. hora, que no tiene importancia

6  
12  
12  
30

13 x 500 x 4

26.000

29  
4  
118

123  
1680

Larguero

Para la sección central la peor hipótesis de carga será la que admite la carga de 13 tons en el centro del larguero, suponiendo descargados los luces contiguas.

Las cargas que actúan, serán:

Carga uniformemente repartida =

$$\text{Voladizo} = 401 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Forjado} = 440 \text{ "}$$

$$\text{Pavimento} = 90 \text{ "}$$

$$\text{Larguero} = 430 \text{ "}$$

$$\underline{1381 \text{ Kg/m.}}$$

Carga concentrada en el centro = 13 tons.

El momento flector en la sección central será:

$$M_c = 1381 \times 5^2 \times 0,042 = 1340 \text{ m. Kg}$$

$$13000 \times 5 \times 0,17 = 11,000 \text{ "}$$

$$\underline{12.740 \text{ m. Kg}}$$

La anchura que según la instrucción, puede suponerse trabajando como cabeza de la viga es  $8 \times 14 + 15 + 50 = 159 \text{ cm.}$  ó sea una sección total, sumando el nervio de  $3800 \text{ cm}^2$ , a lo que corresponde una compresión total de  $105,000$  ó  $50,000 \text{ Kg}$  respectivamente, según que

05

84

65

149

169

75

244

200

160

36

14

29



Actue o no la sobrecarga.

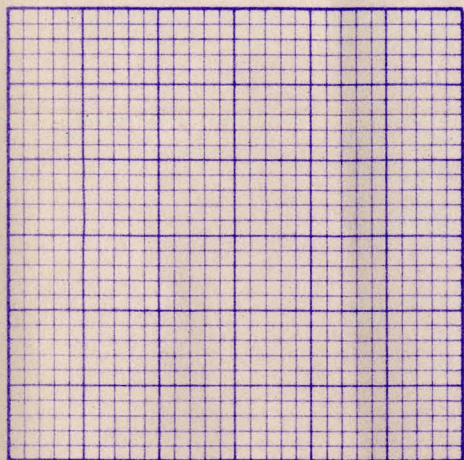
Con estos esfuerzos, teniendo en cuenta el ancho de cabeza antes indicado y en la armadura de la cara superior las dos viguetas T. P. 10 de la estaca que corresponden a la estructura metálica, y calculando a flexión compuesta, tenemos en el peor de los casos, con los anchos y dimensiones que se indican en los planos, un esfuerzo máximo de compresión en el nervio de

$$H = 32.8 \text{ Kg/cm}^2$$

y una tensión en la armadura, de

$A_1$

Flexión ó compresión compuesta  
Elemento Largo Sección Central



|            |     |                 |                 |
|------------|-----|-----------------|-----------------|
| N = 105000 | kg. | T =             | kg.             |
| S = 13.3   | cm. | M = 1234000     | cm.kg.          |
| a = 150    | cm. | t = 4 * 25 = 20 | cm <sup>2</sup> |
| b = 45     | cm. | u = 2 * 10 = 20 | cm <sup>2</sup> |
| c = 45     | cm. | v =             | cm <sup>2</sup> |
| d = 50     | cm. | w =             | cm <sup>2</sup> |
| e =        | cm. | s =             | cm.             |
| f =        | cm. | o =             | cm.             |
| r = 10     | cm. | m = 10          |                 |

Profundidad del eje neutro = g = 41.5 cm

|                         |                              |                              |  |       |
|-------------------------|------------------------------|------------------------------|--|-------|
| $+\frac{a}{6} = 25 g^3$ | $-\frac{a}{6} 3S = 1100 g^2$ | $+(a-b)e(\frac{e}{3} - S) =$ | $-g - (a-b)e^2(\frac{e}{3} - \frac{S}{2}) =$ | $= 0$ |
| $-\frac{a-b}{6} =$      | $+\frac{a-b}{6} 3S =$        | $+b'd(\frac{d}{2} - S) =$    | $-b'd^2(\frac{d}{3} - \frac{S}{2}) =$        |       |
| $-\frac{b'}{6} =$       | $+\frac{b'}{6} 3S =$         | $-mu(S-r) = -1925$           | $+mur(S-r) = +19250$                         |       |
|                         |                              | $-mt(S-c) = +9500$           | $+mtc(S-c) = -43000$                         |       |
| $+ 25 g^3$              | $- 1100 g^2$                 | $+ 8185 g$                   | $- 416750 = 0$                               |       |

Momento de inercia

Cargas máximas unitarias.

|                             |  |                                   |                    |
|-----------------------------|--|-----------------------------------|--------------------|
| $+\frac{ag^3}{3} = 358000$  | $H = \frac{N(g-S)g}{I} = 22.8 \text{ kg/cm}^2$         | $H' = \frac{N(g-S)(g-d)}{I} =$    | kg/cm <sup>2</sup> |
| $-\frac{(a-b)(g-e)^3}{3} =$ | $A = 15 \frac{N(g-S)(g-c)}{I} = 42 \text{ kg/cm}^2$    | $A' = 15 \frac{N(g-S)(g-r)}{I} =$ | kg/cm <sup>2</sup> |
| $-\frac{b'(g-d)^3}{3} =$    | $j = \frac{N(c-S)}{N-At} =$                            | $C' = \frac{T}{jB} =$             | kg/cm <sup>2</sup> |
| $+mu(g-r)^2 = 115000$       | $B = \frac{T}{j(\frac{v}{3} + w\sqrt{\frac{e}{o}})} =$ |                                   |                    |
| $+mt(g-c)^2 = 3600$         |  |                                   |                    |
| $i = 3,762,600$             |  |                                   |                    |

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

si g ≥ e, se suprime (a-b)

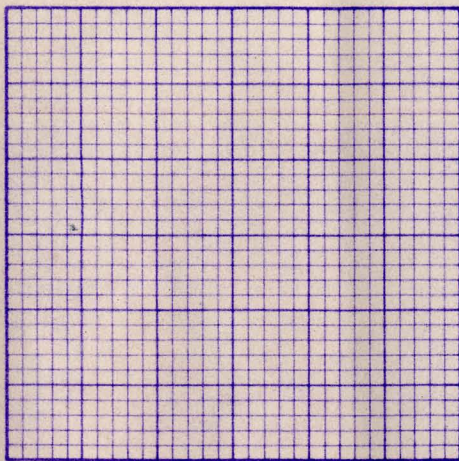
si g > d, se da a b' el valor de b. (Compresión compuesta)

$S = \frac{d}{2} - \frac{M}{N} \quad 25 - 11.7 = 13.3$

Por conveniencia de presupuesto se han puesto los φ de 35 en lugar de 25

111,3

Flexión ó compresión compuesta  
Elemento de una Sección Central



$N = 50000$  kg.  $T =$  kg.  
 $S = 0.5$  cm.  $M = 1234000$  cm.kg.  
 $a = 150$  cm.  $t = 4625 = 20$  cm.<sup>2</sup>  
 $b = 45$  cm.  $u = 2510 = 24$  cm.<sup>2</sup>  
 $c = 45$  cm.  $v =$  cm.<sup>2</sup>  
 $d = 50$  cm.  $w =$  cm.<sup>2</sup>  
 $e =$  cm.  $s =$  cm.  
 $f =$  cm.  $o =$  cm.  
 $r = 10$  cm.  $m = 15$

Profundidad del eje neutro =  $g = 22.2$  cm

|                        |                              |                              |   |       |
|------------------------|------------------------------|------------------------------|---|-------|
| $+\frac{a}{6} = 25g^3$ | $-\frac{a}{6} 3S = -37.5g^2$ | $+(a-b)e(\frac{e}{2} - S) =$ | $-g^3(a-b)e^2(\frac{e}{3} - \frac{S}{2}) =$ | $= 0$ |
| $-\frac{a-b}{6} =$     | $+\frac{a-b}{6} 3S =$        | $+b'd(\frac{d}{2} - S) =$    | $-b'd^2(\frac{d}{3} - \frac{S}{2}) =$       |       |
| $-\frac{b'}{6} =$      | $+\frac{b'}{6} 3S =$         | $-mu(S-r) = +3850$           | $+mur(S-r) = -38500$                        |       |
|                        |                              | $-mt(S-c) = +13200$          | $+mtc(S-c) = -195000$                       |       |
| $+ 25g^3$              | $- 37.5g^2$                  | $+ 17050g$                   | $- 699500 = 0$                              |       |

Momento de inercia

$+\frac{ag^3}{3} = 550000$   
 $-\frac{(a-b)(g-e)^3}{3} =$   
 $-\frac{b'(g-d)^3}{3} =$   
 $+mu(g-r)^2 = 60000$   
 $+mt(g-c)^2 = 155000$   
 $i = 765000$

Cargas máximas unitarias.

$H = \frac{N(g-S)}{l} g = 32$  kg/cm<sup>2</sup>  $H' = \frac{N(g-S)(g-d)}{l} =$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $A = 15 \frac{N(g-S)(g-c)}{l} = 490$  kg/cm<sup>2</sup>  $A' = 15 \frac{N(g-S)(g-r)}{l} =$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $j = \frac{N(c-S)}{N-At} =$  cm<sup>2</sup>  $C' = \frac{T}{jB} =$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $B = \frac{T}{j(\frac{v}{3} + w\sqrt{\frac{e}{3}})}$  kg/cm<sup>2</sup>

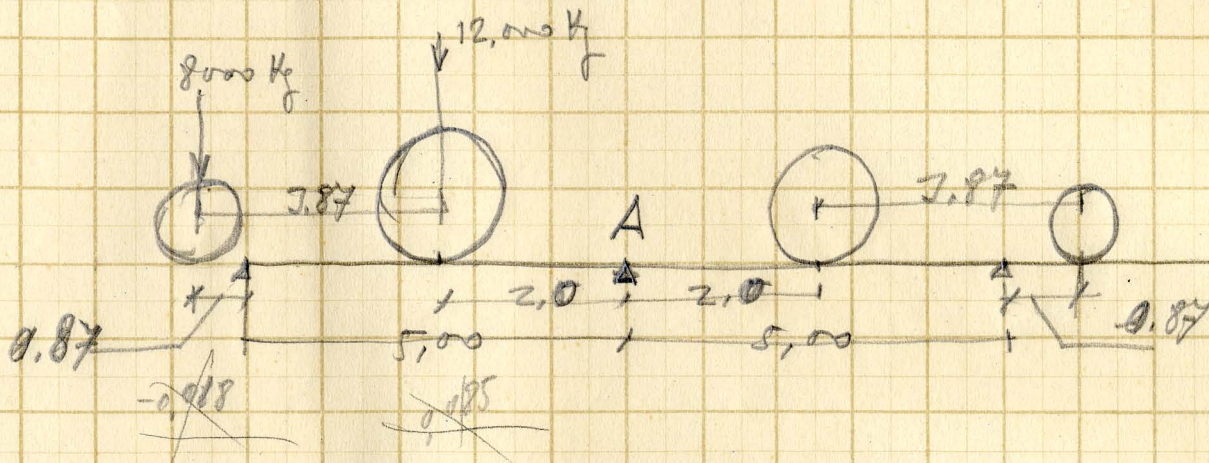
Observaciones: si  $g < d$ , se suprime  $b'$  (Flexión compuesta)

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

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

$s = \frac{d}{2} - \frac{M}{N} = 25 - 24.5 = 0.5$

En la seccion de arranque el maximo momento sera cuando dos las cargas contiguas coincidan dos apoyos en la siguiente forma



En cuyo caso el momento en A sera:

$$\begin{aligned}
 M_a &= 1361 \times 5^2 \times 0,084 = 2860 \text{ mkg} \\
 12,000 \times 5 \times 0,170 &= 10,140 \text{ ''} \\
 8,000 \times 5 \times -0,036 &= -1,440 \text{ ''} \\
 &= \underline{11,560 \text{ ''}}
 \end{aligned}$$

y el maximo esfuerzo cortante sera el debido a la carga de 13 tons actuando junto a un apoyo:

$$T = 1361 \times 2,5 + 13000 = 16,400 \text{ Kg}$$

La compresion axial, sera como en la seccion ~~de~~ central de 105,00 o 50,00 kg, respectivamente, con lo que calculando a flexion compuesta tenemos

387  
250  
137

8.700  
2860  
11560

unos esfuerzos máximos de  
 $H = 56 \text{ kg/cm}^2$   
~~...~~

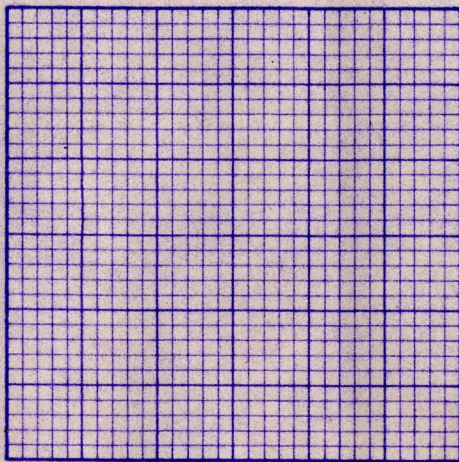
La carga por esfuerzos constante en el  
hormigón en esta sección es

$$\frac{16.400}{3.600} = 4,5 \text{ kg/cm}^2$$

2.7  
11.  
y los estribos necesarios para resistir  
el total del esfuerzo constante, serán

$$p = \frac{V \times 4,5}{16,7} = 12 \text{ ó sea } 2 \text{ e } 12 \text{ a } 12 \frac{1}{2} \text{ e}$$

Flexión ó compresión compuesta  
Elemento *larguero* Sección *arrabiate*



$N = 10.5 \text{ toneladas}$  kg.  $T =$  kg.  
 $S = 14$  cm.  $M = 1156 \text{ toneladas}$  cm.kg.  
 $a = 70.5$  cm.  $t = 2.5 \times 10 = 25$  cm.<sup>2</sup>  
 $b = 70.5$  cm.  $u = 47.25 = 20$  cm.<sup>2</sup>  
 $c = 40.5$  cm.  $v =$  cm.<sup>2</sup>  
 $d = 50$  cm.  $w =$  cm.<sup>2</sup>  
 $e =$  cm.  $s =$  cm.  
 $f =$  cm.  $o =$  cm.  
 $r = 5$  cm.  $m = 15$

Profundidad del eje neutro =  $g = 44.5$  cm

|                             |                             |                            |   |       |
|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|---|-------|
| $+\frac{ag^3}{6} = 11.6g^3$ | $-\frac{a}{6} 3S = -487g^2$ | $+(a-b)e(\frac{e}{2}-S) =$ | $-g(a-b)e^2(\frac{e}{3}-\frac{S}{2}) =$ | $= 0$ |
| $-\frac{a-b}{6}$            | $+\frac{a-b}{6} 3S =$       | $+b'd(\frac{d}{2}-S) =$    | $-b'd^2(\frac{d}{3}-\frac{S}{2}) =$     |       |
| $-\frac{b'}{6}$             | $+\frac{b'}{6} 3S =$        | $-mu(S-r) = 2760$          | $+mur(S-r) = +13500$                    |       |
|                             |                             | $-mt(S-c) + 10500$         | $+mtc(S-c) = -42000$                    |       |
| $+ 11.6g^3$                 | $- 487g^2$                  | $- 7812g$                  | $- 40650 = 0$                           |       |

Momento de inercia

$+\frac{ag^3}{3} = 2050000$   
 $-\frac{(a-b)(g-e)^3}{3} =$   
 $-\frac{b'(g-d)^3}{3} =$   
 $+mu(g-r)^2 = 465000$   
 $+mt(g-c)^2 = 8200$   
 $i = 2523200$

Cargas máximas unitarias.

$H = \frac{N(g-S)g}{i} = 56 \text{ kg/cm}^2$   $H' = \frac{N(g-S)(g-d)}{i} =$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $A = 15 \frac{N(g-S)(g-c)}{i} = 85 \text{ kg/cm}^2$   $A' = 15 \frac{N(g-S)(g-r)}{i} =$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $j = \frac{N(c-S)}{N-At} =$  cm<sup>2</sup>  $C' = \frac{T}{jB} =$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $B = \frac{T}{j(\frac{v}{s} + w\sqrt{\frac{e}{o}})}$  kg/cm<sup>2</sup>

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

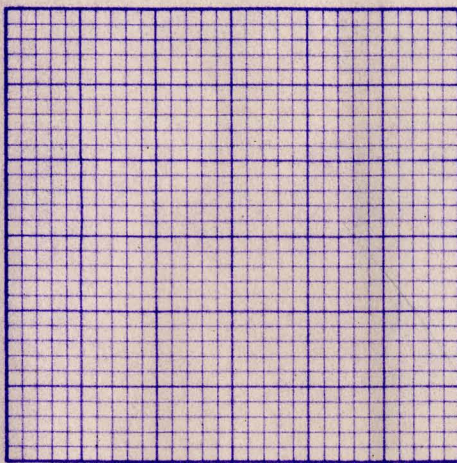
si  $g \geq e$ , se suprime  $(a-b)$

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

$s = \frac{d}{2} - \frac{M}{N} \quad 25 - 11 = 14$

N11,3

Flexión ó compresión compuesta  
Elemento *largos* Sección *Arrobaque*



$N = 50000$  kg.  $T =$  kg.  
 $S = 2$  cm.  $M = 1156000$  cm.kg.  
 $a = 70$  cm.  $t = 2[10] = 20$  cm.<sup>2</sup>  
 $b = 70$  cm.  $u = 4 \phi 25 = 20$  cm.<sup>2</sup>  
 $c = 40$  cm.  $v =$  cm.<sup>2</sup>  
 $d = 50$  cm.  $w =$  cm.<sup>2</sup>  
 $e =$  cm.  $s =$  cm.  
 $f =$  cm.  $o =$  cm.  
 $r = 5$  cm.  $m = 15$

Profundidad del eje neutro =  $g = 28.5$  cm ✓

|                             |                             |                            |  |       |
|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|--|-------|
| $+\frac{ag^3}{3} = 11.6g^3$ | $-\frac{ag}{3} 3S = -70g^2$ | $+(a-b)e(\frac{e}{2}-S) =$ | $-g - (a-b)e^2(\frac{e}{3}-\frac{S}{2}) =$ | $= 0$ |
| $-\frac{a-b}{3}$            | $+\frac{a-b}{3} 3S =$       | $+b'd(\frac{d}{2}-S) =$    | $-b'd^2(\frac{d}{3}-\frac{S}{2}) =$        |       |
| $-\frac{b'}{3}$             | $+\frac{b'}{3} 3S =$        | $-mu(S-r) = +2000$         | $+mur(S-r) = -2700$                        |       |
|                             |                             | $-mt(S-c) = +15400$        | $+mtc(S-c) = 620000$                       |       |
| $+11.6g^3$                  | $-70g^2$                    | $+21400g$                  | $-647000 = 0$                              |       |

Momento de inercia

$+\frac{ag^3}{3} = 265000$   
 $-\frac{(a-b)(g-e)^3}{3} =$   
 $-\frac{b'(g-d)^3}{3} =$   
 $+mu(g-r)^2 = 192000$   
 $+mt(g-c)^2 = 124000$   
 $i = 481000$

Cargas máximas unitarias.

$H = \frac{N(g-S)g}{i} = 48$  kg/cm<sup>2</sup>  $H' = \frac{N(g-S)(g-d)}{i} =$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $A = \frac{15N(g-S)(g-c)}{i} = -560$  kg/cm<sup>2</sup>  $A' = \frac{15N(g-S)(g-r)}{i} =$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $j = \frac{N(c-S)}{N-A}$  cm<sup>2</sup>  $C' = \frac{T}{jB} =$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $B = \frac{T}{j(\frac{v}{3} + w\sqrt{\frac{2}{3}})}$  kg/cm<sup>2</sup>

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)

$s = \frac{d-M}{N} = 25 - 23 = 2$

Travesa

La peor hipotesis de carga será, cuando las 13 toneladas actúen en el centro, cuyo momento flector es:  $M_c = 13000 \times \frac{5}{4} + 1246 \times \frac{5,70^2}{8} = 20200 \text{ m/kg.}$

que se resiste con la armadura rígida sus 4  $\phi$  de 25.

El esfuerzo cortante será  $T = 1246 \times 2,5 + 13000 = 16100 \text{ kg.}$

La armadura rígida absorbe un esfuerzo cortante de 3900 kg. que restado del ~~esfuerzo cortante~~ total da

12200 kg. a resistir por la sección de estribos que será

Suficiente con  $s$  en  $10$  a  $14 \text{ cm.}$

Los estribos se 12 mm a 14 cm. de separación variable



— Puente sobre el Muga —

Resumen de cargas  
para todo el ancho.

$$(0.8) = 2 \cdot 2$$

|   |            |
|---|------------|
| Carga muerta                                | 5500 kg/m. |
| Carga viva (flotación)                      | 5800 "     |
| " " (c. constante)                          | 6400 "     |
| Carga de la estructura metálica             | 800 "      |
| " de viento sobre la estructura metálica    | 192 "      |
| " de la estructura metálica y hormigón      |            |
| " de los dos largueros.                     | 1800 "     |
| Reacción total de un apoyo (tod. el ancho). | 179.0 Tms. |

Capítulo de aparatos  
de apoyo 'ajo'

1790  
192  
1800  
5500  
5800  
6400  
800



— Puente de Arco principal —

— Viga principal —

Arrostramiento horizontal en el plano del tablero.  
 Hipótesis de carga: 1 tonelada en cada metro

| Barra | Esfuerzo en toneladas |      |
|-------|-----------------------|------|
|       | +                     | -    |
| 1-2   | 1,45                  |      |
| 2-3   | 3,40                  |      |
| 3-4   | 4,38                  |      |
| 4-5   | 4,38                  |      |
| 1'-2' |                       | 1,50 |
| 2'-3' |                       | 1,45 |
| 3'-4' |                       | 3,40 |
| 4'-5' |                       | 4,38 |
| 1-2'  | 3,35                  | 3,35 |
| 2-3'  | 2,80                  | 2,80 |
| 3-4'  | 1,40                  | 1,40 |
| 4-5'  | .                     | 0    |
| 1-1'  | 3,00                  | 3,00 |
| 2-2'  | 3,00                  | 1,50 |
| 3-3'  | 2,00                  | 0    |
| 4-4'  | 1,00                  |      |

— Puente sobre el Mijsa

— Viga principal —

Hipotesis de carga: Peso propio, debido al hormigon y al tablero y estructura metalica = 5500 kg. m. o sea

$5500 \times 5.00 = 27.500 \text{ kgs. por metro, para todo el puente.}$

— Cabeza superior —

| Barra | Esfuerzos en toneladas para las dos vigas |   |
|-------|---|---|
|       | +   | - |
| 1-2   | 72,00                                     |   |
| 2-3   | 177,00                                    |   |
| 3-4   | 165,00                                    |   |
| 4-5   | 185,00                                    |   |

— Cabeza inferior —

|       | + | -     |
|-------|---|-------|
| 15-14 |   | 63,0  |
| 14-13 |   | 145,0 |
| 13-12 |   | 185,0 |

+ Compresion  
- Traction

— Puente sobre el Muga —  
— Viga principal —

Hipótesis de carga: Peso propio, debido al rozamiento del tablero y estructura metálica, = 5.500 kgs. en l.  
o sea  $5.500 \times 5,00 = 27.500$  kg. por metro para todo el puente.

— Diagonales —

En la hoja, incluida en la hoja anterior como en el del bordera.

| Barra | Esfuerzos en toneladas<br>entre las dos vigas |      |
|-------|---|------|
|       | +   | -    |
| 15-2  | 104,0   |      |
| 2-14  | 2,75  | 69,0 |
| 14-3  | 69,0  |      |
| 3-13  |   | 34,6 |
| 13-4  | 34,6  |      |
| 4-12  | 20,0  | 0    |

— Montante —

|      | +     | - |
|------|-------|---|
| 15-1 | 179,0 |   |

+ Compresión  
- Tracción

— Puente de Ayrburg —  
— Viga principal —

El puente se carga: Sobrecarga  $(P_{sob}) = 5000 \text{ kg. m. l.}$   
 o sea  $5,00 \times 5,800 = 29.000 \text{ kgs.}$  por metro para todo el  
 puente y para las cabezas superior e inferior. Para las  
 diagonales 32000 kgs.

— Cabeza superior —

| Barra | Esfuerzos en toneladas para las 10 vigas |   |
|-------|--|---|
|       | +  | - |
| 1-2   |  |   |
| 2-3   | 81,0                                     |   |
| 3-4   | 145,0                                    |   |
| 4-5   | 195,00                                   |   |

— Cabeza inferior —

|       |   |        |
|-------|---|--------|
| 15-14 | 6 | 66,00  |
| 14-13 |   | 154,00 |
| 13-12 |   | 195,00 |

+ Compresion  
 - Traction

- Puente sobre el Maza -  
- Vega principal -

Capacidad de carga: Sobrecarga: (Excesiva) = 6400 kg. m.  
o sean 32000 kgs. por metro para todo el puente.

- Diagonales -  
actuando la sobrecarga en las partes  
inferiores para cada barra

actuando la sobrecarga total

| Barra | Esfuerzos en toneladas para<br>las dos vigas. |      |       |
|-------|---|------|-------|
|       | +   | -    |       |
| 15-2  | 120.0   |      | +120  |
| 2-14  | 3.2   | 84.0 | -81.8 |
| 14-9  | 84.0  | 3.2  | +81.8 |
| 9-13  | 13.0  | 53.5 | -40.5 |
| 13-4  | 53.5  | 13.0 | +40.5 |
| 4-12  | 31.5  | 31.5 | 0     |
| 12-5  |   |      |       |

Copiar esta hoja en la anterior

— Puente sobre el Muga —

— Viga principal —

Hipótesis de carga: Peso propio y sobrecarga total

— Cabeza superior —

| Punto | Esfuerzos en toneladas para |   |
|-------|-----------------------------|---|
|       | W en vigas                  |   |
|       | +                           | - |
| 1-0   |                             |   |
| 2-3   | 158,0                       |   |
| 3-4   | 340,0                       |   |
| 4-5   | 380,0                       |   |

— Cabeza inferior —

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 15-14 |  | 129 |
| 14-13 |  | 309 |
| 13-12 |  | 380 |

— Diagonales —

|      |       |      |
|------|-------|------|
| 15-2 | 224,0 |      |
| 2-14 | 3,2   | 153  |
| 14-3 | 153,0 | 3,2  |
| 3-13 | 13,0  | 88,1 |
| 13-4 | 88,1  | 13,0 |
| 4-12 | 31,5  | 31,5 |

+ Compresión

- Tracción



- Puente sobre el Muga -  
 - Viga principal -

Hipótesis de carga: Peso de la carga a la estructura metálica = 800 kg m. l. o sea  $800 \times 5,00 = 4000 \text{ kg}$  por metro para todo el puente.

- Cabeza superior -

| Barras | Esfuerzo en toneladas para las dos vigas. |   |
|--------|---|---|
|        | +   | - |
| 1-2    |   |   |
| 2-3    | 11,1                                      |   |
| 3-4    | 24,0                                      |   |
| 4-5    | 24,0                                      |   |

- Cabeza inferior -

|       | Esfuerzo en toneladas para las dos vigas. |      |
|-------|---|------|
|       | +   | -    |
| 15-14 |   | 9,1  |
| 14-13 |   | 21,0 |
| 13-12 |   | 27,0 |

+ Compresión  
 - Tracción

— Puente sobre el Muga —

— Viga principal —

Tipos de carga: Peso de la cubierta a la estructura metálica = 800 kg. m. l. o sea 400 kg. por metro para todo el puente.

— Diagonales —

| Barra | Esfuerzo en toneladas para |           |
|-------|----------------------------|-----------|
|       | el m. l.                   | en vigas. |
|       | +                          | -         |
| 15-2  | 15.1                       |           |
| 2-14  | 0.1                        | 10.0      |
| 14-9  | 10.0                       | 0.1       |
| 9-13  |                            | 5.05      |
| 13-4  | 5.05                       |           |
| 4-12  | 0                          | 0         |

Copiar esta en la anterior.

|      | + | - |
|------|---|---|
| 15-1 | 1 |   |

+ Compresión  
- Tracción

— Puente sobre el Muga —  
 — Viga principal —

Hipótesis de carga: Peso de la viga a la estructura metálica más promedio de los largueros =  
 $1800 \text{ kgs. ml o sea } - 1800 \times 5,00 = 9000 \text{ kgs. p.}$   
 por metro para todo el puente

— Cabeza superior —

| Barra | Esfuerzos en toneladas para las dos vigas |   |
|-------|---|---|
|       | +   | - |
| 1-2   | 25,0                                      |   |
| 2-3   | 25,0                                      |   |
| 3-4   | 54,0                                      |   |
| 4-5   | 61,0                                      |   |

— Cabeza inferior —

|       | +     | -    |
|-------|-------|------|
|       | 15-14 |      |
| 14-13 |       | 47,7 |
| 13-12 |       | 61,0 |

+ Compresión  
 - Tracción

— Puente sobre el Muga —  
 — Vega principal —

Tipos de carga: Peso propio de la estructura  
 metálica, vigas y armaduras de los largueros. = 1800 kg. m. l.  
 o sea 1800 x 500 = 9000 kg. por vado para todo el puente.

— Diagonales —

| Barras | Cargas en toneladas para |       |
|--------|--------------------------|-------|
|        | las dos vigas            |       |
|        | +                        | -     |
| 15-2   | 34.0                     |       |
| 2-14   |                          | 22.5  |
| 14-3   | 22.5                     |       |
| 3-13   |                          | 11.40 |
| 13-4   | 11.40                    |       |
| 4-12   | 0                        | 0     |

Copiar esta hoja con la anterior

— Puente de Chupungui —

— Viga principal —

Reparto de carga: viento sobre la estructura metálica =

$192 \text{ kg/m} \times 5 \text{ m} = 960 \text{ kg.}$

— Cabeza superior —

| Barra          | Espesor articulados |      |
|----------------|---------------------|------|
|                | +                   | -    |
| 1-2            | 1.40                |      |
| 2-3            | 3.25                |      |
| 3-4            | 4.20                |      |
| 4-5            | 4.20                |      |
| — Diagonales — |                     |      |
| 1-2'           |                     | 3.22 |
| 2-3'           |                     | 2.70 |
| 3-4'           |                     | 1.35 |
| 4-5'           |                     | 0    |
| Montantes      |                     |      |
| 1-1'           |                     |      |
| 2-2'           | 2.87                |      |
| 3-3'           | 1.92                |      |
| 4-4'           | 0.96                |      |

+ Compresión  
- Tracción

Superficie del viento:

Sección total = 20.18 x 3.50 =

$S'_t = \frac{106.00}{1} = 106.00 \text{ m}^2$

Sección de hornos y hierro: 20.18 x 0.50 = 10.09

100.00 x 0.18 = 18.00

20.18 x 0.10 = 2.01

Sección de bucos =

$\frac{37.10}{S'_v} = 68.90 \text{ m}^2$

$$S^p = (S'_t - S'_v) + (S'_t - S'_v) \frac{S'_v}{S'_t} = \frac{\text{m}^2}{30} \times 5 \times 120 \text{ Kg por mudo}$$

Carga de viento ~~S~~ = Kg/m<sup>2</sup>

Por mudo =

$$J = (106 - 68.90) \times 2 \times \frac{68.90}{106} = 74.20 \times 0.65 = 48 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{48}{30} \times 120 = 192 \text{ kg/mud}$$

No copiar esta

Cabeza superior Puente

La parte metálica de la cabeza superior, habrá de resistir:

- a) Peso de la estructura metálica a toda luz
- b) Peso de la estructura metálica, más el horrujón de los largueros, más flexión en el rauc entre vigas debido a dicho peso.
- c) Viento sobre la estructura metálica
- d) Peso propio total resistido solo por la armadura de la cabeza superior, con pequeño coeficiente de seguridad.
- e) Suma de las hipotesis a) y c), pero ~~admitiendo en este caso un coeficiente de seguridad  $\frac{1}{2}$ .~~

El esfuerzo máximo que produce el peso de la estructura metálica, a toda luz, vale 27 toneladas para todo el puente o sea  $\frac{27}{2} = 13,5$  toneladas para cada una de las dos viguetas que constituyen la cabeza.

El peso de la estructura metálica, más el horrujón de los dos largueros (con un canto de 27 cm.) produce una carga axial de 61 toneladas, para las dos viguetas o sea  $\frac{61}{2} = 30,5$  toneladas por vigueta.

La carga del horrujón de un larguero (500 kg. m.l.) produce una flexión máxima de

$$500 \times \frac{500^2}{12} = 1000 \text{ m}^2 \text{ kg.} \quad \text{a la cual corresponde}$$

una flecha de  $0.0008 \text{ m}$  que con la cabeza axial de  $30.5 \text{ toneladas}$ , nos da un momento de flexión de  $61 \text{ mtkg}$ , que sumado con  $1061 \text{ mtkg}$  y en una sección compuesta por  $2 \text{ L de } 16$  a trabaja "a"  $-\frac{106100 \times 8}{1000} = 848.8$   
 $= 460 \text{ kg/cm}^2$

El viento produce una carga máxima de compresión o tracción, de  $4$ ,  $8 \text{ toneladas}$ , como se ve, despreciable para la sección considerada.

El peso propio total, produce una carga de  $185 \text{ toneladas}$  o sea.  $\frac{185}{2} = 92.5 \text{ toneladas}$  por viga que supuestamente resistida por la cabeza metálica, a compresión simple sin admitter pandeo alguno y con una carga de compresión de:

$\frac{92500}{48} = 1927 \text{ kg/cm}^2$  que se admite por la fuente de la hipotesis

La suma de las hipotesis a) y c), da una carga de compresión de  $17,7 \text{ toneladas}$ , que se admite en un pando

que han de ser resistidas a pando en sentido vertical por la pieza supuesta, para mayor seguridad, articulada en sus dos extremos, con una longitud de cálculo de  $5,00 \text{ metros}$ , en la cual la carga que ha de resistir compuesta por dos perfiles  $\text{L de } 16$ ,

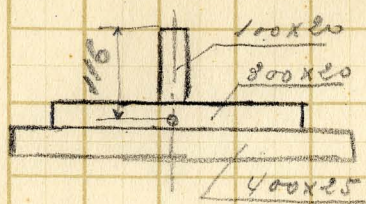
es capaz de soportar a pando el de  $30,0 \text{ toneladas}$  carga muy superior a la que ha de resistir.



Cabeza inferior

El esfuerzo máximo se tendrá en el caso de sobrecarga total vale, para una sola de las dos vigas 190.000 Kgs, correspondiente a la pieza 19-12.

Para sentir esta tensión disponemos una pieza como la indicada en la figura adjunta, cuya sección



es de 180 cm<sup>2</sup>. La carga por tracción será por ensanchamiento:

$$\frac{190000}{180} = 1056 \text{ Kgs/cm}^2$$

El peso propio de esta pieza, de 141,5 Kgs/m.l., produce en la sección de arranque junto al mudo, en la luz de 5,00 metros, una flexión que vale:

$$M_a = 141,5 \times \frac{5,00^2}{12} = 295 \text{ m/Kgs.}$$

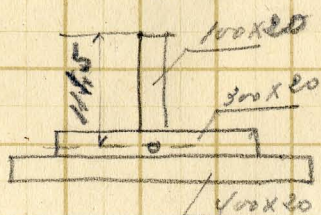
y como a la sección considerada, corresponde un centro de gravedad a 11,6 centímetros de la cabeza superior, el momento de inercia valdrá 1392,5 cm<sup>4</sup>, y la carga por tracción en la parte superior será:

$$A = \frac{295 \times 100 \times 11,6}{1392,5} = 246 \text{ Kg/cm}^2 \text{ que}$$

que se suma a los 1056 obtenidos anteriormente, dando un total de 1252 Kg/cm<sup>2</sup>.

La pieza 14-13 está sometida a un esfuerzo máximo de tensión de 154,500 kgs. para una sola de las dos vigas.

Para resistir esta tensión disporemos una pieza como la indicada en la figura adjunta, cuya sección es de 160 cm<sup>2</sup>. La carga por tracción será por consiguiente:



$$\frac{154500 \times}{160} = 970 \text{ kg/cm}^2$$

El peso propio de esta pieza, 126,0 kgs. m.l. produce en la sección de arranque, junto al nudo, con la luz de 5,00 metros, una flexión que vale:

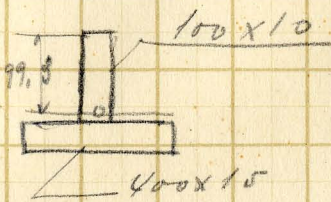
$M_a = 126 \times \frac{5,00^2}{12} = 262 \text{ m/kgs.}$  y como la sección considerada corresponde un centro de gravedad a 11,15 centímetros de la cabeza superior, el momento de inercia valdrá, 1231 cm<sup>4</sup>, la carga por tracción en la parte superior será:

$$A = \frac{262 \times 100 \times 11,15}{1231} = 237 \text{ kg/cm}^2$$

que se suman a los 970 obtenidos anteriormente, dando un total de 1207 kg/cm<sup>2</sup>.

La pieza 15-14 está sometida a un esfuerzo máximo de tensión de 64.500 kgs. para una sola se la de vigas.

Para sentir esta tensión representamos una pieza como la indicada en la figura adjunta, cuya sección es  $70 \text{ cm}^2$ .



La carga por sección será por consiguiente:

$$\frac{64.500}{70} = 920 \text{ kg/cm}^2$$

El peso propio de esta pieza, 55 kgs. ml. produce en la sección de arranque, junto al vado, en la luz de 5,00 metros, una flexión que vale:

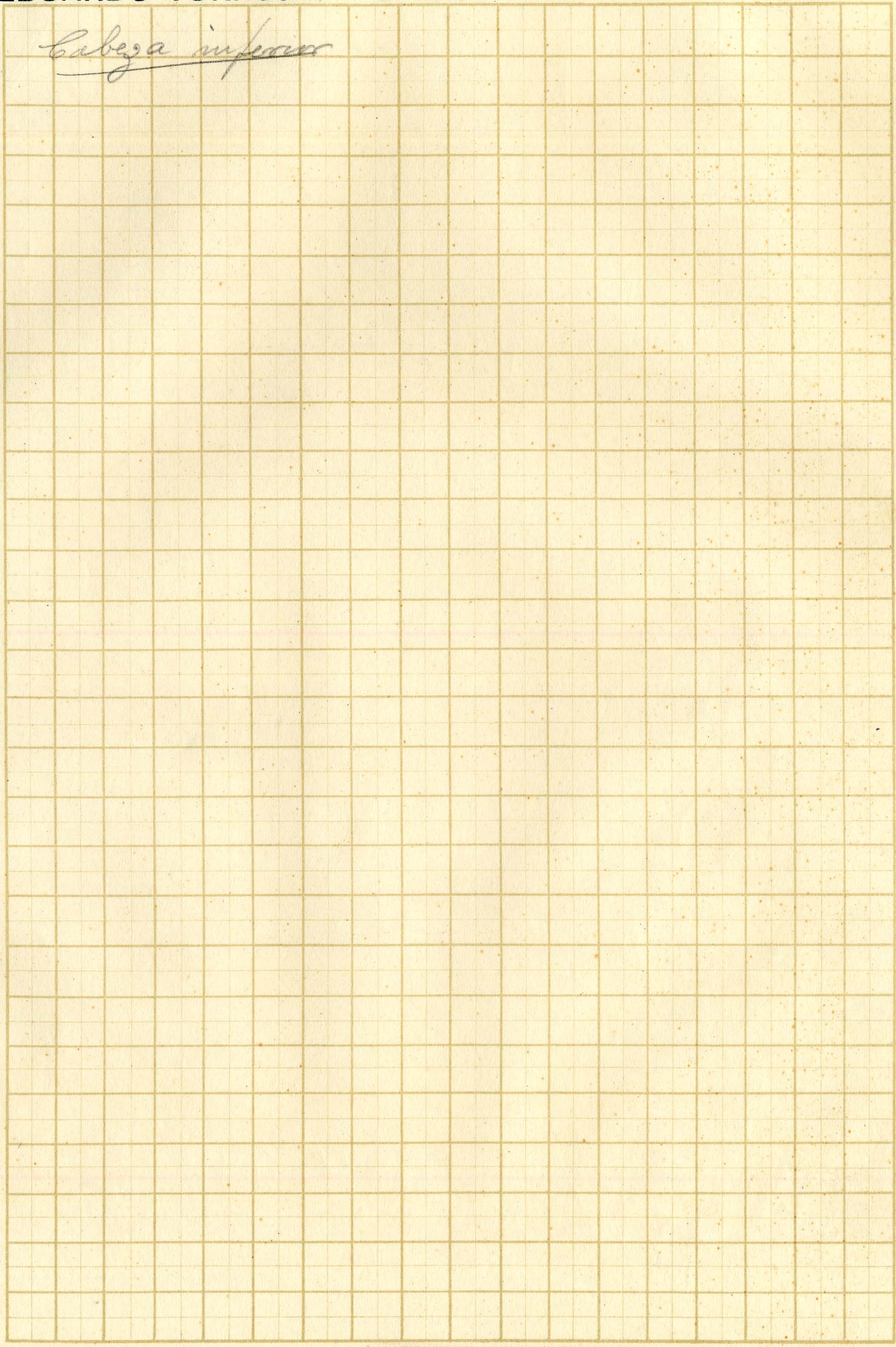
$$M_a = 55 \times \frac{5,00^2}{12} = 114 \text{ m/dggs. y como}$$

su centro de gravedad está situado a 9,93 centímetros de la cabeza superior, el momento de inercia valdrá 377  $\text{cm}^4$ . y la carga por tracción en la parte superior será

$$A = \frac{114 \times 100 \times 9,93}{377} = 299 \text{ kg/cm}^2$$

que se suma a la 920 obtenidos anteriormente, dando un total de 1189  $\text{kg/cm}^2$ .

Cabeza inferior



Diagonales:

I Para las diagonales se adopta la sección  
I, robusta según los esfuerzos a que están  
sometidas.

Para la 15-2 tomamos una sección compues-  
ta por una I de 26 y 2 platabandas de  
18x20.

El esfuerzo a que está sometida esta pieza, es  
para medio puente =  $\frac{224000}{2} = 112000$  kgs., a  
compresión.

La sección es  $125.4 \text{ cm}^2$  y el momento de  
inercia mínimo  $2330 \text{ cm}^4$ .

La carga total que puede soportar teniendo  
en cuenta el pandeo, es suponiéndola en un  
extremo empotrado y otro articulado, cuya longitud  
será en este caso  $l = (0.7 \times 4.15) = 2.90 \text{ mts.}$

$$P = \frac{10 \times 2000000 \times 2330}{5 \times 290^2} = 106000 \text{ kgs.}$$

No comprobándose en el otro sentido, por estar  
sujeta por el aparato de apoyo.

Para la 14-2 tomamos una sección compuesta  
I por una I de 26 y dos platabandas de 18x16.

El esfuerzo máximo a que está sometida esta  
pieza, es para medio puente  $\frac{153000}{2} = 76500$  kgs.  
a compresión.

La sección es de  $111 \text{ cm}^2$  y en el momento de máxima flexión los valores son  $16702 \text{ cm}^4$  y  $1794 \text{ cm}^4$  respectivamente.

La carga total que puede soportar teniendo en cuenta el pandeo es:

1.º Considerando un extremo empotrado y otro libre:

$$P = \frac{10 \times 2000000 \times 16702}{5 \times (2 \times 410)^2} = 77000 \text{ kg.}$$

2.º Considerando un extremo empotrado y otro articulado:

$$P = \frac{10 \times 2000000 \times 1794}{5 \times 230^2} = 87500 \text{ kg.}$$

En ambos casos se ve que el resultado es superior a lo exigido.

Para la 2-14, sometida a un esfuerzo de tracción de  $76500 \text{ kg}$ , se toma una sección compuesta  $\text{I}$  formada por una  $\text{I}$  de  $26$  y dos platabandas de  $160 \times 10$  lo que da una sección de  $85,4 \text{ cm}^2$  y una carga de trabajo =

$$\frac{76500}{85,4} = 895 \text{ kg/cm}^2.$$

Para la 3-13 cuyo esfuerzo de tracción es  $44000 \text{ kg}$ , se toma una  $\text{I}$  de  $26$  cuya sección es  $53,4 \text{ cm}^2$  y su carga de trabajo =

$$\frac{44000}{53,4} = 825 \text{ kg/cm}^2.$$

Para la 13-4, cuyo esfuerzo máximo de  
a compresión =  $\frac{88000}{2} = 44000$  Kgs, tomamos  
una sección compuesta I por una  
I de 26 y dos platabandas de  $160 \times 10$ .

La sección es  $85,4 \text{ cm}^2$  y sus momentos  
de inercia máximos y mínimos, valen  
 $11542$  y  $973 \text{ cm}^4$  respectivamente.

La carga total que puede soportar esta  
sección teniendo en cuenta el pandeo será;

1.º Considerando un extremo empotrado y otro libre;

$$P = \frac{10 \times 2000000 \times 11542}{5 \times (2 \times 410)^2} = 53000 \text{ Kgs.}$$

2.º Considerando un extremo empotrado, otro articulado.

$$P = \frac{10 \times 2000000 \times 973}{5 \times 290^2} = 46500 \text{ Kgs.}$$

Por último para la 4-12 tomamos una I de  
26 cuya sección es  $53,4 \text{ cm}^2$  y sus momentos de  
inercia máximos y mínimos, valen  $5740$  y  
 $282 \text{ cm}^4$  respectivamente.

Esta pieza puede estar sometida a un esfuerzo  
de tracción o compresión de  $\frac{31500}{2} = 15750$  Kgs,  
por tanto un carga de trabajo será  $\frac{15750}{53,4} = 294 \text{ kg/cm}^2$ .

La carga total que puede soportar, teniendo en cuenta el pandeo, es:

1.º Con un extremo empotrado y otro libre

$$Q = \frac{10 \times 2000000 \times 5740}{5 (2 \times 410)^2} = 26500 \text{ kgs.}$$

2.º Con un extremo empotrado y otro articulado.

$$Q = \frac{10 \times 2000000 \times 288}{5 \times 280^2} = 18700 \text{ kgs, admi-}$$

tiéndose este resultado, por ser exagerada la rigidez de extremo articulado en este sentido.

Montantes: 15-1 y 9-8

Estos han de resistir a compresión, las secciones de apoyo que valen:

$$A = B = 11900 \times 15 = 179000 \text{ kgs. o sea}$$

$$\frac{179000}{2} = 89500 \text{ kgs. para una sola pieza.}$$

Adoptamos la sección empotrada  $\bar{I}$  por una  $I$  de 26 y en platabandas de 18 x 20, cuya sección es  $125.4 \text{ cm}^2$  y sus momentos de inercia valen  $20964 \text{ cm}^4$  y  $2230 \text{ cm}^4$  respectivamente.

La carga que puede soportar, teniendo en cuenta el pandeo, es:

$$Q = \frac{10 \times 2000000 \times 2230}{5 \times (0.9 \times 330)^2} = 120000 \text{ kgs.}$$



Arrostramientos horizontales

Los cabezas de tensión y compresión de este arrostramiento están ya calculadas puesto que son las mismas de la viga principal.

Los montantes están constituidos por unas viguetas armadas compuestas de acero angular de  $50 \times 50 \times 5 = 19,2 \text{ cm}^2$  y no es necesario demostrar que resisten sobradamente la compresión producida por el viento.

No obstante estas piezas han de resistir también la flexión producida durante el huracánado del tablero de piso. Esta flexión para la sección central, suponiendo la viga simplemente apoyada, valdrá:

$$M = 1,550 \times \frac{5,00^2}{10} = 3900 \text{ m.kg.}$$

como el brazo es de 65 cm. la carga de tensión o compresión será:

$$\frac{3900}{0,65} = 6000 \text{ kg.}$$

teniendo en cuenta que cada una de las dos cabezas tiene una sección de  $9,6 \text{ cm}^2$ , la carga será:  $\frac{6000}{9,6} = 625 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{6000}{9,6} = 625 \text{ kg/cm}^2$$

como se ve también es poca cosa.

El esfuerzo cortante máximo durante esta fase exige para la primera diagonal de los que arman esta viga:

$$\frac{1550 \times 2,50 \times 1,41}{1200} = 4,6 \text{ cm}^2$$

o sea una L de  $45 \times 45 \times 5$ .

Las diagonales principales del arrostramiento horizontal tienen un esfuerzo máximo de tensión de 3,22 toneladas para la primera diagonal, que resistiremos con un  $\phi$  de 20 mm., usando esta misma sección para los costales

Aparato de apoyo

Apoyo móvil: La carga máxima sobre un apoyo es 89,5 toneladas y en la fórmula de la Instrucción Suiza, aplicada al acero fundido, tenemos para diámetro del rodillo de 60 centímetros de largo:

$$d = \frac{89,5 \times 16}{60} = 24 \text{ cm.}$$

Se adapta un rodillo de 25 cm.

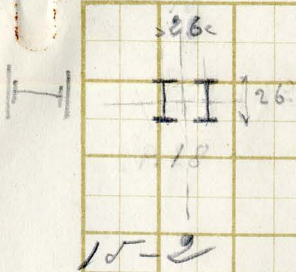
La placa de apoyo sobre el horning tiene una superficie de:  $20 \times 60 = 1200 \text{ cm}^2$   
y la carga sobre el horning será:

$$\frac{89500}{1200} = 75 \text{ kg/cm}^2.$$

y como según la Instrucción española para hornings armados, la carga que puede sentir en mazo en estas condiciones es:

$$R = H \sqrt[3]{\frac{A^2}{a^2}} = 50 \sqrt[3]{\frac{100^2}{20^2}} = 135 \text{ kg/cm}^2.$$

En el apoyo fijo adoptamos un radio de curvatura en la pieza de apoyo, igual al anterior, e idénticas disposiciones para el asiento sobre el mazo de hornings.



Esfuerzo = 112 000 kgs.

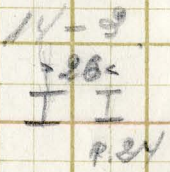
Sección = 16818 cm<sup>2</sup>. K = 1050 kg/cm<sup>2</sup>

I<sub>min</sub> = 2 x 5 x 40 = 11480 cm<sup>4</sup>

I<sub>max</sub> = (282 + 50,4 x 15<sup>2</sup>) x 2 = 9288 x 2 = 18576 cm<sup>4</sup>

P =  $\frac{10 \times 2000000 \times 18576}{5 \times (2 \times 40)^2} = 108000$  (83000)

P =  $\frac{10 \times 2000000 \times 11480}{5 \times 290^2} = 545000$  kgs. (400000)



Esfuerzo = 76500 kgs

Sección = 992 cm<sup>2</sup> K = 830 kg/cm<sup>2</sup>

I<sub>min</sub> = 8500 cm<sup>4</sup>

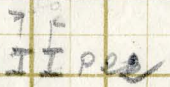
I<sub>max</sub> = (321 + 46,4 x 15<sup>2</sup>) x 2 = 8027 x 2 = 16042 cm<sup>4</sup>

P =  $\frac{10 \times 2000000 \times 16042}{5 \times (2 \times 15)^2} = 93000$  kgs. (72000)

P =  $\frac{10 \times 2000000 \times 8500}{5 \times 290^2} = 405000$  kgs. (157000)

2-14.

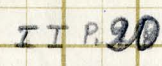
Esfuerzo de tracción = 76.500



Sección 992 cm<sup>2</sup> K = 965 kg/cm<sup>2</sup>

3-13.

Esfuerzo de tracción 44000



Sección 880 cm<sup>2</sup> K = 785 kg/cm<sup>2</sup>

13-4.

Esfuerzo a compresión 44000 kgs.

36

Sección 67.0 cm<sup>2</sup> K = 655 kg/cm<sup>2</sup>

II 920

$$I_{min} = 4280 \text{ cm}^4$$

$$I_{max} = (117 + 33.5 \times 15^2) \times 2 = 5767 \times 2 = 11534 \text{ cm}^4$$

$$P = \frac{10 \times 2000000 \times 11534}{\sqrt{(2 \times 15)^2}} = 66,500 \text{ kgs. (51,500)}$$

$$P = \frac{10 \times 2000000 \times 4280}{\sqrt{290^2}} = 204000 \text{ kgs. (158,900)}$$

4-12

II 920

— Mantente —

II 920

$$Esfuerzo = 99,500$$

$$Sección = 99.2 \text{ cm}^2 \cdot K = 970 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{min} = 11480 \text{ cm}^4$$

$$I_{max} = 18573 \text{ cm}^4$$

$$P = \frac{10 \times 2000000 \times 18573}{\sqrt{(0.9 \times 330)^2}} = 520000 \text{ kgs.}$$

|     |   |                          |   |      |   |       |   |                |
|-----|---|--------------------------|---|------|---|-------|---|----------------|
| 8   | □ | 14                       | x | 2.50 | x | 16.01 | = | 960.00         |
| 12  | □ | 18                       | x | 5.00 | x | 22.00 | = | 1320.00        |
| 480 | L | $\frac{40 \times 40}{4}$ | x | 0.55 | x | 2.42  | = | 640.00         |
|     |   |                          |   |      |   |       |   | <u>3575.00</u> |

Montajes y desaguales:

|     |    |       |       |       |      |       |       |                    |      |
|-----|----|-------|-------|-------|------|-------|-------|--------------------|------|
| 8   | I  | de 26 | x     | 3.30  | x    | 41.90 | =     | 1105 Kgs           |      |
| 8   | I  | de 26 | x     | 4.15  | x    | 41.90 | =     | 1390 "             |      |
| x   | 8  | I     | de 24 | x     | 4.15 | x     | 36.20 | =                  | 1200 |
| x   | 8  | I     | de 22 | x     | 4.15 | x     | 31.10 | =                  | 1035 |
| x   | 24 | I     | de 20 | x     | 4.15 | x     | 26.20 | =                  | 2610 |
| 96  | -  | 80x10 | x     | 0.145 | x    | 6.28  | =     | 87.00              |      |
| 56  | "  | "     | x     | 0.154 | x    | 6.28  | =     | 54.00              |      |
| 56  | "  | "     | x     | 0.162 | x    | 6.28  | =     | 57.00              |      |
| 168 | "  | "     | x     | 0.170 | x    | 6.28  | =     | 179.00             |      |
|     |    |       |       |       |      |       |       | <u>7717.00 Kgs</u> |      |

Supervenas en peso para los tres tramos: 1085.00 Kgs

Percutis 2219.46 pts.