

eduardo torroja  
oficina tecnica

H A N G A R   C I R C U L A R

MEMORIA

Fecha ...27 Enero 1940

Núm. ...384.302.....

## H A N G A R   C I R C U L A R

### MEMORIA

No siendo el objeto de esta Memoria la justificación del tipo de hangar adoptado sino exclusivamente la comprobación de sus condiciones de resistencia y estabilidad, hemos de ceñirnos a exponer solamente los cálculos justificativos de las dimensiones adoptadas.

Como se ve en los planos, la cubierta del hangar está formada por 16 vigas en ménsula radiales de 31,25 metros de vuelo, sostenidas con dobles tirantes, quedando todo el conjunto sustentado solamente en una torre central circular de hormigón armado que sobresale por encima de la cubierta.

La cubierta propiamente dicha está formada por una chapa metálica que se extiende entre las vigas ménsulas antedichas, subidas con la convexidad hacia abajo y rigidizadas mediante anillos de pequeñas vigas en celosía dispuestas al efecto.

Las vigas ménsulas principales son también metálicas pero van hormigonadas en su interior con objeto de aumen-

ter el peso de la cubierta para alejar en absoluto todo peligro contra la componente vertical que pudiera originar el viento en el interior del hangar, ya que el peso total de la cubierta es de 200 toneladas.

Las puertas siguen la circunferencia exterior del hangar permitiendo la abertura de cada zona del perímetro hasta una abertura máxima simultánea de 180°. Llevan rodamientos sobre un doble carril embutido inferior en la solera y dispone también de poleas de estabilización en la parte superior con dispositivo especial para asegurar su perfecto funcionamiento en todo momento independientemente de la flecha ó deformación total que puede tomar la cubierta. A este efecto, se han estudiado definitivamente las posibilidades de deformación vertical en el extremo del voladizo, como puede verse en el cálculo.

Las puertas van alternadas en dos líneas distintas para asegurar su alojamiento unas detrás de otras, y cada una de ellas forma un paño de 40 metros de longitud y 8,0 de altura formadas también por estructura metálica soldada con chapa ondulada de cierre y vidriera superior de 2,0 metros de altura en todo el perímetro del hangar.

Toda la estructura metálica se proyecta soldada para asegurar su mayor rigidez y una perfecta impermeabilidad de cubierta.

No hemos considerado necesario para el cálculo la justificación de los pequeños ensambles y elementos de detalle que pueden verse suficientemente aclarados en los planos correspondientes.

CALCULOS JUSTIFICATIVOS

CHAPA DE LA CUBIERTA.-

La chapa de cubierta, en cada trozo comprendido entre dos vigas, se adapta a una superficie correspondiente a un cono con vértice en el eje de la torre y de una abertura tal, que la flecha máxima que obtenemos en el contorno, es de 70 cms. para una cuerda de 13,78 metros.

En estas condiciones, contando con un peso de 16 kgs/m<sup>2</sup> de chapa correspondiente a 2 m/m de grueso y una sobrecarga de nieve de 65,00 kg/m<sup>2</sup>, tal como manda la Instrucción Oficial para redacción de Proyectos de Estructuras metálicas, tendremos una tensión en la chapa no considerando la pequeña diferencia entre el arco de círculo y la catenaria, ya que trazada esta gráficamente, pasando por los arranques y la clave del arco de círculo, la diferencia de ordenadas entre ambas es inapreciable.

$$t = \frac{p l^2}{8 f} = \frac{0,81 \times 1378^2}{8 \times 70} = 2,760 \text{ kg/m.l.}$$

ó sea un esfuerzo unitario de:

$$\frac{2,760}{1000 \times 2} = 1,38 \text{ kg/mm}^2$$

que será aún menor conforme nos acercamos al centro.

Si en lugar de suponer la chapa soldada en toda su longitud a la viga principal, contamos para mayor seguridad que solamente va unida a los refuerzos que se dispo-

nen cada 2,50 metros, la tensión en estos sería de:

$$2,760 \times 2,50 = 6,900 \text{ kgs.}$$

y como están constituidos por  $\perp$  de 50 x 50 x 5 su carga de trabajo es:

$$\frac{6,900}{5,66} = 1,210 \text{ kg/cm}^2.$$

VIGA PRINCIPAL.-

Como se ve en los planos correspondientes consiste en una ménsula apoyada en la torre central y sostenida por un tirante, aproximadamente a 1/5 de la luz. Queda por consiguiente, como una viga sobre dos apoyos con un voladizo.

Cargas en el extremo del tirante:

Viga = 19,00x785 kgs. = 14.900,00 kgs.

Chapa y nervios =

1,48x12,5	= 18,6	}		
4,91x25x $\frac{12}{3}$	= 82,0	}	182,1x20 =	3.650,00 "
12,56x6,5	= 81,5	}		

Arriostramiento en fachada = 13,66x15 kg = 210,00 "

Carriles puertas = 13,66x40 " = 550,00 "

Tirante = 13,00x50 " = 650,00 "

Peso muerto .... 19.260,00 kgs.

Nieve = 182,1 x 65 kg. = 11.900,00 kgs.

Viento de abajo a arriba = 182,1x84 kg = 15.250,00 kgs.

Con el peso muerto mas la nieve, la tensión en el tirante obtenida gráficamente vale 103,8 tons y la compresión en la viga 99,5 tons.

La flexión en el arranque del voladizo, con sobrecarga de nieve, es:

$$M_a = (12,58 \times 65 + 785) \times \frac{6,25^2}{2} + 760 \times 6,25 = 43,750 \text{ mkg.}$$

y con el viento de abajo a arriba:

$$M'_a = (785 - 12,58 \times 64) \times \frac{6,25^2}{2} + 760 \times 6,25 = 2,120 \text{ mkg.}$$

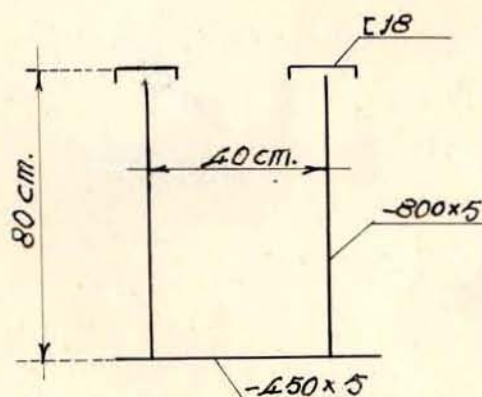
y la flexión en el centro de la luz central con sobrecarga de nieve:

$$M_c = (1,48 \times 65 + 785) \frac{25^2}{8} + (9,82 \times 65) \times 25 \times 0,064 - M_a = 60,750 \text{ mkg.}$$

y con viento de abajo a arriba:

$$M'_c = (785 - 1,48 \times 64) \frac{25^2}{8} - (9,82 \times 64) \times 25 \times 0,064 - M'_a = 26,680 \text{ mkg.}$$

Con una sección como la indicada en el croquis, tendremos:



Sección y peso de hierro = 122 cm<sup>2</sup> y 150 kg/m.l.

Sección y peso de hormigón = 3,800 cm<sup>2</sup> y 750 " "

Sección virtual, n = 5,680 cm<sup>2</sup>.

Momento de inercia I = 5,324,000,0 cm<sup>4</sup>.

Correspondiendo un esfuerzo máximo en el acero en la sección de arranque del voladizo:

$$A = \frac{43.750 \times 100 \times 40}{5.324.000} \times 15 = 500 \text{ kg/cm}^2.$$

Desde el punto de unión del tirante, la viga está sometida a un esfuerzo de compresión compuesta, y tendremos:

Carga máxima por flexión en la sección central:

$$h = \frac{60.750 \times 100 \times 40}{5.324.000} = 46 \text{ kg/cm}^2.$$

Idem por compresión axial:

$$h' = \frac{99.500}{5.630} = 17,5 \text{ kg/cm}^2.$$

ó sea una carga máxima por compresión compuesta:

$$H = 46 + 17,5 = 63,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Esta misma sección, calculada a pandeo en sentido vertical, para la luz de 25,00 metros con una esbeltez de  $\frac{25}{0,8} = 31$  según los coeficientes de la Instrucción alemana, está sometida a una carga de:

$$H' = 17,5 \times 2,45 = 43 \text{ kg/cm}^2.$$

Para el pandeo en sentido transversal, dados los arriostramientos que se disponen, no hemos de contar mas que con 7,50 metros de luz, pero en cambio supondremos una carga axial igual a la máxima de compresión compuesta ó sea para la esbeltez  $\frac{7,50}{0,45} = 16,5$ .

$$H = 63,5 \times 1,08 = 69 \text{ kg/cm}^2.$$

TIRANTE.-

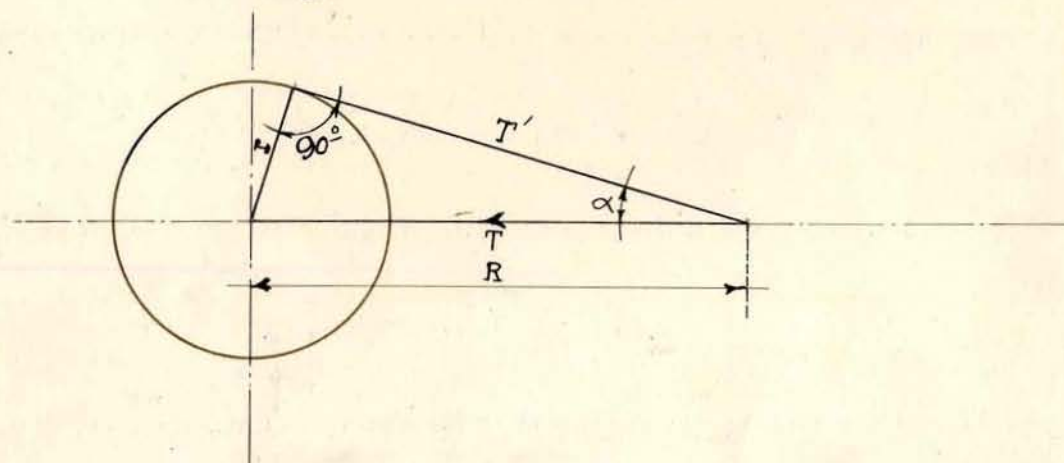
La tensión calculada para el tirante, en el plano de la viga principal es 103,8 toneladas.

Esta tensión la soportan dos cables que van tangentes a la torre.

La tensión en cada uno de estos cables, será:

$$T' = \frac{T}{\cos \alpha} = \frac{T}{2 \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}} = \frac{T}{2 \sqrt{1 - \left(\frac{r}{R}\right)^2}} =$$

$$= \frac{103,8}{2 \sqrt{1 - \left(\frac{3,5}{28,5}\right)^2}} = 52 \text{ tons.}$$



siendo suficiente un cable de 48 m/m con 61 alambres de 5,33, fabricado por carga de rotura 140 kg/mm<sup>2</sup> ó sea de una resistencia total de 158 toneladas, triple de la necesaria.

CALCULO DE LA FLECHA EN EL EXTREMO LIBRE DE LA VIGA PRINCIPAL.-

Para el cálculo de la flecha contaremos únicamente con la sobrecarga de nieve, ya que el efecto del peso propio, puede corregirse con los tensores que se disponen en los cables.

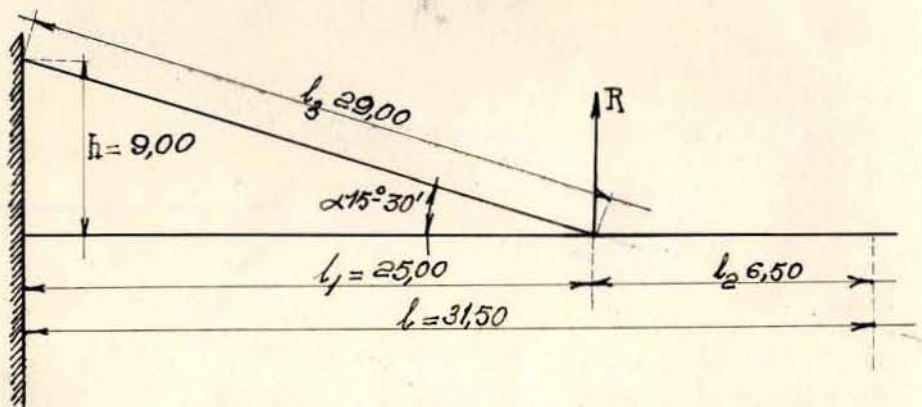


La flecha que nos interesa, estará compuesta del descenso en el punto de unión del tirante, debido al alargamiento del cable y acortamiento de la viga, mas la deformación propia de la viga.

La reacción vertical de la sobrecarga en el punto de unión del tirante, es:

$$R = \frac{1}{l_1} \left[ l^2 \left( \frac{q}{2} + \frac{p}{3} \right) \right]$$

llamando  $q$ , a la parte de sobrecarga que puede tomarse como uniformemente repartida y  $p$ , a la que produce carga triangular, y  $l$  y  $l_1$  las anotadas en el croquis.



$$R = \frac{1}{25} \left[ 31,5^2 \left( \frac{65 \times 1,48}{2} + \frac{65 \times 12,34}{3} \right) \right] = 12,500 \text{ kg.}$$

La tensión en el tirante y la compresión en la viga, serán:

$$T = \frac{R l_3}{h} = \frac{12,500 \times 29}{9} = 40,000 \text{ kg.}$$

$$C = \frac{R l_1}{h} = \frac{12,500 \times 25}{9} = 34,500 \text{ kg.}$$

Debido a estas fuerzas, el alargamiento del tirante y acortamiento de la viga, serán:

$$\Delta l_3 = \frac{Fl_3}{E_a S_t} = \frac{40,000 \times 29}{21,000,000,000 \times 0,0027} = \frac{4 \times 29}{210 \times 27} = 0,02 \text{ m.}$$

$$l = \frac{Cl_1}{E_h S_v} = \frac{34,500 \times 25}{1,400,000,000 \times 0,568} = \frac{34,5 \times 25}{1,400 \times 568} =$$

$$= 0,00078 \text{ m.}$$

siendo  $E_a = 21.000,000,000 \text{ kg/m}^2$ .

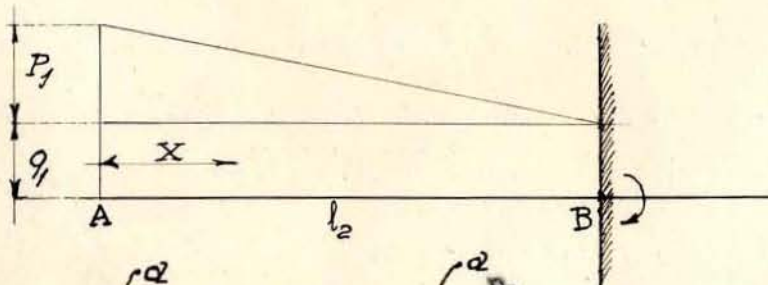
$E_h = 1.400,000,000 \text{ "}$

$S_t = \text{Sección de los dos cables de } 48 \text{ m/m} = 0,0027 \text{ m}^2$

$S_v = \text{Sección virtual de la viga} = 0,568 \text{ m}^2$ .

Componiendo estos desplazamientos, mediante el Williot correspondiente se obtiene un desplazamiento en sentido vertical,  $f_1 = 0,065 \text{ m.}$ , para el punto de unión de viga y tirante.

En la parte de viga volada desde el tirante, tenemos un momento en un punto cualquiera  $q$  supuesta empotrada en  $B$  y llamando como antes  $q$  y  $p$  la carga uniformemente repartida y triangular:



$$M_a = \int_0^a q_1 dx (a-x) + \int_0^a \frac{p_1}{2} (a-x) (a-x) dx =$$

$$= q_1 \frac{a^2}{2} + \frac{p_1}{2} \left( \frac{a^2}{2} a - \frac{a^3}{3} \right)$$

y en un punto x:

$$M_x = q_1 \frac{x^2}{2} + \frac{p_1}{2} x^2 \left( \frac{l_2}{2} - \frac{x}{6} \right)$$

y la deformación vertical:

$$\Delta = \int_0^{l_2} \frac{M}{EI} x \, dx = \frac{1}{EI} \int_0^{l_2} \left( q_1 \frac{x^3}{2} + \frac{p_1}{2} x^3 \left( \frac{l_2}{2} - \frac{x}{6} \right) \right) dx =$$

$$= \left( q_1 \frac{x^4}{8} + p_1 \frac{x^4}{8} - \frac{p_1}{2} \frac{x^5}{30} \right) \frac{1}{EI}$$

$$\Delta_A = (p_1 + q_1) \frac{x^4}{8} - \frac{p_1}{2} \frac{x^5}{30} \frac{1}{EI}$$

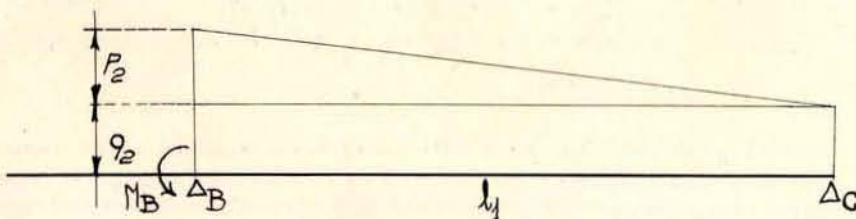
y con el giro  $\frac{\theta}{EI}$  que aparecerá en B,

$$\Delta_{A\theta} = (q_1 + p_1) \frac{x^4}{8} - \frac{p_1}{2} \frac{x^5}{30} + \theta l_2 \frac{1}{EI}$$

el momento en B, será:

$$M_B = \left( \frac{q_1}{2} + \frac{p_1}{3} \right) l_2^2$$

Asimismo en el trozo de viga comprendido entre la unión con el tirante y la torre, contando con el momento anterior  $M_B$  y suponiendo la viga apoyada en B y C y cargada con las nuevas  $p_2$  y  $q_2$ , tendremos:



Las reacciones

$$R_C = \left( \frac{Q_2}{2} + \frac{P_2}{3} \right) l_1 \quad R_B = \left( \frac{Q_2}{2} + \frac{P_2}{3} \right) l_1$$

y el momento flector en un punto de abscisa  $a$ , con el origen en B

$$M_a = \left( \frac{P_2}{3} + \frac{Q_2}{2} \right) l_1 a - \int_0^a Q_2 dx (a-x) dx - \int_0^a \frac{P_2}{l_1} (l_1 - x) (a-x) dx = \left( \frac{P_2}{3} + \frac{Q_2}{2} \right) l_1 x - Q_2 \frac{x^2}{2} - \frac{P_2}{l_1} x^2 \left( \frac{l_1}{2} - \frac{x}{3} \right)$$

El momento producido por  $M_B$ , en cada punto será:

$$m = -\frac{M_B}{l_1} (l_1 - x)$$

por consiguiente el momento total en un punto  $x$  será:

$$M_x = -\frac{M_B}{l_1} (l_1 - x) + \left( \frac{P_2}{3} + \frac{Q_2}{2} \right) l_1 x - Q_2 \frac{x^2}{2} - \frac{P_2}{l_1} x^2 \left( \frac{l_1}{2} - \frac{x}{3} \right).$$

Suponiendo ahora la pieza B C, empotrada en B, su desplazamiento vertical en C será:

$$\Delta_C = \frac{1}{EI} \int_0^{l_1} \left[ -\frac{M_B}{l_1} (l_1 - x) + \left( \frac{P_2}{3} + \frac{Q_2}{2} \right) l_1 x - Q_2 \frac{x^2}{2} - \frac{P_2}{l_1} x^2 \left( \frac{l_1}{2} - \frac{x}{3} \right) \right] (l_1 - x) dx =$$

$$= -\frac{l_1^2}{3} \frac{M_B}{EI} + l_1^4 \left( \frac{7}{90} \frac{P_2}{EI} + \frac{Q_2}{8} \right) \frac{1}{EI}$$

y de aquí, dividiendo por  $l_1$  tendremos el giro  $\theta$  en el punto B.

$$\frac{\theta}{E I} = -\frac{l}{3} M_B + l_1^3 \left( \frac{7}{90} P_2 + \frac{q_2}{8} \right)$$

Con estos elementos podemos escribir, como valor total de la flecha en el extremo libre correspondiente a la viga:

$$f_2 = \left[ (P_1 + q_1) \frac{l_1^4}{8} - \frac{P_1}{l_1} \frac{l_1^5}{30} - \frac{l_1 l_2}{3} \left( \frac{q_1}{2} + \frac{P_1}{3} \right) l_2 + \frac{3}{2} l_1 \left( \frac{7}{90} P_2 + \frac{q_2}{8} \right) \right] \frac{1}{E I}$$

que con los valores

$$P_1 = (11,3 - 1,48) \times 65 = 640 \text{ kg.}$$

$$P_2 = (13,86 - 11,3) \times 65 = 166 \text{ kg.}$$

$$q_1 = 1,48 \times 65 = 97 \text{ kg/m.l.}$$

$$q_2 = 11,3 \times 65 = 740 \text{ "}$$

$$l_1 = 6,5 \text{ m.}$$

$$l_2 = 25,0 \text{ m.}$$

$$E = 1.400.000.000 \text{ kg/m}^2.$$

$$I = 0,033 \text{ m}^4.$$

nos da:

$$f_2 = 0,016 \text{ m.}$$

y que sumada a la obtenida anteriormente para el alargamiento del cable y acortamiento de la viga, resulta:

$$f = f_1 + f_2 = 0,055 + 0,016 = 0,071 \text{ m.}$$

PUERTAS.-

El empuje del viento sobre las puertas, a razón de 120 kg/m<sup>2</sup>, vale en total para una puerta:

$$4 \times 8 \times 120 = 3,850 \text{ kg.}$$

La armadura principal de la puerta, compuesta de 2 . 16 y 1 I. 16 trabaja, bajo esta presión de viento, como viga apoyada en los carriles superior e inferior, tendremos así:

$$M_f = 3,850 \text{ mkg.}$$

puesto que la luz es 8,00 m.

El momento resistente necesario sería

$$W = \frac{3,850 \times 100}{1,200} = 320 \text{ cm}^3.$$

inferior al de 349 cm<sup>3</sup> que corresponde al conjunto de las tres piezas indicadas.

Las ruedas superiores de las puertas van unidas a unos ejes extensibles y como se disponen dos en cada puerta, la fuerza horizontal que cada uno de ellos ha de soportar, será,

$$\frac{3,850}{4} = 962 \text{ kg.}$$

La longitud máxima que ha de alcanzar este eje en su posición extrema viene condicionada por el descenso previsto para el borde de la cubierta, que vimos era de 7 cms mas otros 7 cms., que dejamos para mayor seguridad.

Por lo tanto el brazo máximo con que ha de trabajar sería de 14 cms. y con la fuerza anteriormente indicada,

su momento de flexión será:

$$M_f = 962 \times 0,14 = 135 \text{ mkg.}$$

El momento de inercia que corresponde a la sección circular de 50 m/m de diámetro es:

$$I = \frac{3,14 \times 50^4}{64} = 30,5 \text{ cm}^4$$

y la carga de trabajo del material:

$$A = \frac{135 \times 100 \times 2,50}{30,5} = 1,100 \text{ kg/cm}^2.$$

ROTULA DE LA VIGA PRINCIPAL.-

El empuje horizontal en cada viga vale 99,50 tons.

Con la fórmula de Hertz, para igual material en el cilindro y en la placa tenemos una carga de trabajo del material:

Siendo

$$E = 2.100.000$$

$$l = 45 \text{ cms.}$$

$$r = 20 \text{ cms.}$$

$$\sigma = 0,418 \sqrt{\frac{P E}{l r}} = 6.000 \text{ kg/cm}^2.$$

carga admisible en esta clase de piezas.

El empuje VERTICAL sobre el rodillo valdrá:

$$P = l \left( \frac{P}{2} + q \right) - \frac{l^2}{1} \left( \frac{q}{2} + \frac{P}{3} \right) - \frac{l^2}{1} r = 14.300 \text{ kg.}$$

siendo:

$$l = 31,25 \quad p = (13,86 - 1,48) \times 85 = 1,050 \text{ kg.}$$

$$l_1 = 25,00 \quad q = 1,48 \times 85 + 650 = 975 \text{ kg/m.l.}$$

$$l_2 = 8,25 \quad r = 760 \text{ kg.}$$

que con la misma fórmula anterior nos da:

$$\sigma = 5,400 \text{ kg/cm}^2.$$

siendo  $r = 4 \text{ cms.}$  y  $\quad = 45 \text{ cms.}$

#### ANCLAJE Y TENSOR DE LOS CABLES.-

Cada uno de los cables principales, cuya tensión vimos que era de 52 tons., va unido a un tensor en forma de horquilla, con sus dos extremos roscados.

La tensión en cada uno de estos extremos es de 26 tons. y el diámetro interior de la parte roscada, para una carga de trabajo de 800 kg/cm<sup>2</sup>, será:

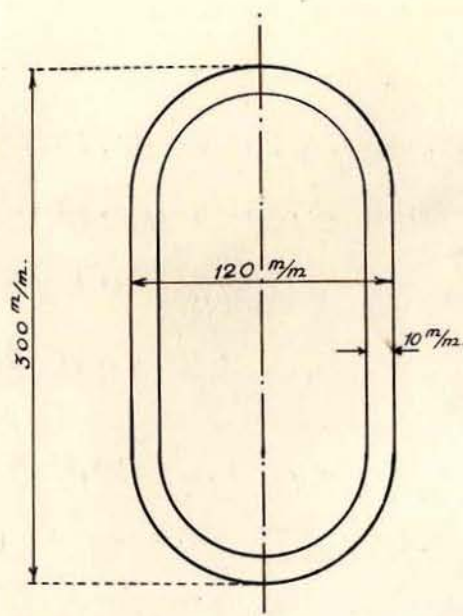
$$d = 1,256 \sqrt{26} = 6,4 \text{ cms.}$$

ó para emoldarnos a las dimensiones Whitworth 6,69 que corresponde a un perno de 7,6 cms. ó 3 pulgadas.

Para corregir el alargamiento debido a los pesos propios, hemos de contar aproximadamente con una longitud de rosca de 12 cms. que aumentaremos a 25 cms, para facilitar la colocación.

Las horquillas de los tensores enganchan en un tubo, de la forma y dimensiones indicadas en el croquis, que va de una a otra de las chapas que constituyen los costados de las vigas principal dentro de la masa del hormigón del relleno.





La tensión de los dos cables vale 52 toneladas, y como tiran aproximadamente del centro de esta pieza, su flexión en el centro será:

$$Mf = 52,000 \times \frac{0,4}{4} = 5,200 \text{ mkg.}$$

El momento de inercia de la pieza en el sentido de su eje mayor es:

$$I = \frac{\pi}{4} (12^2 \times 12,5^2 - 10^2 \times 12^2) + \frac{2 \times 12^3}{12} = 7,380 \text{ cm}^4$$

con lo que la carga por flexión es:

$$A = \frac{5200 \times 100 \times 15}{7,380} = 1,070 \text{ kg/cm}^2.$$

Como esta pieza va soldada por todo su contorno a las chapas laterales de la viga principal, su longitud de soldadura es de  $55 \times 2 = 110$  cms; correspondiéndole una carga de:

$$\frac{52,000}{110} = 470 \text{ kg/cm l.}$$

notablemente menor a los 800 kg/cm l. que podrian admitirse para esta clase de soldadura.

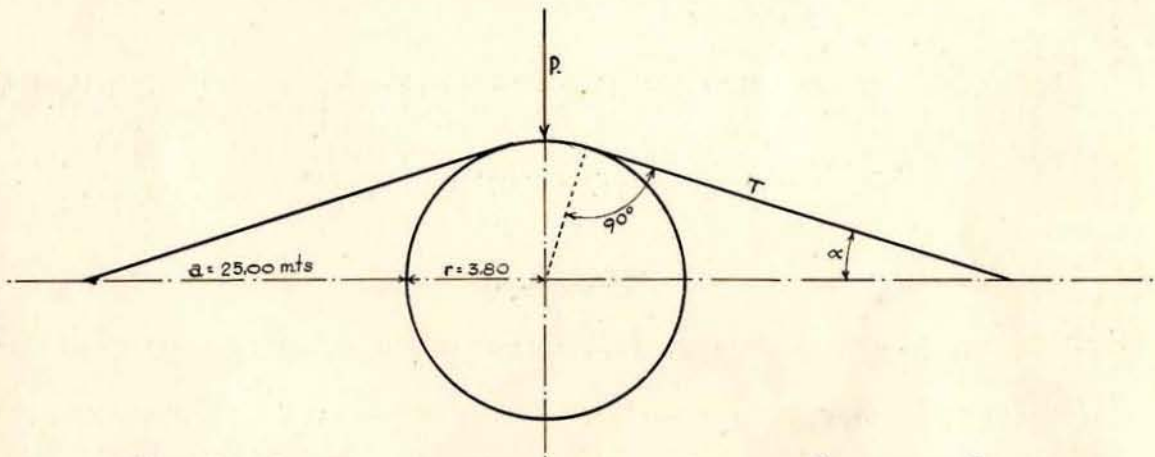
Notese, que para mayor seguridad se ha prescindido del empotramiento que este conjunto tiene, por estar dentro del hormigón del relleno de la viga, y aun de la armadura de ra dondos que se dispone y que puede verse en el plano correspondiente.

ANILLO SUPERIOR COMPRIMIDO POR LOS CABLES.-

La tensión en cada cable es de 52 toneladas y como su inclinación respecto a la horizontal es de  $15^{\circ}30'$  la proyección horizontal del esfuerzo, es:

$$T = 52 \times \cos 15^{\circ}30' = 50,5 \text{ tons.}$$

Estos cables como se indica en el croquis pasan abrazando la torre, a unirse a dos vigas opuestas.



Por lo tanto, producen una compresión centrípeta P que vale:

$$P = 2 T \operatorname{sen} \alpha$$

y como

$$\cos \alpha = \frac{r}{a+r}, \quad P = 2 T \frac{r}{a+r} = 2 \times 50,5 \times \frac{3,8}{26,0} = 13,4 \text{ tons.}$$

ó sea teniendo en cuenta los 16 elementos:

$$\frac{13,4 \times 16}{2 \pi} = 34 \text{ tons.}$$

de compresión tangencial, que se resisten holgadamente con un metro de pared de la torre.

ANILLO INFERIOR COMPRIMIDO POR LAS VIGAS PRINCIPALES.-

La compresión centrípeta que dá cada viga principal es 92,5 tons., lo que produce una compresión tangencial:

$$N = \frac{92,5 \times 16}{2 \pi} = 235 \text{ tons.}$$

para la cual es suficiente con un anillo de 3,600 cm<sup>2</sup> armado con 8 ó 25, ó sea 4,200 cm<sup>2</sup> a una carga media de 60 kg/cm<sup>2</sup>.

PARED DE LA TORRE.-

La carga total que produce la cubierta incluso nieve es:

Peso de la estructura metálica	= 194 tons.
Sobrecarga de nieve 3,850 x 0,065	= <u>250 "</u>
	444 tons.

ó sea:

$$\frac{444,000}{2 \pi \times 3,5} = 20,000 \text{ tons/m.l.}$$

que con un espesor de 20 cms. aun teniendo en cuenta el pandeo como si se tratase de elementos verticales independientes que corresponden a una esbeltez de  $\frac{8,00}{0,20} = 40$

nos daría solamente:

$$\frac{20.000}{20 \times 100} = 4,4 = 44 \text{ kg/cm}^2.$$

COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD DE LA TORRE.-

Supondremos cargada con nieve a razón de 65 kg/m<sup>2</sup> solamente media cubierta, ó sea una carga de:

$$1960 \text{ m}^2 \times 65 \text{ kgs} = 128.000 \text{ kgs.}$$

actuando en el centro de gravedad del semicírculo, a una distancia del eje de la torre, de  $35,3 \times 0,576 = 20,5 \text{ m.}$

Para asegurar la estabilidad, contamos con un relleno de tierras en el interior de la torre en un metro de altura.

Las cargas que actúan sobre la base de la torre son:

Estructura incluso torre y cimentación	= 560 tons
Tierras sobre el cimiento .....	= 740 "
Relleno de tierras .....	= 80 "
Nieve sobre media cubierta .....	= <u>128</u> "
	1,508 tons

con lo que la excentricidad de la resultante, es:

$$e = \frac{128 \times 20,5}{1,508} = 1,74 \text{ m.}$$

que asegura sobradamente su estabilidad.

Con esta excentricidad el momento volcador vale:

$$Mv = 1,508 \times 1,74 = 2,650 \text{ mtons.}$$

y como la superficie de la base es:

$$S = \frac{3,14 \times (13,6^2)}{4} = 104 \text{ m}^2.$$

y el momento de inercia:

$$I = \frac{3,14 \times (13^4 - 6^4)}{64} = 1,350 \text{ m}^4.$$

tendremos una carga media sobre el terreno (sumando otras 128 tons de nieve)

$$R_{\text{media}} = \frac{150 + 128}{104} = 15,6 \text{ tons/m}^2.$$

una carga máxima de:

$$R_{\text{máx}} = \frac{1,508}{104} + \frac{2,650 \times 6}{1,350} = 36,4 \text{ tons/m}^2.$$

y una mínima

$$R_{\text{mín}} = \frac{1,508}{104} - \frac{2,650 \times 6}{1,350} = 2,8 \text{ tons/m}^2.$$

#### CIMENTACION.-

Las bóvedas que unen los contrafuertes, tomando la hipótesis de reacción máxima del terreno, resultan cargadas con:

$$3,64 \times 350 \times 100 = 128,000 \text{ kgs.}$$

y con una flecha de 30 cms, para la cuerda de 2,00 m. el esfuerzo máximo en el centro de la luz será:

$$C = \frac{128,000 \times 2^2}{0,3 \times 8} = 215,000 \text{ kg.}$$

y como la sección de la bóveda es de  $350 \times 30 = 10,500 \text{ cm}^2$ ,  
la carga máxima del hormigón:

$$\frac{215,000}{10,500} = 20,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Los contrafuertes van cada dos metros, y dado el gran canto que tienen en relación con su vuelo por fuera del muro circular no pueden considerarse como piezas prismáticas en voladizo cargadas a compresión; no obstante dispondremos una ligera armadura en forma de ménsula.

La pared circular, en su unión con las bóvedas, la armaremos en forma de anillo con una ligera armadura, aun cuando con la inclinación dada al plano de cimiento no puede tenerse deslizamiento alguno.

#### DESAGUE DE LA CUBIERTA.-

El caudal de lluvia máximo, puede fijarse en 100 l/ha.S, ó sea unos 40 l/S en toda la cubierta, para lo cual es suficiente en el canalón de contorno de la torre con una sección semicircular de 25 cms. de diámetro con una pendiente mínima de un 2%.

Para el desague de este canalón basta con un tubo vertical de 15 cms.

El desague general de cubierta y solera se puede realizar, mediante un tubo de cemento de 20 cms. de diámetro interior, con una pendiente mínima de 1%.

Madrid Enero de 1940  
EL INGENIERO