AÑO XXIV
DE LA PUBLICACION.

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS.

AÑO IV
DE LA TERCERA SÉRIE.

MADRID, 15 DE JUNIO DE 1876.

TOMO XXIV. NÚM. 12.

SUMARIO.

Proyecto de puente parabólico de hierro, por D. J. Pano (continuacion).—Aplicacion de las voladuras á las explanaciones de carreteras y ferro-carriles, por D. M. R. Molina (continuacion).—Teorema, por D. F. Lizarraga.—Empleo de las máquinas exploradoras, por E. U.—Parte oficial.—Subastas.—Noticias várias: Personal. Recepciones de obras y aprobaciones de proyectos, etc.

PROYECTO DE PUENTE PARABÓLICO DE HIERRO

SOBRE EL RIO CINCA, EN MONZON.

(Carretera de 2.º órden de Huesca á Monzon.)

(*Continuacion*) (1).

IV.

Cálculos relativos á la resistencia y detalles de ejecucion de los tramos parabólicos.

LÍMITE DE ESFUERZOS.

Adoptamos como límite de los esfuerzos que ha de sufrir el hierro el de 6 kgs. por milímetro cuadrado, tanto para la tension como para la compresion; pues si bien resulta de unas experiencias publicadas en el periódico aleman *Zeitschrift des Oesterreichischen Ingenieur und architekten Vereines*, año 1873, que dicho límite debe variar de $5^k,33$ á $9^k,13$ por milímetro cuadrado segun que la relacion de las cargas permanentes á las móviles crece de 0 á ∞, no siendo aquéllas ni numerosas ni concluyentes, nos atendrémos al límite dicho, adoptado universalmente por todos los constructores.

CARGA VARIABLE.

Como carga variable tomamos 400 kgs. por metro cuadrado de firme, y 500 kgs. por metro cuadrado de paseos.

Con estos datos, y empezando por las piezas de menor importancia, vamos á exponer los cálculos hechos para determinar las dimensiones de todas las partes del puente.

(1) Véanse los números 9.º y 11.

CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DE LOS LARGUEROS DEL FIRME.

Tienen los largueros del firme una luz $2a=4,16$ y distan de eje á eje un metro, y fijando de antemano su peso aproximadamente en 180 kgs. la carga total se compondrá de las siguientes, que es fácil determinar con los datos anteriores, conociendo el peso del metro cúbico de firme que es 2.200 kgs., y el del metro lineal de los hierros Zorés adoptados para el piso, que es $14^k,50$:

Peso del afirmado que descansa sobre un larguero.	2.196 kgs.
Id. de 22 hierros Zorés de un metro de longitud.	319 »
Peso propio del larguero. . . .	180 »
CARGA FIJA TOTAL. . . .	2.695

Como carga variable no puede tomarse la de 400 kgs. por metro cuadrado de tablero, que sirve para el cálculo de las vigas principales y de las viguetas, porque sobre ellos actúan directamente las cargas concentradas producidas por las ruedas de los carruajes. La mayor presion que producen los mayores y más cargados es de 2.500 kgs. por rueda, y la disposicion más desfavorable para el larguero es cuando actúa en el centro de él.

Resulta, pues, que el larguero sufrirá una carga por metro lineal $p=\frac{2695}{4,16}=648$ kgs., y una sobrecarga en el centro $P=2.500$ kgs.

La fórmula que da la teoría para el cálculo de la tension ó compresion en un punto cualquiera de una viga apoyada por sus extremos es

$$t=\frac{Xu}{I}$$

en que X es el momento de las fuerzas exteriores que obran desde un extremo hasta la seccion considerada.

u, la distancia del punto en cuestion al eje neutro.

I, el momento de inercia de la seccion trasversal.

El máximo momento X, que corresponde á la seccion central, es en este caso

$$X=\frac{1}{2}a(P+pa)=1,04(2.500+1.347)=4001;$$

Fijemos la altura del larguero en $0^m,36$ y entónces el valor de u para el punto extremo más expuesto á la rotura en la seccion central es $u = 0{,}18$.

Con estos valores, y tomando para t el límite de esfuerzo del material, ó sea 6.000.000 kgs. por metro cuadrado, resulta

$$I = 0{,}00012.$$

Debemos, pues, buscar una seccion de doble T, que con una altura de $0^m{,}36$ y un espesor de alma que fijamos en 8^{mm} tenga un momento de inercia de 0,00012, con relacion al eje neutro.

Se obtiene aquélla igualando á la cantidad que acabamos de obtener el momento de inercia expresado en funcion de las dimensiones desconocidas de la seccion, ó más sencillamente por algunos tanteos, puesto que el número de tipos de hierros de ángulo que generalmente se fabrican es limitado. Así hemos obtenido una seccion formada de un palastro de 8 milímetros para el alma, y cuatro hierros de ángulo de $72 \times 72 \times 8$, cuyo momento de inercia es

$$I = 0{,}0001216$$

deducido el que corresponde á los agujeros de los roblones, y que como se ve es sensiblemente igual al que da la fórmula anterior.

La distancia de los roblones que unen el alma á las cabezas se calcula teniendo en cuenta que ellos son los que han de oponerse al deslizamiento longitudinal de las fibras de los hierros de ángulo respecto de las del alma, ó lo que es lo mismo, tienen que trasmitir la fuerza rasante en aquel sitio. La fórmula fácil de establecer que da la mecánica es

$$D = 1{,}25\ C \frac{2H}{B} \frac{d^2\pi}{4};$$

trabajando los roblones á doble seccion.

C, esfuerzo de tension trasversal que se adopte para los roblones; nosotros tomamos 5.000.000 kilógramos por metro cuadrado.

B, esfuerzo cortante máximo, igual en este caso á 2.597 kilógramos.

H, distancia de los puntos de aplicacion de las tensiones y presiones de la seccion entera y cuyo valor para este caso es $0^m{,}32$.

$\frac{d^2\pi}{4}$, área de la seccion del roblon, y siendo de 18^{mm} de diámetro los empleados para unir el alma á las cabezas, el valor de dicha área es 0,000254.

Con estos datos resulta para distancia de los roblones

$$D = 0^m{,}31.$$

Para la ejecucion hemos adoptado $D = 0^m{,}12$, teniendo en cuenta que los largueros sufren directamente las cargas, y las vibraciones serán mayores en ellos, y por lo tanto están los roblones más expuestos que en el resto del puente, á adquirir juego en sus agujeros.

Por último, el número de roblones para unir los largueros á las viguetas se deduce del esfuerzo constante en los extremos, que es en nuestro caso 2.597 kilógramos, y por lo tanto el número de roblones de 18^{mm} necesarios, dada su seccion de 0,000254, es $\frac{1}{2} \times \frac{2597}{0{,}000254 \times 5000000}$, ó sea uno, teniendo en cuenta que trabajan á doble seccion. En la ejecucion adoptamos, sin embargo, cuatro roblones á doble seccion en cada extremo, lo cua produce un empotramiento parcial y liga mejor todas las partes del tablero.

LARGUEROS DE LOS COSTADOS DEL FIRME.

La disposicion de éstos para contener el firme hace que tengan mayor seccion de la que exigiria la sola resistencia.

LARGUEROS CORRESPONDIENTES Á LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS.

De la misma manera se han calculado las dimensiones de los largueros correspondientes á los extremos de las vigas cuya luz es algo mayor que la de los demas, y cuya seccion está formada por un alma de 8^{mm} y $0^m{,}36$ de altura y cuatro hierros de ángulo de $72 \times 72 \times 10$.

LARGUEROS DE LOS PASEOS.

Su luz es de $4^m{,}16$, y su distancia de eje á eje un metro.

La carga total que actúa sobre uno de ellos se compone de las siguientes:

Gravilla.	732 kgs.
Palastro ondulado de 3^{mm}	60 »
Peso propio.	160 »
Barandilla.	146 »
Sobrecarga de 300 kgs. por 1^{m2}. .	620 »
Carga total uniformemente repartida. .	1718 kgs.

ó sea por metro lineal $p = 420$ kgs.

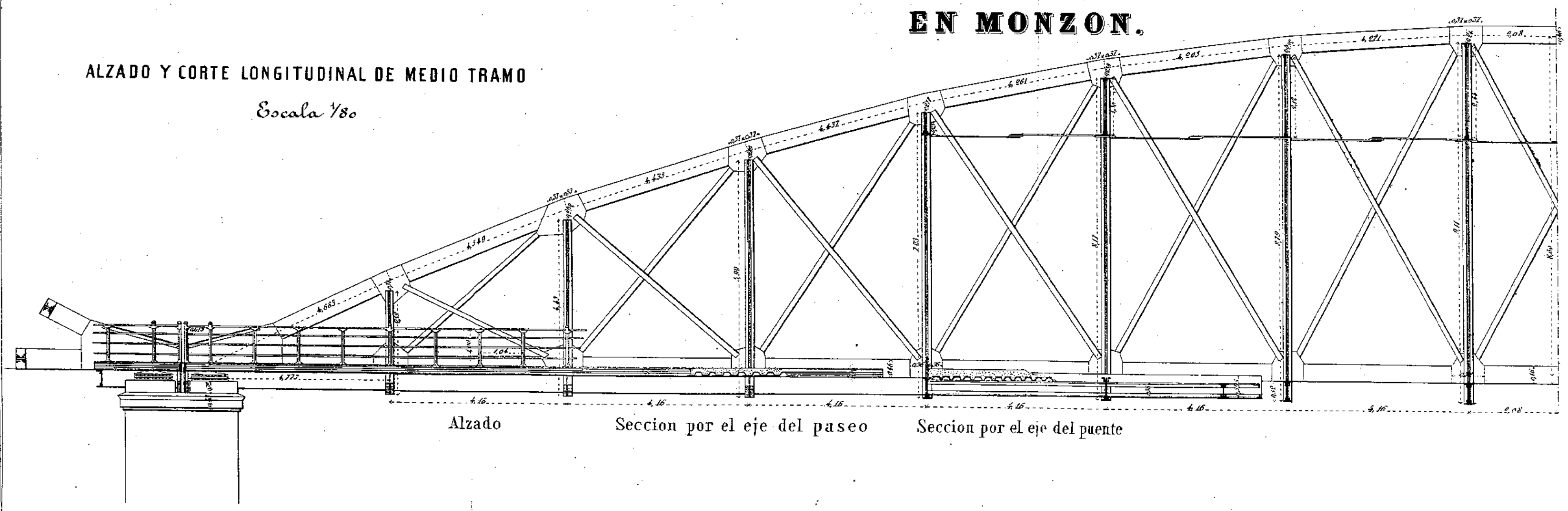
Con estos datos y las fórmulas anteriores se deduce que bajo el punto de vista de la resistencia, con una altura de $0^m{,}18$ han de tener un momento de inercia igual á 0,00001362.

Sin embargo, la condicion de que deban contener entre ellos la capa de gravilla de los paseos exige darles mayor seccion de la necesaria para la resistencia, y están formados el interior de un alma

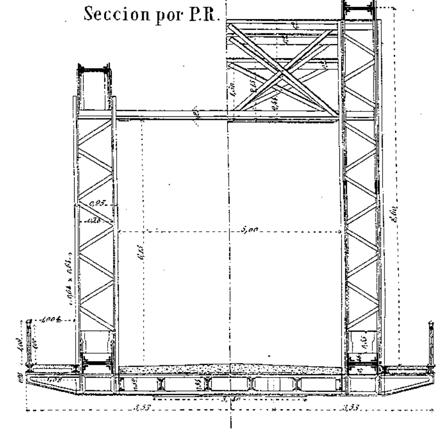
PROYECTO DE PUENTE SOBRE EL RIO CINCA
EN MONZON.

ALZADO Y CORTE LONGITUDINAL DE MEDIO TRAMO

Escala 1/80

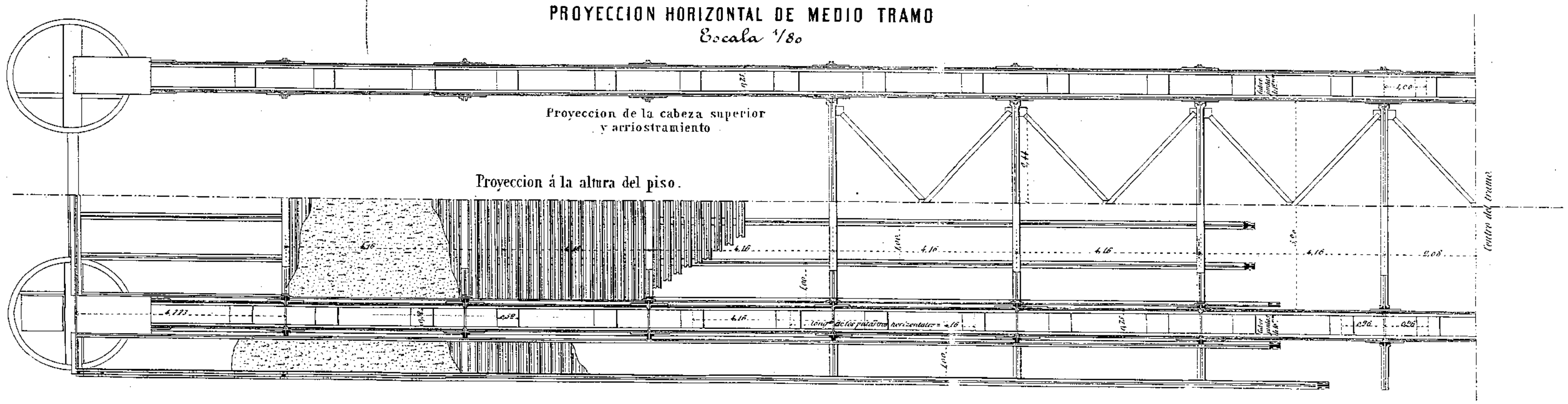


SECCION TRASVERSAL



PROYECCION HORIZONTAL DE MEDIO TRAMO

Escala 1/80



Distribucion de palastros en las viguetas de los tramos parabólicos

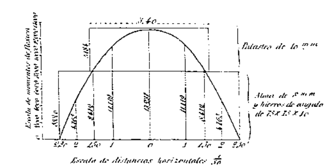


Diagrama de longitudes de un tramo parabólico

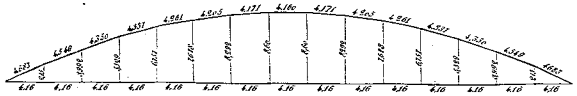
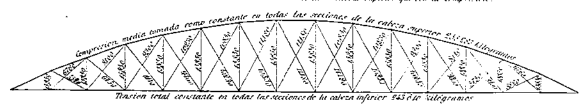


Diagrama de esfuerzos máximos



de 8mm con $0^m,20$ de altura y cuatro hierros de ángulo de $72 \times 72 \times 8$; y el exterior de un alma de 8mm con $0^m,18$ de altura y cuatro hierros de ángulo de $72 \times 72 \times 8$. La diferencia de altura de ambos es consecuencia de la pendiente trasversal de 2 por 100 que damos á los paseos para desembarazarlos de las aguas.

CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DE LAS VIGUETAS TRASVERSALES DEL FIRME.

Las viguetas trasversales en la parte bajo el afirmado tienen una luz $2a = 5^m,00$, y distan de eje á eje $4^m,16$.

Para el cálculo de sus dimensiones, ya podemos tomar como carga accidental la de 400 kgs. por metro cuadrado porque dada la distancia de eje á eje, ya aquélla produce momentos de flexion tan grandes ó mayores que las cargas concentradas.

La carga total uniformemente repartida que actúa sobre una vigueta se compone de las siguientes:

	Kilógramos.
Afirmado.	9610
22 Hierros Zorés de 5 metros de longitud.	1595
6 Largueros.	1200
Peso propio de la vigueta.	450
Sobrecarga.	8320
Carga total.	21175 kgs.

ó sea por metro lineal $p = \frac{21175}{5,00} = 4235$ kgs.

Fijemos la altura de las viguetas en $0^m,52$, ó sea próximamente $\frac{1}{10}$ de la luz, y como las cargas son ya de alguna importancia, conviene, para evitar empleo inútil del material, hacerlas de seccion variable.

La ecuacion de los momentos de flexion es

$$X = \frac{1}{2} p (a^2 - x^2);$$

tomando como orígen de coordenadas el punto medio de la vigueta, y con ella se calculan dichos momentos para las abscisas siguientes:

$$x = 0 \quad X = 13237$$
$$x = 1 \quad X = 11119$$
$$x = 1,50 \quad X = 8472$$
$$x = 2,00 \quad X = 4765$$
$$x = 2,50 \quad X = 0$$

Con estas coordenadas hemos construido la parábola de los momentos de flexion y sobre ella hemos hecho la distribucion de palastros.

Empezamos por formar una seccion de alma de 8mm y $0^m,52$ de altura y cuatro hierros de ángulo de $75 \times 75 \times 10$, cuyo momento de inercia es

$$I = 0,0003362$$

y cuya ordenada X correspondiente es

$$X = \frac{tI}{u} = \frac{2157,2}{0,26} = 8220.$$

Completamos la seccion en el centro de la vigueta con un palastro de $0^m,16$ de anchura en cada cabeza, cuyo espesor y longitud se deduce de la curva de momentos.

En efecto, la diferencia entre la ordenada máxima de la curva de momentos y la que corresponde al alma y hierros de ángulo ya calculada es

$$13237 - 8220 = 5017.$$

El espesor de dicho palastro se deducirá, pues, de la fórmula

$$X = \frac{tI}{u},$$

en donde $X = 5017$; $t = 6000000$; $u = 0,27$;

El momento de inercia de los palastros en cuestion, cuya distancia es $0^m,54$, será, siendo e su espesor,

$$I = 2 \times 0,16 \times e \times 0,27^2;$$

y sustituyendo todos estos valores en la fórmula anterior se deduce $e = 0^m,01$.

La longitud de estos palastros es $3^m,40$, y se ha deducido sobre la curva misma de los momentos de flexion.

VIGUETAS DE LOS PASEOS.

Las viguetas trasversales, cuyas dimensiones acabamos de calcular, se prolongan á un lado y otro exteriormente á las vigas principales, para formar las viguetas de los paseos. Para no ser ya prolijos en estos primeros cálculos, sólo dirémos aquí que se ha calculado su resistencia de una manera análoga á las de las piezas anteriores, considerándolas como sólidos empotrados por un extremo y cargados en el otro. La tension no llega al límite en ninguna fibra, y por lo tanto tienen exceso de resistencia, lo que no puede evitarse dada la condicion de que sean prolongacion de las viguetas del firme. Para emplear siempre la menor cantidad posible de material, hemos adoptado para las piezas que nos ocupan la forma de igual resistencia, sustituyendo, sin embargo, la curva de la cabeza inferior por una recta que difiere muy poco de ella y le es exterior, para mayor facilidad en la ejecucion.

En cuanto á las distancias de los roblones que unen las cabezas al alma en las viguetas del firme y de los paseos, y número de ellos que han de ponerse en la union con las vigas principales, se han deducido de la misma manera que ya hemos visto para los largueros.

VIGAS PRINCIPALES. PESO PROPIO.

Antes de pasar al cálculo de las vigas parabólicas, necesitamos conocer las cargas fijas y accidentales que sobre ellas han de actuar, incluso su peso propio.

El peso propio se deduce de la fórmula ya citada.

$$P = \frac{p\,L^2}{C - L}$$

El valor de p es el peso por metro lineal del tablero y de la carga accidental, y su cálculo es como sigue:

	Kilógramos.
Carga trasmitida á cada articulacion por una vigueta del afirmado $\frac{21.175}{2}$ = ...	10.588
Id., id. por una vigueta del paseo.	3.370
Arriostramientos en cada articulacion. . . .	200
TOTAL.	14.158

y puesto que la distancia entre las articulaciones es $4^m,16$, tenemos

$$p = \frac{14.158}{4,16} = 3.404 \text{ kgs.}$$

Para las vigas parabólicas la constante $C = 296$, y la luz $L = 62,40$.

Sustituyendo estos valores en la fórmula citada, encontramos para peso de la viga parabólica,

$$P = 56.740 \text{ kgs.}$$

CARGA TOTAL EN CADA ARTICULACION.

Por consiguiente, suponiendo el peso propio de la viga, repartido por iguales partes entre las articulaciones de ambas cabezas de la viga, lo cual es próximamente exacto, y el peso de los arriostramientos obrando en las articulaciones superiores, la carga total que obrará en cada articulacion será la siguiente:

		Kilógs.
Articulacion inferior. . .	Carga trasmitida por una vigueta del firme.	10.588
	Id. id. id. del paseo. .	3.370
	Mitad del peso propio de la parte de viga comprendida entre dos montantes verticales $\frac{1}{2}\ \frac{56.740}{15}$ = ...	1.892
	TOTAL.	15.850
Articulacion superior. .	Mitad del peso propio de la parte de viga comprendida entre los montantes verticales.	1.892
	Arriostramiento.	200
	TOTAL.	2.092

Suponemos el peso propio de la viga repartido entre las articulaciones de sus dos cabezas como realmente sucede, en lugar de suponerle para mayor sencillez concentrado en las de la cabeza inferior, porque si bien para el cálculo de los esfuerzos en las cabezas y diagonales es indiferente que obre en las articulaciones superiores ó inferiores, no sucede lo mismo en los montantes verticales, como verémos.

La carga total fija y móvil que obra segun una misma vertical es, pues,

$$15.850 + 2.092 = 17.942 \text{ kilógramos.}$$

Es preciso tambien conocer el valor de la carga móvil sola que obrará sobre cada articulacion, porque nos ha de servir para el cálculo de los esfuerzos en las diagonales y montantes verticales. Contada á razon de 400 kgs. por metro cuadrado de afirmado, y 300 de paseo, dicha carga es igual á $400 \times 2,50 \times 4,16 + 300 \times 1 \times 416 = 5.408$ kgs.

NOTACIONES EMPLEADAS.

Damos á las articulaciones de la cabeza inferior los números 0, 1, 2, 3..... á partir del extremo izquierdo y á las superiores los 0, 1′, 2′, 3′....

En general llamarémos

M_m momento con relacion al vértice ó articulacion m de todas las fuerzas exteriores comprendidas entre un extremo de la viga y la vertical de dicho punto

B_m esfuerzo cortante para una seccion hecha inmediatamente á la izquierda del punto m.

H_m la altura de la viga en dicho punto, contada de centro á centro de gravedad de las cabezas.

O_m el esfuerzo de compresion en el trozo de cabeza superior situado á la izquierda del punto m.

U_m el esfuerzo de tension en la cabeza inferior.

N_m el esfuerzo en una diagonal situada á la izquierda del punto m.

V_m el esfuerzo en el montante vertical del punto m.

θ_m el ángulo que forma con la horizontal el trozo de cabeza superior comprendido entre las articulaciones superiores $m - 1$ y m.

φ_m el ángulo que forma con la horizontal la diagonal N_m

CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS EN LAS CABEZAS.

Pasemos ya al cálculo de los esfuerzos, empezando por los de las cabezas de la viga y para ello recordarémos algunas propiedades esenciales de las vigas parabólicas.

1.ª Lo que caracteriza las vigas parabólicas es que para una carga uniformemente repartida en toda su longitud, la relacion $\frac{M_m}{H_m}$ es constante en todos sus puntos; es decir $\frac{M_1}{H_1}=\frac{M_2}{H_2}=\frac{M_3}{H_3}=\ldots\ldots$

2.ª La componente horizontal del esfuerzo en un punto cualquiera m de las cabezas está representada por la relacion $\frac{M_m}{H_m}$ cualquiera que sea la distribucion de carga.

3.ª Como consecuencia de las dos propiedades anteriores, para una carga uniformemente repartida, la componente horizontal del esfuerzo en las cabezas es constante á todo lo largo de ellas.

4.ª En el caso presente en que la cabeza inferior es horizontal, se deduce que para una carga uniformemente repartida la tension es constante en todos los puntos de dicha cabeza, y en la superior disminuye la compresion desde las extremidades al centro en que es igual al de la cabeza inferior pero conservando siempre la misma componente horizontal.

5.ª Cuando, como en el caso actual, ha de actuar sobre la viga una carga permanente y otra accidental, tienen lugar los mayores esfuerzos sobre las cabezas, cuando la segunda está uniformemente repartida.

Observemos ademas que actuando las cargas únicamente en las articulaciones, todos los esfuerzos en las diversas partes de las vigas serán longitudinales, y por consiguiente el material estará lo mejor aprovechado posible, puesto que en todos los puntos de aquéllas el esfuerzo podrá ser el límite que permite.

De lo expuesto se deduce que la tension constante en la cabeza inferior es

$$U_m=\frac{M_m}{H_m}$$

y el esfuerzo de compresion en cada punto de la superior

$$O_m=\frac{M_m}{H_m}\ \frac{1}{\cos.\,\theta_m}$$

y que estas fórmulas deben aplicarse al caso en que ademas de la carga permanente, actúa la accidental uniformemente repartida, ó sea obrando segun cada articulacion inferior la carga total ya calculada de 17.942 kgs.

Como $\frac{M_m}{H_m}$ es constante en las condiciones supuestas de carga, lo calcularémos para el vértice 1, que es lo más sencillo.

La reaccion vertical del apoyo es determinada sencillamente por la Estática igual á

$$7\times17.942=125.594 \text{ kilógramos.}$$

y por lo tanto $M_1=125.594\times4,16$;

H_1 es segun se ve en el diagramma de longitudes igual á 2,15.

$$\text{Luégo } u_1=\frac{125.594\times4,16}{2,15}=243.010 \text{ kgs.}$$

que es la tension constante en todos los puntos de la cabeza inferior, y al mismo tiempo la componente horizontal de los esfuerzos de compresion en la superior.

Por lo tanto, para el trozo 0 1′ de la cabeza superior.

$$O_1=\frac{243.010}{\cos.\,\theta_1}=\frac{243.010}{4,16}\,4,683=273.561 \text{ kilógs.}$$

y para el trozo 7′ 8′ central

$$O_8=243.010 \text{ kilogramos.}$$

Podiamos seguir calculando los esfuerzos en los demas trozos de la cabeza superior, pero como los dos calculados son el mayor y el menor, y difieren en una cantidad pequeña relativamente á ellos, se deduce que las secciones de los diversos trozos, caso de hacerse exactamente proporcionales á sus esfuerzos correspondientes, diferirian muy poco entre sí, por lo cual tomarémos una seccion constante calculada con arreglo á un esfuerzo término medio de los dos extremos ya determinados; es decir que supondrémos en la cabeza superior un esfuerzo de compresion constante en todos sus puntos é igual á

$$\frac{243.010+273\,561}{2}=258.285 \text{ kgs.}$$

De esta manera, no se emplea más metal que haciendo la seccion variable, y se simplifica la ejecucion.

Es cierto que calculada la seccion media, tomando como límite de esfuerzo para el material 6 kgs. por milímetro cuadrado, trabajará el trozo 0 1′ y algunos de los que le siguen á más de 6 kilógramos por milímetro cuadrado, y á ménos de 6 kilógramos los centrales; pero es muy poco lo que de este límite se apartan.

J. Pano.

(*Se continuará.*)