

EDUARDO TORROJA  
OFICINA TECNICA DE INGENIERIA  
MADRID

Onejo.

Fecha 30-11-32.....

Núm. 196.101.....

CALCULO DE LAS LOSAS DE ANDEN.-

Se forma este forjado con losas sueltas hechas en taller, y que se contarán por medio de una pequeña pluma rejuntán. e después.

Se calculan por tanto como apoyados con una luz de 1,20 mts; su ancho puede ser de 60 cms. pero se calcula por metro lineal.

La carga que soportan es:

Sobrecarga		=	450 Kg/m <sup>2</sup>
Loseta de 3 cms.	= 0,03x1800	=	44 "
Hormigón	= 0,07x2400	=	<u>168 "</u>
			662 Kg/m <sup>2</sup>

El momento flector máximo es:

$$\frac{662 \times 1,25^2}{8} = 130 \text{ mkg.}$$

Con este canto y una armadura de tensión de 8  $\phi$  7 quedan trabajando el hormigón y el acero a 45 y 11 Kg/cm<sup>2</sup> respectivamente. La armadura de repartición se dispone de 8  $\phi$  5

CALCULO DE LAS MENSULAS DE ANDEN.-

Las ménsulas se ejecutarán también en taller para colocarse con pluma mas facilmente, dado lo reducido de su peso que no llega a 540 kgs. por pieza.

El apoyo y enganche se hará con la forma indicada en los planos, introduciendo como psador el estribo de la viga principal en la argolla de la ménsula y hormigonando con mortero los huecos.

Las cargas que soporta la ménsula son:

Losa y su sobrecarga = $666 \times 1,25$	= 830 Kg/ml.
Peso de la vigueta = $240 \times 0,15 \times 0,50$	= 180 "
	1.010 Kg/ml.
Barandilla =	100 kg.

$$\text{Momento flector máximo} = \frac{1.010 \times 3,00^2}{2} + 100 \times 3,00 = 4,800 \text{ mtg.}$$

$$\text{Esfuerzo cortante} = 1.010 \times 3,00 + 100 = 3,110 \text{ Kgs.}$$

Con la sección de arranque de  $15 \times 70$  cms. y una armadura de tensión de  $10 \text{ cm}^2 = 2 \phi 25$  tiene para posición de la fibra neutra =

$$\frac{15}{2} g^2 - 15 \times 10 (63 - g) = \quad " \quad g = 27 \text{ cms.}$$

Momento de inercia =

$$\frac{15}{3} \times 27^3 + 15 \times 10 \times 33^2 = 285,000 \text{ cm}^4$$

Cargas de trabajo =

$$4 = \frac{4,80000 \times 27}{285,000} = 45 \text{ kg/cm}^2 \quad A = 15 \frac{4,80000 \times 25}{285,000} = 9 \text{ kg/mm}$$

La tensión total es por tanto =  $1.120 \times 9 = 10,000 \text{ Kg.}$   
que se resisten perfectamente tanto por los gemelos como por  
el pasador de 30 mm.

Prescindiendo de la barra levantada el esfuerzo cortante  
se resiste por los dos estribos de 7 mm. a 15 cms. de separación a razón de

$$\frac{3,100}{7,5 \times \frac{63}{15}} = 1,000 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCULO DEL FORJADO DE CALZADA.-

El piso se desarrolla en forma de forjados cerrados de 7,5 x 7,5 m. perfectamente empotrados en sus extremos gracias a la duplicidad de los elementos de apoyo, tanto viguetas como vigas principales.

La carga fija de estos forjados de 30 cms. de espesor es =

Loseta	=	0,05 x 1800	=	90	Kg/m <sup>2</sup>
Hormigón	=	0,30 x 2400	=	720	
				810	Kg/m <sup>2</sup>

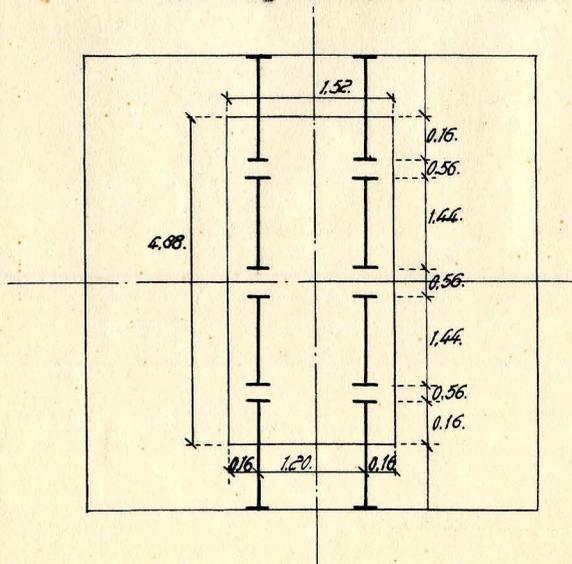
La flexión máxima debida a esta carga con arreglo a los estudios de Pigeon y teniendo en cuenta el perfecto empotramiento del contorno es =

$$0,03 \times 810 \times 7,50^2 = 1,360 \text{ mkg/ml.}$$

El esfuerzo cortante máximo se puede tomar igual a =

$$810 \times \frac{7,50}{4} \times 1,5 = 2,3 \text{ Hg/cm}^2$$

La hipótesis de sobrecarga mas desfavorable con-



siste evidentemente en el peso combinado de todos los hogies que cubren a lo ancho del puente sobre el forjado.

Con la disposición del croquis adjunto se ve que las ruedas exteriores de los

bogies extremos se salen del forjado en cuestión, quedan por tanto doce ruedas que reparten la carga a través de los 5 cms. de pavimento y los 30 de losa, según Pigeon en un ancho máximo de =

$$\sqrt{(2 \times 5)^2 + 30^2} = 32 \text{ cms.}$$

aun sin contar el ancho de apoyo sobre el pavimento o sobre el carril.

Con estos anchos de repartición no se solapan las cargas pero quedan suficientemente próximas para poder considerar un ancho y un largo general de reparto que envuelva a todas ellas. Como con ello se supone extendida la carga hacia el centro de la losa mas de lo que se extiende en realidad, la hipótesis resulta mas desfavorable.

Por otra parte es necesario contar un cierto coeficiente de impacto en la carga, pero como este efecto de sobrecarga dinámica es debido a fenómenos de resonancia entre la masa móvil y la oscilante del piso o viga en cuestión no es lógico considerar el esfuerzo de impacto simultáneo en todas las vias o bogies sino solamente tomar el máximo en uno de los bogies y prescindir del esfuerzo dinámico de los otros.

Según las Instrucciones de Puentes metálicos el coeficiente de impacto a aplicar en el caso de luces de 7,50 es dos sensiblemente. En pisos de hormigón puede tomarse bastante menos porque el efecto de resonancia es menor pero para mayor seguridad y sencillez lo tomaremos de

2. Es decir que un bogie se supone doble. Por tanto la carga total correspondiente a los ocho ejes es de =  
 $8 \times 6150 = 49,200 \text{ Kg.}$  y se extiende en un rectángulo centrado de  $1,52 + 4,88 \text{ m.}$  Los cocientes de estas dimensiones a los totales del forjado son  $0,20$  y  $0,64$ . Las flexiones según los ábacos de Pigeoná valen por consiguiente

$$0,083 \times 49,200 = 4.100 \text{ mkg/ml.}$$

$$0,117 \times 49,200 = 5,750 \text{ "}$$

Las flexiones máximas debidas al peso muerto y sobrecarga son =

$$4,100 + 1,360 = 5,460 \text{ mkg/ml.}$$

$$5,750 + 1,360 = 7,110 \text{ "}$$

No ha lugar a considerar sobrecarga uniforme porque dada la posición de los bogies, los coches cubren toda el área del forjado.

El máximo esfuerzo cortante debido a la sobrecarga se produce evidentemente alrededor de cada rueda y vale =

$$\frac{6,150}{4 \times 30 \times 32} = 1,6 \text{ Kg/cm}^2$$

y no tiene por tanto importancia.

La comprobación de la sección mas cargada a flexión se desarrolla en la siguiente forma:

Profundidad de la fibra neutra con  $26 \text{ cms.}$  de canto util.

$$\frac{100}{2} g^2 - 15 \times 30 \times (27 - g) = \text{ " } g = 12 \text{ cms.}$$

Momento de inercia:

$$I = \frac{100}{3} \times 12^3 + 15 \times 30 \times 15^3 = 152,000 \text{ cm}^4.$$

Cargas de trabajo:

$$H = \frac{7,11000 \times 12}{1.52000} = 56 \quad A = 15 \frac{7.110 \times 15}{152,000} = 10,5 \text{ kg/mm}^2$$

En el otro sentido y con la misma armadura se tiene los siguientes resultados.

Profundidad de la fibra neutra

$$\frac{100}{2} g^2 = 15 \times 30 (27 - g) \quad " \quad g = 12 \text{ cms.}$$

Momento de inercia:

$$\frac{100}{3} 12^3 + 15 \times 30 \times 15^3 = 160000 \text{ cms}^4$$

Cargas de trabajo

$$H = \frac{546000 \times 12}{160,000} = 41 \text{ Kg/cm}^2 \quad " \quad A = 15 \frac{546000 \times 15}{160,000} = 7,7 \text{ kg/mm}^2$$

Mas adelante se estudian los esfuerzo combinados de estas flexiones con la compresión debida a la flexión general del puente.

FORJADO DE CALZADA EN EL VIADUCTO de 24 METROS.-

En este caso el forjado resultaría con mayor dimensión a lo ancho que a lo largo y con mayor carga en sentido longitudinal que es la que ha de combinarse después con la compresión general del piso por tanto es preferible hacer un piso de forjado transversal y largueros sobre viguetas.

El forjado con 2,90 de luz entre ejes y 2,20 de luz libre o sea 2,55 de luz de cálculo y con la carga aislada de 13 tn en el centro que es la peor hipótesis, repartida en 30 x 30 cms. da unas flexiones de

$$13000 \times 0,25 = 3,200 \text{ mkg/ml.}$$

$$13000 \times 0,18 = 2,350 \text{ id}$$

Las flexiones debidas al peso muerto es:

$$(2400 \times 0,30 \times 2,20) \times 2,55/12 = 330 \text{ mkg/m}$$

y las flexiones totales = 3,270 x 2,660 mkg

Con el forjado de 30 cms. y una anchura de 15 cms.<sup>2</sup> se tiene

Profundidad de la fibra neutra

$$\frac{100}{2} g^2 = 15 \times 15 (27 - g) \quad " \quad g = 9 \text{ cms.}$$

Momento de inercia

$$\frac{100}{3} g^3 + 15 \times 15 \times 18^2 = 97000 \text{ cm}^2.$$

Cargas de trabajo:

$$H = \frac{347000 \times 9}{97000} = 30 \text{ kg/m}^2 \quad A = 15 \frac{32700 \times 18}{97000} = 9,2 \text{ kg/mm}^2$$

En sentido longitudinal las cargas son análogas con una armadura de  $7 \phi 15 = 12 \text{ cm}^2$

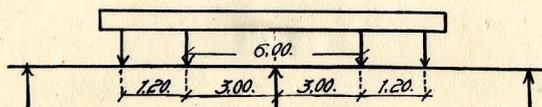
LARGUEROS EN EL VIADUCTO DE 24 METROS.-

El larguero tiene 7,50 m. de luz y soporta una carga de:

$$\begin{aligned} 2,400 \times 0,30 \times 2,20 &= 1,580 \text{ Kg} \\ 2,400 \times 0,70 \times 0,20 &= \underline{360} \text{ "} \\ &1,940 \text{ Kg/ml.} \end{aligned}$$

Las flexiones en el arranque y en el centro son:

$$\begin{aligned} 19400 \times \frac{7,50^2}{12} &= 9000 \text{ mkg.} \\ 1940 \times \frac{7,50^2}{18} &= 6000 \text{ "} \end{aligned}$$



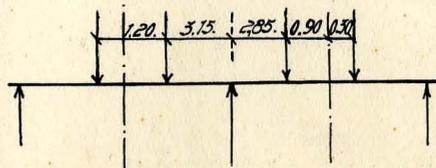
Como en este Viaducto de 24 metros de ancho suponemos calzadas de 2,50 mts.

de anchura, podemos tomar para cada larguero el doble de la carga de una vía teniendo así en cuenta el efecto de impacto.

La posición mas desfavorable para el arranque es la que se indica en el croquis proximamente. La flexión en este caso es:

$$12,300 \times (0,08 + 0,07 + 0,07 + 0,08) \times 7,50 = 27600 \text{ mKgs.}$$

y el centro con la posición del segundo croquis



$$12000(0,035-0,038+0,120*0,150) \times 7,50 = 18,400 \text{ mkg}$$

Las flexiones totales son por tanto 36,600 y 24,400 mkg.

En la sección de arranque se tiene

Profundidad de la fibra neutra

$$\frac{70}{2} g^2 + 10 \times 39 (g - 3) = 15 \times 58 \times (66-g) \quad g = 26 \text{ cms}$$

Momento de inercia

$$\frac{70}{3} 26^3 + 10 \times 39 \times 23^2 + 15 \times 58 \times 40^2 = 2,315000 \text{ cm}^4$$

Cargas de trabajo

$$H = \frac{3660000 \times 26}{2,316000} = 42 \text{ Kg/cm}^2 \quad A = 15 \quad \frac{36600 \times 40}{2016000} = 11 \text{ Kg/mm}^2$$

En la sección central

Profundidad de la fibra neutra

$$\frac{290}{2} g^2 = 15 \times 58 (47 \times g) \quad g = 14$$

Momento de inercia

$$I = \frac{290}{3} 14^3 + 15 \times 58 \times 33^2 = 1210000 \text{ cm}^4$$

Cargas de trabajo

$$H = \frac{2440000 \times 14}{1210000} = 28 \text{ Kg/cm}^2 \quad A = 15 \quad \frac{24400 \times 33}{1210000} = 10 \text{ Kg/mm}^2$$

Cargas menores que las obtenidas en la calzada del Viaducto de 20 metros.

El esfuerzo cortante máximo en el nervio es el debido al peso propio mas el producido al paso de los bogies junto al arranque, o sea =

$$\text{Peso muerto} = \frac{1.940 \times 7,50}{2} = 7,200 \text{ Kg}$$

$$\text{Sobrecarga} = \underline{24,600 \text{ "}}$$

$$31,800 \text{ Kg.}$$

La carga en el hormigón sin armaduras es:

$$\frac{31200}{70 \times 50} = 9 \text{ kg/cm}^2$$

y en la resistencia de las armaduras solas y a  $10 \text{ kg/mm}^2$  con 3 estribos de 12 mm. a 20 cms. y una barra levantada a 40 cms. de separación

$$10 \times 6 \times 1,0 \frac{42}{20} + 10 \times 9,5 \frac{42}{40} = 32,000 \text{ Kgs.}$$

#### CALCULO DE LAS VIGUETAS.-

Con objeto de dar la máxima rigidez al conjunto de la estructura se proyecta la vigueta atravesando hasta los nervios exteriores por dentro de las vigas cajón. De este modo se logra un empotramiento perfecto en el forjado y un fuerte arriostamiento de los nervios que aleja todo peligro de pandeo.

La vigueta queda con 7,50 metros de luz, y bien empotrada en sus extremos pero de todos modos calcularemos con un coeficiente de flexión de  $1/10$ .

Las cargas de la vigueta son:

Sobrecarga de los bogies pasando sobre las viguetas y calculando el impacto en igual forma que para el forjado =

$$= 49,200 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso muerto del forjado } \frac{2}{4} 810 \times 7,50^2 = 22,800$$

$$\text{Peso muerto de la viga} = 2,400 \times 7,50 \times 0,30 \times 2,00 \frac{10,800}{82,800 \text{ Kg.}}$$

Máxima flexión en el centro y en el arranque

$$\frac{82,800 \times 7,5}{10} = 62,000 \text{ mkg.}$$

Máximo esfuerzo cortante = 41,400 Kg.

La comprobación de la sección se desarrolla en la siguiente forma:

$$\frac{30}{2} g^2 + 15 \times 50 (g - 10) = 15 \times 50 (170 - g) \quad g = 57 \text{ cms.}$$

Momento de inercia

$$\frac{30}{3} 57^3 + 15 \times 50 \times 50^2 + 15 \times 50 \times 113^2 = 13,000,000$$

Cargas del hormigón y el acero

$$H = \frac{8280000 \times 57}{13,000,000} = 37 \text{ Kg/cm}^2 \quad A = 15 \frac{82800 \times 113}{13,000,000} = 10,8 \text{ kg/cm}^2$$

Carga a esfuerzo cortante del hormigón sin contar la armadura

$$\frac{41,400}{30 \times 180} = 7,7 \text{ kg/cm}^2$$

El brazo necesario de la sección es

$$\frac{8280000}{10,8 \times 50} = 153 \text{ cms.}$$

y la sobrecarga por esfuerzo cortante del estribo y la barra

levantada de □ 50 a 125 cms. de separación.

$$\frac{41400}{25 \times \frac{153}{125} + 2 \times 25 \frac{153}{125}} = 550 \text{ Kg/cm}^2$$

La sección central está evidentemente en mejores condiciones y no necesita por tanto comprobación.

VIGUETA EN EL VIADUCTO DE 24 METROS.

La vigueta tiene en este caso una luz de 11 mts. y soporta la carga debida a los pesos muertos de losas y largueros, y la sobrecarga.

Peso propio:  $2,400 \times 0,30 \times 2,00 = 1,440 \text{ Kg/ml.}$

Larguero :  $2 \times 7,200 = 14,400 \text{ Kg}$

Sobrecarga en las seis vías duplicando dos por  
 impacto  $8 \times 12,300 = 98,400 \text{ Kg}$

Flexión debida a =

peso propio =  $1,440 \times 10,90^2 / 10 = 17,000 \text{ Mkg.}$

Larguero central  $14,400 \times 10,90 / 5 = 31,500 \text{ "}$

Largueros laterales  $14,400 \times 2,90 = 41,800 \text{ "}$

Sobrecarga  $98,400 \times 10,90 / 10 = \underline{107,000 \text{ "}}$

$197,300 \text{ mch.}$

Máximo esfuerzo cortante =

peso propio =  $1,440 \times 10,90 / 2 = 7,800$

Largueros =  $14,400 \times 1,5 = 21,600$

Sobrecarga =  $98,400 / 2 = \underline{49,200}$

$78,600 \text{ Kg.}$

Comprobación de la sección de arranque

$$\frac{40}{2} g^2 + 15 \times 50 \times (g - 10) = 15 \times 150 \times (170 - g) \quad g =$$

$$= 73 \text{ cms.}$$

Momento de inercia

$$40/3 \times 73^3 + 15 \times 50 \times 63^2 + 15 \times 150 \times 97^2 = 29,200,000 \text{ cms}^4$$

Cargas de trabajo

$$H = \frac{19730000 \times 73}{2920000} = 50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \pm = 15 \quad \frac{197300 \times 97}{2920000} = 10 \text{ Kg/mm}^2$$

Las cargas a esfuerzo eran suficientemente bajas para no necesitar nueva comprobación.

CALCULO DE LAS VIGAS PRINCIPALES.-

Pesos del semipunte.

Losa de andén sobre la viga cajón en 1,25 de suelo =	= 0,18x24,00x1,25x1,00 =	540
Loseta de andén	= 0,02x18,00x4,00x1,25 =	180
Losas de id voladas	= 0,07x24,00x3,00 =	500
Ménsulas id	= 180x3,00 =	540
Barandilla id	=	100
		<u>1860</u>
Peso de andén por metro lineal =	$\frac{1860}{1,25}$ =	1500
Loseta de calzada 0,25x18,00x6,00 =		550
Bordillo =		80
	Total	<u>2130 Kg/ml</u>
Nervios = 2x0,40x3,82x1,00x24,00 =		7290
Cartabones inferiores = 2x0,40x0,20x1,00x2400		380
Forjado entre nervios inferior = 0,10x1,60x x 1,00 x 2400 =		380
Forjado entre nervios superior = 2,20x0,35x x 1,00x2400 =		1,830
Cartabones superiores interiores = 2x0,30x0,30x1,00x2400 =		420
Peso de la viga cajón por metro lineal - - - -		10,300 kg/ml

		<u>Kg/ml</u>
Viguetas centrales =	$1,80 \times 0,30 \times 3,75 \times 2400 =$	4850
Vigueta lateral =	$1,75 \times 0,35 \times 2,20 \times 2400 =$	<u>2,850</u>
Peso de una vigueta	- - - - -	7,700
Forjado central =	$0,30 \times 3,75 \times 2400 =$	2,700
Cartabón =	$0,30 \times 0,30 \times 2400 =$	<u>220</u>
Peso del forjado de calzada por metro lineal =		2,920
Aumento de canto de los nervios en los arranques =		
	$= 2 \times 0,70 \times 12,00 \times 0,40 \times 2,400 =$	16,100
Forjado central de arranque =		
	$= 0,35 \times 12,00 \times 3,75 \times 2,400 =$	2 37,500
Forjado lateral =	$0,35 \times 12,00 \times 2,20 \times 2,400 =$	22,300
Peso del forjado inferior de arranque =		75,900 kg
Refuerzo del forjado inferior =		
	$= 0,25 \times 1,60 \times 5,00 \times 2,400 =$	4,800
Forjado central inclinado =		
	$= 0,20 \times 6,20 \times 3,75 \times 2,400 =$	11,100
Forjado lateral =	$0,20 \times 6,20 \times 2,20 \times 2,400 =$	6,500
Doble vigueta central =	$2 \times 0,20 \times 2,00 \times 3,75 \times 2,400 =$	7,200
Doble vigueta lateral =	$2 \times 0,20 \times 1,90 \times 2,20 \times 2,400 =$	<u>4,000</u>
Peso del forjado de enlace		= 33,600 kg

Sobrecargas del semipunte

Sobrecarga equivalente por calzada en la luz central según la Instrucción = 1,500 kh/ml. Como dijimos los efectos de impacto no son simultáneos en todas las calzadas y se aplica solamente a dos de ellos o sea una en el semipunte que estudiamos:

El coeficiente de impacto según la misma Instrucción para luz de 7,00 metros, es:

$$\frac{1}{100} (140 - 0,56 \sqrt{500 \times 70,00 + 70,00^2}) = 0,33$$

La máxima sobrecarga en las tres calzadas del semipunte y en su andén correspondiente es =

$$3,33 \times 1,500 + 450 \times 4,00 = \underline{6,800 \text{ kg/m.l.}}$$

En las luces laterales la carga equivalente según la Instrucción, es de 1,700 kg/m.l.

El coeficiente de impacto =

$$\frac{1}{100} (140 - 0,56 \sqrt{500 \times 30,00 + 30,00^2}) = 0,62$$

y la sobrecarga total equivalente =

$$3,62 \times 1,700 + 450 \times 4,00 = \underline{8,000 \text{ kg/ml.}}$$

HIPOTESIS DE CALCULO.-

Hipótesis correspondientes a los pesos muertos:

- 1ª) Sistema estático formado por la luz central apoyada en las pilas nueva y antigua volando 16 mts. sobre ésta y la luz lateral volando 25 mts. todo a sección incompleta.
- 2ª) Sistema estático formado por la luz lateral volada y la central apoyada sobre el castillete auxiliar y volando sobre él 10,00 mts. hasta llegar al centro, todo con sección incompleta.
- 3ª) Sistema estático formado por la sección incompleta en todo el puente apoyando solo sobre las pilas definitivas y soportando el forjado de calzada recién homigonado en los 23,00 metros centrales.
- 4ª) Sistema hiperestático apoyado sobre los cuatro apoyos definitivos con sección completa en el centro e incompleta en el resto, soportando el forjado de calzada en todo el puente menos en los 23,00 mts. centrales y el andén en todo el puente. Estos esfuerzos se han de sumar con los de la hipótesis 3ª.

Hipótesis correspondiente a las sobrecargas.

- 5ª) Sobrecarga en la luz central solamente.
- 6ª) Sobrecarga en la luz central y una cualquiera de las laterales.
- 7ª) Sobrecarga en las dos luces laterales.
- 8ª) Sobrecarga en una luz lateral solamente.

La sobrecarga a puente completo da secciones menores y no se estudia. Las máximas reacciones debidas en cada sec-

ción a las diferentes hipótesis de sobrecarga se han de sumar a los máximos de las hipótesis 3ª y 4ª.

1ª Hipótesis.- Sistema estático formado por la luz central apoyada en las pilas nueva y antigua volando 16 m. sobre ésta, y la luz lateral volando 25 m. todo a sección incompleta.

Flexiones en la sección de apoyo sobre la pila antigua debidas a los pesos siguientes.

Viga cajón :	$10,300 \times \frac{15,00^2}{2}$	=	1,160,000
Viguetas :	$7,700 \times 13,75$	=	106,000
Forjado de enlace :	$33,600 \times 4,20$	=	<u>141,000</u>
			1,407,000 mkg

Flexión en el arranque de la luz central

Viga cajón =	$10,300 \times \frac{16,00^2}{2}$	=	1,310,000
Forjado de enlace	$33,600 \times 14,75$	=	495,000
Forjado de arranque =	$75,900 \times 4,00$	=	303,000
Vigueta =	$7,700 \times 7,50$	=	<u>57,000</u>
			2.165,000 mkg.

2ª Hipótesis.- Sistema estático formado por la luz lateral volando 24 m. sobre la pila definitiva y la luz central hormigonada hasta el centro y apoyando en la misma y en el castillete auxiliar a 10,00m. del eje.

Flexión en la sección sobre el castillete.- lateral.

Viga cajón:	$10,300 \times \frac{10,00^2}{2}$	=	501,500 mkg
Viguetas:	$7.700 \times 6,25$	=	<u>48,500 "</u>
			550,000 mkg.

Flexión en la sección extrema de cartabón de la luz lateral

Viga cajón =  $10,300 \times 18,00^2 / 2 =$  1,660,000

Viguetas =  $7,700 \times (11,75 + 17,85) =$  227,000

Forjado de enlace =  $33,600 \times 2,75 =$  92,000

Forjado de calzada =  $2,920 \times 6,40 \times 14,80 =$  276,000

Sobrecarga =  $20,000 \times 15,00 =$  300,000

2,555,000

Flexión en la sección extrema de cartabón de la luz central

3ª Hipótesis.- Sistema estático formado por la sección incompleta en todo el puente apoyado solo sobre las pilas definitivas y soportando el forjado de calzada recién hormigonado en los 23 m. centrales y en los 6,40 m. de los extremos de luces laterales estos últimos con

Flexión en el arranque de la luz lateral =

Viga cajón =  $10,300 \times 30,00^2 / 2 =$  4,620,000

Viguetas =  $7,700 (7,50 + 23,75 + 29,85) =$  468,000

Forjado de enlace =  $28,800 \times 14,75 =$  425,000

Forjado de arranque =  $75,900 \times 4,00 =$  303,000

Forjado de calzada =  $2,920 \times 6,40 \times 26,80 =$  500,000

6,316,000 mkg.

Flexión en la sección extrema de cartabón de la luz lateral

Viga cajón =  $10,300 \times 18,00^2 / 2 =$  1,660,000

Viguetas =  $7,700 \times (1,75 + 17,85) =$  227,000

Forjado de enlace =  $28,800 \times 2,75 =$  79,000

Flexión en la sección de arranque de la luz lateral.

Viga cajón	=	$10,300 \times \frac{24,00^2}{2}$	=	2.950,000
Viguetas	=	$7,700 \times (7,50 + 23,75)$	=	240,000
Forjado de enlace	=	$33,600 \times 14,75$	=	495,000
Forjado de arranque	=	$75,900 \times 4,00$	=	<u>303,000</u>
				3,988,000 mkg.

Los esfuerzos cortantes y las flexiones en otras secciones son evidentemente menores que en otras hipótesis siguientes y no interesa de terminarlos en ésta.

3ª Hipótesis.- Sistema estático formado por la sección incompleta en todo el puente apoyando sobre las pilas definitivas y soportando el forjado de calzada en los 23 m. centrales y en los 6,40 m. extremos con 20,000 kg de sobrecarga en estos últimos.

Flexión en el arranque de la luz lateral

Viga cajón	=	$10,300 \times \frac{30,00^2}{2}$	=	4,620,000
Viguetas	=	$7,700 (7,50 + 23,75 + 29,85)$	=	468,000
Forjado de enlace	=	$33,600 \times 14,75$	=	490,000
Forjado de arranque	=	$75,900 \times 4,00$	=	303,000
Forjado de calzada	=	$2,920 \times 6,40 \times 26,80$	=	500,000
Sobrecarga	=	$20,000 \times 27,00$	=	<u>540,000</u>
				6,921,000

$$\text{Forjado de calzada} = 2,920 \times 6,40 \times 14,80 = \frac{276,000}{2.242,000 \text{ Kg}}$$

Flexión en la sección extrema de cartabón de la luz central:

$$M_a = P \frac{x}{l} a = \frac{12,00}{70,00} P x = 0,171 P x \text{ para fuerzas}$$

a la derecha como viga apoyada.

$M_a' = 0,171 P x - P (a - 1 + x) = (58,0 - 0,829 x) P$  para fuerzas a la izquierda.

$$M_a'' = \frac{P^2}{2} a - \frac{(P a)^2}{2} = \frac{12,00}{2} (70,00 - 12,00) P = 348 p.$$

para fuerzas uniformemente repartidas en toda la luz.

$M_a''' = \frac{P b}{2} a = \frac{23,00}{2} \times 12,00 p = 138 p$  para una fuerza uniformemente repartida en una longitud  $b = 23$  mts. centrada en la luz. aplicando valores tenemos los siguientes valores de flexión.

$$\text{Viga cajón: } 348 \times 10,300 = 3,580,000$$

$$\text{Vigüeta a la derecha: } 0,171 \times 7,700 (7,50 + 23,75 + 31,25 + 38,75 + 46,25) = 194,000$$

$$\text{Vigüeta a la izquierda: } 7,700 (58,00 - 0,829 \times 62,50) = 43,000$$

$$\text{Forjado de enlace derecho: } 0,171 \times 33,600 \times 14,75 = 85,000$$

---


$$3.902,000$$

3,902,000

Forjado de enlace izquierdo =  $33,600 (58,00 - 0,829 \times 55,70)$  = 400,000

Forjado de compresión derecho =  $0,171 \times 75,900 \times 4,00$  = 52,000

Forjado de compresión izquierdo =  $75,900 (58,00 - 0,829 \times 66,00)$  = 228,000

Forjado de calzada =  $138 \times 2920$  = 400,000

4,982,000 mkg

A deducir por flexión de empotramiento = 6,921,000

1,939,000 mkg

Flexión en la sección central

Viga cajón =  $10,300 \times 70,00^2 / 8$  = 6,350,000

Viguetas =  $7,700 \times (7,50 + 23,75 + 31,25)$  = 480,000

Forjado inclinado =  $33,600 \times 14,75$  = 420,000

Forjado de compresión =  $75,900 \times 4,00$  = 305,000

Forjado de calzada =  $2,920 \times 11,50 \times 29,25$  = 980,000

8.605,000

A descontar por flexión de empotramiento = 6,921,000

1,684,000 kg

Flexión en la sección a 23,50 m. en el arranque de la luz central.-

$M_a = P \quad a = 0,336 P$

$M'_a = 0,336 P - P (a - 1 + ) = (46,50 - 0,664 ) P$

$M''_a = \frac{p l^3}{2} a - \frac{p a^2}{2} = \frac{23,50}{2} (70,00 \times 23,50) p = 547 p$

$M'''_a = \frac{p^6}{2} a \neq \frac{23,00}{2} \times 23,50 p = 270 p$

Viga cajón =  $10,300 \times 547$  = 5,600,000

Viguetas a la derecha =  $7,700 \times 0,336 (7,50 + 23,75 + 31,25 + 38,75 +$

		5,600,000
	+ 46,25) =	380,000
Viguetas a la izquierda	= $7,700 \times (46,50 - 0,664 \times 62,50)$	38,000
Forjado enlace derecho	= $33,600 \times 0,336 \times 14,75$	165,000
" izquierdo	= $33,600 \times (46,50 - 664 \times 55,70)$	320,000
Forjado de arranque derecho	= $75,900 \times 0,336 \times 4,00$	102,000
" izquierdo	= $75,900 \times (46,50 - 0,664 \times 66,00)$	190,000
Forjado de calzada	= $2,920 \times 270$	<u>790,000</u>
		7,585,000
a descontar por empotramiento		<u>6,921,000</u>
		664,000 mkg

4ª Hipótesis.- Sistema estático formado por la viga completa apoyando sobre pilas solamente.

-----

Flexión en la sección de arranque de la luz lateral.

Flexión de la hipótesis anterior	-----	6,921,000
Forjado de calzada	$2920 \times \frac{25,60^2}{2}$	820,000
Andén y pavimento	$2130 \times \frac{30,00^2}{2}$	<u>955,000</u>
		8,696,000
Descuento de sobrecarga auxiliar		<u>540,000</u>
		8,156,000

Flexión en el extremo de cartabón, de la luz lateral

Flexión de la hipótesis anterior	-----	2,555,000
Forjado de calzada	$2920 \times \frac{11,60^2}{2}$	196,000
Andén y pavimento	= $2130 \times \frac{18,00^2}{2}$	<u>345,000</u>
		3,096,000

	3,096,000
Descuento de sobrecarga auxiliar	<u>300,000</u>
	2,796,000

Flexión en el extremo de cartabón de la luz central.

Flexión de la hipótesis anterior	4,982,000
Pavimento y andén 2130 x 348	= 735,000
Forjado de calzada 2920x648-138)	= <u>610,000</u>
	6,327,000
A deducir por empotramiento	<u>8,156,000</u>
	1,829,000

Flexión de la sección central

Flexión de la hipótesis anterior	= 8,605,000
Forjado de calzada = $2920 \times \overline{23,50}^2 / 2$	= 805,000
Andén y pavimento = $2130 \times \overline{70,00}^2 / 8$	= <u>1,300,000</u>
	10,710,000
A deducir por empotramientos	<u>8,156,000</u>
	2,554,000

Flexión en la sección a 23,50 m. del arranque luz central.

Flexión de la hipótesis anterior	= 7,585,000
Forjado de calzada = $2920 \times \overline{23,50}^2 / 2$	= 805,000
Andén y pavimento = 2130 x 547	= <u>1,160,000</u>
	9,550,000
A deducir por empotramientos	<u>8,156,000</u>
	1,404,000

Máximo esfuerzo cortante en el arranque de la luz lateral.

Esfuerzo cortante de la hipótesis anterior	=	470,200
Descuento por sobrecarga auxiliar	=	<u>10,000</u>
		460,000
Forjado de calzada 2920 x 23,60	=	68,500
Pavimento y andén 2130 x 30,00	=	<u>63,900</u>
		592,400 kg

Máximo esfuerzo cortante en el centro de cartabón de la luz lateral.

Esfuerzo cortante anterior sin sobrecarga	=	254,600
Forjado de calzada 2920 x 11,60	=	33,800
Andén y pavimento 2130 x 18,00	=	<u>38,200</u>
		326,600

Máximo esfuerzo cortante en el arranque de la luz central.

Hipótesis anterior - - - - -	=	526,100
Forjado de calzada = 2920 x 23,50 - - -	=	68,500
Pavimento y andén = 2130 x 35,00 - - -	=	<u>74,500</u>
		669,100

Máximo esfuerzo cortante en el centro de cartabón de la luz central.

Hipótesis anterior - - - - -	=	319,500
Forjado de calzada = 2920 x 11,50 - - - - -	=	33,600
Pavimento y andén = 2130 x 23,00 - - - - -	=	<u>49,000</u>
		402,100

Máximo esfuerzo cortante a 23,50 m. del arranque en la luz central.

Hipótesis anterior - - - - -	=	159,200
Pavimento y andén = 2130 x 11,50 - - - - -	=	<u>24,500</u>
		183,700

5ª Hipótesis .- Sobrecarga en la luz central solamente.

No habiendo sección de estribo por peso muerto la flexión es como viga apoyada y su máximo en el centro es:

$$6800 \times 70,00^2/8 = 4,150,000 \text{ mkg.}$$

El máximo esfuerzo cortante en el arranque es:

$$6800 \times 70,00/2 = 238,000 \text{ Kg.}$$

6ª Hipótesis.- Sobrecarga en dos luces contiguas.

No habiendo reacciones de estribos por pesos muertos el sistema es equivalente a uno de dos luces y el teorema de los tres momentos dice:

$$2 M (30 + 70) = - 1/4 8000 \times 30^3 - 1/4 6800 \times 70^3$$
$$M = \frac{634,000,000}{200} = 3.170,000 \text{ mkg.}$$

Flexión en el centro de la luz central

$$6,800 \times 70,00^2/8 - 3,170,000/2 = 2,595,000$$

Flexión en el centro de la luz lateral.

$$8,000 \times 30,00^2/8 - 3.170,000/2 = - 685,000$$

El máximo esfuerzo cortante en el arranque de la luz lateral sobre pila es:

$$8,000 \times 30,00/2 + \frac{3.170,000}{30} = 225,700$$

y sobre el estribo=

$$8,000 \times 30,00/2 - \frac{3.170,000}{30} = 14,300$$

El máximo esfuerzo cortante de la luz central sobre la pila mas cargada es:

$$6800 \times 70,00/2 + \frac{3,170,000}{70} = 282,300 \text{ Kg.}$$

y sobre la otra pila

$$6800 \times 70,00/2 - \frac{3,170,000}{70} = 191,700 \text{ Kg.}$$

7ª Hipótesis.- Sobrecarga en las dos luces laterales

El teorema de los tres momentos da=

$$2 M (30 + 70) + 70 M = 1/4 8000 \times 30^3$$

$$M = \underline{200,000 \text{ mkg.}}$$

Flexión en el centro de la luz lateral.

$$800 \times 30^2/8 - \frac{200,000}{2} = \underline{800,000 \text{ mkg.}}$$

Esfuerzo cortante en el arranque de la luz lateral sobre pilas.

$$800 \times 30,00/2 + 800000/30,00 = \underline{146,600 \text{ kg.}}$$

Esfuerzo cortante sobre el estribo

$$8000 + 30 / 2 \quad 800000 + 30 = 93,400 \text{ kg.}$$

8ª Hipótesis.- Sobrecarga en una luz lateral solamente

El teorema de los tres momentos da las siguientes ecuaciones.

$$2 M_1 (30 \times 70) + M_d \times 70 = 1/4 8000 \times 30^3$$

$$70 M_1 + 2 M_d (30 + 70) = 0$$

de donde se deduce

84,500

$$M_1 = \underline{243,000 \text{ mkg}} \quad " \quad M_d = - \underline{84500 \text{ mkg}}$$

Flexión en el centro de la luz lateral cargada.

$$8000 \times \frac{50,00^2}{8} - \frac{243,000}{2} = \underline{\underline{778,500}} \text{ mkg.}$$

Esfuerzo cortante en el arranque de la luz lateral sobre pila:

$$8000 \times 30,00/2 + 243,000/30,00 = \underline{\underline{128,000}} \text{ kg.}$$

Esfuerzo cortante sobre el estribo:

$$8000 \times 30,00/2 - 243,000/30,00 = \underline{\underline{112,000}} \text{ Kg}$$

Esfuerzo cortante en la luz central

$$\frac{243,000 + 84,500}{70,00} = \underline{\underline{4,600}} \text{ Kg}$$

Los esfuerzos cortantes en la luz lateral opuesta no tienen importancia como se ve.

COMPROBACION DE SECCIONES DE LA VIGA PRINCIPAL.-

Comprobaremos tres secciones = la de arranque, la central y la de extremo de cartabón determinando en cada una de ellas el número de armaduras necesario para disponer proporcionalmente las necesarias en todos los puntos de la viga. En el plano nº se representan los diagramas de flexión y esfuerzo cortante trazado con los resultados anteriores y de los que se obtiene los siguientes:

Máxima flexión negativa = (Hip 3 + 4 + ) = 10,431,000

Máximo esfuerzo cortante (Hip 3 + 4 + ) =

Sección extrema de cartabón:

Máxima flexión negativa (Hip 3 + 4 + ) =

Máximo esfuerzo cortante (Hip 3 + 4 + ) =

Sección central.

Máxima flexión positiva a sección

incompleta (Hip 3 + 4) - - - - - 1,744,000

Máxima flexión positiva a sección com-

pleta (Hip 3 + 4 + ) - - - - - 4,194,000

Máximo esfuerzo cortante (Hip 3 + 4 + ) =

Comprobación de la sección central incompleta

Profundida de la fibra neutra

$$220 \times 35 (g - 17,5) + 2 \times 40 \times g^2 / 2 + 2 \times 30 \times 60 / 2 (g - 45) + 10 \times 450 (g - 20) =$$

$$= 10 \times 1800 (365 - g) \quad g = 180 \text{ cms.}$$

Cargas de trabajo del hormigón y el acero.

$$H = \frac{168400000 \times 180}{1.13200000} = 27 \text{ kg/cm}^2 \quad A = 10 \frac{168400000 \times 185}{1132000000} =$$

$$= 275 \text{ Kgs. cm}^2$$

Comprobación de la sección central completa

A los esfuerzos anteriores les hemos de sumar los mas desfavorables producidos en la hipótesis 4ª y 5ª que dan una flexión de 3.910,000 mkg.

Profundidad de la fibra neutra.

$$375 \times 30 (g - 15) + 220 \times 35 (g - 17,5) + 2 \times 40 \times g^2 / 2 + 3 \times 30 \times 60 / 2 (g - 45) +$$

$$+ 10 \times 450 (g - 20) = 10 \times 1,800 (365 - g)$$

$$g^2 + 1,050g - 156400 = g = \underline{140 \text{ cms.}}$$

Momento de inercia.

$$375/3 (140^3 - 110^3) + 220/3 (140^3 - 105^3) + 2 \times 40/3 \times 140^3 + 3 \times 30 \times 60 / 36 +$$

$$+ 3 \times 30 \times 60 / 2 (140 - 45)^2 + 10 \times 450 \times 120^2 + 10 \times 1800 \times 225^2 =$$

$$= 1243,000,000 \text{ cm}^4.$$

Cargas de trabajo del hormigón y el acero

$$\frac{502000000 \times 140}{1,353000000} = 52 \text{ Kg/cm}^2 \quad A = 10 \frac{502000000 \times 225}{1.353000000} =$$

$$= 8,25 \text{ Kg/cm}^2.$$

En la cabeza de la viga cajón la carga total es:

$$52 + 27 = 79 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y en la armadura de tensión de } = 11 \text{ Kg/mm}^2$$

En la parte central se tiene una carga de 52 kg/cm<sup>2</sup> en la parte alta del forjado, y en la cara inferior del mismo:

$$\frac{5,020,000,00 \times 110}{1.353,000,00} = 41 \text{ kg/cm}$$

La carga media de compresión es 46,5 kg/cm<sup>2</sup> y además se tiene una flexión suplementaria que produce en las caras del forjado + 5,5 kg/cm<sup>2</sup>

La sección queda toda ella a compresión aún bajo la acción combinada de estos esfuerzos y los máximos de flexión de piso como vamos a ver.

La flexión máxima del forjado como piso vimos que era en este sentido de 5460 mtg/ml. siendo la sección simétrica en esta parte del centro del puente y entera por estar toda a compresión, el momento de inercia es:

$$\frac{100 \times 30^3}{12} + 10 \times 50 \times 12^2 = 312.000 \text{ cm}^4$$

y las máximas cargas bajo la flexión de peso

$$H = + \frac{5,460,00 \times 15}{312,000} = 26 \text{ kg/cm}^2$$

La tensión queda por tanto anulada por la compresión mínima, y la compresión máxima vale = 26 + 52 = 78 kg/cm<sup>2</sup>.

La compresión axial de este forjado va disminuyendo hacia los arranques por la marcha de hormigonado que co-

mo dijimos termina sobre estos. De este modo el forjado de calzada sobre las pilas no sufre mas que la tracción correspondiente a la flexión general de la viga bajo la acción de la sobrecarga cuya intensidad máxima corresponde a la hipótesis sexta y es de 3,170,000 mkg mientras que la correspondiente al peso muerto en esta sección vale: 8,156,000 mkg. Como la armadura principal bajo la acción combinada de estas cargas es de 11 kg/mm<sup>2</sup> le corresponde por la sobrecarga una tensión de

$$\frac{3.170,000}{3,170,000 + 8,156,000} \times 11 = 3 \text{ kg/mm}^2$$

Esta misma es la máxima carga que puede sufrir la armadura del forjado y que combinada con su tensión como armadura de piso que según vimos era de 7,5 kg/mm<sup>2</sup> no pasa del límite establecido.

Por esta razón dejamos el forjado unido a las vigas principales en toda la longitud del puente sin creer necesario aislarlo de estas con juntas de dilatación que siempre quitan rigidez al conjunto.

En el plano n<sup>o</sup> se traza la curva que indica el número de barras de tensión necesario en cada punto con arreglo a la curva de momentos flectores.

Para los esfuerzos cortantes nos limitaremos a determinar la carga resistente de un estribo y una barra levantada, con cuyos datos se trazan también las curvas correspondientes.

Brazo mecánico de la sección =

$$B = \frac{M}{A y t} = \frac{5020,000}{825 \times 1800} = 3,40 \text{ m.}$$

Carga resistente de un estribo de 25 cms. de sección a 1,25 m. de separación trabajando a 10 kg/mm<sup>2</sup>.

$$25 \times 1000 \times \frac{3,40}{1,25} = 69,000 \text{ kgs.}$$

Como al disminuir la armadura de tensión aumenta el brazo mecánico no hay inconveniente en mantener esta misma carga resistente en todas las secciones análogas.

Carga resistente de una barra inclinada a 45° de 36 cms. de sección espaciados a 1,25 mts.

$$36 \times 1000 \times 2 \frac{3,40}{1,25} = 140,000 \text{ kgs.}$$

SECCION EXTREMA DE CARTABON .-

Profundidad de la fibra neutra

$$160 \times 35 (g - 37) + 2 \times 70 \times g^2 / 2 - 2 \times 30 (g - 40)^2 / 2 + 10 \times 432 (g - 20) = 10 \times 1000 (365 - g)$$

Momento de inercia.

$$160 \times (160^3 - 125^3) / 3 + 2 \times 70 \times 160^3 / 3 - 2 \times 30 \times 120^3 / 3 + 10 \times 432 \times 140^2 + 10 \times 1000 \times 205^2 = 755,000,000 \text{ cm}^4$$

Cargas máximas del hormigón y el acero.

$$H = \frac{3,800,000,00 \times 160}{755,000,000} = 80 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{..} \quad A = 10 \frac{3,800,00 \times 205}{755,000000} = 10,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

Brazo mecánico de la sección

$$\frac{3,800,000}{1000 \times 10,5} = 3,60 \text{ m.}$$

Carga resistente de un estribo a 1,25 de separación.

$$25 \times 1000 \times \frac{3,60}{1,25} = 72,000 \text{ Kg.}$$

Carga resistente de una barra levantada a igual separación.

$$36 \times 1000 \times 2 \times \frac{3,60}{1,25} = 146,000 \text{ Kg.}$$

COMPROBACION DE LA SECCION DE ARRANQUE.-

Profundidad de la fibra neutra.

$$375 \times 50 (g - 45) + 220 \times 50 (g - 45) + 2 \times 70 \times g^2 / 2 - 2 \times 30 \times (g - 80)^2 / 2 + 10 \times 216 (g - 20) = 10,2230 (505 - g)$$

$$g = \underline{\underline{190 \text{ cms.}}}$$

Momento de inercia:

$$375 \frac{(170^3 - 120^3)}{3} + 220 \frac{(170^3 \times 120^3)}{3} + 2 \times 70 \times 190^3 / 3 - 2 \times 30 \times 110^3 / 3 + 10 \times 216 \times 170^2 + 10 \times 2230 \times 505^2 =$$

$$= 3039,000,000$$

Cargas de trabajo

$$H = \frac{11,326,000,00 \times 190}{3,139,000,000} = 68 \text{ kg/cm}^2 \quad A = 10 \frac{11,326,000 \times 305}{3,139,000,000}$$

$$= 11 \text{ Kgs.cm}^2$$

Brazo mecánico de la sección.

$$\frac{11326000}{2230 \times 11} = 4,60 \text{ m.}$$

Carga resistente de un estribo a 1,25 m. de separación.

$$25 \times 1000 \times \frac{4,60}{1,25} = 94,000 \text{ kgs.}$$

Carga resistente de una barra levantada a igual separación.

$$36 \times 1000 \times 2 \frac{4,60}{1,25} = 190,000 \text{ kgs.}$$

En esta sección hay que contar la carga resistente a esfuerzo cortante que representa la componente vertical de la compresión inclinada del forjado inferior. Siendo la tangente del ángulo con la horizontal 0,10 el brazo mecánico 4,60 y el momento flector M, esta componente vale:

$$\frac{M}{4,60} \times 0,10 = 0,021$$

Junto a la sección extrema de cartabón este valor es:

$$\frac{M}{3,60} \times 0,10 = 0,028$$

y sus valores en las secciones acartabonadas en el plano nº con las demás resistencias a esfuerzo transversal de estribos y barras levantadas, tomando para mas seguridad la flexión debida al peso muerto solamente.

El forjado de compresión se ha considerado sin armadura y trabaja como vemos a 68 kg/cm<sup>2</sup>. La oblicuidad del mismo se ha tenido en cuenta al considerar el canto util y produce naturalmente sobre el apoyo en la arista de unión de los dos forjados una componente vertical que en la parte central entre pilas es necesario equilibrar mediante las armaduras de tensión colocadas en la pantalla de arriostamiento. Esta tensión vertical es igual al producto de la sección del forjado central por su carga y por el doble del coseno del ángulo que forma con la horizontal o sea:

$$50 \times 3,75 \times 68 \times 2 \times 0,10 = 255,000 \text{ Kgs.}$$

y se resiste con barras verticales e inclinadas sumando los

primeros  $110 \text{ cm}^2$  de sección y los segundos  $300 \text{ cm}^2$  afa-  
 zón de  $8 \text{ Kg/cm}^2$ .

APLICACION DE LA VIGA AL VIADUCTO DE 24 METROS DE ANCHURA

Como vimos al estudiar el forjado el aumen-  
 to de carga se reduce al peso muerto de cuatro metros de forja-  
 do de calzada y a la sobrecarga de m. de andén, esto es:

	$1800 \times 2,00 \times 0,05 =$	180
Forjado de calzada	$2400 \times 2,00 + 0,30 =$	1450
Nervios $(0,70 + 0,35) 0,20 \times 2,400$	$=$	<u>500</u>
		$2,130 \text{ Kg/ml.}$

Los momentos flectores debidos a esta sobrecarga  
 en las diferentes secciones, son:

	$2,130 \times \frac{30^2}{2} =$	960,000 mkg.
Sección de cartabón	$2,130 \times \frac{18^2}{2} =$	347,000 mkg.
Sección central =	$2,130 \times \frac{70,00^2}{8} - 960,000 =$	340,000 mkg.

Como se ve estos momentos no llegan al 8,5 % de  
 los calculados en el Viaducto de 20 m. por tanto las  
 cargas del acero pasarán de 11 a 12  $\text{Kg/mm}^2$  en lo que no  
 vemos inconveniente tratándose de una variante de las ba-  
 ses máxime teniendo en cuenta que esta carga de 12  $\text{kgs./mm}^2$

es la admitida en los modelos oficiales de puentes en arco del Ministerio de Fomento.

En cuanto a las cargas del hormigón el aumento no existe porque ha aumentado el ancho de la cabeza de compresión en mayor proporción.

APOYOS.-

La pila soporta una carga vertical igual a la suma de los esfuerzos cortantes calculados o sea:

$$\begin{aligned} \text{Peso muerto sobre una pila} &= 669,100 + 592,400 = 1,261,500 \text{ Kg.} \\ \text{Sobrecarga} &= 282,300 + 225,700 = 508,000 \text{ " } \\ \text{Peso de la pila } 2,600 \times 5,50 \times 14,00 &= \underline{190,000} \text{ " } \\ &1.959,000 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Carga unitaria media de compresión

$$\frac{(195,000)}{5,20} = 37,5 \text{ Kg.cm}^2$$

El empuje del viento sobre la viga durante la construcción ha de ser resistido por las cuatro pilas, y su valor por pila, es:

$$\frac{1}{4} 130 \times 4,00 \times 270 = 26,000 \text{ Kgs.}$$

Como la pila puede suponerse empotrada en este sentido arriba y abajo, la máxima flexión es el producto de este empuje por la mitad de la altura

$$2,600 \times 7,00 = 182,000 \text{ mKg.}$$

La excentricidad máxima es:

$$\frac{182,000}{1.261,000} = 0,15$$

mucho menor del resto del ancho de la base, por tanto la pila queda en buenas condiciones de estabilidad.

Para permitir la libre dilatación del tramo se ancla ésta por un estribo, y las pilas se articulan con

articulaciones cilíndricas formando el conjunto de la pila con verdadero rodillo.

El ancho es de 3,30 mts. y el radio 6,00 m. por tanto la carga por centímetro lineal es:

$$\frac{1959000}{330} = 6,000$$

y la carga unitaria según la fórmula Mecty

$$0,42 \frac{6,000 \times 2100,000}{600} = 1.930 \text{ Kg/cm}^2$$

Dando a la rótula 70 cms. de anchura la carga sobre la piedra es

$$\frac{1.959,000}{330 \times 70} = 86 \text{ Kg/cm}^2$$

El espesor de la rótula según la fórmula de Mendizabal es

$$j = \frac{1}{2} \frac{3 \times Q A}{1 A} \frac{1}{2} \frac{3 \times 1,959,000 \times 70}{330 \times 1,100} = 17 \text{ cms.}$$

Para terminar sería necesario estudiar el cimiento pero no entra en la que se pide en el concurso. Solamente indicaremos la posibilidad de cimentar sobre una placa nervada de hormigón armado de 5,50 x 7,00 m. con una carga media de 5 Kg/cm<sup>2</sup> sobre el terreno.

Para obtener la estabilidad necesaria durante la construcción se anclan las pilas de un lado en su parte inferior como se ve en los planos y demoliéndose después la junta o anclaje para dejar libre el juego de la articulación.

El estribo soporta solamente la reacción vertical de sobrecarga que en el caso mas desfavorable alcanza a 112,000 Kgs. por viga cajón o sea 56,000 kg. por nervio. Apoyando sobre un rodillo de 40 cms. de ancho y 2,00 de radio, la carga por centímetro lineal es 1.800 kgs. y la carga unitaria

$$0,62 \frac{1,800 \times 350,000}{50} = 1,500/\text{Kg}/\text{cm}^2$$

El esfuerzo de frenado carga al estribo por intermedio de una placa que permite por su propia elasticidad los pequeños movimientos del extremo de la viga debidas a los giros por flexión de sobrecarga.

#### APOYOS DEL VIADUCTO DE 24 METROS.-

En este Viaducto la carga máxima sobre cada una de las catorce pilas es 500,000 Kg. y la mínima debida al peso muerto 360,000 kgs. La disposición de estribos, articulaciones, etc. puede ser la misma del Viaducto de 20 mts. pero como la sección de las pilas pudiera dar sensación de inestabilidad podemos estudiar las condiciones de estabilidad del sistema apoyando sobre las pilas y transmitiendo a los estribos solamente reacciones verticales al actuar la sobrecarga en las luces laterales.

La carga media de compresión, suponiendo las pilas de 1,00 m. de diámetro, es decir haciendo que la su-

perficie de viento llegue solamente a 10 cms. del borde,  
-vale como mínimo:

$$\frac{360,000}{3,14 \times 50^2} = 46 \text{ Kg/cm}^2$$

y como máximo:

$$\frac{500,000}{3,14 \times 50^2} = 64 \text{ Kg/cm}^2$$

El desplazamiento de la cabeza de pilar por las variaciones térmicas de la viga es:

$$+ 0,000011 \times 35 \times 20 = 0,00022 \text{ m.}$$

Esto supone un empuje de

$$P = \frac{3 E I f}{4^3} = \frac{3 \times 350,000 \times 3,14 \times 100^4}{12,00^3} = 2,300 \text{ Kg.}$$

En este mismo sentido actúa el empuje de frenado que supondremos igual al séptimo de la carga total de dos trenes como hace la Instrucción:

$$2/7 \times 12 \times 6,150 = 21,000 \text{ Kgs.}$$

Repartido entre las catorce pilas da un empuje por pilar de 1,500 kg. que con el anterior resulta un total de 3,800 Kg. Por tanto la máxima carga de tracción o compresión por flexión es:

$$H = \frac{P l v}{I} = \frac{3,800 \times 1,200 \times 50}{3,14 \times 100^4 / 64} = 47 \text{ Kgs.}$$

Se ve por tanto que no hay tracciones y que la máxima carga compuesta es de  $64 + 47 = 111 \text{ Kg/cm}^2$ . El coeficiente de seguridad con relación a la carga de rotura del granito de

900 o 1000 Kg/cm<sup>2</sup> es por consiguiente de 8.

La estabilidad de la pila viene medida por el cociente del momento resistente al volcador o sea:

$$\frac{360,000 \times 0,50}{3,800 \times 12} = 4$$

Vemos pues que las condiciones de estabilidad y resistencia son sobradas con solo las pilas, no pudiendo existir tampoco peligro de pandeo con esbelteces de pila del orden de 12.

El empuje del viento podía todavía resistirse aun combinándolo con el empuje de dilatación porque el empuje total es menor que el que acabamos de estudiar.

En efecto el empuje térmico por pila es = 2,300 Kgs. y el de frenado  $\frac{26,000}{14} = 1,850$  Kg. y el compuesto:

$$\sqrt{1,850^2 + 2300^2} = 2,960 \text{ Kg.}$$

menor que el de 3,00 estudiado anteriormente, pero en la práctica consideramos preferible resistir los empujes transversales del viento en los estribos y aun limitar los movimientos longitudinales dejando en los apoyos de los estribos el huelgo necesario para los movimientos térmicos solamente, con lo que se acaba de alejar todo peligro de falta de rigidez de las pilas, o esfuerzos anormales.

MACIZOS DE LOS ESTRIBOS.-

Calcularemos los correspondientes al estribo del lado sur, por ser los de mayor altura.

Solamente nos ocuparemos de demostrar la estabilidad de estos macizos, pues sus resistencias dadas las secciones adoptadas no ofrece duda alguna.

Sobre estos macizos separados entre ejes 10,5 mts. transmiten las pantallas el empuje íntegro de las tierras que rellenan el estribo, el cual para un macizo vale:

$$E = 13,5^2 \times 174 \times 9,25 = 294,000 \text{ Kgs.}$$

contando ya con dos metros demás para la sobrecarga.

Los pesos estabilizantes que podemos considerar son los siguientes:

Macizo = $4 \times 5,5 \times 2,2 \times 2,200$	=	107,500 KG
Nervio horizontal = $6,5 \times 9,25 \times 2,400$	=	144,000 "
Pantalla superior = $0,5 \times 5 \times 2,400 \times 9,25$	=	55,500 "
Pantalla inferior = $0,45 \times 5,5 \times 2,400 \times 7,00$	=	41,500 "
Tierras que cargan sobre el nervio =		
= $4 \times 5 \times 9,25 \times 1,600$	=	<u>295,000 "</u>
		643,500 KG

En la adjunta hoja, hallamos gráficamente el valor de la resultante de estos pesos y la comparamos con el empuje de las tierras, para obtener una resultante que queda muy por dentro del tercio central de la base del macizo.

SALIENTE DEL NERVIO HORIZONTAL.-

Este saliente está sometido a un esfuerzo de flexión por el peso de las tierras, que para la sección de arranque vale:

$$M f = 4 \times 5 \times 1,600 \times 2 = 64,000 \text{ Kgs.}$$

necesitando por lo tanto una sección de 90 cms. de canto útil y 8  $\phi$  de 35 por m.l. para conseguir una carga en el hormigón de 45 kgs./cm<sup>2</sup> y de 1,100 kgs/cm<sup>2</sup> en el acero.

MUROS DE CONTENCION DE TIERRAS.-

Proyectamos los muros de contención, de hormi-  
 gón en masa de paramento exterior vertical e interior  
 escariado.

Para estudiar el empuje de las tierras supon-  
 dremos los siguientes datos:

$$\text{ángulo de talud natural} = \varphi = 40^\circ$$

$$\text{Peso del m}^3 \text{ de tierras} = \gamma = 1600 \text{ Kgs.}$$

que corresponde a tierras arcillosas.

Con lo cual el empuje máximo vale:

$$E = \frac{h^2}{2} \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = h^2 \times 800 \times 0,217$$

$$E = 174 h^2 = 174 \times 9^2 = 14,100 \text{ kgs.}$$

para la altura de 9mts. y un metro lineal de anchura.

En la adjunta hoja trazamos el triángulo de em-  
 pujes con una base

$$b = \frac{E}{\frac{1}{2} h} = \frac{14,100}{4,5} = 3,140$$

en el cual mediremos los empujes correspondientes a las  
 alturas de metro en metro que serán:

$$e 1 = 350 \times 0,5 = 175 \text{ Kgs.}$$

$$e 2 = 700 \times 1,0 = 700 \text{ "}$$

$$e 3 = 1050 \times 1,5 = 1570 \text{ "}$$

$$e 4 = 1400 \times 2,0 = 2800 \text{ "}$$

$$e 5 = 1750 \times 2,5 = 4380 \text{ "}$$

$$e 6 = 2100 \times 3,0 = 6300 \text{ "}$$

$$e 7 = 2450 \times 3,5 = 8600 \text{ "}$$

$$e 8 = 2800 \times 4,0 = 11200 \text{ "}$$

$$e 9 = 3140 \times 4,5 = 14100 \text{ "}$$

Las cuales combinaremos con los resultantes del peso de la dovela y del prisma de tierras que actúa de estabilizante (se ha hecho gráficamente y no se dibuja para evitar confusión) obteniendo los resultantes de empujes y pesos correspondientes a alturas de: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, y 9 y sus puntos de paso por la base de cada uno de estos muros, que unimos con una línea gruesa en el gráfico, para hacerlos bien visibles quedando todos ellos a  $\frac{1}{3}$  o más, de la carga exterior.

PANTALLAS DE LOS ESTRIBOS.-

La parte superior de la pantalla (vease plano adjunto) está formada por un muro empotrada en su parte inferior (a 5,00 mts. bajo la rasante del puente) y que trabaja en forma de ménsula bajo la acción de un empuje de tierras, que según vimos en el capítulo anterior al estudiar los muros de contención vale:

$$E = 174 \times 5^2 = 6,250 \text{ Kg/m.l.}$$

Aplicado al tercio de la altura (consideremos un metro mas de empuje de tierras, para tener en cuenta el peso sobre cargas).

El momento flector en el arranque de la ménsula vale por lo tanto:

$$M f = 6,250 \times \frac{5}{3} = 10,200 \text{ m kg/ m.l.}$$

y el esfuerzo cortante:

$$T = E = 6,250 \text{ Kg/m.l.}$$

Lo que se resiste ampliamente con la sección de 80 cms. y una armadura de tensión de 6 ó 18 / m.l. sin rebasar el hormigón cargas de 40 kg/cm<sup>2</sup>

Además reforzamos esta pantalla con unos nervios longitudinales y transversales, para encuadrar los dos grandes huecos que es necesario dejar para pasos de servicios.

La parte inferior de la pantalla, resulta prácticamente empotrada en todo el contorno. La calcularemos por fajas horizontales empotradas en sus extremos.

FAJA INFERIOR DE DOS METROS DE ANCHO A 10,50 METROS DE

PROFUNDIDAD.-

Empuje máximo a esa profundidad contando dos metros mas para la sobrecarga.

$$E = 12,5^2 \times 174 = 27,000 \text{ Kg/m.l.}$$

Empuje correspondiente a la anchura de la faja.

$$E = \left( 2 \frac{27,000}{\frac{1}{2} \times 12,5} \right) \times \frac{10,5}{12,5} = 7,900 \text{ Kg/m.l.}$$

Momento flector en la sección central.

$$M f = 7,900 \frac{7,5^2}{16} = 27,700, \text{ mtgs.}$$

y en la sección de arranque

$$M f = 7,900 \frac{7,5^2}{12} = 37,000 \text{ mtgs.}$$

SECCION GENERAL.-

Ancho = 200 cms.

Canto total = 50 cms.

Canto util = 45 cms.

Armadura de tracción =

= 12  $\phi$  18 mm.

Carga del hormigón de

compresión = 45 kgs/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a trac-

ción = 1,100 Kg/cm<sup>2</sup>

SECCION DE ARRANQUE.-

Ancho = 200 cms.

Canto total = 55 cms.

Canto util = 50 cms.

Armadura de tracción =

= 14  $\phi$  18 mm.

Carga de hormigón a com-

presión = 45 Kgs/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a trac-

ción = 1,100 Kgs/cm<sup>2</sup>

FAJA DE DOS METROS DE ANCHURA A 8,50 MIS. DE PROFUNDIDAD.-

Empuje correspondiente a la anchura de la faja

$$e = \frac{27.000}{\frac{1}{2} 12,5} \times \frac{10,5 + 8,5}{12,5} = 6.600 \text{ Kg/m.l.}$$

Momento flector en la sección central:

$$M f = 6.600 \frac{7,5^2}{16} = 23.000 \text{ mtg.}$$

Momento flector en la sección de arranque:

$$M f = 6.600 \frac{7,5^2}{12} = 50.800 \text{ mtg.}$$

SECCION GENERAL

Ancho = 200 cms.

Canto total = 50 cms.

Canto util = 45 cms.

Armadura de tracción =

= 10  $\phi$  18

Carga de hormigón a compresión = 40 kg/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a tracción = 1.100 Kg/cm<sup>2</sup>

SECCIÓN DE ARRANQUE

Ancho = 200 cms.

Canto total 55 cms.

Canto util = 50 cms.

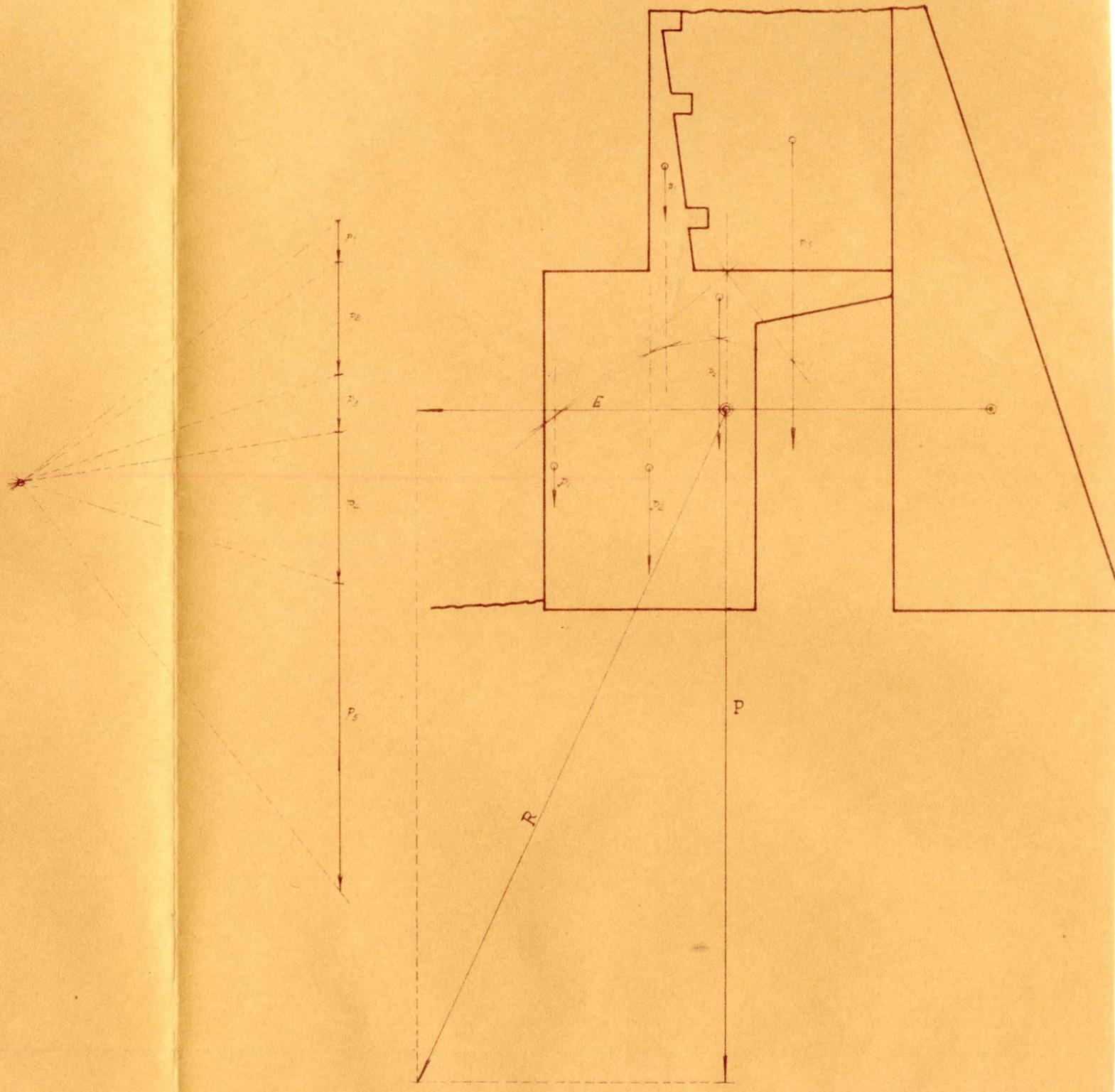
Armadura de tracción =

12  $\phi$  18

Carga del hormigón a compresión = 40 kg/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a tracción = 1.100 Kg/cm<sup>2</sup>

La última zona de pantalla que queda no es susceptible de flexión en sentido longitudinal por su proximidad con el gran nervio horizontal que enlaza los dos macizos. En cambio la armaremos transversalmente para soportar la restricción que el empotramiento en el nervio producirá.



ENCUADRADO DE LA VIGA CAJON.-

Haremos los costeros de viga lo suficientemente rígidos para resistir el peso correspondiente a la primera rosca de hormigón, armaduras y molde, con una separación máxima entre apoyos de 7,50 mts. que como se ve en el plano n° corresponde a las separaciones entre nudos principales del andamiaje.

Por lo tanto, la carga que hemos de soportar con cada dos costeros de un cuchillo de una viga cajón, será:

Peso de la 1ª rosca de hormigón	=	1,010	kgs.
" " " armadura	=	875	"
" del molde	=	<u>540</u>	"
			2,425 Kg/ml.

que con los 7,50 mts. de luz nos da un momento flector de:

$$M f = 2,425 \times \frac{7,5^2}{8} = 17,000 \text{ mtg.}$$

O sea, que admitiendo para la madera una fatiga máxima de 90 kgs. por  $\text{cm}^2$  necesitaremos un momento resistente de:

$$W = \frac{17,000 \times 100}{90} = 18,900 \text{ cm}^3$$

El entablado de los costeros estará formado por tablón de 7,5  $\text{cm}^2$ , fuertemente arriostrado por largueros verticales, constituidos también por tablón puesto de canto. Este entablado del costero es el que utilizamos como elemento de rigidez y siendo el momento resistente de un ta-

blón con su mayor dimensión como canto, de:

$$W = \frac{87,5 \times 23^3}{12 \times 11,5} = 660 \text{ cm}^3$$

necesitaremos para obtener los  $18,900 \text{ cm}^3$  de momento resistente, sumar las resistencias de  $\frac{18,900}{660} = 29$  tablones, lo que conseguiremos con holgura en los cuatro metros de altura del nervio.

La separación a que podemos colocar los largueros verticales viene dada por la resistencia del entablado del costero a la presión del hormigón. Esta presión, para roscas de una altura máxima de 1 mts. vale:

$$P = 200 \times 0,23 + 0,885 = 410 \text{ Kg/m.l.}$$

para los 23 cms. de ancho de un tablón.

El momento resistente de un tablón puesto de plano, es:

$$W = \frac{23 \times 7,5^3}{12 \times 3,75} = 215 \text{ cms.}^3$$

y podemos admitir un momento flector de  $215 \times 90 = 193 \text{ mtg.}$

Por lo tanto como la carga es  $410 \text{ kgs/m.l.}$  la separación entre largueros podrá ser, de:

$$M f = 410 \frac{l^2}{8} = 193 \quad l = \frac{193 \times 8}{410} = 1,95 \text{ mts}$$

que nos parece excesivo en cuanto a la rigidez del costero, reduciéndolo por esta razón a 1,00 mts.

La carga por esfuerzo cortante será :

$$B = \frac{410}{7,5 \times 23} = 2,4 \text{ kgs. cm}^2$$

Los largueros verticales están formados por tablones puestos de canto y separados a un metro según hemos visto.

La carga que sufre es uniformemente decreciente desde 410 kgs. a 0. Supondremos una carga uniformemente repartida

$$\frac{410}{2} \cdot \frac{1}{0,23} = 890 \text{ Kgs. si arriostamos}$$

con tirantes de alambre de metro en metro.

El momento flector valdrá:

$$M f = \frac{890}{10} = 13,8 \text{ kg/cm}^2$$

siendo 660 el momento resistente de un tablón puesto de canto según vimos anteriormente.

La carga por esfuerzo cortante en el larguero será :

$$B = \frac{890}{7,5 \times 23 \times 2} = 2,6 \text{ kg. cm}^2$$

Los tirantes para arriostamiento necesitan una sección de:

$$\frac{890}{2 \times 2 \times 1,100} = 0,20 \text{ cm}^2 = \phi \text{ de } 6 \text{ mm.}$$

La carga por aplastamiento de la madera en el apoyo del tirante de arriostamiento, es:

$$\frac{890}{2 \times 7,5 \times 0,06} = 98 \text{ Kgs/cm}^2$$

Necesitando por lo tanto defender el borde del tablón con una llanta metálica o simplemente aumentar la sección del alambre a 18 mm. de diámetro.

El apoyo del molde de viga sobre la ciabra se verifica por interacción de una I de perfil nº 22 cuya carga a esfuerzo cortante, es:

$$B = \frac{2,425 \times 3,75}{2 \times 39,6} = 115 \text{ Kgs/cm}^2$$

y el apoyo del costero de viga sobre la I se verifica por medio de un doble tablón cuya carga por aplastamiento contra el ala de la I es:

$$\frac{2,425 \times 3,75}{2 \times 9,8 \times 15} = 31 \text{ Kgs/cm}^2$$

que resulta algo fuerte, por lo cual conviene reforzar esta sección con chapa de hierro.

#### MOLDE DE FORJADO.

Siendo el forjado central de 30 cms. de espesor, producirá una carga sobre los tableros del molde de  $720 \text{ Kgs/m}^2$  que sumados a una sobrecarga de  $180 \text{ Kgs/m}^2$  nos da un total de  $900 \text{ Kgs/m}^2$

La tabla de 3,5 tiene un momento resistente por metro de ancho de:

$$W = \frac{100 \times 3,5^3}{12 \times 1,75} = 205 \text{ cm}^3$$

Resistencia por lo tanto un momento flector de:

$$M f = 205 \times 90 = 184 \text{ mtg.}$$

Por consiguiente la separación entre los puen-

las transversales que soportan el tablero podría ser:

$$184 = \frac{1^2}{8} \cdot 900 \cdot l = \sqrt{\frac{184 \times 8}{900}} = 1,28 \text{ mts.}$$

y la carga que el puente admite, teniendo en cuenta que está formado por un tablón de  $7,5 \times 33$  cuyo momento resistente es  $600 \text{ cm}^3$  será:

$$M f = 660 \times 90 = 594,000 \text{ mtg.}$$

$$Luz = 4 \text{ mts.}$$

$$p = 900 \text{ kgs/m}^2$$

$$900 l \frac{l^2}{10} = 594 \cdot l = \frac{5,940}{900 \times \frac{l^2}{10}} = 0,40 \text{ mts.}$$

o sea que los puentes habrán de ir separados a 40 cms.

Por lo tanto la carga por esfuerzo cortante que sufrirá cada una de ellas en la sección de apoyo sobre los tornapuntas, será:

$$\frac{3 \times 0,4 \times 900}{7,5 \times 33} = 4,2 \text{ Kgs/cm}^2$$

ANDAMIAJES.

Dada la sencillez del andamiaje que proyectamos nos limitaremos a calcular algunos de los elementos mas importantes.

Nos referiremos solamente al plano longitudinal vertical de andamiaje.

La carga que cada elemento de encofrado de 7,5 de longitud, produce en su punto de apoyo, es:

Hormigón	3,75 x 0,2 x 3 x 2,300	= 4,900 Kgs.
armadura	3,75 x 437	= 1,640 "
Molde	3,75 x 300	= <u>1,120 "</u>
		7,660 Kgs.

Con lo cual en el adjunto cuadro determinamos las cargas correspondientes a cada una de las barras del castillete dibujado (se han suprimido en el dibujo todas las barras superabundantes).

Barra (a b)	= 2,500 Kgs.
" (a e)	= 7,000 "
" (e g)	= 8,600 "
" (e h)	= 4,000 "
" (b e)	= 7,600 "
" (c f)	= 7,600 "
" (c d)	= 7,000 "
" (d f)	= 16,000 "
" (f h)	= 13,000 "
" (f g)	= 12,000 "

y como las secciones adoptadas son de cinco tablones de 7,5

$\times 23 = 850 \text{ cm}^2$  para las a e, b e, c f, d f.

De 3 de  $7,5 \times 23 + 2$  de  $3,5 \times 23 = 695 \text{ cm}^2$   
para las ab y cd.

De 3 de  $7,5 \times 23 = 1,400 \text{ cm}^2$  para las e g y f h;  
y de 2  $7,5 \times 23 = 350 \text{ cm}^2$  para las e h y g f. tendremos  
los siguientes esfuerzos en cada barra:

$$\text{Barra a b} = \frac{2,500}{695} = 3,6 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$\text{Barra a e} = \frac{7,000}{850} = 8,2 \text{ "}$$

$$\text{Barra e g} = \frac{8,500}{1,400} = 6,1 \text{ "}$$

$$\text{Barra e h} = \frac{4,000}{350} = 11,4 \text{ "}$$

$$\text{Barra b e} = \frac{7,600}{850} = 8,9 \text{ "}$$

$$\text{Barra c f} = \frac{7,600}{850} = 8,9 \text{ "}$$

$$\text{Barra c d} = \frac{7,000}{695} = 10,1 \text{ "}$$

$$\text{Barra d f} = \frac{16,000}{850} = 18,8 \text{ "}$$

$$\text{Barra f h} = \frac{18,000}{1,400} = 12,9 \text{ "}$$

$$\text{Barra f g} = \frac{18,000}{350} = 51,4 \text{ "}$$

TUNEL PARA ACCESO AL TORREON DE LA ESCALERA Y ASCENSOR

Cálculo de la bóveda:

Proyectamos la bóveda de hormigón en masa con 0,50 mts. de espesor y una luz libre de 3,50 mts.

Consideremos un recubrimiento de tierras de 0,50 de espesor y una sobrecarga de 450 Kg/m<sup>2</sup>; todo esto lo transformamos en material de igual densidad y su área total la descomponemos en dovelas cuyos pesos aplicamos en sus correspondientes centros de gravedad (vease gráfico adjunto).

Los pesos de estas dovelas son:

$$P_1 = \frac{1,2+1,25}{2} \times 0,5 \times 2,200 = 1,350 \text{ Kgs.}$$

$$P_2 = \frac{1,25+1,35}{2} \times 0,5 \times 2,200 = 1,600 \text{ Kgs.}$$

$$P_3 = \frac{1,35+1,55}{2} \times 0,5 \times 2,200 = 1,600 \text{ "}$$

$$P_4 = \frac{1,55+1,00}{2} \times 0,50 \times 2,200 = \frac{850}{5,220} \text{ "}$$

Por medio del correspondiente polígono funicular obtenemos la posición de la resultante y suponiendo como puntos de peso de las reacciones horizontal y de apoyo los tercios inferiores y superior de sus respectivas secciones, al determinar el encuentro de la resultante de los pesos, con la reacción horizontal, conoceremos también la

dirección de la reacción de arranque, (puesto que las tres han de ser concurrentes) siendo posible por lo tanto descomponer el valor conocido de la resultante de los pesos en las dos direcciones de las reacciones.

Hecho esto en el gráfico y medidos sus valores, tenemos:

$$\text{Reacción horizontal} = 4,350 \text{ Kg/ m.l.}$$

$$\text{Reacción de apoyo} = 6,900 \text{ "}$$

y las cargas del hormigón serán las siguientes:

Compresión en la sección de clave:

$$\frac{4,350}{10,000} \times 2 = 0,87 \text{ Kg/cm}^2$$

Compresión en la sección de arranque:

$$\frac{6,900}{10,000} \times 2 = 1,38 \text{ Kgs/cm}^2$$

#### MURO.-

Calculamos el muro bajo la acción del empuje de la bóveda sin tener en cuenta el empuje pasivo de las tierras.

En el mismo gráfico componemos el empuje de la bóveda con el peso propio del muro consiguiendo por medio de tanteos (sin mas que aumentar el espesor del muro) que la resultante pase por dentro del núcleo central.

#### TUNEL PARA URINARIO SUBTERRÁNEO.-

Desarrollamos un cálculo análogo al anterior.

EDUARDO TORROJA  
OFICINA TÉCNICA DE INGENIERÍA  
Sección de Proyectos

---

que puede verse en el adjunto gráfico, no necesitamos  
por lo tanto entrar en su explicación y bastaría con  
decir que nos mantenemos dentro de iguales límites.

MARQUESINA DEL ESTRIBO SUR.-

Consiste en una marquesina corrida a lo largo de ambos andenes del estribo con un ancho de 6,00 mts, y apoyada solamente en una serie de pilares a lo largo del eje, separados entre sí 6,00 mts. Sobre estos pilares corre una viga longitudinal que a mas de arriostrarlos divide en dos la luz de la losa. Transversalmente a ésta, y precisamente sobre cada pilar, colocamos una viga en ménsula de brazos iguales, en cuyos extremos apoyan las viguetas de contorno que le transmiten el peso de las losas.

Para el cálculo tendremos en cuenta los siguientes datos:

Intensidad del viento	=	270 Kg/m <sup>2</sup>	
Inclinación " "	=	15°	
Componente vertical	=	70 Kg/m <sup>2</sup>	} 680 Kg/m <sup>2</sup>
Peso propio	=	240 "	
Sobrecarga (incluso tarrazas)	+	270 "	
Carga de nieve	=	100 "	

LOSA.-

Luz = 3,00 mts.  
 $M f = 680 \times \frac{3^2}{8} = 760 \text{ m kg.}$

Esfuerzo cortante:

$T = 1,5 \times 680 = 1,020 \text{ Kgs/m.l.}$

Para lo/cual basta con una sección central compuesta de:

Ancho = 100 cms.

Canto útil = 9,5 cms.

Canto total = 11,5 cms.

Armadura de tensión  $6\phi 12$  ml.

Carga del hormigón a compresión =  $45 \text{ Kgs/cm}^2$

Carga del acero a tracción =  $1,100 \text{ Kg/cm}^2$

VIGUETA DE CONTORNO.-

Luz = 6,00 mts.

Cargas:

Carga de la losa = 1,020 Kgs.

Peso propio = 180

1,200 Kgs.

Momento flector en la sección central:

$$M f c = 1,200 \times \frac{6^2}{10} = 4,300 \text{ mkg.}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 1,200 \times 3 = 3,600 \text{ Kgs.}$$

Sección central.

Ancho = 25 cms.

Canto útil = 30 cms.

Canto total = 35 cms.

Armadura de tensión =  $4\phi 20$  mm.

Armadura de compresión =  $4 \phi 20$  mm.

Estribos 2 de 3 mm. a 15 cms.

Carga del hormigón a compresión =  $48 \text{ Kg/cm}^2$

Carga del acero a tracción =  $1,100 \text{ Kgs/cm}^2$

VIGA EN MENCONSULA.-

Luz = 3,00 mts.

Carga en el extremo =  $2 \times 3,600 = 7,200 \text{ Kg.}$

Carga uniforme = 360 Kg/m.l.

Momento flector en la sección de arranque:

$$M f a = 360 \times \frac{3^2}{2} = 7,200 \times 3 = 23,220 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 360 \times 3 + 7,200 = 8,280 \text{ Kgs.}$$

Sección de arranque.

Ancho =  $15 \times 11,5 = 173$  cms.

Canto útil = 55 cms.

Canto total = 60 cms.

Armadura de tensión =  $6 \phi 35$  cms.

Carga del hormigón a compresión =  $45 \text{ Kg/cm}^2$

Carga del acero a tracción =  $1,100 \text{ Kg/cm}^2$

Dos estribos de 8 mm. cada 15 cms.

VIGA CENTRAL.-

Luz = 6,00 mts.

Carga =  $120 \text{ g} \times 2 + 260 = 2,660 \text{ Kg/ml.}$

Momento flector en el centro:

$$M f c = 2,660 \times \frac{6^2}{10} = 9,600 \text{ mtg.}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 3 \times (2,660 + 260) = 8,700 \text{ Kgs.}$$

Sección central.-

Ancho = 30 cms.

Canto útil = 55 cms.

Canto total = 60 cms.

Armadura de tensión =  $4 \phi 20 + 2 \phi 15$

2 Estribos de 8 mm. cada 12 cms.

Carga del hormigón a compresión =  $45 \text{ Kg/cm}^2$

Carga del acero a tracción =  $1,100 \text{ Kg/cm}^2$

PILAR.

La carga axial que sufre el pilar, es:

$$2 \times 3,700 + 2 \times 8,280 = 33,960 \text{ Kgs.}$$

La flexión que puede existir será la producida por el viento al actuar sobre media marquesina, por efecto del remolino que el mismo producirá, o sea:

$$3 \times 6 \times 70 \times 1,5 = 1,840 \text{ mtg.}$$

Lo que se resiste fácilmente con una sección de  $30 \times 30 \text{ cms.}$  armada con 4  $\phi$  25 mm.

ESTRUCTURA DEL EDIFICIO ANEXO AL ES CRIBO SUR.-

Se compone esta estructura de dos únicas plantas la superior formada por una sola cruzía de 8 mts. con separación entre pórticos de 4,10 mts. y la inferior de dos, la primera de 8,00 mts. correspondiendo con la del piso superior, y la segunda de 3,75 mts. hacia el exterior, formando una terraza de piso superior. Las separaciones entre pórticos en este piso, son también como en el superior de 4,10 mts.

LOSAS DE 4,10 x 8,00 MTS. -

$$\begin{aligned} \text{Luz de cálculo} &= 4,10 \text{ mts.} & \text{Sobrecarga} &= 400,00 \text{ Kg/m}^2 \\ & & \text{Peso propio} &= \underline{450,00} \\ & & & 850,00 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Momento flector en la sección central:

$$M f c = 850 \times \frac{4,10^2}{10} = 1,420 \text{ Kg/ml.}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 850 \times 2,05 = 1,724 \text{ Kg/ m.l.}$$

Sección central

$$\text{Ancho} = 1,00$$

$$\text{Canto útil} = 15$$

$$\text{Canto total} = 20$$

$$\text{Armadura de tensión} = 8 \text{ } \phi \text{ 12 mm.}$$

$$\text{Carga del hormigón a compresión} = 45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Carga del acero a tracción} = 1,100 \text{ Kg/cm}^2$$

LOSA DE 4,10 x 3,75.-

Coefficientes de reparto de Flexiones

$$A = \frac{4,1^3}{4,1^3 + 3,75^3} = 0,57$$
$$B = \frac{3,75^3}{4,1^3 + 3,75^3} = 0,43$$

Sobrecarga = 400 Kg/m<sup>2</sup>  
Peso propio = 360 "  
Peso de te-  
rrosa =  $\frac{100}{860 \text{ Kg/m}^2}$

Momento flector en el sentido de 3,75 mts.

$$M f = 860 \times \frac{3,75^2}{8} \times 0,57 = 865 \text{ mtg/ml.}$$

Momento flector en el sentido de 4,10 mts.

$$M f = 860 \times \frac{4,10^2}{8} \times 0,43 = 775 \text{ Kgs.}$$

Esfuerzo cortante en el sentido de 3,75 mts.

$$T = 860 \times \frac{3,75}{2} \times 0,57 = 920 \text{ Kg/ml.}$$

Esfuerzo cortante en el sentido de 4,10 mts.

$$T = 860 \times \frac{4,1}{2} \times 0,43 = 760 \text{ Kg/ml.}$$

Sección central en el sentido de 3,75 mts.

Ancho = 100 cms.

Canto útil = 11 cms.

Canto total = 15 cms.

Armadura de tensión = 7  $\phi$  12 mm./ml.

Carga del hormigón a compresión = 45 Kg/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a tracción = 1.100 Kg/cm<sup>2</sup>

Sección central en el sentido de 4,1 mts.

Ancho = 100

Canto útil = 10 cms.

Canto total = 15 cms.

Armadura de tensión = 7  $\phi$  12 mm. p m.l.

Carga del hormigón a compresión = 46 Kg/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a tracción = 1,100 Kg/cm.<sup>2</sup>

VIG. GENERAL DE 8,00 METROS DE LUZ.-

Cargas =  $2 \times 1,724 = 3,448$  Kg/m.l.

552

4,000 Kgs/ml.

Momento flector en la sección central:

$$M_f = 4,000 \times \frac{64}{10} = 25,600 \text{ mtg.}$$

Ancho de la cabeza = 150 cms.

Ancho del nervio = 40 cms.

Canto útil = 60 cms.

Canto total = 65 cms.

Armadura de tensión = 41 = 4  $\phi$  50 + 2  $\phi$  25

Carga del hormigón a compresión = 35 Kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo cortante:

$$F = 4,000 \times 4 = 16,000 \text{ Kgs.}$$

Estribos de 12 mm. a 15 cms.

VIG. DE 3,75 METROS DE LUZ.-

Carga  $750 \times 2 + 380 = 1,800$  Kgs.

Momento flector en la sección central.

$$M f = 1,800 \times \frac{3,75^2}{10} = 2,540 \text{ mkg.}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 1,800 \times \frac{3,75}{2} = 3,400 \text{ kgs.}$$

Sección Central.

Ancho de la cabeza = 150 cms.

Ancho del nervio = 40 cms.

Canto útil = 60 cms.

Canto total = 65 cms.

Armadura de tensión = 4  $\phi$  15

Las cargas tanto del hormigón como del hierro son muy bajas, pero no reducimos esta viga por conservar el mismo canto de la anterior.

CARGADERO QUE SOPORTEA EL MURO DE FACHADA.--

Luz = 4,10

Cargas:

Muro = 4,500 Kg/ml.

Losa = 2,760 "

Peso propio = 340 "

5,600 Kg/ml.

Momento flector:

$$M f = 5,600 \times \frac{4,1^2}{10} = 9,200 \text{ mkg.}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 2,05 \times 5,600 = 11,500 \text{ kg.}$$

Sección central

Ancho de la cabeza = 150 cms.  
Ancho del nervio = 40 cms.  
Canto útil = 60 cms.  
Canto total = 65 cms.  
Armadura de tensión = 4  $\phi$  25 mm.  
Carga del hormigón a compresión = 30 kgs/cm<sup>2</sup>  
Carga del acero a tracción = 1,000 Kgs/cm<sup>2</sup>  
Estribos de 12 mm. a 20 cms.

PILAR DE FACHADA EN PLANTA ALTA.-

Carga axial = 16,000 Kgs.  
Momento flector = 3,200 mkg.  
Sección 40 x 40 6  $\phi$  35  
Carga del hormigón por compresión = 45 Kg/cm<sup>2</sup>  
Carga del acero a tracción = 1,100 Kg/cm<sup>2</sup>

PILAR CENTRAL DE PLANTA BAJA.-

Carga axial =  $16,000 \times 3,400 + 2 \times 11,500 = 48,400$  KG.  
Carga del pilar de planta alta = 16,000  $\phi$   
58,400 KG.  
Flexión = 2,900 mkg.  
Sección = 40 x 40 con 6  $\phi$  25

PILAR DE FACHADA EN PLANTA BAJA.-

Carga axial =  $3,400 + 2 \times 3,400 = 10,200$  Kgs.  
Flexión = 1,270 Kgs.  
Sección 40 x 40 cms. 4  $\phi$  25

LOSA DE 2,25 x 2,5.-

Se supone cuadrada de 2,5 x 2,5

$$\text{Sobrecarga} = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio} = \underline{360} \text{ "}$$

$$760 \text{ Kg/m}^2$$

Momento flector:

$$M f = 760 \times \frac{2,5^2}{10} \times 0,5 = 238 \text{ mkg.}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 760 \times 2,5 \times 0,25 = 480 \text{ Kgs.}$$

Canto total = 10

Canto útil = 8

Armadura de tensión 1 6  $\phi$  9/ml.

Carga de hormigón a compresión = 30 kg/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a tracción = 1.000 "

LOSA DE 2,25 x 4,7.-

$$\text{Sobrecarga} = 400$$

$$\text{Peso propio} = \underline{360}$$

$$760 \text{ Kg/m}^2$$

Momento flector:

$$M f = 760 \times \frac{2,25^2}{10} = 385 \text{ m kg.}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 760 \times 1,12 = 860 \text{ Kgs.}$$

Canto total = 10

Canto útil = 8

Armadura de tensión = 3  $\phi$  9

Carga del hormigón a compresión = 45 kg/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a tracción = 1.150 "

CARGADERO DE 4,70 METROS.-

Luz 4,70 mts.

Cargas:

Losas =  $2 \times 860 = 1,720$

Peso propio = 280

2,000 Kg/ml.

$M f = 2,000 \times \frac{4,7^2}{8} = 5,450 \text{ mtg.}$

$P = 2,35 \times 2,000 = 4,700 \text{ Kgs.}$

Sección central.-

Ancho de la cabeza = 100 cms.

Canto útil = 45 cms.

Canto total = 50 cms.

Armadura de tensión = 2  $\phi$  25 + 2  $\phi$  15

Carga del hormigón = 2  $\phi$  25 + 2  $\phi$  15

Carga del hormigón a compresión = 45 Kgs.

Carga del acero a tracción = 1,100 Kgs.

Dos esribos de 8 a 15

LOSA DE 6,25 x 7,00 METRO DE LUZ EN EL EXTREMO DEL EDIFICIO.-

Se supone cuadrado de 6,50 mts. de luz.

Momento flector

Sobrecarga = 400

$M f = 800 \frac{6,50^2}{8} \times 0,5 = 2,300 \text{ mtg.}$  Peso propio = 480

880 Kg/m<sup>2</sup>

Canto total = 20 cms.

Canto útil = 18 cms.

Armadura de tensión = 3  $\phi$  15

Carga del hormigón a compresión = 45 Kg/cm<sup>2</sup>

" del acero a tracción = 1,100 Kgs/cm<sup>2</sup>

ESTRUCTURA DEL TORREON DE ASCENSOR.-

Losa de 5,50 mts. de luz

Sobrecarga =	400 Kg/m <sup>2</sup>
Peso propio =	<u>480 "</u>
	880

Momento flector:

$$M f = 880 \times \frac{5,50^2}{8} \times 3,300 \text{ mtg/ml.}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 880 \times 2,25 = 1,960 \text{ Kgs/ml.}$$

Sección central

Ancho = 100 cms.

Canto útil = 21 cms.

Canto total = 24 cms.

Armadura de tensión = 19,5 = 9  $\phi$  15 /m.l.

Carga del hormigón a compresión = 45 Kgs / cm<sup>2</sup>

Carga del acero a tracción = 1,100 Kgs / cm<sup>2</sup>

LOSA PARA LA RAMPA DE ESCALERA.-

Luz = 4,00 mts.

Cargas:

sobrecarga = 400

Momento flector

Peso propio = 480

$$M f = 880 \frac{4,00^2}{10} = 1,400 \text{ mtg/ml.}$$

880 Kg/m<sup>2</sup>

Esfuerzo cortante

$$T = 880 \times 2 = 1,760 \text{ Kg/ml.}$$

Sección central

Canto total = 17 cms.

Canto útil = 14 "

Andamia = 100

Armadura = 6  $\phi$  15

Carga del hormigón a compresión = 48 Kg/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a tracción = 1,100 Kgs/cm<sup>2</sup>

LOSA VOLADA DEL BESCOAJILLO DE LA ESCALERA.-

Luz = 1,80 mts.

Sobrecarga = 400 Kg/ml.

Peso propio =  $\frac{240}{2}$  "

640 Kg/ml.

Momento flector:

$$M f = 640 \times \frac{1,8^2}{8} = 1,040 \text{ mtg.}$$

En fuerza cortante:

$$T = 640 \times 1,80 = 1,140$$

Canto total = 15

Andamia = 100

Canto útil = 12

Armadura = 5  $\phi$  15

Carga del hormigón a compresión = 46 Kg/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a tracción = 1,100 Kg/cm<sup>2</sup>

LOSA DE 3,5 METROS DE LUZ PARA LA MARQUETA DEL TORREON.-

Carga total = 680 Kg/m<sup>2</sup>

Momento Flector:

$$M f = 680 \times \frac{3,5^2}{8} = 1,040 \text{ mtg.}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 680 \times 1,75 = 1,200 \text{ kgs.}$$

Sección central:

Ancho = 100

Canto útil = 12

Canto total = 15

Armadura 3  $\phi$  15

Carga del hormigón a compresión = 47

Carga del acero a tracción = 1,100 Kg/cm<sup>2</sup>

VIGA EN ENTORNO DE LA MARQUESINA DEL PORREON.-

Luz = 5,5 Carga = 1,500 Kg/ml.

$$M f = 1,500 \frac{5,5^2}{8} = 5,700 \text{ mkg.}$$

$$T = 2,75 \times 1,500 = 4,100 \text{ kgs.}$$

Sección central:

Ancho de la cabeza = 25 cms.

Canto útil = 46

Canto total = 50

Armadura de tensión = 4  $\phi$  25

Carga del hormigón a compresión = 48 Kg/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a tracción = 1,000 Kg/cm<sup>2</sup>

VIGA EN MENSULA PARA LA MARQUESINA.-

Luz = 3,5

Carga en el extremo

4,100 Kgs.

Momento flector:

Carga uniforme

$$M f = 1,000 \frac{3,5^2}{2} + 4,100 \times$$

1,000 kgs/ml.

$$\times 3,5 = 20,500 \text{ mkg.}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 1,000 \times 3,5 + 4,100 = 7,600 \text{ kgs.}$$

Sección de arranque:

Ancho de la cabeza = 150 cms.

Canto útil = 55

Canto total = 60 cms.

Armadura = 4  $\phi$  35

Carga de hormigón a compresión = 46 Kgs/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a tracción = 1,000 Kg/cm<sup>2</sup>

Dos estribos de 8 mm. a 15 cms. de separación  
constante.

CARGADERO DE SEIS METROS SOPORTANDO MURO Y LOSA.-

Luz = 6,00 mts.

Cargas:

Muro

$$0,5 \times 3,5 \times 1,800 = 3,150 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Losa} = 1,960 \text{ "}$$

$$\text{Peso propio} = \underline{370} \text{ "}$$

$$5,480 \text{ Kg/ml.}$$

Momento flector:

$$M f = 5,480 \times \frac{6^2}{10} = 19,600 \text{ mts. kgs.}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 5,480 \times 3 = 16,440 \text{ kgs.}$$

Sección general:

Ancho = 100 cms.

Canto total = 55

Canto útil = 50

Armadura = 4  $\phi$  35

2 Estribos de doce mm. a 12 cms.

Carga del hormigón a compresión = 48 kgs/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a tracción = 1,000 kgs/cm<sup>2</sup>

CARGADERO DE 3,80 METROS.-

Luz = 3,80

Cargas:

Muro = 3,150 Kg/ml.

Peso propio 370 "

3,520 Kg/ml.

Momento flector:

$$M f = 3,520 \times \frac{3,8^2}{10} = 5,200$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 3,520 \times 1,90 = 6,700 \text{ Kgs.}$$

Sección central:

Ancho = 40

Canto total = 55

Canto útil = 50

Armadura 4  $\phi$  25

2 estribos de 8 mm. a 12 cms.

CARGADERO DE LA ESCALERA.-

Luz = 5,5

Cargas:

Losas = 1,760

" = 1,140

Peso propio 500

3,400 Kg/ml.

Momento flector:

$$M f = 3,400 \times \frac{5,5^2}{8} = 12,800 \text{ mtg.}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 3,400 \times 2,75 = 9,300 \text{ Kgs.}$$

Sección central

Ancho de la cabeza = 100

Canto total = 50

Canto útil = 45

Armadura = 2  $\phi$  35 + 2  $\phi$  25

2 estribos de 8 mm. a 10 cms.

Carga del hormigón a compresión = 45 kg/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a tracción = 1,100 kg/cm<sup>2</sup>

PILAR DE FACHADA QUE SOPORTA LA VIGA DE LA ESCALERA.-

Planta de cubierta:

Vigas de fachada: 1,5x6,700 = 10,500

Planta 5ª

Planta anterior = 10,500 Kgs.

Vigas de fachada = 10,500 "

Vigas de escalera = 9,300  $\phi$

30,300 Kgs.

Planta 4ª

Planta anterior = 30,300 Kgs.

Vigas de fachada = 10,500 "

Vigas de escalera = 5,300 "

50,100 Kgs.

Planta 3ª

Planta anterior	=	50,100	Kgs.
Vigas de fachada	=	10,500	"
Vigas de escalera	=	<u>9,300</u>	"
		69,900	Kgs.

Planta 2ª

Planta anterior	=	69,900	"
Vigas de fachada	=	10,500	"
Vigas de escalera	=	<u>9,300</u>	"
		89,700	Kgs.

Planta 1ª

Planta anterior	=	89,700	Kgs.
Vigas de fachada	=	10,500	"
Vigas de escalera	=	<u>9,300</u>	"
		109,500	Kgs.

Planta bajo

Planta anterior	=	109,500	Kgs.
Vigas de fachada	=	10,500	"
Vigas de escalera	=	<u>9,300</u>	"
		129,300	Kgs.

Secciones:

Planta bajo	=	50 x 50	con 4	φ 35
"	1ª	=	50 x 50	" 4 φ 35
"	2ª	=	40 x 40	" 4 φ 35
"	3ª	=	40 x 40	" 4 φ 25
"	4ª	=	40 x 40	" 4 φ 25
"	5ª	=	40 x 40	" 4 φ 15
"	cubierta	=	40 x 40	" 4 φ 15

EDUARDO TORROJA

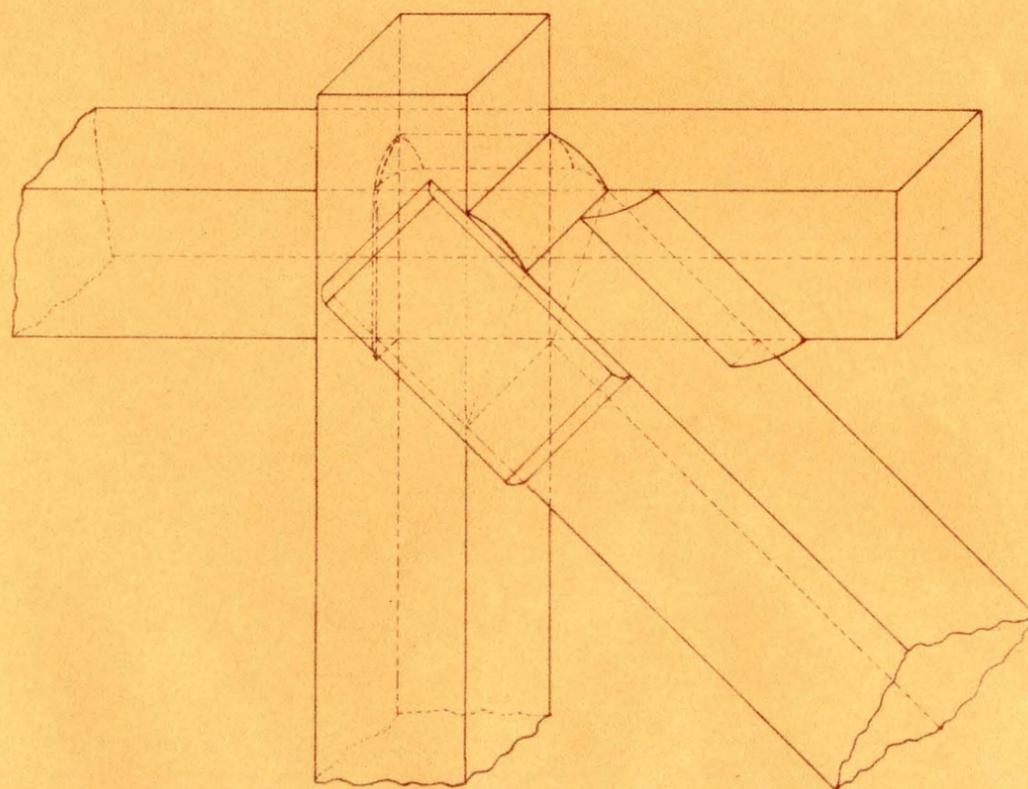
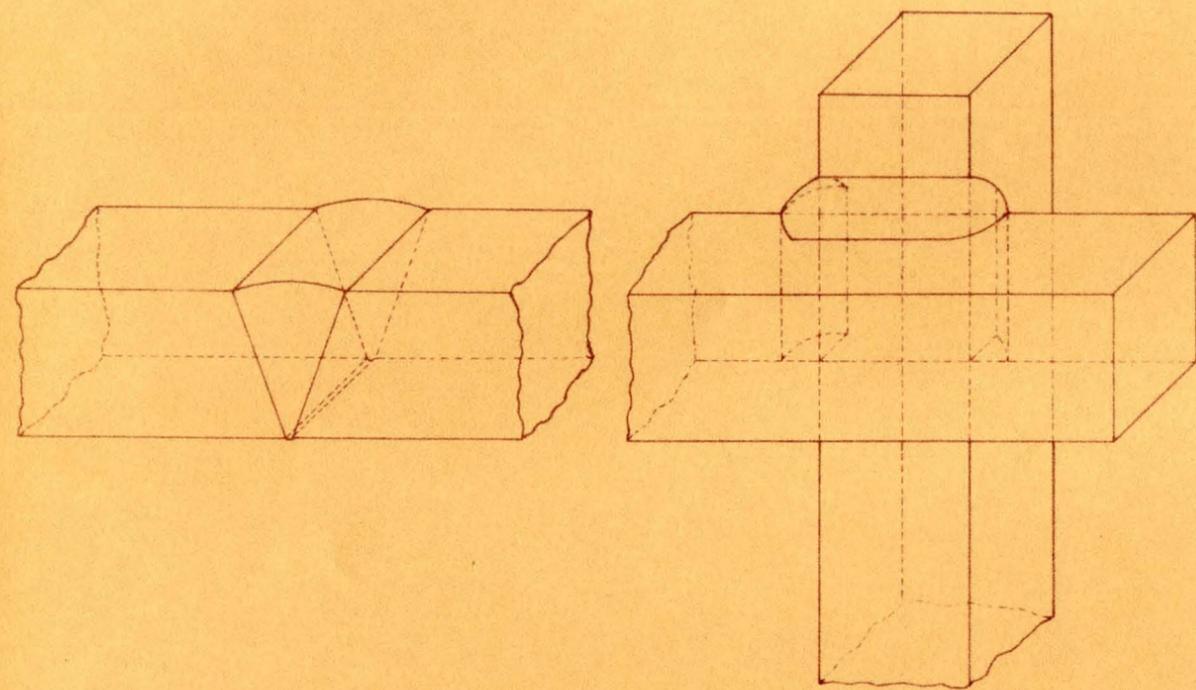
OFICINA TÉCNICA DE INGENIERÍA

Sección de Proyectos

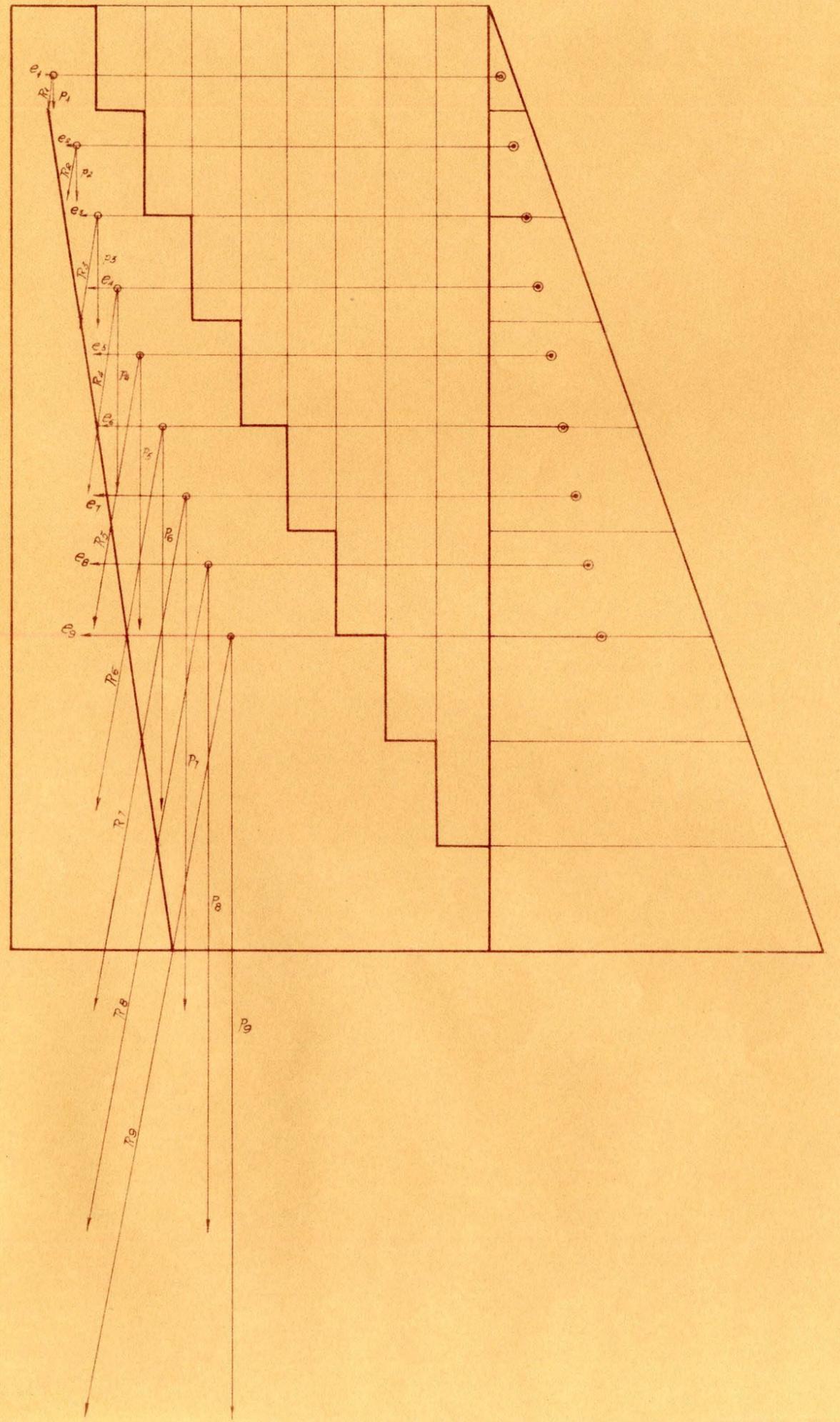
---

con lo cual obtendremos siempre cargas menores de  $45 \text{ kg/cm}^2$   
para el hormigón y de  $680 \text{ Kgs/cm}^2$  para el acero.

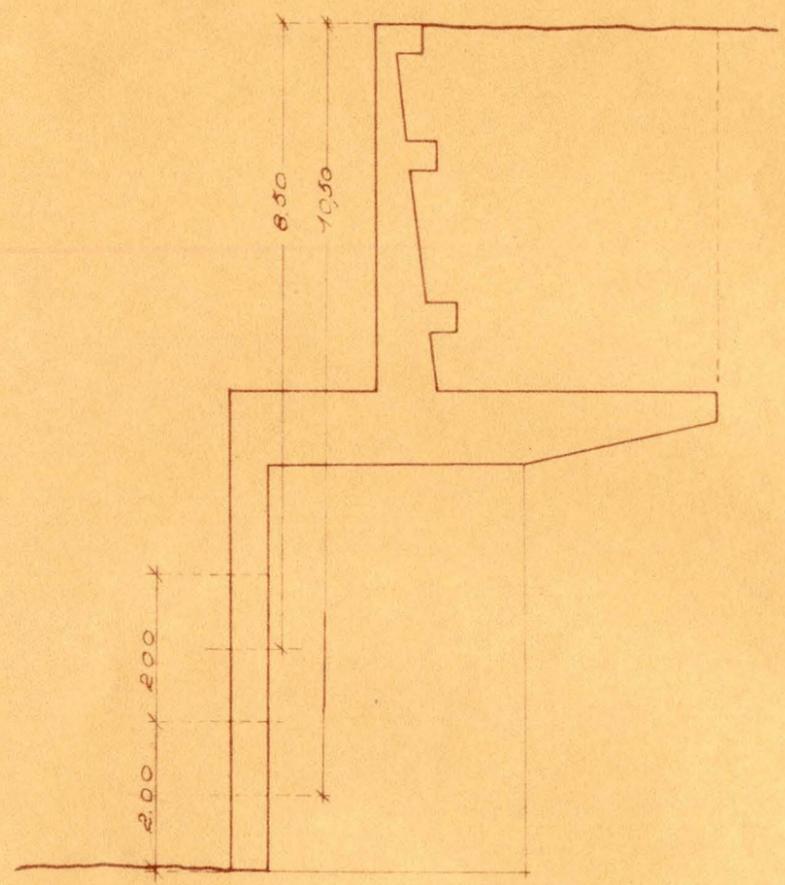
194.101<sub>2</sub>



194.101<sub>3</sub>



194.1014



194.1015

