

nes donde ocurren, lo que no aumentaría ningún trabajo suplementario á los Jefes de trenes, sencillamente podría saberse diariamente el número de detenciones imprevistas y poder calcular para un periodo cualquiera de tiempo, cifras que sirviesen para determinar el grado de vigilancia del personal. El otro total, es decir, el número de señales de parada, no efectuadas por culpa del maquinista, lo dan los aparatos especiales (avisadores-contadores) que acusan y registran las no efectuadas, aunque con estos aparatos no se obtiene seguridad completa, porque el avisador no se acciona en el momento preciso en que el primer par de ruedas de la locomotora pasa por el frente de la señal y lo hace cuando la señal ha sido rebasada en bastantes metros. Podía, en efecto, tratarse de proceder en la forma que acabamos de indicar, con el fin de eliminar desde luego ciertos casos considerados como insignificantes y reducir el número de incidentes y de informaciones. Pero entonces los datos de que se dispondría para la apreciación de la vigilancia de los maquinistas, serían no solamente incompletos, sino que además comprometerían el verdadero fin, que es el de restringir el que se pasen de largo las señales de detención, por medio de una comprobación rigurosa y de aumentar la idea de la responsabilidad en el personal.

Una de las ventajas de los avisadores-contadores es, precisamente, la de saberse inmediatamente cuándo se ha pasado una señal de detención, lo que permite determinar en seguida las causas y de salvar la responsabilidad del maquinista si los guardafrenos no han cumplido con su deber ó si la falta se debe á otra causa cualquiera. Solamente así pueden obtenerse estadísticas exactas y completas que permitan determinar las veces que las señales han sido percibidas y observadas.

Cuando no existan avisadores contadores bastará compulsar las hojas de marcha, en las cuales el Jefe del tren habrá anotado los casos en que las señales de parada han sido pasadas de largo y los motivos que para ello han influido.

Sin embargo, debe insistirse en la adopción general de los avisadores contadores, que hasta ahora han dado en todas partes excelentes resultados. Constituyen ciertamente el mejor medio, no sólo para restringir el rebasado las señales de detención, sino también para ejercer una influencia necesaria en los maquinistas, obligarles á la prudencia, estimular su atención á la vigilancia y reforzar su sentimiento por las responsabilidades. Seguramente no se producirá un resultado inmediato, pero al cabo de cierto tiempo llegará á conseguirse, y este resultado, desde el punto de vista de la seguridad del servicio de los viajeros, se conseguirá con más certeza que por los generalmente estériles esfuerzos que se intentan sin cesar para evitar los accidentes en los ferrocarriles por medio de nuevos inventos de aparatos de seguridad.

II.

Puerto de Valencia.

PROSECUCIÓN DE LOS DIQUES EXTERIORES (1)

En la parte comprendida entre las vigas horizontales 1 y 2 sufren los esfuerzos siguientes: una carga concentrada de $4.650 \times 3.000 = 13.950$ kilogramos, y otra carga unifor-

(1) Véase el número anterior.

memente repartida como la que sufren las cuadernas paralelas, que vale $465 \times 0,600 = 2.790$ kilogramos por m. 1.

El momento de flexión total, será, por tanto:

$$M = 13.950 \times \frac{2}{4} + 2.790 \times \frac{2^2}{8} = 8.370 \text{ kgmts.}$$

Y el momento de flexión parcial en las cabezas:

$$M' = \frac{1}{8} 2.790 = 348,7 \text{ kgmts.}$$

Los módulos de resistencia total de la sección y el mínimo de las cabezas son:

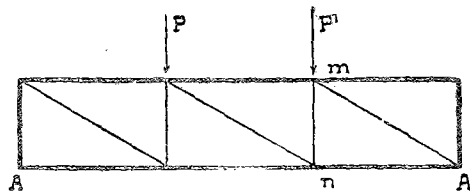
$$\frac{I}{V} = 0,001821 \text{ m}^3 \quad \frac{I}{V} = 0,000046 \text{ m}^3$$

Por lo tanto, el trabajo del metal ascenderá á

$$R = \frac{8.370}{0,001821 \times 16^6} + \frac{348,7}{0,000046 \times 16^6} = 12 \text{ kg. por mm}^2$$

En las vigas comprendidas entre las horizontales 2 y 3, las condiciones de carga son:

$$\begin{array}{l} \text{Cargas concentradas} \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} P = 3.100 \times 3.000 = 9.300 \\ P' = 2.050 \times 3.000 = 6.150 \end{array} \right. \\ \text{Carga uniformemente repartida.} \quad 2.600 \times 0,600 = 1.560 \end{array}$$



Por lo tanto,

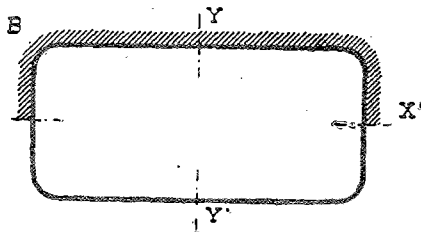
$$\begin{aligned} \text{Reacción en A} &= \frac{9.300 \times 2 + 6.150 \times 1}{3} + \\ &+ \frac{1.560 \times 3}{2} = 10.590 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$\text{Esfuerzo en m n.} \quad \frac{10.590}{0,71} = 14.915 \text{ kg.}$$

La sección de esta diagonal tiene un área de 1.344 mm^2 , y, por lo tanto, el trabajo del material será:

$$R = \frac{1.415}{1.344} = 11.1 \text{ kg. por mm}^2$$

Los demás elementos sufren, según ya he dicho, esfuerzos menores, y sus secciones son iguales.



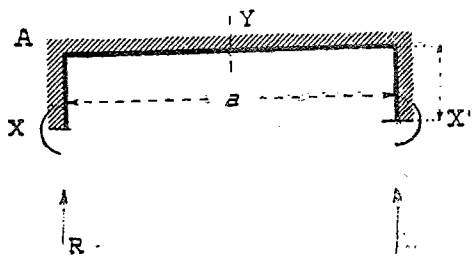
Refuerzos horizontales.—Para el cálculo de estas vigas las consideraré como marcos cerrados sometidos á una carga uniformemente repartida á su alrededor.

En estas condiciones es evidente que, por razón de simetría, las secciones XX' é YY' permanecerán invariables, de modo que se pueda admitir que el medio marco XYX' se halla en las condiciones de un arco en el cual actúan los esfuerzos y momentos siguientes:

Un momento μ en X y otro igual en X'.
Dos reacciones iguales en los mismos puntos.

$$R = \frac{Pa}{2}$$

Y, además, la carga uniformemente repartida por metro lineal, ejerciéndose normalmente sobre todo el contorno del arco.



La condición de invariabilidad del ángulo que las secciones X é Y forman con dos ejes coordenados cualesquiera, basta para deducir el valor de μ , única incógnita del problema. Para ello aplicaré la ecuación fundamental de la teoría de los arcos:

$$\theta' - \theta = \int \frac{M ds}{EI} + \beta$$

que da el giro $\theta' - \theta$ de una sección cualquiera, conociendo el giro β de la que se toma como origen y los momentos M á que están sometidas las diversas secciones. En este caso, tomando como origen de coordenados el punto X, el valor de $\theta' - \theta$ para el punto Y es cero y también lo es β . La integral

$$\int \frac{M ds}{EI}$$

puede descomponerse en dos porciones, una de X á A y otra de A á Y, siendo su expresión

$$\begin{aligned} 0 &= \int \frac{M ds}{EI} = \frac{1}{EI} \int_0^b \left(\mu + \frac{P y^2}{2} \right) dy + \\ &+ \frac{1}{EI'} \int_0^a \left(\mu + \frac{P b^2}{8} - \frac{P a}{2} x + \frac{P x^2}{2} \right) dx \end{aligned}$$

El valor de E es igual para ambas regiones, y para el de I' podemos tomar aproximadamente $I' = 2I$, lo cual permite simplificar la expresión que se convierte en

$$\begin{aligned} 0 &= \int_0^b \left(\mu + \frac{P y^2}{2} \right) dy + \\ &+ \frac{1}{2} \int_0^a \left(\mu + \frac{P b^2}{8} - \frac{P a}{2} x + \frac{P x^2}{2} \right) dx \end{aligned}$$

Integrando se sigue:

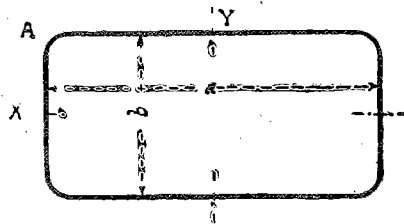
$$0 = \frac{\mu b}{2} - \frac{P b^3}{48} + \frac{1}{2} \left(\frac{\mu a}{2} + \frac{P a b^2}{16} - \frac{P a^3}{16} + \frac{P a^3}{48} \right)$$

En la cual, despejando μ , se desprende:

$$\mu = P \frac{2a^3 - 3ab^2 - 2b^3}{48b + 24a} \quad (1)$$

Conocido este valor, se determinan los momentos en una región cualquiera de la viga. Es fácil, sin embargo, com-

prender que los máximos momentos en valor absoluto tendrán lugar para la porción X A en X ó en A, y para la porción A Y en uno de estos dos puntos: bastará, pues, calcular estos momentos y comprobar el trabajo en los más car-



gados de cada sección. Partiendo de estas consideraciones, se sigue:

Viga 1.^a—Carga P por metro lineal: 5.050×10.100 kilogramos.

Momentos máximos:

$$\begin{aligned} \text{En X } M_0 &= 10.100 \frac{2 \times 12.7^{-3} - 3 \times 8.7^{-2} \times 12.7 - 2 \times 8.7^3}{24 \times 12.7 + 48 + 8.7} = \\ &= -1.454 \text{ kgmts.} \end{aligned}$$

$$\text{En A } M_1 = 1.454 + \frac{10.100 \times 8.7}{8} = 94.104 \text{ kgmts.}$$

$$\begin{aligned} \text{En Y } \mu_2 &= -1.454 + \frac{10.100 \times 8.7^2}{8} - \frac{10.100 \times 8.7^2}{8} = \\ &= -190.524 \text{ kgmts.} \end{aligned}$$

Módulo de la sección resistente en A:

$$\frac{I}{V} = \frac{0.00363410}{0.420} = 0.008653 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Coeficiente de trabajo: } R &= \frac{94.104}{0.008663 \times 10^6} = \\ &= 10.9 \text{ kg. por mm}^2 \end{aligned}$$

Módulo de la sección resistente en Y:

$$\frac{I}{V} = \frac{0.00485130}{0.52} = 0.009329 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Coeficiente de trabajo: } R &= \frac{109525}{0.09329 \times 10^6} = \\ &= 11.7 \text{ kg. por mm}^2 \end{aligned}$$

Viga 2.^a—Dimensiones del marco: $a = 22.5$ y $b = 8.5$.
Carga P por metro lineal: $3.600 \times 2.5 = 9.000$ kg.

Dimensiones de la sección ..	Alma.....	En A, 820×8
		En Y, 1020×8
	Cabezas....	450×10
	Escuadras ..	100×100
	Roblones...	$\frac{12}{23}$

Momentos máximos de la sección:

$$\begin{aligned} \text{En A} &= \frac{9.000 \times 2 \times 12.5^3 - 3 \times 12.5 + 8.5^2 - 2 \times 8.5^3}{24 \times 12.5 + 48 \times 8.5} + \\ &+ \frac{9.000 \times 8.5^2}{8} = 80.885 \text{ kgmts.} \end{aligned}$$

$$\text{En Y} = \frac{80.885 - 9.000 \times 12.5^{-2}}{8} = -94.896 \text{ kgmts.}$$

Módulo de la sección:

$$\text{En A} \quad \frac{I}{V} = \frac{0.0033450}{6.420} = 0.007965 \text{ m}^3$$

$$\text{En Y} \quad \frac{I}{V} = \frac{0.004786}{0.520} = 0.009203 \text{ m}^3$$

Coefficientes de trabajo del material:

$$\text{En A} \quad \frac{80885}{0.007965 \times 10^6} = 10.2 \text{ kg. por mm}^2$$

$$\text{En Y} \quad \frac{84.896}{0.009303 \times 10^6} = 10.3 \text{ kg. por mm}^2$$

Viga 3.^a—Dimensiones del marco $a = 12.20$ y $b = 8.2$,
Carga P por metro lineal: $1.550 \times 2.5 = 3.875 \text{ kg.}$

$$\begin{array}{l} \text{Dimensiones de la sección...} \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{Alma.....} \\ \text{Cabezas....} \\ \text{Escuadras..} \\ \text{Roblones...} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{En A, } 820 \times 8 \\ \text{En Y, } 1.020 \times 8 \\ 460 \times 7 \\ \frac{90 \times 90}{9} \\ 23 \end{array} \end{array}$$

Momentos máximos:

$$\text{En A} \quad 3.875 \times \frac{2 \times 12.2^3 - 3 \times 12.2 \times 8.2^2 - 2 \times 8.2^3}{24 \times 12.2 + 48 \times 8.2} + \frac{2.875 + 8.2^2}{8} = 32.953 \text{ kgmts.}$$

$$\text{En Y} \quad 32.953 \times \frac{3.875 \times 12.2^2}{8} = -39.141 \text{ kgmts.}$$

Módulo de sección:

$$\text{En A} \quad \frac{I}{V} = \frac{0.0022147}{0.420} = 0.005273 \text{ m}^3$$

$$\text{En Y} \quad \frac{I}{V} = \frac{0.00343950}{0.520} = 0.006615 \text{ m}^3$$

Coefficiente de trabajo del material:

$$\text{En A} \quad \frac{32.953}{0.005273 \times 10^6} = 6.2 \text{ kg. por mm}^2$$

$$\text{En Y} \quad \frac{39.141}{0.006615 \times 10^6} = 5.9 \text{ kg. por mm}^2$$

PUENTE VOLADIZO.—Para evitar el forzoso empleo del Titán proyecté un puente voladizo que resulta económico, evita los entorpecimientos para las embarcaciones y al mismo tiempo es fácilmente transportable.

Está constituido por dos fuertes vigas reticulares, provistas de montantes solidarios, una situada al extremo opuesto al muelle y el otro en un punto próximo a la arista; estas vigas se hallan unidas entre sí en ambos extremos por otras vigas también reticulares, y en la parte media por otra doble de la misma estructura que permite el paso de un torno móvil, formando de esta suerte el conjunto un verdadero arco transversal. La sección de las cabezas afecta la forma de una $\square$ armada, y los montantes y diagonales de la celosía, que constituyen la pared vertical de las vigas principales, responden a secciones de doble T, también armadas. Los montantes próximos a la arista del muelle insisten sobre

los macizos de fundación, apoyándose en rótulas articuladas sobre placas de fundición de acero, y los posteriores transmiten al macizo de fundación, por intermedio de robustos tirantes, la reacción vertical ascendente á que se hallan sometidos cuando la carga se sitúa al extremo del voladizo de las grandes vigas.

Sobre el puente así definido circula el torno elevador montado en un carretón formado por dos vigas armadas de 12 metros de luz; dicho torno lleva dos tambores helizoidales para arrollar los extremos del cable de suspensión, y su movimiento es eléctrico aprovechando la corriente de 550 voltios que existe sobre los muelles.

	Metros.
Cálculos justificativos del puente.—Luz del puente.....	18
Distancia de la posición extrema del carretón á la articulación del lado del mar.....	8
Altura de la fibra neutra de la viga horizontal hasta las rótulas.	10,600
Altura total de los vigas horizontales.....	2,250
Altura media entre los centros de gravedad de las cabezas.....	2,200

Como carga permanente de las vigas horizontales, tomaré 1.000 kilogramos por metro lineal de viga, y para la sobrecarga debida al carretón, los pesos siguientes:

	Toneladas
Cajón de 11,40 suspendido.....	100
Balancín y polipastro	4
Carretón de suspensión.....	26
Total.....	130

ó sean 65 toneladas por viga.

Ha adoptado como máximo coeficiente de trabajo 9 kilogramos por milímetro cuadrado de sección neta, sin reducción alguna para las piezas comprimidas, cuya estabilidad á la flexión por compresión se somete á los resultados de la fórmula de Euler. Las condiciones más desfavorables de trabajo plantean dos hipótesis extremas que conducen á los momentos de flexión máximos, y son: 1.º Cuando el carretón se halle en su posición saliente (para las secciones inmediatas á la unión del montante próximo al mar con la viga horizontal). 2.º Cuando el carretón pase por el centro del tramo de 18 metros.

Dada en la primera hipótesis la estructura del puente cuyos montantes se apoyan sobre el suelo por medio de articulaciones, y admitiendo, como es lógico suponer, que estas articulaciones oponen reacciones horizontales además de las verticales, el cálculo deberá reducirse al de un arco metálico.

Las fórmulas

$$\theta' - \theta = \int \frac{M ds}{EI} + s \quad (1)$$

$$x' - x = \int (\theta' - \theta) dy \quad (2)$$

definen, respectivamente, el giro de una sección y el desplazamiento de la misma. La desimetría de la carga P complica aquí el problema; para simplificarlo, basta suponer que al mismo tiempo actúa otra igual P', colocada simétricamente. El empuje desarrollado por ambas es fácil de calcular, y su mitad será igual á la que corresponda á la carga P sola.

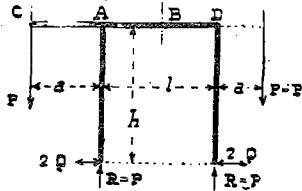
En el caso de cargas simétricas, la sección media B no

gira ni varía de abscisa; esto proporciona condiciones para resolver las expresiones (1) y (2).

$$(\theta' - \theta)^B = \int_0^h \frac{2Qy dy}{EI} + \int_0^{\frac{1}{2}} \frac{2Qh - Pa}{EI} dx + \beta \quad (3)$$

y

$$(x' - x)^B = 0 = \int_0^h \left(\frac{2Qy^2}{EI} dy + \beta dy \right) \quad (4)$$



De la ecuación (3) se deduce el valor de β :

$$\beta = \frac{1}{EI} \left(-\frac{2Qh^2}{2} + \frac{2Qhl - Pal}{2} \right)$$

Sustituido en (4)

$$0 = \int_0^h \frac{2Qy^2 dy}{EI} + \int_0^h \frac{1}{EI} \left(\frac{2ah^2}{2} + \frac{2Qhl - Pal}{2} \right) dy$$

Integrando:

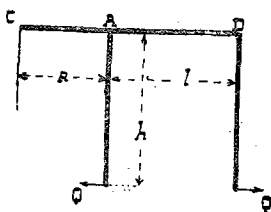
$$2Q = \frac{3Pal}{2h^2 + 3hl}$$

y, por lo tanto, para el caso de existir la carga P solamente, el empuje Q valdrá:

$$Q = \frac{3Pal}{4h^2 + 6hl} \quad (5)$$

Sustituyendo valores en (5) se obtiene:

$$Q = \frac{3 \times 65000 \times 8 \times 18}{4 \times 10.60^2 + 6 \times 10.60 \times 18} = 17613 \text{ kg.}$$



Conocido este valor, será fácil hallar los momentos de flexión de la viga:

En A... { Lado de la carga P.. $M_1 = -65.000 \times 8 = -520.000$ kgmts.
Lado opuesto $M'_1 = -65.000 \times 8 + 17613 \times 10.60 = -333302$ kgmts.

En D... $M_2 = 17613 \times 10.60 = 186698$ kgmts.

Al mismo tiempo los montantes sufrirán en A el momento Qh, ó sea:

$$M_3 = 17613 \times 10.60 = 186698 \text{ kgmts.}$$

En la segunda hipótesis, cuando el carretón llegue al centro del arco, está simétricamente cargado y la aplicación

del mismo sistema de cálculo antes indicado, conduce al siguiente valor del empuje:

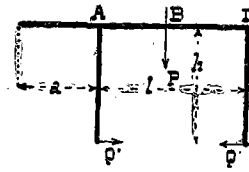
$$Q' = \frac{3Pl^2}{16h^2 + 24hl}$$

ó sea

$$Q' = \frac{3 \times 65000 \times 18^2}{16 \times 10.60^2 + 24 \times 10.60 \times 18} = 9751 \text{ kg.}$$

Los momentos de flexión en los puntos A y D serán, pues, tanto para la viga como para los montantes:

$$M_4 = Qh = -9751 \times 10.60 = -103361 \text{ kgmts.}$$

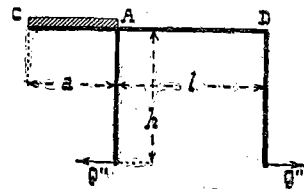


Y el momento en B:

$$M_5 = \frac{Pl}{4} - Qh = \frac{65000 \times 18}{4} -$$

$$-9751 \times 10.60 = 29250 - 103361 = 189139 \text{ kgmts.}$$

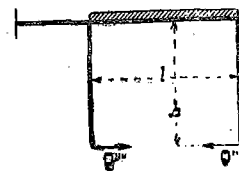
Para determinar los momentos de flexión debidos á la carga permanente, calcularé los empujes Q'' y Q''' debidos al brazo saliente AC y á la presión de viga comprendida entre



A y D. El primer empuje se deduce de la fórmula 5.^a, sustituyendo P_a por $\frac{pa'}{2}$:

$$Q'' = \frac{3pa'^2 l}{8h^2 + 12hl} = \frac{3 \times 1000 \times 10.75^2 \times 18}{8 \times 16.6^2 + 12 \times 10.6 \times 18} = 1956 \text{ kg.}$$

El segundo empuje se deduce de la aplicación de las fórmulas (1) y (2). Integrando:



$$Q''' = \frac{Pl^3}{8h^2 + 42hl} = \frac{1000 \times 18^3}{8 \times 10.6^2 + 12 \times 10.6 \times 18} = 1826 \text{ kg.}$$

Por lo tanto, el empuje total que la carga permanente desarrollará sobre el arco ascenderá á

$$Q'' + Q''' = 1956 - 1829 = 127 \text{ kg.}$$

Y los momentos serán: en el punto A del lado A C:

$$M_a = -\frac{1000 \times 10.75^2}{2} = -57781 \text{ kgmts.}$$

En el mismo punto del lado C D:

$$M_a' = -\frac{10.00 \times 10.75^2}{2} + 127 \times 10.6 = 56435 \text{ kgmts.}$$

En el tramo B:

$$M = -\frac{1000 \times 10.75^2}{2 \times 2} + 127 \times 10.6 + \frac{1000 \times 18^2}{8} = 12.956 \text{ kgmts.}$$

En el punto D:

$$M_d = 127 \times 10.6 = 1346 \text{ kgmts.}$$

En los demás puntos los momentos estarán representados por dos parábolas, cuyas ecuaciones son las siguientes (tomando como origen el punto A):

$$\text{De C á A... } M_x = -\frac{1000 \times (a+x)^2}{2}$$

$$\text{De A á B... } M_x = -57781 \times \frac{18-x}{18} + 1346 + 1000 \times \left(\frac{18-x}{2}\right)$$

En los montantes, el efecto de la carga permanente es insignificante, puesto que sólo sufren en los puntos A y D un momento cuyo valor es:

$$M_s = 127 \times 10.60 = 1346 \text{ kgmts.}$$

Sumando los momentos determinados por las dos hipótesis de sobrecarga con los debidos á la carga permanente, he obtenido los momentos máximos totales, cuyos valores para los puntos más importantes son:

En el punto A, combinando la carga permanente y la primera hipótesis.

Momento del lado de A C:

$$M_a = M_1 + M_a = -520000 - 57781 = -577781 \text{ kgmts.}$$

Momento del lado de C D:

$$M_{10} = M_1 + M_a' = -333302 - 56435 = -389737 \text{ kgmts.}$$

Momento que sufre el montante derecho:

$$M_{11} = M_s + M_d = 186698 + 1346 = 188044 \text{ kgmts.}$$

En el punto B, combinando las cargas permanentes y la segunda hipótesis:

$$M_{12} = M_s + M_7 = 189139 + 12956 = 202095 \text{ kgmts.}$$

La sección adoptada para las cabezas de las vigas queda definida resistiendo al máximo momento en el centro del tramo A D. La altura entre centros de gravedad de dichas cabezas es de 2 metros; el esfuerzo máximo á que estarán sometidos por este concepto en B será:

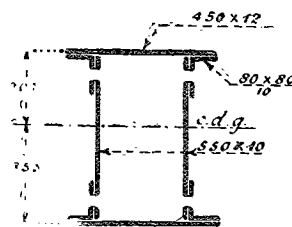
$$F = \frac{M_{12}}{2} = \frac{203095}{2} = 101047 \text{ kg.,}$$

al cual habrá que sumar ó restar respectivamente, según que se trate de las cabezas superior ó inferior la compresión debida al empuje, cuyo valor es:

$$-(Q' + Q'' + Q''') = 9751 - 1956 + 1829 = 9624 \text{ kg.}$$

La sección de la cabeza inferior tiene un área neta de 15000 milímetros cuadrados y, por tanto, su trabajo máximo en B queda reducido á

$$R = \frac{101047 - 9624}{13700} = 6.67 \text{ kg. por mm}^2$$



La cabeza superior tiene un área neta de 20800 milímetros cuadrados, y el trabajo debido á la flexión será:

$$\frac{101047 + 9624}{20800} = 5.32 \text{ kg. por mm}^2$$

Además, esta cabeza se halla sometida á una flexión parcial por efecto del peso directo de las ruedas del carretón, y como el peso máximo de cada rueda es de $\frac{1}{4} \times 130 = 32,5$ toneladas, el momento máximo de flexión en el centro del recuadro valdrá:

$$\mu = \frac{2 \times 32500}{5} = 13000 \text{ kgmts.}$$

La sección tiene en la parte comprimida (cuyo trabajo se suma al de la flexión total) un módulo de resistencia:

$$\frac{I}{V} = \frac{0,000869}{0,207} = 0,004198 \text{ m}^3$$

Por lo tanto, el trabajo total máximo se elevará á

$$R = 5.32 + \frac{13000}{0,004198 \times 10^6} = 8,41 \text{ kg. por mm}^2$$

No es necesario comprobar las dimensiones en el centro del montante, porque en dicho punto, así como en los dos recuadros inmediatos, la forma del enlace de la viga ofrece un sección muy resistente, y sólo debe calcularse el trabajo en el montante segundo de la parte en voladizo ó sea en la sección a b del gráfico. En dicha sección el momento de flexión máximo corresponde á la primera hipótesis de sobrecarga, y según los valores deducidos anteriormente tiene por expresión:

$$M_{ab} = 65000 \times 5 + 1000 \times \frac{7.75^2}{2} = 355031 \text{ kgmts.}$$

