

# REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS

PUBLICACION TECNICA DEL CUERPO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DIRECTOR

D. MANUEL MALUQUER Y SALVADOR

COLABORADORES

LOS INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

SE PUBLICA LOS JUEVES

Dirección y Administración: Plaza de Oriente, 6, primero derecha.

## PUENTE SOBRE EL RÍO PISUERGA

PARA EL

CAMINO VECINAL DE SOTO DE CERRATO Á LA CARRETERA  
DE SAN ISIDRO DE DUEÑAS Á BURGOS

(CONCLUSIÓN) (1)

**SOBRECARGAS** —La sobrecarga estática sobre el andén la suponemos de 300 kilogramos por metro cuadrado.

La sobrecarga móvil estará formada por trenes de carga de 4 toneladas, tirados por dos caballerías en reata. La longitud de los tiros y distancias entre éstos y el eje de los carros la suponemos iguales á las previstas en la Instrucción vigente para la redacción de los proyectos de puentes metálicos.

El ancho de batalla de estos carros, medido entre planos medios de las ruedas, le suponemos de 1,30 metros, y la separación mínima necesaria para poder cruzarse dos carros de 0,40 metros.

**PROCEDIMIENTO DEL CÁLCULO.** —El procedimiento de cálculo que hemos seguido para la comprobación de los coeficientes de trabajo, en los distintos elementos en que se subdivide el tramo, es un método deducido del Reglamento francés, del alemán y de estudios que posteriormente han modificado en parte algunas hipótesis de dudosa exactitud, expuestas en ellos, resultando un procedimiento científico y con toda la exactitud necesaria.

En el Reglamento francés la relación entre los coeficientes de elasticidad del acero y del hormigón se subordina al diámetro de las armaduras, pero habiéndose demostrado por el resultado de las experiencias del eminente Ingeniero M. Christophe que la magnitud de aquella relación entre los límites admitidos generalmente en la práctica no ejerce influencia ninguna en la estabilidad y resistencia de las construcciones de hormigón armado, nosotros lo hemos supuesto invariablemente igual á 15, como de una manera general se acepta ya por todos los Ingenieros y constructores especialistas en esta clase de trabajos.

Una vez expuesto lo que precede, pasamos á indicar el cálculo de los distintos elementos que componen los tramos: forjados, voladizos y vigas.

**FORJADO CENTRAL.** —Espesor = 0,15 m. Luz libre = 1,40 m.

$$\text{Luz de cálculo} = 1,40 + 2 \times \frac{0,22}{2} = 1,62 \text{ m.}$$

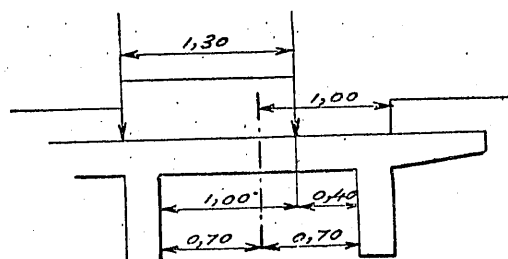
La carga permanente por metro cuadrado del forjado es:

$$\begin{aligned} \text{Forjado} & \dots\dots\dots 0,15 \times 2,500 \dots\dots\dots = 375 \text{ kg.} \\ \text{Firme} & \dots\dots\dots \frac{0,10 + 0,20}{2} \times 2,000 \dots\dots\dots = 300 \text{ —} \end{aligned} \left\{ = 675 \text{ kg. por m}^2 \right.$$

El momento flector máximo debido á la carga permanente, considerando el forjado como semiempotrado en sus apoyos, es:

$$M_p = \frac{1}{10} 675 \times 1,62^2 = 177,15 \text{ kgm.} = 17.715 \text{ kgm. por cm.}$$

Para determinar el momento flector máximo correspondiente á las sobrecargas y siendo evidente que éste corresponde á la sobrecarga móvil, empezaremos por fijar la posición más desfavorable en sentido transversal de esta sobrecarga. Esta posición corresponde al caso de pisar una de las ruedas del carro lo más próximo que sea posible del punto medio de la luz del forjado, lo que tiene lugar para la posición indicada en el croquis.



La reacción sobre el apoyo izquierdo, debida á la rueda que ocupa la parte central del firme, es:

$$A = 2.000 \frac{0,45 + 0,06}{0,12 + 1,50} = 2.000 \frac{0,51}{1,62} = 630 \text{ kg.}$$

El momento máximo correspondiente será:

$$M_s = 630 (1,05 + 0,06) = 699,30 \text{ k.} = 69.930 \text{ kgm.}$$

Tendremos, por lo tanto:

$$M_{\text{máx. total}} = M_p + M_s = 17.715 + 69.930 = 87.645 \text{ kgm.}$$

Para equilibrar este momento flector, colocaremos una armadura de tensión, compuesta de diez varillas por metro lineal de 10 milímetros de diámetro con una sección total  $s = 7,86$  centímetros cuadrados, cuyo centro de gravedad dista 2,50 centímetros de su cara inferior. Además, con objeto de asegurar la mejor repartición de los esfuerzos se colocará una armadura secundaria sobre la principal ó primaria y normalmente á la misma formada por ocho varillas de 7 milímetros por metro lineal.

(1) Véase el número anterior.

Para comprobar esta armadura consideramos una zona de forjado de un metro de ancho paralelamente al eje longitudinal del puente. La situación de la fibra neutra con relación a la cara superior del forjado se obtiene fácilmente tomando momentos con relación a la fibra neutra, cuya posición queremos determinar, obteniéndose así la siguiente ecuación:

$$100 \times d \times \frac{d}{2} = 15 \times 7,86 [15 - (2,5 + d)], \text{ de donde } d = 4,4 \text{ cm.}$$

Siendo el espesor de la zona comprimida del forjado de 4,4 centímetros, la resultante de las compresiones está situada a  $1/3 \times 4,4$  centímetros, contados a partir de la cara superior del mismo, y tendremos, por lo tanto:

$$\text{Brazo del par elástico} = 15 - 2,5 - 1/3 \times 4,4 = 11 \text{ cm.}$$

El esfuerzo total de extensión ó compresión lo obtendremos dividiendo el momento flector máximo total en kilogrametro, por el brazo del par elástico en centímetro, por tanto:

Esfuerzo de extensión ó compresión:

$$F = \frac{87,645}{11} = 7,968 \text{ kg.}$$

El trabajo del acero a la extensión:

$$r_a = \frac{F}{S} = \frac{7,968}{786} = 10,2 \text{ kg. por mm}^2$$

El trabajo de hormigón es:

$$\text{Compresión media } r_c = \frac{F}{S} = \frac{7,968}{4,4 \times 100} = 18,1 \text{ kg. por cm}^2$$

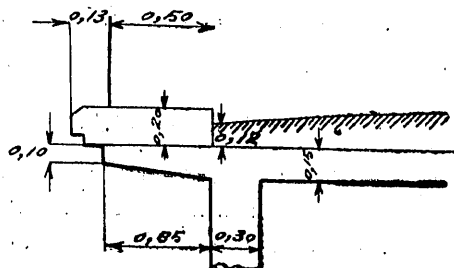
$$\text{Compresión máxima } R_{\text{máx.}} = 2 \times R_c = 2 \times 18,1 = 36 \text{ kg. por cm}^2$$

La armadura proyectada y que acabamos de comprobar es aceptable por ser todos los coeficientes de trabajo inferiores a las cifras señaladas como límites máximos.

Aun cuando parece pudiera disminuirse la armadura, no es posible, pues empleando 10 varillas de 9 milímetros de diámetro, el trabajo del acero se elevaría a 12,5 kilogramos por milímetro cuadrado, superior al aceptado como límite, siendo, además, muy conveniente tener un pequeño exceso de resistencia en los forjados para hacer frente a una carga anormal ó imprevista.

$$\text{Voladizos. — Espesor medio} = \frac{0,10 + 0,15}{2} = 0,125 \text{ m.}$$

$$\text{Luz de cálculo} = 0,55 + 0,12 = 0,67 \quad \text{Luz libre} = 0,55 \text{ m.}$$



Considerando como en el caso del forjado central una zona de voladizo de un metro de longitud, paralelamente al eje longitudinal del puente, tendremos:

| CARGAS POR METRO LINEAL DE VOLADIZOS                       | Brazos de palanca | Momentos parciales.         |
|------------------------------------------------------------|-------------------|-----------------------------|
| Voladizo, $0,125 \times 0,67 \times 2.500 \dots\dots\dots$ | $\frac{0,67}{2}$  | 70,15                       |
| Andén, $0,20 \times 0,63 \times 2.200 \dots\dots\dots$     | 0,435             | 120,58                      |
| Barandilla $\dots\dots\dots$                               | 0,62              | 18,60                       |
| Sobrecarga estática, $0,50 \times 300 \dots\dots\dots$     | 0,37              | 55,50                       |
|                                                            |                   | $M_1 = 264,83 \text{ kgm.}$ |

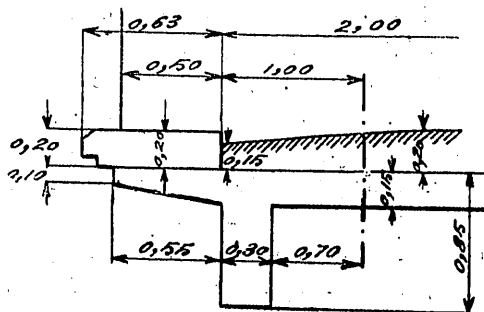
Siendo este momento flector muy inferior al obtenido para el forjado aproximadamente igual al tercio de éste, se necesitaría para equilibrarle, puesto que el espesor del hormigón en la sección de empotramiento es también igual a 0,15 metros, una armadura menor é igual, poco más ó menos, al tercio de la empleada para dicho forjado. Ahora bien, por consideraciones de carácter exclusivamente práctico y para asegurar el perfecto empotramiento del voladizo mejorando a la vez las condiciones de resistencia del forjado central, es necesario que las armaduras del voladizo estén formadas por la prolongación de las correspondientes del tablero central; por otra parte, es también regla práctica el que la separación de las armaduras de estos elementos no exceda de 20 centímetros.

Por las razones que preceden hemos prolongado para formar la armadura del voladizo todas las armaduras del forjado central, pues la economía que pudiera obtenerse prolongando sólo la mitad de las citadas armaduras sería de escasa importancia si se compara con el aumento de resistencia y seguridad que así se obtiene.

Estas armaduras, al colocarse, se curvarán en su prolongación para que su eje quede a 2 y 5 centímetros de la cara superior del voladizo. Se colocará también, como en el forjado central, una armadura secundaria formada por ocho varillas por metro lineal de 7 milímetros de diámetro.

VIGAS.—Sección del nervio  $0,30 \times 0,70$ .

Luz de cálculo igual a 10 metros.



Carga uniforme por metro lineal de viga:

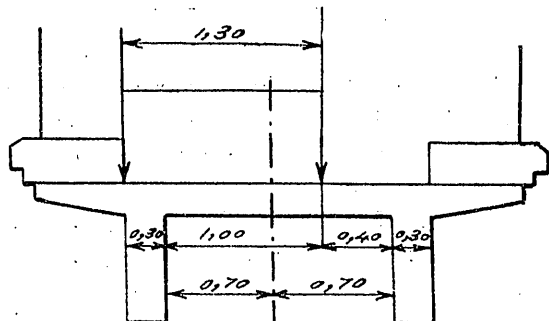
|                                                                            |         |               |
|----------------------------------------------------------------------------|---------|---------------|
| Afirmado, $1 \times \frac{0,10 + 0,20}{2} \times 2.000 \dots\dots\dots$    | 300     | kg.           |
| Andén, $0,63 \times 0,20 \times 2.000 \dots\dots\dots$                     | 277,2   | —             |
| Sobrecarga de andén, $0,50 \times 300 \dots\dots\dots$                     | 150     | —             |
| Barandilla $\dots\dots\dots$                                               | 30      | —             |
| Forjado central, $1 \times 0,15 \times 2.500 \dots\dots\dots$              | 375     | —             |
| Voladizo, $0,55 \times \frac{0,10 + 0,15}{2} \times 2.500 \dots\dots\dots$ | 171,9   | —             |
| Nervio de la viga $= 0,30 \times 0,70 \times 2.500 \dots\dots\dots$        | 525     | —             |
| TOTAL $\dots\dots\dots$                                                    | 1.829,1 | kg. por m. l. |

Momento flector máximo debido a las cargas uniformes:

$$M_u = 1/8 \times 1.829,1 \times 10^2 = 22.863,75 \text{ kg.} = 2.286.375 \text{ kg. por cm.}$$

**SOBRECARGA MÓVIL.**—Antes de estudiar la posición más desfavorable de esta sobrecarga en sentido longitudinal, para calcular el momento flector máximo correspondiente, hemos de considerarla en sentido transversal al eje del puente para determinar cuál es la máxima carga que puede corresponder a la viga.

La posición más desfavorable en sentido transversal, teniendo en cuenta el ancho de batalla de los carros y el de la parte afirmada, corresponde a la indicada en el adjunto croquis:

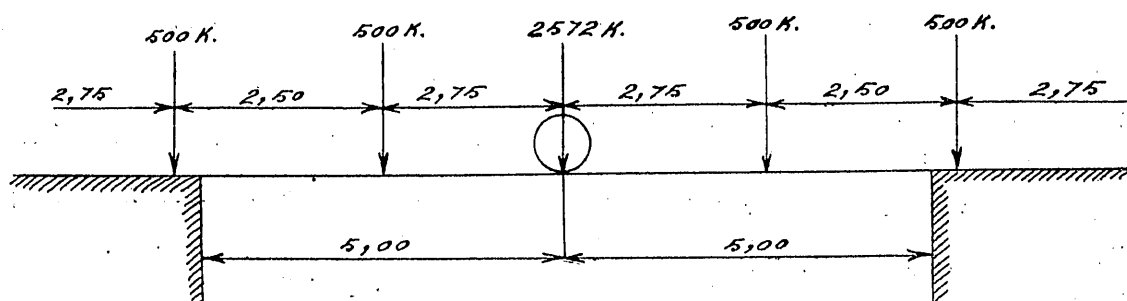


La carga sobre la viga, producida por el eje de un carro, es:

$$R = 2.000 + 2.000 \frac{0,4}{1,4} = 2.000 + 572 = 2.572 \text{ kg.}$$

No tendremos en cuenta, por su insignificancia, la reducción de los pesos correspondientes a las caballerías que forman el tiro, y supondremos, por lo tanto, que estos pesos actúan íntegramente sobre la viga que consideramos.

En sentido longitudinal la posición de la sobrecarga móvil, que produce el máximo momento flector, corresponde a la indicada en el siguiente croquis:



La reacción del apoyo será para esta posición de las cargas:

$$A_c = 500 + \frac{1}{2} 2.572 = 1.786 \text{ kg.}$$

Momento flector máximo en el punto medio de la luz:

$$M_c = 1.786 \times 5 - 500 \times 2,75 = 7.555 \text{ kgm.} = 755.500 \text{ kg.}$$

Tenemos, por lo tanto, en definitiva, para valor del momento flector máximo total:

$$M_{\text{máx.}} = M_u + M_c = 2.286.375 + 755.500 = 3.041.875 \text{ kg. por cm.}$$

Para equilibrar este momento flector emplearemos las siguientes armaduras:

Tensión.—Seis barras de 28 mm. de diámetro.....  $S = 36,94 \text{ mm}^2$   
Compresión.—Tres idem de 15 idem de id.....  $s = 5,30 \text{ cm}^2$

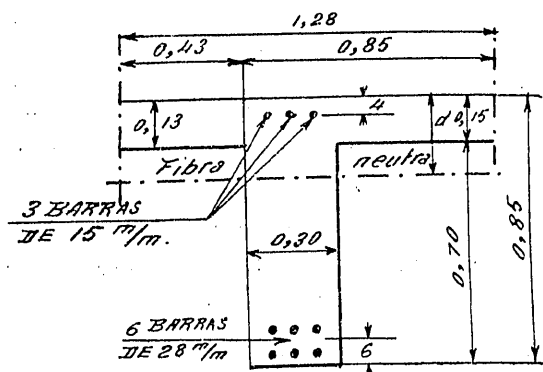
Estas armaduras se colocarán de manera que sus centros de gravedad disten, respectivamente, 6 centímetros del fondo del nervio y 4 centímetros de la cara superior del forjado.

Para comprobar estas armaduras empezaremos por determinar la posición de la fibra neutra de la viga, cuya sección resistente es la indicada en el croquis, debiendo hacer observar que, con sujeción a las prescripciones de la Circular francesa, para el

cálculo de las obras de hormigón armado, se ha tomado para cabeza de compresión de la viga una magnitud igual a los  $3/4$  de la separación entre ejes de las mismas, ó sea:

$$3/4 \times 1,70 = 1,28 \text{ m.} = 0,43 + 0,30 + 0,55$$

Las fuerzas elásticas, estando reducidas a un par, tienen una resultante nula. Por lo tanto, tomando momentos con relación a



la fibra neutra cuya posición queremos determinar, tendremos la siguiente ecuación:

$$85 \times 15 \left( a - \frac{15}{2} \right) + 43 \times 13 \left( a - \frac{13}{2} \right) + 15 \times 5,30 \left( a - 4 \right) - 15 \times 36,94 (85 - a - 6) = 0$$

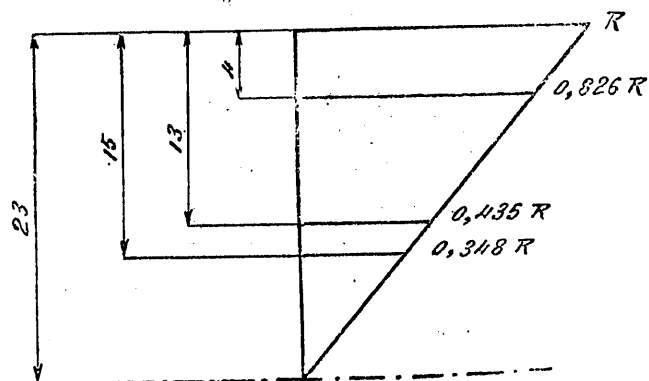
$$a = \frac{85 \times 15 \times 7,5 + 43 \times 13 \times 6,5 + 15 \times 5,3 \times 4 + 15 \times 36,94 \times 79}{85 \times 15 + 43 \times 13 + 15 \times 5,30 + 15 \times 36,94} = 23 \text{ cm.}$$

Una vez determinada la posición de la fibra neutra, vamos a hallar el brazo de palanca del par elástico, para lo cual empeza-

remos por encontrar la posición resultante de las compresiones parciales de la cabeza superior de la viga.

Para determinar esta resultante estableceremos el equilibrio entre las compresiones parciales y su resultante, tomando momentos con relación a la cara posterior del forjado.

Representando por  $R$  la compresión máxima en la cara superior del forjado, las compresiones unitarias correspondientes a la



altura de las barras superiores de la viga y al nivel de las caras inferiores del forjado y voladizo, son las que se indican en el croquis y que se deducen en función de  $R$  por una sencilla proporción:



diente á la hipótesis de estar cargados los andenes con la sobrecarga uniforme de 300 kilogramos por metro cuadrado, es:

**CARGA UNIFORME.**—Carga permanente y sobrecarga de los andenes transmitidas:

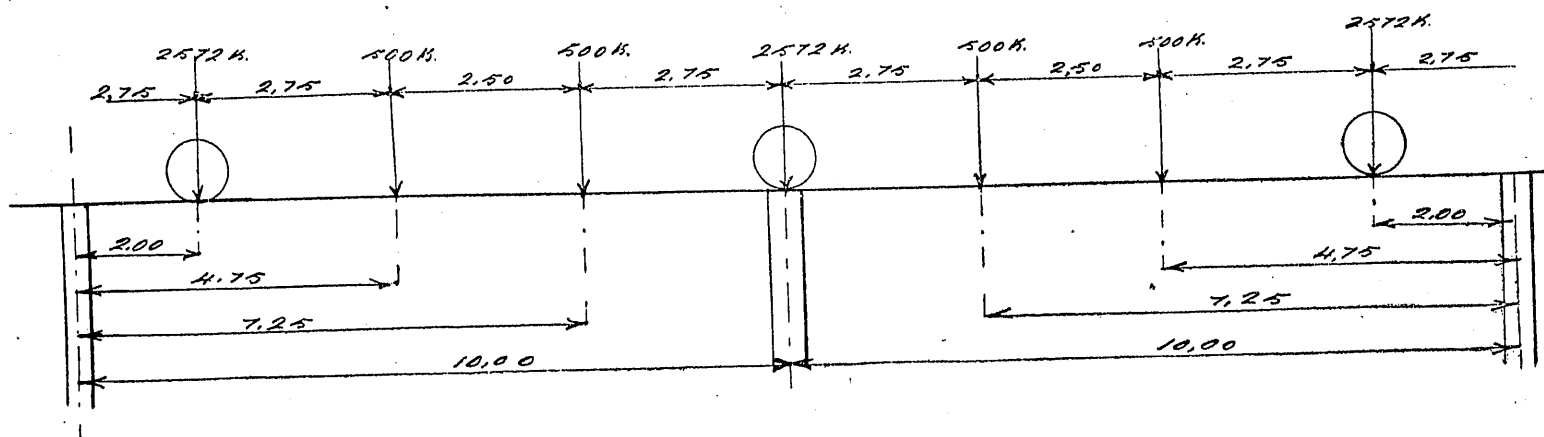
|                                                                                     | Kilogramos. |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------|
| Por las vigas, $2 \times 1.829,1 \times \frac{10}{2} \dots$                         | = 18.291    |
| Peso propio del pilar, $12 \times 0,3 \times 0,3 \times 2.500 \dots$                | = 2.700     |
| Idem id. de las riostras, $2 \times 0,7 \times 0,3 \times 0,3 \times 2.500 \dots$   | = 315       |
| Idem id. de las ménsulas, $2 \times 0,3 \times 0,35 \times 0,25 \times 2.500 \dots$ | = 132       |
| $A_u \dots \dots \dots$                                                             | = 21.438    |

**SOBRECARGA MÓVIL.**—La posición más desfavorable de esta sobrecarga, en sentido transversal, es la misma que se determinó para el cálculo de la viga.

En sentido longitudinal, la posición que produce la máxima carga sobre un pilar B corresponde á la indicada en el croquis:

La carga correspondiente sobre el pilar B será:

$$A_s = 2.572 + 2 \times 500 \times \frac{7,25 + 4,75}{10} + 2 \times 2.572 \times \frac{2}{10} = 4.801 \text{ kg.}$$



En definitiva, la carga total máxima sobre el pilar B será:

$$C = A_u + A_s = 21.438 + 4.801 = 26.239 \text{ kg.}$$

Estos pilares se arman con barras de 15 milímetros de diámetro y estribos de 5 milímetros cada 20 centímetros.

El trabajo de compresión del pilar es:

$$R = \frac{C}{S} = \frac{26.239}{30 \times 30 + 15 \times 7,07} = 26,1 \text{ kg. por cm}^2$$

y la máxima compresión de la armadura de 3,92 kilogramos por milímetro cuadrado, que son ambos muy moderados.

Siendo la longitud libre del pilar menor que veinte veces su menor dimensión transversal no hay lugar á preocuparse de la flexión del mismo por pandeo bajo la acción de las cargas verticales máximas que ha de resistir.

No sería prudente tratar de obtener una ligera economía en esta parte esencial de la obra disminuyendo la sección del pilar ó el diámetro de sus armaduras, pues debe tenerse muy en cuenta ser muy necesario dar rigidez al pilar y sus armaduras para el período de construcción, transporte é hinca.

**PILOTES.**—Como se dibuja en los planos del proyecto, estos pilotes son prolongación de los pilares de la palizada, teniendo su sección las mismas dimensiones y armaduras que los citados pilares.

Admitiendo que el pilote soporte una carga de 30 kilos por centímetro, como la sección del pilote  $A = 0,09$  la carga total que puede soportar

$$P = 27.000 \text{ kg.}$$

**PRESUPUESTOS.**—Del examen de los presupuestos totales resulta:

c) *Tercera solución.*—Descansando los tramos sobre palizadas, de hormigón en masa, asciende á 54.880,13 pesetas.

d) *Cuarta solución.*—Empleando mampostería ordinaria con mezcla hidráulica para cimientos, cuerpo de estribos y muros de acompañamiento, 53.534,41 pesetas.

Del examen de las soluciones estudiadas resulta que los importes totales ascienden:

| SOLUCIÓN         | Pesetas.  | Agotamientos.<br>—<br>Pesetas. |
|------------------|-----------|--------------------------------|
| a) Primera ..... | 58.908,13 | 35.000                         |
| b) Segunda ..... | 53.877,42 | 35.000                         |
| c) Tercera ..... | 54.880,13 | 5.000                          |
| d) Cuarta .....  | 53.534,46 | 5.000                          |

Incluimos en este cuadro el importe de los agotamientos, importes deducidos por comparación de datos prácticos de los puentes construidos en esta provincia.

Resulta que el sistema de palizadas es el más conveniente desde el punto de vista económico, y si á esto unimos el de presentar mayor desagüe y facilidad en la construcción por su rapidez, el Ingeniero que suscribe propone la c) solución tercera, porque si bien es verdad que la d) cuarta solución es más económica, la diferencia es muy pequeña.

• JOSÉ M.<sup>a</sup> SÁINZ.

## LA LOCOMOTORA ELÉCTRICA Y LA TRACCIÓN DE LOS TRENES DE GRAN VELOCIDAD

por

L. ESBRAN

(CONCLUSIÓN) (1)

En el actual estado de la industria eléctrica se puede elegir entre tres sistemas de tracción eléctrica, según la naturaleza de las corrientes utilizadas para la alimentación de los motores ó locomotoras eléctricas.

(1) Véase el número anterior.