

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.

Pantano del Chorro sobre el río Turón

por

D. MANUEL JIMÉNEZ LOMBARDO

Ingeniero de caminos, canales y puertos (1).

El pantano y la zona regable.

Antecedentes.—La Sociedad Hidroeléctrica del Chorro hizo donación al Estado de un proyecto de pantano sobre el río Turón y de datos referentes a otro sobre el río Guadateba, al propio tiempo que el Consejo de Industria y Comercio y la Cámara Agrícola Oficial de esta provincia apoyaban una solicitud de numerosos é importantes propietarios de la vega de Málaga para que se construyeran las citadas obras.

La Dirección general de Obras públicas ordenó, con fecha 1.º de Marzo de 1910, un reconocimiento «para saber si los correspondientes a los dos últimos ríos (Turón y Guadateba) son practicables, cuáles podrían ser su coste y condiciones principales, deducidos por apreciación, y su grado relativo de utilidad». En cumplimiento de esta orden, que fué encomendada al Ingeniero que suscribe, redacté una Memoria en la que hacía constar que ambos pantanos eran practicables en muy buenas condiciones, que evaluaba los costes respectivos en 1.600.000 y 2 millones de pesetas, y sus capacidades en 20 y 10,5 millones de metros cúbicos; que su utilidad era indudable para asegurar los riegos de la vega inferior del Guadalhorce, y, por último, que debía empezarse por construir el del Turón, más barato y de mayor capacidad.

El Ilmo. Sr. Director general de Obras públicas tuvo á bien disponer, con fecha 21 de Julio de 1910, lo que sigue:

«Examinado el proyecto de pantano sobre el río Turón, en la provincia de Málaga, del que ha hecho donación al Estado la Sociedad Hidroeléctrica del Chorro; resultando que el proyecto redactado por el Ingeniero D. Leopoldo Werner ha sido favorablemente informado por los Ingenieros de la División hidráulica del Sur de España, con excepción de los extremos relativos á la capacidad del embalse y á la forma en planta de la presa; considerando que dichos extremos requieren un detenido estudio, como asimismo las condiciones de permeabilidad del vaso que pudieran exigir la realización de sondeos; considerando que las

modificaciones que pudiera convenir introducir en el proyecto del Ingeniero Sr. Werner reclaman un estudio detenido en relación con la zona regable del pantano de Ardales, situado aguas arriba del proyectado, esta Dirección general ha resuelto remitir el proyecto del pantano del río Turón á la División hidráulica del Sur para que proceda á una detenida confrontación del mismo y al estudio de las modificaciones que convenga introducir en él en armonía con lo que queda expuesto, redactando en su caso el proyecto correspondiente, que deberá elevarse al examen de esta Dirección juntamente con el que se remite.»

Aprobado por la Dirección general de Obras públicas el correspondiente presupuesto de estudios se comenzaron éstos á principios del pasado año, al propio tiempo que el Servicio central Hidráulico encomendaba al Ingeniero D. Gumersindo Gutiérrez Gándara la práctica de los sondeos, á que después se hará referencia. Detenidos estos estudios, tanto por esperar el resultado de dichos sondeos, punto tan importante para formar precisa idea de la posibilidad y conveniencia de la obra, como por tenerse que dedicar á otros trabajos urgentes el Ingeniero que suscribe, se reanudaron en el presente año y su resultado es el que se presenta en este proyecto.

Utilidad de la obra.—Para poder juzgar de la utilidad de esta obra, que sin duda ninguna puede calificarse como la de orden hidráulico que más beneficios puede reportar á esta región, se ha dibujado el gráfico del anejo núm. 3 con las curvas de gastos de estiaje del río Guadalhorce en los desfiladeros del Chorro en los años 1910, 11 y 12 (1), por los que se observa el descenso tan grande que experimenta el caudal, llegando, en periodos relativamente grandes, á 300 litros por segundo. Computando la capacidad del vaso que se proyecta en 22 millones de metros cúbicos, resulta que en los citados años podría haberse uniformado el gasto llegando á 2.500, 2.940 y 2.560 litros por segundo, respectivamente.

Zona regada y regable.—En el anejo núm. 2 se presenta un croquis de la zona regada y de la regable (esta última se dibuja sólo por apreciación de las alturas aproximadas á que podrían llegar las acequias) que corresponden á los términos municipales de Alora, Pízarra, Cártama, Alhaurín de la Torre y Málaga. Según datos suministrados por los respectivos Ayuntamientos, la

(1) De la Memoria oficial de este interesante proyecto.

(1) Han servido para dibujar estas curvas los datos suministrados por la Sociedad Hidroeléctrica del Chorro, pues los que poseemos en esta División pecan por exceso, debido á que en el canal, presa de dicha Sociedad, se hacen remansos en el verano, cuyas sueltas se verifican á las horas en que (según se ha averiguado posteriormente) se suelen hacer las observaciones por nuestro personal. Para evitar esta anomalía, se ha cambiado recientemente la escala, colocándola aguas arriba de la presa.

superficie regada por el río Guadalhorce y su distribución en cultivos es la siguiente:

TÉRMINOS MUNICIPALES	Longitud acequias Km.	SUPERFICIE REGADA EN HECTÁREAS				
		Viña.	Caña.	Arbo- leda.	Cultivo anual.	Total.
Alora.....	36	»	»	740	»	740
Pizarra.....	36	»	»	644	30	674
Cártama.....	38	106	»	594	264	964
Alhaurín de la Torre.....	14	15	92	24	208	339
Málaga.....	37	83	404	27	1.544	2.058
TOTALES.....	161	204	496	2.029	2.044	4.775

En la duda de que en estos datos hubiera los errores naturales de los amillaramientos y otros debidos a haber incluido como riegos del río los de pequeños arroyos y manantiales, se ha recabado su confirmación al Sr. Jefe del Servicio agronómico-catastral, que remite el siguiente estado:

Zona de riego del Guadalhorce.

	Hectáreas.
Alora.....	610,18,33
Pizarra.....	718,40,31
Cártama.....	724,33,88
Alhaurín.....	174,64,86
Málaga.....	2.029,15,85
TOTAL.....	4.256,73,23

cifra esta última algo menor que la de la totalidad del cuadro anterior. Esta diferencia estriba, principalmente, en la disminución de las áreas correspondientes a Cártama y Alhaurín, y se explica perfectamente porque en las primeras deben haberse incluido todas las tierras que dominan las acequias y de riego eventual, mientras que en las segundas se han aquilatado por el Servicio catastral las que en realidad se benefician con el riego en los años normales.

De cualquier modo puede asegurarse que la superficie regada por el río Guadalhorce se aproxima a 4.500 hectáreas, excediendo de esta cifra si se computan como tales aquéllas que sólo disfrutan del agua en los años lluviosos y de estiaje moderado.

En cuanto a la superficie regable, es decir, aquella en que podrían extenderse las acequias y abancalarse con facilidad, no se poseen datos ningunos, ni he creído que para el estudio presente (pues como después se dirá, este pantano tendría por casi exclusivo objeto el asegurar los riegos actuales), merecía la pena de medirla sobre el terreno; sin embargo, por una apreciación á bulto puede afirmarse que sería de otro tanto por lo menos. Es decir, que si el caudal del río Guadalhorce pudiera regularizarse mediante la construcción de pantanos en el cauce principal y en sus afluentes, la superficie regada por sus aguas podría ser de 10 á 12.000 hectáreas.

Necesidad del pantano.—Comparando las cifras estampadas anteriormente obsérvese la insuficiencia del caudal actual, pues para el riego de más de 4.000 hectáreas se dispone en los años abundantes de 800 á 900 litros por segundo, y en los escasos, como el de 1910 (el presente es aún más escaso), de 300 litros; algo podrían aumentarse estas cifras con las filtraciones y los aportes de los pequeños arroyos inferiores, pero nunca llegarán las primeras á los 1.000 litros ni las segundas á los 500.

Consecuencia de tal penuria es la ruina de esta rica zona que, disfrutando de tan envidiable temperatura, no puede obtener de la tierra los productos de que es susceptible; en aquellas acequias, donde no existe comunidad de regantes y se rigen por la costumbre ó al favor, riegan los huertanos de la cabeza con alguna amplitud, los del medio con escasez y los de la cola sólo en años excepcionales; las que están reglamentadas (que son las de Málaga y una de Cártama) lo hacen con largos intervalos de tiempo, veinte ó veinticinco días, insuficiente para obtener una cosecha remuneradora; y, por último, aquellos labradores, como los de caña de azúcar, cuyo cultivo es rico, y su pérdida sería de gran valor, recurren á la construcción de pozos con norias ó bombas de vapor, recargando el producto con un gasto exorbitante de construcción y, sobre todo, de entretenimiento.

Esta precaria situación se remediaría inmediatamente que se asegurara en el río principal un estiaje de 2.500 á 3.000 litros por segundo, pues como una proporción grande de la zona regada (casi un 50 por 100) está dedicada al arbolado que sólo exige un caudal de $\frac{1}{4}$ á $\frac{1}{2}$ de litro por hectárea y segundo, en el resto se aseguraría un aporte de un litro, sobrante para toda clase de cultivos.

Volumen de agua que deberá embalsarse.—Por tanto, para el objeto principal é inmediato de remediar la situación actual basta con llegar á embalsar ó, mejor dicho, á disponer de un embalse que pueda ir suministrando al Guadalhorce el caudal que le falte en todo momento para completar aquella cifra, para lo que es suficiente un vaso de 22 millones de metros cúbicos. Es evidente que si el embalse fuera mayor podrían extenderse más los riegos; otras consideraciones, que después se aducirán, limitan á dicha cifra la del pantano sobre el río Turón, objeto de este estudio.

El río.

Area y condiciones de la cuenca.—El río Turón nace en el collado de los Perdigones, en la sierra de Yunquera, término municipal de Ronda, y después de un recorrido de cerca de 50 kilómetros desemboca en el río Guadalhorce, á escasa distancia y aguas abajo del Guadateba. Se alimenta de aguas de lluvia y algunos manantiales, y, aunque en menor escala, de los deshielos de las nieves caídas de Diciembre á Marzo en las sierras de Caparain y Yunquera.

La vegetación es abundante en la parte alta y pobre en la baja, siendo la pendiente media de 0,006.

En el anejo núm. 1 se presenta un croquis de ella, cuya medida total, pues el emplazamiento de la presa está casi en su desembocadura, es de 280 kilómetros cuadrados.

Aprovechamientos superiores.—Según la Estadística de aprovechamientos existentes en los archivos de esta División, los aprovechamientos para riegos en el río Turón y sus afluentes son 20, fertilizando una extensión de 183 hectáreas, y para industria 12, dedicados á la molienda de cereales. El más bajo de todos estos aprovechamientos confronta con el pueblo de Ardales, lo que indica que en nada puede afectarles la obra que se proyecta.

Está construyéndose en la actualidad el pantano de Andrade, en el kilómetro 29 de este mismo río, para el riego de unas 1.500 hectáreas, situados en el término de Ardales, en una zona superior á la cola del embalse que se proyecta, con una capacidad máxima de 9.200.000 metros cúbicos. Es claro que en los cálculos posteriores tendrá que tenerse en cuenta este importante aprovechamiento.

Aprovechamientos inferiores.—Aguas abajo del emplaza-

miento elegido no existe ningún aprovechamiento en el río Turón. Una vez desembocadas sus aguas en el Guadalhorce, siguen por el estrechísimo desfiladero de los Gaitanes, donde se ha construido el salto del Chorro por la Sociedad Hidroeléctrica del mismo nombre. Aparte de este importante aprovechamiento industrial, existen otros 15 molinos hasta su desembocadura en el mar y 26 tomas para riegos de la superficie citada anteriormente.

Datos pluviométricos.—En el pantano de Andrade se ha instalado, recientemente, un pluviómetro, pero sus datos son todavía tan escasos que no dan indicación útil. En el anejo número 5 se presentan los recogidos en los cinco últimos años en los pluviómetros de la Casa-forestal del Robledal (término de Cortes de la Frontera) y del Instituto de Málaga.

Se ve, desde luego, como podría sospecharse, que la lluvia es más abundante en el primero, pues está situado más alto, y, sobre todo en la vertiente occidental de la serranía de Ronda, cuya mole detiene las nubes arrastradas del Océano y ocasiona su precipitación. Ahora bien, la cuenca del Turón está comprendida entre una y otra estación pluviométrica, tanto si se considera su situación topográfica, como si se tiene en cuenta la trayectoria de los temporales en esta región, por lo que no es aventurado suponer que la lluvia media en cuenca del Turón está comprendida entre las que caen en Cortes y Málaga.

Según esto se podría establecer con relación al quinquenio 1908-1912:

	Cortes.	Málaga.	Turón.
Lluvia media	1065,2	603,8	834,5
Idem mínima	959,2	507,5	733,3

Datos y aforos acerca del régimen.—En el anejo núm. 4 se presentan los aforos del río Turón, efectuados en el emplazamiento de la presa del pantano de Andrade en los años 1907 al 1912, ambos inclusive. Estos estados se deducen de una escala implantada en un tramo algo regularizado del río y de experiencias realizadas por el Ingeniero Director ó el Auxiliar facultativo casi todos los meses, y construyendo curvas que relacionen las alturas de la primera con los caudales, variables según las temporadas.

Es indudable que los aforos practicados por este procedimiento son bastante erróneos, pues aparte de la dificultad de deducir con alguna aproximación la velocidad media con la de los flotadores, la forma del canal varía en cada avenida. Sin embargo, pueden admitirse como una primera aproximación, y, para nuestro caso, en que se debe pecar por defecto, adoptarlos con un coeficiente de reducción. Con esta condición creo quedar dentro de los límites prudenciales, suponiendo que en los años lluviosos (1907, 1908 y 1909) discurre por el río en el tajo de Los Aviones un caudal total de 60 millones de metros cúbicos y en los escasos de 35 millones, ó sea reducir las cifras del citado cuadro en un 40 por 100, coeficiente bastante elevado para que con él se anulen completamente todas las causas de error.

Tomando la media de los seis años citados y el coeficiente prudencial que se acaba de decir, resulta un caudal medio anual de unos 55 millones de metros cúbicos, que comparado con la cifra de lluvia media admitida (834,5 milímetros) y teniendo en cuenta que la cuenca del pantano de Andrade es de 168 kilómetros cuadrados, resulta un coeficiente de aprovechamiento de 39 por 100. Para el aporte mínimo y la mínima lluvia (733,3) este coeficiente sería 31 por 100.

Desde el pantano de Andrade hasta este que se proyecta

aumenta la superficie de la cuenca en 110 kilómetros cuadrados, que con la lluvia mínima de Málaga (507,5 milímetros) y el último coeficiente citado, representa un aumento en la aportación de 17 millones de metros cúbicos.

Caudal mínimo disponible para la alimentación del pantano.—Como resumen de los datos aportados anteriormente, es indudable que puede afirmarse:

	Metros cúbicos.
Caudal mínimo anual que discurre por el tajo de Los Aviones (pantano de Andrade).....	35 000.000
Embalse del pantano en construcción.....	9.200.000
Caudal sobrante.....	25.800.000
Aporte mínimo de la cuenca entre los dos pantanos.....	17.000.000
Caudal mínimo anual con que puede contarse en el pantano en proyecto.	42.800.000

Caudal máximo de avenidas.—En los otoños de 1906 1907 y 1908 se presenciaron en esta región las avenidas más exorbitantes de que se tiene recuerdo, ocasionándose en el segundo de los años citados la inundación de Málaga por el Guadalmedina, y en el primero la destrucción de los terraplenes del Chorro y del puente de Campanillas, que interrumpieron la circulación por la vía férrea de Córdoba a Málaga durante más de un mes.

De todas ellas se tomaron datos para aforos en el emplazamiento del pantano de Andrade, y en el proyecto reformado que presentó su Ingeniero Director, Sr. Alcalá Zamora, constan sus representaciones gráficas, de las que se deduce:

FECHA	CAUDAL EN M ³ POR 1"		DURACIÓN	
	Medio.	Máximo.	Total.	Del máximo.
3 á 5 Septiembre 1906	119	218	49 h.	1 h.
28 á 29 idem 1906	373	680	18 h.	1 h.
23 á 24 idem 1907	168	354	35 h.	2 h. 50'
20 á 23 Enero 1908.....	81	227	65 h.	»

En corroboración de que la avenida del 28 á 29 de Septiembre de 1906 puede considerarse como el máximo maximorum de las ocurridas en la provincia, merece citarse lo acaecido en la colonia del Tesorillo, en las márgenes del río Guadiaro. Existía en un molino, propiedad de los Sres. Larios, una lápida con indicación del nivel á que llegaron las aguas en una riada de 1874, que sin duda en aquella época se consideró extraordinaria; pues bien, la del 28 de Septiembre de 1906 la sobrepasó en más de un metro, como consta en otra lápida que se colocó poco después.

La relación entre las superficies de las cuencas del pantano de Andrade y de éste del Chorro es de 1,64, lo que parece indicar á primera vista que si el máximo de las crecidas en el tajo de los Aviones es de 680 metros cúbicos, en la desembocadura del Turón debería ser de 1,64 X 680 = 1.115 metros cúbicos; pero como á medida que es mayor la cuenca el caudal se regulariza, pues es muy difícil, ó, mejor dicho, imposible que afluyan al río las máximas aportaciones en los tiempos oportunos, esta cifra debe deducirse, sobre todo cuando se trate de servirse de ella para el cálculo de los desagües, hasta la cifra de 800 á 900 metros cúbicos por segundo.

Arrastres.—No he tenido ocasión de observar ninguna crecida del río Turón, que es cuando se ocasionan los máximos

arrastres que se traducen en mayor ó menor enturbamiento de sus aguas; pero si he notado su limpidez en aguas medias invernales, lo que, unido á la naturaleza rocosa de gran parte de su cuenca, permiten deducir que es una de las corrientes que menos acarreo llevan entre todas las de la región.

La presa y el embalse.

Situación de la presa.—La presa del pantano que se proyecta se emplazará en el sitio denominado Cueva de la Golondrina, á unos 250 metros antes de la desembocadura del Turón en el Guadalhorce. La razón de haber elegido este lugar, desechando el indicado en el anteproyecto, está suficientemente explicado en el informe del Ingeniero del Servicio central, Sr. Gutiérrez Gándara (anejo núm. 6).

Estudio mineralógico y geológico de los terrenos del vaso. Los detenidos y concienzudos estudios verificados por el citado Ingeniero, y el de minas D. Pedro Palacios (el informe de este último consta en la Memoria del anteproyecto), relevan de hacer una nueva descripción de los terrenos del vaso, bastando con consignar como resumen que la casi totalidad de él está constituido (aparte de los detritus superficiales) por areniscas molasas del eoceno, alternadas con capas de margas ó arcilla, presentándose sólo pequeños afloramientos de caliza margosa.

Impermeabilidad.—En uno y otro estudio se hace constar la impresión favorable de ambos Ingenieros respecto á la impermeabilidad de dichos terrenos.

Dice el Sr. Palacios:

«Las rocas de la formación eocena son muy á propósito para obtener vasos impermeables; las alternancias de areniscas, arcillas y margas se suceden repetidamente en los distintos niveles de esa formación, originando un vaso de composición bastante uniforme; no todas aquellas rocas son impermeables en el mismo grado, pues siéndolo casi totalmente las arcillas y margas, no lo son tanto las areniscas, pero esto no afecta á la impermeabilidad del conjunto al hallarse sus capas comprendidas entre otras que impiden el paso del agua á su traves.

»En la parte ocupada por el embalse no aparecen otras rocas jurásicas que los dos altozanos indicados (uno el del cortijo de Frascote y otro entre los cortijos de Vado Real y del Chico, cerca del arroyo del Boquerón, que queda fuera del embalse), constituidos por materiales correspondientes al horizonte superior del titónico, en los que entran en gran proporción las margas, y las calizas son muy arcillosas, por lo que están muy lejos de ofrecer el peligro de pérdidas de agua que presentan los terrenos calizos infrayacentes de la misma edad.»

El Sr. Gutiérrez Gándara abunda en las mismas opiniones, como puede verse en el anejo citado, habiendo comprobado en los distintos sondeos la alternancia de los bancos de arenisca con las capas de arcilla.

Por último, se debe mencionar que el pasado año visitó estos lugares el eminente geólogo D. Lucas Malladas, acompañado por el Ingeniero que suscribe, y no sólo confirmó los anteriores favorables dictámenes, sino que hubo de decir que aun en las calizas jurásicas que aparecen en el Guadalhorce, entre la desembocadura del Turón y la toma de agua del salto del Chorro, no sería aventurado implantar el vaso de un pantano, pues la estructura hojosa de sus estratos, su escasa inclinación y su naturaleza fuertemente margosa, eran suficiente garantía de impermeabilidad práctica.

Sin embargo, en el informe del Servicio central se recomienda que al redactar este proyecto se estudie nuevamente el peli-

gro que por tal concepto puedan presentar las calizas del arroyo del Boquerón y las areniscas del vaso.

Si el arroyo del Boquerón es, como aseguran los prácticos del terreno, el que está comprendido entre los cortijos del Chico y de Vado Real, puede asegurarse, desde luego, que el afloramiento que en él asoma queda por encima del nivel del embalse ó á tan escasa presión que, si en él pudieran originarse filtraciones, serían insignificantes; pero como es posible que al Sr. Gutiérrez Gándara le hayan designado con tal nombre el que desemboca frente á Frascote (su insistencia en este punto y el modo confuso de expresarse los campesinos, me lo hacen sospechar), se presente en el anejo núm. 7 un croquis acotado del afloramiento que, á simple vista, es el más importante de todo el vaso; en él puede verse que llega hasta la vaguada del río y la cota 302, ó sea 21 metros por debajo del nivel del embalse. Ahora bien, la roca de este manchón, aunque descompuesta en la superficie por los agentes atmosféricos, no presenta grandes dislocaciones y es fuertemente margosa, por lo que el Ingeniero que suscribe no duda, yendo en ello acompañado por la opinión de Malladas, que no hay en este lugar temor de filtraciones.

Respecto á la impermeabilidad de las areniscas eocenas, se ha requerido el ensayo de ellas bajo este aspecto por el laboratorio de la Escuela de Ingenieros de Caminos, cuyo resultado consta en el anejo núm. 8.

Este ensayo, hecho sobre muestras tronco-cónicas y cúbicas de 6 á 7 centímetros de espesor, sólo indica lo que ya se presumía y se ha dicho anteriormente: que la arenisca por sí sola es permeable. Pero es digno de notarse:

1.º Que ciertos ejemplares (el 2 y 4 tronco-cónico) no dejaron pasar el agua; y

2.º Que el núm. 1, cúbico, durante veinte horas dejó pasar mucha menos agua que otros iguales en veinticinco minutos, lo que parece demostrar que en ciertas direcciones (probablemente en la normal á los lechos de extratificación) la permeabilidad es mucho menor que en otras, y que ésta no es proporcional al tiempo, quizás por obtura de los poros.

En opinión del Ingeniero que suscribe, estos ensayos sobre muestras de escaso ó mucho espesor, tiene sólo un valor relativo, en primer lugar porque en realidad, sobre el terreno, se presentan las areniscas en masas de grandes espesores que, aun á las presiones de tres ó cuatro atmósferas, se hacen prácticamente impermeables tan sólo por el tortuoso y largo camino que tienen que recorrer los filetes líquidos; en segundo, porque no es posible en el laboratorio reproducir con aguas limpias el proceso de colmatación de los pozos que indudablemente ha de efectuarse en este embalse, tanto porque las aguas del río contienen limo é impurezas en más ó menos cantidad, como por el que arrastran de las capas superficiales que tienen que atravesar antes de llegar á la roca; y, por último, que como consta en los dos dictámenes citados, y se ve comprobado en los gráficos de sondeos, los bancos de arenisca están separados por lechos de arcilla que, aunque sean de escaso espesor, contribuyen eficazísimamente al fin deseado. Es decir, que en los primeros tiempos de servir la obra, el vaso *empapará* bastante agua, saturándose la roca subyacente por lo menos en sus bancos superficiales, cuyo efecto irá disminuyendo poco á poco por la colmatación sin desaparecer sino al cabo de muchos años; quizás por algunos sitios, y después de un largo recorrido, algunos filetes líquidos lleguen á encontrar salida al exterior, aunque nunca en cantidad abundante, sino de modo análogo á la salida del agua por un filtro doméstico, lo que nunca puede calificarse de filtración peligrosa; cuyas consideraciones inducen á aceptar sin prevención el vaso del pantano, si bien se deberá contar con un exceso prudencial en el volumen de agua

que ha de alimentarlo, pues con ella no sólo ha de llenarse el embalse, sino los poros de la roca y estos pequeños escapes.

En resumen: como complemento de las conclusiones que figuran en el prudentísimo y estudiado informe del Sr. Gutiérrez Gándara, se puede establecer:

1.º No son de temer escapes de consideración por el afloramiento calizo del arroyo del Boquerón ó de Frascote, tanto por la naturaleza y estructura de sus estratos, como por no ser mucha la presión del agua que sobre él ha de insistir.

2.º Las areniscas reducen mucho su permeabilidad en cierta dirección, que probablemente será la normal á sus lechos de estratificación, ó sea la vertical, dado la escasa dislocación de los bancos.

3.º En el supuesto de que existiera este peligro de filtración (no por grietas, sino por poros), además del efecto de colmatación de las aguas naturales, las capas de arcillas, que con sus bancos alternan, cortarían la salida á las aguas.

Y 4.º Que se debe reservar cierta parte del caudal del río por el exceso de prudencia tan recomendable en estos proyectos para atender á estas posibles filtraciones ó, mejor dicho, saturación de la roca.

Cimiento y empotramiento.—Los sondeos efectuados en las proximidades de la Cueva de la Golondrina, ó sea en el emplazamiento de la obra de la presa, indican claramente hasta dónde hay que profundizar en el lecho de acarreo del río hasta encontrar la roca. Sirviéndose de estos datos, empotrando la obra 3 ó 4 metros hasta encontrarla sana y compacta, y limitando los escalones por cuerdas de arcos de círculos cuyo centro sea la coronación, se han dibujado los cimientos que figuran en la hoja de planos correspondiente.

Clase y dimensiones de la presa.—La presa que se propone es de fábrica de mampostería ciclópea, con piedra caliza, procedente de una cantera próxima situada en la margen derecha del río Guadateba. La facilidad de transporte y extracción de este material no merece la pena de demostrar la ventaja que por su superior densidad representa sobre la que se hubiera podido proyectar con la arenisca molasa.

Planta de la presa.—El paramento superior afecta en planta la forma de arco de círculo, de 125 metros de radio, curvatura suficiente para que parte de los esfuerzos se transmitan á las laderas, aliviando algo el empuje vertical; sin embargo, en los cálculos posteriores se prescindirá de este apoyo, estudiando como aislada la sección transversal.

El radio marcado tiene la ventaja de que el centro de la curva, una vez fijada la cuerda, que está exactamente en la dirección Norte-Sur, queda en lugar bien visible, con lo que se facilitarán los replanteos y mediciones parciales.

Comprobación de la estabilidad del perfil.—Para perfil de la presa se adopta el triangular aconsejado por Nicolau (Revista de Obras Públicas, 1899) con arreglo á la teoría de Levy, que es también el que se proyectaba en el primitivo, y cuyas condiciones son tan conocidas que sería obvio el repetir las. Como ya se sabe, el paramento superior es vertical y el inferior forma con él un ángulo dado por la fórmula

tang α = √(1 / (K - 1))

siendo K la relación de densidades de la fábrica y el agua embalsada.

Densidad de la obra.—Se han escogido dos muestras de piedra de la cantera pesándolas primero en el aire, y luego, introducidas en el agua, se ha obtenido:

Muestra.	PESO EN EL		Pérdida de peso.	Densidad.
	Aire.	Agua.		
1	11,400	7,200	4,200	2,714
2	13,300	8,400	4,900	2,714

es decir, que á pesar de su distinto volumen y haber procurado que procedan de distinto punto de la cantera, la densidad ha resultado la misma, lo que prueba su homogeneidad.

Fijando con Baldasano en 1,80 la densidad del mortero y en 1/3 su volumen relativo, resultará para densidad de la mampostería

0,33 × 1,80 + 0,66 × 2,714 = 2,385.

Dada la limpidez casi constante de las aguas del río Turón y la consideración de que en las avenidas los acarreos quedarán en la cola del pantano y á la presa llegará ya el agua después de haber sedimentado todos los arrastres, podría considerarse sin peligro la cifra anterior como densidad relativa; sin embargo, por un exceso de precaución, supondremos que el agua tiene una densidad de 1,02 y, por tanto,

K = 2,385 / 1,02 = 2,358

de donde

tang α = √(1 / (2,358 - 1)) = √(1 / 1,358) = 0,859

que en último término se ha redondeado á 0,86, lo que supone asignar á K el valor 2,352, que es el que se tomará en los cálculos sucesivos.

Esfuerzos máximos.—Suponiendo descubiertos los cimientos, la presión teórica en el perfil elegido son:

	Zarpa. Kg.-cm²	Fondo cimiento. Kg.-cm²
	(H = 37 m.)	(H' = 47 m.)
Paramento aguas arriba...	Vacío. KH = 8,70	KH' = 11,05
	Lleno. H = 3,70	H' = 4,70
Paramento aguas abajo...	Vacío. 0 = 0,00	0 = 0,00
	Lleno. KH = 8,70	KH' = 11,05

Entre el paramento vertical y la recta que, partiendo del vértice forma con él el ángulo dado por la fórmula

tang α₁ = 3 / √(K - 1) (K - 3) = 3 / √(1,352 + 5,352) = 0,483

no existen esfuerzos de deslizamiento; en el resto llegarán hasta un máximo que es el cuarto del de compresión, ó sea 2,18 en la zarpa y 2,76 en el fondo.

Las curvas de presiones son rectas que pasan por el vértice y forman con la vertical los ángulos siguientes:

Embalse vacío..... tang α' = 0,333
Embalse lleno..... tang α'' = (2K - 1) / (3K (K - 1)) = 0,388

ambos dentro del núcleo central.

Estos esfuerzos sufren pequeñas modificaciones al insertar el triángulo de la coronación, conforme se pasa á exponer:

Hasta la profundidad h = 3 / 0,86 = 3,49 metros, que es la al-

tura de dicho triángulo, la presa tiene sección rectangular, siendo las presiones á dicha profundidad.

$$\begin{aligned} \text{Paramento aguas arriba...} & \left\{ \begin{array}{l} \text{Vacío. } Kh = 0,82 \text{ kg.-cm}^2. \\ \text{Lleno. } h = 0,34 \text{ " "} \end{array} \right. \\ \text{Paramento aguas abajo...} & \left\{ \begin{array}{l} \text{Vacío. } Kh = 0,82 \text{ " "} \\ \text{Lleno. } h(2 \text{ kg.} - 1) = 1,30 \text{ kg.-cm}^2. \end{array} \right. \end{aligned}$$

En este último paramento y en la parte á que está adosado el triángulo de la coronación, se producirá una compresión que irá aumentando desde 0 hasta la altura h en que toma el valor máximo

$$\frac{K^2 d}{\sqrt{K-1}} = \frac{5,537 \times 3}{1,165} = 1,42 \text{ kg.-cm}^2$$

disminuye luego, anulándose á la profundidad $2h = 6,98$ metros, y á partir de este punto toma valores negativos, es decir, se producen tensiones, que á la profundidad $4h = 13,96$ metros adquiere su valor máximo

$$\frac{K^2 d}{8 \sqrt{K-1}} = -0,18 \text{ kg.-cm}^2$$

descendiendo luego en valor absoluto, según la fórmula

$$\frac{K^2 d^2}{H^2} (2d \sqrt{K-1} - H)$$

que acusa para la zarpa $0,10 \text{ kg.-cm}^2$ y para el terreno $0,09 \text{ kg.-cm}^2$.

Por lo tanto, cuando el embalse esté vacío, siendo la presión nula en este paramento, el efecto de la coronación será producir los esfuerzos que se acaban de mencionar, entre los cuales hay tensiones desde los 6,98 metros de profundidad, si bien su valor máximo no excede de $0,18 \text{ kg.-cm}^2$, que aunque de escásima importancia indica que se debe esmerar la calidad de los materiales y la ejecución en la zona donde se experimenten, cuyo espesor máximo es

$$\frac{4 K d}{36 K - 35} = 0,57 \text{ m.}$$

Cuando el embalse esté lleno, la compresión se aumentará en la zona de contacto de los dos triángulos, siendo el máximo aumento á la altura h

$$Kh + \frac{K^2 d}{\sqrt{K-1}} = 0,82 + 1,42 = 2,24 \text{ kg.-cm}^2.$$

Hasta la profundidad $2h$ habrá aumento en las compresiones, pero á partir de este punto disminuirán, por ser negativas las producidas por la coronación, reduciéndose en la zarpa á

$$KH - 0,10 = 8,70 - 0,10 = 8,60 \text{ kg.-cm}^2$$

y en el fondo

$$KH' - 0,09 = 11,05 - 0,09 = 10,96 \text{ kg.-cm}^2.$$

En el paramento de aguas arriba la adición del triángulo hace aumentar las presiones con el término

$$\frac{2 K h^2}{H^2} (H - h)$$

resultando

$$\begin{aligned} \text{Zarpa } (H = 37) \dots & \left\{ \begin{array}{l} \text{Vacío. } 8,70 + 0,14 = 8,84 \text{ kg.-cm}^2. \\ \text{Lleno. } 3,70 + 0,14 = 3,84 \text{ " "} \end{array} \right. \\ \text{Fondo } (H' = 47) \dots & \left\{ \begin{array}{l} \text{Vacío. } 11,05 + 0,11 = 11,16 \text{ " "} \\ \text{Lleno. } 4,70 + 0,11 = 4,84 \text{ " "} \end{array} \right. \end{aligned}$$

En resumen, la adición del triángulo de coronación mejora el paramento de aguas arriba, pues sin llegar las presiones á lo inadmisibles en el material hace que sean superiores á las del agua, con lo que no serán de temer las supresiones; también aumenta la compresión en el paramento de aguas abajo en los puntos poco cargados, dando lugar á tensiones á embalse vacío ($0,18 \text{ kg.}$ como máximo) que no son de importancia con buenos materiales hidráulicos.

En el anejo núm. 8 se presenta el ensayo de resistencia á la compresión, efectuado en muestras de la roca arenisca donde se ha de implantar el muro de presa. Comparando sus resultados con el esfuerzo máximo de compresión ($11,16 \text{ kg.}$) deducido anteriormente se ve que el coeficiente de seguridad media es de 14 y solo cuando la arenisca sea muy blanda (que al hacer la excavación se procurará fundar sobre roca sana y dura) podrá descender á 9.

Altura máxima útil y total del embalse.—La cota de coronación de la presa es la de 325, referida al nivel del mar, mediante la nivelación que se ha hecho hasta la cabeza de los carriles de la línea de Córdoba á Málaga en el arroyo del Coscojar, donde la altura sobre dicho nivel es de 304,50.

Como luego se verá, se ha calculado el aliviadero para una lámina vertiente máxima de 2 metros de altura, por lo que el umbral del vertedero quedará en la cota 323, cuya curva de nivel indica, pues, el nivel máximo del embalse.

Capacidad del embalse.—La cubicación del embalse á distintas alturas consta en el anejo núm. 10; se ha hecho por el sencillo procedimiento de la media de las áreas, que da una suficiente aproximación.

Como en él puede verse, el área de embalse máximo de avenidas es de 230 hectáreas, y cuando el embalse esté lleno hasta el umbral del aliviadero, de 205,5 hectáreas.

La capacidad de este embalse útil es de 22,8 millones de metros cúbicos, y la total máxima en avenidas (prescindiendo del remanso), de 27,2 millones; quizás con el tiempo, si se ve la necesidad ó conveniencia de ello, pueda llegarse hasta esta última cifra mediante la colocación de alzas móviles; por ahora no se proponen, quedando, pues, reducida á la primera el volumen embalsado.

Comparando la cifra de 22,8 millones de metros cúbicos con la de 42,8, que anteriormente se ha deducido como caudal mínimo disponible para la alimentación del pantano, se ve que se ha dejado un margen de consideración, tanto para precaver que puedan venir años más secos que los que figuran en los aforos efectuados como para atender á las posibles pérdidas de que se habló al tratar de la impermeabilidad del vaso.

Volumen de agua evaporada.—La fórmula de Boix, para el cálculo de agua evaporada, es la siguiente:

$$E = \frac{3}{5} e A \frac{V}{Q} \left[1 - \left(1 - \frac{Q t}{V} \right)^{\frac{5}{3}} \right]$$

en la que:

e = Altura de agua perdida diariamente por evaporación, que, á falta de datos de la región, se tomará la media de estiaje acusada en estos dos últimos años en el Observatorio del Instituto Provincial, ó sea 5,4 milímetros.

A = Área de la superficie de evaporación, que aproximadamente puede tomarse la media entre el nivel máximo normal (323) y la de la última barbacana de toma de aguas (296,80), ó sea 1.100.000 metros cuadrados.

V = Volumen total del embalse.

Q = Gasto diario, que por término medio puede aforarse en 150.000 metros cúbicos para este efecto.

t = Tiempo (en días) de la evacuación.

Ahora bien, para el cálculo aproximado que puede hacerse antes de precisar el funcionamiento del pantano el término entre paréntesis difiere poco de la unidad, por tanto,

$$E = \frac{3}{5} 0,0045 \times 1100000 \frac{22000000}{150000} = 425600 \text{ m}^3.$$

Descripción del embalse.—El plano general del embalse, que se presenta en la hoja núm. 1, se ve que con la obra proyectada sólo se inundarán dos cortijos llamados de la Vega Chica y de Frascote, con sus eras y construcciones anejas. El valor de estas construcciones no tiene importancia en relación con el de la obra en general.

No se interrumpe camino ninguno, salvo los de servidumbre de los cortijos citados.

Salubridad.—La distancia de la cola del embalse a la aglomeración urbana más próxima, ó sea al pueblo de Ardales, es de 6 á 7 kilómetros, por lo que no es de temer que los encharcamientos y depósitos de fango que se produzcan en la parte más próxima á la presa puedan afectar en nada á la salud pública, ni aun á los moradores de los cortijos de Vado Real y Chico.

Aliviadero de superficie.

Emplazamiento y descripción.—El aliviadero de superficie cumple el cometido de dar salida al exceso de agua, una vez lleno el pantano, impidiendo su derrame por la coronación de la presa y los daños que podría ocasionar por socavación de las laderas en roca de mediana dureza, como la arenisca.

Está situado en la margen izquierda, siguiendo su umbral la misma configuración que las líneas de nivel y colocando la cresta en la cota 323; recogidas las aguas en un canal colector, cuya capacidad va aumentando con la longitud, se vierten mediante un canal abierto en la roca en el próximo barranco de la Mone-da, que desagua en el río Turón, á suficiente distancia del pie de la presa.

Caudal máximo de avenidas.—Ya hemos visto que las máximas avenidas en el lugar del emplazamiento de las obras podrán llegar hasta la cifra de 850 metros cúbicos por segundo.

Es indudable que el pantano ejercerá un efecto no despreciable de regulación, suavizando la curva de la riada y rebajando su cúspide; pero como para el objeto que se persigue, que es proporcionar las mayores garantías de que el líquido no ha de verter por la presa, conviene colocarse en las peores condiciones, supondremos que es nulo este efecto regulador y que en el máximo de la avenida tiene que evacuarse el gasto indicado.

Ahora bien; como se verá más adelante, por los desagües de fondo puede darse salida (á embalse lleno) á unos 50 metros cúbicos, por lo que sólo quedarán para el de superficie 800 metros cúbicos.

Cálculo de la capacidad del vertedero y del canal colector. Se adopta, para perfil del vertedero, una forma análoga á la de la serie núm. 192 de Bazin, que dentro de su robustez proporciona un fuerte desagüe. En planta está constituido por varias alineaciones rectas y curvas, terminando en la misma presa con una longitud total de 110 metros. Suponiendo nula la velocidad de llegada del agua (que siempre será de importancia en las avenidas, lo que aumentará el desagüe), la capacidad del vertedero por metro será, para una lámina de agua, de 2 metros de altura, ó sea hasta la coronación de la presa

$$Q = 0,60 \sqrt{2g \cdot 2,00}^{\frac{3}{2}} = 7,522 \text{ m}^3/\text{s}$$

y para su totalidad la capacidad será

$$7,522 \times 110 = 827 \text{ m}^3/\text{s}$$

superior á los 800 metros cúbicos que se ha supuesto; para los cálculos posteriores, sin embargo, se seguirá admitiendo la cifra de 7,522 como desagüe unitario del vertedero.

Fijando en 6 m./s la velocidad máxima del agua en el canal colector, dando á la base del trapecio que se adopta por sección transversal una longitud $b = 3a$ (siendo a la altura) y al talud del lado del monte la inclinación de 1/5 (el del lado del embalse tiene la inclinación de 1/1, según el perfil del vertedero que se ha elegido) y llamando l la distancia á partir del origen, se tendrá

$$Q = 7,522 \times l = v \times S = 6 \times S;$$

pero en la forma de sección adoptada

$$S = ab + \frac{l}{2} a^2 + \frac{l}{10} a^2 = a^2 \left(3 + \frac{l}{2} + \frac{l}{10} \right) = 3,60 a^2$$

luego

$$7,522 \times l = 6 \times 3,60 \times a^2$$

de donde

$$a = \sqrt{0,3482 \times l} = 0,59 \sqrt{l}$$

y dando distintos valores á l

$l = 4 \text{ m.}$	$a = 1,18 \text{ m.}$	$b = 3,54$
$l = 9 \text{ m.}$	$a = 1,77 \text{ m.}$	$b = 5,31$
$l = 16 \text{ m.}$	$a = 2,36 \text{ m.}$	$b = 7,08$
$l = 25 \text{ m.}$	$a = 2,95 \text{ m.}$	$b = 8,85$
$l = 36 \text{ m.}$	$a = 3,54 \text{ m.}$	$b = 10,62$
$l = 49 \text{ m.}$	$a = 4,13 \text{ m.}$	$b = 12,39$
$l = 64 \text{ m.}$	$a = 4,72 \text{ m.}$	$b = 14,16$
$l = 81 \text{ m.}$	$a = 5,31 \text{ m.}$	$b = 15,93$
$l = 100 \text{ m.}$	$a = 5,90 \text{ m.}$	$b = 17,70$

El perímetro de la sección es

$$P = 3a + 1,414a + 1,02a = 5,43a$$

luego el radio medio

$$R = \frac{S}{P} = \frac{3,60 a^2}{5,43 a} = 0,66 a$$

que sustituido en la fórmula nueva de Bazin y tomando para coeficiente $n' = 0,46$, se tiene de pendiente en cada punto, para que la velocidad sea 6 m./s

$$i = \frac{7,62 + 23,62a + 26,80 \sqrt{a}}{3300a}$$

de donde

$l = 4$	$a = 1,18$	$i = 0,0165$
$l = 9$	$a = 1,77$	$i = 0,0135$
$l = 16$	$a = 2,36$	$i = 0,0127$
$l = 25$	$a = 2,95$	$i = 0,0117$
$l = 36$	$a = 3,54$	$i = 0,0109$
$l = 49$	$a = 4,13$	
$l = 64$	$a = 4,72$	
$l = 81$	$a = 5,31$	
$l = 100$	$a = 5,90$	

Se ve, pues, que para obtener en las citadas condiciones de forma de la sección la velocidad uniforme de 6 metros sería preciso (siendo el vertedero rectilíneo) trazar el canal colector en planta y perfil, según curvas de segundo grado. Para simplificar su construcción se ha dividido en tres trozos, en los que se tiene:

Perfil 1 — $l = 0$	$a = 3,48$	$b = 4,00$	$i = 0,015$
Perfil 2 — $l = 11,60$	$a = 3,70$	$b = 11,80$	
Perfil 4 — $l = 43,00$	$a = 4,00$	$b = 12,00$	$i = 0,012$

que tienen más capacidad que las secciones teóricas. En el perfil 5, á distancia de 44 metros del origen, la anchura y altura sigue siendo de 12 y 4 metros, y á partir de este punto el ancho se aumenta considerablemente, más de lo que exige el cálculo

anterior, para enlazar con curvas suaves el muro de contención con el del canal de desagüe.

Canal de desagüe.—El perfil de desagüe longitudinal se ha dividido en tres rasantes: la primera de pendiente suave (0,004) tanto para economizar en la excavación del puerto, como para que la velocidad sea moderada en este tramo próximo á la obra principal; la segunda, de enlace con el barranco, tiene la pendiente de 15 por 100, y la tercera, que llega hasta el río, tiene la pendiente de este barranco (22,5 por 100).

Partiendo del caudal de $800 \text{ m}^3/\text{s}$, y aplicando la fórmula nueva del Bazin, con el coeficiente 0,46 para el primer tramo, que va revestido, y 1 metro para los otros dos (intermedio entre el tipo 4.º y 5.º) los elementos del régimen hidráulico serán:

Tramo.	Pendiente.	Ancho. Metros.	Altura. Metros.	Radio medio.	Velocidad. m/s
1	0,004	30,00	4,00	3,16	6,70
2	0,150	30,00	1,35	1,24	19,90
3	0,225	20,00	1,55	1,34	25,70

Revestimientos.—Como la caída del agua con una altura de 4 metros podría producir degradación en la solera, que aunque sea de roca no es grande su dureza, esta solera llevará una capa de hormigón hidráulico de 60 centímetros de espesor. El muro de contención ó quijero de este canal colector, tiene 4 metros de altura en todo el cuenco de este canal, pues si bien á partir del perfil 5, las anchuras son mayores que las teóricas y por tanto la altura del agua parece que será menor de estos 4 metros, en cambio en esta parte, que por la derecha está junto á la presa, se producirán choques y remolinos, que en ciertos puntos elevarán el nivel. Estos muros se proyectan en desplome, con talud de 1/5; según Boix su espesor debe ser $0,215 \times 4 = 0,860$ metros, que por precaución se aumenta, redondeándolo, hasta 1 metro.

El primer tramo del canal de desagüe va revestido con solera de hormigón de 60 centímetros, y muros en desplome de la altura del agua (4 metros) y el espesor antes deducido para el colector; en los otros dos sólo se abrirá la caja para evitar en lo posible choques y remolinos; pero no se revestirá, porque las socavaciones que puedan producirse (donde son más de temer es en el encuentro ó curva de las dos primeras alineaciones, y afectará á la ladera opuesta de la cañada de la Moneda) no es de temer puedan afectar á la presa, y en todo caso darán lugar á proyectarlos cuando se pueda apreciar su efecto.

Inutilidad de la pasadera sobre el canal.—Como para el camino de servicio que ha de comunicar la obra con las canteiras y el apartadero de la vía férrea habrá que construir un puente sobre la parte baja del canal de desagüe, este puente deberá preverse en su construcción para que quede permanente, ahorrándose de este modo construir pasadera sobre el vertedero ó canal. En efecto, desde la Casa-administración podrá pasarse á la vía férrea y á la estación de Gobantes por este camino de servicio y por el puente recientemente construido sobre el Guadalhorce por la Jefatura de Ingenieros de Montes, y por la coronación de la presa se podrá comunicar con Ardales y con la estación del Chorro.

(Continuará.)

Redes hidroeléctricas

(Electrical World).

De un estudio publicado por M. Luis Bell en el *Electrical World* extractamos las siguientes consideraciones, relativas á los progresos realizados en la construcción de las grandes redes de distribución, alimentadas por fábricas hidroeléctricas.

Las dificultades tropezadas en la instalación de estas redes han sido, sucesivamente, por la insuficiencia de las máquinas, cuya construcción se ha mejorado rápidamente; después, á la flojedad de los transformadores y los aparatos, lo que se ha podido remediar gracias al empleo del aceite y al enfriamiento artificial, y, por último, á las líneas de transporte. El aislador de campana no permite, en efecto, exceder tensiones de 50 á 60.000 voltios, y, por otra parte, el efecto corona, comprobado en tensiones elevadas, parecía tener que limitar igualmente el voltaje máximo que debía emplearse en las líneas aéreas.

El empleo de aisladores suspendidos ha permitido exceder ampliamente la tensión de 60.000 voltios. Respecto á este asunto, cita el autor varias líneas de reciente construcción de la Connecticut River Transmission Company, instaladas para 120.000 voltios, cuyas líneas transmiten hasta San Luis, á 110.000 voltios, la energía producida á 240 kilómetros de esta población, en la fábrica de Keokuk (1), y el proyecto de transmisión á 135.000 voltios, en el Sur de California, en una extensión de más de 380 kilómetros en línea directa.

En lo que respecta á las pérdidas en la atmósfera, como consecuencia del efecto corona, cree el autor, muy razonadamente, que aunque este efecto no deja de ser despreciable, sin embargo, en la realidad no es de tanta importancia como puede temerse.

Siendo, en efecto, bastante grande el coste de las líneas como consecuencia de las necesidades de aislamiento de las canalizaciones entre sí y con tierra, por razón de economía, es preciso darlas una gran sección para que puedan transportar grandes cantidades de energía, y por este hecho se reduce por sí misma la importancia de las pérdidas por el efecto corona.

De hecho, las razones de orden económico son las únicas que limitan actualmente la tensión de las redes de distribución.

Fuera de los asuntos relativos á la tensión, puede observarse el establecimiento de nuevas instalaciones que presentan interés particularísimo. La fábrica de Keokuk, en el Mississipi, que más adelante proporcionará 150.000 caballos, en la actualidad funciona con la mitad de esta potencia. Existen en ella turbinas verticales, que giran á la velocidad en extremo reducida de 57,7 vueltas por minuto. La fábrica de Big-Creek, desde el 8 de Noviembre de 1913, transmite á Los Angeles, 18.000 caballos á 135.000 voltios en una distancia de 380 kilómetros. Está calculada para proporcionar á su terminación definitiva 160.000 caballos.

Los progresos realizados en la construcción de turbinas, han permitido aumentar el rendimiento de las instalaciones en una cantidad considerable.

Como ejemplo cita el autor las turbinas de 6.000 caballos, instaladas por la Appalachian Power Company. El rendimiento de estas máquinas alcanza el 93,7 por 100 y el de la instalación completa desde la entrada de agua á las turbinas hasta los conductores es del 88 por 100.

(1) Véase la REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS de 26 de Marzo último, página 151, el artículo titulado «Una instalación hidroeléctrica de 300.000 caballos en el Mississipi.—La línea de 110.000 voltios de Keokuk á San Luis.