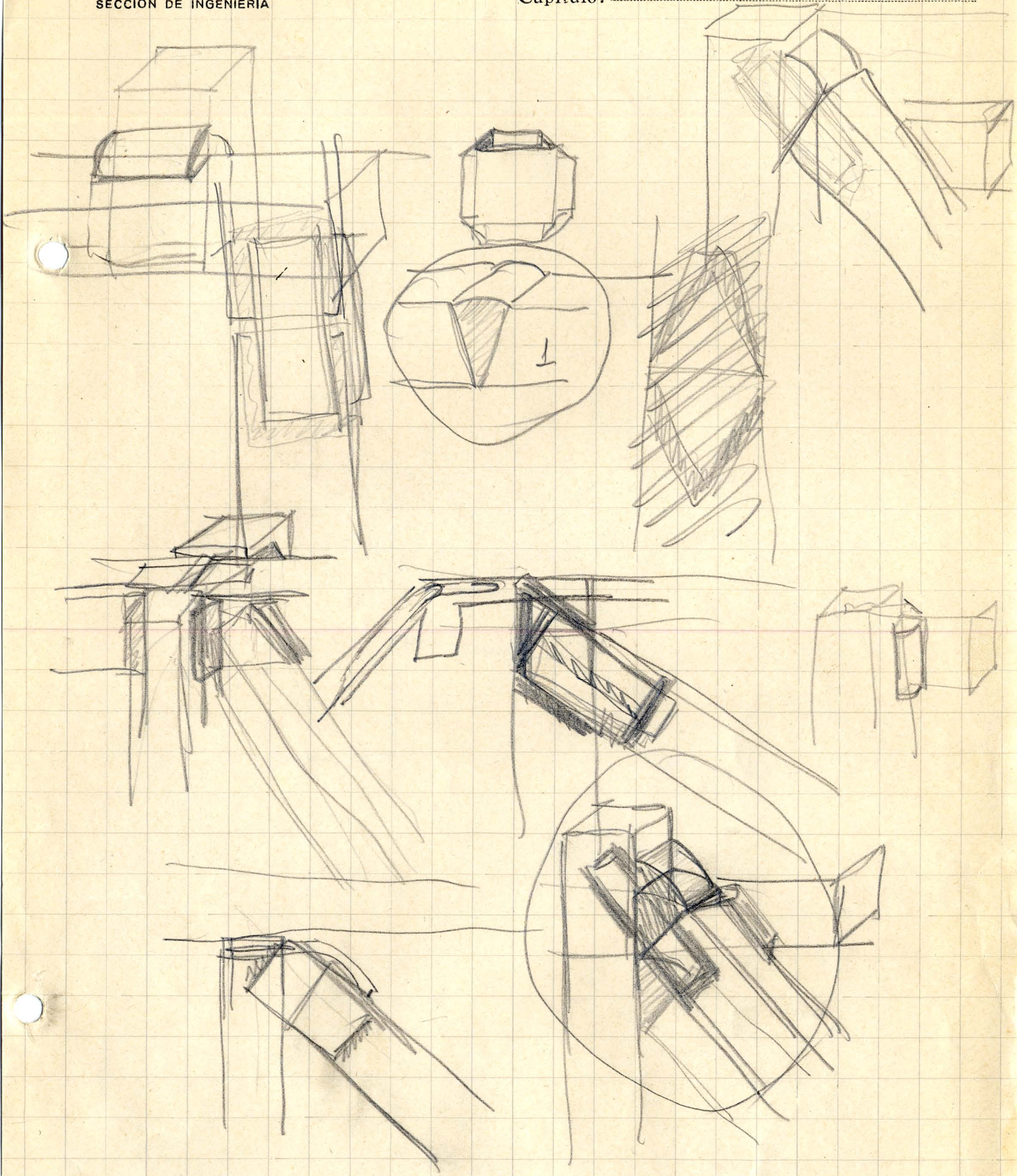


EDUARDO TORROJA  
OFICINA TECNICA DE INGENIERIA  
MADRID

Anexo.

Fecha 30-11-52

Núm. 194561



~~Muros de contención de los estratos.~~  
~~Pantallas de los estratos.~~  
~~Muros de los estratos.~~  
~~Encofrado~~  
Andamiaje  
~~Túnel~~  
~~Humarios~~  
~~Margueritas~~  
( Edificio ( estructura del )  
Formon de Accesor " "  
" de escalera " "

## Muros de contención de Tierras

Proyectamos los muros de contención, de hormigón en masa de paramento exterior vertical e interior escalonado.

Para estudiar el empuje de las tierras supondremos los siguientes datos:

9mts  $\text{Angulo de talud natural} = \varphi = 40^\circ$   
 $\text{Peso del m}^3 \text{ de tierras} = \gamma = 1600 \text{ kg}$

que corresponden a tierras arcillosas.

con lo cual el empuje máximo vale:

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

$\frac{h}{2} \cdot \gamma = E$

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

para la altura de 9mts y 1mts lineal de anchura.

En la adjunta hoja tracemos el triángulo de empujes, con una base

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

destandole por la cara exterior del muro para poder ir combinandole con la resultante del peso del muro y del de las tierras que gravitan sobre el mismo, de metro en metro y trazando la línea de presiones, con lo cual

En el cual mediremos los empujes correspondientes a las alturas de metros en metros, que serían

$$\begin{aligned} Q_1 &= 350 \times 0,5 = 175 \text{ Kg} \\ Q_2 &= 700 \times 1,0 = 700 \text{ " } \\ Q_3 &= 1050 \times 1,5 = 1570 \text{ " } \\ Q_4 &= 1400 \times 2,0 = 2800 \text{ " } \\ Q_5 &= 1750 \times 2,5 = 4380 \text{ " } \\ Q_6 &= 2100 \times 3,0 = 6300 \text{ " } \\ Q_7 &= 2450 \times 3,5 = 8600 \text{ " } \\ Q_8 &= 2800 \times 4,0 = 11200 \text{ " } \\ Q_9 &= 3140 \times 4,5 = 14100 \text{ " } \end{aligned}$$

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

# Pantallas de los estribos

(Vase plano adjunto)

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

$$E = 174 \times 6^2 = 6250 \text{ Kg/ml}$$

aplicado al tercio de la altura, (Consideramos 2 mts. más de empuje de tierras para tener en cuenta el peso de talud y cargas), el momento flector en la ~~base de~~ el arranque de la mensula vale por lo tanto:

$$M_f = 6250 \times \frac{5}{2} = 10,250 \text{ m Kg/ml}$$

y un esfuerzo cortante de:

$$T = E = 6,250 \text{ Kg/ml}$$

Lo que se resiste ampliamente con la sección de 80 cm. y una armadura de tensión de 6 # 18 p.m.l. sin rebasar el nominal carga de 40 kg/cm<sup>2</sup>.

Además reforzamos esta pantalla con unos nervios longitudinales y transversales, para cuadrar las dos grandes huecos que es necesario dejar para paso 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 2 mts de ancho a 10.50 mts de profundidad.

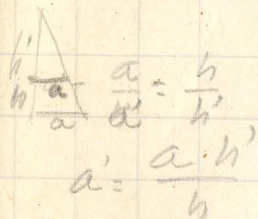
~~$E = 12.5^2 \times 174 = 27,000 \text{ Kg/ml}$~~

En faja máxima a esa profundidad centrándose 2 mts mas para el sobrecarga.

$E = 12.5^2 \times 174 = 27,000 \text{ Kg/ml}$

En faja correspondiente a la anchura de la faja:

$C = \left( \frac{2 \times 27,000}{\frac{1}{2} \times 12.5} \right) \times \frac{10.5}{12.5} = 7,900 \text{ Kg/ml}$



Momento flector en la sección central

$M_f = 7,900 \frac{7.5^2}{16} = 27,700 \text{ m Kg}$

y en la sección de avance

$M_f = 7,900 \frac{7.5^2}{12} = 37,000 \text{ m Kg}$

Sección central

ancho = 200 cm  
 canto total = 55 cm  
 Canto útil = 45 cm  
 Armadura de tracción = 12  $\phi$  18 m.m.

carga del hormigón a compresión = 45 Kg/cm<sup>2</sup>  
 carga del acero a tracción = 1,100 Kg/cm<sup>2</sup>

Sección de avance

Ancho = 200 cm  
 canto total = 55 cm  
 Canto útil = 50 cm  
 Armadura de tracción = 14  $\phi$  18 m.m.

carga del hormigón a compresión = 45 Kg/cm<sup>2</sup>  
 " del acero a tracción = 1,100 Kg/cm<sup>2</sup>

Taja de 2,00mts de anchura a  
8,50 mts de profundidad.

Cumpe correspondiente a la anchura  
de la taja

$$Q = \frac{27,000}{\frac{1}{2} \cdot 12,5} \times \frac{10,5}{12,5} + \frac{27,000}{\frac{1}{2} \cdot 12,5} \times \frac{8,5}{12,5} =$$

$$Q = \frac{27,000}{\frac{1}{2} \cdot 12,5} \times \frac{10,5 + 8,5}{12,5} = 6600 \text{ kgul}$$

Momento flector en la sección central

$$M_f = 6600 \frac{7,5^2}{16} = 22,000 \text{ m kg}$$

Momento flector en la sección de arranque

$$M_f = 6600 \frac{7,5^2}{12} = 30,800 \text{ m kg}$$

Sección central

anchura = 200 cm

Canto total = 50 cm

Canto útil = 45 cm

Amadura de tracción = 10φ18

Carga del hormigón a

compresión = 40 kg/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a

tracción = 1100 kg/cm<sup>2</sup>

Sección de arranque

anchura = 200 cm

Canto total = 55 cm

" útil = 50 cm

Amadura de tracción = 12φ18

Carga del hormigón

a compresión = 40 kg/cm<sup>2</sup>

Carga del acero a

tracción = 1100 kg/cm<sup>2</sup>

(ojo espesores constantes)



La última zona de pantalla que queda no es susceptible de flexión en sentido longitudinal por su proximidad con el gran nervio horizontal que entasa los dos macros. En cambio la curva transversalmente para superar la restricción que el empotramiento en el nervio produce.

## Muros de los estribos

Se calcularán las correspondientes al estribo del lado de San Francisco, por ser los de mayor altura.

Solamente nos ocuparemos de demostrar la estabilidad de estos muros, por su resistencia, dadas las secciones adoptadas no ofrece duda alguna.

Sobre estos muros, separados entre ejes 10,5 m, transmiten los pantallas el empuje integrado de las tierras que rellenan el estribo, el cual para un muro vale:

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

contando ya con 2 m de mas para la sobrecarga.

Los pesos estabilizantes que podemos considerar son los siguientes:

$$\begin{aligned} \text{Muros} &= 4 \times 9,5 \times 2,2 \times 2200 = 187,500 \text{ Kg} \\ \text{Nervio horizontal} &= 6,5 \times 9,25 \times 2400 = 144,000 \text{ " } \\ \text{Pantalla superior} &= 0,5 \times 5 \times 2400 \times 9,25 = 55,500 \text{ " } \\ \text{" inferior} &= 0,45 \times 5,5 \times 2400 \times 9,25 = 41,500 \text{ " } \\ \text{Tienos que carga sobre el nervio} &= 4 \times 5 \times 9,25 \times 1600 = 295,000 \text{ Kg} \\ & \quad \underline{643,500} \end{aligned}$$

En la adjunta hoja, hallamos gráficamente el valor de la resultante de estos pesos y la comparemos con el empuje

de las tiernas, para obtener una resultante que quede muy por dentro del tercio central de la base del maciso.

Saliente del nervio horizontal ~~horizontal~~

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

$$M_f = 4 \times 5 \times 1600 \times 2 = 64000 \text{ Kgcm}$$

necesitando por lo tanto una sección de 90 cm de canto útil y  $I_p$  de 35 p.m.d para conseguir una carga en el hormigón de 45 Kg/cm<sup>2</sup> y de 1100 Kg/cm<sup>2</sup> en el acero.

## Entablado de la viga cajón

Haremos los costeros de viga, lo suficiente-  
mente rígidos, para resistir el peso corre-  
pondiente a la 1ª viga de hornig, Armadura  
y molde, con una separación máxima  
entre apoyos de 7.50mts que como se ve  
en el plano ~~adjunto~~ <sup>N.º</sup> corresponde  
a las separaciones entre nudos princi-  
pales del andamiaje.

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

Peso de la 1ª viga de hornig	= 1.010 Kg
" " " Armadura	= 875 "
" " " del Molde	= 540 "
	<u>2.425 Kg</u>

que con los 7.50mts. de luz nos da  
un momento flector de:

$$M_f = 2425 \times \frac{7.5^2}{8} = 17.000 \text{ mtkg}$$

o sea, que admitiendo para la madera  
una fatiga máxima de 90 kg/cm<sup>2</sup>, Nece-  
sitaremos un momento resistente de:

$$W = \frac{17.000 \times 100}{90} = 18.900 \text{ cm}^3$$

El entablado de los costeros, estará for-  
mado por Tablas de 7.5 x 23, fuertemente

armado por largueros verticales, constituidos tambien por tablon puesto de canto. Este entablado del costero es el que utilizamos como elemento de rigidez, y siendo el momento resistente de un tablon, con su mayor dimension como canto, de:

$$w = \frac{7.5 \times 23^3}{12 \times 11.5} = 660 \text{ cm}^3$$

Necesitaremos para obtener los 18900 cm<sup>3</sup> de momento resistente, de sumar las resistencias de  $\frac{18900}{660} = 29$  Tablones, lo que conseguiremos con holgura en los Hmt. de altura del nervio.

Segun la separacion a que podemos colocar los largueros verticales, viene dada por la resistencia del ~~entablado~~ entablado del costero a la presion del pomigon. Esta presion, para roscas de una altura maxima de 1 mt, vale:

$$P = 2000 \times 0.23 \times 0.885 = 410 \text{ kg/ml}$$

para los 23 cm de ancho de un tablon.

El momento resistente de un tablon puesto de plano es

$$w = \frac{23 \times 7.5^3}{12 \times 7.75} = 215 \text{ cm}^3$$

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

Por lo tanto, como la carga es  $410 \text{ Kg/ml}$ , la separación entre largueros podría ser de:

$$M_f = 410 \frac{l^2}{8} = 193 \quad l = \sqrt{\frac{193 \times 8}{410}} = 1.95 \text{ m}$$

que nos parece excesivo en cuanto a la rigidez del sistema, reduciéndolo por esta razón a  $1.00 \text{ m}$ .

La carga por espesor constante será:

$$B = \frac{410}{7.5 \times 2.7} = 2.4 \text{ Kg/cm}^2$$

Los largueros verticales están formados por tableros puestos de canto y separados a  $1.00 \text{ m}$ , según hemos visto.

La carga que sufren es uniformemente decreciente desde  $410 \text{ Kg}$  a  $0$ , supondremos una carga uniformemente repartida de:

$$\frac{410}{2} \frac{1}{0.77} = 890 \text{ Kg}, \text{ si armamos con tirantes de alambre de metro en metro.}$$

El momento flector valdrá:

$$M_f = \frac{890}{10} = 89 \text{ mKg}$$

y la carga de la madera por flexión

$$H = \frac{890}{660} = 13.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Siendo 660 el momento resistente de un tablon puesto en canto segun normas antinormante.

La carga por esfuerzos constante en el carguero sera:

$$B = \frac{890}{1,5 \times 2,2 \times 2} = 2,6 \text{ Kg cm}^2$$

Los tirantes para anclamiento necesitan una seccion de:

$$\frac{890}{2 \times 2 \times 1100} = 0,20 \text{ cm}^2 = \phi \text{ de } 6 \text{ m. m.}$$

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

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

Necesitando por lo tanto defender el borde del tablon con una llanta metalica, o simplemente aumentar la seccion del alambre a 18 m. m de diametro.

El apoyo del molde de viga sobre la cimbra se verifica por intermedio de una I de perfil N.º 22, cuya carga a esfuerzos constante es.

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

y el apoyo del costero de viga sobre la I se verifica por medio de un ~~dos tablon~~ que termina doble Tablon, cuya carga por aplastamiento contra el ala de la I es:

$$\frac{2425 \times 3,75}{2 \times 9,8 \times 15} = 31 \text{ Kg cm}^2$$

que resulta algo fuerte, por lo cual convenia reforzar esta seccion con chapa de hierro.

### Molde de forjado

siendo el forjado central de 30 cm de espesor, producirá una carga sobre los tablon del molde de  $720 \text{ Kg m}^2$  que sumados a una labrecarga de  $180 \text{ Kg m}^2$  nos da un total de  $900 \text{ Kg m}^2$ .

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

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

Resultando por lo tanto un momento flector de:

$$M_f = 205 \times 90 = 184 \text{ mtkg}$$

Por consiguiente la separacion entre las puentes transversales que soportan el tablero podria ser:



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

y la que la puente admite, teniendo en cuenta que está formada por un solo tablon de  $7,5 \times 27$  cuyo momento resistente es  $660000$  será:

$$M_f = 660 \times 90 = 594000 \text{ mkg}$$

$$y \text{ Carga } l = 4 \text{ mts}$$

$$p = 900 \text{ kgm}^2$$

$$900 \times \frac{4^2}{10} = 59400, \quad a = \frac{59400}{900 \times 4^2} = 0,40 \text{ mts}$$

o sea que las puentes habran de ir separadas a  $4,0$  m.

Por lo tanto la carga por esfuerzo constante que sufrira cada una de ellas en la seccion de apoyo sobre las torapuntas será de:

$$\frac{2 \times 0,4 \times 900}{7,5 \times 27} = 4,2 \text{ kgm}^2$$

Tenid para acceso al  
Torreón de la escalera y ascensor

Calculo de la bóveda:

Proyectamos la bóveda de homi-  
gon en masa con 0,50 mts de espesor  
y una luz libre de 7,50 mts.

Consideramos un recubrimiento de tierras  
de 0,50 de espesor y una sobrecarga  
de 450 Kg m<sup>2</sup>. Todo esto lo transforma-  
mos en material de igual densidad  
y su area total la descomponemos  
en dovelas cuyos pesos aplicamos en  
sus centros foidientes, centros de grave-  
dad (Véase grafico adjunto)

Los pesos de estas dovelas son:

$$P_1 = \frac{1,2 + 1,25}{2} \times 0,5 \times 2200 = 1350 \text{ Kg}$$

$$P_2 = \frac{1,25 + 1,35}{2} \times 0,5 \times 2200 = 1420 \text{ ,,}$$

$$P_3 = \frac{1,35 + 1,55}{2} \times 0,5 \times 2200 = 1600 \text{ ,,}$$

$$P_4 = \frac{1,55 + 1,75}{2} \times 0,5 \times 2200 = 850 \text{ ,,}$$

Por medio del  $R = 5220 \text{ Kg}$   
corno foidiente poli-  
gono funicular obtenemos la posición de  
la resultante y suponemos como puntos  
de paso de las reacciones horizontal y

de apoyo, los tercios inferior 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:

$$\begin{aligned} \text{Reacción horizontal} &= 4350 \text{ Kg. m} \\ \text{" de apoyo} &= 6900 \text{ "} \end{aligned}$$

y las cargas del homígon serán las siguientes

Compresión en la sección de Clave:

$$\frac{4350}{10,000} + \frac{4350 \times 16,6 \times 50}{100^4/12} = 0,87 \text{ Kg. cm}^2$$

Compresión en la sección de arranque

$$\frac{6900}{10,000} \times 2 = 1,38 \text{ Kg. cm}^2$$

## Muro

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

En el mismo gráfico, comparemos el empuje de la bóveda con el peso propio del muro, consiguiendo por medio de tanteos (sin más que aumentar el espesor del muro) que su resultado se pase por dentro del núcleo central.

### Canal para urinario subterráneo

Desarrollamos en cálculo análogo al anterior, que puede verse en el adjunto gráfico, no necesitando por lo tanto entrar en su explicación y bastando con decir que nos mantenemos dentro de iguales límites.

# Marquesina del estubo del lado de San Francisco

Consiste en una marquesina corrida a lo largo de cuatro andenes del estubo, con un ancho de 6,00mts y apoyada lateralmente en una serie de pilares a lo largo del eje, separados entre sí de 6,00mts. Sobre estos pilares corre una viga longitudinal, que a mas de amortarlos divide ~~la losa~~ en dos la luz de la losa. Transversalmente a esta y precisamente sobre cada pilar colocamos una viga en mensula de bases iguales, en cuyos extremos apoyan las viguetas de contorno que le transmiten el peso de las losas.

Para el calculo tensiones en cuenta los siguientes datos:

Intensidad del viento	270 $\text{Kgm}^2$	} 680 $\text{Kgm}^2$
Inclinación " "	15°	
Componente vertical " "	70 $\text{Kgm}^2$	
Peso propio	240 "	
Sobrecarga (incluido tenaza)	270 "	
Carga de nieve	100 "	

## Losa:

$L = 3,00 \text{ mts.}$   
 $M_f = 680 \times \frac{3^2}{8} = 760 \text{ m Kg}$

Esfuerzo constante:

$$T = 1.5 \times 680 = 1020 \text{ kg/cm}^2$$

Para lo cual basta con una sección central compuesta de:

Ancho = 100 cm

Canto útil = 95 cm

" total = 11.5 "

armadura de tensión  $\phi 12$  pul

carga del hormigón a compresión =  $45 \text{ kg/cm}^2$

carga del acero a tracción =  $1100 \text{ kg/cm}^2$

Vigueta de contorno

luz = 6.00 mts

cargas:

Carga de la losa =  $1020 \text{ kg}$

Peso propio =  $\frac{180}{1200 \text{ kg}}$

Momento flector en la sección central:

$$M_{fc} = 1200 \times \frac{6^2}{10} = 4200 \text{ m kg}$$

Esfuerzo constante:

$$T = 1200 \times 3 = 3600 \text{ kg}$$

Sección central

ancho = 25 cm

Canto útil = 30 cm

" total = 35 "

armadura de tensión =  $4 \phi 20 \text{ m.m.}$

" " compresión =  $4 \phi 20 \text{ m.m.}$

Estritos 2 de  $8 \text{ m.m.}$  a 15 cm

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

" del acero a tracción =  $1100 \text{ kg/cm}^2$

Viga en Mensula

$L_m = 3,00 \text{ mt}$

Carga en el extremo =  $2 \times 3600 = 7200 \text{ Kg}$

" uniforme =  $360 \text{ Kg/m}$

Momento flector en la seccion de arranque:

$M_{fa} = 360 \times \frac{3^2}{2} + 7200 \times 3 = 20.220 \text{ Kg}$

Esfuerzo cortante:

$T = 360 \times 3 + 7200 = 8.280 \text{ Kg}$

Seccion de arranque

Ancho =  $15 \times 11,5 = 173 \text{ cm}$

Canto util =  $55 \text{ cm}$

" total =  $60 \text{ cm}$

Armadura de tension =  $6 \phi 25 \text{ m.m.}$

Carga del homigo a compresion =  $45 \text{ Kg/cm}^2$

" " acero a traccion =  $1100 \text{ Kg/cm}^2$

2 estribos de Pun. cada  $15 \text{ cm}$

Viga central

$L_m = 6,00 \text{ mt}$

Carga =  $1200 \times 2 + 260 = 2660 \text{ Kg/m}$

Momento flector en el centro

$M_{fc} = 2660 \times \frac{6^2}{10} = 9600 \text{ Kg}$

Esfuerzo cortante:  $T = 3 \times (266 + 260) = 8700 \text{ kg}$   
Sección Central

Ancho = 30 cm

Canto útil = 55 cm

" total = 60 cm

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

2 alambres de 8 m. m. cada 12 cm.

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

" " " " tracción =  $1100 \text{ kg/cm}^2$

## Pilar

La carga axial que sufre el pilar es:

$$2 \times 8700 + 2 \times 8280 = 33960 \text{ kg}$$

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

$$3 \times 6 \times 70 \times 1,5 = 1840 \text{ m kg}$$

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



## Estructura del Edificio Anexo al Estribó del lado de San. Francisco

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

Losas de 4,10 x 8,00 mts

Longitud de cálculo = 4,10 mts. Sobrecarga = 400,00 kg/m<sup>2</sup>

Peso propio = 450,00  
 850,00 kg/m<sup>2</sup>

Momento flector en el  
 seccion central

$$M_{fe} = 850 \times \frac{4,10^2}{10} = 1,420 \text{ mkgul}$$

Esfuerzo constante

$$T = 850 \times 2,05 = 1,724 \text{ kgul}$$

seccion central

Ancho = 100

Canto útil = 15

canto total = 20

Anchura de tensión =  $\varnothing 12$  m. m

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

" " acero a tensión = 1100 Kg/cm<sup>2</sup>

Losas de 4,10 x 3,75

Coefficientes de reparto de flexiones

Sobrecarga = 400 Kg/m<sup>2</sup>

Peso propio = 360 "

" de tensión = 1000 "

$$a = \frac{4,1^3}{4,1^3 + 3,75^3} = 0,57$$

$$b = \frac{3,75^3}{4,1^3 + 3,75^3} = 0,43$$

Momento flector en el sentido de 3,75 mts

$$M_f = 860 \times \frac{3,75^2}{8} \times 0,57 = 1865 \text{ m Kgul}$$

Momento flector en el sentido de 4,10 mts

$$M_f = 860 \times \frac{4,10^2}{8} \times 0,43 = 775 \text{ m Kgul}$$

Esfuerzo cortante en el sentido de 3,75

$$T = 860 \times \frac{3,75}{2} \times 0,57 = 920 \text{ Kgul}$$

Esfuerzo cortante en el sentido de 4,10

$$T = 860 \times \frac{4,1}{2} \times 0,43 = 760 \text{ Kgul}$$

69  
53  
12

Sección central en el sentido de B. 75

- Ancho = 100 cm
- Canto útil = 11 cm
- Canto total = 15 cm
- Armadura de tensión = 7  $\phi$  12 mm p.m.l
- Carga del hormigón a compresión = 45 kg/cm<sup>2</sup>
- " del acero a tracción = 1100 kg/cm<sup>2</sup>

Sección central en el sentido de b. 1

- Ancho = 100
- Canto útil = 10 cm
- Canto total = 15 cm
- Armadura de tensión = 7  $\phi$  12 mm p.m.l
- Carga del hormigón a compresión = 45 kg/cm<sup>2</sup>
- " " acero a tracción = 1100 kg/cm<sup>2</sup>

Viga central de Proonts de luz

Cargos =  $2 \times 1724 = 3,448 \text{ Kg/ml}$   
 $\frac{552}{4,000 \text{ Kg/ml}}$

240

Momento flector en la sección central

ancho de la cabeza = 150 cm  
 $M_f = 4,000 \times \frac{65^2}{10} = 25,600 \text{ mKgf}$

- ancho del nervio = 40 cm
- Canto útil = 60 cm
- Canto total = 65 cm

- Armadura de tensión = 4  $\phi$  = 4  $\phi$  30 + 2  $\phi$  25
- Carga del hormigón a compresión = 75 kg/cm<sup>2</sup>
- " del acero a tracción = 1100 kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo cortante:

$$T = 4000 \times 4 = 16000 \text{ Kg}$$

estribos de 12 mm a 15 cm

Viga de 3.75 mts de luz

$$\text{Carga} = 760 \times 2 + 380 = 1800 \text{ Kg/m}$$

Momento flector en la sección central

$$M_f = 1800 \times \frac{3.75^2}{10} = 2540 \text{ m.Kg}$$

Esfuerzo cortante

$$T = 1800 \times \frac{3.75}{2} = 3400 \text{ Kg}$$

Sección central

anchura de la cubero = 150 cm

" del nervio = 40 cm

Canto útil = 60 cm

" total = 65 cm

Armadura de Tensin = 4/15.

Las cargas tanto del hombre como del viento son muy bajas, por lo que reducimos esta viga, por conservar el mismo canto de la anterior.

Cargadero que soporta el muro de fachada

$$\text{Luz} = 4.10$$

### Cargas ±

$$\begin{array}{rcl} \text{Muro} & = & 4500 \text{ Kg/ml} \\ \text{Losa} & = & 760 \\ \text{Peso propio} & = & \underline{340} \\ & & 5600 \text{ Kg/ml} \end{array}$$

### Momento flector - 2

$$M_f = 5600 \times \frac{4.1}{10} = 9.200 \text{ m Kg}$$

### Esfuerzo cortante ±

$$T = 2.05 \times 5600 = 11500 \text{ Kg}$$

### Sección central

ancho de la cabeza = 150 cm

" del nervio = 40 cm

Canto útil = 60 cm

" total = 65 cm.

Armadura de tensión = 4 φ 25 m. m

Carga del hormigón a compresión = 20 Kg/cm<sup>2</sup>

" del acero a tracción = 1000 Kg/cm<sup>2</sup>

Estribos de 12 m. m a 20 cm.

### Pilar de fachada en planta alta.

Carga axial = 16000 Kg

Momento flector = 3.200 m Kg

Sección 40 x 40 cm ~~6 φ 35 = 4905 cm<sup>2</sup>~~

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

" del acero a tracción = 1100 Kg/cm<sup>2</sup>

Pilar central en planta baja

$$\text{Carga axial} = 16,000 + 3400 + 2 \times 11,500 = 42,400 \text{ kg}$$

$$\text{Carga del pilar de planta alta} = \frac{16,000}{2} = 8,000 \text{ kg}$$
$$58,400 \text{ kg}$$

$$\text{Flexión} = 2,900 \text{ m kg}$$

$$\text{Sección} = 40 \times 40 \text{ con } 6 \phi 25$$

Pilar de fachada en planta baja

$$\text{Carga axial} = 3,400 * 2 * 3400 = 10,200 \text{ kg}$$

$$\text{Flexión } 1,270 \text{ kg}$$

$$\text{Sección } 40 \times 40 \text{ con } 4 \phi 25$$

Losa de 2,25 x 2,8

Se supone cuadrada de 2,5 x 2,5

$$\begin{aligned} \text{Sobrecarga} &= 400 \text{ Kg m}^2 \\ \text{Peso propio} &= \frac{360}{760} \text{ "} \end{aligned}$$

Momento flector

$$M_f = 760 \times \frac{2,5^2}{10} \times 0,5 = 238 \text{ m kg}$$

Esfuerzo cortante

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

Canto total = 10

" util = 8

Amadure de tension = 6 y 9 mil

Carga del hormigon a compresion = 30 Kg/cm<sup>2</sup>

" del acero a traccion = 10000 "

Losa de 2,25 x 4,7

$$\begin{aligned} \text{Sobrecarga} &= 400 \\ \text{Peso propio} &= \frac{360}{760} \text{ Kg m}^2 \end{aligned}$$

Momento flector

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

Esfuerzo cortante

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

Canto total = 10

Canto util = 8

Amadure de tension = 8 y 9

Carga del hormigon a compresion = 45 Kg/cm<sup>2</sup>

" " Acero a traccion = 11500 "

Cargadero de 4.70 mts

Len 4.70 mts

Cargas:

$$\begin{aligned} \text{Losas} &= 2 \times 860 = 1720 \\ \text{Len propio} &= 280 \\ \hline &= 2000 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$M_f = L_{uso} \times \frac{4.7^2}{8} = 5,450 \text{ m Kg}$$

$$T = 2,05 \times 2000 = 4100 \text{ Kg}$$

Acción central

Anchura de la cabeza = 100 cm

Canto útil = 45 cm

" Total = 80 cm

Armadura de tensión = 2φ25 + 2φ15

Carga del horiqua a compresión = 45 Kg

" " Acción tracción = 1100 Kg

2 Estribos de 8 a 15

Losas de 6.25 mts de len en el  
extremo del edificio.

Se supone cuadrada sobrecarga = 400

de 6.50 mts de len

Len propio = 480

Momento flector

$$M_f = 880 \frac{6.50^2}{8} \times 0.5 = 2200 \text{ m Kg}$$

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

Canto Total = 80 cm

Canto útil = 48 cm

Armadura a tensión = 8φ15

Carga del horiqua a compresión = 45 Kg en 2

" " " " Tracción = 1100 Kg en 2



# Estructura del Torreón de ascensor

Losa de 5.50 mts de luz

$$\begin{array}{r} \text{Sobrecarga} = 400 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Peso propio} = 480 \text{ " } \\ \hline 880 \text{ " } \end{array}$$

Momento flector:

$$M_f = 880 \times \frac{5.5^2}{8} = 3300 \text{ mkg/ml}$$

Esfuerzo constante

$$T = 880 \times 2.25 = 1960 \text{ Kg/ml}$$

Sección central

ancho = 100 cm

canto útil = 21

" total = 24

Anchura de tensión = 15.5 = 9  $\phi$  15 pul

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

" " acero a tracción = 1100 Kg/cm<sup>2</sup>

Losa para la rampa de escalera

Luz 4.00 mts

Cargas

$$\text{Sobrecarga} = 400$$

$$\text{Peso propio} = 480$$

Momento flector

$$M_f = 880 \frac{4.00^2}{10} = 1400 \text{ mkg/ml}$$

$$\frac{880 \text{ Kg/m}^2}$$

Esfuerzo constante

$$T = 880 \times 2 = 1760 \text{ Kg/ml}$$

sección central

Canto total = 17

" útil = 14

Anchura = 100

armadura = 6φ15

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

" " acero a tracción = 1100 kg/cm<sup>2</sup>

Losa volada del descansillo de escalera.

luz = 1.80

sobrecarga 400

P. propia =  $\frac{240}{640}$  kg/cm<sup>2</sup>

Momento flector

$$M_f = 640 \times \frac{1.8^2}{2} = 1040 \text{ mtkg}$$

Esfuerzo cortante

$$T = 640 \times 1.80 = 1140$$

Canto total = 15

Anchura = 100

Canto útil = 12

armadura = 5φ15

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

" " acero a tracción = 1100 kg/cm<sup>2</sup>

Luz de 7.5 de luz p<sup>o</sup> la marquesina del torreón.

$$\text{Carga total} = 680 \text{ kg/m}^2$$

Momento flector:

$$M_f = 680 \frac{7.5^2}{8} = 1040 \text{ mkg}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 680 \times 1.75 = 1200 \text{ kg}$$

sección central

ancho = 100

Canto útil = 12

" total = 15

Amadera = 5 x 15

Carga del hormigón a compresión = 47

" " acero a tracción = 1100 kg/cm<sup>2</sup>

Viga exterior de la marquesina del torreón.

$$\text{Luz} = 5.5 \quad \text{Carga} = 1500 \text{ kg/m}^2$$

$$M_f = 1500 \frac{5.5^2}{8} = 5700 \text{ mkg}$$

$$T = 2.75 \times 1500 = 4100 \text{ kg}$$

sección central

ancho de la cabeza = 25 cm

Canto útil = 46

Canto total = 50

Amaduro de tensión = 4 x 25

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

" del acero a tracción = 1000 kg/cm<sup>2</sup>

Viga en mensula para la marqueteria

Luz = 2,5      Carga en el extremo  
4.100 Kg

Carga uniforme:  
500 Kg/ml

Momento flector:

$$M_f = 1000 \times \frac{3,5^2}{2} + 4.100 \times 2,5 = 20.500 \text{ Kg cm}$$

Esfuerzo cortante:

6100  
14400  
20500

$$T = 1000 \times 2,5 + 4.100 = 7.600 \text{ Kg}$$

Sección de aluminio:

Ancho de la cabeza = 150 cm

Canto útil = 55

" total = 60

Almadrara = 4φ35

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

Carga del acero a tracción = 1000 Kg/cm<sup>2</sup>

2 estribos del P.m.m. a 15 cm de separación constante.

Cargadero de 6 mts. sustentando muro y losa.

Luz = 6 mts

Cargas:

Muro

$$0,5 \times 2,5 \times 1800 = 2250 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Losa} = 1960 \text{ "}$$

$$\text{Teja propia} = 370 \text{ "}$$

$$\underline{\underline{5480 \text{ "}}}$$

Momento flector:  $-2$   
 $M_f = 5480 \times \frac{6}{10} = 19,600 \text{ mkg}$

Esfuerzo cortante:  
 $T = 5480 \times 3 = 16,440 \text{ kg}$

Sección Central

ancho = 100 cm

Canto total = 55

" útil = 50

Armadura =  $4\phi 25$

2. Estribos de 12 m.m. a 12 cm.

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

" del acero a tracción = 1000 kg/cm<sup>2</sup>

Cargadas de 3,80 mts

Luz = 3,80

Cargas:

Muro = 3.150 kg/m

Pavimento =  $\frac{320}{3,520}$  "

Momento flector

$M_f = 3520 \times \frac{3,8^2}{10} = 5,200$

Esfuerzo cortante

$T = 3520 \times 1,90 = 6700 \text{ kg}$

Sección Central

Ancho = 40

Canto total = 55

" Util = 50

Armadura: 4ø25

2 estribos de 8mm a 12 cm.

Cargadero de la escalera.

Luz = 5.5

Cargos:

Luz = 1760

" = 1140

Momento flector:  $T_{emp} = \frac{500}{2400} \text{ Kg/m}$

$$M_f = 3400 \times \frac{5.5^2}{8} = 12800 \text{ mkg}$$

Esfuerzo cortante

$$T = 3400 \times 2.75 = 9300 \text{ Kg}$$

Sección central:

Ancho de la cabeza = 100

Canto total = 50

" Util = 45

Armadura = 2ø25 + 2ø25

2 estribos de 8mm a 10 cm.

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

" " acero a tracción = 1100 Kg/cm<sup>2</sup>

Pilar de fachada que soporta  
la viga de la escalera.

Planta de cubierta:

Vigas de fachada  $1,5 \times 67m = 10,50m$

Planta 5ª:

Planta anterior = 10,50m

Vigas de fachada = 10,50m

Viga de escalera = 9,30m

30,30m Kg

Planta 4ª

Planta anterior = 30,30m

Vigas de fachada = 10,50m

Viga de escalera = 9,70m

50,50m Kg

Planta 3ª

Planta anterior = 50,50m

Vigas de fachada = 10,50m

Viga de escalera = 9,70m

69,70m Kg

Planta 2ª

Planta anterior = 69,70m

Vigas de fachada = 10,50m

Viga de escalera = 9,70m

89,90m Kg

### Planta 1ª

Planta anterior = 89,400  
Vigas de fachada = 10,500  
Viga de escalera = 9200  
109,500 Kg

### Planta baja

Planta anterior = 109,500  
Vigas de fachada = 10,500  
Viga de escalera = 9200  
128,200 Kg

### Secciones:

Planta baja	=	50x50 con	4φ35
" 1 <sup>o</sup>	=	50x50 "	4φ25
" 2 <sup>o</sup>	=	40x40 "	4φ25
" 3 <sup>o</sup>	=	40x40 "	4φ25
" 4 <sup>o</sup>	=	40x40 "	4φ25
" 5	=	40x40 "	4φ15
" Cubierta	=	40x40 "	4φ15

con lo cual obtenemos siempre cargas menores de 45 kg m<sup>2</sup> para el hormigón y de 680 kg m<sup>2</sup> para el acero.



## Andamiaje

Dado la sencillez del anda-  
miaje que proyectamos, nos  
limitaremos a calcular algunos  
de los elementos mas importantes.

Nos referiremos solamente a un  
plano longitudinal vertical de anda-  
miaje.

La carga que cada elemento de  
encofrado de 4,5 de longitud,  
produce en su punto de apoyo, es:

Hormig	$3,75 \times 0,2 \times 3 \times 2200 =$	4900
Armadura	$3,75 \times 437 =$	1640
Molde	$3,75 \times 700 =$	2625
		<hr/>
		7860 Kg

Con lo cual en el adjunto grafico  
determinamos las cargas correspondientes  
a cada una de las barras del costillote  
dibujado (se han suprimido en el  
dibujo todas las barras superabundantes)  
que son los siguientes;

Barra	(a b)	= 2500 Kg
"	(a c)	= 7000 "
"	(c g)	= 8600 "
"	(e h)	= 4000 "

Capítulo: .....

Barra (fz) = 7600 Kg  
 " (cx) = 7600 Kg  
 Barra (cd) = 7000 Kg  
 " (df) = 16000 "  
 " (fh) = 13000 "  
 " (fg) = 12000 "

y como las secciones adoptadas son de 5 tablas 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 a b y c d.

De 8 de  $7,5 \times 23 = 1400 \text{ cm}^2$  para los e g y f h y de 2 de  $7,5 \times 23 = 350 \text{ cm}^2$  para las a h y g h. Tendremos los siguientes esfuerzos en cada barra:

$$\text{Barra a b} = \frac{2500}{695} = 3,6 \text{ Kg cm}^2$$

$$\text{" a e} = \frac{7000}{850} = 8,3 \text{ "}$$

$$\text{" e g} = \frac{8600}{1400} = 6,2 \text{ "}$$

$$\text{" e h} = \frac{4000}{350} = 11,5 \text{ "}$$

$$\text{" b e} = \frac{7600}{850} = 8,9 \text{ "}$$

$$\text{" c f} = \frac{7600}{850} = 8,9 \text{ "}$$

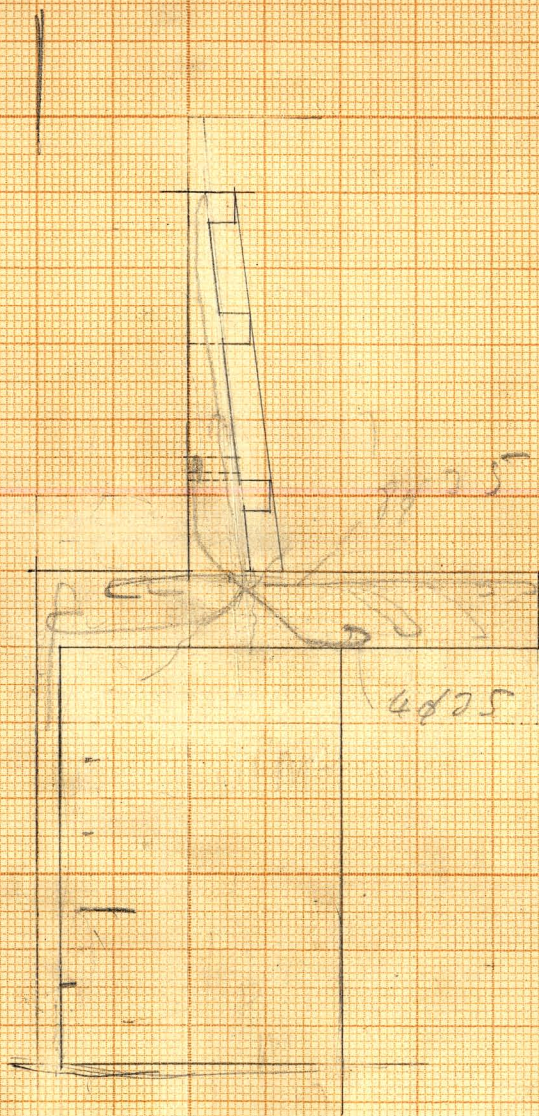
$$\text{" c d} = \frac{7000}{695} = 10,2 \text{ "}$$

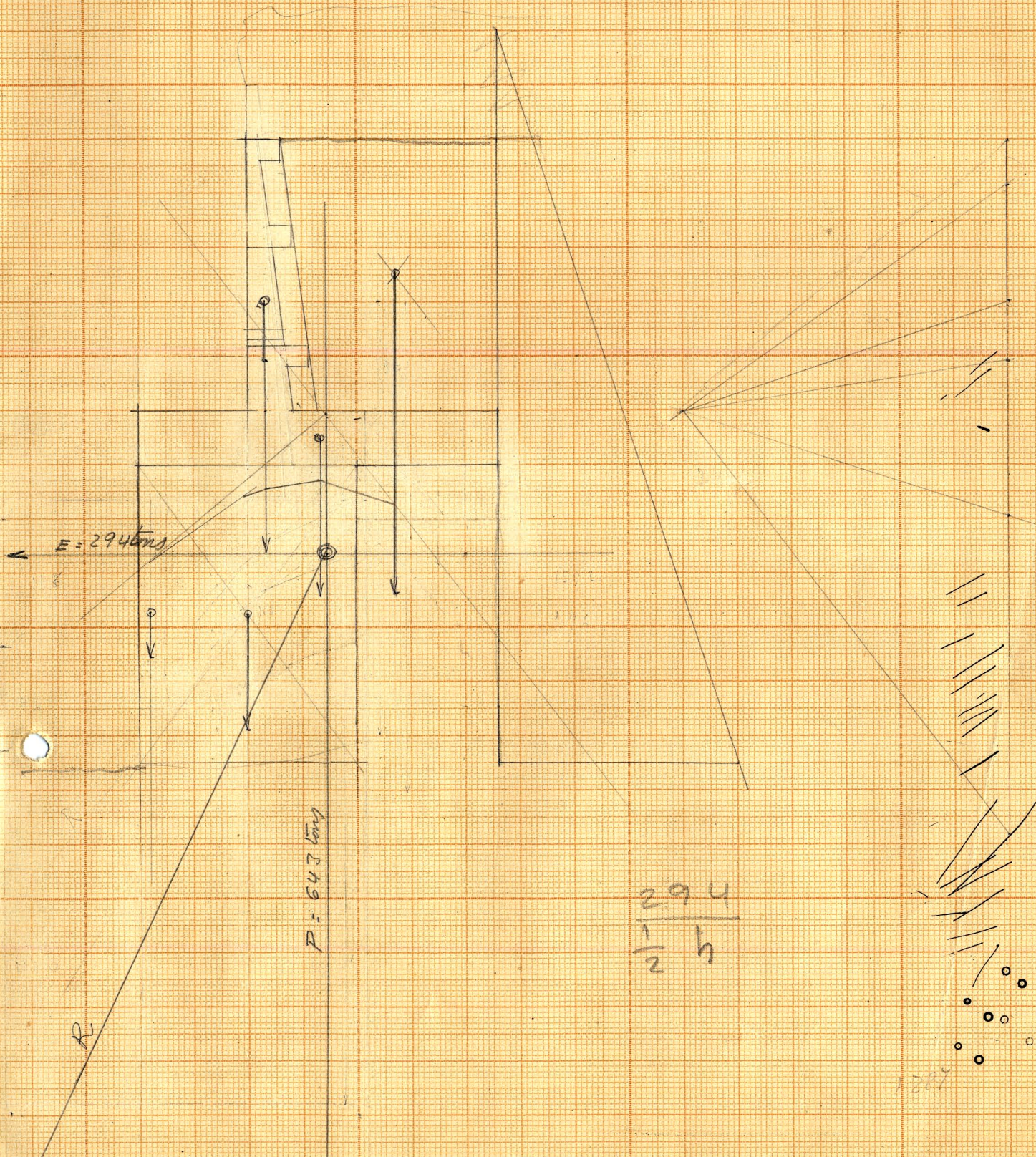
$$\text{Brama } d f = \frac{16.000}{850} = 18,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{" } f h = \frac{13.000}{1400} = 9,3 \text{ "}$$

$$\text{" } f g = \frac{12.000}{350} = 34,2 \text{ "}$$

---

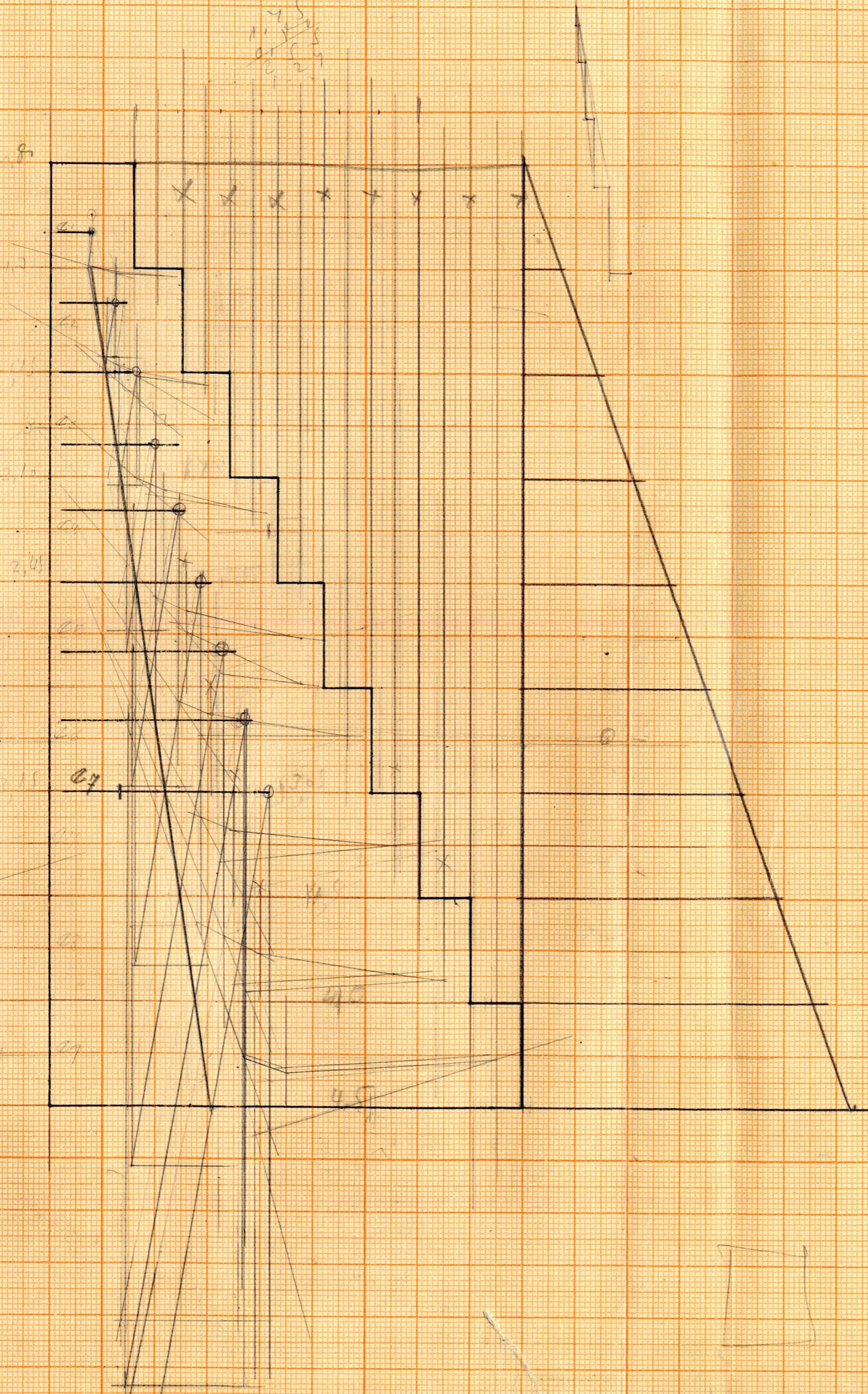
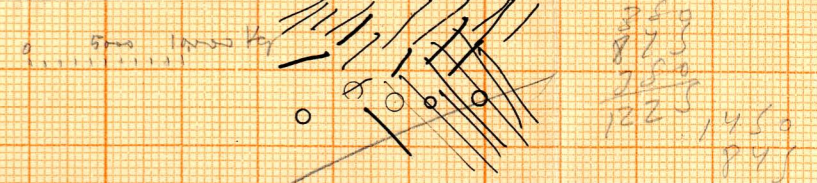




$$\frac{294}{\frac{1}{2} h}$$

173/9

90



$Q_1 = 350 \times 0,50 = 175 \text{ kg}$   
 $Q_2 = \frac{350 + 700}{2} \times 1 = 525 \text{ kg}$   
 $Q_3 = \frac{700 + 1050}{2} \times 1 = 875 \text{ kg}$   
 $Q_4 = \frac{1050 + 1400}{2} \times 1 = 1225 \text{ kg}$   
 $Q_5 = \frac{1400 + 1750}{2} \times 1 = 1575 \text{ kg}$   
 $Q_6 = \frac{1750 + 2100}{2} \times 1 = 1925 \text{ kg}$   
 $Q_7 = \frac{2100 + 2450}{2} \times 1 = 2275 \text{ kg}$   
 $Q_8 = \frac{2450 + 2800}{2} \times 1 = 2625 \text{ kg}$   
 $Q_9 = \frac{2800 + 3150}{2} \times 1 = 2975 \text{ kg}$   
 14.875

$P_{H_1} = 0,8 \times 2200 = 1760 \text{ kg} = 4040 \text{ kg}$

$P_{H_2} = 1,4 \times 2200 = 3080 \text{ kg}$ ,  $P_{T_2} = 0,6 \times 1600 = 960 \text{ kg}$

$P_{H_3} = 1,75 \times 2200 = 3850 \text{ kg}$ ,  $P_{T_3} = 0,35 \times 1600 \times 2 = 1120$

$P_{H_4} = 2,1 \times 2200 = 4620 \text{ kg}$ ,  $P_{T_4} = 0,25 \times 1600 \times 3 = 1680$

$P_{H_5} = 2,8 \times 2200 = 6160 \text{ kg}$ ,  $P_{T_5} = 0,35 \times 1600 \times 4 = 2240$

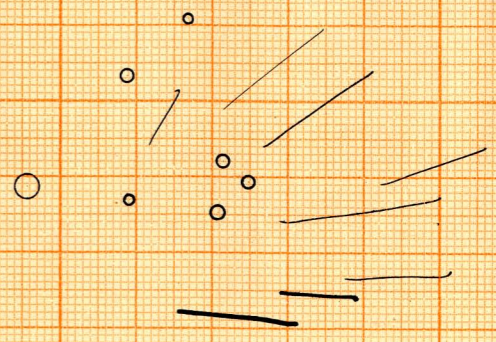
$P_{H_6} = 3,15 \times 2200 = 6930$ ,  $P_{T_6} = 0,25 \times 1600 \times 5 = 2800$

$P_{H_7} = 3,5 \times 2200 = 7700$ ,  $P_{T_7} = 0,25 \times 1600 \times 6 = 3360$

$P_{H_8} = 3,85 \times 2200 = 8470$ ,  $P_{T_8} = 0,25 \times 1600 \times 7 = 3920$

$P_{H_9} = 4,2 \times 2200 = 9240$ ,  $P_{T_9} = 0,25 \times 1600 \times 8 = 4480$

$4,25 \times 2,2 = 9,350$	$1,6 \times 0,5 \times 1 = 800$
$4,75 \times 2,2 = 10,450$	$1,6 \times 0,5 \times 2 = 1600$
$5,25 \times 2,2 = 11,550$	$1,6 \times 0,5 \times 3 = 2400$
$5,75 \times 2,2 = 12,650$	$1,6 \times 0,5 \times 4 = 3200$
$6,25 \times 2,2 = 13,750$	$1,6 \times 0,5 \times 5 = 4000$
$6,75 \times 2,2 = 14,850$	$1,6 \times 0,5 \times 6 = 4800$
$7,25 \times 2,2 = 15,950$	$1,6 \times 0,5 \times 7 = 5600$
$7,75 \times 2,2 = 17,050$	$1,6 \times 0,5 \times 8 = 6400$



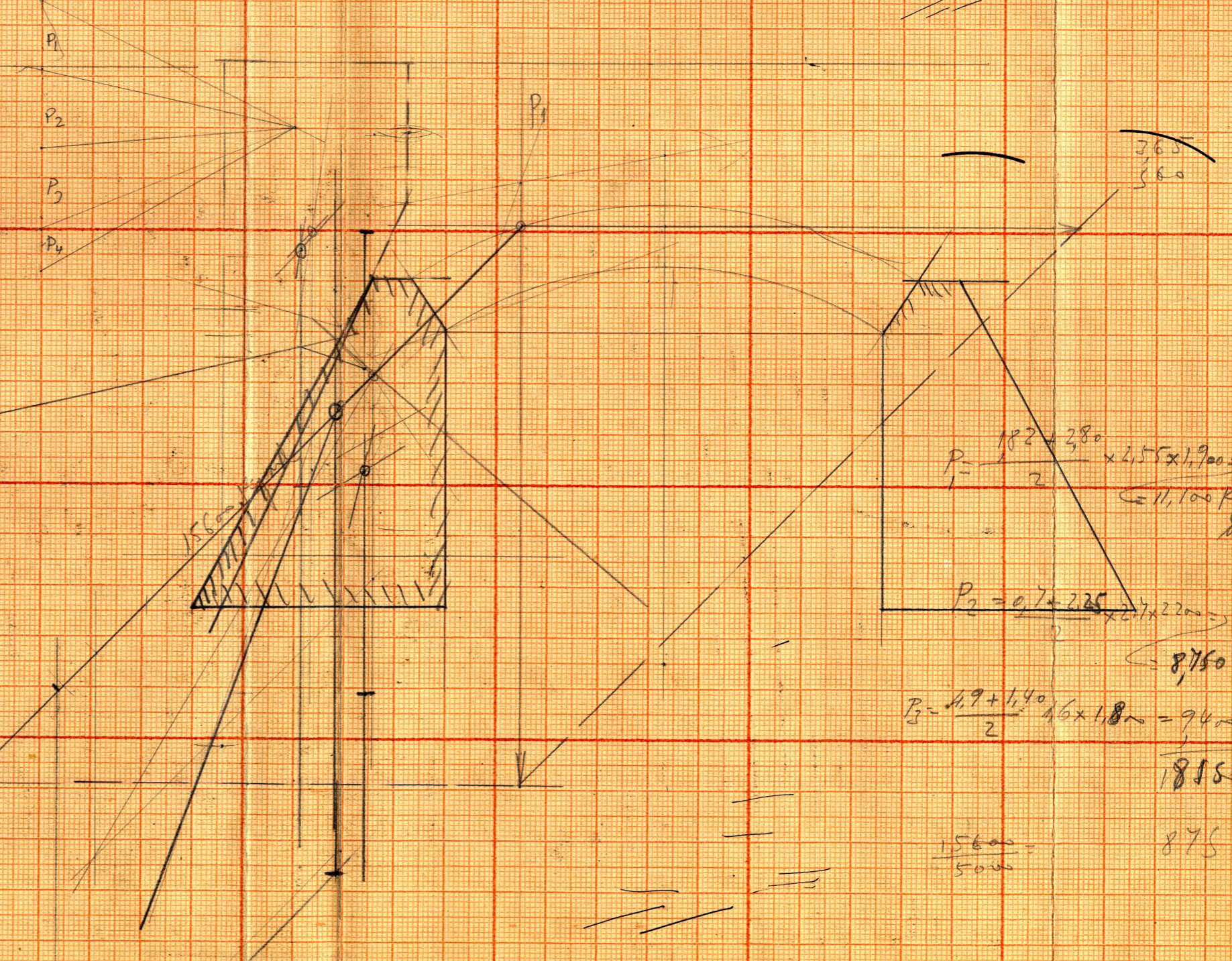
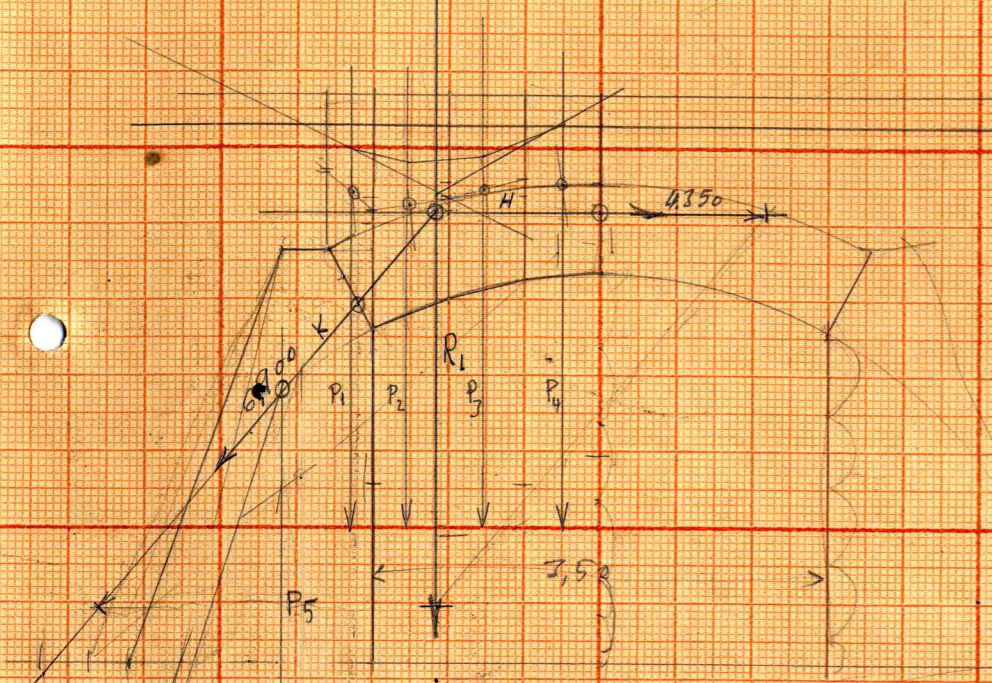
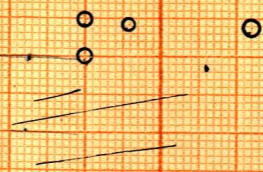
$$P_1 = \frac{12 + 1,25}{2} \times 0,50 \times 2200 = 1,350 \text{ Kg}$$

$$P_2 = \frac{1,25 + 1,35}{2} \times 0,50 \times 2200 = 1,420 \text{ Kg}$$

$$P_3 = \frac{1,35 + 1,55}{2} \times 0,50 \times 2200 = 1,600 \text{ Kg}$$

$$P_4 = \frac{1,55 + 1,00}{2} \times 0,20 \times 2200 = 850 \text{ Kg}$$

$$P_5 = \frac{1,60 + 0,60}{2} \times 2,75 \times 2200 = 6,600 \text{ Kg}$$



16 2  
8 1  
27 2  
3 15

$$P_1 = \frac{1,82 + 2,38}{2} \times 2,55 \times 1,900 = 11,100 \text{ Kg}$$

$$P_2 = \frac{0,7 + 2,25}{2} \times 2,7 \times 2200 = 8,750$$

$$P_3 = \frac{1,9 + 1,40}{2} \times 1,6 \times 1,80 = 940$$

$$18150$$

$$\frac{15600}{5000} = 875$$

365  
380

