APUNTES SOBRE EL PROYECTO

# DEL PUENTE SOBRE LA MANCHA

## § IV

## SUPERSTRUCTURA

### Ante-proyectos de los señores Schneider y Ca., H. Hersent, Jhon Fowler y Benjamin Baker

Los estudios y cálculos de la superstructura han sido dirigidos por el señor J. B. Pradel, ingeniero director de los talleres del Creusot en Chalon sur Saone.

1.—*Sistema que debe adoptarse.*—Desde luego hai que descontar las vigas discontínuas, reposando sobre machones separados de 500 en 500 metros; porque si bien este sistema tendría la ventaja de reducir notablemente el número de fundaciones y de machones que son un obstáculo para la navegación; tiene por otra parte el grave inconveniente de conducir á pesos considerables de ferreterías. Se sabe que el peso de

una viga, reposando sobre dos apoyos, aumenta mucho más rápidamente que la luz en las vigas contínuas, que con las vigas encastradas. Hay pues interés en este caso, en construír los grandes tramos por encastramientos y tramos volados; pero esta disposición exige que entre los apoyos de una misma viga exista un largo suficiente para asegurar la estabilidad de la obra durante la construcción y paara equilibrar las diferencias que resultan de la repartición desigual de las cargas i sobre carga, así como los esfuerzos variables de un viento intenso.

Se comprende que bajo el punto de vista económico, sería bueno dar á la parte encastrada, el menor largo posible, y en este caso, tomando 100 metros por ejemplo, se encontraría en buenas condiciones de resistencia técnica; pero naturalmente se le objetaría entonces al proyecto, que en muchas ocasiones estos pasos de 100 metros, en el medio de la Mancha, serían impracticables para la navegación, sobre todo de las velaras. Por consiguiente, para no multiplicar los obtáculos de la navegación, es necesario aumentar la distancia de los machones de la viga que sirve de contrapeso á las partes voladas, más allá de 100 metros, que dá el cálculo como distancia suficiente; y esta ha sido la razón, porque se han fijado distancias de 300 metros en los puentes, donde la profundidad del mar no es relativamente muy grande para el equilibrio de los tramos de de 500 metros. Para disminuír el peso de las ferreterías de la superstrutura, en los puentes donde las fundaciones son más fáciles, y la multiplicación de los machones no es un obstáculo para la navegación, por ser bajos fondos, se han admitido en lugar de los tramos de 500 y 300 metros, grupos de de 200 y 350 y por fin de 100 y 250 metros. Fijada de esta manera la distribución de los tramos, la primera idea que se presenta al espíritu, al examinar los grupos de 500 y 300 metros, es cubrir el espacio con vigas que, atravesando todo el tramo de 300 metros, extiendan su parte volada á 250 metros á cada lado, debiendo estar dos partes voladas de uno y otro grupo continuo, formar el tramo de 500 metros como se vé en el cróquis siguiente. (Fig. 6)

Sin embargo, como en el puente de Farth, los grandes tramos no son cubiertos completamente con las partes voladas, sino que estas últimas se encuentran reunidas por un tramo ordinario independiente, se han hecho los cálculos necesarios, en este caso, para ver si esta combinación es más ventajosa. El resultado de estos cálculos ha sido demostrar que con las distribuciones marcadas en el cróquis siguiente, se realiza una economía de 17 por ciento del peso del metal que sería necesario para realizar la disposición anterior de la (fig. 6.)

Resuelta la distribución de los tramos queda por realizar el sistema más conveniente para las vigas principales del puente. Desde luego es evidente que la viga más ventajosa será la que necesite menos peso para resistir á las cargas verticales y que al mismo tiempo oponga la menor resistencia al viento. Obedeciendo á estas ideas, se han estudiado tres tipos de vigas que tienen la misma altura i que ofrecen más ó menos las mismas reparticiones de las piezas de puentes etc., para no tener que hacer intervenir en estas comparaciones más que los pesos de las vigas. Los cinco tipos examinados fueron los que se encuentran representados en la (fig. 8 i 9.)

El cuadro siguiente dá los diferentes pesos, tomando como unidad el peso de la viga *Warren Compleja.*

| | WARREN COMPLEJA | WARREN COMPUESTA | WARREN SIMPLE | POST | PRATT |
|---|---|---|---|---|---|
| Peso para resistir á las cargas verticales..... | 1.000 | 0.957 | 1 063 | 0.956 | 1.190 |
| Pesos para resistir el viento. . . | 1.000 | 1.157 | 1.241 | 1.350 | 1.080 |
| Media proporcional..... | 1 000 | 1.047 | 1.143 | 1.133 | 1.141 |

La *media proporcional* ha sido calculada, suponiendo que el peso necesario para restistir al viento sea un 9/11 del peso debido á las cargas verticales, relación que ha sido sacada de

estudios muy completos que se han hecho á este respecto. Se ve, pues, que la ventaja se encuentra con la viga Warren Compleja y ha sido esa la escogida. La misma viga ha sido adoptada para los tramos independienntes que unen las partes voladas.

2. *Algunos detalles de la Superstructura.*—El puente se ha proyectado para doble vía de 1 m. 5 de trocha, y el nivel superior de los rieles es de 72 metros encima de la baja marea; la parte inferior de las vigas se encuentra a la cota de 61 metros con relación á las bajas mareas y en todos los tramos del grupo de 300 y 500 metros la cota es de 66 m. 50.

En los tramos centrales y en las partes voladas, el tablero metálico es formado por dos vigas que reposando sobre los machones que se encuentran separados de 300 metros, y sobresalen á un lado y otro de 187 m. 50. La altura de las vigas es de 11 metros en las extremidades de la parte volada y de 65 metros sobre casi todo el tramo de 300 metros: las cabezas inferiores de las vigas están separadas, de eje a eje, de 25 metros en el tramo de 300 metros y de 10 metros en las extremidades de la parte volada. Todos los elementos principales de cada viga como las cabezas, fierros de refuerzos, barras de la rejilla, etc., etc., son formadas por cajas de palastros de acero y aceros perfilados, divididas en cuatro compartimentos de la misma forma (figura 10) y las barras secundarias son formadas por cajones simples. Los tramos independientes de 125 metros serán formados de dos vigas verticales, reposando sobre las extremidades de la parte volada, con una altura de 11 metros en los apoyos y 20 metros en el centro, estando separadas de 10 metros de centro a centro.

Las dos vías se encuentran soportadas por cuatro filas de largueros dispuestos debajo de los rieles, cada uno de ellos es una viga de rejilla, cuya altura, tramo y dimenciones varían con el largo y los esfuerzos que tienen que soportar. Los rieles se encuentran entre canaletas para evitar desrrielamientos.

Las cepas de los machones se componen de dos columnas

de 34m. 90 de alto, formada cada una de ellas de dos almas llenas cilíndricas, teniendo el mismo eje y cuyos diámetros respectivos son 4m. 6 y 6m. 40. Doce almas dispuestas regularmente, segun los planos meridianos, reunen las primeras, y prolongadas sirven de contrafuertes al interior y al exterior, dejando un hueco libre de 3 metros constantes en todo el largo de la columna. Los contrafuertes exteriores dan una inclinación á las aristas, siendo el diámetro aparente de 8 metros en la parte superior, y va aumentando hasta 12 metros en la base. El alma interior del cilindro se prolonga 14 metros, para formar un tubo de amarra de 4 metros de diámetro, pero como sería insuficiente esta amarra en caso de vientos fuertes longitudinales al puente, se han agregado 12 pernos para producir el encastramiento de cada columna. Estos pernos tienen om. 25 de diámetro y penetran 14 metros en la albañilería. Las dos columnas de una misma cepa se encuentran reunidas por contravientos que les permitir reistir conjuntamente á las acciones transversales.

Las columnas tienen en su parte superior consolas que soportan una baranda y placas circulares de 6m. 20 de diámetro y 1m. 40 de altura, formadas de palastras de acero y fierros perfilados y destinadas á soportar los aparatos de dilatación compuestos de rodillos de om. 600 de diámetro y 3 metros de largo. Sin embargo, las cargas de las vigas son trasmitidas á los aparatos de dilatación por medio de rótulos. Las columnas de un machón tienen aparatos fijos y las del machón siguiente tienen aparatos de dilatación; de modo que, las dilataciones y contracciones se traducen en un aumento del juego que existe en la parte volada en las extremidades de los tramos independientes. Estos tramos reposan también en un extremo en aparatos fijos y en el otro en rodillos.

En las séries de tramos de 200 y 350 metros, el nivel superior de los rieles es de 72 metros encima de bajas mareas, y el de las cabezas inferiores de las vigas 62m. 680. En toda la extensión del tramo de 200 metros y en el medio del tramo de 350 la cota es de 66m. 497. En los tramos de 100 y 250

metros, el nivel superior de los rieles es siempre de 72 metros: y las cabezas inferiores en las vigas tienen la cota de 63m. 780 con relación á las bajas mareas. En toda la extensión del tramo de 100 metros y en el medio de los de 250 la cota es de 66.497. Los cróquis y planchas adjuntas, darán una idea más completa del conjunto y detalles de este grandioso proyecto, mejor que la descripción sumaria que he podido hacer.

*3–Armadura de la Superstructura.*—En los puntos de la costa donde se instalen los talleres, se hará naturalmente la armadura, en lugares suficientemente abrigados contra los vientos, etc., y cada tramo, puesto sobre flotadores, esperará el momento favorable para ser remolcado hácia los machones. Las piezas de puentes y demás detalles, llegarán á los talleres de montaje casi completamente terminadas y un gran número de fábricas contribuirán, sin duda á su elaboración. Los esfuerzos que hay que hacer para levantar las ferreterías no son extraordinarios y bastará para estas maniobras el uso de prensas hidráulicas. Así por ejemplo, el caso más desventajoso es el de un tramo central de 300 metros con 50 metros de parte volada á uno y otro lado, que pesa 9,580 toneladas: los pantanes que deben soportarlos pueden ser tres, tocando entonces á cada uno una carga de 3,200 toneladas: por consiguiente, deberán tener un desplazamiento en plena carga de 5,500 toneladas poco más ó menos, comprendiendo el peso de los andamios destinados á recibir los tramos. Bastará entonces tener pantanes de 22 metros de ancho, por 70 de largo y 6 m. 50 de calado. Estos pantanes darán igualmente toda seguridad para la estabilidad del conjnnto; el puente podrá, en efecto, encontrarse sometido á la accion de fuertes vientos transversales sin que la inclinación que resulte de ello sea peligrosa. Los diversos pantanes se unirán, los unos con los otros, por cables de acero formando cruces de San Andrés, como se ejecuta á veces en los rios para el transporte de la artillería en tiempo de guerra.

Dos pantanes estarán provistos de compartimentos, que se podrán llenar con agua, por medio de válvulas; lo que permi-

tirá hacer variar notablemente el calado, con el fin de tener en cuenta el juego de las mareas durante las operaciones de carga y descarga de los tramos. Se evitará de esa manera, el encontrarse contrariado y obligado á seguir el movimiento del mar.

Cuando un tramo sea conducido á su lugar definitivo, por medio de los pantanes, se levantará por medio de prensas hidráulicas y se le dejará descanzar sobre cuatro puntos en la albañilería de los machones. Se procederá en seguida á levantarlo por medio de prensas hidráulicas de la cantidad suficiente para permitir colocar cuatro elementos de las columnas, colocados éstos y apoyándose en ellas, se volverá á levantar la superstructura por medio de las prensas para colocar otros cuatro elementos de las columnas, y así en seguida hasta llegar á la altura definitiva. Si al peso que hay que levantar se agregan los esfuerzos ejercidos por el viento y que tienen que soportarse durante la colocación, se vé que, cada una de las prensas debe tener una potencia efectiva de 2,900 toneladas.

Como se ha dicho, los grandes tramos no se encuentran completamente terminados cuando serán puestos en los pantanes y en las cepas de los machones: para completar las partes voladas se procederá a la armadura que se llama *caminando en el vacío*, es decir, con un procedimiento análogo al empleado por los ajentes del Creurat en 1865 en la armadura del puente *El cinco* en España. Los tramos independientes, pueden ser completamente terminados en los talleres, y conducidos a flote debajode las partes voladas de las vigas principales que deben recibirlas, y se les llevará á su lugar definitivo, por medio de tornos, etc., suficientemente fuertes.

*4–Peso y cubicación.*—Los pesos que se apuntan a continuación, se han obtenido, aumentando de 18 por ciento los de las cubicaciones de los planos, para tener presente las ensambladuras, entre junturas, remaches, etc , i se ha admitido en los cálculos, como límite del trabajo de las piezas *12 kilógramos por milímetro cuadrado de sección, no descontando los hoyos de los remaches*. Este límite puede parecer elevado, y no ha sido

admitido hasta ahora para ninguna de las obras construídas en acero; sin embargo, se encuentra justificado por las condiciones particulares de la construcción en los cálculos, la carga permanente representa las 8/11 de la carga total y segun las fórmulas deducidas de las experiencias de *Wöhler*, el trabajo de 12 kilógramos ofrece entonces la misma seguridad que el trabajo de 10 k. 50 en el caso que la carga permanente y la sobre carga tienen influencias iguales.

Para las piezas como los largueros debajo de los rieles, viguetas, etc., para los cuales la sobre-carga es muy superior a la carga permanente, se puede decir que la proporción de 18 por ciento de que se encuentra aumentado el peso de los cálculos, es excesiva, puesto que es mayor que lo que una larga práctica aconseja. Aun para las otras partes del puente, este aumento de peso, puede parecer exajerado puesto que, se emplearán en la construccion de una obra semejante, plastros y aceros perfilados que tendrán hasta 12 metros de largo, y por consiguiente, que se reducirán notablemente la proporcion de las ensambladuras.

Para facilidad del cálculo el mismo coeficiente (12 kilgs.) se ha admitido para todos los elementos del puente; pero si el trabajo se llega a realizar, se estudiará naturalmente cada pieza con su verdadero coeficiente.

Los cuadros siguientes dan el resúmen de los pesos de la superstructura. (Fig. 11, 12, 13, 14, 15 i 16)

# TRAMO DE 300 METROS Y DE 500 M.—TRAMO CENTRAL Y PARTE VOLADA

| TRAMO CENTRAL | | | | | | PARTE. | | VOLADA. | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Nervios inferiores. | | Nervios superiores. | | Barras. | | Nervios inferiores. | | Nervios superios. | | | Barras. |
| A 1 | T. | | T. | | T. | | T. | | T. | | T. |
| A.2 | 76.093 | A' | 45.088 | a. | 22.839 | D1 | 137.231 | D' | 172.280 | g. | 125.527 |
| B.1 | 78.010 | B' | 96.293 | b. | 28.658 | D2 | 127 149 | E' | 106.670 | h. | 108.914 |
| B.2 | 92.230 | C' | 121.117 | c. | 59.267 | E1 | 77.251 | E' | 59.976 | i. | 64.494 |
| C.1 | 98 059 | | | d. | 74 950 | F2 | 70.487 | G' | 33 340 | j. | 56.578 |
| C.2 | 126.814 | | | e. | 122.537 | F1 | 40 198 | H' | 16.320 | k. | 30.756 |
| | 136.820 | | | f. | 166.146 | F2 | 25.972 | I' | 4.528 | l. | 28.261 |
| | | | | | | G1 | 18.702 | | | m. | 14.338 |
| | | | | | | G2 | 15.950 | | | n. | 14.706 |
| | | | | | | H1 | 5.992 | | | o. | 7.167 |
| | | | | | | H2 | 6.913 | | | p. | 9.485 |
| | | | | | | I. | 3.833 | | | q. | 5.238 |
| | T. 608.026 | | T. 262.498 | | T. 474.397 | | T. 539.948 | | T. 393.114 | | T. 465.464 |

Total jeneral..... 13,717 t. 796 (1)

## TRAMO DE 125 METROS

| NERVIOS INFERIORES | | NERVIOS SUPERIORES | | BARRAS | |
|---|---|---|---|---|---|
| J. | 2'353 | J' | 3'827 | Y. | 9'968 |
| K.1 | 2.880 | K' | 7.409 | R. | 2.015 |
| K.2 | 2.327 | L' | 11.911 | S. | 2.839 |
| L.1 | 3.977 | | | T. | 2.464 |
| L.2 | 4.375 | | | U. | 1.158 |
| M.1 | 5.822 | | | V. | 1.857 |
| | | | | W. | 0.571 |
| | 21'724 | | 23'147 | | 21 572 |

Total general..... 606 t. 194 (2)

DOS CEPAS METALICAS

| | Toneladas |
|---|---|
| Armaduras inferiores y nervios inferiores de las vigas del tablero..... | 60.00 |
| Aparatos de Apoyos..... | 764.00 |
| Cepas metálicas..... | 2,268 |
| Contravientos de las cepas ..... | 332 |
| Tubos de amarra..... | 240 |
| Pernos de amarra..... | 360 |
| Total (3)..... | 4.024 |

RESÚMEN

Peso del tablero metálico (1) t. (2) ..... 14,324 toneladas.
Peso de las cepas (3)..... 4,024 "

Total..... 18,348 toneladas.

Peso por metro corrido de puente $\frac{18348}{800}$ = 23 toneladas más ó menos.

| TRAMO CENTRAL. | | | | | | PARTE VOLADA. | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Nervios inferiores. | | Nervios superiores. | | Barras. | | Nervios inferiores. | | Nervios superiores. | | Barras. | |
| A2 | 38.t 708 | A' | 46.t 020 | a. | 13.t 338 | D1 | 59.t 025 | C' | 74.248 | f. | 50.t 989 |
| B1 | 42.419 | B' | 53.078 | b. | 18.139 | D2 | 53.881 | D' | 44.507 | g. | 44.228 |
| B1 | 44.611 | | | c. | 25.359 | E1 | 30.702 | E' | 23.020 | h. | 24.638 |
| C1 | 54.816 | | | d. | 41.695 | E2 | 27,611 | F' | 10.625 | i. | 22.353 |
| C2 | 59.052 | | | e. | 63.399 | F1 | 14.002 | G' | 2.769 | j. | 11.317 |
| | | | | | | F2 | 12.175 | | | k. | 11.108 |
| | | | | | | G1 | 4.724 | | | l. | 5.048 |
| | | | | | | G2 | 3.800 | | | m. | 6.475 |
| | | | | | | H1 | 1.947 | | | n. | 3.689 |
| | 239.t 606 | | 99.t 098 | | 161.t 930 | | 207.t 867 | | 155.t 169 | | 179.845 |

Total jeneral..... 5747t.518 (1)

DOS PILAS METÁLICAS.

| | | |
|---|---|---|
| Armaduras interiores, nervios inferiores de la viga del tablero | 28t. | |
| Aparatos de apoyos (rodillos) | 422 | 8 |
| Cepas metálicas | 1625 | 2 |
| Contra-vientos de las cepas | 248 | |
| Tubos de amarra | 180 | |
| Pernos de amarra | 340 | |
| Total (3) | 2844 | ton. |

RESUMEN.

| | | |
|---|---|---|
| Tablero metálico (1)+(2) | 6101 | ton. |
| Cepas (3) | 2844 | " |
| Total | 8945 | ton. |

Peso por metro corrido $\frac{8945}{550} = 16.3$ ton. mas o ménos.

## TRAMO DE 90 METROS.

| NERVIOS INFERIORES. | | NERVIOS SUPERIORES | | BARRAS. | |
|---|---|---|---|---|---|
| H.2 | 11.067 | H.1 | 11.874 | I. | 01.868 |
| I.1 | 1.558 | I.1 | 3 899 | O. | 2.715 |
| I.2 | 1.265 | J.1 | 2.411 | P. | 1.711 |
| J.1 | 2.381 | | | Q. | 7.680 |
| J.2 | 2.472 | | | R. | 0.338 |
| | | | | S. | 0.902 |
| | 8t.743 | | 8t.184 | | 8t.214 |

## TRAMOS DE 100 I 250 METROS.—TRAMO CENTAL I PARTE VOLCADA

| TRAMO CENTRAL | | | | | | PARTE VOLADA | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| NÉRVIOS INFERIORES | | NERVIOS SUPERIORES | | BARRAS | | NERVIOS INFERIORES | | NERVIOS SUPERIORES | | BARRAS | |
| A² | 27ᵀ252 | A′ | 32.598 | a | 4ᵀ684 | C1 | 27ᵀ536 | B′ | 35ᵀ698 | d | 24ᵀ712 |
| B¹ | 28.748 | | | b | 11.117 | C2 | 24.764 | C′ | 20.562 | e | 21.596 |
| B² | 29.972 | | | c | 21.394 | D1 | 13.406 | D′ | 9.476 | f | 11.635 |
| | | | | | | D2 | 11.652 | E′ | 2.250 | g | 10 665 |
| | | | | | | E1 | 4.646 | | | h | 4.730 |
| | | | | | | E2 | 3.683 | | | i | 5.660 |
| | | | | | | F1 | 1.287 | | | j | 2.735 |
| | 85ᵀ972 | | 32ᵀ598 | | 37ᵀ195 | | 86ᵀ974 | | 67ᵀ986 | | 81ᵀ751 |

Total jeneral..... 2,445ᵀ190 (1)

## TRAMO INDEPENDIENTE DE 65 METROS

| NERVIOS INFERIORES | | NERVIOS SUPERIORES | | BARRAS | |
|---|---|---|---|---|---|
| E2 | 0t628 | F′ | 7101 | y | 0t564 |
| G1 | 0.792 | | 2.121 | k | 1.312 |
| G2 | 0.773 | | | l | 0.938 |
| H1 | 2.283 | | | m | 1.001 |
| | | | | n | 0.202 |
| | 4t476 | | 3t222 | | 4t017 |

Total jeneral..... 229t116 (2)

DOS CEPAS METÁLICAS

| | Toneladas |
|---|---|
| Amarras inferiores, etc..... | 12 |
| Aparatos de apoyos (rodillos)..... | 240 |
| Cepas metálicas..... | 1.448 |
| Contravientos de las cepas..... | 140 |
| Tubos de amarra..... | 112 |
| Pernos de amarra..... | 220 |
| Total (3)..... | 2.172 tnls. |

RESÚMEN

| | |
|---|---|
| Tablero metálico (1)+(2)..... | 2.674 t. |
| Cepas (3)..... | 2.172 |
| Total..... | 4.846 tnls. |

Peso por metro corrido $\frac{4846}{350}$ = 13t8 poco más ó menos.

## RECAPITULACIÓN GENERAL

| Número de tramos para todo el puente | DESIGNACIÓN DE LOS TRAMOS | POR UN TRAMO | | TOTALES | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Largo | Peso | Largos | Pesos |
| | | | T. | M. | T. |
| 32 | Tramos de 300 y de 500 metrs. | 800 mtrs. | 18.348 | 25.600 | 587.136 |
| | | | T. | M. | T. |
| 13 | Tramos de 200 y de 350 metrs. | 550 mtrs. | 8.945 | 7.150 | 116.285 |
| | | | T. | M. | T. |
| 14 | Tramos de 100 y de 250 metrs. | 350 mtrs. | 4.846 | 4.900 | 67.844 |
| | Totales para todo el puente... | | | M. 37.650 | T. 771.265 |

Peso medio por metro lineal de puente $\frac{\text{T. } 771.265}{37.650} = 20.5$

## § V

## CÁLCULOS DE RESISTENCIA

### TOMADOS DEL CREUSOT

---

No mensionaremos sino sumariamente los cálculos relativos á los grandes tramos de la série de 300 y 500 metros, debiendo seguirse el mismo método para las dos séries siguientes de 200 i 350 metros y de 100 y 250 metros.

---

1. *Tramo independiente.*—Largueros debajo de los rieles.—La doble vía se encuentra soportada por cuatro filas de *largueros debajo de los rieles* y el largo de estas piezas varía de 5m. 5 á 14 metros y los esfuerzos que tienen que soportar son: peso de los rieles, piso y veredas del tablero del puente; contravientos de los largueros. El peso propio de estas piezas es variable según sus dimenciones. Los esfuerzos debidos al peso movil, provienen de la pasada de los trenes y son supuestos uniformemente repartidos, según lo dispuesto en el reglamento del 9 de Julio de 1877. Todos los largueros son vigas de rejillas, cuyas barras son hierros T. de $\frac{100 \times 60}{8 \times 8}$ y $\frac{100 \times 61.}{9 \times 8}$

Suponiendo los largueros simplemente reposando sobre dos apoyos, el cuadro siguiente manifiesta los resultados del cálculo, sus tenciones y dimenciones. (Fig. 17.)

| Número de largueros sobre una fila. | Luz efectiva del espacio que salta el larguero. | Tablero, rieles, etc., peso por metro corrido, de lagueros peso muerto. | Peso de un larguero. Peso propio de la pieza. | Pesos totales del tablero, rieles, etc. | Pesos de los largueros. |
|---|---|---|---|---|---|
| 2 | 6m. 50 | 324k. 37 | 1.402k. | 4.217k. | 2.804k. |
| 4 | 9 25 | 324 37 | 1.848 | 12.002 | 7.368 |
| 4 | 11 75 | 324 37 | 2.148 | 15.245 | 8.592 |
| 2 | 14 00 | 327 74 | 3.458 | 9.182 | 6.916 |
| Total por una fila de largueros..... | | | | 40.646k. | 25.680k. |

Para las cuatro filas de un tramo entero, tenemos:

| | Toneladas. |
|---|---|
| Tablero, rieles, veredas contravientos, etc., peso muerto..... | 162.584 |
| Largueros debajo de los rieles, peso propio de las piezas..... | 102 720 |

2. *Piezas de puentes.*—Estas piezas tienen la forma de vigas Warren con tres compartimentos: su altura varía de 3m. 60 á 3m. 40 y su largo de 9m. á 8m. 50. Despreciando (para el cálculo) el peso propio de estas vigas, no tendrían que soportar más que los pesos que les son trasmitidos por los largueros de debajo de los rieles, que son: cargas permanentes de peso muerto (rieles, tablero, etc., etc.,) y cuyos pesos se encuentran en el cuadro anterior, para cada caso y para cada tramo; y la carga del peso movil que varía con su posición sobre el tablero y formación del tren. Si se considera una pieza del puente cualquiera *r* y sus dos vecinas *b* y *s*, vemos que los pesos movibles, comprendidos entre *b* y *s* son 1-2-3-4 y 5 (ruedas de la locomotora y ténder). El señor Bertrand de Fantviolant, ha demostrado que si se consideran *b r* y *r s*, como dos vigas discontínuas, la posición del convoy á la cual corresponde el

máximum de reacción para el apoyo *r*, es la misma que produce el momento de flección máximum en la sección *r* de una viga sometida á las mismas cargas y reposando sobre los apoyos *b* y *s*. Es fácil entonces con las diogrammas encontrar esta posición más desfavorable del convoy, ya sea para una ó dos locomotoras acopladas y calcular los pesos que ellas ejercerán sobre las piezas de puentes. Los resultados de estos cálculos son los siguientes: (Fig. 18 i 19)

Determinados los esfuerzos que tienen que soportar las piezas de puentes: como peso muertos por el cuadro anterior y como peso movil, por el cuadro del lado. Nada más facil que determinar sus dimenciones y pesos.

| Piezas de puentes. | Máximum de esfuerzos por una vía. | Caso del máximum de esfuersos. |
|---|---|---|
| P | 42 t. | Tren de simple tracción. |
| S | 43 | |
| T | 47 | |
| U | 50 | |
| L | 54 | |
| B | 55 | |
| R | 59 | |

3. *Contravientos y barras secundarias.*—Para avaluar los esfuerzos desarrollados por la acción del viento, se ha supuesto que las preciones que se ejercen en toda la superstructura, se trasmiten á los nudos inferiores y superiores de las vigas principales.

Para calcular las preciones, se han tomado todas las superficies de las cabezas de las vigas como llenas y todas las demás superficies de las barras, largueros, etc., y lo de un tren cargado. Se ha admitido además que la intencidad del viento legue á ejercer una preción de 170 kilógramos por metro cua-

drado, cuando el tramo está cargado, y á 270 cuando el tramo está libre. Haciendo los cálculos, se obtienen las preciones siguientes en los diferentes nudos de la viga.

| NUDOS INFERIORES | TRAMO CARGADO | TRAMO LIBRE | NUDOS SUPERIORES | TRAMO CARGADO | TRAMO LIBRE |
|---|---|---|---|---|---|
| 17 | 4t.989 | 5t.507 | 17′ | 6t.211 | 11t.180 |
| 18 | 12.917 | 14.707 | 19′ | 14.037 | 24.742 |
| 19 | 11.708 | 11.102 | 21′ | 21.564 | 36.116 |
| 20 | 20.596 | 26.386 | 23′ | 13.217 | 21 966 |
| 21 | 15.645 | 15.404 | | | |
| 22 | 27.484 | 35.334 | | | |
| 23 | 9.979 | 10.238 | | | |

Conocidos los esfuerzos en los nudos, para calcular el *contraviento inferior*, se vé que el conjunto de las cabezas de las vigas principales, y las cruces de San Andrés del contraviento que las reune y cabezas inferiores de las piezas de puentes. constituyen una viga horizontal, que debe soportar los esfuerzos trasmitidos á los nudos inferiores. Esta viga puede ser considerada para el cálculo como encastrada en sus extremos, y determinar en estas condiciones, los momentos de flección y esfuerzos constantes, por medio de los epurados que el cálculo aconseja en estos casos. (Fig. 20)

Para el *contraviento superior* el sistema que resulta de la unión de las cabezas de las vigas con cruces de San Andrés, debe aun ser considerada como viga encastrada en sus extre-

midades, siendo su fibra media plana i sometida á esfuerzos normales á su plano i formar entonces los epurados del caso según las reglas de la estática gráfica. Por otra parte, el conocimiento de los *momentos de torción* á que dan lugar las fuerzas que actúan sobre la superstructura, permiten determinar los esfuerzos que soportan *las barras de los contravientos oblicuos;* pero, como la torción es muy débil, se llega por el cálculo á dimenciones que no son admisibles en la práctica, i para dar dimenciones compatibles con sus formas se llega a un peso total por tramo de 8,862.

Las *barras secundarias* de las vigas principales con una parte de las *barras principales* de las vigas Warren, forman triángulos, para los cuales, la estática basta para determinar los esfuerzos que deben soportar, puesto que se conocen los pesos que actúan en las articulaciones.

4.—*Vigas principales.*—La luz del tramo es de 125 m. y las cargas provienen del peso propio de las vigas del tablero metalico i sobre cargas accidentales. Diversos ensayos han autorizado á los autores del proyecto para considerar todas estas cargas uniformemente repartidas en la parte inferior de las vigas y ellas son:

$p$ = La carga total que se tiene que soportar por metro corrido de viga principal.

P = peso de la viga necesario para resistir á los esfuerzos verticales

$p'$ = peso por metro corrido de viga del tablero, longuerinas, piezas, etc., etc.

$p''$ = *sobre carga* por metro corrido de viga.

4 = Largo del tramo.

i tenemos: $$p = \frac{X}{4} + p' + p'' \ldots\ldots \text{(1)}.$$

Si t = la tención ó compresión de la barra de la viga por unidad de carga y por metro corrido.

l = largo de la barra; X = densidad del metal; R = coeficiente de resistencia por unidad de superficie: del eso de una barra

será: $1.18 \frac{X}{R} p\,tl$. El factor 1.18 tiene por objeto, tener presente las cubrejunturas, remaches, etc; i el peso de la viga será entónces $X = 1.18 \frac{X}{R} p \lesssim tl \ldots\ldots (2)$.

Eliminando $p$ entre las ecuaciones (1) i (2) se tiene:

$$\frac{P}{4} = 1.18\,X \times \frac{(p' + p'') \lesssim tl}{R\,4 - 1.18\,X \lesssim tl} \ldots\ldots (3).$$

para calcular $(p' + p'')$ basta sumar los pesos de las piezas conocidas que son las siguientes:

| | |
|---|---|
| Tablero del puente, rieles, veredas, etc..... | 162'584 |
| Largueros debajo de los rieles..... | 102.720 |
| Viguetas; barras del contraviento inferior..... | 16.864 |
| Barras del contraviento superior..... | 13.488 |
| Barras del contraviento oblicuo..... | 8.862 |
| Barras secundarias de las vigas principales..... | 11.790 |
| Peso de los refuerzos para resistir al viento..... | 48.272 |
| Total..... | 388'694 |

por coniguiente, se tiene por metro corrido de viga

$p' = \frac{388'694}{2 + 125} = 1'555$. La carga $p''$ por metro corrido de viga es igual a 3'; luego $p' + p'' = 1'555 + 34'555$.

Para calcular $\lesssim tl$, hai que tener presente, que siendo la figura de la viga extrictamente indeformable, los esfuerzos sobre cada barra pueden ser determinadas, por epurados recíprocos, los cuales para la viga entera dan como valor de $\lesssim tl$, el siguiente:

$$\lesssim tl = 2\,(9.389103 + 3.679042) = 26.136$$

conociendo todas las cantidades que entran en el segundo miembro de la ecuación (3) tenemos:

$(p' + p'') = 4t.\ 555;$

$\lessgtr tl = 26.136$ y $R = 12 \times \overline{10}^6$

$X = 7.800;$

$$4 = 125 \text{ y } \frac{P}{4} = 0^t.\ 87;$$

por consiguiente, el peso necesario de las vigas que deben resistir las cargas enumeradas, es de $2 \times 125 \times 0^t.\ 87 = 217^t.\ 500$.

Agregando el peso necesario para resistir á la acción del viento, tenemos:

$217^t.\ 500 + 48^t.\ 272 = 265^t.\ 772.$

5.—*Tramo central volado.*—Los largueros debajo de los rieles no ofrecen dificultad para el cálculo, como lo hemos visto, sabiendo que su largo varía de 7m. a 25m. y que tienen que soportar su propio peso, el de la parte correspondiente del tablero, veredas, etc., y la sobre carga que naturalmente varia con sus dimenciones y según la repartición de las piezas de puentes, como se diseña más abajo.

Las piezas de puentes, espacedadas, como lo manifiesta la fig. 21 tienen la misma forma que las piezas anteriores y su largo varía de 23 metros á 9 metros, y su altura de 7m. 60 á 3m. 60. Los esfuerzos que tienen que soportar provienen del tablero, veredas, etc., peso de los largueros debajo de los rieles y peso propio de las piezas del puente, que constituyen el peso muerto; y los pesos movibles que, como lo hemos dicho, por medio de los diogrammans, se calcula la posición del convoy más desventajosa para cada pieza de puente. Procediendo de esta manera, se ha llegado á establecer el cuadro siguiente, como resultado de los cálculos. Sin embargo, en este caso hay que tomar en cuenta también dos esfuerzos más: el que proviene de las acciones del viento y el de movimientos laterales, puesto que estas piezas forman parte de la viga horizontal que constituye el contraviento. A más de eso, á causa de la oblicuidad de las vigas principales, se desarrollan es-

fuerzos que hay que resistir. El cuadro siguiente da un resúmen de los esfuerzos calculados por estas causas.

| PIEZAS DE PUENTES | MAXIMUM de esfuerzos para una vía | Caso en que tiene lugar el máximum | PIEZAS DE PUENTES | MÁXIMUM de esfuezos para una sola via | Caso en que tiene lugar el máximum |
|---|---|---|---|---|---|
| M′ | 89. ton. | Tren de doble tracción. | N | 66. ton. | Tren de simple tracción. |
| X | 89. | | O | 60. | |
| B | 85. | | X | 58. | |
| R. | 81. | | U | 52. | |
| S | 76. | | V | 48. | |
| E | 71. | | P | 42. | |

| INDICACIÓN del tramo | Indicación de viguetas | Peso de una vigueta | Núm. de vigenetas. | PESO TOTAL |
|---|---|---|---|---|
| Dos partes voladas de 187.m 5 cada una | M. | 8902k | 1 | 8.t 902 |
| | X. | 7832 | 2 | 15. 676 |
| | B. | 6776 | 2 | 13. 552 |
| | X. | 6070 | 2 | 12. 140 |
| | S. | 5114 | 2 | 10. 228 |
| | E. | 4182 | 2 | 8. 364 |
| | N. | 3500 | 2 | 7. 000 |
| | O | 2814 | 2 | 5. 628 |
| | E. | 2402 | 2 | 4. 804 |
| | U. | 2138 | 2 | 4. 276 |
| | V. | 1178 | 2 | 3. 436 |
| | P. | 1498 | 2 | 2. 996 |
| Total ..... | ..... | . | ..... | 97. 002 |

| INDICACIÓN del tramo | Indicación de viguetas. | Peso de una vigueta. | Núm. de viguetas. | PESO TOTAL |
|---|---|---|---|---|
| Tramo central de 300 m... | 7′ | 8.902k | 12 | 106.t 824 |
| Total ..... | ..... | ..... | ..... | 106.t 824 |

[1] Conociendo los esfuerzos de las piezas y sus pesos propios, es fácil daterminar sus dimensiones, por los procedimientos ordinarios.

A causa de las disposiciones particulares del proyecto, el *cálculo de los contravientos* en este caso, se complica un poco, y por este motivo, aun temiendo ser muy largo en esta comunicación, he creído que debería darlo con un poco de desarrollo. La avaluación de las superficies espuestas al viento se han hecho como en el caso anterior, del tramo independiente y se han admitido los mismos valores para las intensidades del viento. fig. 22. Se han supuesto también obrando en los nudos las presiones de las barras que concurren á cada uno de ellos y los cuadros siguientes dan los resúmenes de estas tensiones en los diferentes nudos:

| NUDOS SUPERIORES | CASO DEL PUENTE CARGADO | CASO DEL PUENTE LIBRE |
|---|---|---|
| 1′ | 60t 182 | 95t 583 |
| 3′ | 60. 182 | 95. 583 |
| 5′ | 59. 978 | 93. 978 |
| 7′ | 59. 300 | 93. 000 |
| 9′ | 58. 752 | 92 359 |
| 11′ | 52. 569 | 90. 432 |
| 13′ | 38. 203 | 61. 656 |
| 15′ | 24. 428 | 40. 702 |
| 17′ | 9. 125 | 10. 290 |

| NUDOS INFERIORES | CASO DEL PUENTE CARGADO | | CASO DEL PUENTE LIBRE | |
|---|---|---|---|---|
| | Cargas aplicadas directamente | Cargas que vienen de los cargueros i del treu | Cargas aplicadas directamente | Cargas que vienen de los cargueros i del tren |
| 0 | 40t. 768 | 11t 050 | 66t 962 | 7t 425 |
| 1 | 26. 908 | 22. 100 | 34. 506 | 14. 850 |
| 2 | 81. 534 | 22. 100 | 133. 926 | 14. 850 |
| 3 | 26. 908 | 22. 100 | 34. 506 | 14. 850 |
| 4 | 81. 534 | 22. 100 | 133. 926 | 14. 850 |
| 5 | 26. 908 | 22. 100 | 34 506 | 14. 850 |
| 6 | 70. 473 | 22. 100 | 125. 506 | 14. 850 |
| 7 | 24. 557 | 22. 100 | 40. 666 | 14. 850 |
| 8 | 62. 118 | 20. 188 | 99. 810 | 13. 220 |
| 9 | 17. 816 | 18. 277 | 29. 713 | 11. 610 |
| 10 | 41. 331 | 16 329 | 72. 130 | 9. 936 |
| 11 | 12. 723 | 14. 382 | 21. 250 | 8. 262 |
| 12 | 27. 622 | 12. 614 | 49. 393 | 6, 872 |
| 13 | 8. 887 | 10. 864 | 14. 426 | 5. 481 |
| 14 | 18. 595 | 9. 350 | 32. 171 | 4. 523 |
| 15 | 6. 091 | 7. 854 | 9. 628 | 3. 564 |
| 16 | 11. 298 | 6. 650 | 16. 002 | 2. 997 |
| 17 | 2. 898 | 2. 678 | 4. 712 | 1. 215 |

A consecuencia de la ausencia de contra-viento en la parte superior de las vigas, es el contra-viento inferior el que debe resistir sólo á las acciones del viento; por consiguiente, es preciso transportar á los nudos inferiores, todos los esfuerzos de la carga móvil del viento, etc., que se encuentren aplicados en los nudos superiores. Pero, para tener un sistema de fuerzas equivalentes al primer sistema, es preciso unir á estas fuerzas transportadas á los nudos inferiores, las parejas iguales á los momentos de las fuerzas que se transportan, con relación á su nuevo punto de aplicación. Veamos el efecto de estas parejas.

Los esfuerzos que provienen de los largueros debajo de los rieles, se trasmiten á los nudos inferiores por intermedio de las piezas de puentes; esta transmisión desarrolla en las barras de las piezas de puentes, tensiones y compresiones las cuales han sido ya tomadas en cuenta en los cálculos anteriores. Sea ahora $Ph$ la intensidad de una pareja debida á la acción del viento sobre las piezas de puentes y sobre el tren; si $l$ la distancia de los nervios inferiores de las vigas principales, se ve que $Ph$ tendrá por efecto, cargar una de las vigas con una intensidad igual $\frac{Ph}{l}$ encontrándose la otra viga alivianada de la misma cantidad. En cuanto á los esfuerzos aplicados en los nudos superiores, se ha supuesto que se transmitan á los nudos inferiores, por medio del conjunto rígido de las barras comprimidas y los contra-vientos oblícuos que unen estas barras de dos en dos. Consideremos por ejemplo, P' fig. 23 aplicada en el nudo 9'; segun lo ya espuesto, se trasmitirá su esfuerzo al nudo 8 por la barra $i$ y por el contra-viento que une la barra $i$ con la siguiente. La fuerza á que da lugar, será el producto de P' por la distancia entre los nudos 8 i 9'. Esta fuerza puede descomponerse en dos, una la fuerza P' h' que tendrá por efecto recargar una de las vigas de la cantidad $\frac{Ph}{l}$; y la otra $P' l$ que pro-

duce en la cabeza de las vigas tensiones y compresiones iguales a $\frac{P' l}{l}$

Se ve, pues, que para calcular el *contra-vienco inferior* formado por el conjunto de las cabezas de las vigas principales, las barras inferiores de las piezas de puentes, y las cruces de San Andrés, conjunto que constituye una viga horizontal que soporta los esfuerzos que se trasmiten á los nudos, es preciso agregar, a las reacciones que dan los cálculos anteriores y las transposiciones de fuerzas, las reacciones que provienen de la acción del viento en el tramo independiente de 125 metros, que roposa sobre los postes volados de las vigas principales. Estas reacciones son de 158t.437 en el uso del puente cargado y de 215t.682 en el caso del puente libre, i aplicar estos esfuerzos al nudo 17, es decir, en la extremidad de la parte volada El cálculo se hará siempre considerando la viga de contra-viento como encastrada.

Los *contra-vientos oblícuos* que unen dos a dos las barras comprimidas de las vigas principales, deben ser capaces de transmitir á los nudos inferiores, los esfuerzos aplicados en los nudos superiores. Simples epurados de estática darán sus dimensiones. Para las *barras secundarias* de las vigas principales, se seguirá el mismo método anterior de simples epurados. Como complemento de los datos anteriores, se encuentran en los cuadros siguientes el resúmen de los cálculos de los efectos de las parejas á que da lugar el transporte de fuerzas en las vigas. Dos anotaciones corresponden con las marcadas en la figura 22.

CARGAS VERTICALES DEBIDAS Á LAS PAREJAS Ph I P'h

| Nudos cargados | Puente cargado | Puente libre |
|---|---|---|
| 0 | 4t6 | 2t6 |
| 1 | 9.2 | 5.3 |
| 2 | 165.7 | 253.8 |
| 3 | 9.2 | 5.3 |
| 4 | 165.7 | 253.8 |
| 5 | 9.2 | 5.3 |
| 6 | 306.7 | 471.7 |
| 7 | 9.4 | 5.4 |
| 8 | 150.0 | 226.9 |
| 9 | 9.1 | 4.3 |
| 10 | 126.6 | 208.7 |
| 11 | 6.9 | 3.2 |
| 12 | 81.7 | 124.5 |
| 13 | 5.6 | 2 2 |
| 14 | 42.8 | 64 8 |
| 15 | 4.4 | 1.5 |
| 16 | 13.3 | 12.0 |
| 17 | 1.6 | 0.5 |

Transportes de fuerzas de los nudos superiores á los nudos inferiores.

PESOS DE LOS NERVIOS NECESARIOS PARA RESISTIR Á LAS PAREJAS P'l

| Nervios | Puente cargado | Puente libre |
|---|---|---|
| A1 | 0t956 | 1t911 |
| A2 | 0.956 | 1.911 |
| B1 | 2.110 | 3.744 |
| B2 | 2.110 | 3.744 |
| C1 | 3.264 | 5.576 |
| C2 | 3.264 | 5.576 |
| D1 | 3.264 | 5.601 |
| D2 | 3.264 | 5.601 |
| E1 | 1.978 | 3.225 |
| E2 | 1.978 | 3.225 |
| F1 | 0.912 | 1.444 |
| F2 | 0.912 | 1.445 |
| G1 | 0.141 | 0.484 |
| G2 | 0.141 | 0.485 |
| H1 | 0.055 | 0.062 |
| H2 | 0.055 | 0.062 |
| I | 0.055 | 0.062 |

El cálculo de las *vigas principales* como en el caso anterior, queda enteramente resuelto una vez que son conocidos los esfuerzos que solicitan dichas vigas; por consiguiente, no tenemos más que recordar que la viga principal se compone de un tramo de 300 metros y dos partes voladas de 187ms. 50 cada una y buscar, en consecuencia, las secciones y pesos de las vigas que pueden resistir á los esfuerzos verticales y parejas que la solicitan. Los esfuerzos solicitantes provienen de varias causas, y son: 1.° El *peso muerto* (peso del tablero me-

tálico, rieles, largueros debajo de los rieles, piezas de puentes, barras de los contra-vientos inferiores y oblicuos, refuerzos de estas barras para resistir al viento, barras secundarias de la viga, contra-viento superior y peso propio de las vigas;) 2.º Esfuerzos debidos á la acción del viento; 3.º Reacción producida por el tramo independiente de 125 metros que reposa en los exiremos de la parte volada; y 4.º *Sobre carga ó peso movil*, debido al pasaje de los trenes, que se ha extimado en *tres toneladas por metro corrido de viga.* Haciendo los cálculos correspondientes y teniendo presente que dado el modo de construcción de la viga, los pesos de los nervios, etc., de las barras, deben ser transportados á los nudos inferiores; quedando simplemente los nudos superiores soportando los pesos de las cabezas superiores de las vigas. Formaríamos el cuadro del lado con las tensiones principales que cargan en cada nudo, como se ve, el caso más desfavorable es el del puente cargado, y son las tensiones dadas por este cuadro las que han servido para fijar las dimensiones de las vigas del ante proyecto, y se encuentra al fin que el peso total de un tramo de 300 metros es de 5379t. 684, y el peso de las partes voladas es de 5594t. 104. Los epurados muestran que en este caso, á causa de la oblicuidad de las vigas, *se desarrollan esfuerzos de compresión en las barras inferiores de las piezas de puentes*, y por consiguiente, es preciso asegurarse si ellas pueden resistirlas.

| NUDOS | CASO DEL PUENTE CARGADO | CASO DEL PUENTE LIBRE |
|---|---|---|
| 0 | 170t.234 | 105t.037 |
| 2 | 498.214 | 484.020 |
| 4 | 539.346 | 531.195 |
| 6 | 743.027 | 823.004 |
| 8 | 506.144 | 486.259 |
| 10 | 386.766 | 371.655 |
| 12 | 266.622 | 218.074 |
| 14 | 170.439 | 115.351 |
| 16 | 83.908 | 38.026 |
| 17 | 483.187 | 236.760 |

6. *Cepas metálicas.*—Otro de los puntos delicados de este proyecto, es el asegurar la estabilidad de las cepas metálicas que, encastradas en la albañilería de los machones, deben soportar la superstructura á una altura bastante notable, para permitir la circulación de toda clase de navíos por debajo del puente; con este objeto, se ha estudiado la estabilidad de las cepas en dos casos: 1.° *cuando el viento obra horizontal i normalmente al eje longitudinal del puente, y 2.° cuando el viento obra horizontalmente y según el eje longitudinal del puente. En los dos casos, el empuje en las cabezas de las cepas debido á la dilatación de las piezas se agrega á los efectos del viento.*— La intensidad del viento se ha supuesto de 270 kilógramos por metro cuadrado en el caso del tablero libre y de 170 en el caso del to-

blero cargado con trenes. Los cuadros y figuras siguientes dan el resumen de las presiones soportadas por la construcción y los resultados de los cálculos de estabilidad *en los dos casos y encima de los rodillos de dilatación en la base de las cepas*, datos que ponen de manifiesto la importancia de la cuestión.

| | Viento transversal | | Viento longitudinal |
|---|---|---|---|
| | Tablero libre | Tablero cargado | Tablero libre |
| Esfuerzos del viento sobre 400 m. de tablero que reposan sobre una cepa..... | 2050 t. | 455 t. | 767 t. |
| Altura del centro de presiones debajo del eje del nervio inferior ..... | 20m.7 | 19m.4 | 24m.3 |
| Peso de 400 m. de tablero.... | 7162 t. | 7162 t. | 7162 t. |
| Amarras interiores de los nervios inferiores en los apoyos. | 30 t. | 30 t. | 30 t. |
| Sobre-carga. 6 t. por metro corrido de puente..... | ..... | 2400 t. | |
| Totales..... | 7192 t. | 9592 t. | 7192 t. |
| Peso que gravita sobre un pilar..... | 3596 t. | 4796 t. | 3596 t. |

Si tomamos ahora la relacion del esfuerzo del viento con respecto al peso, tenemos $\frac{v}{P} = 0.28$ para el puente libre i $\frac{v}{T} = 0.15$ para el puente cargado.

| | PUENTE LIBRE | PUENTE CARGADO |
|---|---|---|
| Viento sobre el tablero.....v = | 205o$^{t}$ | 1455$^{t}$ |
| Altura del centro de presión .....g = | 2360$^{m}$ | 22$^{m}$90 |
| Momento de volcamiento.....vg = m | 48380$^{tm}$ | 33320$^{tm}$ |
| Vientos sobre carros dilatación.....v' | 6$^{t}$ | 3$^{t}$8 |
| Altura del centro de presión.....g' | 1$^{m}$05 | 1$^{m}$06 |
| Momento de volcamiento.....v'g' = m' | 6$^{tm}$ | 4$^{tm}$ |
| Id total de volcamiento m + m' = Mr | 48386$^{tm}$ | 33326$^{tm}$ |
| Presión total del viento v + v' = V..... | 2056$^{t}$ | 1458$^{t}$8 |
| Peso del tablero p=..... | 7192$^{t}$ | 9592$^{t}$ |
| Peso de las piezas décima de los rodillos p'..... | 134$^{t}$ | 134$^{t}$ |
| Peso total p + p' = P =..... | 7326$^{t}$ | 9726$^{t}$ |
| Semi-distancia entre las columnas ½ S = | 12$^{m}$5 | 12$^{m}$50 |
| Momento de estabilidad PS = Ms =... | 91$^{tm}$575 | 121$^{tm}$575 |
| Coeficiente de seguridad $\frac{Ms}{Mr}$ = ..... | 1.89 | 3.65 |

Por ser cálculos fáciles, suprimo lo concerniente á los *Rótulos, rodillos de dilatación; soportes circulares de los rodillos; contra-vientos de las cepas* y continuaremos con los *Tubos de amarra en la albañilería.*

Cuando el puente está libre, la estabilidad en la base de los pilares ó columnas de las cepas, puede ser asegurada por el intermedio de las anclas, y la tracción sobre estas piezas es dada por la fórmula $T = \frac{M}{S} - P$ en la cual, M = momento que tiende á volcar la cepa en la base = 128523. 8 tons. metras. S = distancia entre las columnas de las cepas = 25 metros; P = peso que obra en la base de los tubos = $\frac{9174}{2} = 4587$ toneladas.

Por consiguiente: T = 554 t. Como la sección del tubo central de encastramiento es de m2. 3237, el trabajo en las anclas en este caso es casi insignificante.

La *altura de la albañilería comprometida por las anclas, debe ser tal, que por su peso, impida todo solevantamiento,* y las presiones máximas y mínimas son dadas por la fórmula $C = \frac{P+p}{S} + \frac{Mn}{I}$ en la cual tenemos:

| | |
|---|---|
| P = Peso de las partes metálicas..... | 9174 tm. |
| h = Largo de las anclas de amarra..... | 14 mts. |
| S = Superficie de la albañilería en la parte superior..... | 625. m.2 8 |
| p = Peso de la albañilería tomada como paralelipípedo haciendo abstracción de la inclinación de las aristas..... | 21028 t. |
| P + p = Peso total al nivel de las amarras de las anclas..... | 30202 t. |
| m = Momento de volcamiento de la columna en su parte inferior..... | 128523. tm. 8 |
| v = Esfuerzo del viento del nivel inferior de las amarras..... | 2218 t. |

| | |
|---|---|
| $vh' = m'$ = Momento de volcamiento debido al viento | 31052 tm. |
| $v'$ = Esfuerzo del viento sobre la albañilería | 64. t. 4 |
| $v' \times \frac{1}{2} h = m''$ = Momento volteador del viento en la albañilería | 450. tm. 8 |
| $m + m' + m'' = M$ = Momento volteador total. | 160026. tm. 6 |
| $n$ = Distancia del eje neutro á la fibra extrema | 21 mts. |
| $I$ = Momento de inercia de la sección | 77991.6 |
| $c$ = Presión sobre la albañilería del lado del viento | k 0.5 por c/m2 |
| $c'$ = Presión sobre la albañilería del lado del viento | k 9.1 por c/m2 |
| $v + v' = V$ = Presión total del viento | 2282. 4 t. |
| $\frac{V}{P+p}$ Relación entre la presión del viento i el peso | 0.075 |

Las dilataciones que tienden á voltear la pila en el sentido transversal no modifican sensiblemente los cálculos anteriores.

Para asegurar la estabilidad de la superstructura en el *2.° caso*, es decir, *sometida á la acción de un viento longitudinal*, se han hecho los cálculos necesarios, cuyos resultados, apuntados sumariamente, son como siguen:

Cuando el viento obra longitudinalmente al empuje en las cabezas de las cepas metálicas, debe agregarse el de la dilatación. *Las cepas que soportan los rodillos de dilatación, no pueden dar una reacción superior al esfuerzo necesario para poner estos rodillos en movimiento*, por consiguiente, las diferencias con relación á los apoyos fijos y los mayores esfuerzos del viento para volcar las columnas de las cepas, obran sobre las cepas fijas (es decir, que no tienen rodillos) y bajo la acción del viento, y cuando el puente está libre. Para determinar la reacción debida á las dilataciones de las piezas de la superstructura, tenemos que, el esfuerzo vertical que obra encima de los rodillos es igual á $P \pm \frac{M}{d}$ cuyos valores son los siguientes;

.....

.....(*)

(*) El borrador de esta página se estravió en la imprenta en que se hacía la impresión por causa de los atropellos cometidos en ella por la policía dictatorial: tan pronto como sea posible daremos una hoja suelta con su contenido. A idéntica causa se debe el atraso que ha sufrido la publicación de este número de los Anales, que debió salir á principios del presente año y que solo ha podido obtenerse a fines de él.

LA COMISION DE REDACCION

la superstructura y resistir al mismo tiempo á la sección del viento longitudinal, y á la acción producida por los esfuerzos horizontales en las cabezas de 628, 8t debidas al viento, contracciones y dilataciones de la superstructura. Por consiguiente, la determinación de nna sección cualquiera de las cepas se hará por medio de la fórmula $R = \frac{P}{S} + \frac{p}{S} + \frac{n}{r^2}(M + m + m)$. en la cual:

R = Trabajo del metal por unidad de sección 12 k. por m/m2.

P = Peso de todas las piezas metálicas conocidas.

p = Peso del elemento que se extendía en la cepa (valor por determinar.)

M = Momento debido al esfuerzo horizontal que obra en la cabeza de la cepa.

m = Momento debido al viento, obrando en los contravientos y amarras de las columnas de las cepas y concentrado en las articulaciones.

m' = Momento debido al viento obrando sobre los tubos de las columnas de las cepas.

n = Distancia de las fibras más alejadas del centro de gravedad de la sección.

$r^2$ = Cuadrado del radio de giración de la sección considerada.

S = Sección del elemento que se considera y que espresada en función del peso *p* que se trata de determinar, tiene por valor $S = \frac{p}{1{,}18\, x^2}$ siendo 1,18 coeficiente para tener presente las ensambladuras y remachaduras; *x* densidad del acero 7.80; *l* = largo del elemento considerado en la cepa.

De las ecuaciones anteriores se tiene:

$$p = \frac{P + \frac{n}{r^2}(M + m + m')}{\frac{R}{1.18\, x\, l} - 1}$$

Con la ayuda de esta fórmula, se han determinado los pesos de los diferentes elementos de las cepas. Sin embargo, en el proyecto se han mantenido los palastros con un espesor mínimo de 10 milímetros, aunque los calados dieran menos en algunos casos

Para calcular ahora, *la estabilidad en la base de las cepas en este caso*, que no puede obtenerse sino por intermedio de los pernos de amarra, se ha procedido de la manera siguiente: La placa de asiento inferior, en contacto con la albañilería tiene una superficie circular, hueca al centro, i las mayores presiones que ella trasmite á las albañilerías son dadas por la fórmula $C = \frac{P}{S} \pm \frac{Mn}{Sr^2}$ cuyos valores son los siguientes:

| | |
|---|---|
| $p$ = Carga vertical encima de los rodillos | 3734 t. |
| $p'$ = Peso de las partes componentes de una cepa (debajo de los rodillos) | 924 t. |
| $p + p' = P$ = Carga vertical total en la placa de asiento de la cepa..... | 4658 t. |
| $S$ = Superficie de la placa de asiento de las columnas..... | 69 m2 68 |
| $\frac{P}{S}$ = Trabajo de la albañilería á la compresión directa por c. m 2 ..... | 6k7 |
| $F$ = Esfuerzo horizontal en las cabezas de las columnas..... | 628t.8 |
| $H$ = Altura del centro de acción del esf. hori. encima del asiento..... | 37m5 |
| $FH$ = m = Momento de volcamiento de F | 23580t.m |
| $V$ = Acción del viento en los contravientos de las cepas..... | 74 t 6 |
| $h$ = Altura del centra de presron de V... | 17 m 8 |
| $Vh$ = m' = Momento de voleamiento debido a V..... | 1327 tm 6 |
| $V$ = Accion del viento en las columnas de la cepa..... | 82 t 5 |

$h'$ = Altura del centro de presión de V'.. 18m75

$Vh'$ = m'' = Momento de volcamiento debido á V'..... 1546 tm 9

m + m' + m'' = M = Momento total de volcamiento ..... 26454 mt 8

n = Radio esterior de la placa de asiento 6 m 20

$R^2$ = Cuadrado de radio de jiracion..... 10 m 97

$\frac{Mn}{Sr^2}$ = Trabajo de la abañilería debido a la flección y por cm. 2..... 21 k 5

$C$ = Compresión máxima, en la parte cargada por el viento por c/m.2..... 28 k 2

$C'$ = Compresión máxima en los puntos alivianados por la acción del viento y por c/m..... 14 k 8

$F + V + V'$ = Esfuerzo horizontal al nivel de las placas de asiento de 9 columnas de las cepas..... 785 t 9

$\frac{F + V + V'}{P}$ = Relación del esfuerzo al peso 0.17

Cómo vemos, la compresión c' es negativa é igual 14 k.80; por consiguiente hai que asegurar su estabilidad con los pernos de amarra, para oponerse al volcamiento de las cepas, y, dados los esfuerzos que solicitan la construcción la *mayor tención de los pernos* es dada por la fórmula. $t = \frac{1}{S}\left(\frac{Mn}{r^2} - P\right)$ cuyos valores son los siguientes:

Diámetro de un perno..... 0, m 25

Sección total de 12 pernos de amarra.... 0, m2 2 589

Momento de volcamiento (dado anteriormente..... 26454 mt 8

$n$ = Radio de la corona de los pernos de amarra..... 5 m 55

$r^2$ = Cuadrado del radio de giración..... 15 m 4

$P$ = Cargas verticales..... 4658 t.
$t$ = Tensión máxima en los pernos por m/m2 8 k 26

Para *determinar ahora la estabilidab en la base inferior de los pernos de amarras*, se procede como sigue: Le determinan las presiones máximas y mínimas en las albañilerías al nivel de las anclas quesostienen i empotran los pernos en la parte inferior, por medio de la fórmula $c = \frac{P+p}{S} \pm \frac{Mn}{I}$ cuyos diferentes valores son los siguientes:

P = Peso de las partes metálicas para dos columnas (una cepa)..... 9316 .
h = Largo de los pernos de amarra..... 14 m.
S = Superficie de la albañilerí en la parte superior..... 635 m.8
p = Peso de la albañilería, tomada como paralelipípedo sin contar la inclinación de las aristas de los machones..... 21028 t.
P + p = Peso total al-nivel de las amarras de los pernos..... 30344 t.
m = Momento volteador al nivel de la base de las columnas de las cepas..... 52 909 tm.
F = Esfuerzo horizontal al nivel de la base de las cepas..... 1571 t. 8
Fh = m' = Momento volteador debido al esfuerzo F..... 22005, 2 tm.
V = Esfuerzo del viento en la albañilería (0.27 × 42 × 14)..... 158 t.8
V × ½ h = m" = Momento volteador debido á V..... 1111 tm. 6
m + m' + m" = Momento volteador total 76026 tm. 4
$\frac{I}{n}$ = Superficie de la albañilería..... 1683.6
$\frac{P+p}{S}$ Trabajo a la compresión directa por c/m. 2..... 4 k,8

$\frac{Mn}{I}$ = Trabajo máximun debido a la flec-
ción por c/m 2 ..... 4 k.5
C" = Presiones en la albañilería en las partes
alivianadas por el viento por c/m 2..... 0 k.3
C' = Presiones en la albañilería en los pun-
tos cargados por el viento, por c/m 2.... 9 k. 30
Esfuerzo horizontal á nivel de las anclas
de los pernos de amarras F + V..... 1730 t.6
$\frac{F+V}{P+p}$ = Relación del esfuerzo horizontal al
peso ..... 0.057

Tal es el resúmen de los cálculos i observaciones que se han hecho para el estudio del gran proyecto de puente sobre la Mancha. No se que se piense en su realización; pero su concepción, como se ha visto, y sus cálculos, demostrarán siempre hasta dónde puede ir el ingeniero con sus concepciones más ó menos grandiosas, y hasta dónde el estado actual de los progresos de la metalurgía y el arte de construir, pueden asegurar la realización de estos proyectos. Aunque sea una concepción fantástica hasta cierto punto, he creido oportuno hacer una reseña de ella, por que, como se habrá tenido ocasión de notar, el exámen de este proyecto da lugar a toda clase de estudios y cálculos enteramente útiles para los ingenieros y se encuentran en ellos una multitud de aplicaciones de principios prácticos generalmente no apuntados en las obras ó tratados de cálculos y en este sentido lo he creido mui digno de una institución como nuestro Instituto de Ingenieros.

Paris, marzo 28 de 1890

D. V. Santa María

ESPLICACION DE LA PLANCHA 3 DE LAS LÁMINAS.

El cajón, convenientemente cargado y lastreado con la albañilería, será llevado á su lugar y fijado por medio de los pontones A, B, C, C' anclados con varias anclas. El eje del puente será indicado por el alineamiento de los machones fundados anteriormente en la playa. La distancia para la medida entre centro y centro de machón, se obtiene por tracción por medio del pontón A fijo con las anclas aa, a'a' a''a''.

Para resistir á las corrientes y á las olas y evitar desviaciones laterales, se han instalado los pontones B y B' amarrados con las anclas bb y b'b'. Para resistir á la acción de las resacas de la marea, se tienen los pontones C C, fijados con las anclas cc y c'c'.

Las amarras del cajón flotante se harán con cinturas de cadenas y no con anillos. El conjunto de amarras resistirá á la acción del viento. La instalación de las operaciones se hará con tiempo muy bueno.

# HOJA QUE FALTA

PARA LLENAR LA PÁGINA 442 DE LA ENTREGA X, CORRESPONDIENTE AL 15 DE DICIEMBRE DE 1891 DE LOS «ANALES DEL INSTITUTO DE INGENIEROS.»

---

Termina la página 441, con la frase, «cuyos valores son los siguientes:» faltaba lo siguiente:

| | Toneladas. |
|---|---|
| P = peso de la parte metálica sobre una viga..... | 3,663 |
| V = presión del viento 500 metros corridos de viga.. | 767 |
| H = Altura del centro de presiones encima del rodillo | $27^{m}80$ |

| | Toneladas métricas. |
|---|---|
| VH = M = momento de volcamiento..... | 21,322.6 |
| d = distancia entre los pilares de dos cepas (dist. long.) | 300 |
| Esfuerzo vertical sobre el rodillo (pilares lado del viento)..... | 3,592 |
| Esfuerzo vertical sobre el pilar por la acción del viento | 3,734 |

| | Kilogramos. |
|---|---|
| Q = carga sobre el rodillo $\frac{3592^{t} \times 45^{t} \times}{10}$ ..... | 363,700 |
| K = coeficiente de frotamiento al rodado = $0.000.529 \sqrt[3]{Q} =$ ..... | 0.038 |

*Esfuerzo capaz de poner los rodillos en movimien-*

| | Toneladas. |
|---|---|
| *to* = $3637^{t} \times 0\,038 =$ ..... | 138.2 |

Por consiguiente *para la determinacion da los esfuerzos que obran en las cabezas de las columnas de las cepas al nivel superior de los rodillos*, podemos hacer el cróquis siguiente (el cróquis á que se alude se encuentra publicado en la plancha I. 22 en la figura 26 del número de los Anales donde esté la hoja en blanco, creo por lo tanto inútil reproducirlo, y sólo continuaré con la parte escrita que falta.)

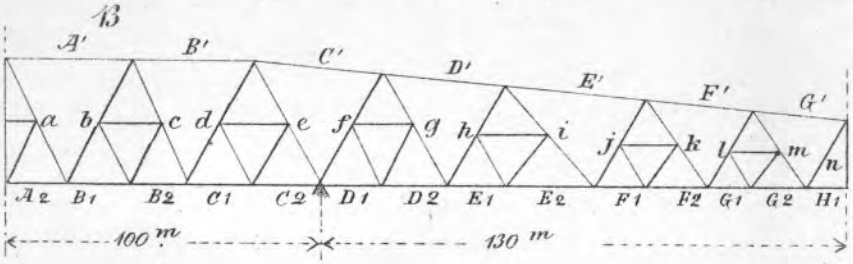
Por consiguiente, como se ve, por la figura anterior, soportan en sus extremidades superiores á la altura de los rodillos, un esfuerzo máximo de 628 t. 8.

Las *cepas metálicas*, deben pues soportar el peso de toda la superstructura y resistir al mismo tiempo, etc., etc. (Todo lo demás continúa en la página 443).

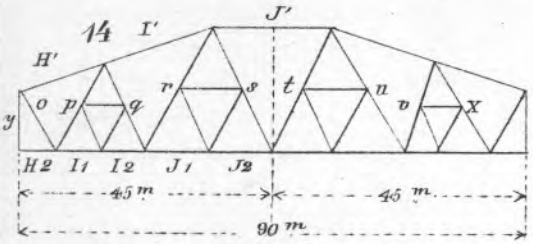
D. V. S. M.

# PROYECTO DE PUENTE SOBRE LA MANCHA

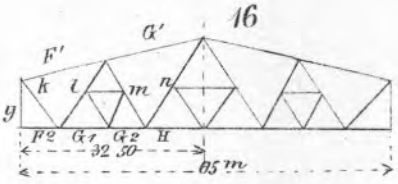
13



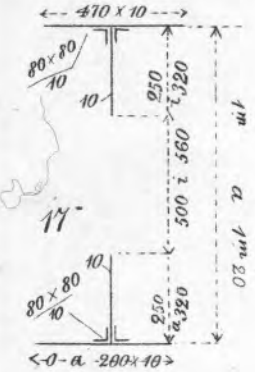

14



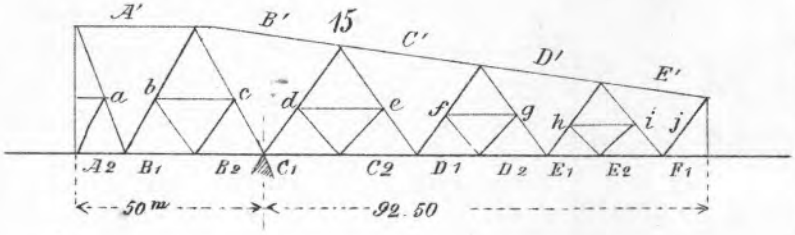

16



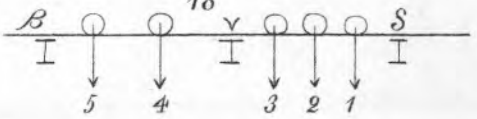

17



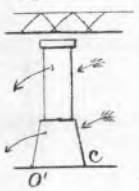

15



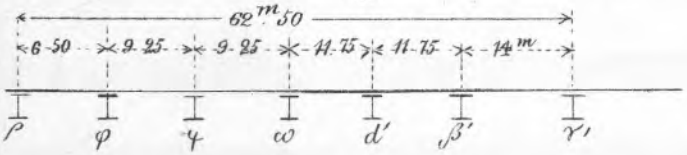

18

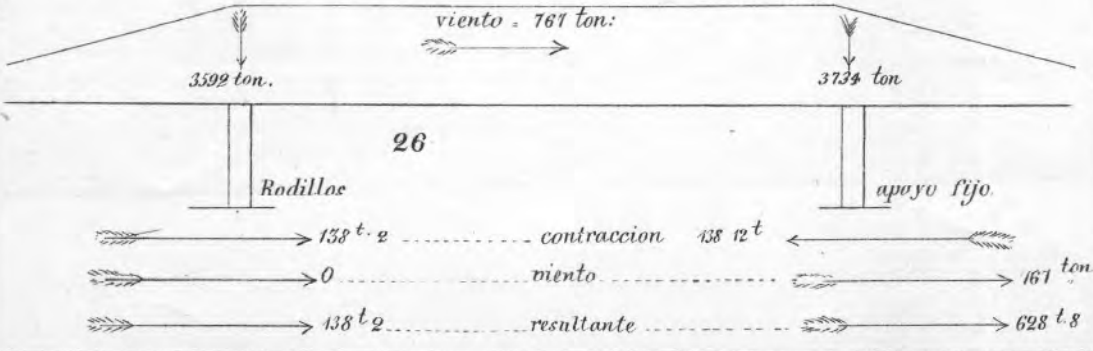



25



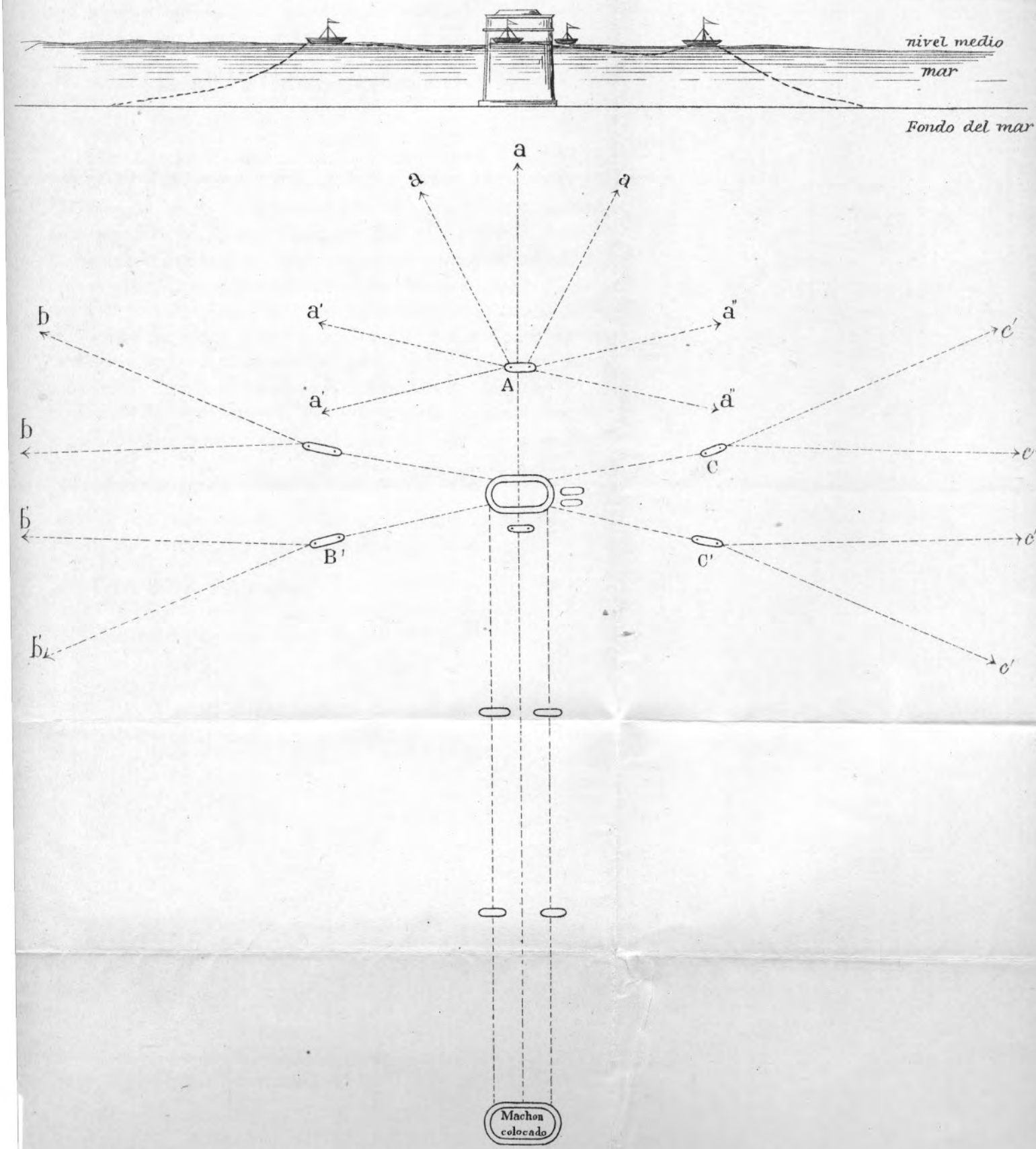

19




Lit. Gº Schäfer, Santiago.

# PROYECTO DE PUENTE SOBRE LA MANCHA

## FUNDACIONES

*ante-proyecto de H. HERSENT. Disposiciones para la colocacion de los cajones de fundacion y guiarlos convenientemente. Segun la figura el cajon está aun flotando i pronto para ser orientado convenientemente rectificada su ubicacion i hacerlo tocar fondo.*