UNIVERSIDAD DE MONTEVIDEO
FACULTAD DE MATEMÁTICAS

UN VIADUCTO METÁLICO

PROYECTO PRESENTADO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO DE PUENTES Y CAMINOS

POR

D. EDUARDO GARCÍA DE ZÚÑIGA

MONTEVIDEO
IMPRENTA ARTÍSTICA, DE DORNALECHE Y REYES
89—Calle 18 de Julio—89A
1893

DATOS PROPUESTOS[1]

PROYECTO DE UN VIADUCTO METÁLICO DE VIGA RECTA

(CRUCES DE SAN ANDRÉS Y UNA SOLA VÍA)

La viga será continua, de cuatro tramos, á saber: el primero, de 52^m; el segundo, de 65^m; el tercero, de 65^m; el cuarto, de 52^m.

La carga permanente de la viga es de 2200^{kg} por metro corriente, y la sobrecarga de 4500^{kg} por metro corriente, lo que hace un total de 6700^{kg} por metro corriente.

Se ha supuesto que el calcáreo compacto se encuentra á una distancia constante de 2^m del fondo del valle.

Se pide:

Una planta y un alzado á la escala de 2^{mm} por 1^m.

El detalle de un elemento de viga á la escala de 2^{cm} por 1^m.

El cálculo de la pila más elevada del viaducto, con un estudio de la fundación de dicha pila con sus dibujos á la escala de 1^{cm} por 1^m; teniendo en vista su gran altura, se tomará en cuenta, al calcularla, la acción del viento, calculando también los *contra-*

1. Véase el primer plano.

ventamientos necesarios. Las pilas podrán ser de mampostería ó de metal.

La cota del riel es obligada, teniendo la libertad de colocarlo en la parte superior ó inferior de la viga, según se crea conveniente.

Una memoria detallada, al fin de la cual se colocarán los cálculos en que se funda el proyecto.

Un estudio sumario de la manera de lanzar la viga y de las deformaciones que pueda experimentar durante esta operación.

Y, finalmente, una idea aproximada de los gastos que puede ocasionar la obra.

El metal empleado será el acero.

MEMORIA

1.° — CONSIDERACIONES GENERALES

Una de las causas que se han opuesto siempre á la generalización de las construcciones de hierro ó acero es la incertidumbre de las teorías que sirven de base á su cálculo.

Los progresos realizados en esta parte de la *Mecánica aplicada á la resistencia de los materiales*, han sido inmensos en estos últimos cincuenta años; pero no han bastado, sin embargo, para disipar completamente aquella incertidumbre, que, aun hoy día, se manifiesta en la diversidad de criterios adoptados por los ingenieros autores de las más recientes circulares ó reglamentaciones relativas al cálculo y prueba de los puentes metálicos.

Cuando proyectamos uno de estos puentes, lo primero, pues, que debemos hacer, una vez estudiadas las disposiciones generales de la obra, es, fijarnos las reglas que nos han de servir para la determinación de los esfuerzos experimentados por el material en cada punto, y de las dimensiones que, en vista de esos esfuerzos, convenga dar á cada uno de los elementos constitutivos del puente.

En casi todos los países de Europa, la elección de estas reglas no depende exclusivamente de la opinión del ingeniero encargado de proyectar la obra. En Francia, Inglaterra, Austria-Hungría, Rusia, etc., hay un cierto número de prescripciones emanadas de la autoridad competente (Ministerio de Obras Públicas, en Francia; de Vías Públicas, en Rusia; de Comercio, en Austria; el Board of Trade, en Inglaterra), que establecen el máximum del trabajo del metal empleado, así como las pruebas á que deben ser sometidos los puentes, antes de ser entregados al servicio público.

Como en nuestro país no existen disposiciones de ese carácter ni se me indicaba en el *tema* á qué reglas debía obedecer, tenía plena libertad para elegir, entre las reglamentaciones á que acabo de hacer referencia, la que fuera á mi juicio más aceptable.

Las prescripciones del Board of Trade (Julio de 1881), concebidas en términos muy generales, sin fijar de un modo preciso la sobrecarga ni las variaciones que necesariamente sufre el máximum de fatiga imponible á cada metal según los casos, no me parecieron propias para servir de norma á mi trabajo.

También prescindiré de las instrucciones contenidas en las circulares francesas de 1858 y de 1877: de las de la primera, porque son á todas luces insuficientes — los mismos ingenieros franceses ya no las seguían cuando se publicó la segunda circular [1]; — y de las de ésta (subrogada por la de 29 de Agosto de 1891), porque omite prescripciones de suma importancia hoy día, como, por ejemplo, las relativas al coeficiente máximo de trabajo del acero; y también, porque en ella se ha calculado la sobrecarga, tomando por tipo un tren cuya locomotora con su ténder pesa setenta y dos toneladas, límite al cual exceden las máquinas de cuatro ejes actualmente en uso.

Por análogas razones he desechado la Ordenanza austriaca de 1870.

1. Como dato histórico interesante, porque revela en qué enorme proporción han ido aumentando las exigencias de la seguridad pública para con los constructores de puentes metálicos, merece leerse el siguiente párrafo que se refiere á la sobrecarga de prueba en estos puentes, y que traduzco de un folleto publicado en 1853:

«Puesto que la mayor carga que los puentes pueden soportar, es la que produce una multitud aglomerada cuyo peso máximo es siempre inferior á 200 kilogramos por metro cuadrado, fijaremos en esta cifra la carga de prueba que deben sufrir en el momento de su recepción.» (*Notice sur l'emploi de la tôle, du fer forgé et de la fonte dans la construction des ponts, par M. M. Cadiat et Oudry, Paris*).

La carga de prueba exigida por la circular francesa del 58, para los puentes carreteros, era ya de 400 ks. por metro cuadrado (Debauve, *Ponts en métal,* pág. 96), precisamente el doble de la que proponían Cadiat y Oudry.

Por último, no queriendo tomar en consideración algunas otras reglamentaciones, porque no tengo un conocimiento completo de ellas (la circular rusa de 17 de Enero de 1884, por ejemplo, de la que sólo sucintas referencias he logrado en las obras que pude consultar), me concretaré á analizar la Ordenanza del Ministerio de Comercio de Austria, fecha 15 de Setiembre de 1887, y la Circular del Ministerio de Obras Públicas de Francia, fecha 29 de Agosto de 1891 [1].

Puesto que la sobrecarga está ya determinada por metro corriente entre los datos del proyecto, no hubiera podido seguir en ningún caso las indicaciones respectivas de la Circular francesa, que la fijan, no por metro corriente, sino partiendo de la consideración del tren tipo. La Ordenanza austriaca da, por el contrario, para cada abertura, la sobrecarga por metro corriente; y hasta es una de las más importantes innovaciones introducidas por esta Ordenanza, la de considerar un tren tipo sólo para realizar las *cargas de prueba*, pero sustituyéndolo por una carga uniformemente repartida, como base hipotética de cálculo (en virtud de la teoría de las cargas uniformes equivalentes) [2].

Sin embargo, debo manifestar que, en mi opinión, esta parte de la Ordenanza austriaca está sujeta á más de una objeción importante y tal vez decisiva.

Es fácil, por ejemplo, demostrar la poca utilidad práctica de la simplificación que á primera vista ofrece la carga uniforme sustituída al tren tipo. Y no debe olvidarse que el único método rigorosamente exacto, es el que, para calcular los esfuerzos moleculares del metal, estudia las posiciones más desfavorables que puede ocupar sobre el puente el tren tipo, es decir, el tren que, comparado con todos aquellos cuya circulación se permite, es capaz de provocar en cada parte de la obra, el máximum de trabajo; he aquí, en efecto, cómo se expresa el mismo Maximiliano de Leber, miembro informante de la comisión encargada de re-

1. En lo que sigue, me ocupo únicamente de las disposiciones que se refieren á los puentes de ferrocarril.

2. Maximiliano de Leber, *Calculs des ponts métalliques*, edición francesa de Carlos Bricka, París, 1889.

dactar la Ordenanza austriaca del 87: "Al establecer las prescripciones de sobrecarga de la Ordenanza austriaca, se ha querido ante todo que sean de una fácil aplicación práctica, conservando, sin embargo, la mayor exactitud posible. Las cargas móviles podrían en todos los casos ser fijadas, ya bajo la forma de trenes tipos de sobrecarga, ya bajo la forma de cargas uniformemente repartidas equivalentes. El primer sistema *parecería preferible*, pero bien mirado, ese sistema esquiva la dificultad sin resolverla. Las prescripciones de sobrecarga que se estableciesen, deberían tener por base un sistema de cargas móviles suficiente para los efectos de sobrecarga de todo el material rodante que circula en los ferrocarriles de Austria, con todas las combinaciones de trenes usuales. En cada caso especial en que se tratara, siguiendo este sistema, de saber si un tren propuesto puede circular sobre un trayecto dado, habría que calcular de nuevo los esfuerzos que producen el tren dado y el tren tipo de sobrecarga [1], sobre todos los puentes de diferentes aberturas del trayecto considerado y sobre todas las piezas que los componen, examinando luego, si los esfuerzos producidos por el tren dado exceden ó no á los que corresponden al tren tipo."

Pero, sin contar con que esos *casos especiales* serían muy raros, pues el tren tipo se calcula en hipótesis extremas, lo que excluye toda duda tratándose de trenes ordinarios [2], no se ha tomado en cuenta en las líneas transcritas, la existencia de medidas prohibitivas referentes á la circulación de trenes extraordinarios y sin las cuales toda reglamentación sería ilusoria. Ya la circular francesa del 77 incluía una disposición tendente á ese objeto; en la del 91, el artículo 12 que traduzco á continuación se refiere á lo mismo:

"Artículo 12. *Límite del peso de las máquinas que podrán circular sobre los puentes, sin autorización previa.* — La circulación sobre los puentes, de máquinas cuyo peso medio por m. corriente exceda en más de un décimo al de la máquina tipo determinada en el artículo 4.º (máquina de $8^{m}80$ entre *tampones*, de cuatro ejes, y

1. Este último cálculo, bastaría hacerlo una vez.

2. Puede verse en la lámina XII del tomo correspondiente al primer semestre del año 1892 de la *Revue générale des chemins de fer*, la curva gráfica de los momentos flectentes producidos por un tren compuesto *exclusivamente* de las máquinas *más pesadas* del ferrocarril «Paris - Lyon - Méditerranée», comparada con la curva análoga correspondiente al tren tipo. Sólo para aberturas que exceden á 37^{m}, la primera curva empieza á elevarse sobre la segunda.

de una carga axial media de 14^t), ó en la que, uno de los ejes tuviera que soportar una carga superior á 18^t, no podrá tener lugar sino en virtud de una autorización especial del Ministerio de Obras Públicas."

Y, por su parte, la misma Ordenanza austriaca trae un parágrafo (el 12.º) destinado á establecer una prohibición análoga.

"§ 12.º *Restricciones al empleo del material rodante.* — No es permitido dejar pasar sobre los puentes, sin autorización de la Inspección I. R. de ferrocarriles de Austria, un material rodante capaz de producir efectos de sobrecarga más desfavorables que los que resultan de las cargas prescriptas en el parágrafo 3.º"

En resumen: lo mismo en Austria que en Francia, la circulación en un trayecto en que hubiera puentes metálicos, de un tren cuyo peso ó composición fuesen extraordinariamente desfavorables, obligaría á solicitar una autorización, que la Administración no podría evidentemente conceder, sino después de haber verificado en la nueva hipótesis, todos los cálculos de resistencia relativos á cada puente del trayecto.

La única ventaja á favor de la Ordenanza austriaca, consistiría, pues, en economizar al ingeniero el trabajo insignificante de hallar la *carga uniforme equivalente al tren tipo*, porque es sabido que, sin determinar antes este dato ficticio, es muy difícil, por no decir imposible, el cálculo de un puente metálico, principalmente si es de vigas continuas.

Pero la carga uniforme no es nunca exactamente equivalente á la que el tren tipo define, y los procedimientos empleados para determinarla son muy susceptibles de perfeccionarse, — y se han perfeccionado de hecho, después de publicada la Ordenanza austriaca.

Para calcular las cargas uniformes que prescribe esta Ordenanza, sólo se consideró, según M. de Leber, el caso de puentes de tramos independientes; "para el caso de puentes de vigas continuas, añade, así como para los puentes de arco, puentes suspendidos, etc., los resultados que se obtuvieron no deberían en rigor ser aplicados." Aun tratándose de vigas de tramos independientes, las parábolas que corresponden á las cargas uniformes, no envuelven perfectamente á todos los contornos representativos de los momentos máximos de flexión que resultan de los trenes considerados, llegando á veces la diferencia á un diez por ciento, y, lo que es peor, esa diferencia no siempre es por exceso, porque se ha admitido al calcular la carga equivalente relativa á cada tren en particular, que la parábola representativa de los momentos de carga uniforme, coincide en su vértice con la curva de los momentos máximos reales, de donde resulta que, siendo la forma de esta curva más bombeada en la proximidad de los apoyos que la de la parábola, no puede estar totalmente encerrada en ella, como debería.

El ingeniero Collignon indicó hace poco [1] un sencillísimo método para hallar en todos los casos la carga uniforme p, por metro corriente, gráficamente figurada por una parábola que envuelve á todos los momentos flectentes sin excepción; cuyo método consiste en dividir la reacción máxima de los apoyos por la mitad de la abertura, de modo que:

$$p = \frac{F}{\frac{1}{2}\, l},$$

llamando l la abertura y F la reacción.

Este método ha sido aún perfeccionado por Mr. Préaudeau [2] que supone cortada la parábola por una horizontal que pase por el extremo de la ordenada representativa del *máximum maximorum* de los momentos, obteniendo así un contorno mixtilíneo que envuelve á la curva de los momentos máximos debidos al tren tipo, y que da para la parte media de la viga una sección exacta, y para las demás, secciones que apenas exceden y no son inferiores nunca á las que matemáticamente exigirían los momentos de flexión.

Finalmente, MM. Michel y Gascougnolle, ingenieros del ferrocarril francés "Paris-Lyon-Méditerranée", en una memoria inserta en el número de Marzo último de la *Revue générale des Chemins de fer*, simplifican y generalizan todavía el procedimiento de Collignon y Préaudeau y publican tablas que lo hacen de una aplicación facilísima.

La Ordenanza austriaca impone, de consiguiente, un método que ha dejado de ser admisible; ú obliga, por lo menos, á adoptar los resultados reconocidamente erróneos de ese método. La Circular francesa ha sido más prudente, pues á pesar del mayor acopio de datos con que hubiera podido proponer una escala de cargas uniformes, ha preferido abandonar á la competencia de cada ingeniero el trabajo indefinidamente perfectible de los cálculos.

1. Nota publicada en los *Annales des Ponts et Chaussées* (1889, 1.er semestre, pág. 125).
2. Ibid., 2.º semestre de 1889, pág. 331 y siguientes.

En apoyo de lo que precede, me parece oportuno extractar de las *Instrucciones* que sirven de comentario al Reglamento francés, los dos artículos que hacen al caso [1]:

"Artículo 1.º La adopción de un tren tipo tiene por objeto uniformar las condiciones de establecimiento de los puentes metálicos y poner su resistencia en relación con las cargas más fuertes que actualmente circulan en los ferrocarriles franceses. Este tren es el que servirá de base para los cálculos. Habrá, sin embargo, que sustituir á las máquinas y vagones tipos, las máquinas y vagones en servicio sobre la red á que pertenezca la obra proyectada, en los casos excepcionales en que resulte de esta sustitución un aumento de los esfuerzos soportados por las diferentes piezas de la obra.

....

"Artículo 4.º Los pesos, dimensiones y agrupamiento de las máquinas, ténderes y vagones definidos en el artículo 4.º (del Reglamento), han sido elegidos de manera que den al tren tipo una composición que se aproxime en lo posible de la de los trenes más pesados formados con el material que actualmente está en servicio en las redes principales.

"Los esfuerzos que generalmente tendrán que soportar los puentes no excederán, pues, de ordinario, á los que corresponden al paso del tren tipo; podrán serles superiores, si las máquinas y ténderes están agrupados de un modo diferente, ó si hay en el tren vagones vacíos, pero el aumento que de ello resultase para el trabajo del metal, no alcanzará nunca á un kilogramo por milímetro cuadrado, y los coeficientes fijados por el artículo 2.º (del Reglamento) han sido establecidos de modo tal, que sin peligro puedan permitir dentro de ese límite un aumento excepcional de esfuerzos. Bastará, pues, hacer los cálculos por medio del tren tipo, bajo la reserva enunciada antes, á propósito del artículo 1.º

"La mente de la Administración ha sido dejar á los ingenieros una libertad completa en lo que respecta á la elección de los métodos empleados para hacer los cálculos; la única obligación que les impone es la de determinar con suficiente exactitud el límite de los esfuerzos soportados por cada una de las piezas que componen la obra, en las condiciones definidas por el artículo 4.º. Así se podrá, si se quiere, para el cálculo de los momentos flecten-

1. Instrucciones y Reglamento han sido publicados *in extenso* en el número de Enero de 1892, de las *Nouvelles Annales de la Construction.*

tes y para el de los esfuerzos cortantes, hacer uso de las sobrecargas virtuales uniformemente repartidas, pero demostrando que estas sobrecargas producen esfuerzos *superiores ó, á lo menos, iguales* á los que determinaría en cada punto el paso del tren tipo."

Veamos ahora, cómo se han fijado en cada una de las dos Reglamentaciones, los límites del coeficiente de trabajo imponible á los materiales metálicos: cuestión no menos esencial que la que acabo de examinar.

Aquí las ventajas de la Circular francesa son más evidentes todavía. Empieza por distinguir en la construcción de puentes, tres materiales metálicos: la fundición, el hierro y el acero, y fija para cada uno, los límites de trabajo admisibles según los casos, reconociendo, sin embargo, á la Administración la facultad de autorizar coeficientes más elevados para algún metal de cualidades diferentes, siempre que la pretensión de usarlos aparezca suficientemente motivada; da luego una definición precisa del hierro y del acero, basada en el alargamiento mínimo á la ruptura y en la resistencia mínima á la tracción, y acaba indicando la necesidad de incluir en los pliegos de condiciones, la obligación en que están los constructores de puentes metálicos, de verificar frecuentemente la calidad del material que empleen y especialmente, su grado de fragilidad, si es el acero, así como la relación del límite de elasticidad de este metal á su resistencia á la ruptura, relación que debe estar fijada de antemano en los citados pliegos de condiciones.

Se ve, en primer lugar, la importancia que da el Reglamento francés al acero, justificada plenamente por la generalización cada día mayor de su empleo en los puentes de grandes aberturas [1], en los cuales el uso del acero permite economizar más del veinte por ciento de material [2]. La Ordenanza austriaca, sin embargo, no lo menciona para nada. "Las experiencias hechas en Austria con el hierro fundido (acero dulce) no habían mostrado aún que este metal puede ser empleado corrientemente en los puentes, y no era

1. Se sabe que la Compañía del ferrocarril francés «Paris-Lyon-Méditerranée» ha decidido construir en acero todos los puentes nuevos de su red, cuya abertura pase de 30 m.

2. El 23 por ciento, según Kinnear Clark (*A Treatise on Civil Engineering* por H. Law, con adiciones de Kinnear Clark, 6.ª edición, Londres 1881, pág. 257). Según Barbet, la economía es mayor aún (*Cours de Chemins de fer*, por Humbert, pág. 185 del 1.er tomo).

posible fijar normas seguras para su uso." (Maximiliano de Leber, o. c., tomo I, pág. 92.) La Ordenanza austriaca, siguiendo el ejemplo de la Circular francesa del 77, sólo considera lo que llama hierro soldado (hierro forjado ó laminado).

En cuanto á los límites de alargamiento á la ruptura y de resistencia á la tracción, era de toda necesidad el darlos, porque á pesar de las clasificaciones que varias veces se han propuesto para los hierros y aceros, no hay otro medio que el empleado por la Circular francesa, para definir completamente, del punto de vista de la resistencia, un acero determinado ó una clase de aceros; si se partiera, por ejemplo, de la proporción de carbono, ó, más en general, de la composición química, para hacer una clasificación de estos metales, se asimilarían á un mismo tipo materiales dotados de cualidades resistentes muy diversas; por otra parte, aquella misma multiplicidad de clasificaciones ha introducido en la nomenclatura una oscuridad que era preciso evitar.

Otra innovación de la Circular del 91, con respecto á la del 77, consiste en no contar en las secciones de las piezas más que la parte resistente, rebajando, como es lógico, la que ocupan los agujeros de los pernos ó roblones; pero en esto concuerdan la Circular francesa y la Ordenanza austriaca.

Con respecto á los valores particulares de los coeficientes máximos de trabajo para la fundición y el hierro, nada me compete decir, pues ninguno de estos dos metales entra en la construcción que proyecto. Para el acero, la Circular francesa ha reconocido (como para el hierro) la necesidad de dar más de un coeficiente. En las circulares anteriores, sin embargo, se indicaba un solo máximo para el trabajo del hierro que exigiría varios con más razón aún que el acero [1]. Pero hoy, los ingenieros están todos de acuerdo en que el límite del trabajo debe ser proporcionado á la calidad del metal, á la abertura del puente y á la naturaleza de los esfuerzos (esfuerzos constantemente dirigidos en un sentido, esfuerzos de sentidos alternativamente diferentes, etc.) [2].

El texto de la Circular del 91 no olvida ninguna de estas circunstancias:

"Artículo 2.º *Límites del trabajo del metal.* — Las dimensiones

1. A causa del laminado.

2. Résal: *Ponts métalliques*, tomo I, página 49. El mismo autor hace observar que «la influencia de las vibraciones y de la variación de los esfuerzos, es tanto menos sensible cuanto mayor es la abertura del puente.» (O. c. tomo I, página XXVIII.)

de las diferentes piezas de los puentes, se calcularán de modo que, en la posición más desfavorable de los trenes designados en el artículo 1.º, y teniendo en cuenta la carga permanente y los esfuerzos accesorios, tales como los que pueden ser producidos por las variaciones de temperatura; el trabajo del metal por milímetro cuadrado de sección *neta*, es decir, haciendo deducción de los agujeros de roblones ó pernos, no pase de los límites indicados á continuación:

" I — Para la fundición..

" II — Para el hierro y el acero que trabajen á la extensión, á la compresión ó la flexión:

para el hierro........................ 6 kg. 50
para el acero........................ 8 " 50

" Sin embargo, estos límites serán rebajados á 5 kg. 50 para el hierro y á 7 kg. 50 para el acero, en las *piezas de puente*, largueros y traviesas colocadas bajo los rieles; á 4 kg. para el hierro y á 6 kg para el acero, en las barras de las triangulaciones del enrejado y demás piezas expuestas á esfuerzos alternativos de extensión y de compresión; estos límites podrán, sin embargo, aproximarse á los precedentes, en las piezas sometidas á débiles variaciones de estos esfuerzos.

" Al establecer el proyecto de una obra metálica de abertura superior á 30 metros, los ingenieros podrán aplicar al cálculo de los cuchillos principales, límites superiores á los que se han fijado antes, sin exceder nunca á los siguientes:

para el hierro........................ 8 kg. 50
para el acero........................ 11 " 50

debiendo en cada caso particular justificar los límites de que hayan creído deber hacer uso.

" Se aplicará á los esfuerzos cortantes y de resbalamiento longitudinal, los mismos límites que á los esfuerzos de extensión y de compresión, pero haciéndoles sufrir una reducción de un quinto, entendiéndose que las piezas tendrán las dimensiones suficientes para resistir al alabeo."

Por el último párrafo de la cita que precede, se echa de ver que el Reglamento francés toma en consideracién la diferencia (que antes se despreciaba) entre la resistencia á la extensión ó á la compresión y la resistencia al esfuerzo cortante. Al indicar la proporción de 4 á 5 entre los coeficientes de resistencia al esfuerzo cortante y á la extensión ó compresión, la Circular francesa da para el trabajo del hierro al esfuerzo cortante, el límite más bajo de los que resultan de las experiencias hechas hasta ahora. Pero no sucede lo mismo con el acero, cuyo coeficiente de fractura por esfuerzo cortante es sensiblemente menor que los 4/5 del coeficiente de fractura por extensión. Para este metal

$$\frac{R''}{R} \;\Big|\; \frac{\overline{R''}}{\overline{R}} \;\Big|$$ [1]

varía entre 0,69 y 0,78. "La resistencia de fractura por esfuerzo cortante, varía del 69 al 78 por ciento de la resistencia á la fractura por extensión. Mr. Kirkaldy ha hallado en diez y seis experiencias hechas con trozos de una barra de acero para roblones, un término medio de 73,5 por ciento, y llegó al mismo resultado operando sobre doce muestras de acero de Fagersta........

"Puede, en resumen, aceptarse como resistencia del acero al esfuerzo cortante, un término medio de 72 por ciento de su resistencia á la extensión." [2]

Marvá *(Mecánica aplicada)* aconseja tomar $\frac{R''}{R} = 0,75$ que es también la proporción indicada por Trautwine [3] y otros.

Como ignoro los fundamentos de este párrafo del artículo 2.°, en desacuerdo con las autoridades que acabo de citar y con las experiencias de Kirkaldy, J. F. Smith, etc., me veo en la necesidad de adoptar la opinión que, en ausencia de otros datos, me parece más razonable, fijándome en 0,75 la relación de R'' á R.

Puesto que las mismas causas que hacen variar los límites prácticos del trabajo á la extensión y á la compresión intervienen cuando se trata del *cizallamiento* y del resbalamiento longitudinal, los tales límites correspondientes á estos dos últimos casos deben ser proporcionales á los que se adopten para los dos primeros, y en esto la Circular francesa es más consecuente que la Ordenanza austriaca, que da un solo límite para el esfuerzo cortante.

---

1. R y R'' representan los coeficientes de trabajo á la extensión y al esfuerzo cortante respectivamente; $\overline{R}$ y $\overline{R''}$ los de fractura.
2. *A Manual of Rules, Tables, and Data for Mechanical Engineers, etc.*, por Daniel Kinnear, Londres, 1878, pág. 617.
3. *The Civil Engineer's Pocket-book.*

Las demás disposiciones son de un interés secundario, comparadas con las que acabo de analizar. Me limitaré á enumerarlas rápidamente.

Al fijar la presión máxima del viento, en la Circular como en la Ordenanza, se han tenido en vista las conclusiones de la Comisión nombrada por el Gobierno Inglés (con motivo de la catástrofe del puente del Tay) para estudiar los efectos dinámicos de ese agente atmosférico.

En el *Report of the Committee appointed to consider the question of the wind presure on railway structures, London, 1881*, se aconsejaba adoptar una presión de 56 lbs. por pie cuadrado, ó sea, 273 ^{kg} por metro superficial, en la hipótesis de que los trenes siguen circulando sobre los puentes á pesar del violento huracán que ese límite de presión implicaría. En los dos Reglamentos que comparo, se ha tomado también la presión de 270 ^{kg} por metro superficial, como equivalente estático de la acción dinámica máxima del viento, pero, suponiéndola aplicada sólo á la construcción, y admitiendo que cuando pasa de 170 ^{kg} la presión del viento, queda por ese hecho interrumpido el tránsito de los trenes sobre los puentes.

Por lo demás, el límite de 270 ^{kg} es bastante arbitrario. La misma memoria que acabo de citar calcula en 440 ^{kg} por metro, la presión producida el 2 de Marzo de 1871 por un terrible golpe de viento sobre el aparato de Bidstone cerca de Liverpool, y según Trautwine [1], huracanes de cien millas por hora (de los que no faltan ejemplos) podrían producir una presión de 100 lbs. por pie cuadrado, ó sea de 490 ^{kg} por metro superficial. Pero estas presiones constituyen casos de fuerza mayor, y, con tal que no lleguen al límite de ruptura ni se repitan con frecuencia, deben influir muy poco en la estabilidad.

La Circular francesa considera además de la presión sobre las vigas maestras, la que obra sobre las pilas, si son metálicas, y obliga á calcular el esfuerzo de resbalamiento y el momento de vuelco del puente [2]. Nada de esto figura en la Ordenanza austriaca.

El lanzamiento del tablero presenta el peligro de imponer á algunas de sus piezas esfuerzos demasiado superiores á los que han

1. *The Civil Engineer's Pocket book.*

2. El ejemplo del puente del Tardes arrojado por el viento fuera de sus apoyos, demuestra que el temor de un resbalamiento ó de un vuelco no tiene nada de quimérico (V. el *Génie Civil*, 2.° semestre de 1884, página 237.)

de soportar después de establecido el puente: un ejemplo típico de las consecuencias desastrosas de un lanzamiento mal estudiado, lo tenemos en la ruptura de la platabanda inferior de las vigas del puente de Douarnenez durante esa operación [1]. Tales ejemplos son naturalmente muy raros, y si sólo fuera de temer la ruina inmediata de la obra, los ingenieros se asegurarían casi siempre contra esta eventualidad, sin que una prescripción reglamentaria los obligara á ello; — y aun cuando la catástrofe se produjera en el acto del lanzamiento, los empresarios serían, en general, los únicos perjudicados. Pero desgraciadamente, el efecto inmediato de un exceso de fatiga sobre una pieza, se limita de ordinario, á una desorganización interior y latente de la materia, que suele manifestarse cuando ya es demasiado tarde para repararla.

En las consideraciones que preceden, se funda probablemente el artículo 8.° de la Circular francesa (el cual no tiene correspondiente en la Ordenanza austriaca):

"Artículo 8.° *Cálculo de los esfuerzos durante el lanzamiento.* — Cuando la colocación del tablero se haga por medio del lanzamiento, será preciso demostrar que el trabajo del metal durante esta operación, no alcanzará en ninguna pieza á un límite peligroso."

Vienen finalmente las disposiciones que se refieren á las cargas de prueba. La Circular francesa es muy clara y precisa en esta parte: los trenes de prueba que prescribe son fáciles de combinar, ó mejor dicho, están ya completamente determinados en su artículo 9.° En efecto, el párrafo 1.° de este artículo define la composición del tren de prueba, sin dejar lugar á dudas; ese tren es, según los casos, el tren tipo ó el tren más desfavorable de los que pueden circular sobre el puente.

En la Ordenanza austriaca, el mal inspirado principio de las cargas virtuales uniformemente repartidas, ha introducido una cierta complicación y oscuridad, de que puede juzgarse por los extractos siguientes:

"§ 8.° *Formalidades que hay que llenar para la visita de inspección, etc.* — Para provocar este acto administrativo, habrá que presentar una solicitud por escrito á la Inspección de Ferrocarriles, designando las obras que hay que someter á la prueba, recordando las decisiones y documentos aprobatorios, y añadiendo las memorias y piezas siguientes:

1. V. el *Génie Civil*, núm. del 3 de Enero de 1885.

" 1.° el croquis convencional [1] de los trenes que se empleen para la sobrecarga de prueba, *los cuales deben producir en lo posible los mismos momentos de flexión que las cargas móviles prescritas en el parágrafo 3.°....*

" 2.° Las relaciones, calculadas en centésimos, entre las cargas de prueba obtenidas por medio del tren, y las prescritas; así como el cuadro de las mayores deformaciones elásticas determinadas por el cálculo, para el tren de prueba. "

La prueba de los puentes es una importantísima verificación de los cálculos de estabilidad y resistencia, y más aún, de la calidad de los materiales; pero, es necesario, para que esta verificación sea seria: 1.° tomar, en el acto de la prueba, nota de las deformaciones que experimenta el puente, para compararlas con las que el cálculo ha previsto ; 2.° repetir periódicamente las pruebas, á fin de comprobar de cuando en cuando el estado de conservación de la obra.

La utilidad de esta segunda medida me parece fuera de toda duda.

En apoyo de la primera no puedo hacer nada mejor que citar la opinión de Résal:

" Los puentes, dice este sabio, se calculan de modo que el trabajo del metal, sometido á la influencia de la carga permanente y de la sobrecarga de prueba, no exceda jamás al quinto ó al cuarto, cuando mucho, del límite de ruptura. De ahí resulta que, en las pruebas que se hacen sufrir á estas obras, antes de entregarlas á la circulación, el peso suplementario que se las obliga á soportar debería poder ser quintuplicado, y hasta decuplado en algunos casos, sin causar la destrucción de la obra. De esto debemos concluir que, por mal concebida y ejecutada que esté la construcción, ha de soportar victoriosa este ensayo preliminar, — y es lo que demuestra efectivamente la experiencia. Todos los puentes buenos, medianos y malos, resisten á las pruebas reglamentarias. Estas no pueden dar indicaciones útiles ni datos probantes, sino á condición de verificar, midiendo las deformaciones que la obra experimenta, que su deformación bajo la carga es tal cual el cálculo la ha previsto. Conviene, pues, comparar la deformación efectiva con la deformación teórica, y debe admitirse

1. Este croquis contendrá las cargas axiales y las distancias mutuas de los ejes, datos que sirven de base para el cálculo de las cargas uniformemente repartidas equivalentes.

que, si el puente llena las condiciones requeridas, y los cálculos de estabilidad han sido hechos correctamente, la diferencia que se observe será insignificante. Si, al contrario, esta diferencia es notable, no se podrá razonablemente tener ninguna confianza en la solidez de la obra."

Recapitulando todo lo que precede: seguiré generalmente las indicaciones de la Circular francesa del 91, excepto en lo que se refiere al coeficiente de trabajo por esfuerzo cortante para el acero, que yo tomaré igual á 0,75 del de trabajo por extensión, y excepto también, en lo que se refiere á la carga móvil, que figura, como he dicho antes, entre los datos obligados del programa.

2.º — DESCRIPCION Y PRESUPUESTO DE LA OBRA

Descripción

Antes de empezar la descripción, recordaré que se me ha fijado entre las condiciones obligatorias, la forma general del viaducto y el número y longitud de sus tramos; lo cual me exime de justificar las disposiciones generales de la construcción, como debería hacerlo, si sólo me hubieran propuesto la sección del valle y el objeto de la obra.

He creído deber ceñirme estrictamente á aquellas condiciones.

El único dato que me ha parecido necesario modificar ligeramente, es el que se refiere á la triangulación destinada á unir las tablas de cada viga principal. Las cruces de San Andrés (con montantes verticales) que se me indicaban, tienen el grave inconveniente de exigir piezas superabundantes que aumentan el peso de la obra sin más utilidad que simplificar un poco el cálculo, pero impidiendo darse cuenta exacta del género y magnitud del trabajo en cada pieza. Yo emplearé el sistema Pratt simple con los contratirantes necesarios.

Tal vez no tenga gran importancia práctica esta modificación, pues sé que en muchas obras de este género, sabiamente ideadas y recientes, las cruces de San Andrés se han empleado en toda la extensión de cada tramo; pero no se puede negar, en teoría al menos, la conveniencia de limitarlas á la parte central de los tramos, donde el esfuerzo cortante puede cambiar de sentido. Es lo que yo he proyectado, siguiendo la opinión de Résal [1].

Descripción sumaria. — La longitud total de la parte metálica es de 234^{m}, dividida en cuatro tramos: dos de 52^{m}, y los otros dos, que son los centrales, de 65^{m}. La relación entre la longitud de un tramo central y la de uno de ribera es de 1,25, la más recomendable.

El tablero metálico se compone de dos vigas principales, reunidas superiormente por las *piezas de puente,* é inferiormente por el arriostrado ó *contraventamiento* horizontal.

Las pilas que empleo son de acero y se apoyan sobre una base de sillería. Las dos primeras (yendo de izquierda á derecha en el plano 2.º) tienen la misma altura; la tercera es más pequeña. Los montantes de estas pilas (en número de cuatro para cada una), son rectos y están unidos por medio de cruces de San Andrés y piezas horizontales.

Dos macizos triangulares de mampostería dan acceso al viaducto y se unen de cada lado con los terraplenes del ferrocarril.

Las fundaciones no ofrecían dificultad ninguna, pues el terreno sólido se halla á dos metros de profundidad en el valle; y aprovechando la época del estiaje para levantar las pilas altas, se puede hacer en seco la fundación de los macizos que les sirven de base.

Descripción detallada. — A, Tablero. — La primera cuestión principal que debía estudiar, era la de la altura de las vigas principales. Según Résal [2], dicha altura debe estar comprendida entre los $\frac{8}{100}$ de la abertura mayor y los $\frac{12}{100}$ de la menor, ó sea, en nuestro caso, entre $5^{m}20$ y $6^{m}24$. Los constructores europeos suelen tomar para esa altura, el décimo de la abertura mayor del puente ($6^{m}50$ en nuestro viaducto). Yo la limito á $5^{m}5$ porque es prudente no exagerar esta dimensión en los puentes de una sola vía, en los que el tablero tiene una base estrecha de apoyo sobre las pilas. (La altura de las vigas la cuento fuera de escuadras, como se acostumbra.)

1. *Ponts métalliques* (tomo I, pág. 166, y tomo II, págs. XXVI, XXVIII, 227 y 1541).
2. *Ponts métalliques,* tomo II, pág. 215.

La segunda cuestión principal que había que resolver, era la de la colocación de los rieles en la parte superior, inferior ó media de las vigas. Esta cuestión es compleja. Del punto de vista económico, es conveniente colocar los rieles en la parte superior, reduciendo así al mínimum la altura de las pilas; pero consideraciones de estabilidad nos conducirían á una conclusión opuesta: colocando inferiormente los rieles se obtiene esta ventaja, que el punto de aplicación de la resultante de los esfuerzos debidos al viento sobre un tren que ocupe el viaducto, se encuentra lo más próximo posible á la arista de vuelco, y la estabilidad es tanto mayor, por consiguiente; hay también á favor de esta segunda solución, la probabilidad de ser menos desastroso un descarrilamiento. Yo he creído mejor adoptar una solución intermedia: la vía está en el interior del tablero, como lo aconsejaba M. Croizette-Desnoyers, pero su distancia al plano superior de las vigas principales, es sólo de $1^{m}50$, para permitir un eficaz arriostrado horizontal y dejar, entre él y los rieles, el espacio necesario para la colocación de una pequeña vía de servicio cada vez que se haga la inspección de las pinturas, roblonados, etc.

La división del alma en secciones, para disponer las cruces de San Andrés, está subordinada á la doble condición de ser iguales todas estas secciones y ocupar una parte alícuota de cada tramo; he conseguido fácilmente llenar estos dos requisitos, dividiendo en doce secciones los tramos de ribera y en quince los centrales, puesto que $\frac{52}{65}=\frac{12}{15}$. Con este modo de división, he logrado, además, que el ángulo de las aspas con los montantes sea de muy cerca de 45°, que es el que mejor se prestaría á la repartición de los esfuerzos.

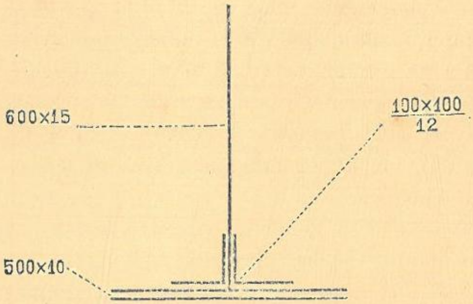
La distancia entre las almas de las vigas principales, es de $5^{m}00$, lo que me ha permitido dar en el nivel de los rieles, un ancho al viaducto de $4^{m}50$, como lo prescribe el art. 15 de la Reglamentación de nuestra Ley de Ferrocarriles de 1884.

Para las disposiciones de detalle, me he guiado principalmente por la bella *Descripción del Viaducto de Garabit,* libro póstumo del ingeniero francés León Boyer [1]: los detalles de las construcciones metálicas son el resultado de una larga experiencia, y sería pretensión ridícula querer innovar en ese terreno que sólo pueden conocer á fondo los ingenieros prácticos. Sin embargo he supri-

1. *Viaduc de Garabit sur la Truyre.* — París 1888.

mido algunas piezas de poca importancia ó casi inútiles (p. e., una de las aspas de las cruces de San Andrés en la proximidad de los apoyos) y he seguido en el cálculo, métodos completamente diferentes. (Para esta parte de mi trabajo, la obra que más he consultado, es la de Puentes metálicos de Résal.)

Las vigas principales constan, dejando de lado la triangulación, de dos nervios, compuestos de varios palastros horizontales unidos en su línea media á otro vertical, por dos escuadras iguales, como lo indica el croquis adjunto.



Las dimensiones inscritas en este croquis se fundan en lo siguiente:

Según Chicchi [1], la altura del palastro de alma debe estar comprendida entre 8^{mm} y 25. Las alas de las escuadras deben ser iguales, cuando se emplea palastro de alma; en cuanto á sus dimensiones, deben ser tales que su sección ω equivalga á la de uno de los palastros de las platabandas, es decir, en el presente caso,

$$\omega = \frac{2}{3}\ 500 \times 10 = 3333^{mm},$$

y, una vez determinada la longitud a de las alas (100^{mm}), el espesor s vendrá dado por la fórmula:

$$s = -a + \sqrt{a + \omega}$$

y haciendo las sustituciones numéricas:

$$s = -100 + \sqrt{10{,}000 + 3333} = 115 - 100 = 15^{mm};$$

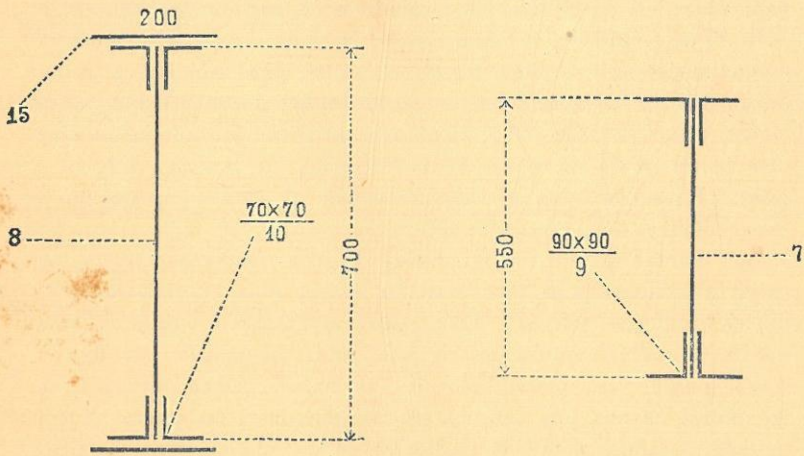
es el espesor que he adaptado.

1. *Corso teorico pratico sulla construzione dei ponti metallici, per Pio Dr. Chicchi*, página 399.

Al palastro vertical ó de alma de la viga, se unen las barras de la triangulación; cuando hay dos que se cruzan, cada una está á diferente lado, para no tener necesidad de interrumpir una de ellas, ó las dos, como se hizo en el gran puente de Burdeos, cuyas vigas principales son de alma doble, con cruces de San Andrés en forma de simple T, en las cuales una de las barras al cruzarse con la otra pierde su alma y hace perder á la otra su tabla.

Siguiendo el sistema de construcción que más se emplea en Europa y que consiste (al revés de lo que se hace en Norte-América) en aumentar todo lo posible la rigidez de la obra [1], uno con roblones los dos cruceros, interponiendo entre éstos una placa de relleno de un espesor igual al del alma, para evitar de ese modo que los roblones sufran un esfuerzo de arranque en las cabezas y que las barras de la cruz se deformen. La idea de emplear estas placas, la he encontrado en la obra de Chicchi sobre puentes [2].

Para las *piezas de puente* y largueros (viguetas transversales y longitudinales), las dimensiones son las inscritas en los cortes que van á continuación:



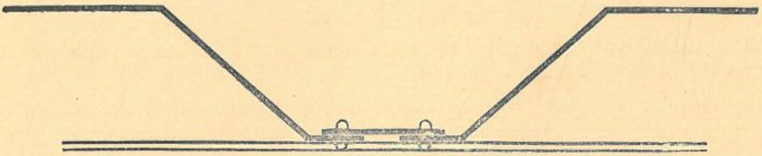
Hay una vigueta transversal frente á cada montante, y hay en toda la extensión del viaducto metálico cinco filas de viguetas longitudinales.

1. Las ventajas de la rigidez de las vigas están expuestas en Résal, obra citada, tomo I, pág. 179 y siguientes, y en Marvá, *Mecánica aplicada*, pág. 955.

2. Página 406.

El arriostrado horizontal se compone de cruces de San Andrés separadas por montantes que aquí tienen su razón de ser en el hecho de variar de dirección el viento á cuyos esfuerzos se oponen.

El piso está constituído por hierros Zorés colocados transversalmente y unidos á las cabezas de los largueros, según se echa de ver por la figura siguiente:



Finalmente, para la roblonadura emplearé roblones de acero de 19^{mm} de diámetro. En el viaducto de Garabit se emplearon tres diámetros de roblones, pero que difieren en sólo dos milímetros. Los roblones, como se ve en los dibujos de detalles (Plano 3.°), están dispuestos en el menor número posible de filas, para reducir á su mínimo el desperdicio de sección que causan.

B. Pilas metálicas. — Desde luego, el tablero se apoya sobre el coronamiento de las pilas, no directamente, sino con interposición de un aparato de rótula por el estilo del que describe Résal (obra citada, tomo II, pág. 125), cuyo aparato tiene la ventaja de fijar casi en un punto el paso de la dirección de la carga sobre las pilas. En todos estos aparatos, menos en el central (que es fijo), existe además un carrete de dilatación.

Los montantes son rectos; dada la poca altura de la pila, no valía la pena adoptar la disposición, mucho más difícil de realizar, de los montantes curvos. Hay cuatro montantes en cada pila, lo que hace fácil la aplicación de esta regla enunciada por Résal: "Los puntos de intersección de las fibras medias de todos los montantes de una pila con una sección horizontal cualquiera, deben hallarse situados sobre el perímetro de un rombo cuyos vértices estén en los planos verticales de simetría." (Obra citada, tomo II, pág. 570.)

Pero no he creído deber sujetarme á otra regla (de M. Nordling) que pretende fundarse en razones de estética y prescribe que los montantes todos vayan á encontrarse en un solo pnnto, si se les supone idealmente prolongados hacia arriba; de modo que la pila ofrezca la apariencia de un tronco de pirámide perfecto.

Las dimensiones de las pilas son las que indica el plano 2.°

El talud de las caras de elevación es de 0,10, y el de las caras laterales es de 0,04.

Hay conveniencia en que las cruces de San Andrés que hacen solidario el sistema de los cuatro montantes, tengan la misma altura en toda la elevación de las pilas. En algunas pilas del viaducto de Garabit, las cruces inferiores son menos altas que las otras; pero esta disposición debe evitarse.

El número de las cruces en cada cara, es de 3 en la pila pequeña y de 5 en las grandes.

C. Mamposterías. — En mi proyecto las mamposterías no tienen gran importancia. Podría emplearse el granito azul que abunda en nuestro país y tiene generalmente cualidades inmejorables de resistencia (dureza, homogeneidad, etc.). Para mortero, emplearía el portland, cuyas condiciones de admisibilidad no enumero porque son bien conocidas. (Véase Pardo, *Materiales de construcción*, págs. 78 y 108.)

Para la base de las pilas, he elegido una forma especial que puede verse en la planta del viaducto (dibujo 2.°): los tajamares de las pilas mayores se extienden á toda su altura, pues, siendo ésta muy pequeña, hubiera hecho pésimo efecto dividirla todavía. No he dado á estos tajamares la sección ojival, ó mejor, semiovalada, que se recomienda cuando la corriente es considerable; el hecho de haber una capa uniforme de arcilla en el fondo del río, demuestra que la velocidad del agua es muy pequeña. (Según Dubosque, pág. 94 de *Murs de soutènement, etc.*, para un lecho de arcilla; velocidad = $0^{m}15$ por segundo.)

Por razones de uniformidad he conservado la misma forma para la base de la otra pila.

Presupuesto de la obra

He aquí los datos en que se fundan el metraje y detalle estimativo que van á continuación.

Densidad del acero dulce, según las tablas del "Annuaire du Bureau des Longitudes", 1892, p. 534: 7,833.

El peso del metro cúbico de mamposterías es de 2.600^{kg}.

El precio del acero es el que indica uno de los últimos núme ros del *Agenda Oppermann;* el de la madera, lo he sacado del *Curso de Puentes y Viaductos metálicos* de Regnauld; el de las mamposterías, de la descripción del Viaducto de Garabit por L. Boyer, etc.

Para calcular las secciones rectas de las escuadras, sumo las longitudes de las alas y multiplico la suma por el espesor; esto conduce, naturalmente, á un pequeño error por exceso.

Observación: El peso total del tablero es de 650.000^{kg}, ó sea, 2.600^{kg} por m. corriente: muy poco más de lo que se había previsto en el Programa.

METRAJE

Designación de las piezas	N.º de piezas	Largo	Ancho	Grueso	Volumen parcial	Peso parcial	Peso total
A. ACERO							
1.º Una viga principal							
Platabandas horizontales corrientes	2	234^{m}	$0^{m},5$	$0^{m},01$	$1^{m},170$	9165^{kg}	18330^{kg}
Íd. íd. de refuerzo	2	468^{m}	$0^{m},5$	$0^{m},01$	$2^{m},340$	18329^{kg}	36658^{kg}
Palastros de alma	2	234^{m}	$0^{m},6$	$0^{m},015$	$2^{m},106$	16496^{kg}	32992^{kg}
Escuadras horizontales corrientes	4	234^{m}	$\frac{100.100}{12}$		$0^{m},562$	4402^{kg}	17608^{kg}
Cubrejuntas de las platabandas horizontales	68	[1] 1^{m}	$0^{m},5$	$0^{m},01$	$0^{m},005$	39^{kg}	2652^{kg}
Pequeñas placas de cubrejunta de las mismas platabandas	136	$0^{m},4$	$0^{m},15$	$0^{m},01$	$0^{m},0006$	$4^{kg},7$	639^{kg}
Escuadras horizontales de cubrejunta	136	$0^{m},83$	$\frac{100.100}{12}$		$0^{m},020$	157^{kg}	21352^{kg}
Cubrejuntas de los palastros de alma	136	$0^{m},5$	$0^{m},26$	$0^{m},015$	$0^{m},002$	16^{kg}	2156^{kg}
Montantes y barras inclinadas de la triangulación del alma					$2^{m},436$ [1]	19081^{kg}	19081^{kg}
Palastros de ensambladura (Goussets) entre los montantes y las traviesas	55	$2^{m2},50$		$0^{m},01$	$0^{m},025$	196^{kg}	10780^{kg}

1. Este dato lo he obtenido multiplicando la sección de cada pieza tal como la indican las tablas de págs. 45, 46 y 47 por su longitud. Es claro que el resultado obtenido es un poco inferior á la realidad.

Designación de las piezas	N.º de piezas	Largo	Ancho	Grueso	Volumen parcial	Peso parcial	Peso total
Escuadras de los bordes superiores de estos palastros de ensambladura.	110	$1^{m},7$	$\frac{70.70}{8}$		$0^{m},002$	172^{kg}	18920^{kg}
Plaquitas de relleno de las secciones de la triangulación en que hay cruces de San Andrés.	26	$0^{m},33$	$0^{m},33$	$0^{m},015$	$0^{m},0016$	$12^{kg},5$	325^{kg}
	Total de una viga................						181493
	" de las dos vigas..............						362986
2.º Traviesas ó piezas de puente							
Almas........................	55	4^{m},	$0^{m},7$	$0^{m},008$	$0^{m}0,224$	175^{kg}	9625^{kg}
Escuadras....................	220	5^{m},	$\frac{70.70}{10}$		$0^{m},007$	55^{kg}	12100^{kg}
Tablas........................	110	4^{m},	$0^{m},2$	$0,^{m}015$	$0^{m},012$	94^{kg}	10340^{kg}
Cubrejuntas del alma con los palastros de ensambladura entre las traviesas y los montantes de las vigas principales....	220	$0^{m},5$	$0^{m},55$	$0^{m},008$	$0^{m},0022$	17^{kg}	3740^{kg}
3.º Largueros							
Almas........................	5	234^{m}	$0^{m},55$	$0^{m},007$	$0^{m},901$	7057^{kg}	35285^{kg}
Escuadras corrientes..........	20	234^{m}	$\frac{90.90}{9}$		$0^{m},379$	2964^{kg}	59380^{kg}
Trozos de escuadra de las ensambladuras con las traviesas.	1080	$0^{m},55$	$\frac{10.10}{9}$		$0^{m},001$	8^{kg}	8640^{kg}
4.º Contraventamiento ó arriostrado							
Cruces de San Andrés y barras que las separan.............					$1^{m},735$[1]	13590^{kg}	13590^{kg}
Palastros de ensambladura con las vigas principales.........	110	$0^{m2},16$		$0^{m},012$	$0^{m},002$	16^{kg}	1760^{kg}
Palastros de ensambladura de las aspas de cada cruz.........	54	$0^{m},5$	$0^{m},4$	$0^{m},012$	$0^{m},0024$	19^{kg}	1026^{kg}
5.º Piso							
Hierros Zorés longitudinales....	4	234^{m}	$0^{m2},0032$		$0^{m},749$	5866^{kg}	23464^{kg}
" " transversales.......	405	5^{m},	$0^{m2},0032$		$0^{m},016$	125^{kg}	50625^{kg}
Cubrejuntas de unión de los hierros con los largueros.......	2025	0,18	$0^{m},05$	$0^{m},05$	$0^{m},00045$	$3^{kg},5$	7087^{kg}

1. Evaluado como el de la triangulación de las vigas principales.

Designación de las piezas	N.° de piezas	Largo	Ancho	Grueso	Volumen parcial	Peso parcial	Peso total
6.° Roblones							
Roblones de $0^{m}0$ 19...........	130000					$0^{kg},076$	9880^{kg}
Clavos para el piso............							700^{kg}
7.° Pilas							
Pilas 1 y 2..................	2					58150^{kg} (1)	116300^{kg}
Pila 3......................	1					28000^{kg} (2)	28000^{kg}
Amarrajes, coronamientos, aparatos de dilatación..........							12000^{kg}
Peso total del acero							766528^{kg}
B. PLOMO							
Plomo para repartir las presiones en las pilas y estribos..						6000^{kg}	6000^{kg}
C. MADERA							
Madera de encina para el piso..					$58^{m3},500$	40000^{kg}	40000^{kg}
D. MAMPOSTERÍA							
Base de la 1.ª pila............					$780^{m},000$		
" " " 2.ª "............					$1200^{m},000$		
" " " 3.ª "............					$400^{m},000$		
1.er estribo...................					$875^{m},000$		
2.° estribo..................					$930^{m},000$		
Volumen total de las mamposterías.......					4185,000		

DETALLE ESTIMATIVO

	Letra en el Metraje	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Acero del tablero y las pilas..	A	766528^{kg}	$ 0,18	$ 137975
Plomo para la repartición de las presiones..................	B	6000^{kg}	" 0,15	" 900
Madera del piso	C	$58^{m},500$	" 30,00	" 1755
Mamposterías de estribos y pilas.	D	$4185^{m},000$	" 9,00 (3)	" 37665
Total..............				$ 178295

1. Este número no resulta de un recuento efectivo, sino de la comparación con otras obras análogas. Pero un pequeño error en él sería sin consecuencia, á causa del peso insignificante de cada roblón.

2. Esto resulta de la fórmula siguiente que da León Boyer (*Viaduc de Garabit*, p. 334):

$$P=8000+2000h+10\,(h-10).$$

3. Materiales y mano de obra.

MANO DE OBRA DEL MONTAJE

La mano de obra del montaje comprende las operaciones siguientes (los precios son por kg y han sido tomados de la obra citada de Regnauld, pág. 512):

1.º Aplanamiento de los palastros y rectificación de las escuadras	$	0,0010
2.º Replanteo en los palastros, de los agujeros para el roblonado (*traçage*)	"	0,0050
3.º Perforación á máquina de los agujeros para los roblones	"	0,0028
4.º Roblonado á máquina	"	0,0010
5.º Recorte y burilado	"	0,0010
6.º Montaje propiamente dicho	"	0,0022
7.º Sueldos de capataces	"	0,0010
8.º Transporte de los palastros para pesarlos, perforarlos, roblonarlos, etc.	"	0,0040
9.º Reparaciones de útiles, gastos de combustibles, etc.	"	0,0014
Total	$	0,0194

Lo que da para el peso total de la parte metálica, un costo de $766528 \times 0{,}0194 = \$\ 14870{,}00$.

El costo del lanzamiento del tablero puede evaluarse en $ 3,00 por tonelada (Véase *Viaduc de Garabit*, pág. 346). Lo que da en nuestro caso un costo de $610{,}228 \times 3 = 1830{,}68$.

Los gastos de instalación pueden calcularse en $ 0,60 por m³. para las mamposterías, y en $ 0,002 por kg para el tablero y las pilas (*Viaduc de Garabit*, pág. 317). De consiguiente, los gastos de instalación se elevan á $4185 \times 0{,}60 + 812528 \times 0{,}0002 = \$\ 6691$.

Finalmente, la pintura de las piezas de acero cuesta á razón de unos $ 2.00 por tonelada de acero, ó sea, en total, $ 1.533,00.

RESUMEN

Materiales	$	178.295,00
Mano de obra del montaje	"	14.870,00
Lanzamiento	"	1.831,00
Gastos de instalación	"	2.674,00
Pintura	"	1.533,00
	$	199.204,00
10 °/o para gastos imprevistos	"	19.920,00
Costo de la obra	$	219.124,00

3.° — CALCULOS

Empezaré por fijar el coeficiente de trabajo del acero, del siguiente modo:

Para las piezas que trabajan por compresión, extensión ó flexión .... 10 kg por mm^2.
Para las que trabajan por esfuerzo cortante ó desgarramiento longitudinal .... 7,5 kg " "

La fatiga que estos coeficientes impondrán al material, no será demasiado grande, si se le elige de la mejor calidad. Una de las mejores clases de acero ó hierro fundido, parece ser la de Thomas. En una notable memoria publicada en el *Génie Civil* (7 de Mayo de 1892, pág. 5 y siguientes), en que se describen numerosas experiencias hechas antes de emprender la construcción de los puentes sobre el Vístula y el Nogat, se llega á esta conclusión:

" Los trabajos de Mehrtens, cuyos puntos esenciales acabamos " de presentar, prueban, pues, la superioridad del hierro fundido " Thomas, obtenido con el inversor básico, sobre todo metal aná- " logo fabricado ya sea con el inversor Bessemer ácido, ya en el " horno Martin-Siemens; y, lo que se sabe de su modo de pro- " ducción, da la razón teórica de estos resultados, que es tan sa- " tisfactorio comprobar, no sólo en vista de su empleo para la " construcción de puentes, sino también en todas las múltiples apli- " caciones de que es además susceptible. Por otra parte, el des- " arrollo, mayor cada día, de la fabricación por el procedimiento " Thomas, tanto en Alemania como en otros países, prueba perfec- " tamente todo el valor que los consumidores reconocen á sus pro- " ductos."

La Circular francesa del 91 permite, para puentes de acero de más de 30^{m} de abertura, el uso de coeficientes de trabajo que puedan llegar hasta el límite 11^{kg} por mm. El coeficiente que yo he elegido es, como se ve, bastante inferior á ese límite.

El coeficiente de $10^{kg}5$ por mm. es el que se ha empleado en muchos grandes puentes construídos en los últimos 20 años. En algunos, el coeficiente es en realidad un poco mayor, porque no se han descontado los agujeros de los roblones (por ejemplo, en los puentes de Morand y Lafayette, de la Braye, viaducto de Gagnières, puente de Arène, de Rochechien, etc.). Ciertos ingenieros van

todavía más lejos y " piensan que se puede sin peligro hacer tra-
" bajar el acero á 12^{kg} por mm., á lo menos para las piezas que
" no reciben directamente la sobrecarga, y á 10 en las otras pie-
" zas. Hacen valer en apoyo de esta opinión, que el límite de
" elasticidad del hierro es de 12^{kg} por mm. y que, si se ha adop-
" tado, de conformidad con el General Poncelet, el límite de 6^{kg},
" que es la mitad de la cifra anterior, ha sido previendo las varia-
" ciones posibles de calidad del metal, que no se puede ensayar
" en todas sus partes antes de emplearlo. De ahí deducen que,
" siendo de 24^{kg} por mm. el límite de elasticidad del acero de
" buena calidad, es natural fijar por analogía en 12^{kg} por mm. el
" límite de trabajo del acero en los puentes." [1]

La cifra que yo he fijado no puede, pues, ser tachada por demasiado alta. No creo tampoco prudente elevarla, á pesar de la última opinión que he citado, porque es posible que el acero no tenga el grado de homogeneidad que posee el hierro.

Las condiciones de admisibilidad del acero serán ante todo las que indica la Circular francesa.

Los constructores están generalmente de acuerdo en limitar á 50^{kg} la resistencia del acero. El alargamiento varía en razón inversa de la resistencia; y puede admitirse (según Leber) que el alargamiento medido sobre barras de ensayo de 200^{mm} de longitud y de 500^{mm} de sección, debe ser de 24 %, cuando menos, para una resistencia de 42^{kg}, y de 20 %, para una resistencia de 50^{kg}.

Vigas principales

Para calcular los momentos de flexión y los esfuerzos cortantes en las vigas principales, he seguido el método que expone Résal en el 2.° tomo de su obra de puentes metálicos.

Los datos son éstos [2]:

$$p = 2200, \quad p' = 4500, \quad \delta = 1{,}25$$
$$l = 52{,}00 \quad L = 65{,}00, \quad p\,L^2 = 9.295{,}000$$
$$p'\,L^2 = 19.012{,}500.$$

En las ecuaciones de los momentos flectentes, la unidad de abscisa es la longitud del tramo de que se trata, y la de momento,

1. Humbert, *Chemins de fer*, tomo I, pág. 185.
2. Las unidades, *mientras no advierta otra cosa*, son el metro y el kilogramo.

$p\,L^2$ ó $p'\,L^2$, según se consideren las curvas de los momentos que produce la carga permanente ó las que produce la sobrecarga.

MOMENTOS FLECTENTES

Pongo en seguida las ecuaciones que voy á emplear y los valores de los coeficientes que entran en ellos [1]:

Tramos de ribera:

Carga permanente $\left\{ X = b_1\, x - \dfrac{x^2}{2\,\delta^2} \qquad 0 \angle x \angle 1 \right.$

Sobrecarga variable...........

$$\left\{\begin{array}{ll} X'' = b_3\, x - \dfrac{x^2}{2\,\delta^2} & 0 \angle x \angle x'' \\[2ex] X' = b_4\, x + c_4\, \dfrac{\left(1 - \frac{1-x}{1-x''}\right)^2}{1 - \frac{1}{3}\,\frac{1-x}{1-x''}} & x'' \angle x \angle 1 \end{array}\right.$$

Tramos intermedios:

Carga permanente $\left\{ X = a_1 + b_1\, x - \dfrac{x^2}{2} \qquad 0 \angle x \angle 1 \right.$

Sobrecarga variable...........

$$\left\{\begin{array}{ll} X' = a_2 + b_2\, x + c_2\, \dfrac{\left(1 - \frac{x}{x'}\right)^2}{\left(1 - \frac{2}{3}\,\frac{x}{x'}\right)^3} & 0 \angle x \angle x' \\[2ex] X'' = a_3 + b_3\, x - \dfrac{x^2}{2} & x' \angle x \angle x'' \\[2ex] X' = a_4 + b_4\, x + c_4\, \dfrac{\left(1 - \frac{1-x}{1-x''}\right)^4}{\left(1 - \frac{2}{3}\,\frac{1-x}{1-x''}\right)^3} & x'' \angle x \angle 1 \end{array}\right.$$

$$\frac{1}{2\,\delta^2} = 0{,}32$$

Valores de los coeficientes:

Tramos de ribera:

$b_1 = +\,0{,}2384$	$x'' = 0{,}8064$
$b_3 = +\,0{,}2961$	$1 - x'' = 0{,}1936$
$b_4 = -\,0{,}0578$	$x_2 = 0{,}7450$
$c_4 = -\,0{,}0384$	—

1. Résal, obra citada, tomo II, pág. 169.

Tramos intermedios:

a_1	$= -0{,}0816$	c_2	$= -0{,}0549$
a_2	$= -0{,}0413$	c_4	$= -0{,}0524$
a_3	$= -0{,}0578$	x'	$= 0{,}2174$
a_4	$= +0{,}0146$	x''	$= 0{,}7882$
b_1	$= +0{,}4974$	$1 - x''$	$= 0{,}2118$
b_2	$= +0{,}0619$	x_1	$= 0{,}2073$
b_3	$= +0.5157$	x_2	$= 0{,}7876$
b_4	$= -0{,}0670$	—	

En los tramos de ribera la ecuación de la parábola de los momentos flectentes debidos á la carga permanente es, pues, en nuestro caso:

$$X = 0{,}2384\ x - 0{,}32\ x^2,$$

y los valores sucesivos de X para diferentes abscisas, son:

pª	$x = 0{,}000$	$X = 0{,}0000$
"	$x = 0{,}05$	$X = 0{,}0111$
"	$x = 0{,}10$	$X = 0{,}0206$
"	$x = 0{,}15$	$X = 0{,}0276$
"	$x = 0{,}20$	$X = 0{,}0349$
"	$x = 0{,}25$	$X = 0{,}0396$
"	$x = 0{,}30$	$X = 0{,}0427$
"	$x = 0{,}35$	$X = 0{,}0442$
"	$x = 0{,}40$	$X = 0{,}0442$
"	$x = 0{,}45$	$X = 0{,}0425$
"	$x = 0{,}50$	$X = 0{,}0392$
"	$x = 0{,}55$	$X = 0{,}0343$
"	$x = 0{,}60$	$X = 0{,}0278$
"	$x = 0{,}65$	$X = 0{,}0198$
"	$x = 0{,}70$	$X = 0{,}0101$
"	$x = 0{,}75$	$X = 0{,}0012$
"	$x = 0{,}80$	$X = 0{,}0141$
"	$x = 0{,}85$	$X = 0{,}0286$
"	$x = 0{,}90$	$X = 0.0446$
"	$x = 0{,}95$	$X = 0{,}0623$
"	$x = 1.00$	$X = 0{,}0816$

En los mismos tramos, la ecuación de la curva de los momentos flectentes debidos á la sobrecarga (desde 0 hasta x'') es:

$$X'' = 0{,}2961\,x - 0{,}32\,x^2\,,$$

y los valores sucesivos de X'' para diferentes abscisas, son:

pª	$x = 0{,}00$	$X'' = 0{,}0000$
"	$x = 0{,}05$	$X'' = 0{,}0140$
"	$x = 0{,}10$	$X'' = 0{,}0264$
"	$x = 0{,}15$	$X'' = 0{,}0372$
"	$x = 0{,}20$	$X'' = 0{,}0464$
"	$x = 0{,}25$	$X'' = 0{,}0540$
"	$x = 0{,}30$	$X'' = 0{,}0600$
"	$x = 0{,}35$	$X'' = 0{,}0644$
"	$x = 0{,}40$	$X'' = 0{,}0672$
"	$x = 0{,}45$	$X'' = 0{,}0684$
"	$x = 0{,}50$	$X'' = 0{,}0680$
"	$x = 0{,}55$	$X'' = 0{,}0660$
"	$x = 0{,}60$	$X'' = 0{,}0624$
"	$x = 0{,}65$	$X'' = 0{,}0572$
"	$x = 0{,}70$	$X'' = 0{,}0504$
"	$x = 0{,}75$	$X'' = 0{,}0421$

———

Para los mismos tramos, la ecuación de los momentos flectentes máximos debidos á la sobrecarga (desde x'' hasta 1) es:

$$-X' = 0{,}0578\,x + 0{,}0384\,\frac{\left(1 - \frac{1-x}{1-x''}\right)^2}{1 - \frac{1}{3}\,\frac{1-x}{1-x''}}$$

y los valores sucesivos de X' haciendo variar la abscisa, son los siguientes:

pª	$x = x''$	$X' = 0{,}0466$
"	$x = x'' + \frac{1}{5}(1 - x'')$	$X' = 0{,}0509$
"	$x = x'' + \frac{2}{5}(1 - x'')$	$X' = 0{,}0588$
"	$x = x'' + \frac{3}{5}(1 - x'')$	$X' = 0{,}0693$
"	$x = x'' + \frac{4}{5}(1 - x'')$	$X' = 0{,}0819$
"	$x = 1$	$X' = 0{,}0962$

———

Para los tramos intermedios, la ecuación de la parábola de los momentos flectentes debidos á la carga permanente es:

$$X = -0{,}0816 + 0{,}4974\,x - \frac{x^2}{2},$$

y los valores sucesivos de X son:

pª x = 0,00	X = 0,0816
" x = 0,05	X = 0,0580
" x = 0,10	X = 0,0369
" x = 0,15	X = 0,0182
" x = 0,20	X = 0,0021
" x = 0,25	X = 0,0115
" x = 0,30	X = 0,0224
" x = 0,35	X = 0,0312
" x = 0,40	X = 0,0374
" x = 0,45	X = 0,0410
" x = 0,50	X = 0,0421
" x = 0,55	X = 0,0407
" x = 0,60	X = 0,0368
" x = 0,65	X = 0,0305
" x = 0,70	X = 0,0216
" x = 0,75	X = 0,0102
" x = 0,80	X = 0.0037
" x = 0,85	X = 0,0201
" x = 0,90	X = 0,0389
" x = 0,95	X = 0,0603
" x = 1.00	X = 0,0842

Para los mismos tramos, la curva representativa de los momentos máximos de sobrecarga es (desde x = 0 hasta x = x'):

$$X' = -0{,}0413 + 0{,}0619\,x - 0{,}0549\,\frac{\left(1 - \frac{x}{x'}\right)^4}{\left(1 - \frac{2}{3}\frac{x}{x'}\right)^3},$$

y los valores sucesivos de X' son:

pª x = 0,00	X' = 0,0962
" $x = \frac{1}{5}$ x'	X' = 0,0737
" $x = \frac{2}{5}$ x'	X' = 0,0538
" $x = \frac{3}{5}$ x'	X' = 0,0397
" $x = \frac{4}{5}$ x'	X' = 0,0314
" x = x'	X' = 0.0307

Para los mismos tramos, la ecuación de la curva representativa en los momentos máximos debidos á la sobrecarga, es (desde $x = x'$ hasta $x = x''$):

$$X'' = -0{,}0578 + 0{,}5157\,x - \frac{x^2}{2},$$

y los valores sucesivos de X'' son:

pª $x = x'$	$X'' = 0{,}0307$
" $x = 0{,}25$	$X'' = 0{,}0397$
" $x = 0{,}30$	$X'' = 0{,}0519$
" $x = 0{,}35$	$X'' = 0{,}0614$
" $x = 0{,}40$	$X'' = 0{,}0685$
" $x = 0{,}45$	$X'' = 0{,}0730$
" $x = 0{,}50$	$X'' = 0{,}0751$
" $x = 0{,}55$	$X'' = 0{,}0746$
" $x = 0{,}60$	$X'' = 0{,}0716$
" $x = 0{,}65$	$X'' = 0{,}0661$
" $x = 0{,}70$	$X'' = 0{,}0582$
" $x = 0{,}75$	$X'' = 0{,}0477$
" $x = 0{,}80$	$X'' = 0{,}0348$

Para los mismos tramos, la ecuación de la curva de los momentos flectentes debidos á la sobrecarga es (desde $x = x''$ hasta $x = 1{,}00$):

$$X' = 0{,}0146 - 0{,}067\,x - 0{,}0524\,\frac{\left(1 - \frac{1-x}{1-x''}\right)^4}{\left(1 - \frac{2}{3}\,\frac{1-x}{1-x''}\right)^3},$$

y los valores sucesivos de X' son:

pª $x = x''$	$X' = 0{,}0382$
" $x = x'' + \frac{1}{5}(1 - x'')$	$X' = 0{,}0419$
" $x = x'' + \frac{2}{5}(1 - x'')$	$X' = 0{,}0501$
" $x = x'' + \frac{3}{5}(1 - x'')$	$X' = 0{,}0639$
" $x = x'' + \frac{4}{5}(1 - x'')$	$X' = 0{,}0825$
" $x = 1{,}00$	$X' = 0{,}1048$

ESFUERZOS CORTANTES

Las unidades de longitud son las mismas que en los momentos flectentes, á saber: l, en los tramos de ribera y L, en los intermedios. Las unidades de esfuerzo cortante son: $p\ L = 2200 \times 65$ para la carga permanente, y $p'\ L = 4500 \times 65$ para la sobrecarga. Las ecuaciones de las curvas de esfuerzos cortantes son las siguientes (Résal, obra citada, tomo II, pág. 185):

Tramos de ribera:

$$V = b_1\,\delta - \frac{x}{\delta},$$

$$V'' = (b_3 - c_4)\,\delta - \frac{1}{2\,\delta} + \left(c_4\,\delta + \frac{1}{2\,\delta}\right)(1 - x^2,$$

$$V' = b_4\,\delta + \left(c_4\,\delta - \frac{1}{2\,\delta}\right)x^2;$$

Tramos intermedios:

$$V = b_1 - x$$

$$V'' = b_2 + (c_4 - c_2 + \tfrac{1}{2})\,(1 - x)^2$$

$$V' = b_4 + (c_4 - c_2 - \tfrac{1}{2})\,x^2$$

Los valores de los coeficientes son los mismos indicados al tratar de los momentos flectentes.

Empecemos por los tramos de ribera. En estos tramos, la ecuación representativa de los esfuerzos cortantes que produce la carga permanente, es:

$$V = 0{,}2384 \times 1{,}25 - \frac{1}{1.25}\,x.$$

Como se trata de una recta, basta con determinar dos ó tres puntos:

Para $x = 0{,}00$	$V = 0{,}2980$
" $x = 0{,}3725$	$V = 0{,}0000$
" $x = 1{,}00$	$V = 0{,}5020$;

pero hay conveniencia en reducir á la misma unidad la recta representativa del esfuerzo de carga permanente y la que representa el debido á la sobrecarga: esto se consigue fácilmente multiplicando por $\frac{p}{p'} = \frac{22}{45}$ las ordenadas V. Así resulta:

pª $x = 0{,}00$	$V = 0{,}1457$
" $x = 0{,}3725$	$V = 0{,}0000$
" $x = 1{,}00$	$V = 0{,}2454$

En los mismos tramos, la ecuación representativa de los esfuerzos cortantes positivos debidos á la sobrecarga, es:

$$V'' = (0,2961 + 0,0384) \times 1,25 - \frac{1}{2\,\delta} + \left(\frac{1}{2\,\delta} - 0,0384\,\delta\right)(1-x)^2,$$

ó sea,

$$V'' = 0,01812 + 0,352\ (1 - x)^2.$$

Los valores de V'' son los siguientes:

pª $x = 0,00$	$V'' = 0,3701$
" $x = 0,05$	$V'' = 0,3359$
" $x = 0,10$	$V'' = 0,3032$
" $x = 0,15$	$V'' = 0,2722$
" $x = 0,20$	$V'' = 0,2434$
" $x = 0,25$	$V'' = 0,2160$
" $x = 0,30$	$V'' = 0,1906$
" $x = 0,35$	$V'' = 0,1668$
" $x = 0,40$	$V'' = 0,1449$
" $x = 0,45$	$V'' = 0,1247$
" $x = 0,50$	$V'' = 0,1061$
" $x = 0,55$	$V'' = 0,0895$
" $x = 0,60$	$V'' = 0,0744$
" $x = 0,65$	$V'' = 0,0612$
" $x = 0,70$	$V'' = 0,0498$
" $x = 0,75$	$V'' = 0,0401$
" $x = 0,80$	$V'' = 0,0322$
" $x = 0,85$	$V'' = 0,0261$
" $x = 0,90$	$V'' = 0,0216$
" $x = 0,95$	$V'' = 0,0190$
" $x = 1,00$	$V'' = 0,0181$

Ecuación de la curva representativa de los esfuerzos cortantes debidos á la sobrecarga y negativos (en el tramo de ribera):

$$V' = -0,0578 \times \delta - \left(0,0384\,\delta + \frac{1}{2\,\delta}\right)x^2,$$

ó sea,

$$V' = 0,07225 - 0,4480\,x^2.$$

Los valores sucesivos de V' son:

pª	$x = 0,00$	$V' = 0,0723$
"	$x = 0,05$	$V' = 0,0734$
"	$x = 0,10$	$V' = 0.0767$
"	$x = 0,15$	$V' = 0,0823$
"	$x = 0,20$	$V' = 0,0902$
"	$x = 0,25$	$V' = 0,1003$
"	$x = 0,30$	$V' = 0,1126$
"	$x = 0,35$	$V' = 0,1271$
"	$x = 0,40$	$V' = 0,1439$
"	$x = 0,45$	$V' = 0,1630$
"	$x = 0,50$	$V' = 0,1843$
"	$x = 0,55$	$V' = 0,2078$
"	$x = 0,60$	$V' = 0,2335$
"	$x = 0,65$	$V' = 0,2615$
"	$x = 0,70$	$V' = 0,2918$
"	$x = 0,75$	$V' = 0,3243$
"	$x = 0,80$	$V' = 0,3590$
"	$x = 0,85$	$V' = 0,3959$
"	$x = 0,90$	$V' = 0,4351$
"	$x = 0,95$	$V' = 0,4766$
"	$x = 1,00$	$V' = 0,5203$

En los tramos intermedios, la ecuación de la recta representativa de los esfuerzos cortantes debidos á la carga permanente, es:

$$V = 0,4974 - x,$$

y basta para determinar la recta con dos ó tres de sus puntos; por ejemplo:

pª	$x = 0,00$	$V = 0,4974$
"	$x = 0,4974$	$V = 0,0000$
"	$x = 1,00$	$V = 0,5026$,

pero es útil reducir á la misma unidad la recta de la carga permanente y las curvas de la carga variable, y para conseguirlo basta multiplicar las ordenadas de la primera por $\frac{p}{p'} = \frac{22}{45}$; haciendo esta transformación resulta:

pª	$x = 0,00$	$V = 0,2432$
"	$x = 0,4974$	$V = 0,0000$
"	$x = 1,00$	$V = 0,2457$

En los mismos tramos, la curva representativa de los esfuerzos cortantes positivos debidos á la sobrecarga, tiene por ecuación:

$$V'' = 0{,}0619 + \left(\tfrac{1}{2} - 0{,}0524 + 0{,}0549\right)\left(1 - x\right)^2 ,$$

ó sea,

$$V'' = 0{,}0619 + 0{,}5025\left(1 - x\right)^2 ,$$

siendo los valores sucesivos de V'', los que van á continuación

pª $x = 0{,}00$	$V'' = 0{,}5644$
" $x = 0{,}05$	$V'' = 0{,}5154$
" $x = 0{,}10$	$V'' = 0{,}4689$
" $x = 0{,}15$	$V'' = 0{,}4250$
" $x = 0{,}20$	$V'' = 0{,}3835$
" $x = 0{,}25$	$V'' = 0{,}3446$
" $x = 0{,}30$	$V'' = 0{,}3081$
" $x = 0{,}35$	$V'' = 0{,}2742$
" $x = 0{,}40$	$V'' = 0{,}2428$
" $x = 0{,}45$	$V'' = 0{,}2139$
" $x = 0{,}50$	$V'' = 0{,}1875$
" $x = 0{,}55$	$V'' = 0{,}1637$
" $x = 0{,}60$	$V'' = 0{,}1422$
" $x = 0{,}65$	$V'' = 0{,}1235$
" $x = 0{,}70$	$V'' = 0{,}1071$
" $x = 0{,}75$	$V'' = 0{,}0933$
" $x = 0{,}80$	$V'' = 0{,}0820$
" $x = 0{,}85$	$V'' = 0{,}0732$
" $x = 0{,}90$	$V'' = 0{,}0669$
" $x = 0{,}95$	$V'' = 0{,}0632$
" $x = 1{,}00$	$V'' = 0{,}0619$

Finalmente, la ecuación de la curva representativa de los esfuerzos cortantes negativos debidos á la sobrecarga en los tramos intermedios, es:

$$V' = -\,0{,}0670 + \left(-\,0{,}0524 + 0{,}0549 - \tfrac{1}{2}\right)x^2 ,$$

ó sea,

$$V' = -\,0{,}067 - 0{,}4975\,x^2 ,$$

y los valores sucesivos de V' son:

pª $x = 0{,}00$	$V' = 0{,}0670$
" $x = 0{,}05$	$V' = 0{,}0682$

pª x = 0,10	V' = 0,0720
" x = 0,15	V' = 0,0782
" x = 0,20	V' = 0,0869
" x = 0,25	V' = 0,0981
" x = 0,30	V' = 0,1118
" x = 0,35	V' = 0,1279
" x = 0,40	V' = 0,1466
" x = 0,45	V' = 0,1677
" x = 0,50	V' = 0,1914
" x = 0,55	V' = 0,2175
" x = 0,60	V' = 0,2461
" x = 0,65	V' = 0,2772
" x = 0,70	V' = 0,3108
" x = 0,75	V' = 0,3469
" x = 0,80	V' = 0,3854
" x = 0,85	V' = 0,4264
" x = 0,90	V' = 0,4700
" x = 0,95	V' = 0,5160
" x = 1,00	V' = 0,5645

REPARTICIÓN DE LOS PALASTROS

Para obtener el espesor *e* de la tabla de las vigas principales en una sección determinada, basta despejar *e* en la ecuación, bien conocida: $R = \frac{M\,h}{2\,I}$ después de haber sustituído en vez de I su valor en función de *e*.

Sea *c* el ancho de los palastros que se va á emplear, después de haber descontado el ancho inútil que ocupan los roblones; sea I el momento de inercia de la sección considerada, momento que es igual á $\frac{e\,c\,h^2}{2}$; la igualdad que precede nos dará:

$$e = \frac{M}{R\,c\,h}$$

Pero es más cómodo servirse de las curvas gráficas de los momentos flectentes para obtener inmediatamente la repartición de los palastros.

Résal indica este método:

Designando por Y é Y' las ordenadas de las curvas de momentos de carga permanente y de momentos de carga móvil, se tiene: $M = p\,L^2\,Y + p'\,L^2\,Y'$, pues debe recordarse que la unidad de la ordenada no es la misma en las dos curvas. Si ahora hacemos: $K = \frac{R\,c\,h}{p\,L^2}$ y $K' = \frac{R\,c\,h}{p'\,L^2}$, el espesor de la platabanda será

$$e = \frac{M}{R\,c\,h} = \frac{Y}{K} + \frac{Y'}{K'},$$

y bastará trazar rectas horizontales partiendo del eje de las x, con una equidistancia de $\frac{1}{K'} \times a$, para la parte superior (efectos de sobrecarga) y $\frac{1}{K} \times a$, para la parte inferior (efectos de carga permanente), siendo a el espesor de cada palastro; para saber cuántos espesores a se necesita acumular en cada sección: el número de estos espesores será igual al de las zonas horizontales que caen dentro de las curvas en la sección de que se trate.

Yo he supuesto: $a = 0{,}10$
$h = 5{,}50$
$c = 0{,}38$

El valor *c* resulta de restar del ancho total de las tablas ($0,^{m}50$) seis diámetros de roblones, pues éstos ocupan seis filas y tienen un diámetro de 19 mm con un juego dentro de los agujeros, de 1 mm.

Es además necesario tener en cuenta el momento de inercia de las escuadras y de la parte de alma que encierran.

La superficie de la sección recta de estas piezas es, descontando los agujeros de los roblones, igual á $4 \times 0,080 \times 0,012 + 0,080 \times 0,015 = 0,005$, un poco mayor, según se ve, que la sección de un palastro; en cambio, el radio de giro que le corresponde es algo menor; poco error se cometerá, de consiguiente, si se admite que las dos escuadras valen por un palastro. Luego, hay que rebajar la unidad del número de zonas que corresponden en los planos 8 y 9 á una determinada sección, para obtener el número correspondiente de palastros.

La longitud que ha de ocupar cada uno en la viga, está indicada sobre los mismos planos.

TRIANGULACIÓN

La triangulación que une las tablas de las vigas principales, es una triangulación simple. Los montantes verticales trabajan á la compresión y las piezas inclinadas, á la extensión.

La fórmula que emplearé es la siguiente:

$$F = \frac{V}{\cos\theta},$$

en la que F es el esfuerzo á que está sometida la pieza en la dirección de su eje, V es el esfuerzo cortante que corresponde á la mitad de la pieza y θ designa el ángulo que forma una vertical trazada de abajo arriba, con el eje de la barra, considerado en el sentido en que lo recorrería un móvil que marchara de izquierda á derecha pasando por todas las piezas de la triangulación.

Empezaré por los tramos de ribera.

El esfuerzo normal F para los montantes, se obtiene inmediatamente dividiendo en doce partes iguales el eje horizontal del dibujo de los esfuerzos cortantes y buscando los que corresponden á cada punto de división.

La fórmula $F = -\frac{V}{\cos\theta}$, en que $\theta = 0$, da entonces $F = -V$.

Los montantes trabajan, pues, por compresión.

Para obtener la sección que debe darse á cada montante, bastará recordar la fórmula $R\,\omega = F$, de la que se deduce:

$$\omega = \frac{F}{R}$$

Los trece valores sucesivos de V y F, son:

Número de orden.	Esfuerzo cortante.	Sección en mm.^{2}
1.º	37000	3700
2.º	31000	3100
3.º	24500	2450
4.º	19000	1900
5.º	13500	1350
6.º	12000	1200
7.º	17000	1700
8.º	22000	2200
9.º	28000	2800
10.º	34000	3400
11.º	41000	4100
12.º	48000	4800
13.º	55000	5500

En cuanto á las piezas inclinadas, empezaré por los tirantes de la izquierda dirigidos de arriba abajo y de izquierda á derecha. Estos tirantes se extienden á toda la región en que hay esfuerzos positivos, es decir, desde el estribo hasta el punto N. Hay siete de estos tirantes en el tramo de ribera.

En la fórmula

$$\omega = \frac{F}{R} = -\frac{V}{R \cos \theta}$$

hay que hacer tang. $\theta = \frac{4,33}{5,5}$ y por consiguiente

$$\frac{1}{\cos \theta} = -\sqrt{1 + \left(\frac{4,33}{5,5}\right)^2} = -1,177.$$

Luego

$$\frac{1}{R \cos \theta} = -0,1177,$$

y multiplicando por esta cantidad los valores medios de los esfuerzos cortantes, se tendrá, como en el caso anterior, la sección ω en milímetros.

Estos resultados están indicados en el siguiente cuadro:

Número de orden.	Esfuerzo cortante.	Sección en mm.^{2}
1.º	34000	4002
2.º	27750	3266
3.º	21750	2560
4.º	16250	1912
5.º	11000	1295
6.º	6000	706
7.º	1800	212

En fin, consideremos los tirantes inclinados en sentido contrario, que son diez. El cuadro siguiente se refiere á ellos.

Número de orden.	Esfuerzo cortante.	Sección en mm.^{2}
1.º	2000	235
2.º	5400	636
3.º	10200	1200
4.º	14000	1648
5.º	19000	2236
6.º	25000	2942
7.º	31000	3649
8.º	37000	4355
9.º	44000	5179
10.º	51000	6003

En los tramos intermedios, el número de secciones en que se ha dividido la triangulación es de quince, pero el ángulo θ permanece el mismo.

Para calcular las secciones de los diez y seis montantes [1], tenemos los diez y seis valores correspondientes del esfuerzo cortante directamente tomados del plano 7.º; valores que divididos por $R = 10$ darán la sección buscada, en milímetros. Los resultados van en el cuadro siguiente:

Número de orden.	Esfuerzo cortante.	Sección en mm.²
1.º	57000	5700
2.º	50200	5020
3.º	44000	4400
4.º	37400	3740
5.º	31300	3130
6.º	26000	2600
7.º	20800	2080
8.º	15400	1540
9.º	16000	1600
10.º	21000	2100
11.º	26300	2630
12.º	32000	3200
13.º	37800	3780
14.º	44000	4400
15.º	50900	5090
16.º	58000	5800

Finalmente, van á continuación los dos cuadros relativos á los tirantes; el primero se refiere á los de la serie que empieza en la pila de la izquierda: estos tirantes son en número de 11; el segundo se refiere á los tirantes de la otra serie, que también son once.

1. Tomo en cuenta de montantes las mitades de los recuadros llenos, (*panneaux pleins*) que van sobre cada pila.

I

Número de orden.	Esfuerzo cortante.	Sección en mm.^{2}
1.º	53600	6309
2.º	47100	5543
3.º	40700	4790
4.º	34300	4037
5.º	28700	3378
6.º	23400	2754
7.º	18100	2130
8.º	13400	1577
9.º	8500	1000
10.º	4500	529
11.º	600	71

II

Número de orden.	Esfuerzo cortante.	Sección en mm.^{2}
1.º	1000	118
2.º	5000	588
3.º	9000	1059
4.º	13600	1600
5.º	18500	2177
6.º	23700	2789
7.º	29200	3437
8.º	34900	4107
9.º	40900	4813
10.º	47500	5590
11.º	54500	6415

Es claro que las secciones así calculadas son mínimos debajo de los cuales no se puede descender nunca; en la práctica se tomarían secciones bastante superiores, para facilidad de las ensambladuras, para precaverse contra el alabeo, etc.

Viguetas longitudinales

En la *Revue Générale des Chemins de Fer* (Marzo de 1892) se publicaron, como he dicho antes, unas tablas que permiten reducir á efectos de carga uniforme los producidos por el tren tipo al pasar sobre un puente de una abertura no inferior á 5^m.

La abertura que dejan dos *piezas de puente* es, según he dicho ya y puede verse en el plano de detalles, igual á $4^m,33$; las tablas á que acabo de referirme pueden, pues [1], aplicarse al cálculo de los largueros, con tal que se busque por interpolación la carga uniforme equivalente á la del tren tipo, que solamente viene en las citadas tablas para aberturas de 5 ó más metros. Esta carga así calculada es de 7550^{kg} por metro corriente para una fila de rieles, habiendo todavía que agregar unos 150^{kg} por peso propio de la vigueta y del piso, rieles, etc. La carga total es así de 7700^{kg} por metro corriente. El coeficiente R lo tomaré de sólo 8^{kg} por $mm.^2$: aunque la Circular francesa no obliga á hacer esta reducción en el coeficiente de trabajo, es prudente hacerla, porque los largueros, como las *piezas de puente* están expuestos á vibraciones peligrosas.

En virtud de la fórmula conocida

$$M_{máx.} = \tfrac{1}{8}\, p l^2,$$

y eligiendo por unidad el metro, resulta:

$$M_{máx.} = \tfrac{1}{8} \times 7700 \times \overline{4{,}33}^2 = 18047\,;$$

apelando ahora á la fórmula:

$$R = \frac{M\, h}{I}$$

y haciendo en ella: h = 0,55, resulta

$$8000000 = \frac{18040 \times 0.55}{2\, I} = \frac{4968}{I},$$

de donde

$$I = \frac{4968}{8000000} = 0{,}000621.$$

1. Sin gran error.

Pero el momento de inercia tiene por expresión aproximada en este caso [1]:

$$(8 \times 0{,}09 \times x + 2 \times 0{,}007 \times 0{,}9) \times \overline{0{,}275}^2,$$

ó sea,

$$0{,}054\, x + 0{,}0000945.$$

Luego, tenemos

$$0{,}054\, x = 0{,}000621 - 0{,}0000945,$$

de donde

$$x = \frac{0{,}0005265}{0{,}054} = 0{,}009.$$

El espesor de las alas será, pues, de nueve milímetros. Como resulta una forma usual de viga, no hay para qué preocuparse del esfuerzo cortante.

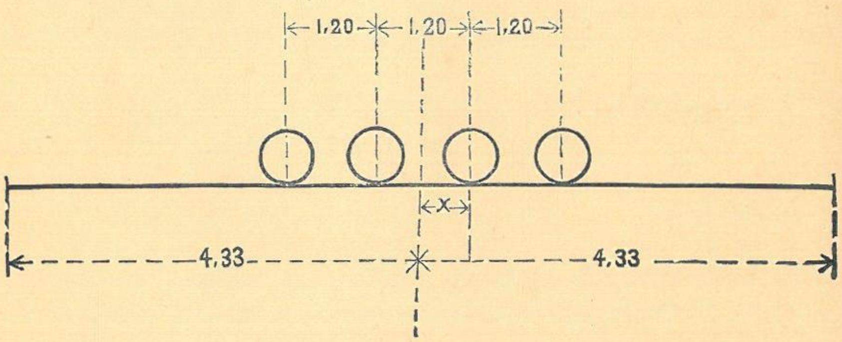
Piezas de puente

Las piezas de puente distan unas de otras 4^m33 y tienen de longitud 5 metros.

La máquina del tren tipo de la Circular francesa consta de 4 ejes, la carga axial es de 14^t y las distancias de eje á eje son todas iguales á 1^m20.

Veamos ante todo cuál es la posición más desfavorable de la locomotora.

En el dibujo que sigue, la carga sobre la pieza de puente es de



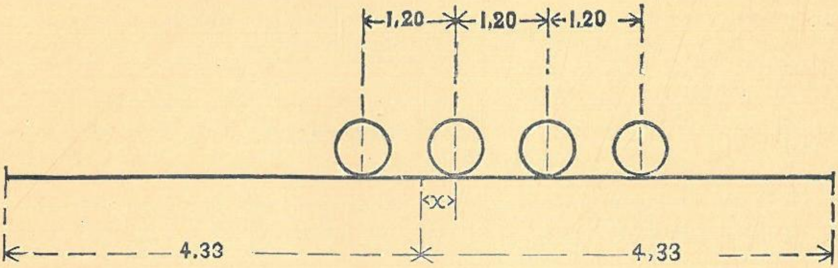
1. V. pág. 25 la figura; x es el espesor de las alas de las escuadras.

$$14^t\left(\frac{4.33-x}{4.33}+\frac{4.33-1.20-x}{4.33}+\frac{4.33-1.20+x}{4.33}\right.$$

$$\left.+\frac{4.33-1.20-1.20+x}{4.33}\right)=\frac{14^t}{4.33}(4\times 4.33-4\times 1.20),$$

independiente de x.

En este otro dibujo



el esfuerzo tiene por expresión

$$\frac{14^t}{4.33}(4.33-x+4.33-1.20-x+4.33-1.20-1.20-x+4.33-1.20+x)$$

$$=\frac{14^t}{33}(4\times 4.33-4\times 1.20-2x),$$

y el máximum tiene lugar para $x=0$, resultando que este máximum es igual al valor obtenido para cualquiera de los casos de la 1.ª hipótesis.

Luego, las disposiciones más desfavorables son todas las de la 1.ª figura, que producen el mismo valor para la carga, á saber:

$$4\times\frac{14^t}{4.33}(4.33-1.20)=40^t6,$$

ó sea para cada riel: 20300^{kg}.

Veamos ahora cuál es el momento máximum que esta doble carga produce en la *pieza de puente*, suponiendo además que el peso propio de la pieza y los pesos del piso, etc., producen una carga uniforme de 400^{kg} por metro corriente.

La reacción en los apoyos es

$$\frac{400\times 5}{2}+20300=21300;$$

de consiguiente:

$$M_{\text{máx.}} = 2{,}5 \times 21{,}300 - \tfrac{1}{8}\, 400 \times 25 - 0{,}72 \times 20300 = 37384,$$

y sustituyendo en

$$R = \frac{M\,h}{2\,I},$$

se tiene:

$$8000000 = \frac{37384 \times 0{,}7}{2\,I} = \frac{13084}{I},$$

de donde,

$$I = \frac{13084}{8000000} = 0{,}001635.$$

Pero la expresión aproximada de I, tomando por incógnita el espesor de la tabla, es

$$I = (8 \times 0{,}07 \times 0{,}01 + 2 \times 0{,}07 \times 0{,}008 + 2 \times 0{,}2 \times x) \times \overline{0{,}35}^2.$$

De esta ecuación y de la anterior es fácil deducir:

$$x = 0{,}015.$$

Arriostrado

Las barras del arriostrado horizontal se calculan como las del alma de una viga de grandes mallas sometida á una carga uniforme. El sistema articulado es el mismo que el de las vigas principales, sin otra diferencia que tener en toda su longitud cruces de San Andrés con montantes. Aquí está justificada la presencia de las dos aspas de la cruz en toda la extensión del tablero, por el hecho de variar de sentido la fuerza del viento. Al hacer el cálculo, se puede suponer que el viento obra en un solo sentido, y prescindir de las piezas superabundantes que resultan entonces.

Los datos son los siguientes: para todos los tramos, la distancia entre cada dos piezas perpendiculares á la elevación, es de $4^{m}33$; la longitud de estas piezas perpendiculares (distancia entre las almas de las vigas principales) es de 5^{m}; se supone un tren sobre la vía (es el caso más desfavorable), lo que obliga á admitir un esfuerzo debido al viento igual á 952^{kg} por metro corriente, según hemos visto al tratar del cálculo de las pilas. Supondré, en fin, como se hace generalmente, que los tramos de la viga ficticia del arriostrado son separados.

Tramos de ribera

Ecuación de los esfuerzos cortantes:

$$V = \tfrac{1}{2}\, p\, l - p\, x$$

Sustituyamos en esta fórmula: en vez de p, 952; en vez de l, 52; en vez de x, sucesivamente los trece valores 0'00, 4'33, 8'66, 13'00, 17'33, 21'66, 26'00, 30'33 34'66, 39'00, 43'33, 47'66, y 52'00. Los valores correspondientes de V serán: 24752, 20627, 16502, 12376, 8251, 4126, 0, — 4126, — 8251, — 12376, — 16502, — 20627, — 24752.

Las áreas de las secciones de las piezas perpendiculares serán, pues, en virtud de las fórmulas,

$$F = \frac{V}{\cos \theta} \text{ y } R = \frac{F}{\omega},$$

empleadas ya al tratar de las triangulaciones de alma de las vigas principales, y no olvidando que $\theta = 0$ y R = 10 : 2475 $^{mm^2}$, 2063, 1650, 1238, 825, 412, 0'000, 412, 825, 1238, 1650, 2063, 2475.

Para calcular las secciones de las piezas inclinadas, empezaré por hallar los valores de V correspondientes á la sección del medio de cada una de ellas; estos valores son los doce siguientes: 22689, 18564, 14439, 10313, 6188, 2063, — 2063, — 6188, — 10313, — 14439, — 18564, — 22689.

Las secciones transversales resultan de las fórmulas.

$$F = -\frac{V}{\cos \theta} \text{ y } R = \frac{F}{\omega},$$

en la 1.ª de las cuales

$$\frac{1}{\cos \theta} = \sqrt{1 + \operatorname{tang}^2 \theta} = \sqrt{1 + \left(\frac{4.33}{5}\right)^2} = \sqrt{1{,}751} = 1{,}32.$$

Así se obtienen los valores siguientes en mm^2 : 2995, 2450, 1806, 1361, 817, 272, 272, 817, 1361, 1806, 2450, 2995.

4

Tramos intermedios

La fórmula de los esfuerzos cortantes es la misma:

$$V = \frac{1}{2} p l - p x,$$

pero l vale ahora 65.

Van á continuación los valores de V y los de las secciones de las piezas perpendiculares correspondientes á cada una de las abscisas que se expresan:

Abscisas	Valores V	Valores de las secciones en mm.²
0,00	30940	3094
4,33	26815	2681
8,66	22690	2269
13,00	18564	1856
17,33	14439	1444
21,66	10314	1031
26,00	6189	619
30,33	2063	206
34,66	— 2063	206
39,00	— 6189	619
43,33	— 10314	1031
47,66	— 14439	1444
52,00	— 18564	1856
56,33	— 22690	2269
60,66	— 26815	2681
65,00	— 30940	3094

Para hallar las secciones de las piezas inclinadas, tenemos, en primer lugar, que calcular los quince valores de V correspondientes á las secciones medias de todas las piezas, y de ellos deducir las secciones con el auxilio de las fórmulas

$$F = -\frac{V}{\cos \theta} \text{ y } R = \frac{F}{\omega}$$

en las que $R = 10$ y $\frac{1}{\cos \theta} = 1.32$

He aquí la lista de esos valores:

Abscisas	Valores de V	Valores de la sección en mm.²
$0{,}00 + \frac{4.33}{2}$	28877	3812
$4{,}33 + \frac{4.33}{2}$	24752	3267
$8{,}66 + \frac{4.33}{2}$	20527	2710
$13{,}00 + \frac{4.33}{2}$	16501	2178
$17{,}33 + \frac{4.33}{2}$	12376	1634
$21{,}66 + \frac{4.33}{2}$	8251	1089
$26{,}00 + \frac{4.33}{2}$	4126	545
$30{,}33 + \frac{4.33}{2}$	0000	000
$34{,}66 + \frac{4.33}{2}$	4126	545
$39{,}00 + \frac{4.33}{2}$	8251	1089
$43{,}33 + \frac{4.33}{2}$	12376	1634
$47{,}66 + \frac{4.33}{2}$	16501	2178
$52{,}00 + \frac{4.33}{2}$	20527	2710
$56{,}33 + \frac{4.33}{2}$	24752	3267
$60{,}66 + \frac{4.33}{2}$	28877	3812

Para evitar el alabeo de las piezas, así como para facilitar las ensambladuras de unas con otras, habría probablemente que aumentar las secciones de algunas de estas piezas; además, las secciones calculadas no comprenden la parte que ocupan los roblones y que es inútil para la resistencia.

Pilas

Cálculo de una de las pilas más elevadas del viaducto

En esta parte seguiré, como en lo que precede, los métodos que expone Résal. Las fórmulas que da este sabio (o. c., t. II, p. 561) son las siguientes:

$$F = -Q - q\,x\,,\ X = \mu\,,\ (V = 0)\,,$$
$$(V = S' + s'\,x\,),\ X' = \nu' + S'\,x + \frac{s'\,x^2}{2}$$

En ellas F es el esfuerzo vertical producido (en la sección horizontal de que se trate) por la carga vertical (Q) y por el peso de la parte de pila superpuesta (q x); X es el momento longitudinal de vuelco (al decir longitudinal, quiero decir que el plano del par de fuerzas que lo produce es paralelo á la elevación del viaducto); μ es el producto del esfuerzo Q por la mitad del desplazamiento total que sufre el aparato de dilatación á causa de las variaciones de temperatura; V es el esfuerzo cortante longitudinal; X' y V' son las cantidades análogas á X y V, pero referentes al plano transversal; v y s' son el momento de vuelco y el empuje transversales debidos á la acción del viento sobre el tablero; finalmente s' es el empuje producido por el viento sobre la pila y referido al metro corriente de altura de ésta.

La abscisa x se cuenta á partir del vértice de la pila; la presión del viento se supone normal á la elevación del viaducto.

Pero yo prescindiré de V y V' que sólo sirven para calcular el arriostrado de la pila, es decir, las piezas horizontales é inclinadas que sirven para ligar entre sí los montantes. En efecto, el cálculo de los montantes es en realidad el único que interesa, á menos que el tipo ó la magnitud de la pila fueran excepcionales.

" Por poco, dice Résal, que el número de las barras de arrios-
" trado sea considerable, como no es posible descender para nin-
" guna de ellas debajo de las dimensiones estrictamente indispen-
" sables para poder ensamblarlas sólidamente á los montantes y
" evitar el flameo bajo los esfuerzos de compresión, siempre ten-
" dremos que atribuir á esta parte de la construcción, una re-
" sistencia muy superior á la que indican las fórmulas. "

Las pilas más elevadas del viaducto son las dos primeras (yendo de izquierda á derecha en el dibujo número 2) y son de igual altura, pero, como los esfuerzos que tienen que soportar difieren algo, habría que calcularlas por separado. Yo sólo voy á ocuparme de la primera, porque el cálculo es casi idéntico en ambas [1].

Valores particulares :

$$
\begin{aligned}
-Q &= (0{,}5203 + 0{,}5644 + 0{,}2454 + 0{,}2432)\ p\ L \\
&= 1{,}5733 \times 2200 \times 65 = 224982.
\end{aligned}
$$

q puede calcularse muy aproximadamente por la fórmula que da León Boyer (*Viaduc de Garabit,* pág. 334).

1. Es todavía un poco más sencillo para la 2.ª, pues en ella $\mu = 0$.

$$q = 2000 + \frac{8000}{h} + 10\,(h - 10),$$

ó sea,

$$q = 2000 + \frac{8000}{25} + 10\,(25 - 10) = 2470$$

En fin, el peso del coronamiento y apoyo es de unos 5000^{kg}; luego

$$F = 229982 + 2470\ x.$$

El valor de μ se calcula fácilmente: es el producto de la reacción ya calculada (224982) por la desviación que experimenta el centro del aparato de dilatación á un lado ú otro del eje de la pila cuando la temperatura oscila entre su máximo y su mínimo. La dilatación es de 0^m00001 por grado centígrado para una barra de acero de 1^m de longitud. Suponiendo que el puente haya sido colocado sobre sus apoyos en una época del año en que la temperatura es media, habrá que contar unos 25° sobre ó bajo dicha temperatura, y, como la distancia de este apoyo al fijo es de 65^m, deducimos que la desviación buscada será de $0^m00025 \times 65 = 0^m016$; de consiguiente, $\mu = 224982 \times 0{,}016 = 3600$,

y $$X = 3600.$$

Pasemos ahora á calcular X' que depende de los esfuerzos debidos al viento. Según la Circular francesa, hay que hacer el cálculo en dos hipótesis diferentes: 1.° el viaducto está ocupado por un tren; 2.° el viaducto está libre. En la 1.ª hipótesis hay que suponer que el esfuerzo del viento puede elevarse á 170^{kg} por m^2, y en la 2.ª hipótesis, á 270. La superficie expuesta á la acción del viento, la evaluaré aproximadamente, pues (vista la incertidumbre de los datos que preceden) no habría utilidad en querer evitar en una parte del cálculo pequeños errores que necesariamente se han de cometer en otra.

Cuando hay un tren sobre el viaducto, la superficie expuesta al viento consta: 1.°, de la nervatura inferior (0^{m2} 60 por m. corriente); 2.°, de un rectángulo (V. la Circular francesa) de 3^m de altura (3^{m2} 00 por m. corriente); 3.°, de las aspas y montantes de cada cruz de San Andrés en la parte que no se superpone á la nervatura inferior ni al rectángulo del tren; esta última superficie, la calculo en $2^{m2}00$, que es el valor que se admitió para el viaducto de Garabit, suponiendo que la articulación que es encontrada primero por el viento, no disminuye sensiblemente su acción sobre la 2.ª. El total por m. corriente es, pues, de 5^{m2} 60.

El punto de aplicación de la resultante queda como á 5^m por encima de la línea inferior del coronamiento de la pila.

Así, el momento v' es igual á

$$5,60 \times 170 \times 58,5^{1} = 278460$$

y el esfuerzo $S' = 5,6 \times 170 \times 58,5 = 55692.$

En cuanto al esfuerzo del viento sobre la pila misma, es claro que no puede calcularse *á priori* con toda exactitud, pero comparando los resultados hallados en obras parecidas á la que proyecto, se ve que no se cometería un error considerable, admitiendo un esfuerzo s' por m. corriente, de $3 \times 170 = 510$.

Luego

$$X' = 278470 + 55692\,x + \frac{510\,x^2}{2}$$

De modo que las tres ecuaciones de pág. 55 se convierten para nuestro caso en

$$X = 3600 \ , \ F = 229982 + 2470\,x \ ,$$
$$X' = 278460 + 55692\,x + \frac{510\,x^2}{2}$$

Demos á x los seis valores sucesivos

0'00, 5'00, 10'00, 15'00, 20'00, 25'00,

y resultarán para F y X' los siguientes:

para F: 229982, 242332, 254682, 267032, 279382, 291732;
para X': 278460, 563295, 860880, 1161215, 1392300, 1830135.

Ahora habría que considerar la segunda hipótesis de un esfuerzo del viento de 270^{kg} por m^2. Los valores de X' serían evidentemente mayores, pero, en cambio, los de F serían mucho menores, pues la carga sobre los apoyos sería la carga permanente sola y no la reunión de la permanente y la accidental, como en la anterior hipótesis. Un ensayo aproximado me ha convencido de la poca utilidad, en este caso, de considerar la 2.ª hipótesis.

Para deducir de estos valores de F, X y X', las secciones de los montantes, recurriré á la fórmula siguiente que da Résal (o. c, t II, p. 555).

$$R = \frac{F}{\Omega} + \frac{X\,d}{I} + \frac{X'\,d'}{I'}$$

1. 58,5 es la longitud de tablero que corresponde á la pila considerada.

En esta fórmula R es el coeficiente de trabajo = 10000000; Ω es la suma de las secciones horizontales reducidas de los montantes, cuya suma es igual á 4 ω cos i, llamando i la inclinación sobre la vertical, de la fibra media de cada montante, y ω la sección transversal incógnita; d y d' son las distancias del punto considerado de la fibra media á los planos axiales transversal y longitudinal respectivamente; I é I' representan los momentos de inercia que Résal llama: momento de inercia longitudinal reducido y momento de inercia transversal reducido, y cuyas expresiones son

$$I = 4\,\omega\,d^2 \cos i$$
$$I' = 4\,\omega\,d'^2 \cos i.$$

Sustituyendo estos valores en la fórmula que precede, tenemos:

$$10000000 = \frac{F}{4\,\omega \cos i} + \frac{X}{4\,\omega\, d \cos i} + \frac{X'}{4\,\omega\, d' \cos i}$$

Como los montantes son rectos, cos i es constante: su valor es 0.994; X también es constante y vale 3600.

Haciendo las sustituciones posibles en la fórmula y despejando ω, se saca:

$$39760000 = \frac{F}{\omega} + \frac{3600}{\omega d} + \frac{X'}{\omega d'},$$

$$\omega = \frac{F + \frac{3600}{d} + \frac{X'}{d'}}{39760000};$$

los valores de d y d' correspondientes á los seis valores de x (0, 5, 10, 15, 20, 25) son,

para d: 1'40, 1'60, 1'80, 2'00, 2'20, 2'40;
para d': 2'50, 3'00, 3'50, 4'00, 4'50, 5'00.

Sustituyendo en la expresión de ω sucesivamente estos valores así como los de F y X', se tendrán para ω los seis valores que siguen:

$0^{m^2}0087$, $0^{m^2}0109$, $0^{m^2}0127$, $0^{m^2}0141$, $0^{m^2}0150$, $0^{m^2}0155$.

La repartición de los palastros en los montantes, se deduce de lo que precede, sin ningún género de dificultad.

Los montantes van fuertemente anclados á la base de mampostería, para evitar que el viento los haga resbalar; la forma de la sección de cada uno de ellos es un rectángulo hueco, uno de cuyos lados es de espesor variable, pues á él se aplican los palastros necesarios.

Mamposterías

Como los esfuerzos que experimentan los estribos y las bases de mampostería de las pilas, son siempre verticales, el cálculo de la resistencia de estas partes del viaducto es facilísimo. Me limitaré á buscar el coeficiente de trabajo en la hilada inferior del basamento de la primera pila.

La carga máxima del tablero es, según hemos visto, 224982^{kg}; el peso del coronamiento y del aparato de dilatación es 5000^{kg}; el de la pila metálica es 60750^{kg}; y finalmente, el peso del basamento (suponiendo igual á 2,6 la densidad de las mamposterías) será aproximadamente 60 [1] × 13 [2] × $2600^{kg} = 20240000^{kg}$.

La hilada inferior tiene una superficie de cerca de 80^{m^2}, lo que da para cada m^2 una carga de $\frac{20240000}{80}$: 253000, ó sea, 25^{kg} por centím.^{2}, trabajo perfectamente admisible.

Roblonadura

Como ejemplo de roblonado, calcularé el de la junta de un palastro que figura en el dibujo de detalles (3.°).

Ante todo, la disposición de los roblones en filas oblicuas con respecto á la solución de continuidad del palastro, es la más favorable para la resistencia. Las distancias respectivas de los roblones y las que separan la fila exterior del borde de los palastros, han sido calculadas de acuerdo con las reglas prácticas de Morandière.

Para unir dos palastros de alma consecutivos, empleo dos cubrejuntas rectangulares de 10^{mm} de espesor cada uno. Como el espesor del palastro de alma es de 15^{mm} y su altura de 600, la sección interrumpida es de $600 \times 15 = 9000^{mm^2}$; como, por otra parte, hemos admitido que el trabajo por esfuerzo cortante del acero es $\frac{3}{4}$

1. 60^{m^2} es la sección horizontal media de la base de la pila.
2. 13^{m} es la altura.

del trabajo por extensión, la suma de todas las secciones de roblones que trabajan al cizallamiento, será $\frac{4}{3} \times 9000$, pero observando que $\frac{2}{5}$ de la sección del palastro se pierden al abrir los agujeros de los roblones (como podremos verificarlo después), bastará con que la suma de todas las secciones de roblón que trabajan, sea $= \frac{3}{5} \times \frac{4}{3} \times 9000^{mm^2} = 7200^{mm^2}$.

Ahora bien, la sección de cada roblón es

$$\pi \frac{19^2}{4} = 284^{mm^2}.$$

De consiguiente, ya que hay dos secciones que trabajan en cada roblón, el número de éstos de cada lado del cubrejunta, será $\frac{7200}{2 \times 284} = 12$; es el número de roblones que se ve en la figura del plano 3.º.

La parte de sección inutilizada por los roblones, será $12 \times 20 \times 15 = 240 \times 15$, ó sea, $\frac{2}{5}$ de la sección interrumpida del palastro; la hipótesis hecha hace un momento queda así comprobada.

Pasemos ahora á la roblonadura de las escuadras. En cada escuadra la sección recta interrumpida es de $\frac{3}{5}\ 200 \times 12 = 1440$ y, como hay dos secciones que trabajan en cada roblón, el número de éstos será de $\frac{4}{3}\ \frac{1440}{2 \times 284} = 3$.

Veamos, en fin, el número de roblones destinados al palastro horizontal. Aquí la sección interrumpida es, descontando los agujeros de los roblones: $380 \times 10 = 3800$, y de consiguiente, el número de los roblones será: $\frac{4}{5}\ \frac{3800}{2 \times 284} = 8$.

Lanzamiento

El cálculo de los esfuerzos que experimentan las diferentes piezas del puente durante el lanzamiento, es fácil, pero largo; hay que estudiar un cierto número de posiciones sucesivas del tablero, y cuanto mayor sea ese número, mayor es la exactitud de los resultados obtenidos. Yo me limitaré á considerar el primer tramo durante el primer período del lanzamiento, período que termina al llegar la extremidad anterior del tablero al coronamiento de la primera pila. En las demás fases de la operación, el método de cálculo es análogo y los medios empleados transitoriamente para aumentar la resistencia y disminuir los esfuerzos, serían idénticos

(hierros suplementarios, vientos, espolones de madera, andamiajes laterales en las pilas, etc.)

Résal (*Ponts métalliques*, tomo II, pág. 152) da, para hallar los momentos de toda la parte de tablero que se extiende desde el punto en que deja de apoyarse sobre los rodillos hasta el borde del estribo, la fórmula siguiente:

$$X = \tfrac{1}{2}\, p \left(-\lambda^2 + \frac{3}{\sqrt{2}} \lambda x - x^2 \right).$$

La longitud S de estribo á que se aplica esta fórmula, resulta de la igualdad $S = \lambda \sqrt{2}$; las abscisas están medidas á partir del borde del estribo; λ es la longitud de la parte de tablero ya *lanzada;* p es la carga permanente por m.

El mismo Résal (obra citada, pág. 145) da esta otra fórmula para la parte de tablero *lanzada:*

$$X = -\tfrac{1}{2} (\lambda - x)^2.$$

De estas fórmulas deduzco el método que sigue.

Empecemos por referir las abscisas á un mismo origen: el extremo del tablero. Tendremos que sustituir en la 1.ª fórmula $x - \lambda$ en vez de x, y en la 2.ª $\lambda - x$ en vez de x. Así resultará:

$$X_1 = \tfrac{1}{2}\, p \left[-\lambda^2 + \frac{3}{\sqrt{2}} \lambda (x - \lambda) - (x - \lambda)^2 \right]$$

y

$$X_2 = \tfrac{1}{2}\, p\, x^2 ;$$

ó sea,

$$\frac{X_1}{\frac{1}{2} p} = -\left(2 + \frac{3}{\sqrt{2}} \right) \lambda^2 + \left(2 + \frac{3}{\sqrt{2}} \right) \lambda x - x^2,$$

es decir,

$$\frac{X_1}{\frac{1}{2} p} = -4{,}122\, \lambda^2 + 4{,}122\, \lambda x - x^2$$

y

$$\frac{X_2}{\frac{1}{2} p} = -x^2.$$

Demos ahora distintos valores á x; por ejemplo, los cinco que siguen:

$$\frac{52}{5},\ 2 \times \frac{52}{5},\ 3 \times \frac{52}{5},\ 4 \times \frac{52}{5},\ 52,$$

y hallemos el mayor de los dos máximos aritméticos que corresponden en las fórmulas precedentes, á cada uno de estos cinco valores particulares, cuando se hace variar λ.

En la 2.ª fórmula, $\frac{X_2}{\frac{1}{2} p}$ es independiente de λ.

En la 1.ª, λ ha de ser menor que x (de lo contrario la fórmula no sería aplicable) y mayor que 0,414 x, según resulta de la igualdad $S = \lambda \sqrt{2}$.

Empecemos por dar el valor mínimo á λ; tendremos:

$$\frac{X_1}{\frac{1}{2} p} = [-4{,}122 \times (0{,}414)^2 + 4{,}122 \times 0{,}414 - 1]\, x^2 = 0\,;$$

para $\lambda = 0{,}586$ x, también se obtiene $\frac{X_1}{{}^1/_2\, p} = 0$. Luego, hay entre estos dos valores de λ, uno que corresponde á un máximo aritmético; ese valor es $\lambda = 0{,}500$ x, y el que resulta para $\frac{X_1}{{}^1/_2\, p}$ es $0{,}03\, x^2$, muy inferior (aritméticamente) al que se obtiene haciendo $\lambda = x$.

Por lo tanto, el trabajo de una sección cualquiera de las que consideramos, llega á su máximo en el momento en que abandona el estribo, y se conserva invariable desde entonces hasta que termina el primer período del lanzamiento. El valor de este máximo es $\frac{1}{2}\, p\, x^2$, llamando x á la distancia que media entre la sección considerada y el extremo del tablero.

Haciendo $p = 2000^{kg}$ solamente, pues en el acto del lanzamiento el tablero se aligera todo lo posible, mediante la supresión de todas las piezas que no forman parte de la osatura resistente; los valores de $\frac{1}{2}\, p\, x^2$ correspondientes á las cinco secciones que estoy considerando, serán:

108160, 432640, 973440, 1730560, 2704000.

Suponiendo $R = 15000000$, lo que no es exagerado tratándose de esfuerzos poco durables, el momento de inercia que se debe oponer al último de los momentos flectentes que preceden, se deduce de la fórmula conocida:

$$I = \frac{\mu\, h}{2\, R} = \frac{2704000 \times 5{,}5}{30000000} = 0{,}496.$$

Pero el momento de inercia de cada palastro de cada viga principal es

$$0{,}38 \times 0{,}01 \times \frac{5.5}{4}^2,$$

y, como cada viga tiene dos tablas y hay dos vigas, el momento de inercia para cada zona de la repartición de palastros es $0{,}38 \times 0{,}01 \times 5{,}5^2 = 0{,}115$; habría, pues, necesidad de cinco palastros en cada tabla ó mejor dicho de cuatro, ya que las escuadras y la parte del alma que encierran equivalen á un palastro, según lo dicho antes [p. 44]; pero el dibujo de la repartición de los palastros asigna seis á esta sección: habrá, pues, en ella un exceso de resistencia.

Pasemos á la sección penúltima en que el esfuerzo es de 1730560; el momento de inercia necesario es de 0,32, lo que exige tres palastros, que son los que han debido emplearse para resistir á los esfuerzos definitivos.

Para las otras secciones, en que los momentos flectentes son cada vez menores, toda comprobación estaría de más.

No hay necesidad, pues, de palastros auxiliares en el primer tramo.

Flechas

Ya he indicado antes (p. 20) la importancia que tiene en la prueba de los puentes, el haber calculado las flechas de carga permanente, de sobrecarga, etc. Résal propone las fórmulas siguientes para el cálculo de estos datos (Résal, o. c, t. II, p. 187).

Para la carga permanente en el tramo de ribera:

$$f = \frac{p\, l^4}{384\, E\, I}\,(24\, b_1\, \delta^2 - 7).$$

Para la carga variable en el mismo tramo:

$$F\,^1 = \frac{p'\, l^4}{384\, E\, I}\,(48\, b_3\, \delta^2 - 24\, b_1\, \delta^2 - 7).$$

Para la carga permanente en los tramos intermedios:

$$f_1 = \frac{p\, L^4}{384\, E\, I}\,(48\, a_1 + 24\, b_1 - 7).$$

Y para la carga variable en los mismos tramos:

$$F_1 = \frac{p'\, L^4}{384\, E\, I}\,(96\, a_3 + 48\, b_3 - 48\, a_1 - 24\, b_1 - 7).$$

1. F es la amplitud máxima de la variación de la flecha.

Los coeficientes a_1, b_1, etc., tienen los valores ya conocidos. (V. p. 35).

Las fórmulas precedentes no son rigurosamente exactas, ni habría gran utilidad en que lo fueran, pues el cálculo de las flechas sólo sirve para hacer una verificación aproximada de las condiciones generales de resistencia de la obra.

Supondré $E = 5/6\ 225 \times 10^8 = 187 \times 10^8$; y para el momento de inercia I, tomaré un valor intermedio de 0,23, calculado suponiendo 3 palastros y asimilando á un palastro las dos escuadras con la parte de alma que encierran.

De ese modo he hallado los valores siguientes:

$$f = 0^m0192$$
$$F = 0^m1277$$
$$f'_1 = 0^m0245$$
$$F_1 = 0^m2008.$$

Rodillos

Résal [1] indica la fórmula

$$\pi = K.\ 2\ \rho\ l,$$

para calcular el peso que puede soportar un rodillo. l es la longitud del rodillo, ρ es el radio de curvatura de la superficie que recibe directamente la carga y K es un coeficiente que Résal fija en 0,20 para el acero (la unidad es el milímetro).

Los rodillos que yo empleo tienen una longitud de $0,^m60$ y un radio de curvatura $\rho = 0^m10$. Por consiguiente,

$$\pi = 0,2 \times 200 \times 600 = 12000$$

y como hay dos aparatos de dilatación sobre cada pila, bastará dividir la reacción que se verifica en ella, por 24000, para saber el número de rodillos de cada carrete.

1. O. c., t. II, p. 245.

Así, para los estribos, en que la reacción es igual á (0,1457 + 0,3701) $\times$ p L [1], ó sea,

$$0{,}5158 \times 2200 \times 65 = 73759^{kg},$$

el número de rodillos necesario es de 3. [2]

Setiembre de 1892.

Aula de Puentes.

V.º B.º

V. Benavides,
Catedrático.

Consejo de E. S. y Superior.

Montevideo, Abril 21 de 1893.

Atentos los informes satisfactorios suministrados al Consejo por el señor Decano de la Facultad de Matemáticas y el señor Catedrático de Puentes y Caminos sobre el mérito del presente trabajo, — publíquese en los Anales de la Universidad.

Vásquez Acevedo.

Enrique Azarola,
Secretario.

---

1. V. las curvas gráficas de los esfuerzos cortantes, plano 6.º.
2. Despreciando una pequeña carga.