

con las cabezas, para dejar libre el espacio ocupado por las escuadras de unión de las chapas verticales con aquéllas, siendo la distancia entre los referidos montantes de $0^m,511 \times 4 = 2^m,044$, exceptuando sobre las pilas y estribos en que la separación se reduce a la mitad, ó sea a $1^m,022$, siendo 5 consecutivos los que están en este caso para las pilas, y 4 para los estribos.

El tablero metálico está formado por traveseros también de celosía y de forma de Γ de $0^m,55$ de altura, que corresponde a los montantes, y se hallan, por consiguiente, separados en $2^m,044$. Los traveseros están arriostrados por cuatro pequeños largueros de $0^m,20$ de altura, sobre los que descansan los hierros Zorés del piso, que son de forma de U invertida, y que sostienen el afirmado. Esta parte está destinada al paso de carruajes y caballerías, siendo su ancho de $4^m,60$, pues si bien los ejes de los cuchillos distan $5^m,00$, los montantes ocupan $0^m,20$ por cada lado.

Las aceras son de $1^m,10$ de ancho; pero dejan un espacio libre de $0^m,90$, y están sostenidas por ménsulas, que corresponden a los traveseros, y que están ligadas por dos pequeños largueros, que sostienen las planchas estriadas del piso. Las barandillas tienen $1^m,00$ de altura, y se hallan dispuestas de manera que correspondan al centro de la altura de los cuchillos, siendo la distancia entre sus ejes $5,00 + 2 \times 1,10 = 7^m,20$. Aquéllas son de fundición, con excepción de los pasamanos, que son de hierro forjado, y terminan en los estribos en dos columnitas también de fundición.

Los tramos metálicos se apoyan en los dos estribos, y la pila primera sobre bastidores de rodillos, que facilitan su dilatación, y se hallan fijos en la segunda pila; las planchas de apoyo sobre los estribos y la pila son lisas, sin más que dos rebordes que se oponen a su movimiento; las correderas, ó sea las superiores, tienen cuatro estrías, que corresponden a las cuatro filas de roblones, y llevan además unos agujeros, así como las planchas de palastro de las cabezas superiores de los cuchillos, por donde pasan los pernos que las sujetan; los rodillos son seis, y tanto éstos como las planchas de empotramiento y dilatación son de fundición. En la pila segunda, ó sea la de la derecha, no hay rodillos ni corredera, hallándose, por consiguiente, más elevada la pieza única de fundición; ésta tiene también unos agujeros con un ensanche en la parte inferior, para que se alojen las cabezas de los pernos, que necesariamente han de colocarse en su sitio antes de apoyar dichas planchas sobre la coronación de la pila, para sujetarlas después a las cabezas de las vigas longitudinales, por medio de las tuercas de dichos pernos.

Ya sabemos que la altura de la parte inferior de los cuchillos sobre el thalweg del río es de $6^m,00$, y descontando la de los rodillos y planchas de fundición, queda para altura de las pilas y estribos centrales $5^m,82$, de los que corresponden $0^m,50$ al zócalo, $4^m,92$ al cuerpo de las mismas y $0^m,40$ a la coronación. El espesor de las pilas en la coronación es de $2^m,00$, y de $2^m,30$ en la base del cuerpo de las mismas; siendo, por consiguiente, el talud de los paramentos de $\frac{0,15}{4,92} = 0,03$, el zócalo resalta $0^m,05$

por cada lado, de manera que su espesor es de $2^m,40$. Las pilas están terminadas por tajamares circulares, siendo de $7^m,00$ la longitud comprendida entre los ejes de aquéllos; además llevan sobre la coronación unas pilastras de $4^m,20$ de altura, y cuya sección horizontal es un segmento de círculo, siendo de $7^m,30$ la distancia entre los paramentos interiores de las mismas, a fin de que permitan el juego necesario para el paso de las barandillas en los movimientos de dilatación de los tramos metálicos. El objeto de las citadas pilastras es interrumpir la monotonía que presentan a la vista de las vigas rectas cuando tienen mucha longitud, y al mismo tiempo, se han acusado igualmente todos los apoyos de la obra, tanto en la parte central como en las avenidas, a fin de armonizar ambas partes del puente.

Los estribos de la parte metálica constan de un cuerpo central, de $3^m,00$ de espesor, al que están adosadas una semipila igual a la que acabamos de describir, y otra idéntica a las de los arcos de avenidas. Los paramentos del cuerpo central son verticales, y resaltan respecto de las semipilas $0^m,25$ sobre el zócalo, siendo, por consiguiente, la distancia entre ambos de $9^m,80$. Las pilastras de los estribos tienen la misma altura que las de las pilas; pero el resalto del cuerpo central ha permitido colocarlas más separadas, en cuanto a su forma es rectangular. Los materiales empleados tanto para las pilas como los estribos han sido la sillería para los zócalos, tajamares, aristones, coronaciones, piezas de apoyo de los rodillos y pilastras, el sillarejo para los paramentos paralelos a las márgenes del río, ladrillo para los cuerpos centrales, y mampostería para todos los rellenos. Las fundaciones se han hecho sobre macizos de hormigón hidráulico, comprendido en recintos de pilotes y tablestacas.

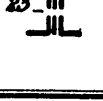
Las avenidas se componen de 10 arcos carpaneles (cinco por cada lado), de 12 metros de luz y $3^m,00$ de flecha. Estos arcos de intrados son de siete centros y de los llamados de ángulos igua-

les; el espesor en la clave es de $0^m,70$ en los frentes, y los arcos de trasdos son de tres centros, y se trazan, según una construcción que explicaremos oportunamente; el ancho entre paramentos es de $7^m,00$. Las pilas se reducen en este caso a un zócalo de $0^m,41$ de altura y $1^m,90$ de espesor, siendo éste de $1^m,80$ en el arranque de las bóvedas; sobre los zócalos se elevan unos tajamares también de forma semicircular, y cuya imposta está a la misma altura que la de las pilas y estribos centrales. Los dos estribos que terminan la obra tienen $3^m,10$ de espesor en los arranques, y constan de un cuerpo central de $1^m,80$ de ancho, al que está adosado un semitajamar por el lado de los arcos, y por el otro dos aletas cilíndricas, cuya directriz es un arco de círculo, y cuya coronación está determinada por la intersección de dicho cilindro con el plano del talud natural de las tierras. Por último, a lo largo de las avenidas se extiende una imposta de $0^m,30$ de altura, sobre la que va la barandilla de hierro, que es igual a la los tramos metálicos, y que se halla interrumpida sobre las pilas por otras tantas pilastras. Los materiales empleados en los arcos de avenidas han sido, la sillería para los zócalos, paramentos de tajamares, boquillas de las bóvedas, aristones, coronaciones, aceras y pilastras, ladrillo para el resto de las bóvedas, tímpanos y aletas, mampostería para los rellenos, hormigón y mampostería hidráulica para las fundaciones.

PUENTE SOBRE EL RÍO MARTÍN (1)

EN EL KILÓMETRO 6,373 DE LA LÍNEA DE VAL DE ZAFÁN A GARGALLO

Los cinco tipos de diagonales que hay a lo largo de todo el puente están compuestas de ángulos y planos de diversas secciones, como se indica en el siguiente cuadro:

Tipo número	COMPOSICIÓN DE LAS BARRAS	Sección útil en mm.
1	2 ángulos $\frac{120 \times 80}{13}$ y un plano 130×16 	5976
2	2 ángulos $\frac{120 \times 80}{12}$ y un plano 130×13 	5351
3	2 ángulos $\frac{80 \times 80}{13}$ y un plano 130×13 	4615
4	2 ángulos $\frac{80 \times 80}{11}$ y un plano 120×12 	3936
5	2 ángulos $\frac{80 \times 80}{10}$ y un plano 100×01 	3310

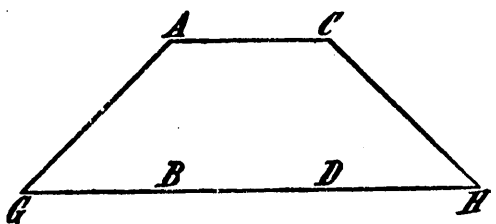
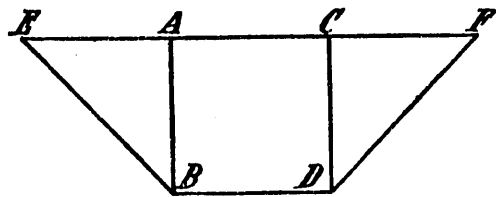
En el plano de representación gráfica de los esfuerzos (2) se han indicado por una línea de trazos — — — — los esfuerzos cortantes debidos a la carga permanente; por una línea de trazo y punto — — — — los esfuerzos cortantes desarrollados por la carga accidental; por una línea continua de trazo seguido — — — — los esfuerzos cortantes debidos a la acción simultánea de ambas cargas, y por una línea continua, los esfuerzos en dirección de las diagonales. También se representan por una línea escalonada de puntos los esfuerzos en los puntos

(1) Véase el número 21.

(2) Véase la lámina adjunta al núm. 18.

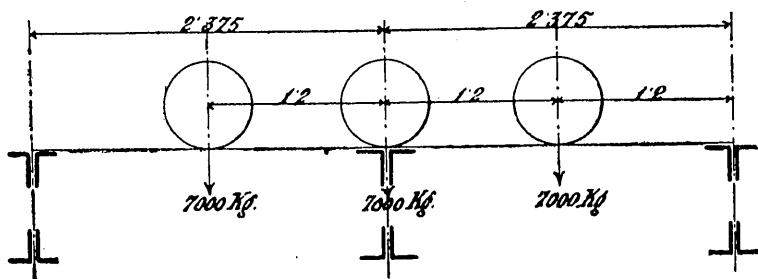
medios de cada recuadro, y por otra línea escalonada, los esfuerzos que en cada recuadro pueden resistir las diagonales trabajando á los coeficientes que aconseja la Instrucción francesa citada.

VIGUETAS TRANSVERSALES.—Las viguetas transversales están constituidas por la superposición de los dos sistemas indicados en la adjunta figura. La carga accidental



obra exclusivamente en los vértices A y G, donde se unen los largueros á la vigueta.

La carga accidental máxima que gravita en dichos puntos, resulta del peso de una locomotora del tren de prueba que fija el Reglamento francés en la posición expresada en el adjunto croquis.



La reacción sobre la vigueta central será igual á

$$7000 \left(1 \times 2 \frac{1.175}{2.375} \right) = 13926 \text{ kilogramos.}$$

La carga permanente que gravita en estas uniones se compone de:

Peso de un larguero..	150 kilogramos.
Madera y carriles.	470 "
Peso propio de la vigueta.. . .	185 "
TOTAL.	810 "

Componiendo por ambos conceptos un total de

$$13926 \times 810 = 14736 \text{ kilogramos.}$$

Correspondiendo á cada uno de los sistemas superpuestos

$$\frac{14736}{2} = 7368 \text{ kilogramos,}$$

carga con la cual hemos calculado cada una de las piezas resistentes de la vigueta.

BARRAS DIAGONALES.—AG y FD. El esfuerzo que obra sobre las uniones es:

$$\frac{7368}{\cos. 30^\circ} = \frac{7368}{0.866} = 8508 \text{ kilogramos.}$$

Para resistir este esfuerzo se ha dispuesto una escuadra de $\frac{80 \times 80}{14}$, cuya sección, descontando el hueco de un roblón de 23 milímetros de diámetro, es de 1722 milímetros cuadrados, por lo cual trabajará á un coeficiente de $\frac{8508}{1722} = 4.94$ kilogramos por milímetro cuadrado de sección, siendo así que según la Instrucción francesa citada podría trabajar á

$$6 \times 3 \frac{468}{8508} = 6.165 \text{ kilogramos.}$$

BARRAS HORIZONTALES.—EF, GH, BD y AC.—El esfuerzo que sufren es igual á

$$8508 \times \text{tg. } 30^\circ = 8508 \times 0.57735 = 4912 \text{ kilogramos.}$$

La sección dispuesta para resistirla es la de una escuadra de $\frac{80 \times 80}{8}$, cuya área, descontando el hueco de un roblón de 20 milímetros de diámetro, es de 1056 milímetros cuadrados.

El coeficiente á que trabajarán estas piezas será igual á $\frac{4912}{1056} = 4.651$ kilogramos por milímetro cuadrado de sección, cuando según la Instrucción francesa podría llegar á

$$6 + 3 \frac{270}{4912} = 6.1644 \text{ kilogramos.}$$

MONTANTES VERTICALES.—AB y CD.—Se hallan sujetos al esfuerzo de 8508 kilogramos, y como la sección adoptada para resistirlos es la de dos escuadras de $\frac{80 \times 80}{8}$ unidas por roblones de 20 milímetros de diámetro que mide 2112 milímetros cuadrados, el coeficiente de trabajo vale $\frac{8508}{2112} = 4.02$ kilogramos que también resulta inferior al de la Instrucción, que señala en este caso como en el anterior un máximo de 6.1644 kilogramos.

LARGUEROS.—El máximo momento de flexión que actúa sobre el larguero correspondiente á la carga accidental, tiene lugar en el paso de un eje que pese 20 toneladas; colocado en el centro del larguero, 2.375 metros, este momento valdrá

$$\frac{10000 \times 2.375}{4} = 5938 \text{ kilográmetros.}$$

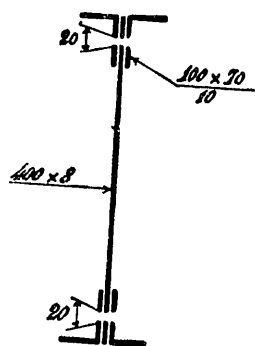
La carga permanente fijada ya en el estudio de las viguetas es de $150 + 475 = 625$ kilogramos, cuya carga desarrolla un momento de flexión igual á

$$\frac{625 \times 2.375}{8} = 186 \text{ kilográmetros.}$$

Según la Instrucción francesa, la sección que se adop-

te para resistir á este esfuerzo puede trabajar á un coeficiente de

$$6 + 3 \frac{186}{6124} = 6,0911 \text{ kilogramos.}$$



La sección adoptada, indicada al margen, tiene un módulo de resistencia si se descuentan los huecos de los roblones igual á

$$\frac{I}{V} = \frac{1}{6 \times 0,4} (0,4^3 \times 0,208 - 2 \times 0,380^3 \times 0,09 - 2 \times 0,26^3 \times 0,01 - (0,34^3 - 0,3^3) 0,028) = 0,00114125.$$

El coeficiente de trabajo será de

$$\frac{6124}{0,00114125 \times 10^6} = 5,366 \text{ kilogramos por milímetro cuadrado de sección.}$$

El paso sobre un larguero de la locomotora fijada en el Reglamento francés, produce momentos de flexión menores que los antes estudiados en la hipótesis de un eje de 20 toneladas, al contrario de lo que sucede en las viguetas transversales.

MONTANTES SOBRE LOS APOYOS.—Los montantes situados sobre los apoyos destinados á transmitir á las diagonales la reacción vertical que en estos puntos se desarrolla, transmitirán en el caso actual los $\frac{3}{4}$ de esta reacción, por cuanto la celosía es á doble cruce de diagonales y pasa directamente el esfuerzo á las barras que van á reunirse en el extremo inferior del montante.

Para los montantes situados sobre las pilas, que son los sujetos á mayor esfuerzo, la reacción vertical es:

$$121391 + 118919 = 240310 \text{ kilogramos,}$$

y el esfuerzo que debe transmitir el montante vertical es:

$$0,75 \times 240310 = 180232 \text{ kilogramos.}$$

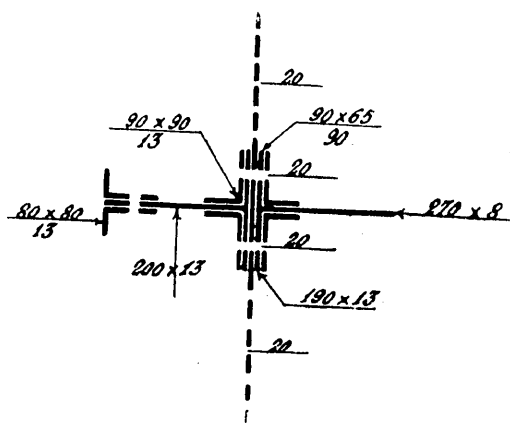
El menor esfuerzo en este punto es:

$$0,75 \times (36201 + 28518) = 48539 \text{ kilogramos.}$$

El coeficiente de trabajo que aconseja para este caso la Instrucción francesa, tiene por valor

$$6 \times 3 \frac{48539}{180232} = 6,8079 \text{ kilogramos}$$

por milímetro cuadrado de sección.



La sección adoptada, indicada en la figura adjunta, se compone de:

1 alma de 850 x 15	cuya superficie es de	12750 milímts. cuad.		
2 escuadras de $\frac{90 \times 65}{9}$	íd. íd. es de	2628	"	"
2 " de $\frac{90 \times 90}{13}$	íd. íd. es de	4342	"	"
2 " de $\frac{80 \times 80}{13}$	íd. íd. es de	3822	"	"
2 planchas de 190 x 13	íd. íd. es de	4940	"	"
1 " de 200 x 13	íd. íd. es de	2600	"	"
1 " de 270 x 8	íd. íd. es de	2160	"	"
componiendo una superficie total de		34242	"	"

de la que descontando los huecos de los roblones, que son todos de 20 milímetros de diámetro y ocupan una superficie de 5760 milímetros cuadrados, queda reducida á 28482 milímetros cuadrados.

El coeficiente de trabajo de estos montantes valdrá

$$\frac{180233}{28482} = 6,32 \text{ kilogramos}$$

por milímetro cuadrado.

ACCIÓN DEL VIENTO.—Los máximos esfuerzos debidos á la acción del viento tendrán lugar cuando actúe sobre la construcción desprovista de cargas un viento que desarrolle una presión de 270 kilogramos por metro cuadrado.

Supondremos que la presión del viento la contrarresta únicamente la triangulación inferior.

La superficie expuesta á la acción del viento en cada recuadro se compone de:

Cabezas ($0,535 \times 2,375$)	2,54125 metros cuads.		
Montantes $0,188 \times 4$	0,752	"	"
Diagonales $9,56 \times 0,173$	1,65388	"	"
Largueros y vía $2,375 \times 0,525$	1,246875	"	"
Traviesas $0,24 \times 0,14 \times 3$	0,1006	"	"
formando un total de	6,294605	"	"

La superficie que presentará la segunda viga será la suma de los tres primeros sumandos ó sea $4\text{m}^2,94713$.

La presión que el viento desarrollará por metro lineal, suponiendo como en el Reglamento francés que en la segunda viga la acción se halle debilitada en la relación que existe entre la superficie llena y la superficie total de la viga, será:

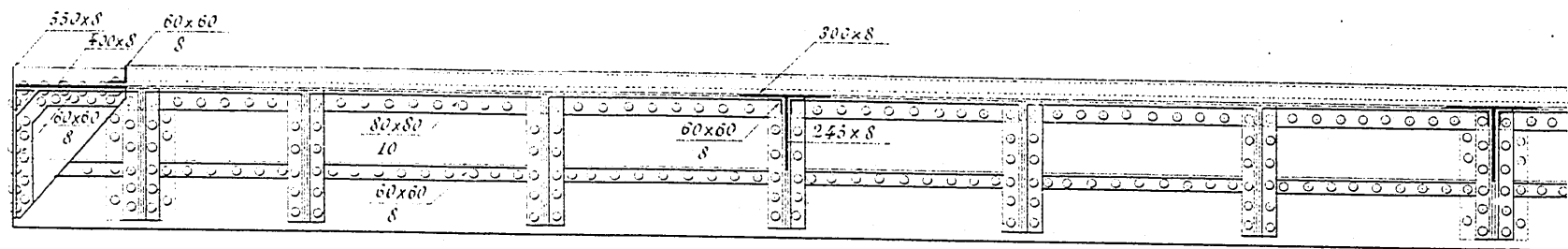
$$\frac{270}{2,375} \times \left(6,294605 + 4,94713 \frac{6,294605}{11,875} \right) = 1013 \text{ kilogs.}$$

El cálculo queda reducido al de las diagonales de una viga continua de igual longitud y distancia entre apoyos que las del puente, pero cuya altura sea igual á 4,90 metros ó sea el ancho del mismo. Además los recuadros son de doble longitud que los de las vigas principales, ó lo que es igual, son en número mitad.

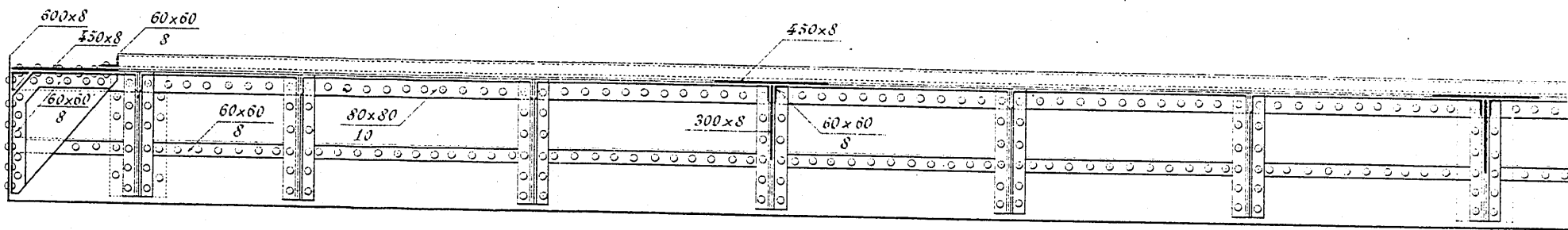
Para la carga de 1030 kilogramos por metro lineal los momentos sobre las pilas son:

$$0,676587 \frac{ql^2}{8} = 0,676587 \frac{1013 \times 5^2}{8} = 278351 \text{ kilográmts.}$$

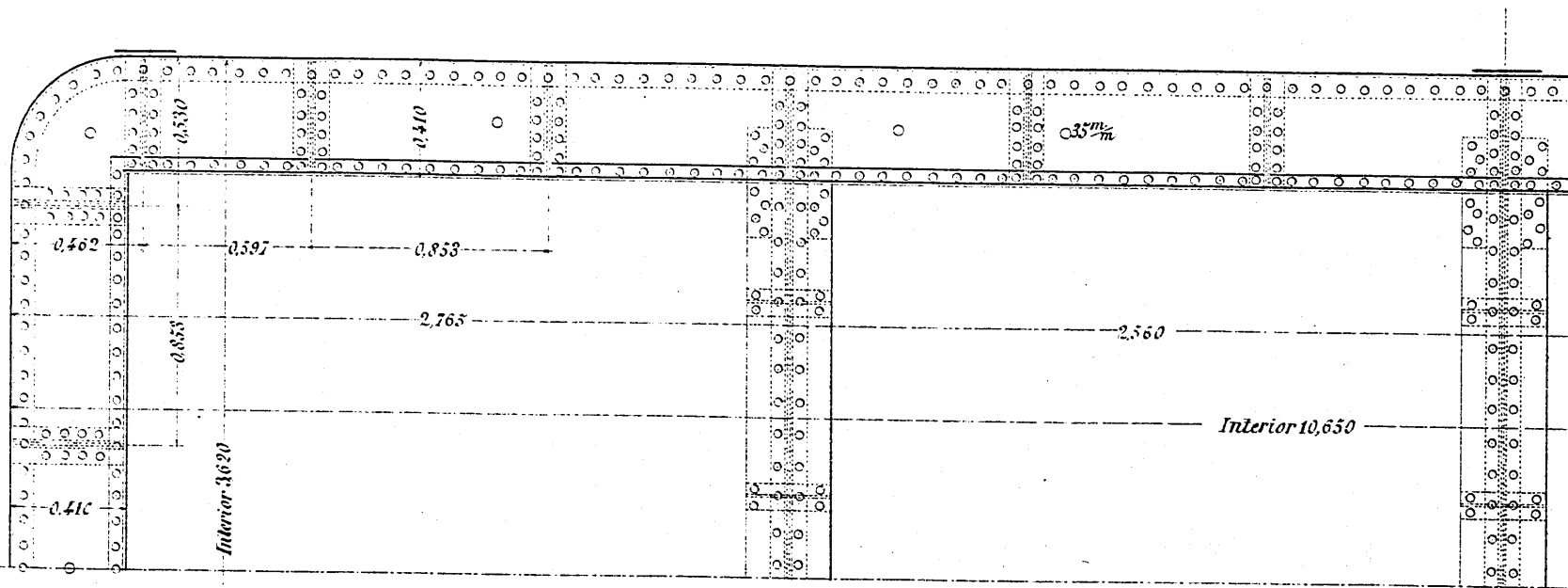
Sección transversal



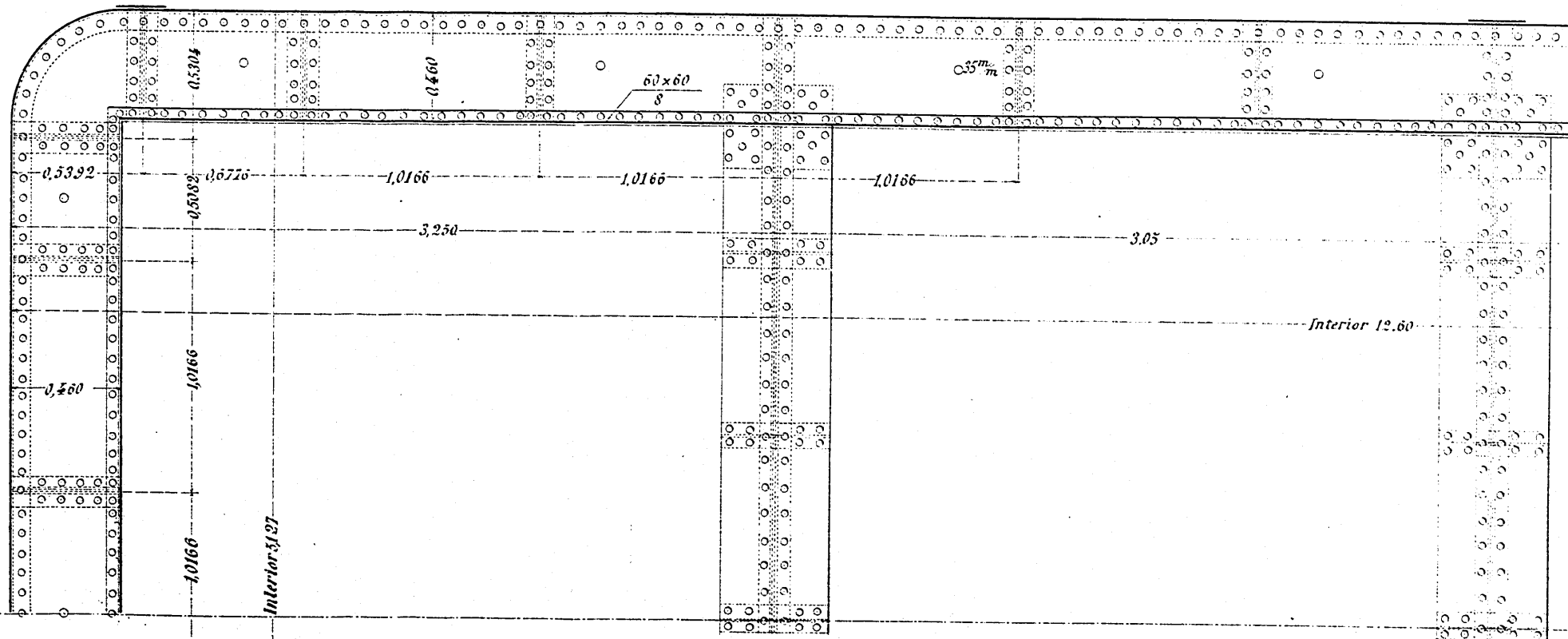
Sección transversal



Proyección horizontal.

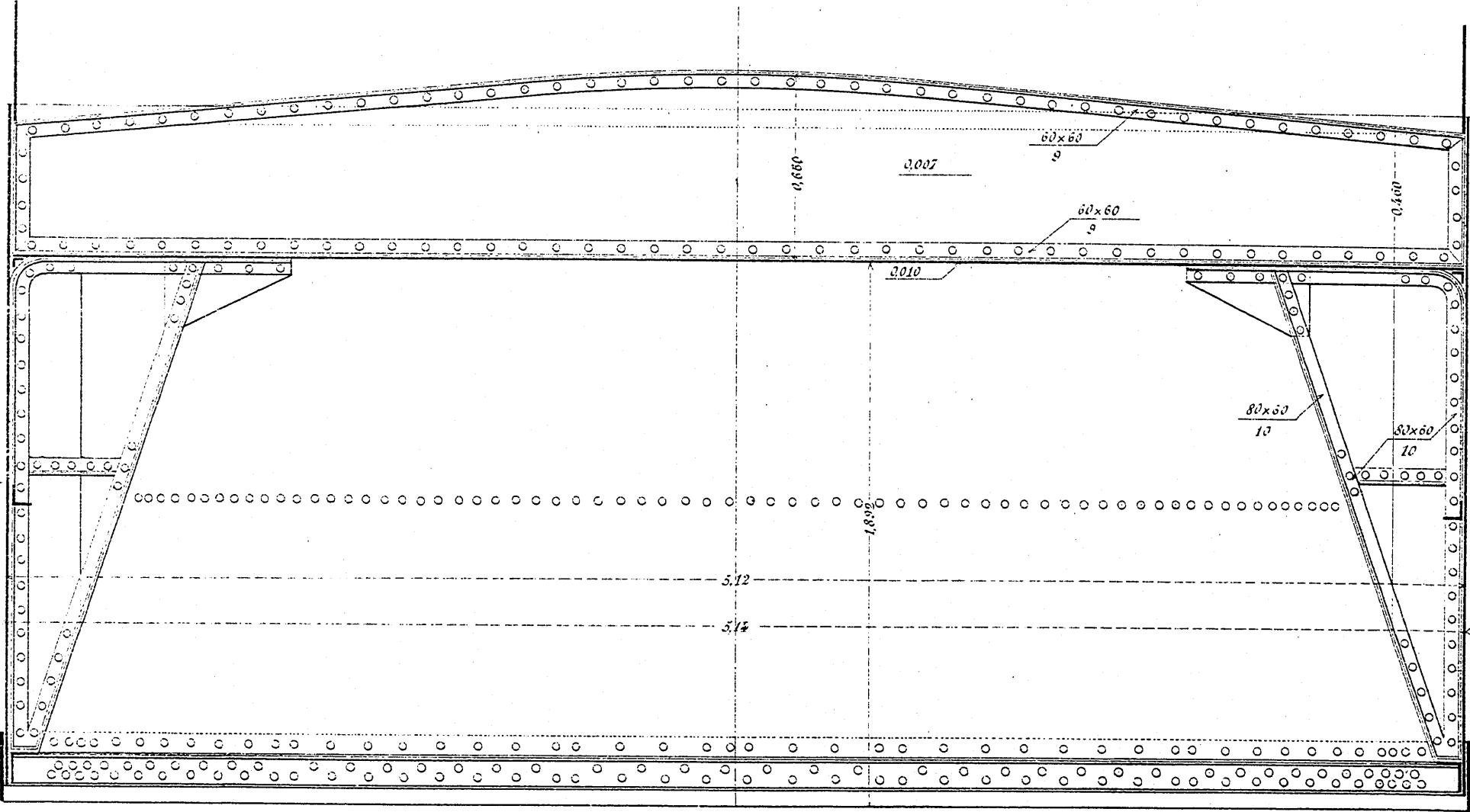


Proyección horizontal.

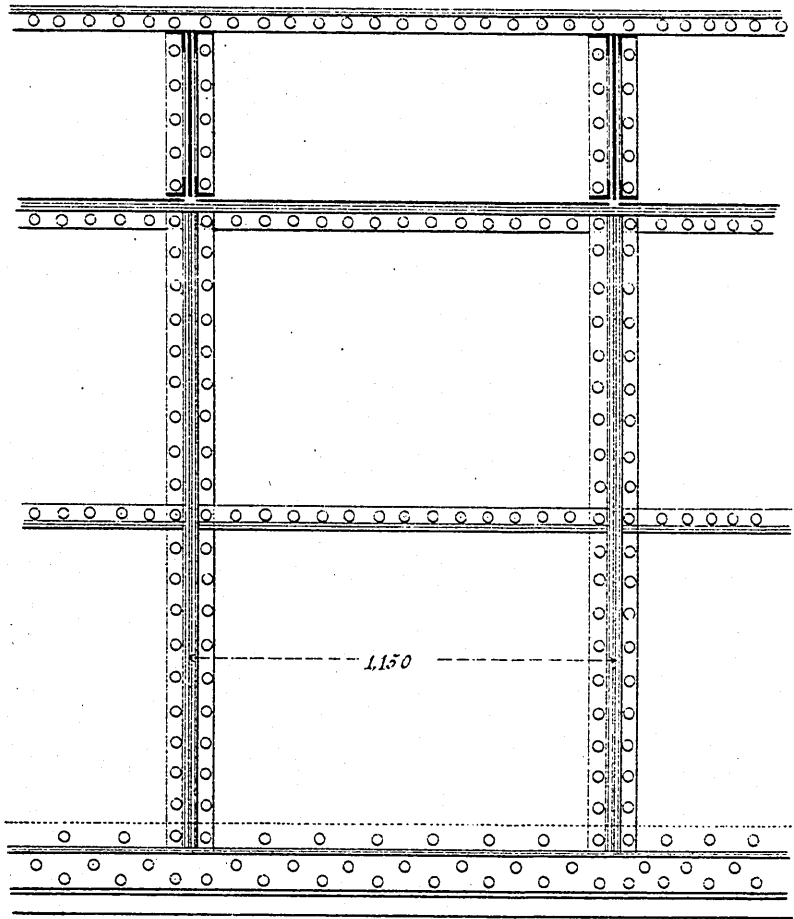


CAJONES PARA FUNDACIONES DE LAS PILAS.

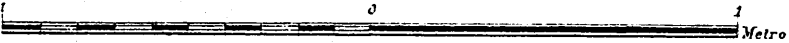
Sección transversal



Sección longitudinal.



Escala de 1:20



Los esfuerzos cortantes quedarán determinados por las siguientes fórmulas de M. Leber:

$$\text{Primer tramo } \frac{M_0 - M_1}{l} + q \left(\frac{l_1}{2} - a \right)$$

$$\text{Segundo tramo } \frac{M_0 - M_1}{l} + q \left(\frac{l_2}{2} - a \right)$$

en las que sustituiremos para cada centro de recuadro la expresión $\frac{l_1}{2} - a$ que resulte dándonos los esfuerzos cortantes en el centro de cada recuadro que figuran en las tercera y cuarta columnas de la tabla.

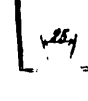
En las quinta y sexta columnas figuran los esfuerzos en dirección de las diagonales, y se obtienen multiplicando el esfuerzo cortante respectivo por la expresión

$$\sqrt{\frac{4,9^2 + 4,75^2}{4,9}}$$

El coeficiente de trabajo de las barras diagonales, según la Instrucción francesa, puede alcanzar la cifra de 7 kilogramos por milímetro cuadrado por tratarse de es-

fuerzos debidos á la acción del viento y ser en el mismo sentido las que se desarrollan en el presente caso.

Los tipos de barra adoptados son los siguientes:

Tipo.	COMPOSICIÓN DE LAS BARRAS	Sección útil descontados los huecos de 25 milímetros.
A	 2 ángulos de $\frac{90 \times 65}{12}$	2880
B	 2 ángulos de $\frac{90 \times 65}{9}$	2214
C	 1 ángulo de $\frac{90 \times 65}{7}$	875

En las columnas siguientes del adjunto cuadro se indican para cada recuadro la distribución de barras, su sección útil y el coeficiente á que trabajan.

NÚMERO DE ORDEN DEL RECUADRO		ESFUERZOS CORTANTES		ESFUERZOS EN SENTIDO DE LAS DIAGONALES		TIPO DE BARRAS EN CADA RECUADRO		SECCIÓN ÚTIL ADOPTADA		COEFICIENTE DE TRABAJO	
Pri-mer tramo.	Segun-do tramo.	Pri-mer tramo.	Segun-do tramo.	Pri-mer tramo.	Segun-do tramo.	Pri-mer tramo.	Segun-do tramo.	Pri-mer tramo.	Se-un-do tramo.	Pri-mer tramo.	Segun-do tramo.
1	1	15792	26464	21995	36858	B	A	4428	5760	4,96	6,39
2	2	10981	21652	15294	30157	B	A	4428	5760	3,45	5,23
3	3	6169	16841	8592	23455	C	B	1750	4428	4,90	5,29
4	4	1358	12029	1890	16753	C	B	1750	4428	1,08	3,78
5	5	3454	7217	4810	10052	C	C	1750	1750	2,74	5,42
6	6	8266	2406	11512	3350	C	C	1750	1750	6,57	5,74
7	7	13077	2406	18213	3350	B	C	4428	1750	4,11	1,91
8	8	17889	7217	24915	10052	B	C	4428	1750	5,62	5,74
9	9	22701	12029	31617	16753	A	B	5760	4428	5,48	3,78
10	10	27513	16841	38318	23455	A	B	5760	4428	6,65	5,29
11	11		21653		30157		A		5760		5,23
12	12		26464		36858		A		5760		6,39

ESTABILIDAD DEL PUENTE.—A modo de complemento al precedente estudio, vamos á calcular la estabilidad del puente, considerando para ello el caso desfavorable en que un tren compuesto solo de vagones vacíos ocupe toda la longitud y sople un viento que desarrolle la presión de 150 kilogramos por metro cuadrado de superficie normal.

La superficie ocupada por un vagón podemos suponerla sustituida por un rectángulo de 6 metros de base y 2,50 de altura, de tal suerte colocado sobre la vía, que la base del rectángulo se encuentre elevado 0^m,50 sobre la vía.

La superficie de la primera viga expuesta á la acción del viento es por metro lineal

$$\frac{2,47356 + 1,246875 + 0,1006 + 0,94 + 0,173 \times 1,4}{2,375} = 2,1066 \text{ m.}^2$$

en la segunda viga deducida en la relación mencionada en el estudio de la acción del viento será

$$\frac{(2,47356 + 0,94 + 0,2422) 0,530072}{2,375} = 0,8154 \text{ m.}^2$$

y la ocupada por el vagón es igual á 2,50 metros cuadrados, formando un total por metro lineal de = 5,423

metros cuadrados. La presión desarrollada vale $5,423 \times 150 = 813,65$ kilogramos.

Si la suponemos aplicada á una altura de 2,923 metros sobre nivel de las placas de apoyo, cometeremos un ligerísimo error por exceso, ya que á esta altura ó sea la de carriles solo obra la presión que recibe el tren, debiendo aplicarse la que se desarrolla sobre el puente en el centro de gravedad de las vigas principales, que viene algo más bajo.

Además, el peso del metal, de la madera y carriles del puente por metro lineal es de 2600 kilogramos, y como cada vagón vacío ocupa 6 metros de longitud y pesa 6 toneladas, tomamos 3600 kilogramos por metro lineal de puente.

Esta fuerza obra con un brazo de palanca de 2,675 metros, que es la distancia del centro de gravedad á la arista más distante de las platabandas en las vigas principales.

El coeficiente de estabilidad valdrá, pues,

$$\frac{813,65 \times 2,923}{3600 \times 2,675} = 4,04$$

Juntas y uniones.—UNIÓN DEL ALMA VERTICAL CON LAS ESCUADRAS DE LAS CABEZAS.—Por efecto de la transmisión de los

esfuerzos de las barras de la celosía á las planchas exteriores de las cabezas, el roblonado que une el alma con las escuadras está sometido á un esfuerzo cortante que llega á su máximo en el punto en que es mayor la variación del esfuerzo de flexión en el espacio comprendido entre dos centros contiguos de unión de diagonales. Sobre la pila el momento de flexión total es 1187214, el momento de flexión al extremo del recuadro inmediato del lado del centro del puente lo obtendremos de las fórmulas vistas anteriormente y será = 956053. Siendo la altura de la viga 5 metros, la variación del esfuerzo que las diagonales transmiten á las cabezas en el recuadro que se considera es:

$$\frac{1187214 - 956053}{5} = 46232 \text{ kilogramos.}$$

Si w es la sección del alma vertical = $500 \times 15 = 7500$ milímetros cuadrados y Ω la sección total de las cabezas = 36142 milímetros cuadrados, el esfuerzo que el alma transmite á las escuadras en la longitud del recuadro considerado será:

$$46232 \frac{\Omega - w}{\Omega} = 36615 \text{ kilogramos.}$$

Este esfuerzo actúa sobre 20 roblones de 23 milímetros de diámetro y sección 415 milímetros cuadrados trabajando á doble cortadura y cuyo coeficiente de trabajo será de:

$$\frac{36615}{2 \times 415^2 \times 20} = 2,20 \text{ kilogramos por milímetro cuadra-}$$

do; valor que ni de mucho alcanza los $\frac{4}{5}$ del de la pieza que menos trabaje, según marca como á máximo el Reglamento francés.

No nos ocuparemos de la unión de las escuadras con las planchas horizontales y de éstas entre si, dado que los esfuerzos transmitidos son menores que el que acabamos de determinar y el número de secciones resistentes es el mismo ó superior.

UNIÓN DE LA CELOSÍA CON LAS CABEZAS.—El mayor esfuerzo que sufren las barras del tipo núm. 1 es de 41036 kilogramos, y como su unión se verifica por medio de 18 roblones de 24 milímetros, el coeficiente de trabajo de éstos será de $\frac{41036}{452 \times 18} = 4,92$ kilogramos por milímetro cua-

drado, cuyo trabajo está en las condiciones prescritas por el Reglamento francés.

El mayor esfuerzo en las barras núm. 2 tiene por valor 34230 kilogramos y se verifica la unión por medio de 16 roblones de 23 milímetros, siendo el coeficiente de trabajo $\frac{34230}{415 \times 23} = 5,15$ kilogramos.

Para las barras núm. 3 tomamos 18 roblones de 20 milímetros y el coeficiente es $\frac{28718}{314 \times 18} = 5,08$ kilogramos por milímetro cuadrado.

Para las barras núm. 4, 16 roblones de 20 milímetros y el coeficiente resulta $\frac{23318}{16 \times 314} = 4,64$ kilogramos.

Finalmente, para las barras número 5, verifican la unión 18 roblones de 23 milímetros trabajando á

$$\frac{18227}{18 \times 415} = 2,44 \text{ kilogramos.}$$

JUNTAS DE LAS CABEZAS.—La junta en que se desarrolla mayor esfuerzo sobre menor número de roblones está situada cerca del centro del puente, en un punto cuya abscisa es $x = \frac{57}{2} - 1,5 \times 2,375 = 24,9375$ milímetros; por

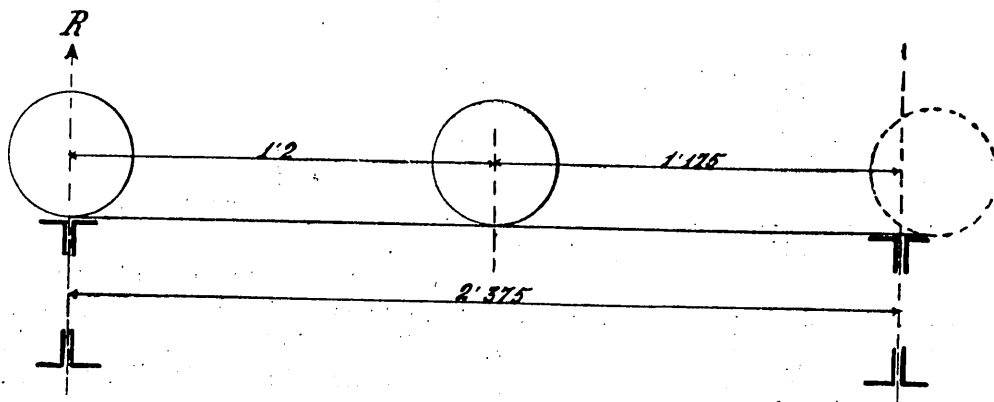
consiguiente, el momento de flexión en este punto, según las fórmulas indicadas anteriormente, será 619577 kilogramos, representando sobre la cabeza un esfuerzo de

$$\frac{619577}{5} = 123915.$$

Para resistir á este esfuerzo se disponen 71 secciones de roblones equivalentes á una sección de $71 \times 415 = 29465$ milímetros cuadrados, resultando un coeficiente de trabajo igual á

$$\frac{123915}{29465} = 4,18 \text{ kilogramos por milímetro cuadrado.}$$

Juntas de las viguetas transversales.—**UNIÓN DE LOS LARGUEROS CON LAS VIGUETAS.**—La mayor reacción que un larguero puede transmitir á una vigueta tiene lugar al paso de una locomotora del tren de prueba cuando su primera rueda está muy próxima á la vigueta transversal, ó sea en la posición indicada en el adjunto croquis:



La reacción será:

$$R = 7000 \left(1 + \frac{1,175}{2,365} \right) = 10,463 \text{ kilogramos.}$$

Para resistir á este esfuerzo hay 10 roblones de 20 milímetros de diámetro, que trabajarán á un coeficiente de

$$\frac{10463}{10 \times 314} = 3,33 \text{ kilogramos por milímetro cuadrado.}$$

UNIÓN DE LAS DIAGONALES LATERALES CON LAS CABEZAS DE LAS VIGUETAS.—Esta unión se verificará por el intermedio de 5 roblones de 23 milímetros de diámetro, y como el esfuerzo que sufren estas diagonales es de 8508 kilogramos, el coeficiente de trabajo será

$$\frac{8,508}{5,415} = 4,10 \text{ kilogramos por milímetro cuadrado.}$$

PLACAS DE APOYO.—Sobre una de las pilas las placas de apoyo están dispuestas para permitir la libre dilatación de los tramos y las ligeras rotaciones que exige la deformación de las vigas bajo la acción de las cargas. Sobre la otra pila las placas de apoyo solo permiten el movimiento de rotación, constituyendo para los tramos un punto fijo á cada lado, del cual se verifica la dilatación de los mismos. Sobre los estribos las placas son análogas á las de las pilas, solo que el número de rodillos de dilatación es menor.

Siendo la máxima reacción sobre las pilas igual á 240310 kilogramos, el gorrón que permite el movimiento de rotación teniendo un diámetro de 0^m,130 y una longitud de 0^m,48, la presión por unidad de superficie del plano diametral será de

$$\frac{240310}{130 \times 480} = 3,85 \text{ kilogramos por milímetro cuadrado.}$$

La superficie de apoyo sobre los sillares de las placas de todas las pilas es de 70 × 110 = 7700 centímetros cuadrados, y la presión por centímetro cuadrado será de

$$\frac{240310}{7700} = 31,21 \text{ kilogramos.}$$

Las placas de libre dilatación sobre las pilas tienen 8 rodillos de 0^m,500 de longitud, alcanzando una presión por centímetro de arista de

$$\frac{240310}{50 \times 8} = 600,78 \text{ kilogramos.}$$

Las placas de los estribos tienen una superficie de apoyo sobre los sillares de 80 × 70 = 5600 centímetros cuadrados, y como la reacción alcanza un valor de 83027 kilogramos, la presión por unidad de superficie será

$$\frac{83027}{5600} = 14,82 \text{ kilogramos por centímetro.}$$

Estas placas contienen 4 rodillos de dilatación de 0^m,500 de longitud, cuyo trabajo por centímetro de arista será de

$$\frac{83027}{4 \times 50} = 415,13 \text{ kilogramos.}$$

Del examen de los cálculos justificativos que preceden

fácilmente se desprende que la magnitud de las cargas fijadas por el Reglamento francés, superiores á las que circulan por nuestras vías férreas, y la inferioridad de los coeficientes de trabajo adoptados con respecto á los que aconseja la citada Instrucción, ya de suyo moderados, son garantía segura de las favorables condiciones de resistencia que ofrecerá la obra.

OBSERVACIONES QUE NOS HAN INDUCIDO Á ACEPTAR EL REGLAMENTO FRANCÉS PARA EL CÁLCULO DE LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES CON PREFERENCIA AL AUSTRIACO.—Los elementos característicos de todo reglamento sobre puentes en la parte relativa á la construcción de nuevos puentes son las cargas y los coeficientes de trabajo que deben adoptarse en el cálculo de las obras. Ambos reglamentos están inspirados en las mismas ideas acerca de la conveniencia de fijar la carga con relación á los trenes que pueden circular por los puentes, dando lugar á los mayores esfuerzos y en subordinar los coeficientes de trabajo á la variabilidad de los esfuerzos y al género de trabajo á que se hallarán sometidos los diversos elementos de las obras, pero se observa enseguida un carácter de mayor generalidad en el Reglamento francés que le hace preferible.

Con respecto á las cargas, el Reglamento austriaco fija para los puentes de tramos independientes de los tipos usuales dos escalas uniformemente repartidas, una para las cabezas de las vigas principales y otra para la celosía ó paredes verticales de las vigas. Para los puentes de vigas continuas de varios tramos se prescriben las mismas escalas de cargas uniformemente repartidas, teniendo en cuenta las combinaciones de carga más desfavorables, adoptando además para el cálculo de la celosía la escala especial para esta parte de la obra en el tramo que se estudia y la otra escala para los demás tramos cargados. Para los puentes colgantes, en arco, de vigas equilibradas, etc., cuando no se considere admisible la simple aplicación de las escalas mencionadas, prescribe un cierto tren de sobrecarga. Finalmente, prescribe ciertas condiciones especiales para el cálculo de las viguetas transversales y largueros que forman el piso del puente.

Este gran número de prescripciones queda reducido en el Reglamento francés á la adopción en general de un tren tipo de sobrecarga que se ha escogido, capaz de producir esfuerzos tan elevados como los trenes más pesados que pueden en la actualidad circular por las líneas, y se previene el caso de que debieran circular por un puente trenes que desarrollaran esfuerzos mayores, obligando en todos los casos excepcionales á sustituir en los cálculos al tren tipo por el que realmente debe circular; teniendo en cuenta además la prescripción de que para el cálculo de cada elemento de una obra debe considerarse la posición del tren de sobrecarga que conduce á los mayores esfuerzos, se comprende la completa seguridad que pueden ofrecer las obras calculadas partiendo de este tren único de sobrecarga, sean cualesquiera sus dimensiones y el tipo á que pertenezcan.

La importancia de las cargas de prueba adoptadas en ambos reglamentos es próximamente la misma, de modo que desde el punto de vista de los esfuerzos que deberán tenerse en cuenta al calcular los diversos elementos de una obra, es indiferente la adopción de uno ú otro.

Las prescripciones del reglamento austriaco proporcionan indudablemente la ventaja de poder efectuar los cálculos de los puentes de los tipos usuales con mayor facilidad

que con la del reglamento francés; pero la facultad que este último concede de sustituir al tren tipo una sobrecarga virtual uniformemente repartida, justificando que conduce á esfuerzos por lo menos iguales á los desarrollados por aquél, permite simplificar extraordinariamente los cálculos en la generalidad de los casos.

El reglamento austriaco admite una sola clase de material para los puentes, el hierro dulce, y solo fija coeficientes de trabajo para este metal, admitiendo valores variables según la luz de las vigas, creciendo con dicha luz. Para una viga determinada el coeficiente de trabajo es el mismo para todos los elementos de la viga. Esta manera de proceder puede considerarse como acertada ó criticarse seriamente, según qué manera de ver se adopte entre as varias ideas corrientes hoy día acerca de la variabilidad de los esfuerzos sobre la resistencia de los materiales. Así, por ejemplo, el adoptar un mismo coeficiente de trabajo para un elemento de un puente cuyos esfuerzos varien desde cero cuando no actúan las cargas accidentales, á un máximo cuando actúan, que para otro elemento sometido á un esfuerzo permanente que aumente poco cuando vienen á actuar las cargas accidentales, parecerá acertado á quien admita que los materiales son capaces de soportar con seguridad un esfuerzo accidental tanto mayor cuanto menor es el esfuerzo permanente á que se hallan sometidos; pero parecerá erróneo á quien crea, y éstos constituyen la generalidad, que la facultad de resistir á un cierto esfuerzo máximo accidental es mayor cuanto menor es la diferencia entre los valores de dicho esfuerzo y del permanente que el material debe soportar.

El reglamento francés admite el hierro y el acero para la construcción de puentes, definiendo las cualidades de los metales á los cuales podrán aplicarse los coeficientes de trabajo que prescribe; pero permite el empleo de materiales de cualidades distintas con distintos coeficientes, siempre que se justifique debidamente su adopción. Los coeficientes prescritos son los límites máximos de los cuales no deberá excederse y que deberán reducirse, según la naturaleza y variabilidad de los esfuerzos, dejando á la iniciativa de los ingenieros la elección del método que deberá seguirse para fijar el valor que se adopte para los coeficientes de trabajo, que deberán debidamente justificarse, aconsejando empero la adopción de ciertas fórmulas que están de acuerdo con las indicaciones de la práctica.

Creemos acertado este criterio del reglamento francés, pues no se conocen todavía experiencias decisivas que permitan fijar la relación que existe entre las cualidades de los materiales que se emplean y los coeficientes de trabajo que deben adoptarse en vista de la naturaleza y variabilidad de los esfuerzos, y que es muy probable que las ideas que merecen hoy mayor aceptación las hagan erróneas las varias experiencias que distinguidos Ingenieros están llevando á cabo, debiendo además contribuir muchísimo en la adopción definitiva de dichos coeficientes las cualidades de los materiales de construcción, que mejoran todos los días gracias á los incesantes progresos de la metalúrgica.

En el reglamento suizo, recientemente publicado, se prescriben coeficiente, de trabajo variables, según fórmula análoga á las aconsejadas en el reglamento francés.

(Se continuará.)

E. MARISTANY.

DESDE LONDRES

LA TRACCIÓN ELÉCTRICA

POR ACUMULADORES SOBRE CARRILES Y CAMINOS ORDINARIOS (1)

CONFERENCIA DADA EN EL INSTITUTO DE INGENIEROS ELECTRICISTAS DE LONDRES POR MR. L. EPSTEIN EL DÍA 11 DE NOVIEMBRE.

(Continuación).

Sin perder de vista el objeto principal, que como se ha dicho es hacer el método de explotación lo más parecido posible al sistema de conductor aéreo, el método especial que se adopte dependerá siempre de las circunstancias especiales de cada aplicación, pues mientras en unos casos resultará más ventajoso llevar las baterías colgadas del bastidor ó dentro del carruaje, en otros será más apropiado á las circunstancias el colocarlas en un carretón, en el cual podría ir también el motor. Un carretón, con una batería de capacidad suficiente para arrastrar un coche de 52 pasajeros por espacio de ocho horas, pesaría todo completo unas tres toneladas, siendo el peso del carretón propiamente dicho, comprendiendo los ejes y las ruedas, de unos tres cuartos de tonelada. Como quiera que en condiciones normales cada tonelada arrastrada causa un gasto de 0,4 de penique, el peso adicional del carretón aumentaría los gastos en unos 0,3 de penique por coche y por milla. Sin embargo, es evidente que este aumento de gastos representa una pequeña parte de los que el antiguo método de manipular los acumuladores originaba, esto sin contar con la gran economía que tiene lugar en la duración de las baterías.

Existen muchas líneas en las que el tráfico de pasajeros varía considerablemente, y no sólo en las diferentes horas del día, sino quizás de una manera más marcada durante las diferentes estaciones del año. Esto sucede, por ejemplo, en las poblaciones que tienen temporadas de baños y ferias periódicas. Con el uso de los carretones arriba indicados se pueden llenar de una manera muy eficaz las exigencias variables de tales poblaciones, pues bastaría el enganchar el carretón tractor á uno ó más coches, con tal que las baterías empleadas tuvieran las condiciones necesarias para descargar en buenas condiciones á un régimen muy elevado.

Por muy conveniente que sea el método de emplear las baterías, de poca utilidad resultaría si éstas no reunieran las cualidades que son absolutamente indispensables, pues, naturalmente, el éxito ó fracaso de la tracción por acumuladores depende, esencialmente, de los méritos del acumulador. Para que un acumulador se preste bien á ser empleado en la tracción es preciso que reuna, además de todas las buenas cualidades que se exigen á un acumulador para el alumbrado, otros caracteres especiales. Aunque su ligereza no sea una de las cualidades esenciales, es una de las más importantes. Además, el acumulador deberá no sólo poder resistir rudo tratamiento sin verter el líquido, sino también no debe decrecer en capacidad mientras está en uso, pues esto desorganizaría el servicio de la tracción. La batería deberá también exigir pocas reparaciones y desmontajes, y las primeras no deberán ser más caras que las de cualquier otro órgano de maquinaria. A todos nos consta que las baterías en los tiempos pasados dejaban mucho que

(1) Véase el número 21.