

HANGAR DE 180x47x9 METROS

CALCULOS JUSTIFICATIVOS

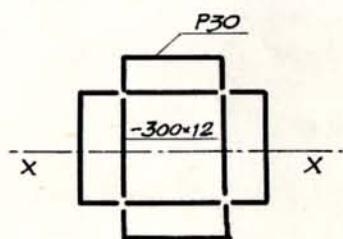
Madrid, Mayo de 1946

610.301

CALCULOS JUSTIFICATIVOS

La estructura metálica de cubierta, excepto el arriostramiento horizontal en la cara inferior de la parte posterior y los soportes metálicos, no es preciso calcularla puesto que es exactamente igual a la del proyecto de "Hangar de 180x47x9 metros, para el Instituto Nacional de Técnica Aeronáutica". A continuación se procede al cálculo de los soportes metálicos y del arriostramiento, citados.

PILAR CENTRAL



Máxima compresión: 331.600 kg.

Mínima compresión: -88.000 "

Sección total: $(60,7+36) \times 4 = 386,8 \text{ cm}^2$.

Momento de inercia:

$$I_{xx} = \left(\frac{1,2 \times 30^3}{12} + 1,2 \times 28,8 \times 14,4^2 + 7 \cdot 310 + 350 + 60,7 \times 21,86^2 \right) \times$$

$$x^2 = 93.060 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Radio de giro: } i = \sqrt{\frac{93.060}{386,8}} = 15,5.$$

Se dispone el soporte empotrado en la base y articulado en la cabeza superior.

El recorrido por dilatación del faldón posterior es de:

$$r = 0,00001 \times 30^2 \times 36 = 0,0108 \text{ metros.}$$

Este recorrido da una tensión de trabajo en la base, de:

$$\sigma = \frac{M \cdot v}{I}$$

$$\text{y como } M = Pl \quad \text{y } R = \frac{Pl^3}{3EI}$$

$$\sigma = \frac{3Er \cdot v}{l^2} = \frac{3 \times 2.100.000 \times 1,08 \times 24}{840^2} = 230 \text{ kg/cm}^2$$

que sumada a la compresión simple de

$$\frac{331.600}{386,8} = 860 \text{ kg/cm}^2$$

se tiene un total de:

$$860 + 230 = 1.090 \text{ kg/cm}^2.$$

A los efectos de pandeo la tensión sería:

$$\sigma = \frac{331.600}{386,8} \times \left[1 + \left(0,02 \times \frac{840}{15,5} - 0,9 \right)^2 \right] = 890 \text{ kg/cm}^2$$

PILAR LATERAL

Máxima compresión: 99.500 kg.

Mínima compresión: - 26.400 kg.

$$\text{Sec.} = (60,7 + 12 \times 2) = 169,4 \text{ cm}^2.$$

$$I_y \text{ min} = (350 + 60,7 \times 12,86^2 + 2 \times \frac{12^3}{12}) \times 2 = 21.340 \text{ cm}^4$$

$$I_x = (7.310 + 2 \times 12 \times 14^2) \times 2 = 24.030 \text{ cm}^4$$

$$i_{\text{min}} = \sqrt{\frac{21.340}{169,4}} = 11,2$$

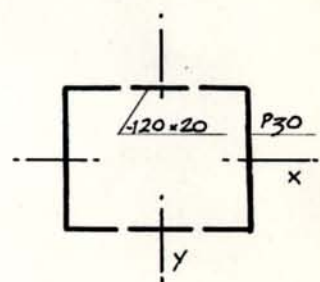
Recorrido:

$$0,00001 \times 30^2 \times 96,6 = 0,29 \text{ metros.}$$

$$\sigma = \frac{99.500}{169,4} + \frac{3 \times 2.100.000 \times 2,9 \times 15}{840^2} = 890 \text{ kg/cm}^2.$$

A los efectos de pandeo:

$$\sigma = \frac{99.500}{169,4} \times \left[1 + (0,02 \times \frac{840}{11,2} - 0,9)^2 \right] = 800 \text{ kg/cm}^2$$



ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL EN LA PARTE POSTERIOR DE LA CUBIERTA METALICA.

El empuje horizontal máximo en cada cercha es de 5.700 kg. y como el del pórtico sin tornapunta (según se verá más adelante) en adosado posterior que apoya en dicha cercha, es de 1.490 Kg., se tiene un empuje total en cada nudo, de:

$$5.700 + 1.490 = 7.190 \text{ kg.}$$

Este empuje se transmite mediante el arriostramiento del empuje horizontal dispuesto en cruz de San Andrés en la cara inferior de la estructura de cubier

ta, a los pórticos con tornapunta, produciendo una tracción en las barras del arriostramiento, de 11.600 kg.

Esta tracción origina en las barras diagonales formadas por 2 L 40x40x6 una tensión de trabajo de:

$$\frac{11.600}{8,96} = 1.280 \text{ kg/m}^2.$$

El empuje horizontal en sentido opuesto, es de:

$$2.710 \pm 1.000 = 3.710 \text{ kg.}$$

La tensión a tracción en las barras diagonales formadas por 2 L 40x40x4, vale:

$$\frac{11.600 \times 3.710}{7.190} \times \frac{1}{8,16} = 980 \text{ kg/cm}^2.$$

La compresión en las barras de cabeza interior, formadas por 2 I PB es de 9.200 kg. Considerando la barra como empotrada en sus extremos la carga total admisible según Euler, vale:

$$P = \frac{4 \times 10 \times 2.100.000 \times 155,6}{503^2} = 51.500 \text{ kg.}$$

lo que da un coeficiente de seguridad de:

$$\frac{51.500}{9.200} = 5,6$$

CORREAS.-

Este elemento es igual al de cubierta metálica.

VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO EN CABEZA SUPERIOR DE PORTI- COS.-

Estas vigas han de soportar verticalmente su peso propio y lateralmente el empuje de viento.

Luz: 5,10 metros.

Peso propio: $0,25 \times 0,30 \times 2,400 = 180 \text{ kg/m.l.}$

Empuje lateral de viento: $120 \times 1,2 \times 1,35 = 195 \text{ kg/m.l.}$

Las secciones que han de soportar los máximos esfuerzos, son las correspondientes a la luz extrema. El momento flector en el centro debido a la carga vertical es de:

$$180 \times \frac{5,10^2}{15} = 310 \text{ mkg.}$$

y el producido por el empuje lateral vale:

$$195 \times \frac{5,10^2}{15} = 333 \text{ mkg.}$$

Se dispone de 25x30 cm. de escuadría con 2 ϕ 12 m/m en la cara superior y en la inferior. Las tensiones de trabajo a compresión en el hormigón (H) y a tracción en el acero (A) son aproximadamente de 29 y 1.290 kg/cm² respectivamente.

Los momentos flectores en el arranque interior son:

$$\text{Verticalmente: } 180 \times \frac{5,10^2}{9,4} = 500 \text{ mkg.}$$

$$\text{Horizontalmente: } 195 \times \frac{5,10^2}{9,4} = 540 \text{ mkg.}$$

Con la misma escuadría y 4 ϕ 12 m/m en cada cara, se obtienen unas tensiones de trabajo aproximadas de H = 35 kg/cm². y A = 1.050 kg/cm².

Los esfuerzos cortantes son:

Vertical: $180 \times 2,5 = 450 \text{ kg.}$

Horizontal: $195 \times 2,5 = 490 \text{ kg.}$

La tensión en el hormigón es perfectamente admisible pero se dispone un cerco de 8 m/m a 25 cm. de separación constante.

VIGA DE PORTICOS PARA APCYO DEL MURO.-

Cargas verticales:

Muro: $0,12 \times 2,5 \times 1.800 \times 0,7 = 375$

Peso propio: $0,25 \times 0,45 \times 2.400 = 270$

Total: 645 kg/m.l.

Empuje lateral de viento igual al de la viga de arriostamiento.

En esta viga por estar enlazada en sus luces extremas con las normales a los cuerpos adosados, son todas las luces iguales. Los momentos en el centro son:

$$M \text{ vertical} = 645 \times \frac{5,1^2}{18} = 930 \text{ mkg.}$$

$$M \text{ horizontal} = 195 \times \frac{5,1^2}{18} = 280 \text{ mkg.}$$

Escuadría de 25x45 cm. con 2 ϕ 14 por la cara inferior y 2 ϕ 12 por la superior. Las tensiones de trabajo son aproximadamente: $H = 27 \text{ kg/cm}^2$. y $A = 1.290 \text{ kg/cm}^2$.

En arranques los momentos valen:

$$M \text{ vertical: } 645 \times \frac{5,1^2}{12} = 1.400 \text{ mkg.}$$

$$M \text{ Horizontal: } 195 \times \frac{5,1^2}{12} = 420 \text{ "}$$

Con la misma escuadría y 2 ϕ 12 + 2 ϕ 14 en cada cara, las tensiones aproximadas de trabajo son:
H = 29, y A = 1.290 kg/cm².

Esfuerzos cortantes:

Vertical: $645 \times 2,5 = 1.610$ kg.

Horizontal: = 490 "

Aún cuando la tensión en el hormigón es aceptable se dispone un cerco de 8 m/m a 15 cm. de separación en los arranques y a 30 cm. en el centro.

ENCUENTRO DE LOS ADOSADOS

VIGUETITA.-

Luz: 1,50 metros.

Peso propio: $0,15 \times 0,30 \times 2.400 = 110$ kg/m.l.

Carga concentrada de:

$(19 \times 1,17 + 65 \times 1,15 + 6) \times 2,55 = 263$ kg.

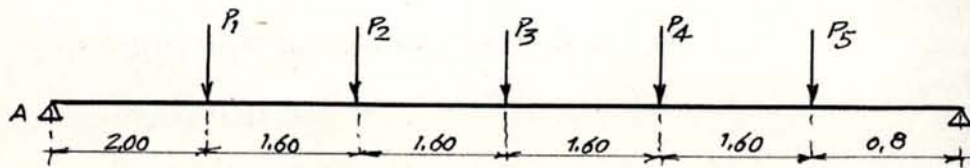
situada a 0,30 metros del apoyo sobre el muro.

Se dispone de 30x15 cm. armada con 2 ϕ 12 por la cara inferior, 2 ϕ 8 por la superior y 1 cerco de 6 m/m a 22 cm. de separación constante.

VIGA EN DIAGONAL.-

Luz: 9,20 metros.

Peso propio: $0,25 \times 0,80 \times 2.400 = 480$ kg/m.l.



$$P_1 = (265+72+50) \times 2 = 770 \text{ kg.}$$

$$P_2 = 205 \times 2 = 410 \text{ kg.}$$

$$P_3 = 145 \times 2 = 290 \text{ "}$$

$$P_4 = 85 \times 2 = 170 \text{ "}$$

$$P_5 = 15 \times 2 = 30 \text{ "}$$

$$R_A = \frac{770 \times 7.2 + 410 \times 5.6 + 290 \times 4.0 + 170 \times 2.4 + 30 \times 0.8}{9.2} = 1.010 \text{ kg.}$$

$$M_C = 480 \times \frac{9.2^2}{8} + 1.010 \times 4.6 - (770 \times 2.6 + 410 \times 1.00) = 7.330 \text{ mkg}$$

$$T_A = 480 \times 4.6 + 1.010 = 3.220 \text{ kg.}$$

$$T_B = 480 \times 4.6 + 660 = 2.870 \text{ "}$$

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

$$d = 80 \text{ "}$$

$$c = 75 \text{ "}$$

$$t = 9.2 \text{ cm}^2$$

$$H = 37.0 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 1.200 \text{ "}$$

1 cerco de 8 m/m a 26 cm. en el apoyo A, a 23 en el B y a 46 cm. en el centro.

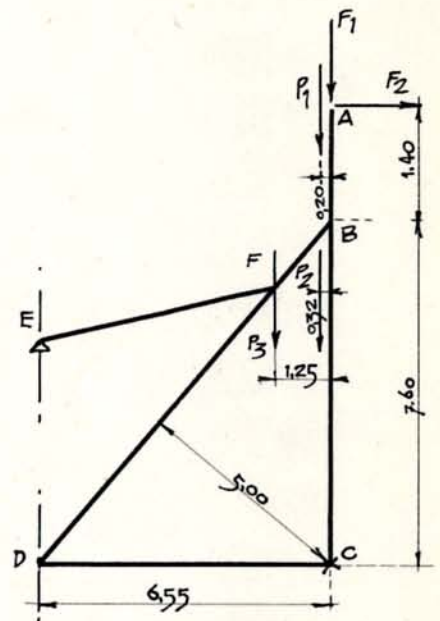
PORTICOS EN ADOSADO POSTERIOR

Estos pórticos son de dos tipos diferentes. Uno

de ellos, dispuesto con tornapunta, va cada tres luces de 5,03 metros y ha de soportar los esfuerzos horizontales transmitidos por la estructura metálica de cubierta, correspondiente a tres cerchas; esta transmisión se logra mediante la viga horizontal proyectada en la cara inferior de la estructura metálica y que más adelante se calcula. El otro tipo de pórtico solamente ha de soportar por consiguiente las cargas axiales correspondientes a cada una de las cerchas, además de los efectos propios al pórtico.

PORTICO CON TORNAPUNTA.-

Se procede primeramente al cálculo de la pieza EF. Debido a la altura del pretíl se puede considerar que el viento no actúa sobre este elemento y por consiguiente, sus máximos esfuerzos corresponden a la hipótesis de sobrecarga de nieve, en cuyo caso las cargas actuantes sobre él, son:



Uralita y
correas: $(19 + \frac{6}{1,175}) \times 5,03 = 122 \text{ kg/m.l}$

Peso propio: $0,20 \times 0,38 \times 2.400 =$
183

305

Nieve: $65 \times 5,03 =$ 330

Total: 635 kg/m.l.

Momento flector en el centro:

$$M_c = 635 \times \frac{5,3^2}{13} = 1.380 \text{ mkg.}$$

Escuadría de 39x20 cm armada por la cara superior con 2 \varnothing 12 y por la inferior con 2 \varnothing 16 siendo $H = 40 \text{ kg/cm}^2$ y $A = 1.200 \text{ kg/cm}^2$.

Momento flector en el arranque derecho:

$$M_F = 635 \times \frac{5,3^2}{8} = 2.230 \text{ mkg.}$$

Escuadría de 42x20 cm. armada por la cara superior con 2 \varnothing 12 y 2 \varnothing 16. $H = 48 \text{ kg/cm}^2$. y $A = 1.120 \text{ kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante en arranque derecho:

$$635 \times 2,65 \times 1,25 = 2.100 \text{ kg.}$$

y en el izquierdo:

$$635 \times 2,65 \times 0,75 = 1.260 \text{ kg.}$$

Aún cuando no es preciso, se dispone un cerco de 8 m/m a 18 cm. de separación en el arranque derecho, a 30 cm. en el centro y a 25 cm. en el izquierdo.

En el pórtico las cargas actuantes fijas son:

$$P_1 = 450 \times 2 = 900 \text{ kg.}$$

$$P_2 = 1.610 \times 2 = 3.220 \text{ kg.}$$

$$P_3 = 305 \times 2,65 \times 1,25 = 1.010 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso propio entre A y B: } 0,45 \times 0,58 \times 2,40 \times 1,40 = \\ = 880 \text{ kg.}$$

Peso propio entre B y C: $0,45 \times 0,55 \times 2.400 \times 7,60 = 4.500$
Kg.

Peso propio entre B y D: $0,35 \times 0,50 \times 2.400 = 420$ kg/m.l.

Pieza AB: En la sección B, la tracción máxima en la cara interior al hangar, se origina en la hipótesis de actuar el viento por la cara anterior estando el hangar abierto.

La fuerza horizontal correspondiente a cada cercha tiene un valor de -5.700 kg. Además, por efecto de viento en el paramento AB de cada pórtico sin tornapunta, existe un empuje horizontal de:

$$-120 \times 1,20 \times 5,03 (1,33 + 1,02 \times \frac{6,53}{9,15}) = - 1.490 \text{ kg.}$$

Por otra parte, este mismo efecto en el pórtico que se calcula vale:

$$- 120 \times 1,20 \times 5,03 \times 1,33 = - 960 \text{ kg.}$$

En consecuencia el valor de F_2 es:

$$-(5.700 \times 3 + 1.490 \times 2 + 960) = - 21.040 \text{ kg.}$$

La carga axil originada por la cercha que carga sobre este pórtico es:

$$F_1 = - 7.740 \text{ kg.}$$

Momento flector en B:

$$M_B = - (21.040 \times 1,40 + 900 \times 0,20) = - 29.640 \text{ mkg.}$$

Carga axil en B:

$$N_B = - 7.740 + 900 + 880 = - 5.960 \text{ kg.}$$

Se dispone una escuadría de 50×65 cm. armada

por la cara interior con 10 \varnothing 25 y por la exterior con 7 \varnothing 18. Comprobada la sección a tracción con flexión se obtiene una tensión de trabajo (H) a compresión en el hormigón de 62 kg/cm²., y a tracción en el acero (A) de 1.200 kg/cm².

La tracción máxima en la cara exterior la produce la hipótesis de viento posterior con hangar cerrado, siendo:

$$F_1 = 2.610 \text{ kg}; \quad F_2 = 2.710 \times 3 + (1.490 \times 2 + 960) \times \frac{2}{3} = 10.760 \text{ kg.}$$

$$M_B = 10.760 \times 1,4 - 180 = 14.885 \text{ mkg.}$$

$$N_B = 2.610 + 1.780 = 4.390 \text{ kg.}$$

Las tensiones de trabajo resultan: H = 28 kg/cm² y A = 1.200 kg/cm².

La máxima compresión puede corresponder a la hipótesis de actuar el viento por la cara anterior con hangar cerrado y simultáneamente con nieve en el faldón posterior.

$$F_1 = 4.750 \text{ kg.}$$

$$F_2 = - \left[5.700 \times 3 + (1.490 \times 2 + 960) \times \frac{1}{3} \right] = - 18.410 \text{ kg.}$$

$$M_B = - (18.410 \times 1,4 + 180) = - 25.955 \text{ mkg.}$$

$$N_B = 4.750 + 1.780 = 6.530 \text{ kg.}$$

$$H = 55 \text{ kg/cm}^2.$$

Esfuerzo cortante máximo:

$$T = 21.040 \text{ kg.}$$

Se disponen 3 estribos de 12 m/m a 20 cm. de separación constante.

Pieza BD: - La máxima compresión corresponde a la 1ª hipótesis calculada en la pieza AB.

El valor de P_3 puede ser el máximo ó sea 2.100 kg.

En P_2 existe un empuje horizontal de $120 \times 1,2 \times 5,03 \times 1,03 = 750$ kg.

Peso propio: 420 kg/m.l.

Se tendrá en consecuencia:

$$N = \frac{21.040 \times 9,15 + 750 \times 6,53}{5,00} = 35.600 \text{ kg.}$$

Momento flector en el centro:

$$420 \times 10,2 \times \frac{6,55}{8} + 2.100 \times \frac{1,25}{2} = 4.810 \text{ mkg.}$$

Escuadría de 50x35 cm. armada con 4 ϕ 25 por la cara interior y con 2 ϕ 20 por la exterior.

Comprobada a compresión simple considerando el pandeo lateral se tiene:

$$H = \frac{35.600}{35 \times 50} \times \left[1 + \left(0,07 \times \frac{10,2}{0,35} - 0,9 \right)^2 \right] = 47 \text{ kg/cm}^2$$

Y a compresión compuesta sin tener en cuenta el pandeo:

$$H = 46 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 70 \text{ "}$$

La máxima tracción se origina en la segunda hipótesis calculada en la pieza AB.

$$F_2 = 10.760 \text{ kg.}$$

$$\text{Empuje horizontal en } P_2 = 750 \times \frac{2}{3} = 500 \text{ kg.}$$

$$N = - \frac{10.760 \times 9,15 + 500 \times 6,53}{5,00} = - 20.300 \text{ kg.}$$

El momento máximo en el centro vale:

$$M_c = 4.810 \text{ mkg.}$$

Y combinado con la tracción precisaría, por la cara interior, una armadura de 18 cm² trabajando a 1.200 kg/cm² con una tensión en el hormigón H = 12 kg/cm²

El momento mínimo vale:

$$M_c = 420 \times 10,2 \times \frac{6,55}{8} + 1.010 \times \frac{1,25}{2} = 4.130 \text{ mkg.}$$

Combinado con la tracción necesita una armadura por la cara exterior de 1 cm² y menor que en la hipótesis anterior para la cara interior.

Esfuerzo cortante en arranque derecho:

$$420 \times 5,1 + 2.100 \times \frac{5,30}{6,55} = 3.840 \text{ kg.}$$

y en arranque izquierdo:

$$120 \times 5,1 + 2.100 \times \frac{1,25}{6,55} = 2.540 \text{ kg.}$$

Se dispone un cerco de 8 m/m a 18 cm. de separación en el arranque izquierdo, a 12 cm. en el derecho y a 25 cm. en el centro.

Pieza BC. - En la cabeza B los esfuerzos son aproximadamente iguales a los obtenidos en la sección B de la pieza AB, por lo que no es preciso comprobarla.

En la sección C la máxima tracción se da en la

1ª hipótesis calculada en la pieza BD.

$$N_c = - \left(\frac{21.040 \times 9.15 + 750 \times 6.53}{6.55} + 7.740 \right) + 1.780 + 4.500 + \\ + 1.010 \times \frac{5.3}{6.55} + 420 \times \frac{10.2}{2} = - 24.700 \text{ kg.}$$

$$M_c = 0$$

Es uadría de 35x35 con 4 ϕ 25 m/m.

$$A = \frac{24.700}{19.8} = 1.240 \text{ kg/cm}^2.$$

La máxima compresión corresponde a la 2ª hipótesis de la BD.

$$N_c = \frac{10.760 \times 9.15 + 500 \times 6.53}{6.55} + 2.610 + 1.780 + 4.500 + 3.840 = \\ = 28.240 \text{ kg.}$$

$$H = \frac{28.240}{35 \times 35} = 23 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } T = \frac{29.640}{7.60} = 3.900 \text{ kg.}$$

2 estribos ϕ 12 a 20 cm. en la cabeza inferior y a 33 cm. en la sección B.

Pieza CD. - La compresión máxima de 35.600 kg. de la pieza BD se descompone gráficamente en el Anejo nº 11, obteniéndose la tracción de 23.200 kg. en esta pieza.

Escuadría 30x30 armada con 4 ϕ 25.

$$A = \frac{23.200}{19.8} = 1.170 \text{ kg/cm}^2.$$

La compresión máxima corresponde a la tracción

máxima de 20.300 kg. de la pieza BD y vale:

$$N = \frac{23.200}{35.600} \times 20.300 = 13.200 \text{ kg.}$$

$$H = \frac{13.200}{30 \times 30} = 15 \text{ kg/cm}^2.$$

Cimiento en C:

Carga máxima: 28.240 kg.

Carga mínima: - 24.700 kg.

$$\text{Peso propio: } (0,6^2 \times 2,75 + 0,25 \times 1,8^2 + 9,98 \times \frac{0,55}{6}) \times 2.200 = 5.970 \text{ kg.}$$

Peso de las tierras que inciden sobre la zapata, formando un tronco de pirámide determinado por la base de dicha zapata y un talud de 10°.

$$\left[(1,8^2 + 2,942^2 + 4 \times 2,371^2) \times \frac{3,25}{6} - 1,90 \right] \times 1,800 = 30.200 \text{ kg.}$$

Zapata de 1,8x1,8 metros en planta.

Compresión sobre el terreno:

$$f = \frac{28.240 + 30.200 + 5.970}{180 \times 180} = 1,99 \text{ kg/cm}^2.$$

Coefficiente de seguridad al levantamiento

$$s = \frac{30.200 + 5.970}{24.700} = 1,48$$

Momento flector en el vuelo de la zapata:

$$M_{VZ} = 19.900 \times \frac{0,9^2}{2} = 8.000 \text{ mkg/m.l.}$$

Canto total: d = 80 cm.

Canto útil: c = 77 "

Ancho: a = 100 cm.

Armadura de tracción: $t = 9,2 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$

$H = 16,6 \text{ kg/cm}^2.$

$A = 1.200 \text{ "}$

Armadura de tracción en el cuello de la zapata
 $4 \text{ } \varnothing \text{ } 25.$

Cimiento en D. - Carga máxima (Anejo nº 1,1) = 27.200 kg.

Carga mínima: $-\frac{27.200}{35.600} \times 20.300 = -15.500 \text{ kg.}$

Carga debida al peso propio del tornapunta:

Máxima: $420 \times 5,1 + 2.100 \times \frac{1,25}{6,55} = 2.540 \text{ kg.}$

Mínima: $420 \times 5,1 + 1.010 \times \frac{1,25}{6,25} = 2.330 \text{ kg.}$

Carga del muro que actúa sobre el cimiento:

$0,25 \times 1.800 \times 5,10 \times 2,20 = 5.040 \text{ kg.}$

Carga de la pieza EF:

Máxima: 1.260 kg.

Mínima: 610 "

Peso propio del cimiento:

$(1,6^2 \times 0,25 + 0,6^2 \times 1,55 + 8,35 \times \frac{0,45}{6}) \times 2.200 = 4.020$

Peso de las tierras:

$[(1,6^2 + 2,304^2 + 4 \times 1,952^2) \times \frac{2,0}{6} - 1,19] \times 1.800 = 11.750$

Zapata de 1,6 x 1,6 metros.

$r = \frac{27.200 + 2.540 + 5.040 + 1.260 + 4.020 + 11.750}{1,6^2} = 2,02 \text{ kg/cm}^2$

$s = \frac{2.330 + 5.040 + 610 + 4.020 + 11.750}{15.500} = 1,53$

$$M_{VZ} = 20.200 \times \frac{0,8^2}{2} = 6.440 \text{ mkg.}$$

$$d = 70 \text{ cm.}$$

$$c = 68 \text{ cm.}$$

$$a = 100 \text{ "}$$

$$t = 8,6 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

$$H = 17 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 1.170 \text{ kg/cm}^2.$$

Armadura de tracción en el cuello de la zapata:

4 ϕ 20.

PORTICO SIN TORNAPUNTAS.-

Las cargas actuantes en este pórtico son:

$$P_1 = 450 \times 2 = 900 \text{ kg.}$$

$$P_2 = 1.610 \times 2 = 3.220 \text{ kg.}$$

F_1 = variable según la hipótesis.

$$F_2 = - 960 \text{ kg y } 640 \text{ kg.}$$

Peso propio desde A hasta B.

$$0,30 \times 0,52 \times 2.400 \times 2,65 = 990 \text{ kg.}$$

Peso propio desde B a C:

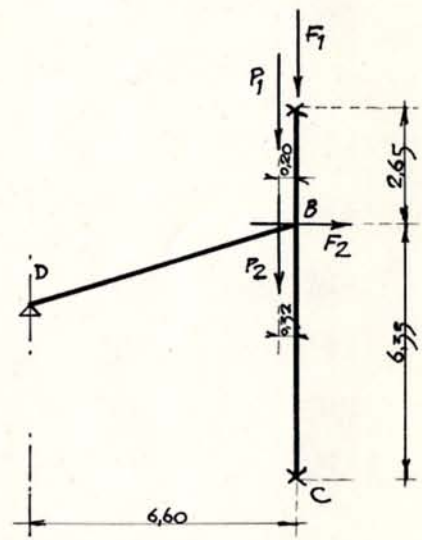
$$0,30 \times 0,375 \times 2.400 \times 6,35 = 1.720 \text{ kg.}$$

Peso propio desde B a D:

$$0,25 \times 0,45 \times 2.400 = 270 \text{ kg/m.l.}$$

Carga de uralita y correas desde B a D: 305 kg/

m.l.



Carga de nieve desde B a D: 330 kg/m.l.

Para los efectos de la fuerza horizontal F_2 se considera como una sola pieza desde A hasta C apoyada en estos puntos. Los momentos máximos corresponden al punto B y, para los efectos de viento de fuera hacia adentro, es de:

$$640 \times \frac{2,65 \times 6,35}{9,00} = 1.290 \text{ mkg.}$$

Para el sentido opuesto su valor es de:

$$960 \times \frac{2,65 \times 6,35}{9,0} = 1.790 \text{ mkg.}$$

Los esfuerzos motivados por las cargas en la pieza BD se obtienen considerando el pórtico formado por las piezas BD-AB y BC y se calcula por el método de Cross.

Los momentos rígidos en la pieza BD, son:

$$\text{Para la sobrecarga máxima: } 935 \times 6,70 \times \frac{6,55}{12} = 3.410 \text{ mkg.}$$

$$\text{Para sobrecarga mínima: } 575 \times 6,7 \times \frac{6,55}{12} = 2.100 \text{ mkg.}$$

$$\text{Rigidez relativa de AB: } 2,5 \times \frac{4,5^3}{6,7} \times \frac{1}{24} = 1,4$$

$$\text{BC: } 3,00 \times \frac{5,2^3}{2,65} \times \frac{1}{24} = 6,7$$

$$\text{CD: } 3,0 \times \frac{3,73^3}{6,35} \times \frac{1}{24} = 1,0$$

En el Anejo nº 1.2 se ha hecho el reparto de Cross tomando momentos 100 en arranques de BD; a continuación se procede a la determinación de esfuerzos y secciones en cada uno de los elementos.

Pieza BD.-

Momento máximo en arranque derecho.

$$M_B = 3;41 \times 1,27 = 4.350 \text{ mkg.}$$

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

$$d = 50 \text{ "}$$

$$c = 45 \text{ "}$$

$$t = 9,2 \text{ cm}^2. = 2 \text{ } \phi \text{ } 12 + 2 \text{ } \phi \text{ } 16 + 2 \text{ } \phi \text{ } 14$$

$$H = 52 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 1.240 \text{ kg/cm}^2.$$

Momento máximo en el centro:

$$905 \times 6,7 \times \frac{6,55}{8} - \frac{4.350}{2} = 2.790 \text{ mkg.}$$

$$t = 6 \text{ cm}^2. = 4 \text{ } \phi \text{ } 16$$

$$H = 38 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 1.160 \text{ kg/cm}^2.$$

Esfuerzo cortante en arranque derecho:

$$905 \times 3,35 + \frac{4.350}{6,55} = 3.690 \text{ kg.}$$

En arranque izquierdo:

$$905 \times 3,35 - \frac{4.350}{6,55} = 2.370 \text{ kg.}$$

Se dispone un cerco de 8 m/m a 10 cm. de separación en el arranque izquierdo, a 13 cm. en el derecho y a 26 cm. en el centro.

Pieza AB.- En la sección B los esfuerzos más desfavorables corresponden a las hipótesis siguientes;

Máxima tracción en la cara exterior y máxima compresión en la interior debidas a empuje de viento por la fachada principal del hangar estando éste abierto con $F_1 = - 7.740$ kg.

$$M_B = 3.410 \times 1,104 + 1.790 - 900 \times 0,14 + 7.740 \times 0,06 = 5.880 \text{ mkg.}$$

$$N_B = - 7.740 + 990 + 900 = - 5.850 \text{ kg.}$$

$$a = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 52,5 \text{ cm.}$$

$$c = 48 \text{ "}$$

$$t = 12,9 \text{ cm}^2$$

$$H = 41 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.205 \text{ kg/cm}^2.$$

En la cara interior no existe tracción en ninguna de las hipótesis.

El esfuerzo cortante máximo es de:

$$\frac{3.760}{2.65} + 960 \times \frac{6,35}{9,0} = 2.100 \text{ kg.}$$

Se dispone un cerco de 8 m/m a 23 c;. de separación constante.

Pieza BC.-

La sección B es la que ha de soportar los esfuerzos más desfavorables. La tracción máxima en la cara interior se da en la hipótesis de viento posterior con $F_1 = 2.610$ kg.

$$M_B = 1.290 + 3.410 \times 0,165 + 990 \times 0,06 = 1.910 \text{ mkg.}$$

$$N_B = 2.610 + 990 + 900 + 3.690 + 3.220 = 11.410 \text{ kg.}$$

$$a = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 40 \text{ "}$$

$$c = 35 \text{ "}$$

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

$$H = 58 \text{ kg/cm}^2.$$

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

Máxima tracción en la cara exterior en la hipótesis de viento anterior con puertas abiertas $F_1 = -7.740 \text{ kg.}$

$$M_B = 1.790 - 2.100 \times 0,165 - 990 \times 0,06 - 900 \times 0,20 = 1.200 \text{ mkg.}$$

$$N_B = -7.740 + 990 + 900 + 3.220 + 2.340 = -290 \text{ kg}$$

$$t = 4,0 \text{ cm}^2.$$

$$H = 25 \text{ kg/cm}^2.$$

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

En el centro de BC la máxima compresión es en la hipótesis de nieve en la que $F_1 = 8.600 \text{ kg.}$

$$N = 8.600 + 900 + 990 + 3.220 + 1.720 + 3.690 = 19.120 \text{ kg.}$$

$$a = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 37,5 \text{ cm.}$$

A compresión con pandeo:

$$H = \left[1 + \left(0,07 \times \frac{6,35}{0,30} - 0,9 \right)^2 \right] \times \frac{19.120}{30 \times 37,5} = 43 \text{ kg/cm}^2.$$

No existe tracción.

Cimiento en C.-

La máxima compresión es de 19.120 kg.

Peso propio del cimiento: $1,00 \times 1,0 \times 0,8 \times 2.200 =$
 $= 1.760 \text{ kg.}$

Cimiento de $1,00 \times 1,0$ metros en planta.

Carga sobre el terreno: $\frac{19.120 + 1.760}{100 \times 100} = 2,09 \text{ kg/cm}^2.$

TORNAPUNTA DE ANCLAJE DE LA CUBIERTA EN ADOSADO POSTERIOR

$F = \pm 23.900 \text{ kg.}$

Descompuesta gráficamente (Anexo nº 1.4), se obtiene en la barra AB un esfuerzo de:

$N = \pm 25.000 \text{ kg.}$

El peso propio en esta barra es de:

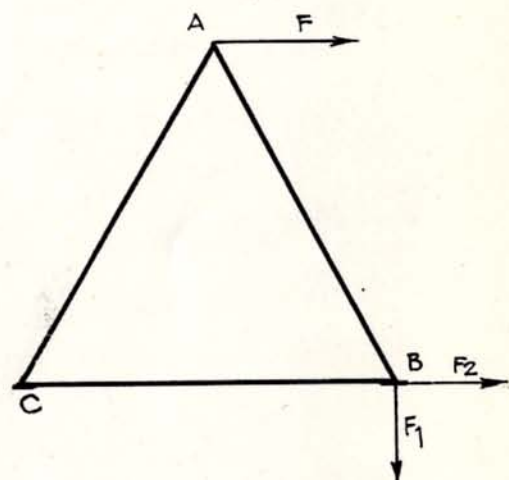
$0,40 \times 0,45 \times 2.400 = 430 \text{ kg/m.l.}$

y el momento flector en el centro vale:

$430 \times 10,3 \times \frac{5,03}{8} = 2.800 \text{ mkg.}$

Se adopta una sección de 35 cm. de ancho y 45 cm. de canto total.

En la hipótesis de tracción la armadura necesaria en el centro por la cara interior es de 18 cm^2 y por la exterior de: 4 cm^2 . En los extremos se pre-



cisa 10 cm² por cada cara.

En la hipótesis de compresión teniendo presente el pandeo la tensión de trabajo a compresión vale:

$$H = \frac{25.000}{35 \times 45} \left[1 + \left(0,07 \times \frac{10,2}{0,35} - 0,9 \right)^2 \right] = 37 \text{ kg/cm}^2.$$

En la flexión compuesta sin considerar el pandeo, dicha tensión es de 37 kg/cm².

Los esfuerzos sobre el cimiento B son (Anejo nº 1.4)

$$F_1 = \pm 21.500 \text{ kg.}$$

$$F_2 = \pm 12.500 \text{ "}$$

En el cimiento B, la compresión que transmite el pórtico es única, puesto que como es en la hipótesis de viento lateral solamente existen las cargas por peso propio, tanto de estructura de cubierta, como de adosado. Su valor es:

$$3.360 + 900 + 990 + 3.220 + 1.720 + 3.690 \times \frac{575}{905} = 12.530 \text{ kg.}$$

La carga del tornapunta por peso propio es:

$$430 \times 5,15 = 2.210 \text{ kg.}$$

y la del tirante entre cimientos vale:

$$0,3^2 \times 2.400 \times 4,10 = 880 \text{ kg.}$$

En consecuencia la carga total sobre el cimiento es en la hipótesis de compresión de:

$$21.500 + 12.530 + 2.210 + 880 = 37.120 \text{ kg.}$$

y la de tracción:

$$-21.500 + 15.620 = - 5.880 \text{ kg.}$$

Peso propio del cemento:

$$(0,25 \times 1,6^2 + 8,35 \times \frac{0,45}{6} + 0,6^2 \times 1,20) \times 2.200 = 3.740 \text{ kg.}$$

Peso de las tierras:

$$\left[(1,6^2 + 2,014^2 + 4 \times 1,807^2) \times \frac{1,2}{6} - 1,06 \right] \times 1.800 = 5.150 \text{ kg.}$$

Zapata de 1,6x1,6 metros en planta.

$$f = \frac{37.120 + 3.740 + 5.150}{160 \times 160} = 1,20 \text{ kg/cm}^2.$$

$$s = \frac{3.740 + 5.150}{5.890} = 1,51$$

La armadura de tracción precisa en la pieza BC será:

$$\frac{12.500}{1.200} = 10,4 \text{ cm}^2.$$

y la tensión a compresión en dicha pieza:

$$\frac{12.500}{30 \times 30} \left[1 + \left(0,07 \times \frac{5,1}{0,3} - 0,9 \right)^2 \right] = 15 \text{ kg/cm}^2.$$

Momento en el vuelo de la zapata:

$$M_{VZ} = 18.000 \times \frac{0,3^2}{2} = 5.740 \text{ mkg/m.l.}$$

$$a = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 70 \text{ "}$$

$$c = 67 \text{ "}$$

$$t = 7,8 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

PORTICOS EN ADOSADOS LATERALES

Las cargas actuantes son:

$$F_1 = 120 \times 0,8 \times 1,35 \times 5,10 = 660 \text{ kg.}$$

$$F_1 = - \frac{660}{2} = - 330 \text{ kg.}$$

$$F_2 = 120 \times 0,8 \times 1,05 \times 5,10 = 520 \text{ kg.}$$

$$F_2 = - \frac{520}{2} = - 260 \text{ kg.}$$

$$F_3 = 120 \times 0,8 \times 3,70 \times 5,10 = 1.810 \text{ kg.}$$

$$F_3 = - \frac{1.810}{2} = - 905 \text{ kg.}$$

$$P_1 = 900 \text{ kg.}$$

$$P_2 = 3.220 \text{ kg.}$$

$$P_3 = 0,15 \times 0,25 \times 2.400 \times 4,85 = 430 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso desde A a B: } 0,25 \times 0,30 \times 2.400 \times 2,65 = 480 \text{ kg.}$$

$$\text{B a C: } 0,25 \times 0,45 \times 2.400 \times 6,35 = 1.710 \text{ kg.}$$

$$\text{B a E: } 0,25 \times 0,45 \times 2.400 = 270 \text{ kg/m.l.}$$

$$\text{E a D: } 270 \times 4,8 = 1.290 \text{ kg.}$$

Uralita y correas en BE: 305 kg/m.l.

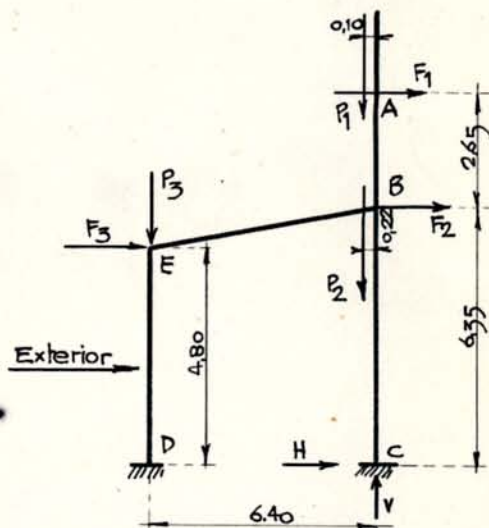
Nieve en BE: = 330 kg/m.l.

Pieza AB:

La tracción máxima en la cara exterior y la máxima compresión en la interior se origina con la hipótesis de viento exterior. Los esfuerzos son:

$$M_B = 660 \times 2,65 - 900 \times 0,10 = 1.650 \text{ mkg.}$$

$$N_B = 900 + 480 = 1.380 \text{ kg.}$$



$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$d = 45 \text{ "}$$

$$c = 41 \text{ "}$$

$$t = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$H = 32 \text{ kg/cm}^2.$$

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

Los máximos opuestos vienen dados por:

$$M_B = 330 \times 2,65 + 900 \times 0,1 = 960 \text{ mkg.}$$

$$N_B = 1.380 \text{ kg.}$$

$$t = 1,7 \text{ cm}^2.$$

$$H = 25 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 1.170 \text{ kg/cm}^2.$$

PORTICO.-

Utilizando las fórmulas abreviadas publicadas por A. Kleinlogel en "Pórticos simples y marcos" se calcula el pórtico independientemente para cada uno de los efectos $F_2 - F_3$ y momento en B; y mediante el método de Cross para los efectos de la carga en BE.

Las constantes del pórtico son:

$$\alpha_1 = \frac{4,8}{6,6} = 0,73$$

$$\alpha_2 = \frac{6,35}{6,60} = 0,96$$

$$\nu = \frac{6,35}{4,8} = 1,32$$

$$\nu \alpha_2 = 1,27$$

$$\nu^2 = 1,74$$

$$\alpha_1 \alpha_2 = 0,70$$

$$\nu^2 \alpha_2 = 1,67$$

$$\alpha_1 \alpha_2 \nu = 0,925$$

$$\nu \alpha_1 = \alpha_2$$

$$N = 0,73 (1,73 + 3 \times 0,7 + 3,84) + 3 \times 0,925 + 1,67 (2,92 + 3 \times 0,7 + 1,96) = 20,00$$

Para momento $M = 1.000$ en el nudo B se tiene:

$$M_D = - \frac{1.000 \times 0,96}{2} \times \frac{1,46 + 5,76 + 3,96 - 1,67}{20} = - 230 \text{ mkg.}$$

$$M_E = \frac{960}{2} \times \frac{2,92 + 5,76 + 1,67}{20} = 250 \text{ mkg.}$$

$$M_{B(BB)} = M_{B(BC)} - 1.000 = - 540 \text{ "}$$

$$M_{B(BC)} = \frac{1.000}{2} \times \frac{1,265(2,19 + 7,68 + 2,64) + 1,46 \times 1,73}{20} = 460 \text{ mkg}$$

$$M_C = - \frac{1.000}{2} \times \frac{1,265(2,19 + 3,84 + 1,32) - 1,46 \times 1,73}{20} = - 170 \text{ "}$$

$$H = \frac{3 \times 1.000 \times 0,96}{2 \times 4,8} \times \frac{1,46 + 3,84 + 1,32}{20} = 100 \text{ kg.}$$

$$V = \frac{M_E - M_{B(BB)}}{6,4} + \frac{H \times 1,55}{6,4} = 150 \text{ kg.}$$

Para $F_3 = 1.000$

$$M_D = M_E - (F-H) \times 4,80 = - 1.890 \text{ mkg.}$$

$$M_E = \frac{1.000 \times 6,35 \times 0,7}{2} \times \frac{2 \times 4 \times 1,32 + 3 \times 1,27}{20} = 1.230 \text{ mkg.}$$

$$H = \frac{1.000 \times 0,73}{2} \times \frac{1,46 + 4,2 + 2 + 3,81 + 7,68}{20} = 350 \text{ kg.}$$

$$M_B = - \frac{1.000 \times 6,35 \times 0,7}{2} \times \frac{2,19 + 4 + 2,64}{20,0} = - 980 \text{ mkg.}$$

$$M_C = M_B + H \times 6,35 = 1.240 \text{ mkg.}$$

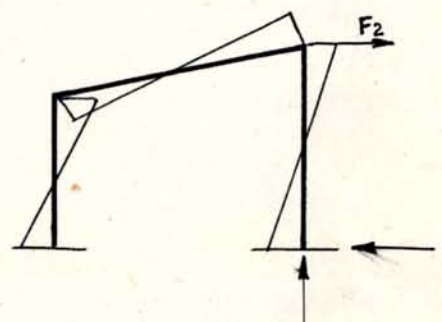
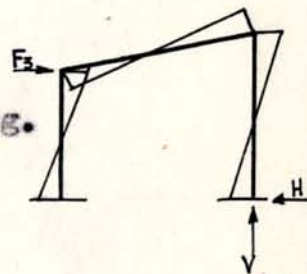
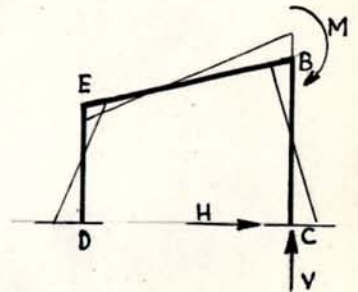
$$V = \frac{M_E - M_B}{6,4} - \frac{H \times 1,55}{6,4} = 260 \text{ kg.}$$

Para $F_2 = 1.000$

$$M_D = M_E + H_1 \times 4,8 = - 1.920 \text{ mkg.}$$

$$M_E = 1.230 \text{ mkg.}$$

$$M_B = - 980 \text{ "}$$



$$M_C = M_B - (1.000-H) \times 6,35 = 1.210 \text{ mkg.}$$

$$H_1 = - \frac{1.000 \times 1,27}{2} \times \frac{7,68+2,19+2,64+5,55+2,54}{20} = - 655 \text{ kg.}$$

$$V = - \frac{M_B - M_E}{6,4} - \frac{655 \times 1,55}{6,4} = 190 \text{ kg.}$$

$$H = - F - H_1 = - 345 \text{ kg.}$$

Aplicando los valores reales de M , F_3 y F_2 en cada una de las dos hipótesis de viento, con la convención de que los signos positivos indican tracción en la cara interior del pórtico, los momentos reales son:

Hipótesis de viento actuando exteriormente:

$$M_D = - 1.650 \times 0,23 - 1.810 \times 1,89 - 520 \times 1,92 = - 4.800 \text{ mkg.}$$

$$M_E = 1.650 \times 0,25 + 1.810 \times 1,23 + 520 \times 1,23 = 3.270 \text{ mkg.}$$

$$M_{B(BE)} = - 1.650 \times 0,54 - 1.810 \times 0,98 - 520 \times 0,98 = - 2.970 \text{ mkg.}$$

$$M_{B(BC)} = 1.650 \times 0,46 - 1.810 \times 0,98 - 520 \times 0,98 = - 1.520 \text{ mkg}$$

$$M_C = - 1.650 \times 0,17 + 1.810 \times 1,24 + 520 \times 1,21 = 2.590$$

Hipótesis de viento actuando por el lado opuesto del hangar:

$$M_D = - 960 \times 0,23 + 905 \times 1,89 + 260 \times 1,92 = 2.430 \text{ mkg.}$$

$$M_E = - 960 \times 0,25 - 905 \times 1,23 - 260 \times 1,23 = - 1.670 \text{ "}$$

$$M_{B(BE)} = 960 \times 0,54 + 905 \times 0,98 + 260 \times 0,98 = 1.660 \text{ mkg}$$

$$M_{B(BC)} = - 960 \times 0,46 + 905 \times 0,98 + 260 \times 0,98 = 700 \text{ "}$$

$$M_C = 960 \times 0,17 - 905 \times 1,24 - 260 \times 1,21 = - 1.270 \text{ mkg.}$$

Para carga sobre la pieza BE los momentos rígi dos en sus extremos son:

$$\text{Maximos: } 905 \times 6,60 \times \frac{6,4}{12} = 3.180 \text{ mkg.}$$

$$\text{Mínimo: } 575 \times 6,60 \times \frac{6,4}{12} = 2.020 \text{ "}$$

Las rigideces relativas de las piezas del pórtico son:

$$R_{EB} = 1$$

$$R_{BC} = \frac{6,6}{6,35} = 1,04$$

$$R_{ED} = \frac{6,6}{4,8} = 1,37$$

Hecho el reparto por el método de Cross en el A nejo nº 13 para momento 1.000, los momentos reales en la hipótesis de carga máxima son:

$$M_D = 3.180 \times 0,379 = 1.200 \text{ mkg.}$$

$$M_E = 3.180 \times 0,759 = - 2.400 \text{ "}$$

$$M_G = 3.180 \times \frac{12}{8} - \frac{1.200 + 2.400}{2} = 2.970 \text{ mkg.}$$

$$M_B = 3.180 \times 0,648 = - 2.150 \text{ mkg.}$$

$$M_C = 3.180 \times 0,323 = 1.020 \text{ mkg.}$$

$$T_E = 905 \times 3,3 + \frac{2.400 - 2.150}{6,4} = 3.025 \text{ kg.}$$

$$T_B = 905 \times 3,3 - \frac{2.400 - 2.150}{6,4} = 2.945 \text{ "}$$

En la hipótesis de carga mínima:

$$M_D = 760 \text{ mkg.}$$

$$M_E = - 1.530 \text{ mkg.}$$

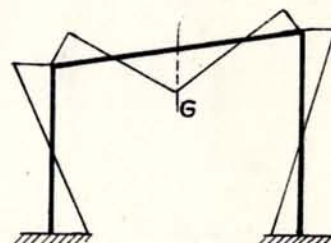
$$M_G = 1.890 \text{ "}$$

$$M_B = - 1.370 \text{ "}$$

$$M_C = 650 \text{ "}$$

$$T_E = 1.920 \text{ kg.}$$

$$T_B = 1.870 \text{ "}$$



Pieza EB. Arranca E.-

La tracción máxima en la cara superior se obtiene para la hipótesis de sobrecarga de nieve y viento por el lado opuesto.

$$M = - (2.400 + 1.670) = - 4.070 \text{ mkg.}$$

La carga axial es despreciable.

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

$$d = 50 \text{ "}$$

$$c = 46 \text{ "}$$

$$t = 3,4 \text{ cm}^2$$

$$H = 48 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.200$$

Y por la cara inferior para la hipótesis de peso muerto y viento por el exterior.

$$M = - 1.530 + 3.270 = 1.740 \text{ mkg.}$$

Carga axial despreciable.

$$t = 3,4 \text{ cm}^2.$$

$$H = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.210 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante máximo:

$$T = 3.025 + \frac{1.670 + 1.660}{3,4} = 3.545 \text{ kg.}$$

2 estribos de 6 m/m a 15 cm.

Pieza EB. Centro.

Tracción máxima por la cara inferior para

$$M = 2.970 + \frac{3.270 - 2970}{2} = 3.120 \text{ mkg.}$$

$$N = 0$$

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

$$d = 50 \text{ "}$$

$$c = 46 \text{ "}$$

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

$$H = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 1.220 \text{ kg/cm}^2$$

2 estribos ϕ 6 a 28 cm.

Pieza EB. Arranque B.-

Tracción máxima por la cara exterior en la hipótesis de nieve y viento exterior.

$$M = - (2.150 + 2.970) = - 5.120 \text{ mkg.}$$

$$N = 0$$

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

$$d = 50 \text{ "}$$

$$c = 46 \text{ "}$$

$$t = 10,6 \text{ cm}^2$$

$$H = 55 \text{ kg/cm}^2$$

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

Esfuerzo cortante.

$$T = 2.945 + \frac{3.270 + 2.970}{6,4} = 3.920 \text{ kg.}$$

2 estribos ϕ 6 m/n a 14 cm.

Pieza BC. Cabeza superior.-

Tracción máxima por la cara exterior para

$$M = - (2.150 + 1.520) = 3.670 \text{ mkg.}$$

$$N = 3.920 + 1.380 + 3.220 = 8.550 \text{ kg.}$$

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

$$d = 45 \text{ "}$$

$$c = 42 \text{ "}$$

$$t = 5,3 \text{ cm}^2.$$

$$H = 64 \text{ kg/cm}^2.$$

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

Esfuerzo cortante:

$$T = \frac{1.520+2.590+2.150+1.020}{6,35} = 1.140 \text{ kg.}$$

1 estribos ϕ 6 m/m a 18 cm. de separación constante.

No existe tracción por la cara interior.

Pieza BC. Cabeza inferior.-

Tracción máxima por la cara interior.

$$M = 1.020+2.590 = 3.610 \text{ mkg.}$$

$$N = 8.550+1.710 = 10.230 \text{ kg.}$$

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

$$d = 45 \text{ "}$$

$$c = 42 \text{ "}$$

$$t = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$H = 66 \text{ kg/cm}^2$$

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

Tracción máxima por la cara exterior.

$$M = 650-1.270 = - 620 \text{ mkg.}$$

$$N = 1.870 - \frac{3.300}{6,4} + 1.380 + 3.220 + 1.710 = 7.670 \text{ kg.}$$

$$H = \frac{7.670}{45 \times 25} \left(1 \pm \frac{6 \times 8,1}{45} \right) = \begin{cases} + 14,0 \text{ Kg/cm}^2 \\ - 0,4 \text{ "} \end{cases}$$

No precisa armadura de tracción en esta cara.

Pieza ED. Cabeza superior.-

Se armará igual que el arranque E de pieza EB.

Pieza ED. Cabeza inferior.-

Máxima tracción por la cara exterior.

$$M = - 4.800 + 760 = - 4.040 \text{ mkg.}$$

$$N = 430 + 1.930 + 1.290 - \frac{3.270 + 2.970}{8,4} = 2.680 \text{ kg.}$$

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

$$d = 50 \text{ "}$$

$$c = 46 \text{ "}$$

$$t = 7,4 \text{ cm}^2$$

$$H = 52 \text{ kg/cm}^2$$

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

Máxima tracción en la cara interior;

$$M = 1.200 + 2.430 = 3.630 \text{ mkg.}$$

$$N = 430 + 3.025 + \frac{3.350}{8,4} + 1.290 = 5.270 \text{ kg.}$$

$$t = 5,5 \text{ cm}^2.$$

$$H = 53 \text{ kg/cm}^2.$$

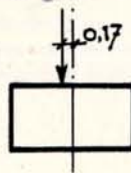
$$A = 1.215 \text{ kg/cm}^2$$

Cimiento en C.-

Se descentra el cimiento 0,17 respecto al eje del soporte.

$$\text{Peso propio del cimiento: } 0,8 \times 0,9 \times 1,2 \times 2.200 = 1.900 \text{ kg.}$$

Las dos hipótesis más desfavorables co-
inciden con las calculadas para la cabeza



inferior de la pieza BC.

En la 1ª Hipótesis el momento volcador es:

$$M_v = 3.610 - 10.230 \times 0,17 = 1.870 \text{ mkg.}$$

y la carga total vale:

$$P = 10.230 + 1.900 = 12.130 \text{ kg.}$$

La excentricidad es de

$$e = \frac{1.870 \times 100}{12.130} = 15,4 \text{ cm.}$$

Compresión máxima sobre el terreno:

$$f = \frac{12.130}{90 \times 120} \times \left(1 + \frac{6 \times 15,4}{120} \right) = 2 \text{ kg/cm}^2.$$

No existe tracción.

En la 2ª hipótesis se tendrá:

$$M_v = - (620 + 7.670 \times 0,17) = - 1.920 \text{ mkg.}$$

$$P = 7.670 + 1.900 = 9.570 \text{ kg.}$$

$$e = \frac{1.920 \times 100}{9.570} = 20 \text{ cm.}$$

$$f = \frac{9.570}{90 \times 1.200} \times \left(1 + \frac{6 \times 20}{120} \right) = 1,80 \text{ kg/cm}^2.$$

Momento en el vuelo:

$$M_{vz} = 8.800 \times \frac{0,27^2}{2} + \frac{11.200 \times 0,77^2}{2} \times \frac{2}{3} = 4.830 \text{ mkg/m.l.}$$

$$a = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 80 \text{ "}$$

$$c = 77 \text{ "}$$

$$t = 5,7 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

$$H = 12,4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 1.160 \text{ "}$$

Cimiento en D.-

El peso del muro que carga sobre el cimiento es de:

$$(0,90-0,25) \times 6,40 \times 0,25 \times 1.800 = 1.870 \text{ kg.}$$

El del cimiento vale:

$$0,9 \times 1,60 \times 0,8 \times 2.200 = 2.540 \text{ kg.}$$

Se calculan las dos hipótesis semejantes a las del soporte.

En la 1ª Hipótesis se tiene:

$$M_v = - 4.040 + 1.870 \times 0,25 = - 3.575 \text{ mkg.}$$

$$P = 2.680 + 1.870 + 2.540 = 7.090 \text{ kg.}$$

$$e = \frac{3.575 \times 100}{7.090} = 50,5 \text{ cm.}$$

Despreciando la zona de tracción la carga máxima sobre el terreno es:

$$f = \frac{2 P}{3 m a} = \frac{2 \times 7.090}{3(80-50,5) \times 90} = 1,78 \text{ kg/cm}^2.$$

En la 2ª hipótesis será:

$$M_v = 3.630 + 1.870 \times 0,25 = 4.095 \text{ mkg.}$$

$$P = 5.270 + 1.870 + 2.540 = 9.680 \text{ kg.}$$

$$e = \frac{4.095 \times 100}{9.680} = 42 \text{ cm.}$$

$$f = \frac{2 \times 9.680}{3 \times 38 \times 90} = 1,89 \text{ kg/cm}^2.$$

Momento en el vuelo:

$$M_{vz} = 5.700 \times \frac{0,8^2}{2} + 13.200 \times \frac{0,8^2}{3} = 4630 \text{ mkg/m.l.}$$

$$a = 100 \text{ cm.}$$

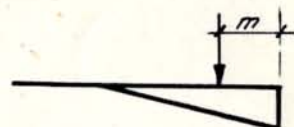
$$d = 80 \text{ "}$$

$$c = 77 \text{ cm.}$$

$$t = 5,4 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

$$H = 12,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.170 \text{ "}$$



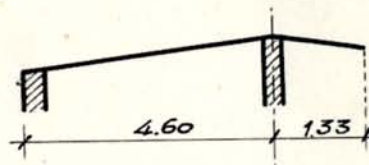
CUBIERTA DEL CUERPO ELEVADO EN EXTREMOS DE
FACHADA PRINCIPAL.-

Sobrecarga de 125 kg/m².

Peso propio de 290 "

Momento en el voladizo:

$$415 \times \frac{1,33^2}{2} = 365 \text{ mkg/m.l.}$$



$$a = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 12 \text{ "}$$

$$c = 10 \text{ "}$$

$$t = 3,4 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

$$H = 30 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 1.180 \text{ "}$$

Las luces de la placa comprendida entre muros y vigas son:

$$l = 3,30 \text{ y } l_1 = 4,60$$

Coefficiente de reparto de cargas:

$$K = \frac{4,6^4}{4,6^4 + 3,3^4} = 0,79 \quad K_1 = 0,21$$

Momento en el centro de la luz menor del vano extremo:

$$M = (290 \times 0,0714 + 125 \times 0,0982) \times 3,32 \times 0,79 = 285 \text{ mkg/m.l.}$$

$$d = 12 \text{ cm.}$$

$$c = 10 \text{ cm.}$$

$$t = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

$$A = 1.240 \text{ kg/cm}^2.$$

En el arranque interior de la luz menor del vano extremo:

$$M_c = (290 \times 0,107 + 125 \times 0,12) \times 3,3^2 \times 0,79 = 395 \text{ mkg/m.l.}$$

$$c = 10 \text{ cm.}$$

$$t = 3,6 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

$$H = 31 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 1.210 \text{ kg/cm}^2.$$

El resto de las secciones no es preciso comprobarlas pues están sobradamente resistentes con las secciones dispuestas.

Las vigas han de soportar una carga de:

$$415 \times 3,30 \times 0,79 + \frac{395}{3,3} + 0,20 \times 0,28 \times 2.400 = 1.340 \text{ kg/m.l.}$$

El momento en el centro de la luz vale:

$$1.340 \times \frac{4,6^2}{8} = 3.550 \text{ mkg.}$$

$$a = 164 \text{ cm.}$$

$$d = 50 \text{ "}$$

$$c = 45 \text{ "}$$

$$t = 7,0 \text{ cm}^2.$$

$$H = 15 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 1.200 \text{ "}$$

Esfuerzo cortante:

$$1.340 \times 2,3 = 3.080 \text{ kg.}$$

Se disponen dos estribos de 6 m/m a 17 cm. de separación en arranques y a 35 cm. en el centro.

CIMIENTO DE PILAR CENTRAL

Carga máxima: $331.600 + 2.700 = 334.300$ kg.

Carga mínima: $- 88.000 + 2.700 = - 85.300$ kg.

Peso del cemento:

$$(0,25 \times 3,8^2 + 65,80 \times \frac{0,5}{6} + 2,7^2 \times 2,7) \times 2.200 = 63.100$$

$$(3,5^2 \times 0,4 + 57,94 \times \frac{0,4}{6}) \times 2.200 = \frac{19.200}{82.300 \text{ kg.}}$$

Peso de las tierras:

$$\left[(3,8^2 + 5,212^2 + 4 \times 4,506^2) \times \frac{4}{6} - 33,85 \right] \times 1.800 = 86.500 \text{ kg.}$$

Empuje horizontal en la cabeza superior:

$$P = \frac{3EIR}{l^3} = \frac{3 \times 2.100.000 \times 93.060 \times 1,08}{840^3} = 1.070 \text{ kg.}$$

Momento en la base del soporte:

$$1.070 \times 8,4 = 9.000 \text{ mkg.}$$

Como la solera soporta holgadamente el empuje horizontal se puede considerar que el momento anterior es la mitad en la base del cemento ó sea 4.500 mkg. Con lo expuesto, y teniendo presente que en este caso se puede considerar que, para los efectos de compresión sobre el terreno, las tierras no inciden sobre el terreno se tendrá:

$$r = \frac{334.300 + 82.300}{380 \times 380} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,08}{380} \right) = 2,95 \text{ kg/cm}^2.$$

$$s = \frac{82.300 + 86.500}{85.300} = 1,98$$

El momento en el vuelo vale:

$$M_{vz} = 29.500x \frac{C_{72}^2}{2} = 7.700 \text{ mkg/m.l.}$$

$$a = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 75 \text{ "}$$

$$c = 72 \text{ "}$$

$$t = 10,6 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

La armadura en el macizo es:

$$\frac{85.300}{1.200} = 71 \text{ cm}^2.$$

CIMIENTO DEL PILAR LATERAL

$$\text{Carga máxima: } 99.800 + 1.100 = 100.600 \text{ kg.}$$

$$\text{mínima: } - 26.400 + 1.100 = - 25.300 \text{ kg.}$$

Peso del cemento:

$$(4,65x0,25 + 19,75x \frac{0,35}{6} + 1,815x2,45) x 2.200 = 14.800$$

$$(4,23x0,3 + 17,65x \frac{0,4}{6}) x 2.200 = \underline{5.400}$$

$$\underline{\underline{20.200 \text{ kg.}}}$$

Peso de las tierras:

$$\left[(4,65 + 11,00 + 7,50x4) x \frac{3,5}{6} - 8,05 \right] x 1.800 = \underline{\underline{33.400 \text{ kg.}}}$$

El momento es despreciable.

$$f = \frac{100.600 + 20.200}{245x190} = 2,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$s = \frac{20.200 + 33.400}{25.300} = 2,1$$

$$M_{vz} = 26.000 \times \frac{0,68^2}{2} = 6.100 \text{ mkg/m.l.}$$

$$a = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 60 \text{ "}$$

$$e = 57 \text{ "}$$

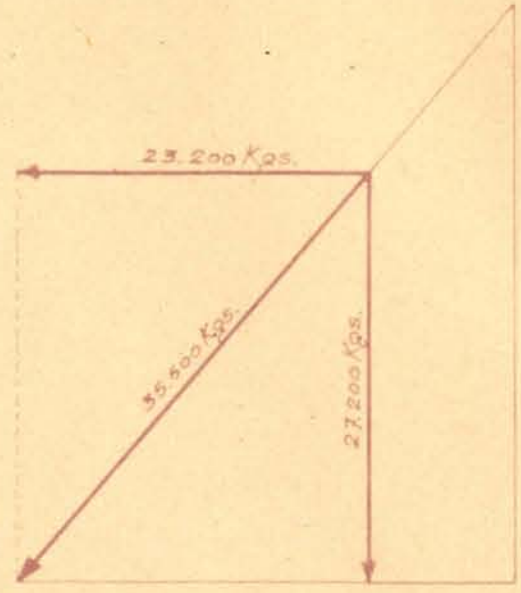
$$t = 10,7 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

Armadura en el macizo:

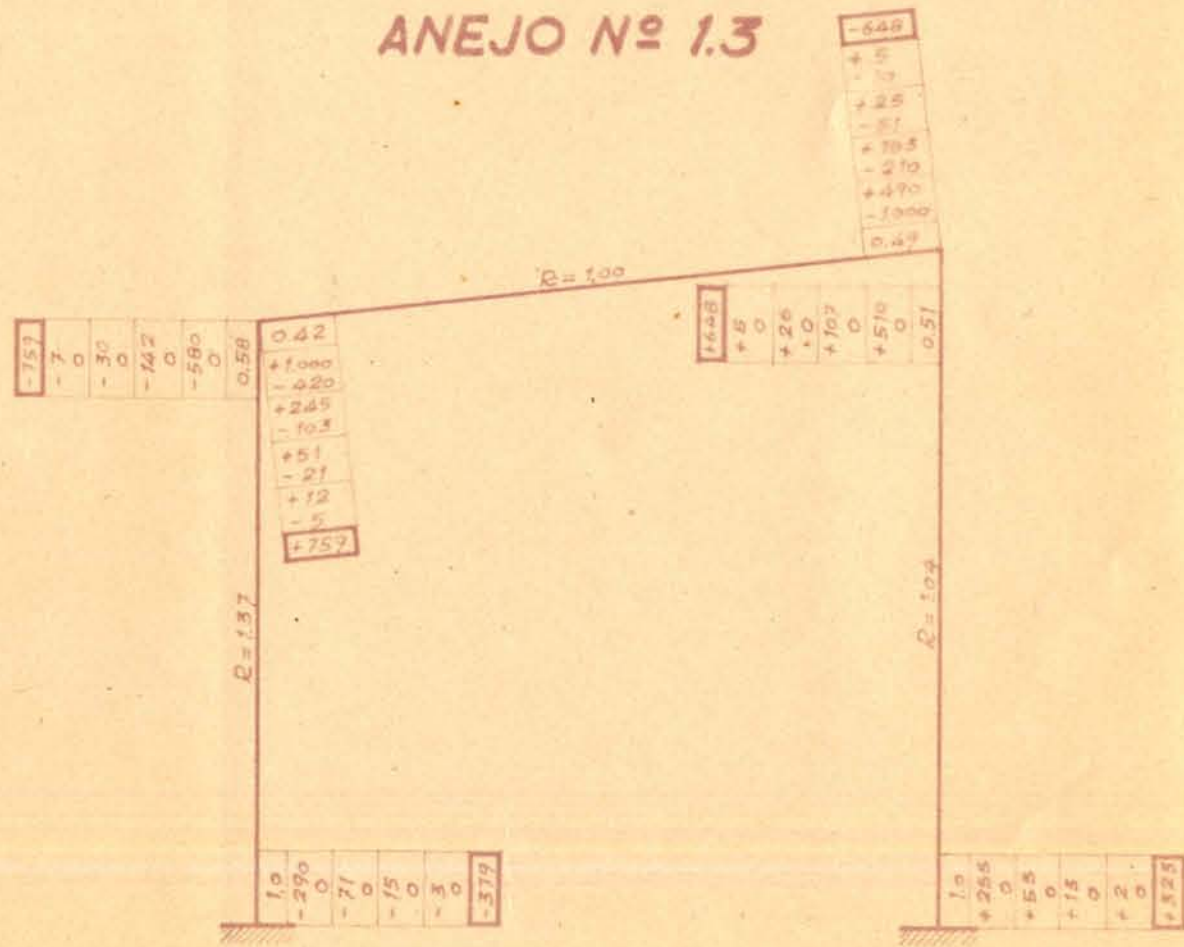
$$\frac{25.300}{1.200} = 21 \text{ cm}^2.$$

OFICINA TECNICA N° 584.119 ANEJO A LA MEMORIA

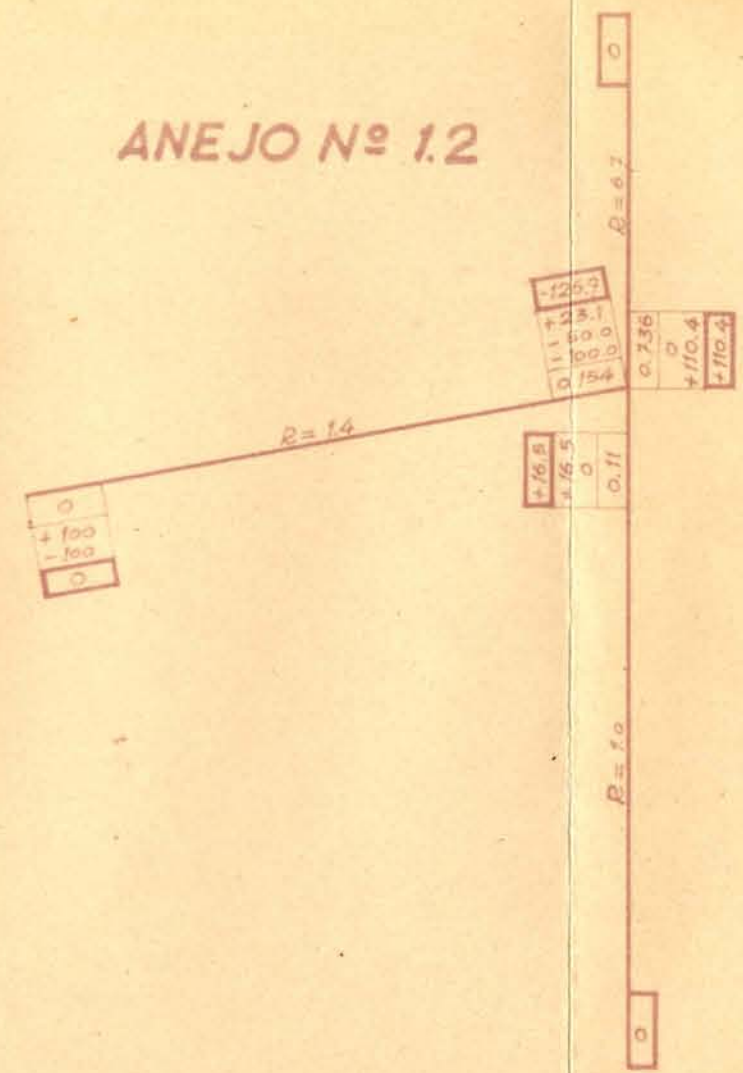
ANEJO N° 1.1



ANEJO N° 1.3



ANEJO N° 1.2



ANEJO N° 1.4

