

más económicas que la "Unión Jack"; en muchas ocasiones, no es preciso disponer las pistas en ocho direcciones y se construyen aeropuertos de 2, 4 y 6 pistas, siendo corrientes en estos casos las disposiciones que se indican en las figuras 21, 22 y 23; el examen de éstas, más que nada, puede dar idea de sus ventajas e inconvenientes; el tanto por ciento de la frecuencia de los vientos en las direcciones dominantes y la naturaleza del terreno, determinarán la necesidad lógica del número de pistas, al considerar la posibilidad de utilizar en los días en que no reinen los vientos dominantes, el terreno natural del aeropuerto.

Aparte de las pistas de despegue y aterrizaje, es necesario proyectar las pistas de estacionamiento de aparatos y los muelles de viajeros y mercancías; unas y otros deben estar unidos con los hangares, las pistas de despegue y aterrizaje, puesto que el aparato debe ir del hangar a la pista de estacionamiento, de ésta al muelle de viajeros y de aquí a la pista de despegue; las dimensiones de estas pistas dependen



Fig. 24. — Aeropuerto de Hamburgo. Muelles de llegada.

del número de aparatos que deban servir; las pistas y muelle de viajeros pueden estar unidas con los edificios destinados al servicio de éstos por pasos cubiertos, como sucede, por ejemplo, en el aeropuerto de Berlín (Tempelhoff).

José LUIS ESCARIO,
Ingeniero de Caminos.

Comparación de distintas disposiciones para tomas de agua de pantanos

En este trabajo comparamos, desde varios puntos de vista, tres disposiciones para tomas de agua, análogas a la fijada para el Pantano de la Fuensanta.

Suponemos obligado el tipo de cierre (doble válvula de compuerta de 70 cm. de diámetro en cada conducto) y su distribución en cuatro grupos, a distintas alturas.

Suponemos también que el primer grupo, de dos conductos de 70 cm. de diámetro, se coloca a la cota 29,50, y el segundo grupo, de cuatro conductos, a la cota 44,50.

Claro es que también se podría hacer variar la situación y número de estos tubos, así como los tipos de cierre; pero, a fin de concretar más, partiremos de esos supuestos, ya que nuestra finalidad es hacer ver las variaciones de coste y rendimiento que prácticamente pueden obtenerse, aun con los mismos elementos, disponiéndolos de una u otra manera.

La figura 1.^a A es una sección de la presa del Pantano de la Fuensanta, sobre la cual se han dibujado distintas disposiciones, cuya comparación vamos a hacer, para mejor comprensión.

La cota del labio del aliviadero de superficie es 95,34, y la del nivel de aguas ordinarias del río, en el lugar de la presa, 22,34. Estas cotas son con respecto a un plano de comparación elegido para esta

obra cuando se hizo el proyecto. La cota de coronación con respecto al nivel del mar es 600.

Las tres disposiciones que vamos a comparar están definidas en el siguiente cuadro:

Cuadro núm. 1.

Número de tubos.	Cotas a que se colocan.	Situación de los cierres.	Nombre que damos a cada disposición.
2 4 3 3	29,50 44,50 61,00 78,00	Exterior Exterior Exterior Exterior	Exterior.
2 4 3 3	29,50 44,50 61,00 78,00	Interior Interior Interior Interior	
2 4 4 4	29,50 44,34 59,00 73,84	Interior Exterior Exterior Exterior	Proyecto.

Las dos primeras disposiciones no se diferencian más que en la situación de las válvulas: en la prime-

ra se colocan según se indica en la figura 1.^a A para la cota (73,84); en la segunda, o sea la *interior*, como se indica en la misma figura para la cota (59), y en la disposición llamada *proyecto*, como se indica para la cota (44,34).

A primera vista, se ven varias ventajas de la disposición *interior* con respecto a la *exterior*: menor coste, a causa de la menor longitud del tubo y del menor coste de la caseta de alojamiento de las válvulas.

Además, en el caso del Pantano de la Puensanta, el perfil del terreno en las laderas baja de aguas arriba hacia aguas abajo, según indica la línea BC (figura 1.^a A), lo que da lugar a que la salida de los tubos quede a una altura considerable sobre el terreno, y como la velocidad de salida del agua es grande, los canales que han de recibirla, para llevarla al cauce del río, resultan costosos.

No se puede lanzar el agua directamente al cauce del río porque, en algunos momentos, caería sobre el paramento de la presa.

Esto podría hacerse, y se ha venido haciendo, con los tubos de la cota (44,50); pero como el choque

del agua en el fondo del río da lugar a una nube de agua pulverizada que no es admisible a causa de que habrá que instalar una pequeña central hidroeléctrica, adosada al paramento aguas abajo de la presa, no hay más remedio que hacer canales que conduzcan el agua desde la salida de los tubos, al fondo del río.

Cabe pensar en no disponer los tubos normales, en planta, a los círculos de paramento, sino oblicuamente con objeto de que la ladera tenga suficiente altura a la salida de los tubos; pero esto, además de alargar mucho los tubos, daría lugar a que éstos atravesaran juntas de contracción quedando, por tanto, expuestos a deformaciones que facilitarían la acción erosiva del agua que ha de pasar por ellos a grandes velocidades.

Los tubos colocados con gran pendiente (siguiendo aproximadamente la del terreno) y codo situado inmediatamente aguas arriba de las válvulas, con objeto de que éstas queden verticales, nos parece mala, porque el codo necesita una asidua inspección que no resulta fácil cuando queda aguas arriba de los cierres.

En cambio, con la disposición *interior*, la velocidad del agua puede ser amortiguada convenientemente, de modo que al salir por el paramento aguas abajo de la presa pueda caer por canales adosados a dicho paramento, que resultan de coste insignificante.

La puesta en obra de los tubos, con disposición *exterior*, si han de quedar bien, se ha de hacer situándolos sobre el hormigón, cuando éste ha alcanzado la altura debida, y continuando después hormigonando sobre ellos. Esta operación obliga a interrumpir el hormigonado en una zona, y es causa de molestas y hasta peligrosas interferencias entre unas y otras operaciones, lo cual, en definitiva, viene a ser un aumento de coste. Con la disposición *interior*, en cambio, la puesta en obra de los tubos puede hacerse

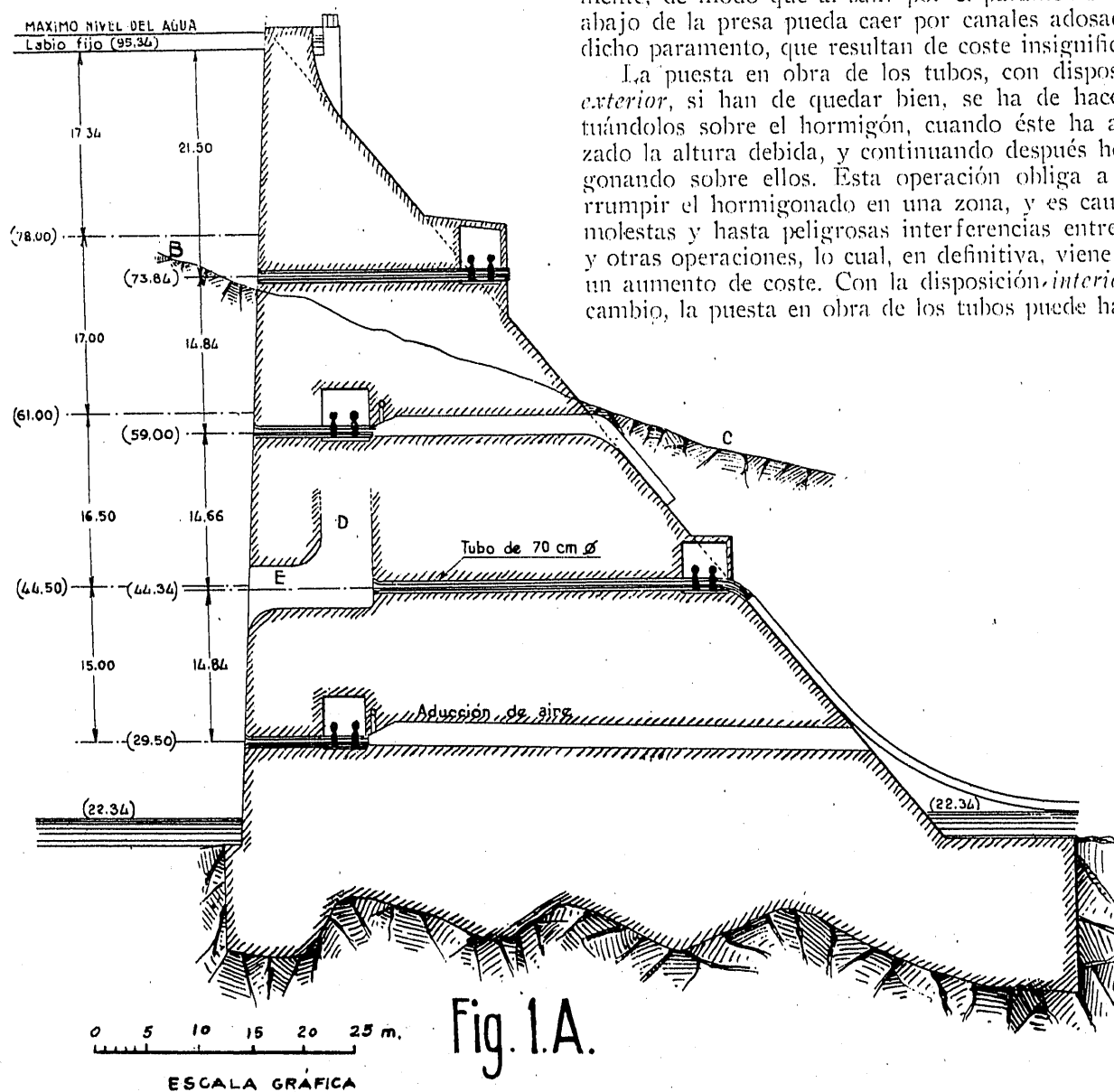


Fig. 1.A.

perfectamente, gracias a su poca longitud, que exige poco volumen de hormigón para su fijación, en galerías dejadas al efecto, con completa independencia de la labor de vertido de hormigón en la presa, lo cual es una gran ventaja.

Tiene otras ventajas la disposición *interior*:

Mayor rendimiento, con igual carga de agua, a causa de la menor pérdida de carga que se tiene por la menor longitud de los tubos.

El mayor rendimiento de cada grupo de tubos da lugar a que los del grupo inferior puedan esperar, para ser abiertos, mayor descenso del nivel del agua y, por tanto, la disposición *interior* aminora la carga máxima bajo la cual hay que maniobrar las válvulas, lo cual es una ventaja para su buena conservación, sobre todo si se tiene en cuenta el tipo de válvula que se deteriora con relativa facilidad, en el caso de abertura parcial; y es inevitable abrir parcialmente, al menos, una válvula de cada grupo, cuando se trata de dar un caudal determinado.

Otra ventaja de la disposición *interior* es que, por ser los tubos más cortos, es más fácil deshacer cualquier obstrucción que pudiera producirse. No es, ciertamente, muy probable que esto suceda, pero si sucediera, siempre estamos en mejores condiciones con la disposición *interior*. Con esta disposición las tomas deben colocarse sobre el cauce del río, mientras que con la *exterior* hay que buscar las laderas a fin de tener la menor altura posible sobre el terreno, a la salida de los tubos; esto hace que las obstrucciones sean menos probables adoptando la disposición *interior* en los casos en que, como el que nos ocupa, el perfil del terreno baje hacia aguas abajo.

La inspección y reparación de tubos también es más fácil en el caso de instalación *interior*.

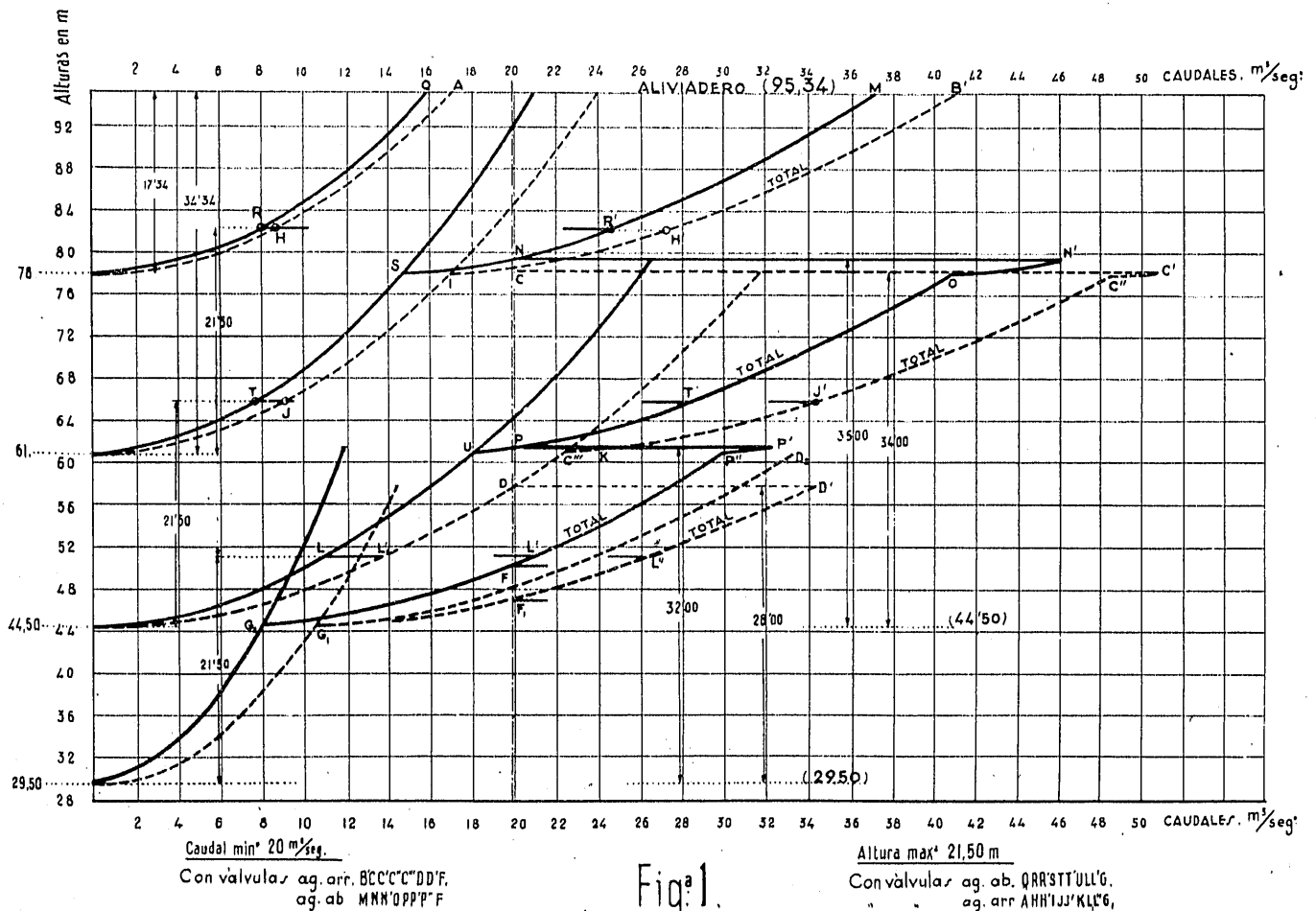
Con instalación *exterior* se tienen más probabilidades de que la presión del embalse penetre en el cuerpo de la presa ya que penetra por los tubos, que pueden tener alguna fuga, hasta el paramento aguas abajo. En cambio, la galería de desagüe de la instalación *interior*, es una vía de drenaje que puede evitarnos presiones que eventualmente penetren en el cuerpo de la presa.

Un inconveniente de la instalación *interior* es que da lugar a mayor volumen de huecos en el macizo de la presa. En presas de hormigón, con un perfil tan fuerte como la del Pantano de la Fuensanta (0,81 de talud aguas abajo y 0,05 aguas arriba) no tiene valor alguno este inconveniente.

Para convencerse, supongamos que todas las tomas se instalan en un macizo, de los dos cimentados en el fondo del río, comprendido entre dos juntas de contracción que distan, aproximadamente, 30 m., medidos según la circunferencia de radio 200 m., que es la correspondiente al vértice superior del perfil triangular. El peso del volumen de presa comprendido entre estas juntas, los paramentos, y el plano horizontal 22,34, sin contar el triángulo superior de coronación, es 149.600 tm., supuesta una densidad de 2,3 que es la de cálculo.

El peso que se resta a este macizo, con las galerías y cámaras de mecanismos, viene a ser 2.530 tm., que es 0,0169 del peso total.

Además, la densidad del hormigón de la presa ha resultado superior a la prevista y su media es 2,35, lo cual da lugar a un exceso, sobre el peso previsto,



de 3.250 tm. en el volumen de presa considerado; y el triángulo pequeño de coronación da alrededor de 880 tm.

No hay, como se ve, inconveniente alguno en hacer las cámaras de mecanismos y galerías en el interior de la presa, sin reforzar su perfil.

Puede considerarse como inconveniente de la instalación *interior*, con respecto a la *exterior*, el más difícil acceso a las cámaras de maniobra; pero bien se ve que este inconveniente es muy pequeño, y casi no vale la pena de tenerlo en cuenta.

En la figura 1.^a están dibujadas las curvas de caudales de cada grupo de tubos en función de la altura de agua en el embalse. Se supone con todas las válvulas completamente abiertas.

Para calcular los caudales se ha empleado la fórmula

$$I = 1,29 \frac{V^2}{2g} + lt$$

donde I es la pérdida de carga total; en $1,29 \frac{V^2}{2g}$ están incluídas la altura necesaria para la velocidad V , la pérdida en la rejilla, entrada del tubo y válvulas; lt es la pérdida por rozamiento en el tubo en función de su longitud l y de la pérdida por metro lineal t deducida de la fórmula de Hazen y Williams' (véase Gómez Navarro: "Saltos de agua y Presas de embalse", pág. 356), teniendo en cuenta que i es el valor del seno del ángulo con la horizontal de la línea de carga, siendo t la tangente. Se ha tomado para valor de C , en dicha fórmula, 120 (véase obra y página citadas).

Las curvas continuas, en la figura 1.^a, corresponden a la disposición *exterior* y las de trazos, a la disposición *interior* (véase el cuadro núm. 1).

Se ve, en dicha figura, para la disposición *exterior*, que con el grupo (78,00) (designaremos cada grupo de tubos por el número de la cota a que están instalados) se llega a un caudal de 16 m.³/seg. a embalse lleno.

En los veranos que lleva en explotación el Pantano de la Puensanta ha desaguado a razón de 12 a 17 m.³/seg.; parte por un salto auxiliar de la construcción y el resto para las tomas.

Pero como los regadíos van en aumento, tal vez no sea excesivo suponer que se llegará a tener que desaguar hasta 20 m.³/seg., de modo que, a embalse lleno, no siendo suficiente el caudal que puede dar el grupo (78,00) es preciso abrir, parcialmente, el grupo (61,00). Descendiendo el nivel del agua en el embalse el caudal 20 m.³/seg. se podrá dar hasta la altura marcada por el punto N en que la curva MS (suma de caudales correspondientes a las tomas (78,00) y (61,00) completamente abiertas), tiene por abscisa 20 m.³/seg.

Al bajar el agua a este nivel precisa poner en servicio el grupo (44,50) pudiéndose atender este caudal con los grupos (61,00) y (44,50) hasta que el agua baje a la ordenada del punto P de la curva N'OPU, que da el caudal total de los tres grupos superiores de tomas. Fácil es seguir la marcha hacia abajo, viendo los niveles de agua que precisan ir abriendo los grupos inferiores.

Hay que tener en cuenta que desde el punto P hacia abajo ya no hay problema para la toma de

grandes caudales, puesto que, ya a esa altura, pueden emplearse los desagües de fondo en los túneles, que tienen una sección total de desagüe de 6,51 m.², en dos de sección rectangular, de 1,20 × 2,15 y uno de 0,90 × 1,50 a la cota 28,50 y que, como se ve, por su sección, pueden dar caudal de 20 m.³/seg. con pequeña carga de agua, pues las pérdidas son también pequeñas, por la forma en que están instalados y por la pequeña velocidad necesaria, 3,07 m.³/seg., para tener ese caudal con las compuertas completamente abiertas.

Análogamente, la curva de máximos caudales posibles, imponiendo como mínimo el de 20 m.³/seg., para la instalación *interior*, es B'C'C'C'' D D'P.

Se ha supuesto la necesidad de no bajar, en caudal, de 20 m.³/seg. Esto impone grandes cargas en los primeros momentos de puesta en servicio de cada desagüe; tal vez mayores de las recomendables.

Suele recomendarse una carga de 18 a 24 m., como máximo, para un servicio continuado. Estas cargas, en nuestro caso, vienen a dar velocidades, incluídas pérdidas, de 19 a 22 m./seg.

Si nos imponemos una carga intermedia, 21,50 metros, perfectamente admisible los caudales máximos que puede dar la instalación *interior* están dados por la curva AHH'CIJ'KC''DI₁L''G₁ y los que puede dar la instalación *exterior* por la QRR' STT'PULL'G.

La curva G₁D₂ es la que corresponde a instalación *interior* en el grupo (29,50) y *exterior* en los restantes; esta combinación es la instalación realmente hecha en el Pantano de la Puensanta.

La instalación interior de los tubos (29,50) se debe a que se han instalado en una cámara destinada a un desagüe de fondo, que proyectamos con objeto de mantener los fondos en las inmediaciones de la presa y, después de aprobado por el Consejo Técnico este acordó su supresión y, por fin, la instalación de dos tubos de 70 cm. de diámetro en sustitución de un solo desagüe de sección rectangular.

La conveniencia de los cierres en el interior de la presa; lo más próximos posible al paramento de aguas arriba, la razonamos, entonces, análogamente a como lo hemos hecho ahora.

La disposición llamada *proyecto* es la que propusimos al saber que se había decidido la colocación de tres grupos de tubos, con doble válvula de compuerta, situadas éstas en el paramento aguas abajo de la presa y colocando el primer grupo a la cota (44,50).

Las características de esta instalación, proyectada aprovechando los elementos dichos, son que los tubos toman el agua de un pozo D (véase fig. 1.^a A) al cual entra la del embalse por una o más galerías E que pueden abrirse a distintas alturas; y que a la salida de los tubos hay un codo que lanza el agua en la dirección del paramento de la presa, según se indica en la figura 1.^a A para la toma (44,34). Las alturas a que proponíamos las tomas son: (44,34), (59,00) y (73,84) en vez de (44,50) (61,00) y (78,00).

El número de tubos, en el *proyecto*, es el de cuatro para cada grupo.

Ya veremos, después, que la distribución de tomas proyectada así como la colocación de cuatro tubos, en vez de tres, en las dos tomas superiores, da lugar a una mayor regularidad en los caudales posibles, con respecto a la disposición adoptada, y además, con menor coste, debido esto a la menor longitud de tubo y

al menor coste de caseta de válvulas y canales de evacuación.

Agregaremos que en el proyecto, aunque por simplificar no se ha dibujado en la figura 1.^a A, la entrada E no comunica directamente con el embalse, sino con una chimenea adosada al paramento aguas arriba de la presa, a la cual entra el agua por rejillas de gran extensión situadas en la parte inferior que protegían también la entrada a la toma de (29,50), lo que tenía la ventaja de impedir sedimentaciones que la obstruyeran.

Las válvulas con cierre de disco no funcionan en muy buenas condiciones con aberturas parciales, y grandes cargas de agua, y claro es que, como ya hemos dicho, siempre habrá que tener una dando servicio en esas condiciones, salvo el momento en que un número completo de tubos dé el caudal que se pide al embalse.

Las condiciones anormales parece que han de aumentarse, en el caso de abertura parcial con el codo aguas abajo de las válvulas, puesto que el chorro de agua iría a chocar, según se indica en la figura 2.^a A, para dos posiciones distintas, A y B, del platillo de cierre.

Pero hay que tener en cuenta que no disponiendo aducción de aire por la parte inferior del tubo, inmediatamente aguas abajo de la válvula, sino únicamente en la parte superior, el chorro de agua no puede desprenderse del codo en la parte inferior, como indica la línea de trazos CC' en la figura 2.^a A, pues actuando la presión atmosférica en la parte superior, únicamente, sumando su acción a la de la gravedad, hará que el chorro de agua se curve hacia abajo.

La mayor carga con que se estará obligado a tener abierta parcialmente una válvula es (véase figura 2.^a) 21,50 m., a la que corresponde, aproximadamente, una velocidad de salida de 18 m./seg., despreciando las pérdidas por rozamiento en el tubo, y teniendo en cuenta las originadas en la rejilla, entrada del tubo y válvulas.

Veamos la forma que tomaría el chorro en las condiciones marcadas para la abertura A.

Acción vertical de la presión atmosférica sobre un centímetro de longitud de chorro

$$9,81 \times 6,3 \times 10^6 \text{ dinas} = 6,18 \times 10^7 \text{ dinas.}$$

Masa de un centímetro de longitud de chorro

$$2,3 \times 10^8 \text{ g.}$$

Aceleración correspondiente

$$\frac{6,18}{2,3} \times 10^4 \text{ cm./seg.}^2 = 2,69 \times 10^4 \text{ cm./seg.}^2 = 269 \text{ m./seg.}^2$$

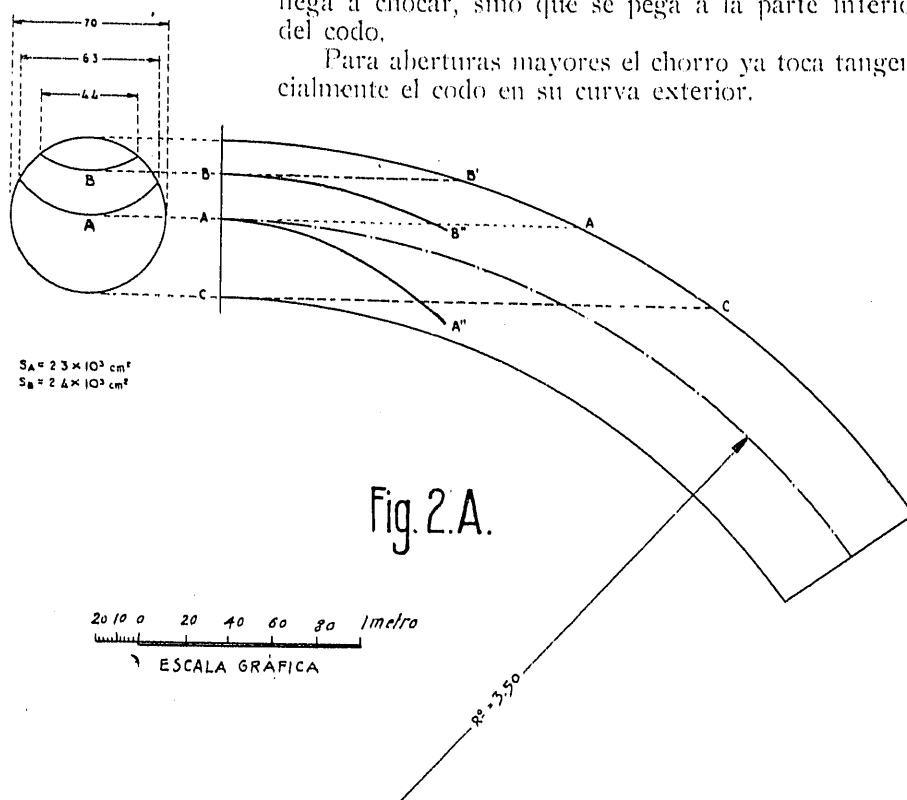
si se les suma la acción de la gravedad, la aceleración resulta de 279 m./seg.².

Con este valor de la aceleración y la velocidad de salida 18 m./seg., resulta para forma de la superficie del chorro la AA" de la figura 2.^a A.

Se ve que el chorro se ha de adosar contra la parte inferior del codo siempre que se disponga una franca entrada de aire por la parte superior, lo cual es sumamente fácil.

Análogamente, para la abertura B, se tendría la curva BB", que, como antes la A", desciende más de prisa que el eje del codo, lo que quiere decir que también, con la abertura B, el chorro de agua no llega a chocar, sino que se pega a la parte inferior del codo.

Para aberturas mayores el chorro ya toca tangencialmente el codo en su curva exterior.



Fácilmente se comprende que, repetido el cálculo, para aberturas menores que A, el chorro se adosaría, cada vez con más fuerza, a la parte inferior, puesto que siendo mucho menor su masa, con relación a la superficie sobre la cual actúa la presión atmosférica, la aceleración que tiende a curvarlo hacia abajo resulta cada vez mayor.

Habíamos fijado el radio del codo en 5 d. = 3,50 metros atendiendo la curva que da Creager para valores probables de las pérdidas en los codos; pero las consideraciones expuestas, relativas al choque en el codo, con aberturas parciales, podrían habernos impuesto un radio mayor.

Claro es que, en último término, la determinación precisa debiera hacerse experimentando en modelos, ya que el fenómeno es más complejo que el supuesto en los cálculos anteriores.

Respecto a las ventajas de disponer las bocas de entrada de agua en los tubos en un pozo nos referimos a un artículo, en el que las expusimos, publicado por *Ingeniería y Construcción* en su número de diciembre de 1931 y reproducido en el número de enero de 1932 de *Ingeniería*, de México.

Agregaremos aquí, únicamente, relativamente a los efectos que pueden tener las tomas por el fondo, que el año 1932, en que se dió el agua del Pantano

de la Fuensanta, por el salto auxiliar de la construcción, que tiene la toma por el fondo, y parte también por la toma (44,50), que quedaba muy baja con respecto al nivel del agua, observaron los cultivadores de arroz de una vega, situada a 47 km. aguas abajo, que éste tardó mucho en nacer a causa de la baja temperatura a que todavía llegaba el agua. El año 1933 no se quejaron, que nosotros sepamos, de esta dificultad, aunque el agua se dió, aproximadamente, en la misma forma.

Sin embargo, ello aconseja la conveniencia de disponer por lo menos una entrada a mayor altura que la *E* indicada en la figura 1.^a *A*, por si conviniera, en un momento dado, dar agua de capas altas que están a mayor temperatura. Es fácil lograr esto según ya indicábamos en el artículo antes mencionado.

A los efectos de rendimiento y coste de las tomas el pozo tiene la ventaja de disminuir éste, al acortar los tubos, y aumentar aquél, puesto que disminuye la pérdida de carga.

En la figura 2.^a (dibujada análogamente a la figura 1.^a) se comparan la disposición llamada *proyecto* con una variante de la *exterior*, que se diferencia de la definida en el cuadro número 1 en que la toma (29,50) tiene los cierres en el interior, en vez de en el exterior, como allí se consigna. Esta variante corresponde a lo realmente instalado, por lo que en la figura se le llama Instalación.

Las curvas correspondientes a Instalación son continuas y las de *proyecto* de trazos.

Si nos imponemos un caudal mínimo de 20 m.³ por segundo, la toma (61,00) tiene ya que funcionar a embalse lleno; la (44,50) comenzará a funcionar cuando el nivel del agua baje a la cota del punto *N* en que la curva total, suma de los caudales de las tomas (78,00) y (61,00), completamente abiertas, llega a la abscisa 20 m.³/seg. Del mismo modo se ve que al bajar el nivel del agua a la cota del punto *P* hay que abrir ya la toma (29,50). Así resulta para curva de máxi-

mos caudales, si nos imponemos el mínimo de 20 m.³ por segundo, *M N N' O P P' Q R*.

Para las tomas *proyecto* sería *A B B' C C' D D' E F*.

Las curvas de caudales para las tomas *proyecto* las hemos calculado lo mismo que queda dicho para las otras, en cuanto a pérdidas por rozamiento, rejilla, entrada del tubo y válvulas. Para la pérdida en

el codo hemos tomado $0,3 \frac{V^2}{2g}$, partiendo de una pérdida de $0,46 \frac{V^2}{2g}$, valor intermedio entre el pro-

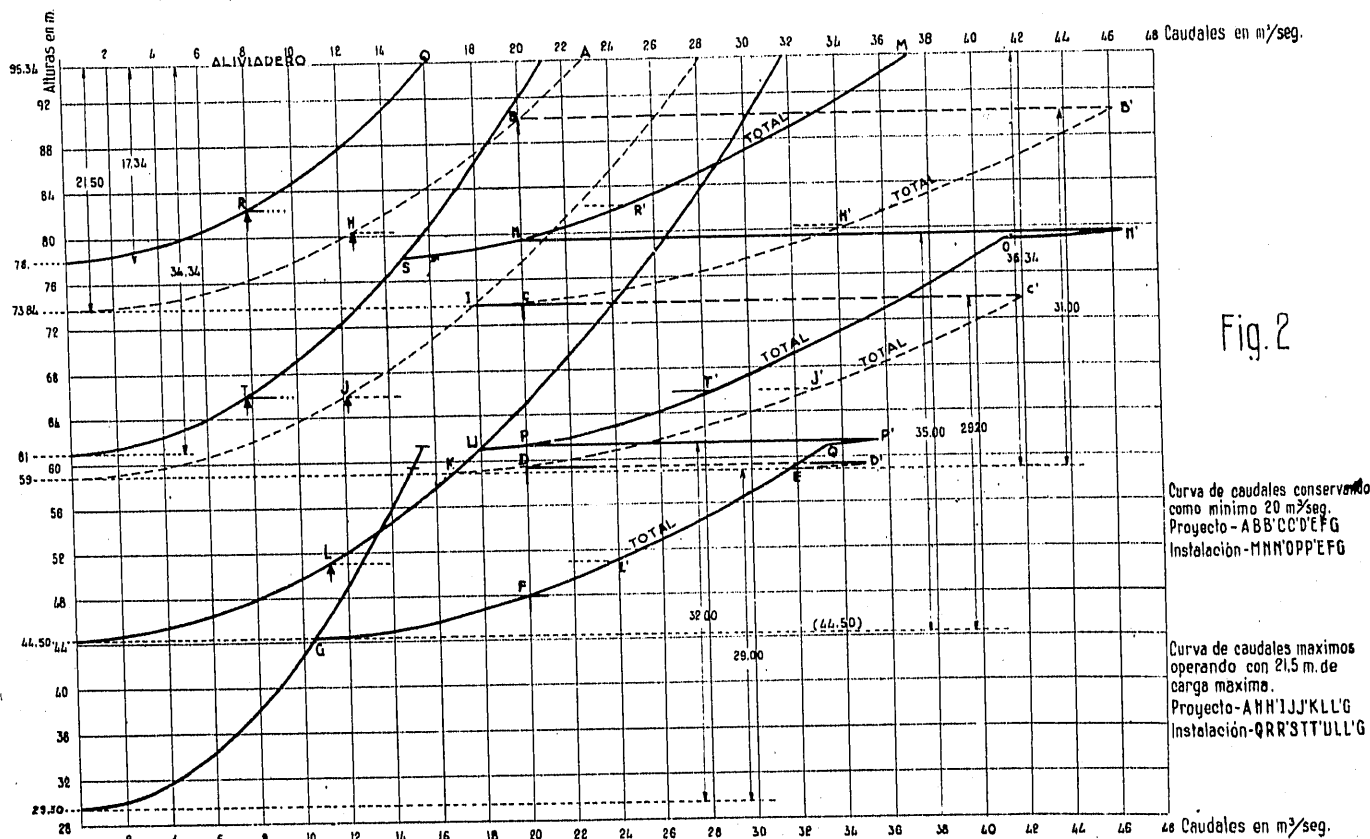
bable y el de seguridad que da Creager para $R = 5$ d. en codos de 90°, y haciendo después la reducción para el ángulo 39° que es el que corresponde al codo proyectado.

Claro es que todas estas curvas de caudales sólo sirven para un estudio comparativo, ya que tienen entre otras causas de error en los cálculos la variación del coeficiente *C* que es muy variable (véase la página citada del libro "Saltos de agua y Presas de embalse", ya citado) y la determinación de los caudales reales debe hacerse por medio de aforos en la estación aguas abajo del Pantano, repetidos cuidadosamente, variando los caudales de toma.

En la figura 2.^a, las curvas de caudales de la toma (44,50) Instalación y (44,34) *proyecto* casi se confunden, pues la menor longitud de tubo queda compensada con la pérdida en el codo. Por ello, para no introducir confusiones, hemos dibujado una sola curva.

El codo nos disminuye el rendimiento, pero nos facilita la construcción de los canales de evacuación del agua que, como ya hemos dicho al principio resultan costosos, a causa de la forma de las laderas, en el caso de instalación exterior lanzando el agua horizontalmente.

En el cuadro número 2, se dan las cargas máxi-



mas con que es preciso maniobrar cada desagüe cuando se pretende dar un caudal no menor de 20 m.³/seg. sacadas de las figuras 1.^a y 2.^a

Cuadro núm. 2.

Cotas de las tomas .	(29,50)	(44,50)	(61,00)	(78,00)
Exterior	32,00	35,00	34,34	17,34
Interior	28,00	34,00	34,34	17,34
Cotas de las tomas .	(29,50)	(44,34)	(59,00)	(73,84)
Proyecto	29,00	29,20	31,00	21,50

Para la disposición *exterior* se ve que, mientras la toma (44,50) ha de ser puesta en servicio con una carga máxima de 35 m. la (78,00) lo será únicamente con 17,34 m. En la disposición *interior* la toma (29,50) tiene un alivio de 4 m. con respecto a la *exterior*, debido a que la gran longitud de los tubos de la cota (44,50) *exterior* hace que el caudal de esta toma sea mucho menor que en la toma (44,50) *interior*, por lo que hay que recurrir mucho antes a la (29,50).

El alivio que la instalación *interior* da para la toma (44,50) que es de 1 m. es menor a causa de la menor longitud de tubos en las cotas superiores.

En *proyecto* hay más regularidad en las máximas cargas para cada toma.

Es debido, de una parte, a la posición, en altura, de las dos tomas superiores que, colocadas más bajas, dan un alivio para las tomas inferiores a cambio de aumentar un poco la máxima carga para la toma (73,84), que resulta de 21,50 m. en vez de 17,34 m. que corresponde a las tomas (78,00) en las otras disposiciones.

De otra parte, se debe a que en *proyecto* hay cuatro tubos para cada una de las tomas (44,34) (59,00) y (73,84), mientras que en las otras disposiciones hay tres tubos en las (61,00) y (78,00).

Se ve, en resumen, que en cuanto a estas máximas cargas, la disposición *proyecto* es mucho mejor que *interior* y ésta mejor que *exterior*.

Si nos imponemos la carga límite 21,50 m., los máximos caudales que podemos evacuar vienen dados por la curva *Q R R' N S T T' U L L' G* para Instalación y *A H H' I J J' K L L' G* para *proyecto*.

En el cuadro número 3 se dan los caudales mínimos para cada disposición, es decir, el correspondiente a los puntos *R T L* (fig. 1.^a) para *exterior* a los *H J L₁* (fig. 1.^a) para *interior* y a los *H J L* (fig. 2.^a) para *proyecto*.

Cuadro núm. 3.

DISPOSICIONES	Caudales mínimos m. ³ /seg.	Medio de los tres m. ³ /seg.	Relaciones al primero.	Medio de los dos primeros m. ³ /seg.	Relaciones al primero.
<i>Exterior</i>	8,0 7,8 11,0	8,9	1,00	7,9	1,00
<i>Interior</i>	8,7 9,2 14,0	10,6	1,19	8,9	1,13
<i>Proyecto</i>	12,6 12,2 11,3	12,0	1,35	12,4	1,57

Fijada una altura máxima para la maniobra es evidente que lo interesante es fijarse en los caudales mínimos que se han consignado en el cuadro (tres para cada disposición); para tener una idea de conjunto se han calculado los valores medios para cada disposición, aunque es también muy interesante sus valores considerados separadamente, que en rigor debieran ser iguales.

Como el mínimo inferior puede ser mejorado con ayuda de los desagües de fondo, hemos hecho también la comparación con los dos mínimos superiores, que son los dos primeros indicados en el cuadro para cada disposición, puesto que éstos son los que pueden obligar a realizar maniobras con cargas tal vez excesivas.

El caudal que, ordinariamente, se ha dado del Pantano de la Fuensanta los veranos últimos anda cerca de 12 m.³/seg.

Como se ve, desde este punto de vista, la de mayor regularidad y mayores caudales mínimos, es *proyecto*, siguiéndole *interior* y después *exterior*, tanto si se consideran los tres como los dos primeros mínimos.

Si se considera la media de los tres mínimos, *proyecto* tiene una ventaja de 35 por 100 sobre *exterior* e *interior* una ventaja de 19 por 100 sobre *exterior*.

Si se tienen en cuenta los dos mínimos primeros que son los más interesantes, las ventajas de *proyecto* e *interior*, sobre *exterior*, son 57 por 100 y 13 por 100 respectivamente.

Los costes están indicados en el siguiente cuadro, con precios tomados de la realidad, en cuanto a válvulas, tubos y su instalación; los precios para casetas y canales se han calculado con suficiente aproximación.

Cuadro núm. 4.

DISPOSICIONES		C O S T E S						
		EN PESETAS					POR M ³ DE CAUDAL	
		Válvulas.	Tubos.	Casetas.	Canales.	TOTALES	Relativos a Exterior.	En pesetas. Relativos.
Cuatro tomas.	<i>Exterior</i>	317.080	271.050	25.300	80.000	693.430	1,00	77.910 1,00
	<i>Interior</i>	317.030	83.280	"	13.000	413.360	0,59	38.990 0,50
	<i>Proyecto</i>	362.520	233.260	4.000	12.000	611.780	0,88	50.980 0,65
Tres tomas.	<i>Exterior</i>	260.560	199.450	20.300	80.000	560.310	1,00	70.920 1,00
	<i>Interior</i>	260.560	65.980	"	13.000	339.540	0,60	38.150 0,53
	<i>Proyecto</i>	306.000	160.060	3.000	12.000	481.060	0,85	38.790 0,54

La primera parte del cuadro se refiere a cuatro tomas: es decir, cada disposición tal y como se define en el cuadro número 1.

En la segunda parte, se excluye la toma de la cota (29,50) puesto que, como ya dejamos dicho, ésta puede ser sustituida por los desagües de fondo.

Respecto a costes se ve que, aunque la disposición *proyecto* tiene cuatro tubos, en vez de tres, en las dos tomas superiores resulta más barata a causa de la economía que se obtiene en casetas y canales y parte también, a causa de la longitud de tubos que es algo menor que en la disposición *exterior* con respecto a la cual se obtiene una economía del 12 por 100 si se consideran las cuatro tomas y del 15 por 100 si se consideran tres.

La disposición *interior* ahorra cantidades considerables de tubo, y da una economía con respecto a *exterior* de 41 por 100 y 40 por 100, según se consideren cuatro o tres tomas. También se debe la economía al ahorro en casetas y canales.

Si se calcula el coste por metro cúbico de caudal, las economías son aún mayores, pues según ya se ha visto en el cuadro número 3, los menores caudales mínimos corresponden a la disposición *exterior*.

Para tener el coste por metro cúbico de caudal, se han dividido los costes totales por la media de los caudales mínimos del cuadro número 3, tomando el medio de los tres mínimos cuando se consideran las cuatro tomas, y el de los dos primeros mínimos cuando se consideran tres tomas.

Desde este punto de vista, con respecto a *exterior*, la disposición *interior* da unas economías de 50 por 100 y 47 por 100, y *proyecto* de 35 por 100 y 46 por 100, según se consideren cuatro o tres tomas.

Como se ve, las economías son de consideración, y pudieran emplearse, por ejemplo, en emplear tipos de cierres más perfectos y más caros, viniéndose a traducir esto en un mejor servicio y más fácil conservación.

Resulta, pues, de todo lo que precede, que siempre que no tengamos que temer el aligeramiento que en la presa producen las cámaras de maniobra y las galerías, lo mejor será instalar los cierres en el interior de la presa, análogamente a lo indicado para la disposición *interior*. Aun si fueran de temer los aligeramientos, siempre cabe estudiar si el refuerzo del perfil de la presa en la zona de tomas es más barato o más caro que el aumento que produce la gran lon-

gitud de tubos, y el de casetas y canales, pues siempre se debe rehuir la colocación de tubos muy largos, de pequeño diámetro, destinados a estar en carga en toda su longitud, por tener los cierres en el extremo aguas abajo.

Claro es que en presas pequeñas y si, además, son de mampostería con mortero de cal hidráulica, está indicada la colocación de tubos con los cierres situados en casetas, adosadas al paramento de aguas abajo, porque en éstas la longitud de tubos será pequeña, y la resistencia de la fábrica permite menos aligeramientos que el hormigón.

Pero aun situando los cierres aguas abajo, siempre se debe estudiar una disposición que permita la evacuación del caudal de las tomas con el menor coste posible; en unos casos convendrá la disposición *exterior*, y en otros, como el que nos ocupa, la disposición *proyecto*, que, como se ve, da lugar a economías de consideración.

Solamente hemos comparado disposiciones distintas de los mismos elementos; pero claro es que el estudio a realizar, en el de las tomas de un pantano, debe ser más extenso, estudiando el número y tamaño más conveniente, así como el tipo de cierre, pues puede suceder que tipos más caros, como son válvulas de aguja, por ejemplo, pueden resultar más baratos, por tener que instalar menos, y también pueden dar servicio más perfecto, lo cual también debe tenerse en cuenta; pero esto sale de los límites que nos habíamos propuesto.

De todos modos, es interesante la consideración, juntamente con los ya expuestos, de los valores de las economías absolutas, que, con respecto a *exterior*, son:

Con la disposición *interior*, 280.070 pesetas y 220.770 pesetas, según se consideren cuatro o tres tomas.

Con la disposición *proyecto*, 81.650 y 79.250 pesetas, según se trate de cuatro o tres tomas.

Y con la disposición *proyecto*, si se colocan solamente tres tubos en las tomas superiores, lo mismo que en *exterior*, las economías serían 130.130 y 127.730 pesetas.

Bien se ve por estas cifras que es menester estudiar cuidadosamente el problema, antes de decidir la instalación de tomas, pues no resulta baldío el trabajo que a ello se dedique.

Pablo QUILÉZ ARAQUE.
Ingeniero de Caminos.

Bibliografía

INTRODUCCIÓN A LA FÍSICA MATEMÁTICA, volumen II, por *Enrique Butty*, Profesor de las Universidades de Buenos Aires y La Plata.—Un tomo de 26 X 17 cm., con 444 páginas y 12 figuras.—Publicado por la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad de Buenos Aires, 1934.

En 1931 apareció el primer tomo de esta obra, que contenía el cálculo vectorial; el cálculo tensorial (para transformaciones lineales, octogonales y complementos de cálculo vectorial) y el estudio particular del tensor del segundo rango.

En este segundo tomo, que se publica ahora, se estudian los ele-

mentos de geometría diferencial y el cálculo tensorial para transformaciones afines y continuas.

En su primera parte, Geometría diferencial, comprende el estudio de las curvas, alabeadas, sus elementos intrínsecos, curvaturas, contactos y osculaciones; envolventes y trayectorias; estudio paramétrico de las superficies; curvatura, líneas asintóticas, geodésicas y de curvatura; superficies aplicables y desplazamiento paralelo.

En la segunda parte, referente a cálculo tensorial, estudia las transformaciones afines, los espacios riemannianos y pseudoriemannianos; las derivadas del tensor fundamental, covariantes y contravariantes, líneas geodésicas y desplazamiento paralelo, pasando