“Tramos metálicos para el puente del Guadalimar en la carretera de Bailén a Baeza, provincia de Jaén”

José María de Iturralde

Revista de Obras Públicas vol.34, nº11, junio de 1886, pp. 177-183; vol.34, nº12, junio de 1886, pp. 194-198; vol.34, nº13, julio de 1886, pp. 212-216; vol.34, nº14, julio de 1886, pp. 225-228, vol.34, nº15, agosto de 1886, pp. 241-244, vol.34, nº16, agosto de 1886, pp. 257-260; vol.34, nº17, septiembre de 1886, pp. 273-275; vol.34, nº18, septiembre de 1886, pp. 292-297

TRAMOS METÁLICOS

PARA EL

PUENTE DEL GUADALIMAR, EN LA CARRETERA DE BAILÉN A BAEZA,

PROVINCIA DE JAÉN.

Para sostener el tablero metálico, hay construídos cuatro apoyos de fábrica, que dividen el puente en tres tramos de igual luz—30 metros—teniendo cada apoyo intermedio $2^m,30$ de ancho en la coronación; distan, pues, $94^m,6$ los paramentos de los apoyos extremos.

El tramo metálico proyectado—de cuya construcción está encargada una fábrica belga—ha de tener dos vigas rectas de alma llena, que sostengan viguetas, sobre las cuales se apoyen palastros combados, encima de los que ha de ir un firme de piedra machacada. Á dar idea de las consideraciones que se han tenido en cuenta para decidir la forma y dimensiones de cada una de las piezas con que se ha de formar el tramo, se dirigen estos ligeros apuntes.

ALTURA Á QUE CONVIENE COLOCAR EL PISO.

Había que resolver, al proyectar el puente, qué convenía más: colocar las viguetas sobre las cabezas de las vigas, ó empotrarlas en los nervios interiores del alma.

Lo primero, exige dar mayor longitud á las viguetas y el gasto consiguiente, y fué por ello desechado; lo segundo, que es lo frecuente en los puentes de hierro, tiene en general el inconveniente de reducir el ancho aprovechable para el tránsito á la diferencia entre la longitud del plano de rodillos y el duplo del ancho de las vigas en las cabezas; tiene en cambio la ventaja de servir las viguetas para el arriostramiento horizontal de las vigas, además de la señalada de ser más económicas.

En el caso actual, á pesar de ser de segundo orden la carretera y de siete metros de ancho por lo tanto, sólo es de $6^m,12$ la longitud de los planos de rodillos, y como el tránsito de carruajes es de gran importancia, no parecía aceptable reducir el ancho del puente á poco mas de cinco metros, como hubiese sucedido si se hubiera proyectado empotrar las viguetas en los nervios interiores, de modo que las vigas, sobresaliendo del piso, formaran pretiles.

Para eludir la dificultad, pareció lo mejor empotrar las viguetas á tal altura, que la rasante del firme quedara pocos centímetros por debajo de las cabezas de las vigas y establecer sobre éstas aceras para el paso de peatones.

Convenía para ello dar á las cabezas de las vigas mayor ancho del acostumbrado, dada la altura del alma; y como, dentro de ciertos límites, el exceso de gastos que así se origina no es importante, se resolvió fijarlo en 50 centímetros.

Pero aun así no resultaba cada acera con el ancho de un metro, que es el correspondiente á los paseos en las carreteras de segundo orden; y, como convenía llegar á él, se proyectó que volaran los paseos fuera de las cabezas de las vigas, según se representa en la sección transversal del tramo. Se consiguió así que la del puente tuviese las dimensiones del resto de la carretera y defender las barandas contra los choques de los carruajes por medio de los escalones de trece centímetros que han de formar las aceras.

Resuelta así la forma general del puente, se pasó á determinar la de

cada una de sus partes, aceptando las usualmente adoptadas, ó sean las siguientes.

Vigas.

Alma llena de tres metros de altura constante y un centímetro de grueso, formada con 79 palastros de $1^m,20$ de ancho y dos de $0^m,94$ para los extremos de cada viga.

Cabezas de $0^m,50$ de ancho, formadas con un palastro de $96^m,68$ de longitud y siete milímetros de grueso, reforzado sobre cada apoyo intermedio en una longitud de $5^m,6$, con otro palastro de seis milímetros de grueso.

Escuadras de ramas iguales de $\frac{100 \times 100}{10}$ para unir el alma á las cabezas, por medio de roblones de 25 milímetros de diámetro.

Nervios que den al alma rigidez transversal y sirvan de cubrejuntas para las uniones de los palastros con que la constituyen, siendo los exteriores hierros de ⊥ de $\frac{175 \times 60}{8 \times 8}$ milímetros, y disponiendo cada uno de los interiores con dos escuadras de $\frac{80 \times 80}{8}$, separadas un centímetro para empotrar entre ellas las cabezas de las viguetas.

Viguetas.

Forma de doble T, de alma llena, de 46 centímetros de altura constante, $5^m,50$ de longitud y un centímetro de grueso.

Cabezas formada cada una con dos escuadras de $\frac{100 \times 100}{10}$ milímetros, cosidas con roblones de 25 milímetros de diámetro.

En los planos se figura la manera de empotrar los extremos en los nervios interiores de las vigas, y en ellos se pueden ver todos los demás detalles que con la forma y dimensiones de cada pieza se relacionan, y cuya descripción no es necesaria teniendo aquéllos á la vista.

Nada más fácil, acordadas las dimensiones de cada pieza, que determinar el peso que debe sostener cada parte de la construcción, cuyo peso es el primer elemento que hay que conocer para decidir las condiciones de resistencia de cada pieza. Para facilitar la construcción del puente, los perfiles de las escuadras, hierros de ⊥, de ⌣, etc., son los de la fábrica de Cockerill, en Seraing, es decir, perfiles corrientes en el comercio, y resulta de aquí otra ventaja para los cálculos, y es que en el álbum de la fábrica figura el peso por metro lineal de cada pieza; ha sido, pues, sencilla aquella determinación, resultando lo siguiente:

PESO QUE CARGARÁ SOBRE CADA METRO LINEAL DE VIGA.

Peso del firme..	990,33	kilogramos.
Íd. de las aceras.	132,44	»
Íd. del piso de planchas combadas. . . .	232,34	»
Íd. de las viguetas.	270,84	»
Íd. propio de la viga..	449,08	»
TOTAL..	2.075,03	»

Carga de prueba.

Según lo dispuesto en el pliego de condiciones, será de dos clases: la de peso muerto dará 900 kilogramos por metro lineal; la de peso movil

unos 500 kilogramos.

Se admitió, pues, para calcular las condiciones de resistencia de cada viga, que ha de estar apoyada en sus extremos y sujeta á la acción de un peso uniformemente repartido de 2.200 kilogramos por metro lineal y de otra de 900 kilogramos, también por metro lineal, que puede actuar sucesivamente ó á la vez sobre los diversos tramos.

Viguetas.

Cargará sobre cada metro lineal el siguiente peso:

Del firme.	475,36	kilogramos.
Del piso de planchas combadas.	111,52	»
Del de la vigueta.	127,69	»
TOTAL..	714,57	»

Y como carga de prueba el de dos carruajes de dos ruedas, cada uno de los cuales pese nueve toneladas, ó sean cuatro fuerzas de 4.500 kilogramos cada una.

Se consideró, pues, á cada vigueta como empotrada en sus extremos, sujeta á un peso uniformemente repartido de 715 kilogramos por metro lineal y á la acción de cuatro pesos de 4,5 toneladas cada uno.

MOMENTOS DE FLEXIÓN, ESFUERZOS CORTANTES Y ESFUERZOS DE DESLIZAMIENTO LONGITUDINAL EN LAS VIGAS Y VIGUETAS.

1.°—Vigas.

Para el cálculo de estos elementos se va á seguir el método expuesto por Collignon, y que por ser bien conocido sería ocioso recordar aquí.

Se harán cinco hipótesis en cuanto á la colocación de la carga de prueba, á saber:

1.ª Que sólo esté cargado uno de los tramos extremos.
2.ª Que sólo lo esté el del centro.
3.ª Que lo estén á la vez dos tramos consecutivos.
4.ª Que lo estén á la vez los dos extremos.
5.° Que estén cargados á la vez los tres tramos.

Empleando las mismas notaciones que Collignon, que son las del diagrama precedente, hé aquí los resultados á que se llega:

Cargas.

Según lo ya expuesto, se tiene para la primera hipótesis:

$$p_1 = 2.200^{kg.} + 900^{kg.} = 3.100^{kg.}$$

$$p_2 = p_3 = 2.200^{kg.}$$

Valores de x y γ —Para el caso de tramos iguales se sabe que

$$x_0 = 1,\ x_1 = \gamma_1 = -4,\ x_2 = \gamma_2 = 15.$$

El denominador de los momentos de flexión sobre los apoyos, será:

$$L = x_2 l_1 = 15 \times 30 = 450.$$

Valores de P... $\begin{cases} P_2 = \frac{1}{4}\left(p_1 l_1{}^{-3} + p_2 l_2{}^{-3}\right) = 35.775.000 \\ P_3 = \frac{1}{4}\left(p_2 l_2{}^{-3} + p_3 l_3{}^{-3}\right) = 29.700.000 \end{cases}$

Momentos de flexión sobre los apoyos.

$$\left.\begin{aligned} M_2 &= \frac{P_3 + P_2 x_1}{L} \\ M_3 &= \frac{P_2 V_0 + P_3 V_1}{L} \end{aligned}\right\} \begin{aligned} M_2 &= -\ 252.000 \text{ kilográmetros.} \\ M_3 &= -\ 184.500 \quad \text{id.} \end{aligned}$$

Esfuerzos cortantes sobre los apoyos.

$$T_1 = \frac{1}{2} p_1 l_1 + \frac{M_2}{l_1} = 38\ 100 \text{ kilogramo}$$

$$T_2 = \frac{1}{2} p_2 l_2 + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = 35.250 \quad \text{id.}$$

$$T_3 = \frac{1}{2} p_3 l_3 - \frac{M_3}{l_3} = 39.150 \quad \text{id.}$$

Presiones sobre los apoyos.

$$F_1 = \frac{1}{2} l_1 p_1 + \frac{M_2}{l_1} \ldots\ldots\ldots F_1 = 38.100 \text{ kilogramos.}$$

$$F_2 = \frac{1}{2} p_1 l_1 + \frac{1}{2} p_2 l_2 - \frac{2M_2}{30} + \frac{M_3}{l_2} \ldots F_2 = 90.150 \quad \text{id.}$$

$$F_3 = \frac{1}{2} p_2 l_2 + \frac{1}{2} p_3 l_3 + \frac{M_2 - 2M_3}{30} \ldots F_3 = 69.900 \quad \text{id.}$$

$$F_4 = \frac{1}{2} p_3 l_3 + \frac{M_3}{l_3} \ldots\ldots\ldots F_4 = 26.850 \quad \text{id.}$$

Momentos de flexión en una sección cualquiera.

1.er tramo. $M = T_1 x - \frac{1}{2} p_1 x^2 \ldots M = 50\ (31x^2 - 762x)$

2.° id. $M = M_2 + T_2 x - \frac{1}{2} p_2 x^2,\ M = 50\ (22x^2 - 705x + 5.040)$

3.er id. $M = M_3 + T_3 x - \frac{1}{2} p_3 x^2,\ M = 50\ (22x^2 - 783x + 3.960)$

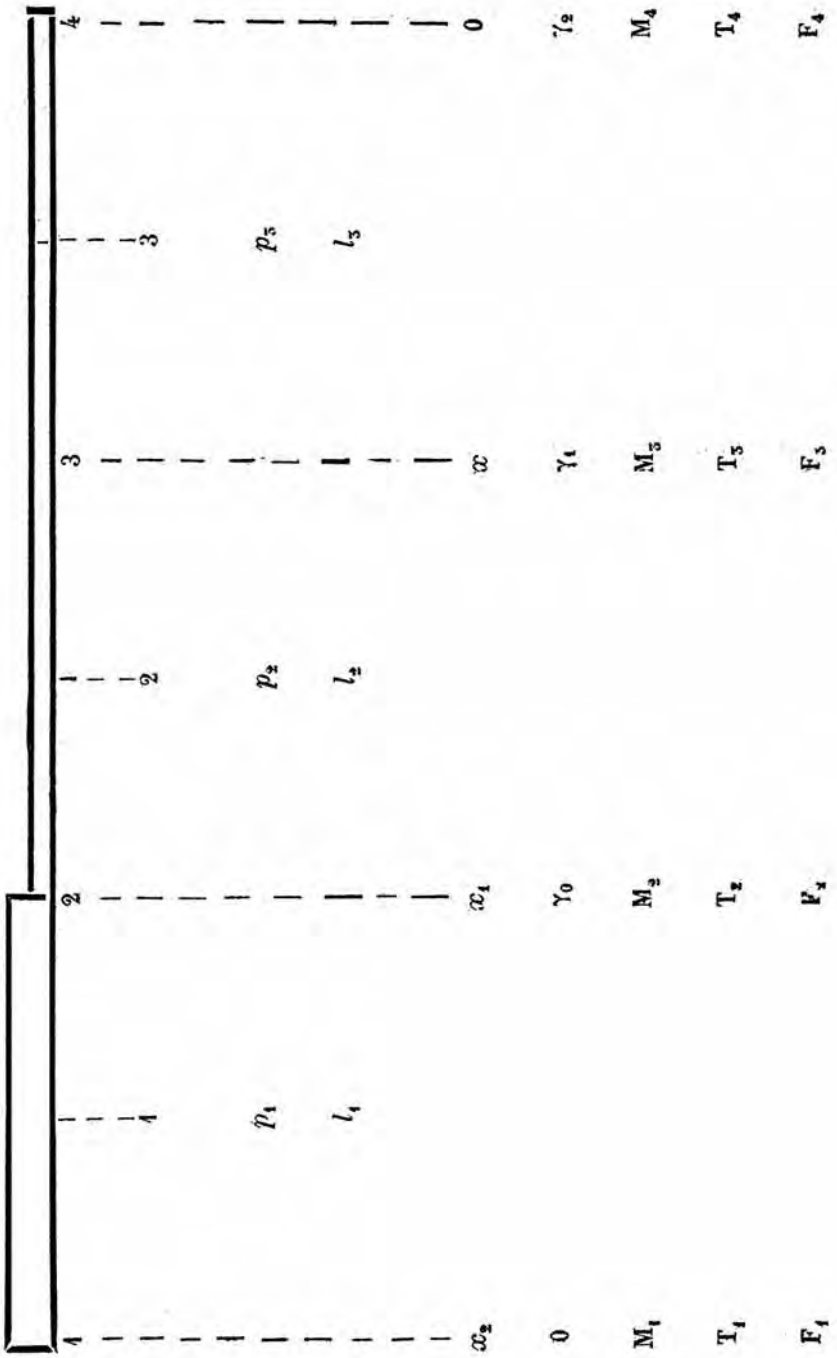
Esfuerzo cortante en una sección cualquiera.

1. tramo. $T = T_1 - p_1 x,\ T = 50\ (62x - 762)$
2.° id. $T = T_2 - p_2 x,\ T = 50\ (44x - 705)$
3.er id. $T = T_3 - p_3 x,\ T = 50\ (44x - 783)$

Análogamente se deducen todos estos elementos para las diferentes hipótesis; en el cuadro que sigue se han reunido todos ellos.

PRIMERA HIPÓTESIS.

LA CARGA DE PRUEBA SÓLO ACTUA SOBRE EL PRIMER TRAM.



TRAMOS METÁLICOS

PARA EL

PUENTE DEL GUADALIMAR, EN LA CARRETERA DE BAILÉN A BAEZA, PROVINCIA DE JAÉN.

(Continuación.)

Momentos máximos de flexión.

Si se trazan curvas cuyas ordenadas sean los valores de M y las abscisas los de x, se obtiene para cada tramo y para cada hipótesis una parábola.

Examinando las cinco que comprenden el primer tramo, se observa que la relativa á la cuarta hipótesis tiene ordenadas mayores, en valor absoluto, que todas las demás hasta cierta abscisa, para la cual ya empiezan á ser de mayor valor absoluto las ordenadas negativas de la parábola correspondiente á la segunda hipótesis.

Para determinar el valor de x, que corresponde á ordenadas iguales, pero de signo contrario en ambas parábolas, basta igualar sus ordenadas cambiando á una de ellas el signo y deducir x de la ecuación que resulte; se obtiene así:

$$31x - 771 = 501 - 22x \ldots\ldots \text{ y } x = 24^{m}.$$

A partir de este punto, las mayores ordenadas corresponden á la parábola relativa á la segunda hipótesis, hasta un punto en el cual tienen mayor valor las correspondientes á la curva de la hipótesis tercera; la abscisa de este punto se deduce de la ecuación

$$22x - 501 = 31x - 735 \ldots\ldots \text{ y es } x = 26^{m},0.$$

Así, pues, el máximo momento de flexión en un punto cualquiera de la viga en el primer tramo, se deduce de las ecuaciones siguientes:

Desde $x = 0$ hasta $x = 24^{m}$, $M = -50\,(31x^{2} - 771x)$
Desde $x = 24^{m}$ hasta $x = 26^{m}$, $M = -50\,(22x^{2} - 501x)$
Desde $x = 26^{m}$ hasta $x = 30^{m}$, $M = -50\,(31x^{2} - 735x)$.

Para la primera mitad del segundo tramo (mitad en que es necesario ocuparse por la simetría de los momentos máximos de flexión), comienzan siendo mayores que las demás las ordenadas negativas de la curva correspondiente á la tercera hipótesis hasta su intersección con la relativa á la primera; la abscisa de este punto se deduce de la ecuación

$$31x^{2} - 930x + 5.850 = 22x^{2} - 705x + 5.040 \text{ y es } x = 4^{m},36.$$

A la curva relativa á la primera hipótesis, corta luego la corrrespondiente á la cuarta en un punto, cuya abscisa ha de satisfacer á la ecuación

$$22x^{2} - 705x + 5.040 = 22x^{2} - 660x + 4.770 \text{ y que es } x = 6^{m},0.$$

La curva relativa á la segunda hipótesis corta luego á la correspondiente á la cuarta en un punto cuya abscisa x satisfaga á la ecuación

$$22x^{2} - 660x + 4.770 = 31x^{2} + 930x - 4.770 \text{ y que es } x = 8^{m},3.$$

Así, pues, los máximos momentos de flexión están dados para el segundo tramo por las siguientes ecuaciones:

Desde $x = 0$ hasta $x = 4^{m},36$, $M = -50\,(31x^{2} - 930x + 5.850)$
Desde $x = 4^{m},36$ hasta $x = 6^{m}$, $M = -50\,(22x^{2} - 705x + 5.040)$
Desde $x = 6^{m}$ hasta $x = 8^{m},3$, $M = -50\,(22x^{2} - 660x + 4.770)$
Desde $x = 8^{m},3$ hasta $x = 15^{m}$, $M = -50\,(31x^{2} - 930x + 4.770)$.

En el resto de la viga los momentos máximos son simétricos con los deducidos.

De aquí se desprende que los máximos momentos de flexión serán los siguientes:

Primer tramo —Para el trozo en que el grueso de la cabeza ha de ser siete milímetros, ó sea desde $x = 0$ á $x = 28^m,5$, corresponde á $x = \frac{771}{62}$, y es M = 239.694 kilográmetros.

Para el trozo en el cual el grueso de cada cabeza ha de ser 13 milímetros, corresponde á $x = 30^m$ y es M = 292.500 kilográmetros.

Segundo tramo.—Para el trozo en que las cabezas han de tener 13 milímetros de grueso (de $x = 0$ á $x = 18$), corresponde á $x = 0$, y será M = 292.500 kilográmetros.

Para el resto (grueso de siete milímetros en las cabezas), corresponde á $x = 1,8$ y será M = 213.822 kilográmetros.

Esfuerzos cortantes máximos.

Se puede ver también fácilmente que el esfuerzo cortante máximo está dado para cada sección por las ecuaciones siguientes para los tramos 1.° y 3.°:

Desde $x = 0$ hasta $x = 12^m$, $T = -50\,(62x - 771)$ (4.ª hipótesis)
Desde $x = 12^m$ hasta $x = 13^m$, $T = -50\,(44x - 501)$ (2.ª hipótesis)
Desde $x = 13^m$ hasta $x = 30^m$, $T = -50\,(62x - 735)$ (3.ª hipótesis).

Para la primera mitad del 2.° tramo (y por lo tanto para la segunda, cambiando el signo y el origen de las abscisas):

Desde $x = 0$ hasta $x = 15^m$, $T = -50\,(62x - 735)$ (3.ª hipótesis).

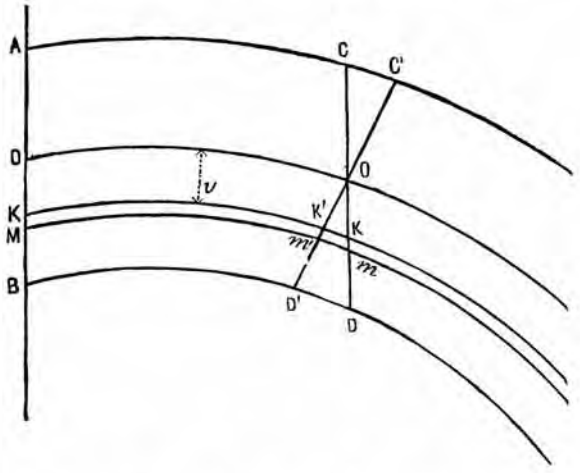
Á la abscisa á que en una hipótesis cualquiera corresponde el máximo momento de flexión no corresponde el máximo esfuerzo cortante, y recíprocamente; así, pues, al componer más adelante los esfuerzos que actúan en una sección cualquiera, se pudiera creer que acaso la resultante máxima no corresponde al máximo momento de flexión compuesto con el esfuerzo cortante correspondiente; sin embargo, es así, como sería fácil demostrar.

Los esfuerzos cortantes, que corresponden á los momentos de flexión máximos antes hallados, serán:

1.er tramo $\begin{cases} x = \frac{771}{62},\ T = -50\,(44 \times \frac{771}{62} - 501) = -\ 2.308 \text{ kilogs.} \\ x = 30\ldots\ldots,\ T = -50\,(62 \times 30 - 735) = 56.256 \end{cases}$

2.° tramo. $\begin{cases} x = 0\ldots\ldots,\ T = -50 \times 735 = 36.750. \\ x = 1,8\ldots\ldots,\ T = -50\,(62 \times 1,8 - 735) = 31.170. \end{cases}$

Esfuerzo de deslizamiento longitudinal.



Se puede considerar la pieza prismática deformada por la acción de esfuerzos transversales contenidos en el plano de la sección que se representa en el croquis, como formada por un número infinito de capas elementales, como KM*km*, que se suponen cilíndricas después de la deformación. Sea v la distancia desde esta capa hasta la de fibras neutras Oo; el espesor de la capa será dv.

La parte KM*km* de fibra elemental comprendida entre dos secciones infinitamente próximas, A B y C D, tenía antes de la deformación del prisma una longitud Mm, que se ha reducido después á Mm'; se ha acortado, pues, y sufre en su extremidad MK la acción de una fuerza dirigida de izquierda á derecha, y que proviene de la porción del prisma situada á la izquierda de la sección AB. Esta fuerza, que es una presión, tiene un valor proporcional á la seccion ds de la fibra, ó sea R (ds).

Si se designa por b el ancho de la capa, medido perpendicularmente al plano de la figura, se tendrá: $ds = b\ (dv)$, y la presión que se ejerce sobre MK tendrá por valor R$b\ (dv)$.

Pero llamando M al momento de flexión é I al de inercia de la sección AB, se sabe que $R = \frac{Mv}{I}$, ó sea $Rb\ (dv) = \frac{Mv}{I} b\ (dv)$.

Esta misma porción de fibra está sometida en $m'k'$ á una presión R$b\ (dv)$, dirigida de derecha á izquierda (llamando R' á la presion por unidad de superficie), y también se tendrá $R' = \frac{M'v}{I}$, llamando M' al momento de flexión en CD.

Pero se tiene $M' = M + dM$, y por lo tanto,

$$R'b\ (dv) = \frac{M + dM}{I} vb\ (dv).$$

La resultante de las dos presiones á que está sometido el trozo elemental de fibra será $Rb\ (dv) - R'b\ (dv) = \frac{dM}{I} vb\ (dv)$, pero se sabe que $\frac{dM}{dx} = -T$ (llamando T al esfuerzo cortante en AB), y por consiguiente, $-dM = T\ (dx)$; aquella resultante será, pues, $T\ (dx)\ \frac{b}{I}\ v\ (dv)$.

La capa que se considera permanece en equilibrio, sin transportarse ni á derecha ni á izquierda, bajo la acción de la resultante, y es necesario

para que esto suceda, que reciba de las capas próximas la acción de fuerzas que se opongan á su deslizamiento, y cuya resultante sea igual y directamente opuesta á $T\,(dx)\,\frac{b}{I}\,v\,(dv)$; esta resultante es la que recibe el nombre de resistencia al deslizamiento longitudinal.

Llamándola Q, para la fibra neutra, se tendrá:

$$Q = \int_0^v \frac{T(dx)}{I}\,bv\,(dv) = \frac{T dx}{I}\int_0^v bv\,(dv).$$

Si se consideraran las fibras situadas sobre la neutra, y se llama Q' la resistencia en la fibra neutra á su deslizamiento longitudinal, se tendrá análogamente:

$$Q' = \frac{T\,(dx)}{I}\int_0^v bv\,(dv);$$

Q' estará dirigido de derecha á izquierda.

Estas dos resistencias, una de las cuales se ejerce por encima y otra por debajo de las fibras neutras, pueden no ser iguales, según la forma de la sección; lo son en el caso actual, por ser ésta simétrica respecto al centro de gravedad. Si se llama *dx* al intervalo Oo entre las dos secciones infinitamente próximas, AB y CD, y se llama B al ancho de la capa de fibras neutras medido perpendicularmente al plano de flexión, las dos resistencias S y S' se desarrollarán cada una sobre una superficie igual, B (*dx*), y la resistencia por unidad de superficie, será:

$$\frac{S}{B\,(dx)} = \frac{T}{BI}\int_0^v bv\,(dv).$$

Esta ecuación servirá para determinar el mínimo valor de B, que ha de ser tal, que la resistencia $\frac{S}{B\,(dx)}$ no exceda del valor R_s que corresponde á la materia con que esté formado el prisma; debiéndose tener en cuenta que R_s puede recibir dos valores, correspondientes el uno á la extensión y el otro á la compresión de la materia, según que la integral se refiera á la parte superior ó á la inferior de la sección.

Más adelante, y luego que se haya determinado el valor de I, se hallará el de

$$\frac{T}{BI}\int_0^v bv\,(dv).$$

(Se continuará.)

JOSÉ MARÍA DE ITURRALDE.

TRAMOS METÁLICOS

PARA EL

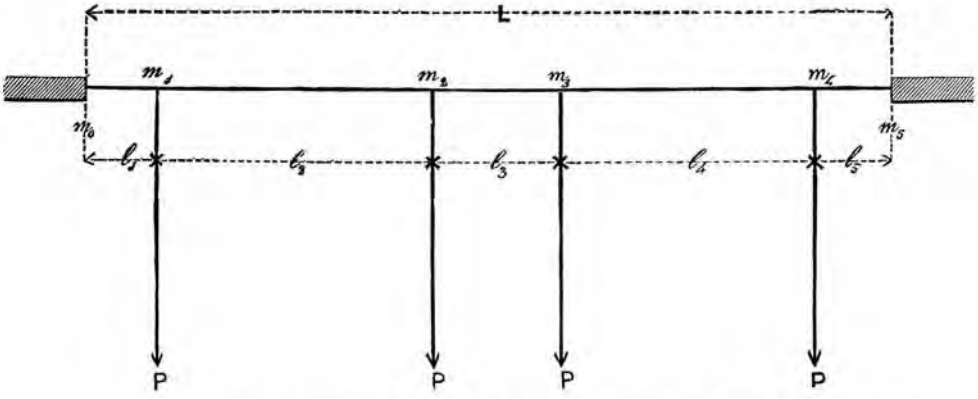
PUENTE DEL GUADALIMAR, EN LA CARRETERA DE BAILÉN A BAEZA,

PROVINCIA DE JAÉN.

(Continuación.)

2.° Viguetas.

Para expresar los momentos de flexión y los esfuerzos cortantes en función de los datos, se seguirá el método adoptado por L. Vigreux y A. Raux en su *Théorie et pratique de l'art de l'Ingénieur*, que no es preciso desarrollar aquí, sino aplicarlo.



Sea $m_0 m_5$ la fibra neutra antes de la deformación; se toma esta recta como eje de abscisas.

Se supone que la vigueta de longitud $L = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_5 = 4^m,5$, se halla empotrada en sus extremos, sujeta á la acción de un peso uniformemente repartido, cuya intensidad por metro lineal sea $p = 715$ kilogramos, y á la de cuatro pesos iguales $P = 4.500^k$ aplicados en los puntos m_1, m_2, m_3 y m_4.

Para cada uno de estos puntos, y para los de empotramiento, se llaman:

$T_0 - T_1 - T_2 - T_3 - T_4$ y T_5 á los esfuerzos cortantes,

$M_0 - M_1 - M_2 - M_3 - M_4$ y M_5 á los momentos de flexión,

$a_0 - a_1 - a_2 - a_3 - a_4$ y a_5 á los ángulos que han de formar con el eje neutro $m_0 m_5$ las tangentes al mismo, después que se deforme bajo la acción de las cargas;

$y_0 - y_1 - y_2 - y_3 - y_4$ é y_5 á las ordenadas de la fibra neutra después de la deformación;

K al producto ΣI, que es constante, porque se supone que la vigueta es prismática.

Esto supuesto, hé aquí las relaciones que ligan los datos con las incógnitas de la cuestión.

La porción de vigueta comprendida entre el punto m_0 y otro infinitamente próximo al m_1 y situado entre éste y el m_2, debe estar en equilibrio bajo la acción de las fuerzas que la soliciten, que son: la fuerza $+P$; la $+ pl_1$, que proviene del peso uniformemente repartido; el esfuerzo cortante $- T_0$; el par $- M_0$ y el par $+ M_1$.

La suma de las proyecciones de estas fuerzas sobre la vertical que pasa por dicho punto debe, pues, ser nula, y resulta así la ecuación

$$T_1 + P + pl_1 - T_0 = 0.$$

Análogas ecuaciones se obtienen para los demás intervalos, resultando el siguiente grupo de ecuaciones entre los esfuerzos cortantes y los datos:

$$\left.\begin{aligned} T_0 - T_1 &= pl_1 + P \\ T_1 - T_2 &= pl_2 + P \\ T_2 - T_3 &= pl_3 + P \\ T_3 - T_4 &= pl_4 + P \\ T_4 - T_5 &= pl_5 \end{aligned}\right\} \text{De las cuales se deducen éstas....} \left\{\begin{aligned} T_1 &= T_0 - (pl_1 + P) \\ T_2 &= T_0 - [p(l_1 + l_2) + 2P] \\ T_3 &= T_0\,[p(l_1 + l_2 + l_3) + 3P] \\ T_4 &= T_0\,[p(l_1 + l_2 + l_3 + l_4) + 4P] \\ T_5 &= T_0 - (pL + 4P) \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

Si se suman las proyecciones de las mismas fuerzas sobre ejes que, pasando por los mismos puntos, sean normales al plano de flexión, se obtiene el siguiente grupo de ecuaciones:

$$\left.\begin{aligned} M_0 - M_1 &= T_0 l_1 - \tfrac{1}{2} pl_1^2 \\ M_1 - M_2 &= T_1 l_2 - \tfrac{1}{2} pl_2^2 \\ M_2 - M_3 &= T_2 l_3 - \tfrac{1}{2} pl_3^2 \\ M_3 - M_4 &= T_3 l_4 - \tfrac{1}{2} pl_4^2 \\ M_4 - M_5 &= T_4 l_5 - \tfrac{1}{2} pl_5^2 \end{aligned}\right\} \text{De las cuales se deducen éstas..} \left\{\begin{aligned} M_1 &= M_0 - T_0 l_1 + \tfrac{1}{2} pl_1^2 \\ M_2 &= M_0 - T_0(l_1 + l_2) \\ &\quad + \tfrac{1}{2} p(l_1 + l_2^2) + Pl_2 \\ M_3 &= M_0 - T_0(l_1 + l_2 + l_3) \\ &\quad + \tfrac{1}{2} p(l_1 + l_2 + l_3^2) + P(l_2 + 2l_3) \\ M_4 &= M_0 - T_0(l_1 + l_2 + l_3 + l_4) \\ &\quad + \tfrac{1}{2} p(l_1 + l_2 + l_3 + l_4^2) \\ &\quad + P(l_1 + 2l_3 + 3l_4) \\ M_5 &= M_0 - T_0 L + \tfrac{1}{2} pL^2 \\ &\quad + P(l_2 + 2l_3 + 3l_4 + 4l_5) \end{aligned}\right\} \quad (2)$$

Por consideraciones que no se desarrollarán aquí, por ser muy extensas y poderse ver en la citada obra, se llega también á las siguientes:

$$\begin{aligned} K(tg.\,a_1 - tg.\,a_0) &= M_0 l_1 - \tfrac{1}{2} T_0 l_1^2 + \tfrac{1}{6} pl_1^3 \\ K(tg.\,a_2 - tg.\,a_1) &= M_1 l_2 - \tfrac{1}{2} T_1 l_2^2 + \tfrac{1}{6} pl_2^3 \\ K(tg.\,a_3 - tg.\,a_2) &= M_2 l_3 - \tfrac{1}{2} T_2 l_3^2 + \tfrac{1}{6} pl_3^3 \\ K(tg.\,a_4 - tg.\,a_3) &= M_3 l_4 - \tfrac{1}{2} T_3 l_4^2 + \tfrac{1}{6} pl_4^3 \\ K(tg.\,a_5 - tg.\,a_4) &= M_4 l_5 - \tfrac{1}{2} T_4 l_5^2 + \tfrac{1}{6} pl_5^3; \end{aligned}$$

de las cuales, por sencillas transformaciones, se obtienen las siguientes:

$$\left.\begin{aligned} K\,tg.\,a_1 &= K\,tg.\,a_0 + M_0 l_1 - \tfrac{1}{2} T_0 l_1 + \tfrac{1}{6} pl_1^3 \\ K\,tg.\,a_2 &= K\,tg.\,a_0 + M_0(l_1 + l_2) + \tfrac{1}{2} T_0(l_1 + l_2)^2 + \tfrac{1}{6} p(l_1 + l_2)^3 \\ &\quad + \tfrac{1}{2} Pl_2^2 \\ K\,tg.\,a_3 &= K\,tg.\,a_0 + M_0(l_1 + l_2 + l_3) - \tfrac{1}{2} T_0(l_1 + l_2 + l_3)^2 \\ &\quad + \tfrac{1}{6} p(l_1 + l_2 + l_3)^3 + \tfrac{1}{2} P[l_3^2 + (l_2 + l_3)^2] \\ K\,tg.\,a_4 &= K\,tg.\,a_0 + M_0(l_1 + l_2 + l_3 + l_4) - \tfrac{1}{2} T_0(l_1 + l_2 + l_3 + l_4)^2 \\ &\quad + \tfrac{1}{6} p(l_1 + l_2 + l_3 + l_4)^3 + \tfrac{1}{2} P[l_4^2 + (l_3 + l_4)^2 + (l_1 + l_2 + l_3)^2] \\ K\,tg.\,a_5 &= K\,tg.\,a_0 + M_0 L - \tfrac{1}{2} T_0 L^2 + \tfrac{1}{6} pL^3 \\ &\quad + \tfrac{1}{2} P[l_5^2 + (l_4 + l_5)^2 + (l_3 + l_4 + l_5)^2 + (l_2 + l_3 + l_4 + l_5)^2] \end{aligned}\right\} \quad (3)$$

Finalmente, por consideraciones que también se omiten por demasiado extensas, y que se desarrollan en la obra citada, se llega al siguiente grupo de ecuaciones:

$$K(y_1 - y_0) = Kl_1\, tg.\, a_0 + \frac{1}{2} M_0 l_1^2 - \frac{1}{6} T_0 l_1^3 + \frac{1}{24} p l_1^4$$
$$K(y_2 - y_1) = Kl_2\, tg.\, a_1 + \frac{1}{2} M_1 l_2^2 - \frac{1}{6} T_1 l_2^3 + \frac{1}{24} p l_2^4$$
$$K(y_3 - y_2) = Kl_3\, tg.\, a_2 + \frac{1}{2} M_2 l_3^2 - \frac{1}{6} T_2 l_3^3 + \frac{1}{24} p l_3^4$$
$$K(y_4 - y_3) = Kl_4\, tg.\, a_3 + \frac{1}{2} M_3 l_4^2 - \frac{1}{6} T_3 l_4^3 + \frac{1}{24} p l_4^4$$
$$K(y_5 - y_4) = Kl_5\, tg.\, a_4 + \frac{1}{2} M_4 l_5^2 - \frac{1}{6} T_4 l_5^3 + \frac{1}{24} p l_5^4,$$

que á su vez se transforman fácilmente en las siguientes:

$$Ky_1 = Ky_0 + l_1 K\, tg.\, a_0 + \frac{1}{2} M_0 l_1^2 - \frac{1}{6} T_0 l_1^3 + \frac{1}{24} p l_1^4$$

$$Ky_2 = Ky_0 + (l_1 + l_2) K\, tg.\, a_0 + \frac{1}{2} M_0 (l_1 + l_2)^2 - \frac{1}{6} T_0 (l_1 + l_2)^3 + \frac{1}{24} p (l_1 + l_2)^4 + \frac{1}{6} P l_2^3$$

$$Ky_3 = Ky_0 + (l_1 + l_2 + l_3) K\, tg.\, a_0 + \frac{1}{2} M_0 (l_1 + l_2 + l_3)^2 - \frac{1}{6} T_0 (l_1 + l_2 + l_3)^3 + \frac{1}{24} p (l_1 + l_2 + l_3)^4 + \frac{1}{6} P [l_1^3 + (l_2 + l_3)^3]$$

$$Ky_4 = Ky_0 + (l_1 + l_2 + l_3 + l_4) K\, tg.\, a_0 + \frac{1}{2} M_0 (l_1 + l_2 + l_3 + l_4)^2 - \frac{1}{6} T_0 (l_1 + l_2 + l_3 + l_4)^3 + \frac{1}{24} p (l_1 + l_2 + l_3 + l_4)^4 + \frac{1}{6} P [l_4^3 + (l_3 + l_4)^3 + (l_2 + l_3 + l_4)^3]$$

$$Ky_5 = Ky_0 + LK\, tg.\, a_0 + \frac{1}{2} M_0 L^2 - \frac{1}{6} T_0 L^3 + \frac{1}{24} pL^4 + \frac{1}{6} P [l_5^3 + (l_4 + l_5)^3 + (l_3 + l_4 + l_5)^3 + (l_2 + l_3 + l_4 + l_5)^3].$$

Se han obtenido, pues, cuatro grupos de cinco ecuaciones cada uno, y entran en ellas las siguientes incógnitas:

Esfuerzos cortantes.	6
Momentos de flexión	6
Tangentes trigonométricas..	6
Ordenadas.	6
TOTAL..	24

Para que el sistema de ecuaciones sea determinado, se necesitan, pues, otras cuatro.

Fácil es obtenerlas; si la vigueta ha de estar empotrada horizontalmente, $tg.\, a_0 = 0$ y $tg.\, a_5 = 0$, y si las secciones de empotramiento han de ser variables $y_0 = 0$, $y_5 = 0$.

Se tienen, pues, 24 ecuaciones de primer grado con 24 incógnitas, y resolviéndolas se conocerán los esfuerzos cortantes, los momentos de flexión, las inclinaciones de la fibra neutra después de deformada y sus ordenadas en cada uno de los puntos ya señalados, datos de los cuales se deducen los mismos elementos para una sección cualquiera, según ya se dirá.

Para resolverlas se hará $tg.\, a_0 = 0$, $tg.\, a_5 = 0$, $y_0 = 0$, $y_5 = 0$ en la última ecuación del tercer grupo y en la última del cuarto, y se obtendrán las siguientes:

$$LM_0 - \frac{1}{2} L^2 T_0 + \frac{1}{6} pL^3 + \frac{1}{2} Pc_1 = 0$$
$$\frac{1}{2} L^2 M_0 - \frac{1}{6} L^3 T_0 + \frac{1}{24} pL^4 + \frac{1}{6} Pc_2 = 0.$$

llamando... $\begin{cases} c_1 = l_5^2 + (l_4 + l_5)^2 + (l_3 + l_4 + l_5)^2 + (l_2 + l_3 + l_4 + l_5)^2 \\ c_2 = l_5^3 + (l_4 + l_5)^3 + (l_3 + l_4 + l_5)^3 + (l_2 + l_3 + l_4 + l_5)^3. \end{cases}$

Si se multiplica la primera ecuación por $\frac{1}{2}$ L, se resta del producto la segunda, se deduce T_o de la que resulte, se reemplaza en una de ellas y se resuelve con relación á M_o, se obtienen los siguientes valores:

$$T_o = \frac{1}{2} pL + \frac{P}{L_2}\left(3 c_1 - \frac{2c_2}{L}\right)$$

$$M_o = \frac{1}{2} LT_o - \frac{1}{6} pL_2 - \frac{Pc_1}{2L}.$$

Valores de c_1 *y* c_2.

Si se supone que los pesos P se distribuyen simétricamente respecto al centro de la vigueta y que entre las dos ruedas de cada carro haya de haber 1,m5 de distancia (lo que es admisible para carros de nueve toneladas de peso), resultará:

$l_1 = l_5$; $l_2 = l_4 = 1{,}^m5$, y se deduce que $l_3 = L - 3 - 2l_1$, y como $L = 5$, resulta $l_3 = 2 - 2l_1$.

Sustituyendo estos valores en las expresiones de c_1 y c_2 se obtendrán las siguientes después de reducir:

$$\left.\begin{aligned} c_1 &= 4l_1^2 - 14l_1 + 39{,}5 \\ c_2 &= 30l_1^2 - 105l_1 + 175{,}25 \end{aligned}\right\} 3c_1 - \frac{2c_2}{L} = 50 = 2L^2,$$

es decir, constante cualquiera que sea la repartición de las cargas, siempre que haya en ellas simetria.

Dando sus valores numéricos á P y á L (P = 4.500 y L = 5), se obtendrá:

$$T_o = 2{,}5 \times p + 9.000$$

$$M_o = \frac{12{,}5}{6} \times p + 4.725 - 900\,(2l_1^2 - 7l_1).$$

Para un valor determinado de p el máximo valor de M_o corresponde al de l_1 que anule la ecuacion

$$4l_1 - 7 = 0, \text{ ó sea á } l_1 = 1{,}^m75.$$

(Se continuará.)

JOSÉ MARÍA DE ITURRALDE.

TRAMOS METÁLICOS

PARA EL

PUENTE DEL GUADALIMAR, EN LA CARRETERA DE BAILÉN A BAEZA,

PROVINCIA DE JAÉN

(Continuación.)

Pero obsérvese que por haber simetría en la repartición de las cargas $l_1 = l_5 = 1{,}75$, y por lo tanto, $l_1 + l_5 = 3{,}^{m}5$; y siendo $5{,}^{m}0$ la longitud de la vigueta, resulta $l_2 + l_3 + l_4 = 1{,}^{m}50$, lo que es absurdo, supuesto que $l_2 = l_4 = 1{,}^{m}5$ y que l_3 no puede ser nulo.

La interpretación de este resultado es que el máximo valor de M_o corresponde al caso en que los pesos de ambos carros se reunieran en uno solo, y siendo esta solución inadmisible, el resultado obtenido sólo indica que el máximo de M_o corresponde al máximo posible de l_1.

Para fijarle se observará que, siendo l_3 la distancia entre la rueda de uno de los carros y la más próxima á ella del otro, l_3 no puede ser nulo; se supondrá, sin embargo, que lo es, y así se obtendrá el límite á que tiende M_o cuando los dos carros se van aproximando al centro de la vigueta.

Se obtiene entonces:

$$l_2 = l_4 = 1{,}^{m}5$$
$$l_3 = 0$$
$$2l_1 = 5 - 3 = 2;\ l_1 = 1,$$

y el valor correspondiente de $M_o = \frac{12{,}5}{6} \times p + 9.225$.

Este será el límite de los valores de M_o, y por lo tanto de M_1, pues sabido es que el máximo momento de flexión en una pieza empotrada en sus extremos corresponde á éstos. El valor de T_o que corresponde á $l_1 = 1$, será $T_o = 2{,}5 \times p + 9.000$, supuesto que es constante, cualquiera que sea la repartición simétrica de las cargas.

Supongamos ahora que las cargas no se reparten con simetría.

Conviene, para examinar este caso, expresar en función de l_1 los valores de M_0 y T_0, lo que es posible si antes se fija el de l_3, que se supondrá nulo por la razón ya expuesta. Se tiene entonces:

$$l_2 = l_4 = 1{,}5 \text{ y } l_3 = 0, \text{ y resulta } l_4 = 5 - (l_1 + 3) = 2 - l_1,$$

y sustituyendo estos valores se hallará:

$$\left.\begin{aligned} c_1 &= 4l_1^2 - 28l_1 + 53{,}5 \ldots\ldots \\ c_2 &= 4l_1^3 + 42l + 42l_1 - 160{,}5l_1 \\ &\quad + 218{,}75 \end{aligned}\right\} 3c_1 - \frac{2c_2}{L} = \frac{8l_1^3 - 24l_1^2 - 99l_1}{5} + 73,$$

$$T_0 = 2{,}5 \times p + 13.140 + 36\,(8l_1^3 - 24l_1^2 - 99\,l_1),$$

$$M_0 = \frac{12{,}5}{6} \times p + 8.775 + 90\,(8l_1^3 - 44l_1^2 + 41l_1).$$

Para determinar los valores de l_1 que hacen máximo á M_0, hay que resolver la ecuación

$24l^2 - 88l_1 + 41 = 0$, de la que resulta $l_1' = 3{,}^{m}12$, $l_1'' = 0{,}^{m}55$.

Como l_1 debe ser menor que 2, sólo el segundo valor es aceptable, y á él corresponde

$$\text{máximo de } M_0 = \frac{12{,}5}{6} \times p + 9.826.$$

El valor correspondiente de T_0 es $25 \times p + 10.966$, resultando uno y otro algo mayores que en el caso de repartición simétrica de las cargas.

El máximo valor de T_0 corresponderá á los de l_1 que satisfagan á la ecuación $24l_1^2 - 48l_1 - 99 = 0$, y serán $l_1''' = 3{,}26$ y $l_1^{IV} = -1{,}26$. Pero ambos valores son inaceptables, pues debieran ser positivos y menores que 2,^{m}0. Se obtendrá, pues, el máximo de T_0 haciendo $l_1 = 0$, y resultará:

$$\text{máximo de } T_0 = 2{,}5 \times p + 13.140.$$

Sustituyendo á p su valor $p = 715$ kilogramos, se obtiene:

$$\text{Para } l_1 = 0{,}55 \begin{cases} \text{Máximo de } M_0 = \dfrac{12{,}5}{6} \times 715 + 9.826 = 11.316 \\ T_0 = 2{,}5 \times 715 + 10.966 = 12.754 \end{cases}$$

Para $l_1 = 0$... Máximo de $T_0 = 2{,}5 \times 715 + 13.140 = 14.928$.

Esfuerzo de deslizamiento longitudinal.

Tendrá, como para las vigas, la expresión siguiente:

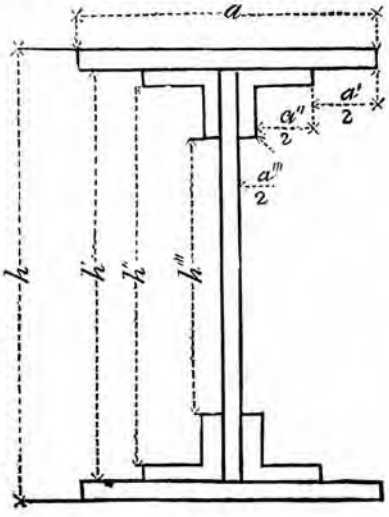
$$R_s = \frac{T}{BI} \int_0^v bv\,(dv) = \frac{14.928}{BI} \int_0^v bv\,(dv), \text{ para el máximo.}$$

Determinados ya los esfuerzos á que se han de ver sometidos las distintas partes del puente, procede ahora investigar las condiciones de resistencia en que se han de ver colocadas. Este será el objeto de los párrafos siguientes.

MOMENTOS DE RESISTENCIA Y RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE Y AL DESLIZAMIENTO LONGITUDINAL.

1.°—Momentos de resistencia.

Llamando I al momento de inercia de la sección transversal con relación á la paralela á las bases que pasa por la fibra neutra; v á la distancia entre esta fibra y la más distante (ó sea la mitad de la altura h de la viga en el caso actual); R_1 al esfuerzo que por la flexión ha de sufrir el hierro en un punto cualquiera; el momento de resistencia de la sección transversal será $\frac{R_1 I}{v}$, ó según las anotaciones del croquis:



$$R_1 \times \frac{ah^{-3} - (a'h'^{-3} + a'h''^{-3} + a'''h'''^{-3})}{12v}$$

Conviene determinar ahora el valor de $\frac{v}{I}$, que hará falta más adelan-

te, para examinar la estabilidad de las diferentes piezas; se procede, pues, á esta determinación.

1.°—*Vigas.*

Grueso en las cabezas = 0,m007.

$a = 0{,}29,\ h' = 3,\quad a'h'^{-3} = 7{,}83$

$a'' = 0{,}18,\ h'' = 2{,}98,\ a''h''^{-3} = 4{,}76344656$

$a''' = 0{,}02,\ h''' = 2{,}8,\ a'''h'''^{-3} = 0{,}43904$

$a'h'^{-3} + a''h''^{-3} + a'''h'''^{-3} = 13{,}03248656$

$a = 0{,}5\quad h = 3{,}014,\quad ah^{-3} = 13{,}689883377$

$12\,I = 0{,}657396817$

$I = 0{,}0547830680833$

$v = 1{,}507.\ldots\ldots$ $\left.\vphantom{\frac{v}{I}}\right\}\ \frac{v}{I} = 27{,}50849948.$

Grueso en las cabezas = 0,m013.

$a = 0{,}5,\ h = 3026,\quad ah^{-3} = 13{,}854050788$

$a'h'^{-3} + a''h''^{-3} + a'''h'''^{-3} = 13{,}03248656$

$12\,I = 0{,}821564228$

$I = 0{,}06846368566$

$v = 1{,}513.\ldots\ldots$ $\left.\vphantom{\frac{v}{I}}\right\}\ \frac{v}{I} = 22{,}09930689.$

2.°—*Viguetas.*

De las acotaciones del croquis resulta:

$a' = 0{,}18,\ h' = 0{,}44,\quad a'h'^{-3} = 0{,}01533312$

$a'' = 0{,}02,\ h'' = 0{,}26,\ a''h''^{-3} = 0{,}00035152$

$a'h'^{-3} + a''h''^{-3} = 0{,}01568464$

$a = 0{,}21,\ h = 0{,}46,\quad ah^{-3} = 0{,}02044056$

$12\,I = 0{,}00475592$

$I = 0{,}0003963266$

$v = 0{,}23.\ldots\ldots$ $\left.\vphantom{\frac{v}{I}}\right\}\ \frac{v}{I} = 580{,}329358.$

(Se continuará.)

José María de Iturralde.

TRAMOS METÁLICOS

PARA EL

PUENTE DEL GUADALIMAR, EN LA CARRETERA DE BAILÉN A BAEZA,

PROVINCIA DE JAÉN.

(Continuación.)

2.°—Resistencia á los esfuerzos cortantes.

Depende del área de la sección transversal, y conviene determinarla ahora. La de cada cabeza, así como la del alma, se obtiene fácilmente por la multiplicación de dos números; la de las escuadras se obtiene con más exactitud dividiendo por 7780 (peso en kilogramos del metro cúbico de hierro), el peso en kilogramos asignado al metro lineal en el álbum de la fábrica.

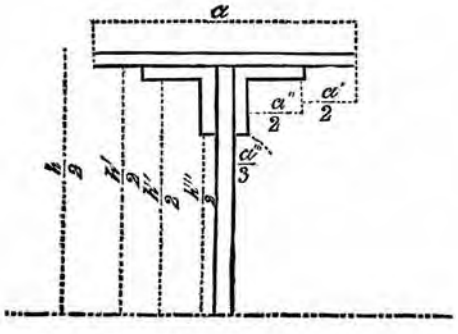
Se obtiene así lo siguiente, llamando al área A y e al grueso en las cabezas:

$$\textit{Vigas...}\begin{cases} e = 0{,}^{m}007,\ A = 3 \times 0{,}01 + 0{,}5 \times 0{,}007 + \dfrac{4 \times 15}{77{,}80} \\ \qquad = 0{,}^{m^2}04121. \\ e = 0{,}^{m}013,\ A = 3 \times 0{,}01 + 0{,}5 \times 0{,}013 + \dfrac{4 \times 15}{77{,}80} \\ \qquad = 0{,}^{m^2}04421. \end{cases}$$

$$\textit{Viguetas}\ A = 0{,}46 \times 0{,}01 + \frac{4 \times 15}{77{,}80} = 0{,}^{m^2}0123.$$

3.°—Resistencia al deslizamiento longitudinal.

1.°—*Vigas.*



Se ha dicho ya que $R_s = \dfrac{T}{BI}\int_0^v bv\,(dv)$, y se va á determinar ahora el valor de la integral.

Según las acotaciones del croquis adjunto, se ve desde luego que la altura (h) de la viga, se tiene:

$$\int_0^v bv\,(dv) = \int_0^{1{,}4} 0{,}01 \times v\,(dv + \int_{1{,}4}^{1{,}49} 0{,}03 \times v\,(dv) + \int_{1{,}49}^{1{,}4} 0{,}21\,v\,(dv) + \int_{1{,}4}^{\frac{h}{2}} 0{,}5 \times v\,(dv);$$

ó sea

$$\int_0^v bv\,(dv) = \left(\frac{0{,}01v^2}{2}\right)^{1{,}4} + \left(\frac{0{,}03v^2}{2}\right)_{1{,}4}^{1{,}49} + \left(\frac{0{,}21v^2}{2}\right)_{1{,}49}^{1{,}5} + \left(\frac{0{,}5v^2}{2}\right)_{1{,}4}^{\frac{h}{2}};$$

ó bien

$$\int_0^v bv\,(dv) = 0{,}0098 + 0{,}0039015 + 0{,}0031395 + 0{,}25\,(v^2)_{1{,}5}^{\frac{h}{2}};$$

$$\int_0^v bv\,(dv) = 0{,}036441 + 0{,}25\,(v^2)_{1{,}5}^{\frac{h}{2}}.$$

Resulta, pues, teniendo en cuenta que B = 0,m01 (ancho en la sección de fibra neutra),

$$\frac{I}{B}\int_0^v bv\,(dv) = 3{,}6441 + 25\,(v^2)_{1{,}5}^{\frac{h}{2}}$$

Se puede hallar ahora fácilmente los valores de

$$\frac{1}{BI}\int_0^v bv\,(dv).$$

Primer caso.—Grueso en las cabezas = 0,007.

$$\left.\begin{array}{l} h = 3{,}014\ldots\ldots \\ I = 0{,}054783068833 \end{array}\right\} \frac{\int_0^v bv\,(dv)}{BI} = \frac{4170305}{I} = 76{,}12397569.$$

2.° *caso.—Grueso en las cabezas* = 0,m013.

$$\left.\begin{array}{l} h = 3{,}026\ldots\ldots \\ I = 0{,}06846368566 \end{array}\right\} \frac{\int_0^v bv\,(dv)}{BI} = \frac{4{,}643325}{I} = 67{,}82172118.$$

2.°—*Viguetas.*

Dada la sección transversal, es fácil ver que

$$\int_0^v bv\,(dv) = \left(\frac{0{,}01v^2}{2}\right)_0^{0{,}13} + \left(\frac{0{,}03v^2}{2}\right)_{0{,}13}^{0{,}22} + \left(\frac{0{,}21v^2}{2}\right)_{0{,}22}^{0{,}23}$$

$$= 0{,}0010295,$$

y por lo tanto,

$$\frac{1}{BI}\int_0^v bv\,(dv) = \frac{0{,}10295}{0{,}0003963266} = 259{,}760467.$$

DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS MÁXIMOS Á QUE HA DE TENER QUE RESISTIR EL HIERRO.

Si se llama R_1 la presión ó tensión longitudinal que por metro cuadrado debe sufrir el hierro como máxima, ó sea en la fibra más lejana de la media, se sabe que la sección transversal ha de ser tal, que en cada punto se verifique la relación $\frac{R_1 I}{v} > M\ldots$ ó bien $\frac{M_0}{I} < R$.

Si se llama R_2 la resistencia que por unidad de superficie debe ofrecer la pieza al esfuerzo cortante en una sección determinada cuya área sea A, se sabe también, que las dimensiones deben ser tales, que se satisfaga á la relación $\frac{T}{A} < R_2$.

Finalmente; si R_3 es la resistencia que la capa de fibras neutras debe ofrecer al deslizamiento longitudinal y B el ancho de dicha capa, medido perpendicularmente al plano de flexión, se ha visto también que debe quedar satisfecha la relación

$$\frac{T}{BI}\int_0^v bv\,(dv) < R_3.$$

Las resistencias R_1 y R_2 obran en planos que forman entre sí un ángulo recto, cuando, como en el caso actual, todas las fuerzas exteriores son verticales, y por lo tanto, el hierro tendrá que sufrir por unidad de superficie un esfuerzo $R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2}$; será necesario, para obtener la solidez debida, que en cada punto se satisfaga la relación

$$\sqrt{\left(\frac{Mv}{I}\right)^2 + \left(\frac{T}{A}\right)^2} \leq R_1,$$

siendo necesario además que

$$\frac{T}{BI} \int_0^x bv\,(dv) \leq R_2.$$

Según la repartición de los palastros en las cabezas, el punto á que corresponde el momento de flexión máximo para el grueso de siete milímetros es el del primer tramo, cuya abscisa sea $\varphi = \frac{771}{62}$, siendo en él $M = 239694$ kilogramos y $T = 2308$ kilogramos; se puede, pues, hacer el siguiente cálculo:

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{V}{I} = 27{,}50849948 \\ \text{Máx.}^{o}\ M = 239694 \end{array}\right\} \text{Máx.}^{o}\ \frac{Mv}{I} = 6{,}593622$$

$$\left.\begin{array}{l} T = 2308 \\ A = 0{,}04121 \end{array}\right\} \frac{T}{A} = 56006 \ldots\ldots\ldots$$

De donde se deduce:

$$R = \sqrt{\left(\frac{Mv}{I}\right)^2 + \left(\frac{T}{A}\right)^2} = 6593860 \text{ kilogramos.}$$

Para el punto de máximo momento de flexión, en los trozos en que el grueso de las cabezas es 13 milímetros, se tiene:

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{V}{I} = 22{,}09930689 \\ M = 292500. \ldots. \end{array}\right\} \frac{Mv}{I} = 6464047$$

$$\left.\begin{array}{l} T = 56250 \\ A = 0{,}04421 \end{array}\right\} \frac{T}{A} = 1272337. \ldots\ldots$$

$$R = 6588076 \text{ kilogramos.}$$

Se ve, pues, que el esfuerzo máximo que ha de sufrir el hierro, llega próximamente á 6,60 kilogramos por milímetro cuadrado de sección, en los puntos cuyas abscisas se acaba de consignar, siendo mucho menor en las demás secciones, y aun aquel esfuerzo ha de ser menor, por no haberse tenido en cuenta la resistencia del palastro extriado del piso y de los hierros en ∪ que ha de sostenerle, no obstante ser de importancia.

(Se continuará.)

José María de Iturralde.

TRAMOS METÁLICOS

PARA EL

PUENTE DEL GUADALIMAR, EN LA CARRETERA DE BAILÉN A BAEZA,

PROVINCIA DE JAÉN

(Continuación.)

Resistencia al deslizamiento longitudinal.

Para los trozos en que varía el grueso de las cabezas, se tiene lo siguiente:

Grueso en las cabezas.	Valores de $\frac{\int_0^v bv\,(dv)}{BI}$	Abscisa del máximo esfuerzo cortante.	Máximo esfuerzo cortante.	Valores de R_x.
0,m007	76,12397569	27,m52 (1.er tramo)	48562	3.696.733
0,m013	67,82172118	30,m0 (id.)	56250	3.814.972

El máximo esfuerzo longitudinal será, pues, de unos 3,8 kilogramos, por milímetro cuadrado de sección.

Viguetas.

Se ha visto ya que máximo M = 11.316, y el valor de T que corresponde, será:

$$T = 12754;$$

se tiene, pues, como antes:

$$\left.\begin{array}{l}\frac{v}{I} = 580{,}329385..\\ \text{Máximo } M = 11316\end{array}\right\}\text{Máximo } \frac{Mv}{I} = 6.567.007$$

$$\left.\begin{array}{l}T = 12754.....\\ A = 0{,}01123.....\end{array}\right\}\frac{T}{A} = 1.036.911.....$$

$$\Big\}\ R = 6.648.366 \text{ kgs.}$$

Se ve que el esfuerzo máximo excede ligeramente al asignado en condiciones; pero hay que tener presente que no se ha tenido en cuenta la resistencia que resulta de los rebordes planos de los palastros combados cosidos á las cabezas de las viguetas, y que aumentan su resistencia en mayor proporción que la necesaria para disminuir R en 0,15 kilogramos por milímetro cuadrado de sección.

Resistencia al deslizamiento longitudinal.

Siendo el máximo esfuerzo cortante, según se ha visto, 14.928, resulta:

$$\text{Máximo } R = 259{,}760.467 \times 14928 = 3.877.704,$$

ó sea 3,88 kilogramos por milímetro cuadrado de sección.

Se ve, pues, en resumen, que en ninguna parte se ha de ver el hierro en malas condiciones de resistencia.

Planchas combadas.

De ningún modo se puede asimilar un palastro combado á un prisma, ni por lo tanto tiene aplicación el procedimiento general para determinar

sus dimensiones ó examinar los esfuerzos á que se halla sometido en cada punto; se recurre, pues, para ello, á datos puramente prácticos.

Humbert propuso unas fórmulas, cuya exactitud indudablemente deja mucho que desear, aunque generalmente se aceptan; según este autor, el momento de rotura de un palastro combado es $\frac{4}{15}$ Rlhe, representando por l la cuerda del arco ó la luz en uno de los sentidos, por h la flecha, por e el espesor ó grueso del palastro y por R el coeficiente de resistencia á la rotura que se fija, generalmente en 1,50 kilogramos por milímetro cuadrado.

El momento máximo de los pesos cargados sobre una plancha combada es $\frac{Pla^4}{8\,(l^4 + a^4)}$, llamando P al peso uniformemente repartido sobre la plancha, l á la longitud y a al ancho.

Se deduce de aquí que se puede determinar e ó R, por la ecuación

$$\frac{4}{15}\,Rlhe = \frac{Pl^4a}{8\,(l^4 + a^4)},$$

resultando de ella

$$e = \frac{15}{32}\,\frac{Pl^3a}{Rh\,(l^4 + a^4)}$$

Si se supone cuadrada la plancha, ó $a = l$, resulta:

$$e = \frac{15}{32}\,\frac{Pl^4}{2Rhe^4} = \frac{15}{64} \times \frac{P}{Rh},$$

es decir, independiente el espesor de la longitud de la plancha, lo cual es absurdo.

Merece, pues, escasa consideración esta fórmula, y vale más prescindir de ella, guiándose para fijar el grueso de cada placa por el resultado obtenido en otras obras.

Se puede citar como una de ellas el puente de Calancha, sobre el río Guadalquivir, en esta misma provincia; se formó su piso con placas combadas rectangulares de 1,^{m}25 y 1,^{m}14 de lado, teniendo la parte combada planta cuadrada de 0,^{m}99 de lado y un espesor de siete milímetros. Estas placas han resistido perfectamente desde que se construyó el puente en 1866; y como las dimensiones de las placas son próximamente iguales á las que ahora se proyectan, se ha aceptado el mismo grueso de siete milímetros. Se puede agregar que planchas de estas dimensiones han resistido perfectamente las cargas de prueba en el puente de la Cerrada, recibido hace pocos meses en esta provincia.

Empalme de las diversas piezas.

No es suficiente, para que la construcción tenga la estabilidad necesaria, que la resistencia de las diferentes piezas sea la debida; se necesita, además, que se unan las unas á las otras con la suficiente solidez, y hay que examinar si sucede así.

La unión de las diferentes piezas se hace por medio de roblones, y es necesario, por lo tanto, conocer en qué condiciones de resistencia se halla una pieza roblada.

La base de todos estos cálculos es el resultado de las experiencias hechas relativamente á la adherencia que producen los roblones, con los que se cosen dos chapas, y ante todo conviene recordar cuáles han sido.

Según las hechas en Inglaterra, si se cosen tres palastros agrandando

los agujeros de la chapa intermedia para que tengan mayor diámetro que los roblones, y sujetando las chapas exteriores se tira de la interior, el esfuerzo necesario para lograr que ésta deslice es proporcional á la suma de las áreas de las secciones transversales de los roblones que sujetan las chapas, en una relación que varió, en las experiencias hechas, entre 26 y 32 kilogramos por milímetro cuadrado de área.

Confirma la bondad de estos resultados un cálculo que no se desarrollará aquí, pero cuyas deducciones conviene consignar.

Conociendo la temperatura á que se colocan los roblones, se puede calcular la presión que transmitirán cuando al enfriamiento se contraigan; esta presión será la siguiente:

GRADOS DE ENFRIAMIENTO. — *Centígrados.*	PRESIÓN QUE PRODUCE POR MILÍMETRO CUADRADO DE SECCIÓN. — *Kilogramos.*
50	7,8
100	15,6
150	23,4
200	31,2
250	39,0

No siendo prudente que el enfriamiento sea mayor de 250 grados, porque la tensión en las cabezas sería excesiva y pudiera resultar su rotura.

Si se admite que el coeficiente de rozamiento entre placas de hierro es 0,6, y se multiplica este coeficiente por las tensiones indicadas, se tendrá la adherencia producida por milímetro cuadrado de sección de los roblones en cada una de las caras en contacto, y su producto por 2 será la adherencia; resulta así, que para

$t =$ 50°	la adherencia será	de.	9,36	kilogramos.
$t =$ 100°	id.	de.	18,72	id.
$t =$ 150°	id.	de.	28,08	id.
$t =$ 200°	id.	de.	37,44	id.
$t =$ 250°	id.	de.	46,80	id.

El término medio de las experiencias antes citadas es 28,^{kg}·00, que es muy próximamente la adherencia que corresponde á 150° de enfriamiento, y como éste suele ser el que se produce en la práctica, se ve que, en efecto, los resultados de las experiencias están conformes con los del cálculo.

Se toma como coeficiente de adherencia la tercera parte, ó sean 10 kilogramos por milímetro cuadrado, debiéndose tener en cuenta que se supone que en cada uno de los planos de junta se desarrolla una adherencia de 5 kilogramos por milímetro cuadrado de sección de los roblones.

Agregando á lo expuesto que la sección transversal de un roblón de 18 milímetros de diámetro tiene 254,47 milímetros cuadrados, y la del de 0,^{m}025 tiene 490,87, resultará que la adherencia producida por uno de los primeros será de 2547,7 kilogramos, y por uno de los otros 4908,7.

Con tales datos, es fácil determinar las condiciones de resistencia de los empalmes de las diversas piezas.

(Se continuará.)

JOSÉ MARÍA DE ITURRALDE.

TRAMOS METÁLICOS

PARA EL

PUENTE DEL GUADALIMAR, EN LA CARRETERA DE BAILÉN A BAEZA,

PROVINCIA DE JAÉN

(Continuación.)

1.º—Empotramiento de los extremos de una vigueta.

Hay que examinar:

a) Si es suficientemente sólida la unión del alma de la vigueta con las ramas salientes de las escuadras que forman el nervio interior de la viga.

b) Si lo es la unión á ésta del nervio interior.

c) Si lo es la sección de la vigueta, en la cual se interrumpen las escuadras que forman sus cabezas.

a) *Unión del alma de la vigueta con el nervio de la viga.*

Se ha visto que la sección transversal de la parte no empotrada de la vigueta tiene la suficiente resistencia, y que su área es $0,^{m^2}0123$, capaz de resistir un esfuerzo de $12300 \times 6,5 = 79950$ kilogramos, á razón de 6,5 por milímetro cuadrado de sección.

Para que la adherencia producida por los roblones no sea menor hay que colocar á lo menos, si su diámetro es 25 milímetros, $\frac{79950}{4908,7} = 16$, y así se proyecta.

Para tener espacio suficiente se da al extremo de la vigueta la forma marcada en la fig. 2.ª, agregando en su parte inferior una placa triangular de $0,^m80$ de altura y $0,^m61$ de base, reforzada en su parte libre con dos escuadras iguales á las de las cabezas de las viguetas.

Para que la unión de esta placa triangular con el alma de la viga sea suficientemente sólida, se refuerza con dos placas cubrejuntas trapeciales de $\frac{0,^m47 + 0,^m33}{2} = 0,^m4$ de longitud media, $0,^m20$ de altura y $0,^m006$ de grueso, cosidas al alma de la vigueta y á la placa triangular con 14 roblones de 25 milímetros de diámetro.

b) *Unión del nervio interior con la viga.*

Ha de ser esta unión suficientemente sólida para resistir los esfuerzos transmitidos por la vigueta y á la vez los que ha de sufrir la viga. Bastará para lo primero, según se acaba de ver, la adherencia causada por 16 roblones. Para lo segundo será bastante que la adherencia de los roblones iguale á la resistencia de que es susceptible el alma de la viga. Teniendo ésta tres metros de altura y un centímetro de grueso puede resistir, en las condiciones ya dichas, 195.000 kilogramos, cuya resistencia será un poco menor que la adherencia que deben producir 40 roblones de $0,^m025$ de diámetro, la cual será, $40 \times 4908,7 = 196.348$ kilogramos. Habrá, pues, que colocar $40 + 16 = 56$ roblones para que este empalme resulte bastante sólido; se proyecta (fig. 2.ª) colocar 10 por metro lineal á cada lado de la junta en la parte no encorvada de los nervios (que tiene $2,^m62$ de longitud ó sea 50 roblones, pudiéndose contar, además, con la adherencia de los que unen las escuadras al alma; el empalme, pues, ofrecerá suficiente solidez.

c) *Resistencia de la vigueta en la sección de empotramiento.*

El tener que cortar las escuadras que forman las cabezas de la vigueta en su encuentro con los nervios inferiores de las vigas, disminuye la resistencia de la vigueta hasta reducirla á la del alma, y es necesario aumentar la altura de ésta para darle la necesaria. Siendo $0,^{m2}0123$ el área de la sección de la vigueta en la parte libre y $0,^{m}01$ su grueso, se deduce que la altura del alma en el empotramiento deberá ser $1,^{m}23$; se le ha dado $1,^{m}26$ para poder colocar los 16 roblones necesarios para unir el alma de la vigueta á los nervios interiores de las vigas.

2.°—Unión de las escuadras con el alma de la vigueta.

El método expuesto por Collignon en su *Curso de Mecánica aplicada* (pág. 681 de la edición de 1877) para determinar el número de roblones que hay que poner en esta unión, se reduce á dividir el esfuerzo cortante por cinco veces la distancia entre las filas de roblones, y el cociente es el número de milímetros cuadrados que deben tener las secciones transversales de los roblones que se pongan en un metro lineal.

En el caso actual el máximo esfuerzo cortante será, según ya se ha visto, 14.928 kilogramos, y la distancia entre las filas de roblones $0,^{m}31$, siendo aquel cociente $\frac{14.928}{5 \times 0,31} = 9.631$ milímetros cuadrados; y como se proyecta colocar diez roblones de 25 milímetros de diámetro en cada metro lineal, y la suma de sus secciones transversales será:

$$25 \times 490,087 = 12.271 \text{ milímetros cuadrados,}$$

se ve que habrá exceso de resistencia.

3.°—Unión de las escuadras con el alma de la viga.

El máximo esfuerzo cortante se verifica en el primero y tercer tramo, y es de 56.250 kilogramos; el cociente de que se acaba de hablar, siendo $3,^{m}31$ la altura de la viga y $3,^{m}17$ la distancia entre los ejes de los roblones, será $\frac{56.250}{3,17 \times 5} = 3.548$ milímetros cuadrados, que es la sección de $\frac{3.548}{490,87} = 7$ roblones, próximamente; y como se proyecta colocar 10 por metro lineal, de aquí la afirmación que antes se hizo de que se podía contar con la acción de algunos de estos roblones para resistir á los esfuerzos que tiendan á abrir las juntas de los palastros del alma.

(Se continuará.)

JOSÉ MARÍA DE ITURRALDE.

TRAMOS METÁLICOS

PARA EL

PUENTE DEL GUADALIMAR, EN LA CARRETERA DE BAILÉN A BAEZA

PROVINCIA DE JAÉN.

(Conclusión.)

Juntas en las cabezas de las vigas.

Se ha hecho la repartición de palastros en las cabezas de modo que no presente junta en el mismo plano que en los palastros del alma.

Para tener en cada junta una resistencia á lo menos igual á la que ofrecería el palastro si no estuviese interrumpido, es necesario colocar sobre ella piezas cuya sección transversal sea igual ó mayor que la del palastro que ha de formar la cabeza, y coserlas con roblones que produzcan tanta adherencia por lo menos como resistencia ofrece el palastro cuya junta se ha de reforzar.

Su sección transversal será de $0,5 \times 0,007 = 0,^{m2}0035$, capaz de una resistencia permanente de $0,0035 \times 6.500000 = 22.750$ kilogramos.

Formando las cubrejuntas con tres placas, una de $0,^{m}5$ de longitud, $0,^{m}20$ de ancho y $0,^{m}006$ de grueso, colocada en la parte exterior; y dos colocadas en los espacios que las escuadras dejan libres en la parte interior, de $0,^{m}20$ de longitud cada una, $0,^{m}13$ de ancho y $0,^{m}006$ de grueso; cosiendo estas planchas con 8 roblones de 25 milímetros de diámetro, se obtiene una resistencia de $(0,5 + 2 \times 0,13)\ 0,006 \times 6.500000 = 29.640$ kilogramos. Los ocho roblones producirán una adherencia de $4908,7 \times 8 = 39.269,6$ kilogramos, resultando la junta, por lo tanto, con suficiente solidez.

No se proyecta colocar cubrejuntas más que en las cabezas inferiores, pues en las otras el palastro estriado del piso y los hierros de ⌣ que han de sostenerle ofrecen resistencia suficiente; ésta es, en efecto:

$$\frac{2 \times 10,25}{7.780} + 0,5 \times 0,007 \times 6.500000 = 40.300 \text{ kilogramos.}$$

Juntas en las escuadras de las vigas.

La junta en una escuadra origina una disminución en la resistencia de $\frac{15}{7.780} \times 6.500000 = 12.532$ kilogramos, que ha de ser la mínima resistencia de la cubrejunta.

Se ha de formar ésta con dos trozos de palastro de $0,^{m}16$ de longitud, $0,^{m}06$ de ancho y $0,^{m}16$ de grueso, que se han de coser uno á la rama horizontal y otro á la vertical. Esta cubrejunta ofrecerá una resistencia de $2 \times 0,06 \times 0,016 \times 6.500000 = 12.480$ kilogramos, que es próximamente la de la escuadra. Se ha de coser cada chapa con dos roblones de $0,^{m}025$ de diámetro, colocando uno á cada lado de la junta, y resultará una adherencia de $4908,7 \times 4 = 19.635$ kilogramos, superior á la resistencia de la escuadra. La junta, pues, ofrece buenas condiciones de estabilidad.

Presión sobre los planos de rodillos.

1.° *En los apoyos extremos.*

Se ha visto ya que $F_1 = F_4 = 38.550$ kilogramos (4.ª hipótesis), y ésta será la máxima presión que cada viga transmita á uno de los apoyos extremos. Á ella hay que agregar el peso de dos cajas de rodillos, que será (véase el estado de cubicación), 2.877 kilogramos, y el de la parte de

puente que ha de insistir sobre un apoyo, y que será próximamente $\frac{104}{96,68} \times 209.998 = 2.259$ kilogramos, puesto que el peso total del puente ha de ser 209.998 kilogramos (véase el estado de cubicación).

Resulta así una presión total de 43.686 kilogramos y de 21.843 para cada caja de rodillos.

Teniendo $1,04 \times 0,6 = 0,^{m^2}624$ la planta de una de éstas, resultará una presión de $\frac{21.843}{0,624}$, ó sea de 3,50 kilogramos por centímetro cuadrado, muy inferior á la que el granito resiste en buenas condiciones.

2.° *En los apoyos intermedios.*

Se ha visto que $F_2 = F_4 = 105.000$ kilogramos (3.ª hipótesis), y pesando las cuatro cajas de rodillos 5.754 kilogramos y los $2,^m30$ de puente $\frac{2,3}{96,68} \times 209.998 = 4.995$ kilogramos, resulta una presión total de 115.750 kilogramos, ó sean 28.938 kilogramos para cada caja de rodillos; y siendo la planta de una de ellas $0,^{m^2}624$, resulta sobre el granito una presión de $\frac{28.938}{0,624}$, ó sean 4,64 kilogramos por centímetro cuadrado, también inferior á la resistencia del material.

Variaciones en la longitud de las vigas por la influencia de la temperatura.

Según experiencias bien conocidas, el hierro forjado para un aumento de temperatura de 50° centígrados (que es la máxima variación á que se ha de ver expuesto el puente), se dilata 0,0006 de su longitud, y siendo la de cada viga $96,^m68$, resultaría una dilatación de $96,68 \times 0,0006 = 0,^m06$.

Para tenerla en cuenta se proyecta hacer en los muretes del plano de rodillos las ranuras marcadas en la fig. 4.

Se deduce, pues, de lo expuesto, que todas las partes de la obra se hallarán en buenas condiciones de resistencia.

Comparación del puente proyectado con otros análogos.

Como términos de comparación se van á tomar los puentes de cuyos presupuestos y condiciones tiene noticias el que suscribe, y que son las siguientes:

1.° El construído en esta provincia sobre el Guadalquivir en la carretera de primer orden de la estación de Vilches á Almería, puente llamado de Calancha.

2.° El también construído en esta provincia sobre el río Víboras, en la carretera de segundo orden de Jaén á Córdoba.

3.° El recientemente construído en esta provincia sobre el Guadalquivir, en la carretera de tercer orden de Torreperogil á Huéscar, llamado de la Cerrada.

4.° El que se construyó en la provincia de Málaga sobre el río Guadalhorce, en la carretera de segundo orden de Cádiz á Málaga.

5.° El que se construye para la provincia de Orense sobre el río Gil, en la carretera de la Puebla del Brollón á Orense, llamado puente de los Peares, cuyas vigas reformó recientemente el que suscribe, por haberle encargado la Dirección general la inspección de la obra en los talleres, si bien después de haber reformado el proyecto fué encomendado aquel servicio al Ingeniero D. Luis Page y Blake.

Se van á establecer tales comparaciones desde los siguientes puntos de vista:

1.° Peso de la obra por metro lineal de puente.

2.° Peso de la obra por metro cuadrado de piso útil para el tránsito.

Comparación con el puente de Calancha.

Tiene este puente 66 metros de longitud, dividida en dos tramos de 30 metros de luz, y un solo paso para peatones y carruajes de 5,^{m}70 de ancho.

Entraron en su construcción unas 170 toneladas de hierro forjado (aparte de las cajas de rodillos), correspondiendo al metro lineal de puente $\frac{170.000}{66} = 2.575$ kilogramos, y al metro cuadrado de piso $\frac{2.575}{5,7}$, ó sean 451 kilogramos.

En el que ahora se proyecta entrarán, aparte de las cajas de rodillos, 209.998 kilogramos, correspondiendo al metro lineal $\frac{209.998}{96;68} = 2.172$ kilogramos, y al metro cuadrado de piso $\frac{2.172}{7} = 310$ kilogramos; hay, pues, una economía de $\frac{403}{2.575} = 16$ por 100 próximamente, por metro lineal de puente, y de $\frac{141}{451} = 31$ por 100, por metro cuadrado de piso.

El puente de Calancha fué proyectado en 1867 por la Comisión que con tal objeto había en París.

Comparación con el puente sobre el río Víboras.

Carece el que suscribe de datos relativos al peso del hierro que entró en su construcción, y sólo conoce el del necesario para reemplazar el piso de madera con que en un principio se construyó, con otro de hierro, obra que proyectó el Ingeniero D. Fermín Bollo, y que recientemente ha terminado.

Tiene este puente dos tramos de 30 metros de luz cada uno, siendo su longitud total 66 metros.

Las viguetas van apoyadas sobre las cabezas de las vigas, y el ancho entre barandas es 5,^{m}736; el peso del tablero metálico que recientemente se ha colocado, y en el que sólo se incluye el de las viguetas y planchas combadas, es 80.436 kilogramos, correspondiendo al metro lineal de puente $\frac{80.436}{66} = 1.218$ kilogramos, y al metro cuadrado de piso $\frac{1.218}{5.736}$ ó sean 212 kilogramos.

Pesan las viguetas y el piso en el puente que se proyecta 119.205 kilogramos, correspondiendo al metro lineal de puente $\frac{119.205}{96,68} = 1.233$ kilogramos, y al metro cuadrado de piso $\frac{1.233}{7} = 176$ kilogramos.

Resulta, pues, un aumento, por metro lineal, de $\frac{15}{1.233} = 1$ por 100 próximamente, y una economía, por metro cuadrado de piso, de $\frac{36}{212} = 17$ por 100; debiéndose tener en cuenta que el piso del puente está proyectado para resistir lo mismo que el de madera, ó sea mucho menos que el que ahora se proyecta.

Comparación con el puente de la Cerrada.

En este puente, proyectado por el que suscribe, y cuya construcción se halla terminada, han entrado, prescindiendo de las cajas de rodillos, 85.129 kilogramos de hierro forjado, teniendo el puente, que es de un solo tramo, 33,m3 de longitud y 6,m0 de ancho entre barandas, correspondiendo al metro lineal de puente $\frac{85.125}{33,3} = 2.556$ kilogramos, y al metro cuadrado de piso $\frac{2.556}{6} = 426$ kilogramos.

Resulta, pues, una economía de $\frac{394}{2.556} = 15$ por 100 en el metro lineal de puente y de $\frac{416}{426} = 27$ por 100 en el metro cuadrado de piso.

Comparación con el puente sobre el río Guadalhorce

Este puente, descrito por el autor de su proyecto, el Ingeniero D. Pablo de Alzola, en un libro impreso en 1870, tiene 116,m4 de longitud y el piso 7,m0 de ancho constando de tres tramos metálicos de 36,m8 de luz cada uno.

Entraron en su construcción 247.958 kilogramos de hierro forjado, correspondiendo al metro lineal de puente $\frac{247.858}{116,4} = 2.130$ kilogramos y al metro cuadrado de piso $\frac{2.130}{7} = 304$ kilogramos.

Resulta, pues, un aumento de $\frac{42}{2.172} = 2$ por 100 en el metro lineal de puente y de $\frac{6}{310} = 2$ por 100 en el metro cuadrado de piso, debiéndose advertir que las viguetas están ahora calculadas para cargas mucho mayores que las que pueden resistir las del puente sobre el río Guadalhorce.

Comparación con el puente de los Peares.

Ha de tener este puente 62 metros de longitud y un solo tramo de 60 metros, siendo 6,m50 su ancho entre las barandas. El piso de este puente ha de ser de madera, por lo que, para hacer la comparación, hay que segregar del peso del puente que ahora se proyecta, el de las planchas combadas y el de las aceras, que en el puente de los Peares han de ser también de madera.

Entrarán en el puente de los Peares, prescindiendo de las cajas de rodillos, 127.546 kilogramos, correspondiendo al metro lineal $\frac{127.546}{62}$, ó 2.057 kilogramos, y al metro cuadrado de piso $\frac{2.057}{6,5} = 316$ kilogramos.

En el puente que se proyecta entrarán, prescindiendo de las partes ya mencionadas, 139.181 kilogramos de hierro forjado, correspondiendo al metro lineal de puente $\frac{139.181}{96,68} = 1.440$ kilogramos, y al metro cuadrado de piso $\frac{1.440}{7} = 206$ kilogramos.

Resulta, pues, una economía de $\frac{617}{2.057} = 30$ por 100 en el metro lineal de puente y otra de $\frac{110}{316} = 35$ por 100 en el metro cuadrado de piso.

Se ve, pues, que las condiciones de este proyecto, comparadas con las de los mencionados, son bastante aceptables; y claro es que la comparación hecha ha conducido á números que no expresan en absoluto la bondad de este proyecto respecto á los demás, porque en el peso por metro lineal de puente influye mucho la luz de los tramos, y su número y estos elementos no son iguales para todos los puentes que se han comparado.

El puente construído sobre el Guadalhorce tiene condiciones parecidas á las del que se proyecta, pues es, como éste, de tres tramos; tiene un paso central de 5,^{m}0 de ancho para carruajes y dos laterales de 1,^{m}0 para peatones, siendo la luz de cada tramo 6,^{m}8, mayor que la del puente que se proyecta, y la diferencia más importante es que al proyectarle se supuso que la carga de prueba de máximo efecto para las viguetas era la de cuatro toneladas, repartidas uniformemente en 1,^{m}022 lineales de puente, y esta carga es mucho menor que las de 18 toneladas aplicadas en cuatro puntos de la vigueta, á razón de 4.500 kilogramos en cada uno, que es la admitida en este proyecto. No sería, pues, extraño que éste resultara con bastante mayor peso; se ha visto, sin embargo, que el aumento es solo de un 2 por 100.

José María de Iturralde.