

EL CANAL Y LA PRESA DE ESTREMERERA

Por BENITO JIMENEZ APARICIO, Ingeniero de Caminos.

Se trata de la descripción de una bonita y original obra hidráulica, de gran interés local, que fué proyectada y empezada por el autor, como dice él mismo en los primeros párrafos. Después de su ascenso a Jefe, la obra fué continuada y casi terminada por los Servicios Hidráulicos del Tajo, siendo el Ingeniero encargado nuestro compañero Domingo Díaz Ambrona. Por la extensión del trabajo lo dividimos en dos artículos, tratando en éste del canal y zona regable y dejando la presa para el próximo.

Hace un par de años, y en circunstancias de las que, como el glorioso manco, no quiero acordarme, publiqué unos artículos sobre los pantanos de Entrepeñas y Buendía, de cuyos proyectos soy autor, y al frente de cuyas obras me encontraba a la sazón de mi ascenso a Jefe, como también dirigía, por la misma razón, las obras del Canal de Estremera, ya muy avanzadas cuando ocurrió el mencionado ascenso. En aquella ocasión prometí a los lectores de la REVISTA algún artículo o artículos sobre las obras de este canal, que, por las especiales circunstancias topográficas y geológicas del terreno en que se desarrolla y se ha emplazado su presa, puede tener algún interés técnico.

Con motivo de la terminación de la presa y otras obras interesantes de los dos trozos primeros, de los tres de que consta el canal, y de haberme sugerido la visita a estas obras unas fotografías de las mismas con que amablemente se me ha obsequiado, voy a cumplir el compromiso que voluntariamente contraí. Pero lo haré más superficialmente que hubiera sido mi deseo, porque no dispongo de la documentación necesaria para hacerlo con más detalle; y así, me limitaré a destacar lo más interesante, en una descripción general de aquéllas.

El canal y la zona regable.

Tiene por objeto este canal el riego de unas tres mil hectáreas en las vegas de la margen derecha del Tajo, en los términos municipales de Drievés y Almoduera, de la provincia de Guadalajara; Estremera, Fuentidueña de Tajo, Villamanrique de Tajo y Villarejo de Salvanés, de la provincia de Madrid, y Villarrubia de Santiago, de la de Toledo.

La presa de derivación está emplazada en el término municipal primeramente indicado, y el único canal derivado se desarrolla por la margen derecha, porque la característica disimetría del valle del Tajo, de que hablábamos en los artículos citados, por ir el río pegado al límite meridional de la fosa o depresión rellena de materiales terciarios por la que discurre,

hace que apenas haya nada que regar en su margen izquierda. Precisamente por esta circunstancia y para el más completo aprovechamiento de la presa, obra cara y delicada como veremos, por iniciativa mía y bajo mi dirección, se proyectó en esta margen izquierda un salto, que aprovechará todo el caudal restante (hasta 80 m.³/s.), del que los pantanos de cabecera antes citados regularán, con un desnivel utilizado de unos 5 m. y potencia de unos 4 000 CV., ofreciendo el peticionario contribuir a costear la presa común de derivación.

La verdadera zona regable, la que constituye el objeto del canal y define su trazado, está ya en la provincia de Madrid y llega, del lado de aguas abajo, a solaparse con los primeros riegos de Aranjuez, los de la llamada Acequia del Tajo. Esta vecindad y las inadecuadas condiciones pluviométricas de la comarca, aun para el cultivo de secano, hacen que los pueblos interesados esperen con gran interés la implantación del regadío en esta zona, y que desde tiempo inmemorial los hayan estado solicitando y ofreciendo cooperación económica, incluso para riegos de invierno y primavera solamente, cuando los pantanos reguladores de cabecera no estaban ni en estudio siquiera; y hasta se da el caso de que parte de la zona está regándose actualmente con agua elevada.

Geológicamente, toda la zona es del mioceno lacustre, formado en las vegas fundamentalmente por arcillas más o menos arenosas y margas yesíferas, que asoman en el límite superior de las mismas, al pie de las laderas francamente yesosas y escarpadas que las limitan. En general, es bastante suelto y apropiado para la puesta en riego, incluso por su pendiente transversal, bastante suave en la zona dominada por el canal. En el emplazamiento de la presa, las circunstancias del terreno justifican el tipo especial adoptado, como después veremos.

Topográficamente, la zona regable se compone, en su primera parte desde la presa, de una serie de pequeñas vegas aisladas, separadas entre sí por contrafuertes de la ladera que avanza hasta el río (Maquilón, Peña Velilla, Manroyo y Fuentidueña), y son otros tantos pasos difíciles que exigen túneles en terreno yesoso. A la vista del plano general que se acompaña, en donde se observa la disposición que

acabamos de indicar, se deduce lo que decíamos respecto a situación de la zona regable, que realmente empieza a unos 14 Km. de la presa, pues en este tramo, prácticamente de canal muerto, sólo se regarán unas 250 Ha. Esa primera vega, entre Maquilon y Fuentidueña, es ya magnífica, toda ella de suave pendiente, y comprende toda la terraza inferior del valle, única en esta parte, porque sólo a partir de Fuentidueña hacia abajo aparece la segunda terraza, unos 12 m. más alta, y por ella se desarrolla el resto del trazado. El pueblo últimamente citado, situado a la altura de esa segunda terraza en su origen, llega casi al borde del cauce del río y se hace preciso cruzarlo por una calle de sus afueras, también en túnel artificial. Y claro es que en las inmediaciones de todos esos pasos difíciles es donde se presentan los accidentes que exigen las obras más importantes del canal, acueductos y sifones.

Fijación del trazado.— Como aguas abajo de Fuentidueña la segunda terraza, de mayor pendiente transversal que la primera, alcanza niveles bastantes elevados en su límite superior, es la vega citada del lado de aguas arriba de este pueblo la que marca las posibilidades en altura del canal, para no meterse en las laderas yesosas que la limitan; pero, precisamente porque este tramo limita la zona dominable, ha sido preciso llegar en él, con el canal cerca de la ladera y meter parte de su recorrido en las margas yesosas, aun a trueque de encarecerlo en su construcción por el revestimiento especial que necesita, y lo que es peor, dificultar y encarecer su conservación, que en esta clase de terreno es siempre difícil.

Fijada la rasante en ese tramo-clave, previa nivelación del límite superior de la vega, había que buscar el emplazamiento de la presa con un largo y costoso canal muerto, porque la pendiente del río es aquí de 0,0009.

Para obtener una primera aproximación en este punto, se supuso que tanto el coste de las obras de fábrica como el de la excavación son proporcionales a la sección del canal, que a su vez, por la fórmula

de Mannig, resulta de la forma $S = \frac{Cte.}{i^{3/8}}$, y como siendo la pendiente del río 0,0009 y partiendo de un punto situado m metros sobre él se precisa una longitud de canal $L = \frac{m}{0,0009 - i}$ para alcanzarlo, el

coste será mínimo cuando lo sea $SL = \frac{Cte.}{(0,0009 - i)^{3/8}}$, lo que da $i = 0,00024$. Por otra parte, el coste del revestimiento es proporcional a $L \sqrt{S} = \frac{Cte.}{(0,0009 - i)^{3/16}}$

cuyo mínimo es para $i = 0,00014$. Por consiguiente, entre ambas pendientes se encuentra la teórica más conveniente si se dan los supuestos admitidos, y más

PLANO GENERAL DEL CANAL, Y ZONA REGABLE.

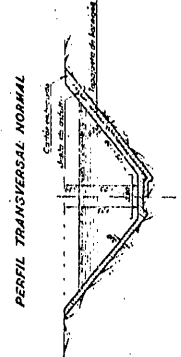
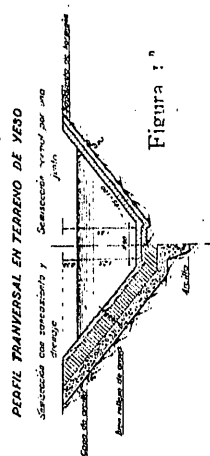
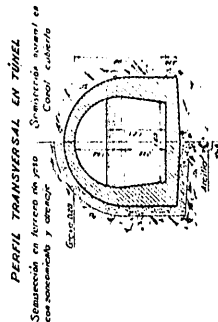
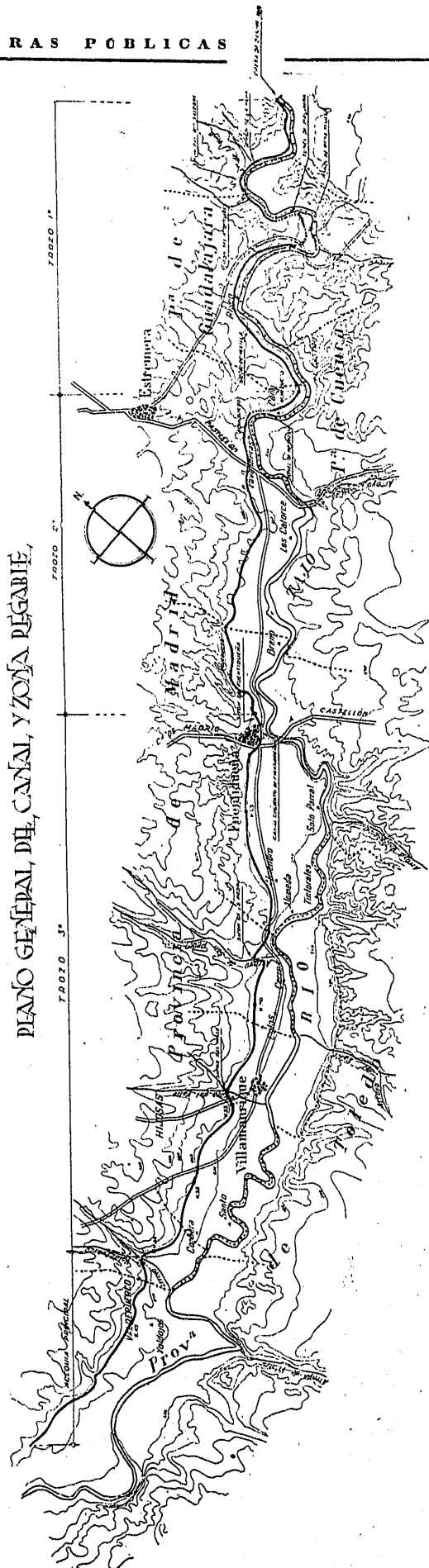


Figura 1.

próxima a la primera por pesar menos el revestimiento en el presupuesto. Claro es que esto sólo como base de tanteos, porque sobre ello está la conveniencia de evitar pasos difíciles o reducir su coste al mínimo, la velocidad necesaria en el canal y la posibilidad de buena ubicación de la presa.

En nuestro caso, con la pendiente normal de 0,0002, que da velocidad de 0,8 m./s., y la de 0,0005 ó 0,0006 en los tramos más costosos de túneles y acueductos, se llegó, previos cuidadosos tanteos, a fijar sin lugar a dudas el emplazamiento de la presa en el único sitio adecuado de la zona en que correspondía hacerlo, y su altura, de unos 6 m. sobre el cauce, también adecuada al perfil de éste, quedando la traza del canal perfectamente ajustada al terreno y con escaso movimiento de tierras en su recorrido de canal muerto.

En este tramo están los tres primeros pasos difíciles en donde la ladera; yesosa y de gran pendiente, con una capa superficial de terreno suelto, gravas y arenas procedentes de la descomposición de los con-

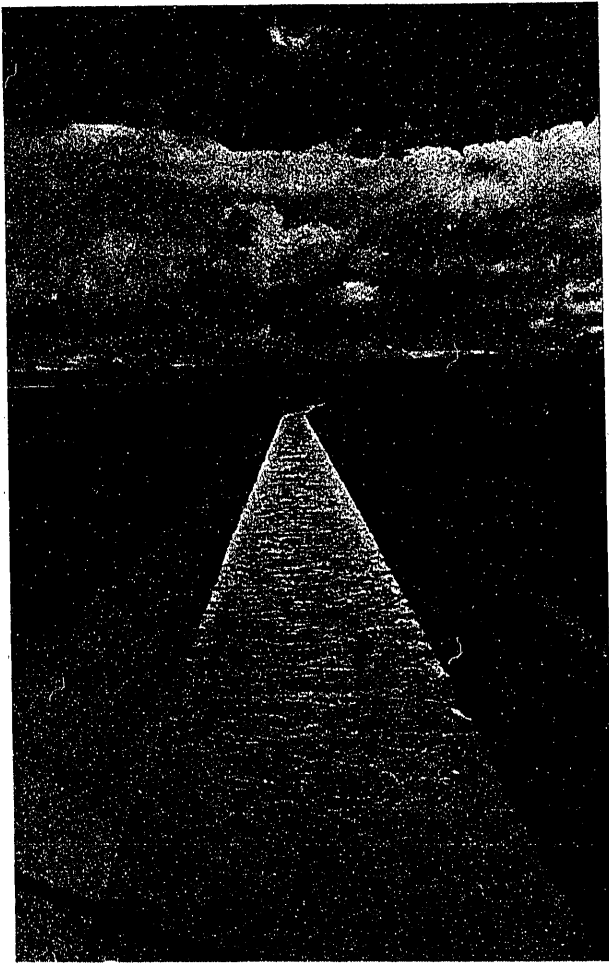


Fig. 2.^a — El canal en su origen.



Fig. 3.^a — Construyendo el túnel de Peña Velilla.

glomerados, se pega al río, siendo inevitable el túnel, abierto como tal o cubierto después, a causa de los seguros desprendimientos. Resultan estos tres túneles con longitudes comprendidas entre 300 y 500 m.

Secciones y revestimientos. — La sección normal a cielo abierto, para pendientes de 0,0002 y caudal de 2,4 m.³/s., es trapecial, con taludes de 1,25 de base por 1 de altura, de acuerdo con la arcilla arenosa, bastante suelta a veces, que forma el terreno y para poder construir el revestimiento sin moldes. Se ha calculado con la condición de perímetro mojado mínimo, dándole 30 cm. de resguardo, con lo que resulta una profundidad de 1,55 m. hasta banquetas, y éstas de 90 cm., suficiente para el paso de peatones, resistencia de los terraplenes y para recoger los posibles desprendimientos en los desmontes, de pequeña cota en general. En los túneles se aumenta por economía la pendiente al 0,0005 ó 0,0006, manteniendo el calado, con lo que la sección, en herradura próxima a la rectangular, resulta sensiblemente con las dimensiones mínimas para el cómodo trabajo de los obreros: 1,9 m. de altura interior en clave y 1,6 m. de ancho en la base. Nos referimos, claro es, al trozo primero, porque en los otros dos hay reducciones de sección, por disminución de la zona regable subsiguiente, y aumentos de pendiente para mantener la velocidad normal de 0,8 metros/seg. a plena carga.

El revestimiento, siempre conveniente, es aquí indispensable, no sólo para mantener la velocidad en límites aceptables en cuanto a depósitos y por economía en sección sin perder zona regable, sino principalmente para evitar filtraciones, que en esta clase de terreno resultan peligrosas, porque aunque habrá largos tramos de canal en que la proporción de yeso en el terreno no exige revestimiento especial, la ausencia de todo revestimiento traería a la larga consecuencias desastrosas. Empleamos el hormigón de 200 Kg.

de Portland con espesor de 10 cm., reforzado como se ve en la figura, en la unión de solera y cajeros, y con juntas de contracción cada 5 m., provistas de tapajunta y rellenas de un producto asfáltico; perfección de junta que se justifica aquí por la clase de terreno.

materiales y defensas depende del aspecto económico y de los efectos que sean de temer, trasladando, en resumen, a gastos de conservación las economías que se hagan en la construcción. En nuestro caso, en que era obligado buscar la máxima economía compatible



Fig. 4.ª — El canal a su llegada al estrecho de Maquilón.

En los terrenos yesosos hay que prevenir dos clases de efectos; químicos, por ataque de este sulfato al material del revestimiento, y mecánicos, por los asientos que en el terreno se producen al ser aquél disuelto y arrastrado por el agua procedente del exterior o filtrada del canal, con lo que el revestimiento queda sin apoyo y se rompe. Las defensas han de consistir, pues, en emplear materiales inatacables por el yeso (cemento fundido, materiales asfálticos, mampostería de arcilla, etc.), o defenderlos del contacto con él los que no lo sean (capa aislante de arcilla, asfalto, cartón, etc.), para lo primero, y para lo segundo, evitar en lo posible la presencia del agua en el terreno inmediato (revestimiento impermeable en el canal y drenajes exteriores protectores que recojan y alejen rápidamente las que se presenten). Y sobre ello, porque evitar totalmente el efecto es prácticamente imposible, revestimientos resistentes, cajeros armados, que soporten la falta de apoyo en donde el terreno falle, e incluso apoyos sobre pilotaje, solución carísima en general y sólo aplicable a tramos cortos de especial interés.

Ya se comprende que el empleo de unos u otros

con una aceptable seguridad por lo caro de la obra en sí, sólo se proyectó el empleo del cemento fundido en los túneles, y aun a la hora de construir prescindimos de él por ser material difícil de adquirir en aquella época, siempre delicado de manipular y caro por su coste y porque exige fuertes dosificaciones para ser eficaz.

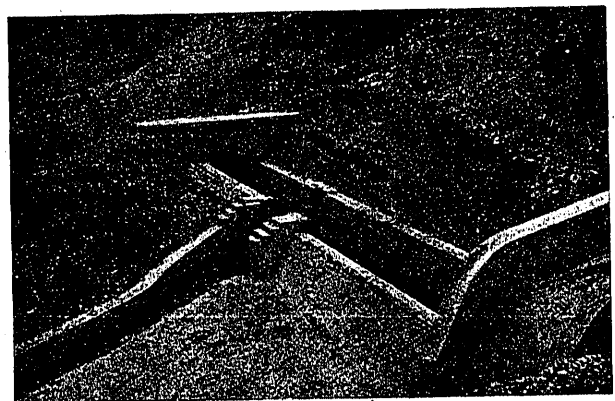


Fig. 5.ª — Entrada al túnel de Maquilón.

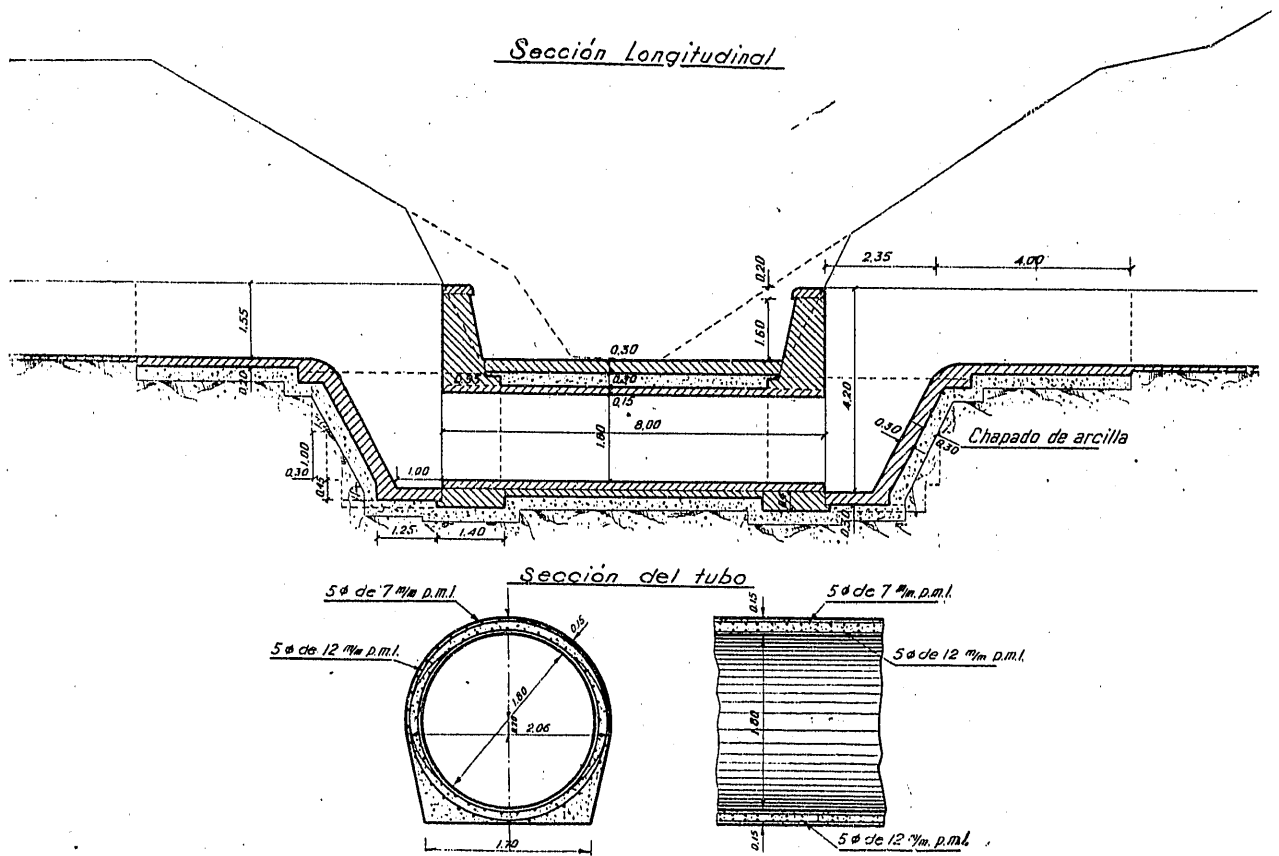


Fig. 6.^a — Sifón de cruce de pequeños barrancos.

La arcilla sola, a estos efectos, da impermeabilidad pero no velocidad, y aquí en España es inútil pensar en aceites, alquitranes o asfaltos, que en otros países se emplean en enlucidos caros y de dudoso resultado por su poco espesor; por ello, siguiendo las normas antes indicadas, nos hemos limitado, en la sección a cielo abierto, a defender el revestimiento normal de Portland con una capa de arcilla de 30 cm. de espesor, y debajo de ella, en contacto con el terreno, una red de drenaje que desagua en un tubo que corre a lo largo del fondo y que verterá al exterior con la frecuencia que sea factible. Los drenes transversales son zanjas de 20 X 20 cm., rellenas de grava y separadas 5 m., y el tubo colector inferior de 25 cm. de diámetro, de hormigón de cemento fundido de 350 Kg., perforado en su mitad superior y apoyado sobre arcilla. Y en los tramos más peligrosos, inmediatos a la ladera yesosa, una zanja de protección suficientemente alejada para recoger las aguas de lluvia y con profundidad suficiente para que, actuando de dren, recoja y aleje rápidamente las subterráneas de las inmediaciones del canal.

En los túneles, no existiendo piedra para mampostería ni ladrillo en esta zona miocena, ha sido preciso emplear el hormigón en masa, con fuerte espesor, por

no tener el terreno resistencia propia para limitarlo a un enlucido, y reforzando los hastiales con vistas a posibles fallos del terreno. Y como, por una parte, en estos túneles, próximos al río y bastante más altos que él, no son de temer aguas exteriores subterráneas, lo que se ha comprobado al abrirlos, y, por otra, el retacado de la arcilla es difícil y aun peligroso su empleo en la parte inferior, y el asfalto, a presión después de ejecutado el revestimiento o en enlucido previo, es caro y de dudoso resultado en su duración; hemos estimado preferible, y suficiente como defensa, una capa de drenaje de 20 cm. de espesor, de grava bien retacada, rodeando el revestimiento, que desagua en el consabido colector inferior, como indica la figura.

Las obras de fábrica. — Las indicadas condiciones topográficas de la zona, especialmente en los dos primeros trozos, han exigido multitud de pequeñas obras (muros, desagües superiores e inferiores, pasos de servidumbre, almenaras, etc.) que carecen de importancia y algunas pueden verse en las fotografías adjuntas. De acueductos, habrá cuatro en el trozo segundo y uno en el tercero, porque otros proyectados en el trozo primero los suprimimos a la hora de la construcción, sustituyendo, unos, por pequeños sifones por escasez

de altura de rasante, y otros, por pegar el trazado a la ladera, llevándolo en túnel artificial para más seguridad. Sifones de relativa importancia sólo existen en el trozo tercero, en donde ya se alejan del trazado los yesos, que harían inadecuado el sifón apoyado sobre ellos, y la mayor altura del trazado sobre la segunda terraza lleva a cruzar barrancos más anchos y profundos que encarecerían mucho el acueducto elevado.

Sifones. — El de pequeños barrancos se reduce a un tubo de hormigón armado de 1,80 m. de diámetro, con sección útil más pequeña que la normal del canal, para que la mayor velocidad impida los depósitos y, sin embargo, fácilmente visitable. No tienen desagüe ni aliviadero, naturalmente, por su escaso volumen e importancia en cualquier aspecto para el caso de posibles averías o limpieas. Su cálculo se ha hecho siguiendo las normas corrientes de la Elasticidad, teniendo en cuenta la sustentación por apoyo de la mitad inferior, para deducir flexiones longitudinal y transversal con todas las hipótesis de carga, incluso el efecto de empotramiento de las secciones extremas. En la figura se indican la sección y armaduras, así como los abocinamientos de las cabezas para reducir las pérdidas de carga.

El de cruce de carreteras, de cuyo tipo hay varios por análoga situación relativa de rasantes, que casi permiten el paso inferior de la sección completa del canal, se ha hecho con sección rectangular cerrada de

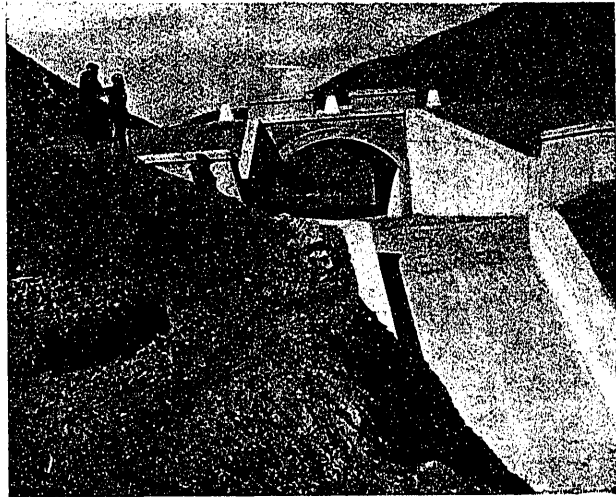


Fig. 8.^a — Pequeño sifón en el paso de un barranco.

hormigón armado y con dimensiones interiores iguales a la sección mojada en la normal rectangular a cielo abierto, buscando la mínima perturbación en el régimen hidráulico, no perjudicar a la vía con variación de sus rasantes y atenuar los efectos de sifón.

Para el cálculo de esta sección rectangular se ha supuesto espesor de 50 cm. de tierra y firme sobre el dintel y las ruedas traseras del cilindro de 20 Tm. en el centro del vano, que afectan a una zona de losa de 1,4 m. más 2/3 de la luz en sentido longitudinal de la obra y de 1 m. de ancho en sentido transversal; y además, la presión interior del agua y empuje exterior de las tierras en las hipótesis más desfavorables. Con estas cargas y siguiendo las normas de la *Mecánica Elástica*, de Peña, se han desarrollado los cálculos para deducir flexiones, esfuerzos normales y cortantes y armaduras necesarias, que son simétricas en los montantes y asimétricas en solera y dintel.

Los tres sifones importantes antes indicados están en el trozo tercero, con sección de canal ya muy reducida, el primero en su origen precisamente, con 335 m. de longitud y 17 m. de carga. Es de tubería única, circular, de 1,60 m. de diámetro, de hormigón armado construido *in situ*, y va enterrada con un espesor mínimo de tierra de unos 70 cm. que la proteja de los agentes exteriores, incluso la variación de temperatura,

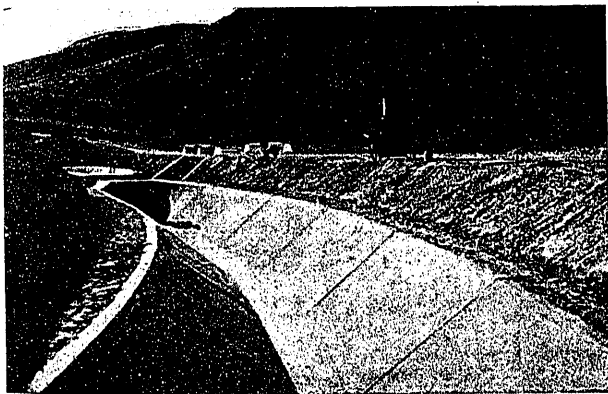


Fig. 7.^a — El canal y el camino de servicio.

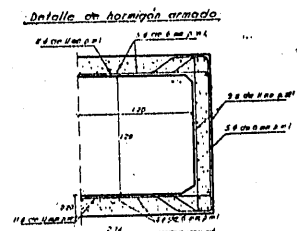
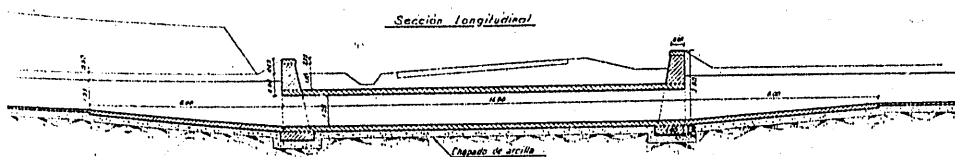


Fig. 9.^a — Sifón de cruce de carretera.

con lo cual y la armadura longitudinal no se precisan juntas. La base de apoyo de los tubos se hace plana y debajo llevan un tubo de drenaje para recoger las posibles filtraciones, con cuyo objeto se envuelve el principal con una capa de grava que desagua en el inferior, el cual va apoyado en arcilla y agujereado en la mitad superior.

Los tubos de estos sifones siguen, en líneas generales, las inclinaciones del terreno en que se asientan, disponiéndose en los ángulos, tanto entrantes como salientes, macizos de contrarresto de empujes y anclaje, y en los puntos bajos, desagües de poca capacidad (diámetro 1/10 del principal), pues como la carga máxima lo permite, para la limpia se han dispuesto agujeros de hombre. Aunque estas limpias normalmente no serán necesarias, porque, en cuanto a los arrastres finos, la velocidad del agua en el sifón será mayor que en el canal y, además, en la cabeza de entrada se dispone un arenero para el elemento grueso que pueda llegar. El cruce de los cauces se hace con los tubos enterrados, porque, normalmente, esos cauces no llevan agua, y en el punto bajo va la arqueta-registro que sirva de apoyo y anclaje y encierra el agujero de visita y la válvula del desagüe. La poca capacidad de estos desagües y las suaves inclinaciones del longitudinal de los tubos principales, hacen innecesarias ventosas en los puntos salientes, aparte de que los tubos resisten con su armadura la carga por vacío que pudiera formarse durante el vaciado. En la figura pueden verse todos estos detalles.

Acueductos. — Se proyectaron varios de un solo tramo hasta de 15 m. de luz, y tres de varios tramos sobre palizadas, con luces de 5-7 y 11,30 m., que son los que vamos a describir, porque la caja es análoga en todos, y éstos tienen más interés por la sustentación.

En la figura 11 se indica el primero y más importante, ya construido, de siete tramos, a la salida del estrecho de Manroyo, en donde, por economía del túnel y de los acueductos que le preceden y que le siguen, la pendiente es del 0,0006. La sección rectangular es así de 1,60 m. de base por 1,55 m. de altura, incluidos los 30 cm. de resguardo.

Respecto al tipo de sección adoptado para estas obras entre las corrientes, rectangular, circular y semicircular, desechamos la segunda porque, fijado el caudal, es necesario para su buen aprovechamiento que la pendiente se adapte a él en forma que quede un resguardo prudencial, que si es muy pequeño ofrece peligro en su funcionamiento, y si es excesivo, se pierde gran parte de la sección, lo que llevaría lógicamente a abrirla, adoptando la semicircular. Y entre ésta y la rectangular, nos hemos decidido por la última por su mayor facilidad de construcción, ya que en obras de poca importancia como ésta, la economía no habría de ser decisiva.

Dentro de la rectangular autorresistente, empezamos por tantear la abierta, pero la torsión que la disimetría de la carga produce sobre las vigas-cajero y la flexión de éstas en los apoyos, unida a la acción del



Fig. 12.— Acueducto de siete tramos.

viento, exige de todos modos arriostramientos superiores, y éstos, aislados, exigen a su vez vigas de coronación en los cajeros o refuerzos verticales en ellos y en la solera, o sea marcos de refuerzo, que es la disposición adoptada cuando la caja va sostenida por la solera o por vigas inferiores. Para el hormigón armado, por sencillez de construcción y por la inevitable solidaridad de sus distintas partes ayudándose en el trabajo, parece más apropiada la sección uniforme sin refuerzos aislados, lo que para dimensiones pequeñas lleva a la sección cerrada, en donde el forjado superior sirva a la vez de andén, de arriostramiento y aun, en algunos, con vanos de más de 10 m. de luz de cabeza de compresión de la viga en $\overline{\text{TT}}$ que se forma con el andén y los cajeros.

En cuanto a los apoyos, con alturas hasta de 7 m., por economía, por más adecuado al tipo de cajero y hasta por estética, nos hemos decidido por las palizadas de hormigón armado. Las bases son zócalos corridos de hormigón en masa, buscando, por lo falso del terreno, una pequeña carga unitaria sobre el mismo, haciendo solidarios los dos pies de cada palizada. Se proyectaron estos zócalos de cemento fundido por ser el terreno de yeso, pero, por lo mismo que en los túneles, a la hora de construir se han hecho de Portland con un forro aislante de arcilla y ladrillo.

Normas del cálculo. — El cálculo de estas obras de hormigón armado, algo pesado aunque ninguna dificultad ofrezca, se ha hecho por el obligado método inductivo en la forma siguiente:

Para el dimensionado previo de los elementos de la sección, se calculó la solera para la carga de agua con coeficiente de empotramiento 1/10; el forjado superior o dintel, como andén para una carga de 300 kilogramos/m.², y el espesor de las paredes o vigas laterales, por la flexión longitudinal con el peso total; y solamente cuando esta flexión longitudinal, por la magnitud del vano salvado, obligó a ello, se ha fijado el espesor del andén en forma que ayude a las vigas laterales formando parte de la zona de compresión de la viga en $\overline{\text{TT}}$ que así resulta, lo que no ha ocurrido en éste de siete tramos, porque en la fijación del espesor de las vigas domina el esfuerzo cortante para limitar el esfuerzo de desgarramiento. Las armaduras verticales simétricas que llevan, calculadas previamente para el mismo momento de empotramiento de la solera, y las longitudinales, por la flexión longitudinal incluyendo la acción del viento, levantándolas a medida que no son necesarias para que ayuden a los estribos a la resistencia al esfuerzo cortante. El cálculo previo de la flexión longitudinal de las vigas se hizo como vigas continuas de siete tramos, que para la mejor distribución del trabajo son desiguales, los extremos con 4/5 de los restantes.

Indeformabilidad de la sección. — Dimensionada así la sección como base de comprobaciones y estudio de su armado, se comprobó su trabajo supuesta apoyada, como indica la figura 13, y como cargas, además del peso propio, las de andén y solera, laterales del agua sobre las vigas y la acción del viento. Para las tres primeras, simétricas, basta considerar media sección, y de las fórmulas correspondientes a las fuerzas aisladas P , integrando entre los límites correspondientes después de sustituir P por $p dz$, se obtienen las fórmulas que dan las reacciones en la sección de corte A , trasladada al centro de inercia. Para la acción del viento, disimétrica, se considera la estructura cerrada completa, cortando en C' y operando en la misma forma. (Peña: *Mecánica Elástica*.)

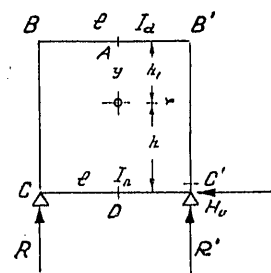


Figura 13.

Obtenidas

$$M_0 = \frac{\int M r d l}{\int r d l},$$

$$X_0 = \frac{\int M r y d l}{\int r y^2 d l}, \quad Y_0 = \frac{\int M r x d l}{\int r x^2 d l},$$

esta última nula en los tres primeros casos, se deducen las M , X , Y en la sección de corte, y las leyes de variación en los lados de la sección de los momentos flectores y esfuerzos normales y tangenciales, haciendo, si ha lugar, rectificaciones en las armaduras.

La distribución de armaduras asimétricas de solera y andén se hace a la vista de las leyes de variación de momentos, deducida como acabamos de indicar; y en las vigas, la vertical se hace simétrica por la inversión de momentos y con vistas a que dichas armaduras ayuden a los estribos en el desgarramiento correspondiente a la flexión longitudinal, puesto que éste es el trabajo principal de aquéllas. El esfuerzo transversal de tracción que produce en el hormigón la suspensión de la solera es insignificante.

Se ha estudiado también el efecto en la sección transversal de la distinta dilatación de andén y solera, por estar el primero expuesto directamente a la acción solar, y la segunda, en sombra y bañada por el agua.

Para estudiar este efecto, prescindiendo de las dilataciones poco diferentes de las paredes, es lo mismo suponer que sólo el andén se dilata con dilatación uniforme en su pequeño espesor (puesto que por esta pequeñez la diferencia entre trasdós e intradós es prácticamente nula), o sea, $\lambda_s - \lambda_i = 0$, y las reacciones M_0 e Y_0 se anulan, quedando sólo

$$X = \frac{EI\lambda \int_0^l \cos \alpha \, dl}{\int_0^l r y^2 \, dl}$$

Calculados los momentos en los nudos por esta causa, con una diferencia de 20° , resultan inferiores a la vigésima parte de los deducidos antes y, por consiguiente, despreciables.

En los acueductos, de un solo tramo, esta diferencia de temperatura no produce aumento de trabajo, aunque sí deformación, en el sentido longitudinal, por estar simplemente apoyados, si se prescinde del rozamiento de los apoyos. En los de varios tramos se estudia su efecto después, al comprobar toda la obra como pórtico múltiple.

Palisadas. — Hecha la distribución de vanos, previos tanteos sobre el perfil del valle buscando la disposición más económica, se ha partido, para la determinación *a priori* de la sección conveniente para los pilares, de la carga que han de soportar con la excentricidad conveniente para tener en cuenta las flexiones debidas al viento, temperatura y fraguado, también tanteadas previamente, lo que nos ha dado la sección de $0,32 \times 0,32$, con 4ϕ de 19 mm. por pilar, que después se comprueba. También se han hecho tanteos previos para fijar la inclinación conveniente para éstos, con vistas a la acción del viento sobre el conjunto de la obra, y para no alargar exageradamente las bases se acorta el ancho de la palisada en la coronación, y así aumenta la rigidez de esta coronación y el momen-

to que absorbe, disminuyendo el de los pilares, y a la vez mejora la estética del conjunto, pero sin que las vigas laterales de la caja salgan al volado, porque esto aumentaría mucho las flexiones.

Para mejorar la unión de la caja con los apoyos y como refuerzo para el esfuerzo cortante de las vigas en éstas y acción del viento, se disponen montantes enlazados con otro refuerzo sobre el andén, formando marcos rígidos con la viga de coronación de la palisada en donde se empotran esos montantes. Ese marco se ha calculado para resistir la acción del viento que transmiten los tramos que en él concurren, y como las secciones de montantes y dintel son muy inferiores a la de la viga de coronación de las palisadas en que se apoyan, se han estudiado los cercos como pórticos empotrados en ellas sometidos a la acción del viento ($W = 250 \text{ Kg./m.}^2$).

Las reacciones de apoyo de las vigas-cajero y las reacciones de cálculo de estos pórticos de los cercos, trasladadas a los nudos superiores de la palisada, dan, en resumen, una carga horizontal W , cargas verticales P y P' y unos momentos M y M' , desiguales a causa de los sumandos correspondientes al viento, que nos servirán para calcular, primero, la viga de coronación con M y M' , y después, el resto de la palisada. La viga de coronación se calcula con el mayor de los M y se le da la sección uniforme con armadura disimétrica de $K = 1/2$.

Los M y M' de la sección de empotramiento de los volados de la coronación de la palisada se descomponen entre ésta y los pilares, aplicando las fórmulas deducidas por Zafra en su *Cálculo de Estructuras* para el pórtico volado, y se obtienen para los pilares los m_p y m'_p , que se transmiten al resto valiéndonos de los focos y masas elásticas de las barras de la estructura.

Las P y P' se descomponen también en componentes $P/\cos \alpha$ y $P'/\cos \alpha$, según los pilares, y $P \tan \alpha$ y $P' \tan \alpha$, horizontales, dando estas últimas una resultante $(P - P') \tan \alpha$ opuesta al viento, lo que, unido al ensanchamiento de la base y la consiguiente mejor distribución de presiones en el suelo y la intervención de aquellas componentes verticales con momento positivo disminuyendo la flexión de los pilares, son las ventajas de la inclinación de éstos, que nosotros hemos fijado en el 10 por 100, porque las dimensiones de la obra no exigen más.

En cuanto a W , trasladada ya a la viga de coronación, consideramos la palisada dividida en dos pórticos: el superior, con semiempotramiento en la base, y el inferior, con empotramiento perfecto. Para el pórtico superior, prescindiendo de las deformaciones lineales, y si M_A y M_B son los momentos de empotramiento y e_A y e_B las masas elásticas en los pies de

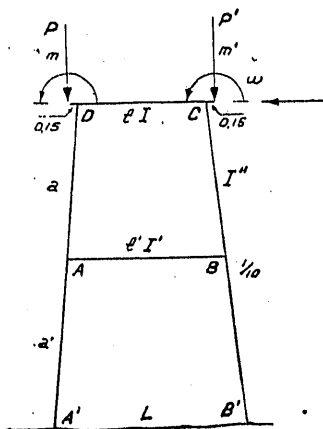


Figura 14.

los pilares de este pórtico, las deformaciones angulares serán:

$$\frac{M_A}{e_A} = \frac{M_B}{e_B}; \quad -e_A = e_{A'} + e_{A''}$$

Por la forma de actuar W se tienen:

$$M_A = -M_B; \quad Y_A = -Y_B; \quad X_A = X_B = \frac{W}{2};$$

$$M_C = -M_D,$$

y no hay más incógnita que M_A , en función de la cual se pueden obtener las leyes de momentos de A

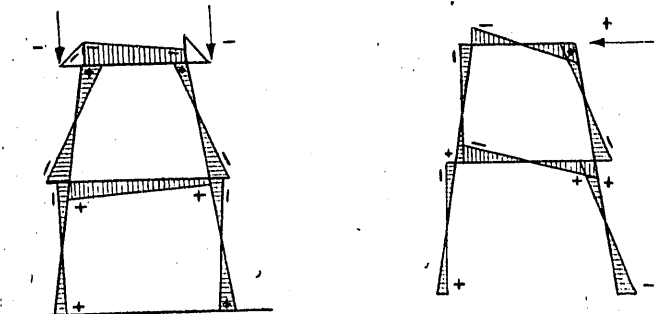


Figura 15.

a B , de D a C y de C a B , y aplicando el teorema de Castigliano al pórtico en cuestión, con

$$\int_B^A \frac{M}{EI''} \times \frac{dM}{dM_A} dt = \frac{M_A}{C_A},$$

se obtiene, después de cálculos elementales, el valor de $M_A = f(W, e_A, \alpha, E, I'', a, l)$. De éste se deducen las Y y las M restantes. Esta misma fórmula de M_A , sirve para el pórtico inferior con sólo hacer $e_A = \infty$,

con lo que desaparece el término correspondiente a e_A por estar ésta en denominador. Claro es que en estos cálculos, la W a considerar es la auténtica disminuída en $(P - P') \tan \alpha$, y que la propagación de estos momentos al resto de la estructura se hace, como siempre, valiéndonos de focos y masas elásticas.

Para el pórtico inferior se hace con las Y e Y' y las X y X' lo mismo que en el superior con las P , P' y la W , que aquí será $X + X' - 2Y \tan \alpha$, por ser $Y = -Y'$.

Reuniendo todos los efectos anteriormente estudiados, se tienen momentos, esfuerzos normales y transversales en los pilares y riostra y se pueden comprobar sus secciones y armaduras.

Pórtico múltiple.— Por último, fijadas por los estudios anteriores las dimensiones de los distintos elementos y comprobadas aisladamente para los esfuerzos que han de soportar, incluso la temperatura y viento, se ha comprobado después el conjunto, pórtico de siete tramos, sometido a las causas que producen esfuerzos en sentido longitudinal: carga continua de agua, vertical de viento y peso propio; variación de $\pm 30^\circ$ por temperaturas y fraguado; diferencia de 7° entre las fibras superiores e inferiores de las vigas laterales o dintel. El estudio de este pórtico múltiple se ha hecho siguiendo el procedimiento de Zafra en su *Cálculo de Estructuras*, y, de acuerdo con sus resultados, hubo que reforzar algo las armaduras en el cuarto superior de los pilares y colocar una barra longitudinal más en las vigas, en toda la longitud del acueducto.

(Continuará.)