

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.

CARRETERA PIRENAICA

ESTERRI Á VIELLA (LÉRIDA)

(CONTINUACIÓN) (1)

Cálculo de la losa de hormigón.

Hemos dicho que el espacio de 3,60 metros que queda entre los paramentos interiores de los tímpanos se cubren con un piso de hormigón armado. Para calcularle hemos empleado el método descrito en la excelente obra, *Construcciones de hormigón armado*, de D. Juan Manuel de Zafra.

Se compone este piso de un forjado de 12 centímetros de espesor con nervios de metro en metro de 30 centímetros de grueso por 36 de altura.

Para calcular el forjado supondremos, además del peso propio y del afirmado y relleno de tierras, una sobrecarga de 3.000 kilogramos en el centro que será el peso de una rueda de carro de 6 toneladas.

Peso propio del forjado:

$$2.500 \times 1,00 \times 0,12 = 300 \text{ kg. por m. l.}$$

Peso del afirmado y tierras:

$$1.700 \times 100 \times 0,40 = 680$$

Carga uniformemente repartida por m. l.:

$$300 + 680 = 980 \quad 1.000 \text{ kg. por m. l.}$$

Momento de esta carga:

$$M_1 = \frac{1.000}{8} = 125$$

La sobrecarga móvil actúa sobre el firme de 20 centímetros, que á su vez descansa en una capa de tierras de 20 centímetros, y como el espesor de la losa hasta las barras es de 10 centímetros, resulta que la sobrecarga se reparte uniformemente en una anchura de un metro ó sea en toda la luz de la losa.

El momento de esta sobrecarga de 3.000 kilogramos, uniformemente repartida, es de $\frac{1}{8}$ p. l. para una viga apoyada en sus extremos, ó sea,

$$\frac{3.000}{8} = 375 \text{ kgm.}$$

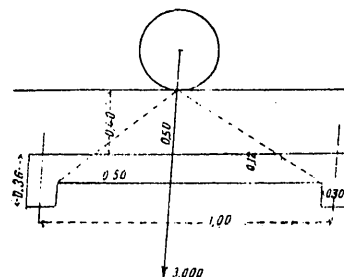
El momento total será $125 + 375 = 500 \text{ kgm.}$

Con este momento, la tabla (80) del libro del Ingeniero señor Zafra, nos da:

$$\begin{aligned} q &= 0,00675 \\ M &= 10 \\ n &= 360 \\ H' &= 42,59 \\ A &= 1.336 \end{aligned}$$

El gráfico (99) nos da:

$$qac^2 = 50 \quad ; \quad qac = 5 \quad ; \quad ac = 750 \quad ; \quad a = 75$$



Con este tanteo precisaremos calculando directamente por las fórmulas y tendremos:

$$n = -rq + \sqrt{r^2 q^2 - 2rq}$$

en la que sustituyendo valores resulta $n = 0,360$

$$H' = \frac{600 M}{ac^2} \times \frac{1}{n(3-n)} = 42,09$$

$$A' = r \frac{1-n}{n} \quad H' = 1.121,91$$

El número de barras lo determinaremos con la tabla (100) á la vista.

Necesitaremos una sección de hierro $qac = 5$ centímetros cuadrados, y, como es necesario aumentar el número por la condición de la resistencia al rozamiento entre el metal y el hormigón, resulta que nos convendrán 12 barras de 6 milímetros por metro de anchura que da una sección 4,52 con un peso de 0,220 kilogramos por metro lineal.

La carga de desgarramiento D_0 exige la condición $4,5 \pi a d \geq a D_0$

$$D_0 = \frac{E}{ac} \times \frac{3}{3-n}$$

(1) Véase el número anterior.

$E =$ esfuerzo constante máximo $= \frac{1}{2} (1.000 + 3.000) = 2.000$, y reemplazando valores

$$D_0 = 3,033 \quad ; \quad a D_0 = 82,475$$

$$4,5 \times 16 \times 0,6 \quad = 43,20$$

Vemos, pues, que esta carga es superior á la adherencia entre el mortero y el hierro en la proximidad de los apoyos, mas como las barras son continuas no hay peligro de deslizamiento.

Para contrarrestar las tensiones que determinan las grietas en la proximidad de los apoyos levantaremos las barras en grupos de dos, en número de ocho grupos, y las separaciones sucesivas entre los grupos levantados estarán dadas por el cuadro (195).

$$S_1 = 14,280 \quad S_4 = 3,815$$

$$S_2 = 5,915 \quad S_5 = 3,360$$

$$S_3 = 4,550 \quad S_6 = 3,080$$

La sección S , necesaria para resistir el esfuerzo de tensión de las barras levantadas, será:

$$S = \frac{0,00177}{3-n} \times \frac{E}{c} S = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$E = 2.000 \quad S = 3,08$$

y como cada par de barras tienen una sección de 0,56 centímetro cuadrado, estamos en buenas condiciones.

Cálculo del nervio.

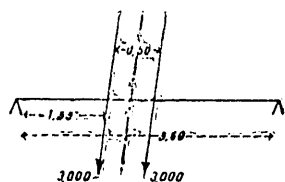
La luz de estos nervios es de 3,60 como hemos dicho.

Peso propio de la losa.....	300
Peso del afirmado y relleno.....	680
Peso propio del nervio $2.500 \times 0,18 \times 0,30$	135

Carga total uniformemente repartida... 1.115

Momento de esta carga:

$$M_1 = \frac{1}{8} p. l^2 = 1.788$$



Momento de la carga móvil.—En la posición más desfavorable tendremos dos ruedas á la distancia de 0,50 en el centro del nervio, y su momento será:

$$M_2 = 3.000 \times 1,80 - 3.000 \times 0,25 = 4.650 \text{ kgm.}$$

El momento máximo total será:

$$M = 1.778 + 4.650 = 6.438$$

Supondremos 6.500 kgm.

Siguiendo siempre el método preconizado por el Sr. Zafra, tendremos que para la base hemos adoptado las siguientes características:

$$\left. \begin{array}{l} M = 900 \\ M_1 = 10 \\ q = 0,006 \\ c = 12 \end{array} \right\} \text{ de las que, por medio del gráfico (99), deducimos: } \left\{ \begin{array}{l} qac^2 = 70 \\ qac = 7 \\ ac = 1.200 \\ a = 100 \end{array} \right.$$

con los que pasamos á la comprobación por medio de las fórmulas, y nos encontramos:

$$n = -rq + \sqrt{r^2 q^2 + 2rq} = 0,34$$

$$H' = \frac{600 M}{ac^2} \times \frac{1}{n(3-n)} = 41,46 \text{ kg. por cm}^2$$

$$A = r \frac{1-n}{n} H' = 1.206 \text{ kg. por cm}^2$$

cifras muy aceptables

Las características del nervio son:

$$\left. \begin{array}{l} M = 6.500 \\ M_1 = 10 \\ q = 0,005 \\ q' = 0,001 \\ e_1 = 35 \end{array} \right\} \text{ con lo que el gráfico (99) nos da } \left\{ \begin{array}{l} qac^2 = 600 \\ qac = 16 \\ ac = 3.500 \\ a = 100 \end{array} \right.$$

Para precisar estos elementos acudimos á las fórmulas, que nos dan:

$$n = \frac{rq - rq' n'' + 2 n''^2}{rq + rq' + 2 n''} = 0,39 \quad n'' = 0,079 \quad n' = 0,311$$

$$H' = \frac{M \times 100}{ac^2} \frac{1}{\left[\frac{n^2 + 7 n n' - 8 n'^2 - 12 n^2 n' + 24 n n'^2 - 12 n'^3}{3 n} + r q' \frac{n' + n n' + n'^2}{n} \right]}$$

$$H' = 38,81 \text{ kilogramos, y sustituyendo en } A = r \frac{1-n}{n} H' ;$$

$A = 711$ kilogramos por centímetro cuadrado.

Cargas sumamente reducidas y que nos demuestran que las dimensiones del nervio podrían reducirse, pero como esto llevaría consigo una economía insignificante preferimos conservarlas para tener en este elemento un gran coeficiente de seguridad.

La sección $ac = 3.500$ centímetros cuadrados, y como la cuantía $q = 0,005$, tendremos para sección α de las barras $\alpha = 17,5$ centímetros cuadrados lo que se alcanza con cuatro barras de 24 milímetros de diámetro con peso de 3,525 por metro lineal.

La carga de desgarramiento

$$D_0 = \frac{E}{ac} \times \frac{3}{3-n} = 5,3$$

y si se sustituye este valor en la fórmula que nos da el límite del diámetro de las barras suponiendo que el nervio tiene 30 centímetros de anchura, tendremos:

$$4,5 m \pi d \geq a D_0,$$

en la que sustituyendo valores resulta incumplida $124,34 \leq 159$, pero la diferencia es pequeña, y anclando bien las barras en los extremos no hay peligro de deslizamiento.

Para contrarrestar los esfuerzos de tensión en el hormigón podremos levantar las barras á medida que la sección de hierro vaya siendo excesiva.

Siendo cuatro las barras dividiremos en cuatro partes del momento, y las abscisas correspondientes tendrán los siguientes valores:

$$s_1 = 180 \times 0,500 = 90$$

$$s_2 = 180 \times 0,207 = 37,26$$

$$s_3 = 180 \times 0,159 = 28,62$$

$$s_4 = 180 \times 0,134 = 24,12$$

Calculando la sección necesaria para el último elemento, tendremos:

$$S = \frac{0,00177}{3-n} \times \frac{E}{c} S = 2,3 \text{ cm}^2$$

y como las barras tienen 4,52, resulta muy suficiente la sección para resistir este esfuerzo.

Calculemos además estribos para enlazar mejor toda la masa, y á este efecto aplicaremos la fórmula $s_1 = 400 (3 - n) \frac{c}{E} \times m \varepsilon$, en la que supondremos que $m = 4$; $\varepsilon = 196$ y $E = 2.200$, que es el esfuerzo cortante de la primera barra, de donde se deduce $s_1 = 13,4$ que prolongaremos en uno y otro sentido en toda la viga.

Las barras de la armadura secundaria tendrán de sección $27,50 \times 0,001 = 2,75$ centímetros cuadrados, lo que conseguiremos con cuatro barras de 9 milímetros que tienen una sección total de 2,54 y un peso de 0,496 kilogramos por metro lineal. Su profundidad será $cn'' = 2,21$ centímetros.

Viaducto Sarcoils.

Este viaducto salva el barranco de este nombre en el trozo tercero y sus disposiciones son análogas al que acabamos de describir. Su luz es de 18 metros, de estribos perdidos, y se salva

El arranque de los arcos no está en el mismo plano, sino en uno paralelo á la rasante, y de este modo se evita que el ancho del puente en los arranques sea distinto.

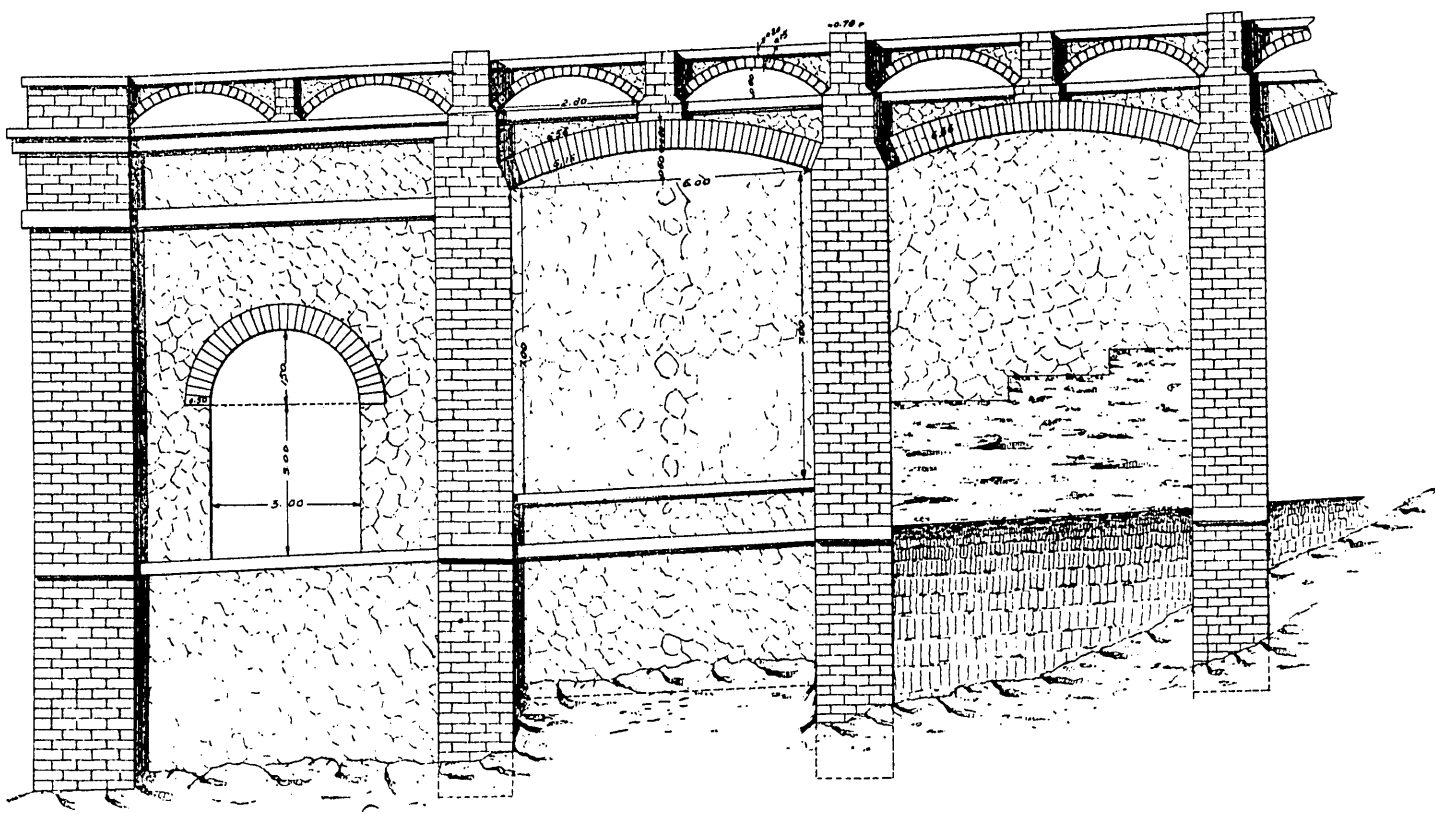
El cálculo gráfico da una presión en la junta de rotura de 200.000 kilogramos, lo que conduce á una presión media de 4,5 kilogramos por centímetro; en la clave la presión es de 105.000 y la media es de 6,2.

Como los arcos necesitan por su esbeltez una ejecución esmerada, se construirán de sillería; la pila de los arcos del tímpano y murete que las enlaza se construirán de sillarejo, los arcos de los tímpanos de rajuela, y los tímpanos de mampostería.

Obras de fábrica pequeñas.

En terreno llano las aguas circulan por la superficie con mayor ó menor violencia, mas nunca es esta lo suficiente para arrastrar bloques, á lo sumo llevarán en suspensión arcilla y arenas. Las obras de fábrica de solera horizontal ó no alteran la velocidad de la corriente ó la alteran poco, dando lugar á que las materias que llevan en suspensión se depositen, hasta que en virtud

alzado



Trozo de la Divisoria.—Obra del lazo.

por medio de dos arcos de 10 metros de radio, cuyo paramento exterior está en un plano inclinado al $\frac{1}{5}$ y el interior es vertical. La distancia entre estos paramentos verticales es de 3,60 metros. La plataforma está formada por un piso de hormigón armado idéntico al del puente anterior y dos aceras de 0,75 metros que forma imposta á la vez y contienen el afirmado.

Los tímpanos son aligerados por medio de dos arcos de 3 metros, cuyos arranques están en una línea paralela á la rasante inclinada al 6 por 100.

La pila común de las arcadas descansa en el arranque de los arcos grandes y es corrida de arco á arco formando un muro de enlace entre los tímpanos en su parte más elevada.

de estos depósitos se prolonga en el interior de la tajea la pendiente exterior del terreno, desapareciendo la línea quebrada. Esta es la causa de que los depósitos se encuentren á la entrada de las obras y las socavaciones á la salida.

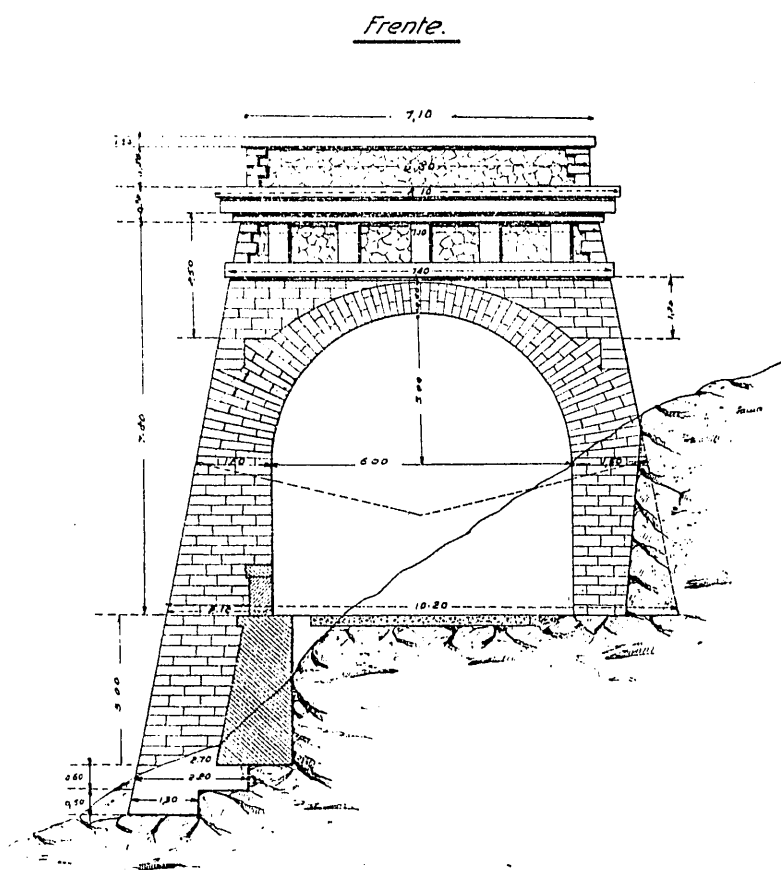
Como las obras pequeñas tienen por lo general un gran exceso de desagüe y altura, la línea de pendiente que puede establecerse en el interior puede ser muy inclinada, sin alcanzar á la tapa de la boquilla de entrada. En las obras bajas las rampas de caño que dan paso á las cunetas ó cauces de riego, por ejemplo, se obstruyen por esta causa.

Los terrenos de fuerte inclinación están constituidos generalmente por tierras muy duras ó rocas, y las aguas, aun anima-

das de gran velocidad, no están cargadas de materias térreas en la proporción que pudieran estarlo, y el cambio de velocidad que experimentan al pasar por las obras de solera horizontal no es suficiente para que aquéllas se depositen. En estos terrenos las obras suelen estar siempre limpias.

Supongamos un terreno de fuerte inclinación, comparable á los de roca ó tierras duras, pero formado por tierras arcillosas con bloques de todos tamaños, hasta $\frac{1}{10}$ de metro cúbico. Las aguas al rodar por él se cargan fuertemente de aquellos materiales, formando á veces verdaderas oleadas de lodo y piedras. El lecho de estos torrentes se transforma pronto en una sucesión de cascadas y remansos, que continuamente cambian de posición porque el agua arrastra en su caída los materiales de la cascada y los deposita en el remanso, que á su vez son arrastrados de nuevo por socavación del escalón en que descansan. De este modo se van arrastrando los materiales de gran volumen por socavación del suelo sobre que descansan.

Si á su paso un torrente de éstos encontrase una solera horizontal ó escalonada, al depositarse el primero y no poder ser arrastrado por no permitirlo la resistencia á la socavación del encachado, ya no se moverá más, y será causa del depósito de más y más bloques, cegando inmediatamente la obra.



Trozo de la Divisoria.—Obra del lazo.

Esto es lo que ha ocurrido en los trozos más bajos de esta carretera, no con tajeas, sino con alcantarilla de dos metros de luz.

Por estas razones hemos dispuesto las obras de fábrica de estos trozos procurando conservar siempre la pendiente del terreno prolongándolas con un encauzamiento largo hasta llegar, si es posible, al origen del cono de deyección, es decir, la boca de salida del barranco.

La sección adoptada es la ovoide, para que la sección esté en relación con el caudal y no se depositen las materias en suspensión, porque siempre la velocidad en esta sección será mayor que fuera de ella.

Cuando hay talud de desmonte en el perfil de las obras se reviste con encachado, y siempre los empalmes de estas bajadas en los encachados se hacen por medio de superficies curvas, con objeto de evitar los depósitos.

En los terrenos de pizarras siempre se encuentran buenos materiales para losas de tapa, que pueden tener hasta 1,30 de longitud. Con estos elementos hemos compuesto los tipos de tajeas hasta 1,50 de luz, volando en la parte superior dos hiladas de losas 15 centímetros una con relación á la otra, y de este modo logramos un estrechamiento de 60 centímetros en la luz de la obra. Pudiera temerse con esta disposición que las losas de tapa si no montasen más de 10 centímetros por cada lado pudiesen volcar, pero la experiencia nos ha demostrado que no es así, pues hemos construido una tajea de este tipo en el trozo 6.º de la sección de Trempe á Sort con excelente resultado.

Otra objeción que puede hacerse á estas obras es el empleo de formas curvas, pero la experiencia también nos ha demostrado que no hay dificultad ninguna para construirlas, porque los canteros, valiéndose de una cercha, colocan los materiales alechados como los ladrillos, pizarras y calizas con facilidad suma.

El volumen de fábrica no es superior á los modelos antiguos, porque estas obras se apoyan sobre el terreno por toda la superficie de proyección, y no necesita cimientos, pudiendo decirse que su disposición no es otra que la concentración de las fábricas de los modelos antiguos para que llenen al mismo tiempo el oficio de cimiento encachado y refuerzo de muretes.

Así, por ejemplo, si comparamos una tajea de $0,75 \times 0,75$ de la colección oficial y de nuestro modelo por metro lineal de cañón, resulta que la primera cubica 1,107 metros cúbicos y la segunda 0,913 metros.

Las tajeas de 1, 1,50 y 2 de nuestra disposición son extraordinariamente más económicas que las tajeas y alcantarillas de la colección oficial de las mismas luces.

Las boquillas no tienen más disposición que el corte de las obras por el plano del talud, que se pueden biselar las hiladas ó bien dejarlas escalonadas. Sólo el pico de flauta inferior requiere algún esmero en la construcción, sin constituir dificultad.

Túnel.

Ya dijimos las razones que nos habían llevado como por la mano á la adopción de un túnel de 1 500 metros de longitud, que, resumidas, son las siguientes:

Importancia del valle de Arán.

Consentimiento de sus habitantes en que se les ha de construir una carretera practicable la mayor parte del año.

Peligro de pasar la meseta superior del puerto de la Bonaigua si no se protege la carretera.

Facilidad de ascender por la garganta del puerto desde la primera hasta la segunda meseta sin peligro de avalanchas.

Acortamiento del trazado.

Supresión de zizás en la ladera del Garona.

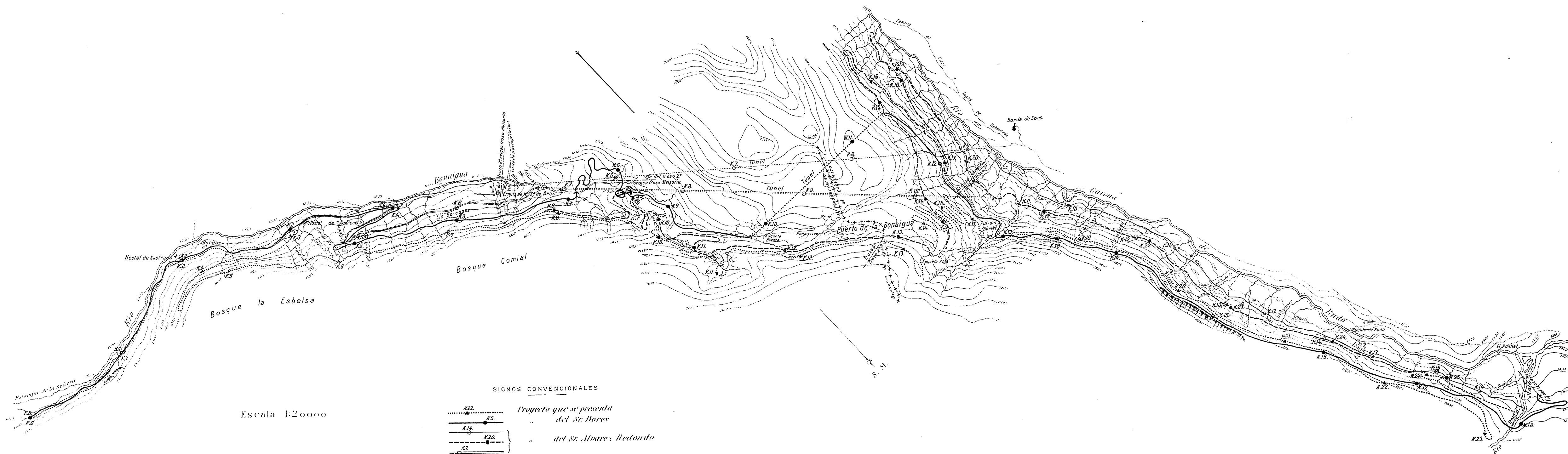
Economía del trazado.

Facilidad de iluminación del túnel.

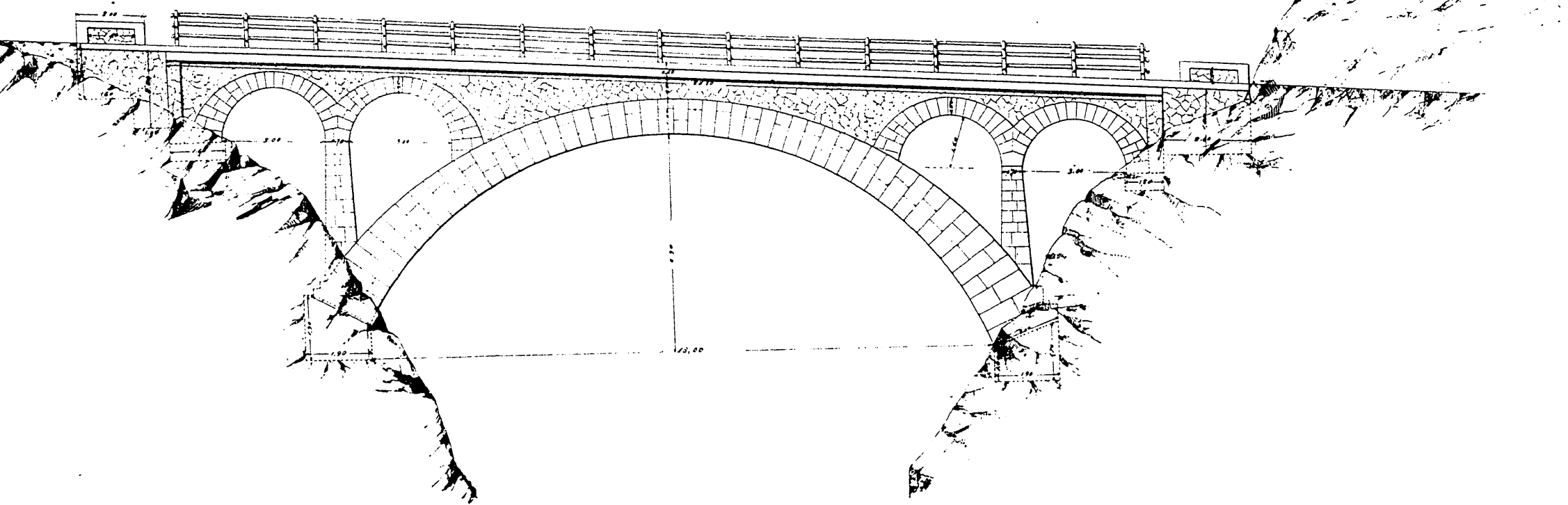
Suponiendo que estas razones nos lleven á la construcción del túnel en la disposición ideada por nosotros, queda un problema importantísimo á resolver, que es el sistema de construcción del túnel.

El túnel puede construirse á mano ó á máquina. Si no tuviere la longitud tan grande, podría decirse que para construirle á mano no se necesita medio mecánico alguno; todo se reduce á jornales; mas con la longitud de 700 metros por cada boca de ataque ya no puede decirse esto, porque necesariamente se ha de

CARRETERA DE ESTERRI A VIELLA

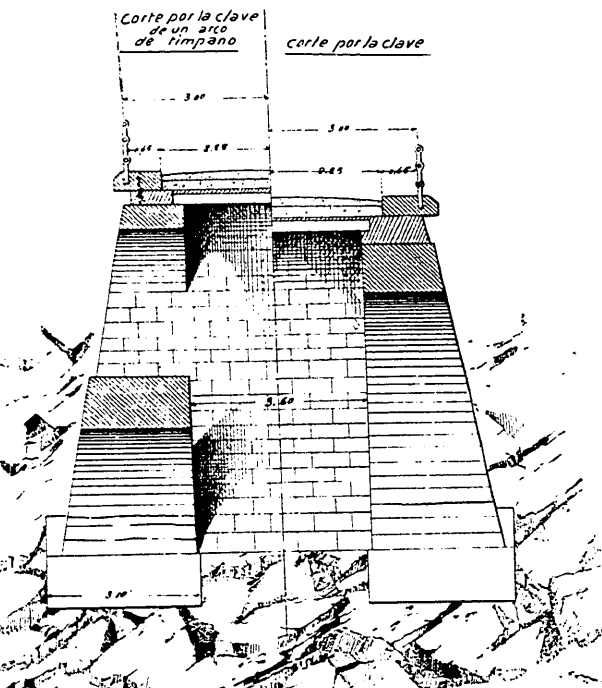


Azado

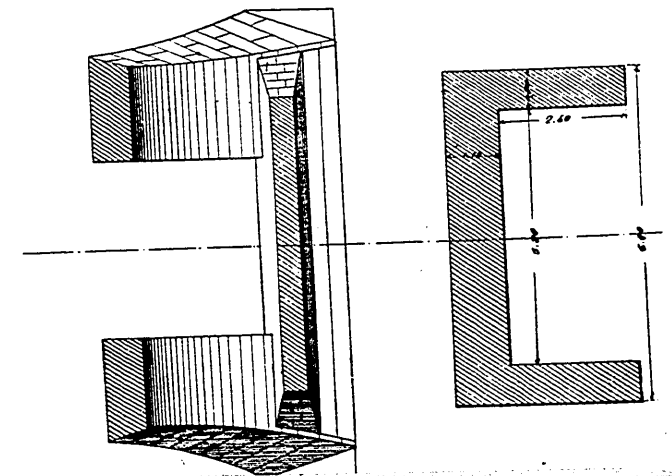


Corte por la clave
de un arco
de timpano

Corte por la clave



Planta



CARRETERA DE ESTELLI Á VIELLA

Trozo 3.º—Viaducto en el barranco Sarcoils.

ventilar, y habrá que instalar ventiladores con sus correspondientes motores y tuberías de aire. De modo que al decir sistema á máquina nos referimos solamente á si se han de emplear perforadoras ó no.

Para responder á esta pregunta hemos de establecer con claridad si el primer procedimiento es más económico que el segundo; el cuánto de esta economía, y si no hay razones de peso que nos inclinen á emplear el segundo, á pesar de esta economía.

La base 5.^a de la Real orden que regula las condiciones á reunir el proyecto de estos trozos de carretera, dispone que convendría consultar á los pueblos del valle de Arán por mediación de aquel Gobernador civil, las facilidades que están dispuestos á dar si se construyeran túneles, á fin de asegurar el alumbrado y policía de los mismos, con poco gravamen para el Estado.

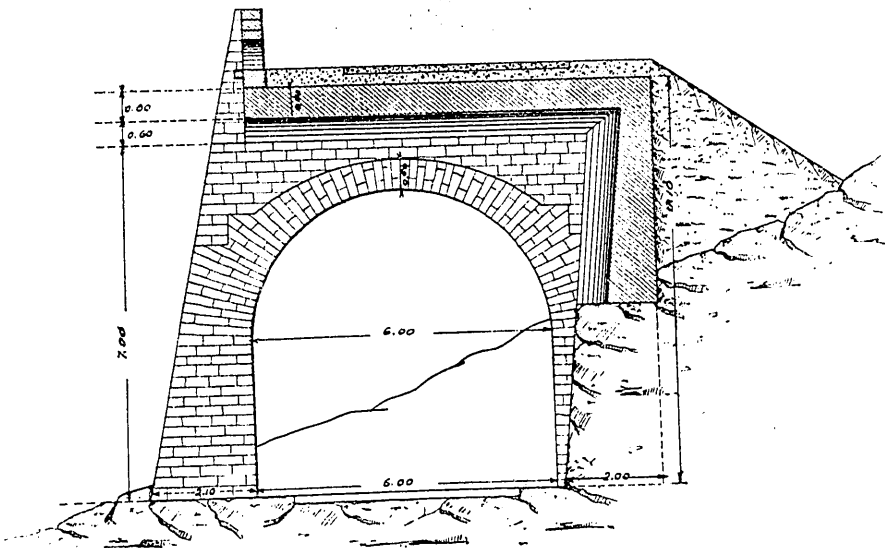
taces, 12 mecánicos, 15 peones y 3 peones menores, y el coste de la mano de obra será:

	Pesetas.
Tres capataces á 7,50 pesetas.....	22,50
Doce mecánicos á 6,50.....	78
Quince peones á 4.....	60
Tres peones menores á 3,50.....	10,50
TOTAL	171

La galería de avance supondremos que tiene 6 metros cuadrados de sección; resultará para un avance de 3 metros por veinticuatro horas, un coste de

$$\frac{171,00}{18} = 9,50 \text{ pesetas por metro cúbico.}$$

Sección transversal



Trozo de la Divisoria.—Obra del lazo.

No tenemos confianza alguna en el resultado de esta información, pues los caminos vecinales nos han hecho escépticos respecto á los auxilios que los pueblos están dispuestos á prestar; será, pues, necesario iluminar el túnel, y á este fin presentamos el proyecto de un salto de agua de inmejorables condiciones. Es una cascada de 400 metros de altura y de caudal mínimo de 250 litros, muy próximo del túnel cuyo salto denunciamos para el Estado, á fin de evitar que un particular se nos adelantase. Este salto está en condiciones que luego al tratar de él enumeraremos, y que le dan un valor inapreciable; sólo diremos ahora que, pues, es necesario construir un salto de agua para iluminar los túneles, y es necesario adquirir dos motores para los ventiladores; un esfuerzo más y tenemos energía también para las perforadoras, resultando por este solo hecho un vislumbre de que la perforación mecánica no sólo puede aceptarse, sino de que puede ser más conveniente.

El problema, pues, se va concretando en estos términos: perforación de un túnel, en el que es necesario crear un salto para su iluminación y ventilación durante la construcción.

Es tan interesante el problema que estamos tratando, que aun alterando el orden racional de tratar todo lo relativo á precios en el capítulo correspondiente, vamos á determinar aquí los precios de perforación de la galería á avance á mano y mecánica, problema éste tan íntimamente ligado con el sistema de construcción á seguir.

En la perforación mecánica se emplearán tres brigadas ó relevos de ocho horas cada uno con el siguiente personal: 3 capa-

El consumo de explosivo varía en gran proporción, como fácilmente se comprende, con la naturaleza de la roca, pero por comparación con la caliza dura de Canfranc y el esquisto calizo con vetas cuarzosas del Simplón, puede suponerse un gasto de 4 kilos por metro cúbico de galería.

El consumo y reparación de floretes en la perforación mecánica es capítulo de mucha importancia. En el Simplón el peso medio del florete era de 19 kilogramos por metro lineal, y costaba 2 pesetas el kilogramo; en el esquisto calizo con vetas de cuarzo, roca análoga á la nuestra, se cambian 5 ó 6 floretes por cada agujero de 1,25 metros, ó sea un florete por cada 22 centímetros de agujero, y en el gneiss de Antigorio el consumo de floretes llegó á 1 por cada 13 centímetros de agujero. En total se dedujo un consumo de 65 floretes por cada metro lineal de avanzamiento, y como en cada reparación se consumían 0,30 kilogramos de florete y se gastaban 0,10 pesetas, siendo de 6,40 metros cuadrados la sección de la galería, el coste por metro cúbico de excavación

$$\frac{65 \times 0,30 \times 2,00 + 65 \times 0,10}{6,40} = 7 \text{ pesetas próximamente.}$$

Para tener en cuenta las entibaciones fijamos una peseta por metro cúbico, pues aunque esta cifra podrá ser más elevada en terrenos flojos, en éstos el consumo de floretes, explosivos y mano de obra de los barrenos, es mucho menor que el que hemos supuesto y compensa el aumento de las entibaciones.

El transporte en la galería de avance lo calcularemos del modo siguiente:

El avance medio por ataque es de un metro, y como la duración de la perforación de los hornillos es de cuatro horas, durante este tiempo deben cargarse los productos del ataque y conducirlos al origen de la galería.

Suponiendo una velocidad de las vagonetas tiradas por caballerías de 3 kilómetros por hora, si la galería tiene 200 metros el recorrido de las vagonetas será de 400 metros ida y vuelta, y el tiempo tardado será ocho minutos, más cinco minutos de descarga y vuelta de la caballería, serán trece minutos por viaje, y como una caballería puede arrastrar tres vagonetas de un metro cúbico, serán necesarios dos viajes; en total, veintiséis minutos. Quedan, por consiguiente, siete horas y treinta y cuatro minutos para la carga de los productos de las excavaciones, que son 6 metros cúbicos.

Un obrero carga 10 metros cúbicos de rocas groseramente fracturadas en diez horas, cargará, pues, los 6 metros cúbicos en seis horas, y suponiendo el doble, por tratarse de trabajo en galería, resulta que dos obreros y una caballería bastan para todas las operaciones de carga, transporte y descarga de los productos de la excavación.

Tenemos, pues, el coste del metro cúbico del siguiente modo:

	Pesetas.
Seis peones cargadores á 4 pesetas.....	24
Tres caballerías (una de repuesto) á 8.....	24
TOTAL.....	48

El número total de metros cúbicos es 18 y el coste del metro cúbico

$$\frac{48}{18} = 2,60.$$

El coste de la excavación mecánica del metro cúbico en galería es el siguiente:

	Pesetas.
Mano de obra.....	9,50
Explosivos y mecha.....	23,00
Floretes.....	7,00
Entibaciones.....	1,00
Transporte.....	2,60
TOTAL.....	43,10

Para calcular el coste de la perforación á mano nos fijaremos en que son necesarios tres relevos compuestos cada uno de cinco minadores con pistolete y maceta, y una pareja con pistolete y almaina, con un capataz, y su coste será el siguiente:

	Pesetas.
Tres capataces á 7,50 pesetas.....	22,50
Veintiún barrenos á 5.....	105
Tres peones á 4.....	12
TOTAL.....	139,50

y como el avance diario es de un metro ó sean 6 metros cúbicos: $\frac{139,50}{6} = 23,25$ pesetas será el costo del metro cúbico de galería de avance.

Para los explosivos y mecha tomamos los datos del Canfranc, que son 11,50 pesetas, y los barrenos 3.

Las entibaciones lo mismo que en el caso anterior, y el transporte idéntico.

Tendremos, pues:

	Pesetas.
Mano de obra.....	23,25
Explosivos y mechas.....	11,50
Barrenos.....	3
Entibaciones.....	1
Transporte.....	2,60
TOTAL.....	41,35

Ahora bien, si suponemos que la excavación del *stross* resulta al mismo precio, ya se haga á mano ya se tenga un medio tan cómodo como los martillos neumáticos para la perforación de agujeros y refino de la sección, seguramente se producirá alguna economía dada la carestía del jornal, elemento que no debe perderse de vista, porque es evidente que á medida que el jornal se eleva, el medio mecánico toma preponderancia económica; no obstante, en la hipótesis de igual coste sigamos con el razonamiento.

Precio de la excavación del «stross».

Ya hemos determinado anteriormente el precio de la excavación de la galería para darnos cuenta de la influencia de este precio en el procedimiento á emplear en la ejecución del túnel; vamos ahora á completar aquel precio con el del *stross* para determinar el precio medio.

La parte de costo del metro cúbico impenetrable á la mano de obra en el *stross* es, próximamente, la tercera parte del costo en galería, ó sea 3,20, y en la misma proporción se reparte el gasto de pistoletes, 2,33.

El consumo de explosivos en el *stross* se calcula un kilogramo por metro cúbico.

Con estos datos tendremos:

COSTO DEL «STROSS»		Pesetas.
Mano de obra.....		3,20
Explosivos y mechas.....		5,75
Barrenos.....		2,33
Entibaciones.....		1
Transportes.....		4,60
TOTAL.....		17,88

La sección media la tendremos sumando toda excavación necesaria para los revestimientos del modo siguiente:

Tipo A.....	29.520 ×	400,90 =	11.834.568
Tipo B.....	34.080 ×	90 =	3.067.200
Tipo C.....	38.216 ×	110 =	4.203.760
Sin revestir.....	25.200 ×	902 =	22.730.400
		1.502,90	41.835.928

$$\text{Sección media } \frac{41.835.928}{1.502,90} = 27,83.$$

De ellas 6 para galería de avances y 21,83 para el *stross*.

El precio del metro cúbico de la excavación será:

$$\frac{43,10 \times 6 + 17,88 \times 21,83}{27,83} = 23,32 \text{ pesetas.}$$

En el caso de la excavación á mano el precio se determinará así:

$$\frac{41,35 \times 6 + 17,88 \times 21,83}{27,83} = 22,94 \text{ pesetas.}$$

La diferencia es de 38 céntimos, y quedaríamos muy satisfechos nosotros si los precios los pudiésemos establecer con un error menor de 38 céntimos de peseta; véase si no en la determinación de precios para la excavación del túnel en trozos que el Ingeniero para redondear la cifra de 24,35 pesetas á que le resulta el precio de la excavación, adopta el de 25 pesetas, aumentando 65 céntimos.

No nos queda, pues, como exceso de coste por uno ú otro procedimiento más que el de los compresores y martillos perforadores, no incluyo la fuerza porque en el caso presente, como ya veremos, tenemos exceso de fuerza como resultado de la necesidad de iluminar el túnel después de la construcción.

Veamos ahora las desventajas.

Hemos dicho que dada la altitud á que se encuentra este túnel, 1.952 metros sobre el nivel del mar, no podrá trabajarse en él más de seis meses al año, y en cada mes veinticinco días; por tanto, si se hace la perforación mecánica se necesitarán:

$$\frac{1.500}{6 \times 25} = \text{diez meses, ó sean dos años.}$$

Con la perforación á mano, será

$$\frac{1.500}{2 \times 25} = \text{treinta meses, ó sean cinco años.}$$

Contando con un año más para la terminación del *stross* en uno y otro procedimiento, y contando con dos años, por lo menos, para la aprobación del proyecto, subasta y principio de las obras, tendremos que por el primer procedimiento se tardará en abrirse al tránsito la carretera cinco años y ocho años con el segundo.

Vemos, pues, que esta tardanza de ocho años está en oposición con lo que dijimos al principio de esta Memoria acerca de la premura con que debe procederse en la ejecución de esta obra.

Y hay tener en cuenta que la perforación á mano es mucho más aleatoria que la mecánica, porque en la primera se dispone de una fuerza constante (el hombre) que lucha contra dificultades variables, y en la mecánica puede variar la fuerza en relación con la resistencia, de donde se desprende que el trabajo es más regular. Basta echar una ojeada sobre el avance de galerías de cualquier túnel y se verá esta diferencia palpablemente entre los dos métodos.

Si en nuestra obra se presentasen, como se supone, los terrenos primitivos, el avance diario á mano bajaría seguramente á 0,50, y el mecánico no sería inferior á 2; júzguese por esto el enorme retraso á que nos exponemos de no emplear la perforación mecánica.

Estas son las razones que nos han conducido á la adopción de la perforación mecánica de la galería, y en lo que sigue haremos resaltar algunas otras muy dignas de tenerse en cuenta.

Trazado en planta.

La Comisión presidida por el Sr. Alvarez Redondo había redactado un plano taquimétrico muy completo de la zona en que se encuentra el túnel, y valiéndonos de él partimos de la boca de entrada, que era un punto obligado, al límite de la trinchera natural en que termina la segunda meseta del Puerto, al pie de Pena-y-Crida, y trazando una circunferencia que fuese tangente á las curvas de nivel de cota igual á la de la boca de entrada, determinamos la distancia más corta del túnel, cuya dirección resultó ser exactamente la Este-Oeste.

El replanteo de esta línea nos fué muy fácil en el terreno, puesto que no pretendíamos una gran exactitud, bastando colocar el aparato en la ladera opuesta á la boca del túnel y prolon-

gar la alineación desde esta boca hasta la cúspide del contrafuerte. Trasladados allí prolongamos la alineación por la ladera del Garona, para lo que nos bastó hacer dos estaciones.

Cuando se quiera replantear el túnel con exactitud, el terreno se presta á ello á maravilla, puesto que las dos laderas que comprende el contrafuerte que tratamos de perforar son más elevadas que este contrafuerte y pueden situarse dos estaciones desde las que se vea una de las bocas, la divisoria y la estación opuesta, con lo que se podrán fijar estas bocas con toda exactitud.

Perfil longitudinal.

Las rasantes, si no atendiésemos más que á la conveniencia del trazado, las hubiéramos reducido á una sola, desde la boca Este á la boca Oeste, y todo lo fuerte que su trazado en túnel nos lo permitiese, mas atendiendo á la construcción, hemos trazado dos rasantes de igual longitud con objeto de evitar los agotamientos y emplear los mismos medios de construcción.

La rasante del lado de Bonaigua es de 0,00496 en 765 metros y de 0,0268 en 737,90 metros en la del río Garona; con la primera se sube 3,80 metros y con la segunda se baja 19,80; en total se baja 16 metros.

Esta pendiente de bajada la hubiéramos querido forzar algo, pero nos han detenido dos consideraciones: la primera es la dificultad que representa para el tránsito circular por una galería tan larga, de atmósfera húmeda, y la segunda la dificultad que se presentaría en la construcción, si la pendiente fuese mayor, para el transporte de tierra con vagonetes, que sería necesario proveerlas de fuertes frenos, y á pesar de ellos sería difícil evitar los escapes y las desgracias. Con la pendiente del 2,7 por 100 estas dificultades son las mismas que las que se presentan en los túneles de ferrocarril.

Otra dificultad que se presenta, si la diferencia de nivel entre las bocas es muy grande, es que la corriente de aire es también muy grande, y esto que en los ferrocarriles es una ventaja, en las carreteras puede ser un inconveniente grave.

En el caso presente la diferencia de nivel entre las dos bocas es de 16 metros, y suponiendo en invierno una diferencia de temperatura de 5° entre la interior y la exterior, aplicando la fórmula del movimiento de los fluidos en los tubos se tendrá:

$$n = \sqrt{2 g H \frac{\frac{\theta}{T} - 1}{1 + k \frac{L}{D}}}$$

en la que H es la diferencia de nivel de las dos bocas; θ y T las temperaturas absolutas en el interior y el exterior; k un coeficiente de rozamiento que depende de la naturaleza de las paredes; L la longitud del túnel, y D el radio medio; $D = L \frac{S}{p}$ S = sección del túnel y p = perímetro. Pues bien; suponiendo en el verano que la temperatura exterior sea de 25°, ó sea $T = 273 + 25$, y la interior en el centro sea de 18°, ó sea $\theta = 273 + \frac{1}{2}(25 + 18) = 273 + 21$.

La fórmula nos da $n = 2,60$ metros por segundo.

Suponiendo en invierno una diferencia de temperatura de 5°, siendo la interior 0°, resulta una velocidad de 0,25 metros por segundo, mas si el paranieves del lado del Bonaigua está cubierto de nieve, entonces las condiciones cambian, porque la diferencia de nivel entre las bocas es sólo de 3,69 y en sentido inverso, es decir, que la boca del Bonaigua está más baja que la del Garona, pero es tan pequeña la diferencia que no se establecerá corriente por esta causa.

Este cálculo dista mucho de ser absoluto, porque la fórmula sólo tiene en cuenta la diferencia de presión debida á la diferencia de nivel; pero hay otras causas que disminuyen esta corriente, la acumulan ó hacen que sea de sentido contrario, como son los vientos dominantes y la diferencia de temperaturas de una á otra boca, pero el cálculo que hemos hecho sirve para ponernos de manifiesto la influencia de la diferencia de nivel de las dos bocas, que es el elemento de que nosotros podemos disponer, y nos indica que con la disposición adoptada no debemos preocuparnos de la ventilación del túnel, cosa que hoy en día con el tránsito de automóviles es muy digna de tenerse en cuenta, puesto que el caso más desfavorable se presentará en invierno cuando haya mucha nieve, que será cuando la circulación será menos activa.

Sección del túnel.

La sección del túnel es uno de los problemas de más importancia á considerar. Desde luego se ocurre que tratándose de construir una vía económica debe reducirse la sección á lo estrictamente necesario para el paso de un vehículo, lo que no tiene inconveniente alguno cuando el túnel es corto, que también es cuando la economía que se obtiene es pequeña; pero cuando el túnel es largo, este estrechamiento puede producir un obstáculo grandísimo para la circulación. Parece, sin embargo, que el establecimiento de apartaderos en el interior del túnel podrían resolver la cuestión, pero, á nuestro juicio, no debe ser así, porque dado caso que estos apartaderos estén señalados por luces, sería muy difícil juzgar por el conductor de un vehículo si el que viene en sentido contrario está más cerca ó más lejos que el apartadero para esperar un paso ó ponerse en marcha. Sería preciso estudiar un sistema automático de señales eléctricas, y aun así y todo, con reglamentos especiales, sería difícil que se cumplieran por los conductores, y daría lugar á infinitos encuentros y choques por la imposibilidad de volver los vehículos á la galería estrecha.

Por otra parte, la economía que se obtuviera en la construcción de la galería estrecha no es tan grande como parece á primera vista, puesto que el coste más importante es el de la galería de avance, y el coste del *stross* depende de la sección definitiva, porque hay una porción de gastos comunes á todas las secciones que se engloba en el precio del metro cúbico, y hacen que éste aumente á medida que la sección disminuye, y no sólo esto, sino que las operaciones son más costosas en sección pequeña que en grande por la dificultad de los movimientos de los obreros y medios de transporte.

En los cuadros estadísticos presentados en la notable obra del Sr. Maristany se ve el caso frecuentísimo de túneles de vía única y doble que cuesta lo mismo por metro lineal y por metro cúbico de excavación y aun llegan á ser inferiores los precios de los primeros sobre los últimos en muchos casos, como puede juzgarse por el siguiente cuadro, extractado del general, de los túneles alemanes y austriacos que presenta dicho autor:

	Coste por m ² .	Coste por m. l.	
Túnel de Marienthal vía única terreno de Granwaka.....	14,75	735,00	Alemania.
Idem Hirschhorn doble vía idem areniscas.....	7,75	625,00	
Idem Schönstein idem id. id.....	10,00	1.612,50	
Idem Küllenbergl vía única esquistos arcillosos.....	14,62	1.742,00	Austria.
Idem Berg Ysel doble vía idem id.....	9,62	1.425,00	
Idem Somenberg idem id. id.....	9,87	1.393,00	

y hay que advertir que entre los túneles de 8 metros á los de 5 no hay tanta diferencia en lo que se refiere á dificultad de las operaciones á ejecutar como entre los de 5 metros y otros más estrechos de 3 ó 4, en que subirían de punto aquellas dificultades, lo que indica que no es la sección del túnel lo que en definitiva determina el mayor ó menor coste.

Estudiado lo que se ha hecho en el extranjero, nos encontramos con las secciones de los túneles de la Route national, número 90, Desfiladero de Cieix, que dibujamos en la hoja de planos, que tiene 7 metros de ancho y 5,50 de altura. Es una sección muy amplia, en la que se han suprimido las cunetas, dejando las regueras adoquinadas para desagüe.

La carretera Axentrasse tiene una galería de 6 metros de ancho por 5,50 de altura.

La carretera de Andermat, de 5 metros de ancho y 4 de altura, también sin cunetas.

En la obra ya citada de D. Manuel Diz, *Carreteras de montaña*, reseña con todo detalle las secciones adoptadas en las carreteras de los Alpes, y se llega á la conclusión de que los túneles deben permitir el cruce de dos vehículos en cualquier punto, y el ancho más aceptable es el de 5 metros, cuidando de rebajar la bóveda á todo lo posible, porque, sin duda alguna, las secciones adoptadas para túneles de carreteras han sido influidas por las acostumbradas para los ferrocarriles, en las que se procura peraltarlos todo lo posible para conseguir una buena ventilación; no á otra cosa puede achacarse la disposición del túnel del camino de gran comunicación, núm. 19, de Montierds al Collado de la Gonille, peraltado en demasía.

En las carreteras esta altura debe reducirse á lo estrictamente necesario para el paso de los vehículos más altos, que rara vez pasa de 3,50 metros. Desde este punto de vista, la sección más aceptable es la del túnel de Andermat, de 4 metros de alto en la clave, pero esta sección está dispuesta para roca dura por su gran rebajamiento, y no sería posible mantener con rocas menos duras.

En España se han construido algunos túneles, de los que representamos en la hoja de planos dos. El túnel de Barrios de Sama, en la carretera de La Magdalena á Belmonte, que tiene 4,80 metros de ancho, pero las cunetas estrechan la sección útil á 4 metros, y su altura de 6,25 metros nos parece excesiva.

Otro es el de la carretera de Sahagún á las Arriendas, denominado de Peña Negra; tiene 5,30 metros de ancho y 5,50 de alto.

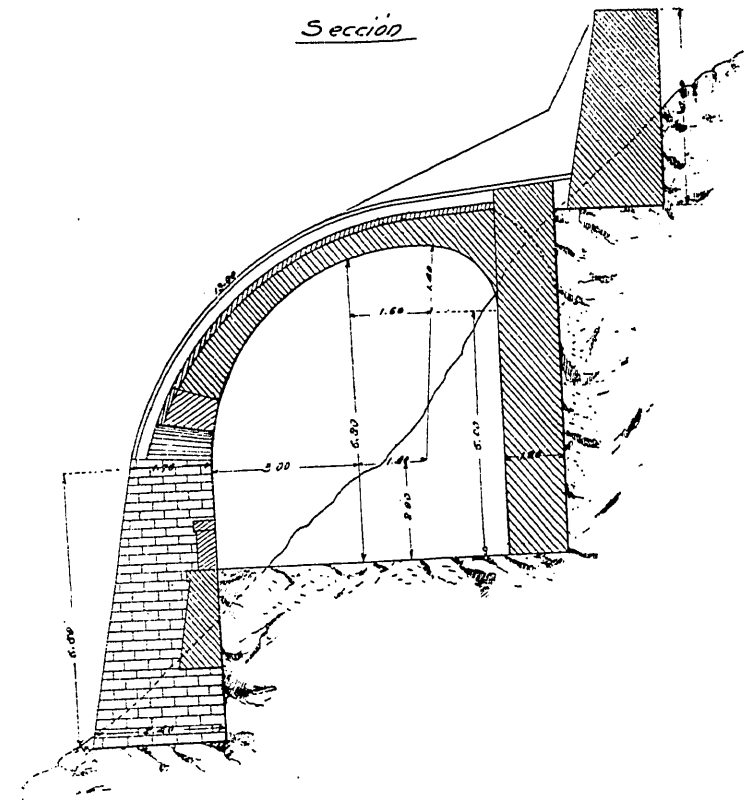
Estos ejemplos vienen á confirmar que el ancho mínimo de los túneles de carretera debe ser de 5 metros.

Colocando sobre un perfil de carretera de 5 metros de ancho el gálibo de los coches más voluminosos en la mejor disposición para efectuar su cruzamiento, y construyendo después una curva envolvente del conjunto con la mínima altura, á fin de obtener curvaturas con las que se sostengan sin revestimiento las rocas de mediana dureza, hemos llegado al perfil adoptado, que tiene una superficie de 25,20 metros cuadrados.

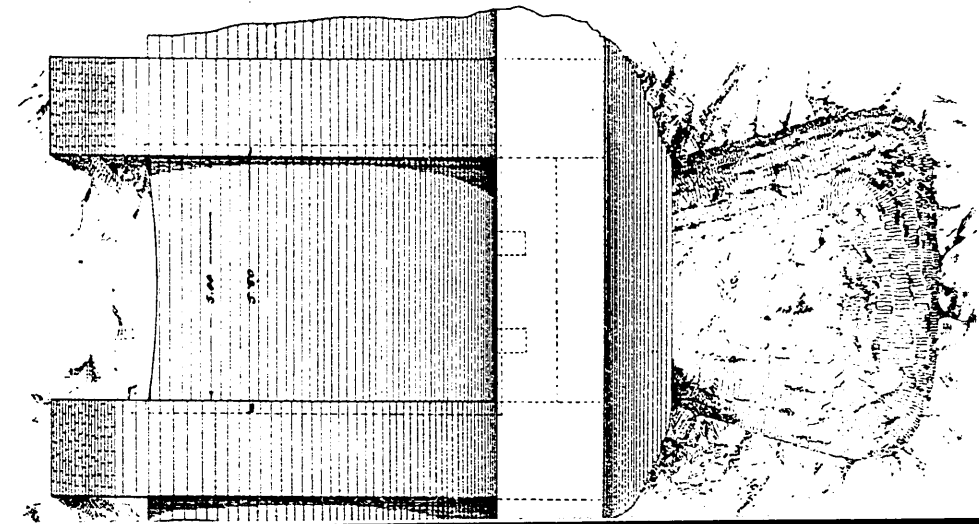
Está formada por dos arcos de círculo de 10,30 de radio, que tiene su centro en la horizontal situada á 2,60 por encima de la línea que pasa por los arroyos.

Desde el encuentro de los arcos con esta línea arranca una curva carpanel de tres centros, cuyos arcos son de 60° cada uno y los radios son 2,30 y 3,80. Para la colocación del afirmado hemos ahondado esta sección 5,10 por debajo de la línea de los arroyos.

Hemos suprimido los acueductos por el convencimiento que tenemos de que no se encontrarán manantiales importantes; mas si no fuese así, siempre quedaría el recurso de construir un caño



CARRETERA DE ESTERRI Á VIELLA

Proyección horizontal

cubierto por uno de los lados, si es que no fuese suficiente dar al adoquinado una inclinación más fuerte que la que tiene, análogamente á la disposición del túnel de la carretera nacional, núm. 90, de que ya hemos hablado.

JULIO MURÚA.

(Continuará.)

Futura transformación de Andalucía por el desarrollo del regadío

CONFERENCIA

DE

DON PEDRO M. GONZÁLEZ QUIJANO ⁽¹⁾

INGENIERO DE CAMINOS

(Conclusión.)

El régimen de nuestras lluvias hace que el agua escasee en el río precisamente en la época en que más se necesita, y como los cultivos han de ajustarse á las condiciones mínimas, la superficie regable con las aguas que directamente pueden suministrar las corrientes se reduce considerablemente. Así, por ejemplo, en el año 1912 el caudal de estiaje ha disminuído en Cantillana hasta 16 metros cúbicos por segundo, con los que apenas si se podrían regar, aun dejando el río en seco, unas 20.000 hectáreas, es decir, unas treinta y tres veces menos de lo que permitiría regar la total aportación anual del río en aquel punto.

Y todavía se han registrado en Cantillana estiajes notablemente más bajos, como el de 11 metros cúbicos por segundo, observado en 1897, año en el cual la aportación total llegó, sin embargo, á 5.957 millones de metros cúbicos, ó sea un 40 por 100 mayor que la de 1912. Y es que el estiaje de los ríos no depende tanto de la lluvia total del año como de su distribución entre las distintas estaciones, y especialmente de las lluvias primaverales que, elevando oportunamente el caudal de los manantiales, pueden permitirles suministrar agua al río en cantidad suficiente, hasta que las lluvias de otoño hacen ya su aportación menos necesaria. Es lo que ocurrió el año de 1890 en que el estiaje no bajó de 41 metros, ó sea dos veces y media el de 1912, mientras el volumen total desaguado fué solo de 3.918 millones, ó sea un 8 por 100 menos.

Esta extrema irregularidad que suele presentarse agravada en las cuencas más pequeñas, hacen extraordinariamente difícil, y las más de las veces antieconómico, el establecimiento de riegos en nuestro país sin una previa regularización del caudal del río por medio de oportunos embalses. Sin ellos no es posible extender en Andalucía el regadío en proporción suficiente para influir de modo positivo en la economía regional.

Ahora bien, los pantanos necesitan condiciones especiales de emplazamiento para ser construídos, y de su número y de su total volumen depende, como es natural, su acción reguladora. Se ha discutido mucho y es cuestión que por ello conviene examinar aunque sea de pasada, si convendría á este respecto muchos pantanos chicos ó varios pantanos grandes. Es, á mi juicio, en gran parte una cuestión ociosa, pues en cada punto habrá que contentarse con aceptar la solución que ofrezcan las condiciones topográficas de la comarca; pero cuando ello sea posible, las ventajas en Andalucía, sobre todo, estarán siempre de parte de los grandes embalses, que no sólo son, por punto general, más baratos que los pequeños á igualdad de volumen embalsable, sino que,

además, experimentarán menores pérdidas por evaporación, punto aquí de capital importancia si se ha de aprovechar debidamente todo el agua disponible.

Además en Andalucía, como en todas partes, pero aquí mucho más especialmente por las características de nuestro clima, el riego verdaderamente beneficioso, el que puede aumentar en considerable proporción la producción agrícola, es el riego de verano, y en esta época el pantano que recibe de las avenidas la mayor parte de su volumen es claro que no podrá reparar sus pérdidas sino á lo sumo en proporción insignificante. Por eso aquí el embalse del pantano no ha de contarse más que como uno, mientras que en otras regiones, quizás menos favorecidas, en cuanto á la altura total de lluvia, pero en las que ésta se encuentra mejor repartida en el año, el pantano podría llenarse varias veces y su volumen podría contarse para los efectos reguladores como dos ó como tres. Es lo que olvidan con frecuencia los que pretenden generalizar en estas cuestiones, sometidas mucho más que otras á las condiciones de localidad.

Síguese, pues, que aquí será necesario para obtener del agua el máximo efecto útil, disponer de la mayor capacidad de embalse, y como los emplazamientos disponibles pueden ser en número reducido, habrá que sacar de ellos el mayor partido posible, elevando las presas lo que sea preciso dentro, por supuesto, de lo que las condiciones técnicas permitan.

En este punto queda aún mucho por estudiar. En el plan provisional de obras hidráulicas de 1902 se incluían dentro de la región andaluza 26 obras ó grupos de obras entre las cuales se contaban 21 pantanos, permitiendo todo el sistema el riego de 187.000 hectáreas, superficie poco inferior á la actualmente regada, pero que probablemente podría ampliarse aumentando la capacidad de los pantanos al hacerse el estudio definitivo de las distintas obras. Aun sin ampliaciones, regar esa superficie constituye ya una empresa cuya trascendencia no podría ser puesta en duda y representa esfuerzo considerable, que puede llenar dignamente toda una primera etapa en la ardua labor de aprovechar para el cultivo y para la vida las aguas que las irregularidades de nuestro régimen meteorológico é hidrológico vierten al mar en pura pérdida.

De este plan el 25 por 100, próximamente, ó sean unas 45.000 hectáreas, corresponde á las obras actualmente en ejecución, sin contar entre ellas el pantano del Chorro, recientemente inaugurado en la provincia de Málaga. Pertenecen á la cuenca del Guadalquivir, el pantano y canal del Guadalquivir y los riegos del valle inferior, que suman zonas regables de una extensión total de 32.000 hectáreas. Los terrenos regados por la primera de estas obras, que sólo representan algo menos de una tercera parte de esta última cifra, encuéntranse enclavados en los términos municipales de Córdoba y Almodóvar, estando comprendida la capital dentro de la zona que tiene, además, situación sumamente favorable desde el punto de vista comercial, por estar cruzada por tres ferrocarriles con cuatro estaciones dentro de sus límites y por dos carreteras, una de ellas en construcción, circunstancias que no solamente han de facilitar en su día la exportación de los productos, sino también la importación de abonos, sin cuyo abundante consumo la producción de las zonas regadas no puede mantenerse. Los terrenos que se habrán de regar son muy llanos en su inmensa mayoría, por lo que no serán precisos grandes movimientos de tierra para su conveniente nivelación, y las obras dirigidas por mi distinguido compañero D. Angel Gómez Díaz avanzan rápidamente haciendo esperar que en no lejano plazo puedan empezar á tocarse sus beneficiosos resultados.

Los riegos del valle inferior del Guadalquivir forman un plan bastante amplio del que sólo es una parte el que se encuentra en

(1) Véase el núm. 2064.