

# PRESAS BOVEDA CON JUNTA EN LA BASE

Prof. Ing. C. C. P. A. DEL CAMPO  
Ing. C. C. P. J. PEIRONCELY  
Ing. C. C. P. L. MAROTO

## ANTECEDENTES

Al proyectar las presas en arco se intenta que las fuerzas resultantes de componer las presiones hidrostáticas con el peso propio del hormigón, se transmitan a través de las secciones de la presa, produciendo sollicitaciones de compresión lo más uniformes posibles. A estos efectos se procura definir geométricamente la presa, de manera que las directrices de las secciones horizontales (arcos) y verticales (ménsulas) sean antifuniculares de las cargas aplicadas a la presa, repartidas entre ambos sistemas de elementos con el embalse lleno o, mejor, que la superficie media de la cúpula sea antivelaria del conjunto de fuerzas aplicadas.

Sin embargo, la coacción que introduce en los movimientos de la bóveda el empotramiento de sus bordes en las laderas y fondo del valle, determina que no sea posible proyectar presas bóvedas que trabajen a compresión uniforme, ya que se introducen flexiones por los siguientes procesos:

a) Los acortamientos de los arcos (suma de las deformaciones producidas por los esfuerzos de compresión a que quedan sometidos y de la contracción debida a los descensos de temperatura), quedan impedidos por el empotramiento de la bóveda en las laderas, determinando esfuerzos hiperestáticos que introducen sollicitaciones de flexión en las secciones de los arcos.

b) El movimiento de los elementos verticales de la presa está coartado en las proximidades de su base, por la relativa indeformabilidad del cimientto, obligando a transmitir una parte importante de las cargas horizontales a través de dichos elementos verticales, determinando sollicitaciones de flexión en los mismos. En presas de gran altura las tensiones de compresión debidas al peso propio pueden compensar las de tracción producidas por la flexión en la base de la presa, pero en presas de pequeña y mediana altura es frecuente que las ménsulas transmitan hacia su base una proporción de cargas muy superior a la que pueden soportar sin agrietamiento.

La aparición de flexiones en las secciones de las presas en arco determina que, con frecuencia, las tensiones máximas de compresión sean considerablemente superiores a las compresiones medias y que, en ciertas secciones, especialmente en las de empotramiento, se produzcan

tracciones, con el consiguiente peligro de que se inicien grietas.

Para evitar los inconvenientes que, como consecuencia de las fuerzas hiperestáticas, introducen las flexiones en el estado tensional de las presas bóveda, hace unos cuarenta años propuso el entonces profesor de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, D. Alfonso Peña, construir presas bóvedas formadas por anillos separados por juntas deslizantes y apoyados sobre las laderas por medio de juntas que permitieran los desplazamientos radiales. Con esta disposición la bóveda es isostática y se asegura, para el hormigón, un estado tensional uniforme de compresión.

Se realizaron, por el sistema Peña de anillos independientes, la presa del Barranco de Isbert, de 47 m. de altura, y la ataguía, de 32,5 m. de altura, destinada a la construcción de la presa del Generalísimo. Los materiales entonces disponibles para apoyo e impermeabilización de las juntas ocasionaron ciertas dificultades, lo que, probablemente, determinó que no se extendiera este tipo de presas.

Desde que el Sr. Peña propuso las presas de anillos, ha progresado sensiblemente la técnica de proyectar de las presas en arco, disponiéndose de diversos medios para reducir la irregularidad del reparto tensional en las secciones de las presas, entre los que podemos citar los siguientes: espesores y curvatura variables en los arcos, curvatura en los elementos verticales de la presa, refriocación artificial del hormigón, pretensado, etc. Sin embargo, en la actualidad, son pocos los ingenieros que pueden vanagloriarse de haber proyectado una presa bóveda totalmente libre de tracciones y, en general, la relación entre las cargas máximas y medias de compresión es aún considerable.

En algunas presas bóveda, para evitar la posibilidad de agrietamiento incontrolado del hormigón, se disponen juntas que cortan total o parcialmente las secciones de empotramiento de la presa, permitiendo el despegue del hormigón, pero no su desplazamiento. Ha sido muy discutida la oportunidad de disponer o no estas lesiones artificiales en la estructura de las bóvedas, por estimar otros proyectistas que con ellas se reduce la seguridad a la rotura total de la presa.

4

## PRESAS BOVEDA CON JUNTA DESLIZANTE EN SU BASE

En nuestra opinión, como justificaremos más adelante, cuando son grandes la altura y responsabilidad de la presa, dominan los criterios de seguridad sobre los de economía, para seleccionar presas de tipo bóveda sobre otras alternativas de presas de hormigón, en cambio, en muchas

de las presas en arco dotadas de junta deslizante en su base teniendo en cuenta el avance en los últimos años, que se ha conseguido en la aplicación de gomas sintéticas y otros productos, para apoyos móviles y juntas de impermeabilización. Consideramos, en cambio, que son menores las ventajas que se obtienen por la aplicación de juntas deslizantes en los apoyos laterales de los arcos.

### SECCION TRANSVERSAL

### ALZADO

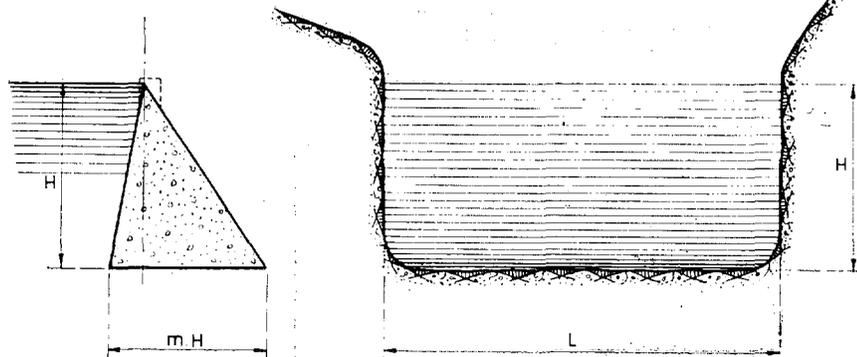


Fig. 1.ª— Solución de presa de gravedad para una cerrada en forma de U.  
(Gravity dam solution for a site with U forme).

presas de pequeña altura y responsabilidad limitada se pueden conseguir ahorros de relativa importancia, con la utilización de presas bóvedas, siempre que se simplifique en lo posible su proyecto y construcción.

Hemos construido varias presas bóvedas con juntas deslizantes en su base, para ataguías, y proyectamos algunas pequeñas presas de derivación con el mismo sistema.

### ALZADO

### SECCION A-A

### SECCION B-B

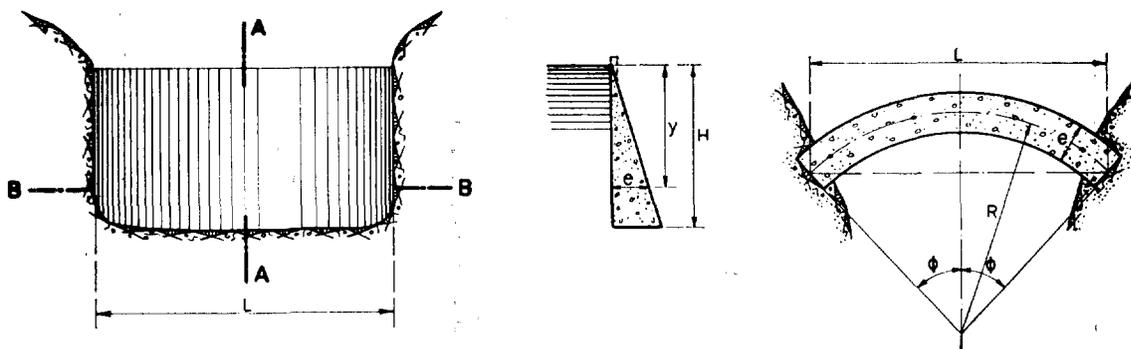


Fig. 2.ª— Solución de presa bóveda para una cerrada en forma de U.  
(Arch dam solution for a site with U forme).

En las presas de arco de gran altura consideramos preferible prescindir de las juntas estructurales, procurando estudiar en su proyecto la geometría de la presa, de modo que se obtenga un reparto tensional relativamente uniforme y se eliminen, en lo posible, las tracciones.

En cambio, siendo difícil eliminar en las presas de poca altura las tensiones de tracción en la base (por falta de peso propio) y no pudiendo gravar su coste con numerosos tanteos de forma durante el proyecto, creemos que merece la pena reconsiderar las ventajas e inconvenientes

### INFLUENCIA DE LA ALTURA Y ANCHO DEL VALLE EN EL VOLUMEN DE LAS PRESAS BOVEDAS CILINDRICAS

Para valles de forma semejante, la economía de hormigón que se podría obtener utilizando presas bóvedas puras (en las que trabajasen a compresión solamente los arcos horizontales), en lugar de presas con perfil de gravedad, sería proporcionalmente mayor para presas de pequeña altura, que para las de gran altura.

Consideremos una cerrada en forma de U, de ancho L, que se trata de cerrar con una presa de altura H.

El volumen de la presa de gravedad de perfil triangular necesario, sería:

$$V_g = \frac{1}{2} m \times H^2 \times L; \quad [1]$$

siendo m la suma de taludes de los paramentos (ver figura 1.<sup>a</sup>).

El espesor e de la presa en arco, a la profundidad y, bajo el nivel máximo del embalse, puede calcularse por la fórmula de los tubos:

$$e = \frac{\gamma \cdot y \cdot R}{\sigma}; \quad [2]$$

siendo  $\sigma$  la tensión media de compresión admisible,  $\gamma$  el peso específico del agua y R el radio de los arcos (ver figura 2.<sup>a</sup>).

El radio del arco R y la amplitud del valle L estarán relacionados con el semiángulo en el centro del arco, por la siguiente ecuación:

$$R = \frac{L}{2 \text{ sen } \phi} \quad [3]$$

El volumen de la presa en arco resultará, por consiguiente:

$$V_a = 2 R \phi \cdot \frac{1}{2} \frac{\gamma R}{\sigma} H^2 = \frac{1}{4} \frac{\phi}{\text{sen}^2 \phi} \frac{\gamma \times L^2 \times H^2}{\sigma} \quad [4]$$

La relación entre los volúmenes de la presa en arco y la de gravedad sería:

$$\frac{V_a}{V_g} = \frac{1}{2} \frac{\phi}{\text{sen}^2 \phi} \frac{\gamma}{\sigma m} L \quad [5]$$

o sea, que para las demás condiciones iguales el ahorro relativo conseguido con la presa en arco, dependería solamente de la amplitud del valle, con independencia de su altura.

Si en la expresión [5] introducimos unos valores que se pueden considerar normales:

Semiángulo en el centro:  $\phi = 60^\circ = \frac{\pi}{3}$ ;

$$\text{sen } \phi = \frac{\sqrt{3}}{2}; \quad \text{sen}^2 \phi = \frac{3}{4}$$

Peso específico del agua:  $\gamma = 1 \text{ Tm./m.}^3$ .

Tensión media admisible en los arcos:

$$\sigma = 40 \text{ Kg./cm.}^2 = 400 \text{ Tm./m.}^2$$

Relación de ancho en la base a altura en la presa de gravedad de perfil triangular:

$$m = 0,8;$$

$$\frac{V}{V_g} = \frac{1}{2} \frac{\pi}{3} \times \frac{4}{3} \times \frac{1}{400} \frac{1}{0,8} L = \frac{L}{459}$$

En consecuencia, en estas condiciones, en una cerrada en U, no se ahorraría hormigón construyendo la presa bóveda pura, si la cuerda de los arcos fuera superior a 459 m., cualquiera que fuera la altura de la presa.

En cambio, podría conseguirse un ahorro notable de hormigón cerrando, con presas bóveda de 20 ó 30 metros de altura, valles cuya amplitud fuera del orden de 200 metros.

Este criterio simplista no es aplicable a presas bóveda de gran altura, ubicadas en valles en V, que transmitirán gran proporción de las cargas hidrostáticas por los elementos verticales, quedando los arcos relativamente descargados.

### INFLUENCIA DE LA ALTURA SOBRE LA MAGNITUD DE LAS TENSIONES DE TRACCION EN LA BASE DE PRESAS EN ARCO

Es difícil proyectar presas en arco de altura moderada que, utilizando el hormigón con las cargas de trabajo de compresión que es capaz de soportar, quede prácticamente libre de tracciones.

Supongamos una presa de 150 m. de altura, cuya tensión máxima de compresión sea de 60 Kg./cm.<sup>2</sup> y que está libre de tracciones. Si se dispone de una cerrada geoméricamente semejante a escala 1 : 5, se podría construir una presa bóveda, libre de tracciones, pero en la que el hormigón sólo trabajase a 12 Kg./cm.<sup>2</sup>, quedando, por consiguiente, imperfectamente utilizado. Cualquier intento en reducir los espesores en esta presa de 30 m. de altura, obligaría a introducir tracciones o a disponer juntas deslizando (ver fig. 3.<sup>a</sup>).

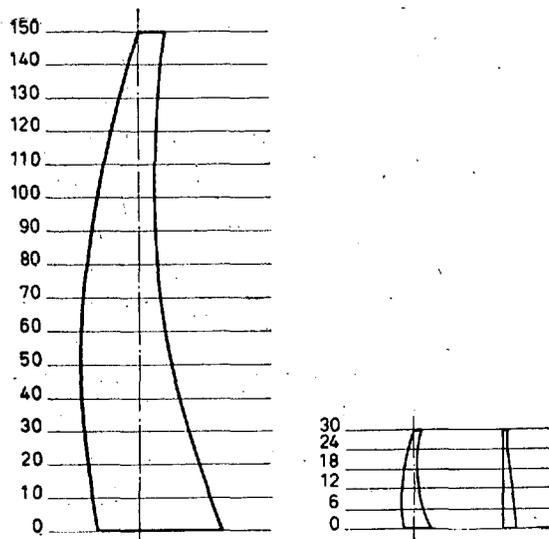
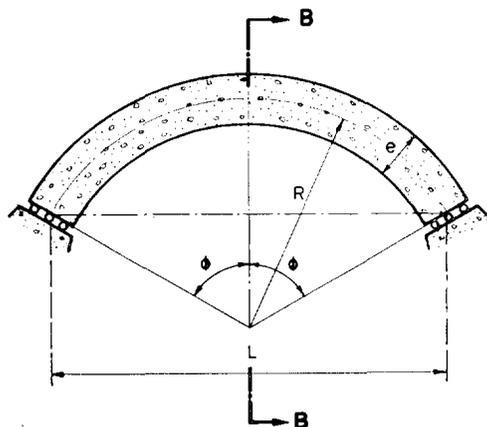


Fig. 3.<sup>a</sup> — Comparación a escala de presas bóveda. (Arch dam scale comparison).

Se puede obtener un orden de magnitud de las tensiones de tracción que se producen en la base de la presa, si consideramos una presa cilíndrica de radio  $R$  y espesor constante  $e$ , cuyos arcos pudieran deslizarse radialmente en sus apoyos (fig. 4.<sup>a</sup>).

Si la presa es relativamente esbelta, el momento flector  $M$  en la base de la presa puede calcularse por la teoría de recipientes cilíndricos:

$$M = \frac{\gamma \cdot R \cdot e \cdot H}{2\sqrt{3}} \left( 1 - \frac{\sqrt{R \cdot e}}{\sqrt[4]{3} H} \right) \text{ para } H > 1,2\sqrt{R \cdot e}.$$



SECCION EN PLANTA A-A

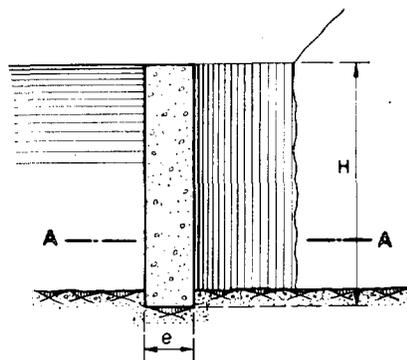
Sin embargo, las compresiones debidas al peso propio serían:

$$\sigma = \frac{150 \times 2,3}{10} = 34,5 \text{ Kg./cm.}^2$$

para la presa de 150 m., y

$$\sigma = \frac{30 \times 2,3}{10} = 6,9 \text{ Kg./cm.}^2,$$

para la presa de 30 m. de altura.



SECCION TRANSVERSAL B-B

Fig. 4.<sup>a</sup>—Presa bóveda con junta deslizante en apoyos.  
(Arch dam with slipping joint in abutment).

Este momento flector produciría una tensión de tracción:

$$\sigma = \sqrt{3} \frac{\gamma \cdot R \cdot H}{e} \left( 1 - \frac{\sqrt{R \cdot e}}{\sqrt[4]{3} H} \right).$$

Supongamos que la presa se dimensiona por la fórmula de los tubos para una tensión de 40 Kg./cm.<sup>2</sup>

$$= 400 \text{ Tm./m.}^2 \left( \frac{\gamma \cdot R \cdot H}{e} = 400 \right) \text{ y que } R = H:$$

$$\frac{\sqrt{R \cdot e}}{\sqrt[4]{3} H} \sim \frac{\sqrt{H}}{\sqrt[4]{3} \sqrt[4]{400}}$$

La tracción en la base de la presa, debida a la presión hidrostática, sería:

Para una presa de 150 m. de altura:

$$\sigma = \sqrt{3} \times 400 (1 - 0,465) = 370 \text{ Tm./m.}^2 = 37 \text{ Kg./cm.}^2.$$

Para una presa de 30 m. de altura:

$$\sigma = \sqrt{3} \times 400 (1 - 0,208) = 550 \text{ Tm./m.}^2 = 55 \text{ Kg./cm.}^2.$$

Con lo que, mientras en la presa más alta no aparecieran tracciones importantes (si no se consideran los efectos de la subpresión), en la presa de 30 m. de altura las tracciones remanentes serían del orden de los 48 Kg./cm.<sup>2</sup>, siendo inevitable el agrietamiento, aun cuando las tensiones debidas al peso propio se distribuyeran más favorablemente dando curvatura vertical a las secciones radiales de la presa.

A estas tensiones habría que añadir las debidas a los efectos térmicos, ya que, como consecuencia de un descenso de temperatura  $\Delta T$ , se produciría una tensión:

$$\sigma_t = \alpha \cdot E \cdot \Delta T \sqrt{3}.$$

La presa de 150 m., si el calor debido al fraguado del cemento se ha eliminado por refrigeración artificial, sólo quedaría sometida a las variaciones térmicas del ambiente del orden  $\pm 10^\circ$ , para ciclo anual, que para un muro de unos 50 m. de espesor no representaría una variación media superior a  $\pm 1^\circ$ , mientras la presa de 30 m. de altura, con un espesor del orden de 2,25 m., quedaría sometida, prácticamente, a la variación anual del ambiente de  $\pm 10^\circ$ .

Si se admite un coeficiente de elasticidad del hormigón  $E = 150\,000 \text{ Kg./cm.}^2$ , para cargas aplicadas lenta-

ménte, siendo  $\alpha = 10^{-5}$  el coeficiente de dilatación del hormigón por efecto de las variaciones térmicas anuales en la presa de 150 m. de altura, se produciría una tracción de 2,6 Kg./cm.<sup>2</sup>, mientras en la presa de 30 m. de altura, las tracciones por la misma causa se elevarían a 26 Kg./cm.<sup>2</sup>.

Podemos concluir que, mientras en presas en arco de gran altura no es difícil eliminar las tracciones en las ménsulas, en las presas bóveda de altura moderada, empotradas en el terreno en todo su contorno, resultaría incompatible la utilización del hormigón sometido a las tensiones de compresión admisibles, con la condición de que las tracciones sean moderadas.

#### VENTAJAS A LA APLICACION DE JUNTAS DESLIZANTES EN LA BASE DE PEQUEÑAS PRESAS BOVEDA.

Debido a la importante reducción de volumen que se puede conseguir aplicando presas bóveda cuando su altura es moderada, pudiera resultar interesante considerar en ciertos casos la aplicación de una junta deslizante en la base de la presa, con lo que se eliminarán las tracciones debidas al empotramiento de los elementos verticales de la bóveda.

Las presas bóvedas cilíndricas con junta deslizante en la base presentan, frente a las presas cúpula empotradas en todo su perímetro, las siguientes ventajas:

a) Se eliminan las tracciones y el peligro de agrietamiento incontrolado sobre las secciones horizontales de la presa.

b) El estado tensional debido a variaciones de temperatura es menos desfavorable que en presas empotradas en todo su perímetro.

c) La construcción de presas cilíndricas es más fácil que la de presas de doble curvatura.

d) La movilidad de la base de la presa permite reducir a dos o tres el número de juntas radiales de la presa.

e) Se simplifica notablemente el proyecto de la presa.

En cambio, la disposición de junta deslizante en la base de presas bóveda puede ocasionar los siguientes inconvenientes:

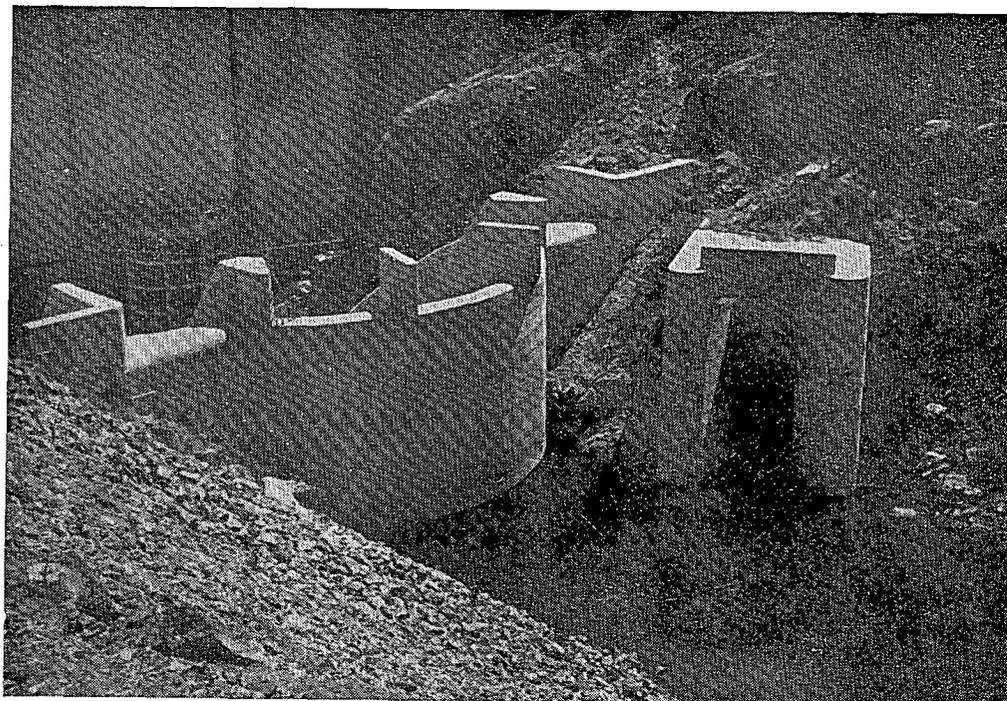
a) La resistencia final de la presa puede verse reducida al impedirse la transmisión de esfuerzos cortantes en sentido vertical.

b) Pueden presentarse, a largo plazo, problemas de conservación de las placas de apoyo deslizantes o del sistema de impermeabilización de la junta.

c) En valles cuyo perfil se aparta de la forma de U las presas de radio variable proporcionan mayor economía que las cilíndricas.

Creemos, en consecuencia, que para cerrar con presas de poca altura valles en U, aunque no sean muy angostos, puede resultar ventajosa la aplicación de presas en arco cilíndricas, cuyo movimiento horizontal en la base quede libre por medio de una junta deslizante. No consideramos, en cambio, ventajoso disponer apoyos deslizantes en los arcos, ya que, en general, la esbeltez de los mismos hará que no sea importante el desequilibrio de tensiones introducido en clave y en arranques por efecto de los momentos flectores hiperestáticos.

Foto 1.—Ataguía de Bao.  
Vista desde agua arriba.  
(The Bao cofferdam. Upstream view).



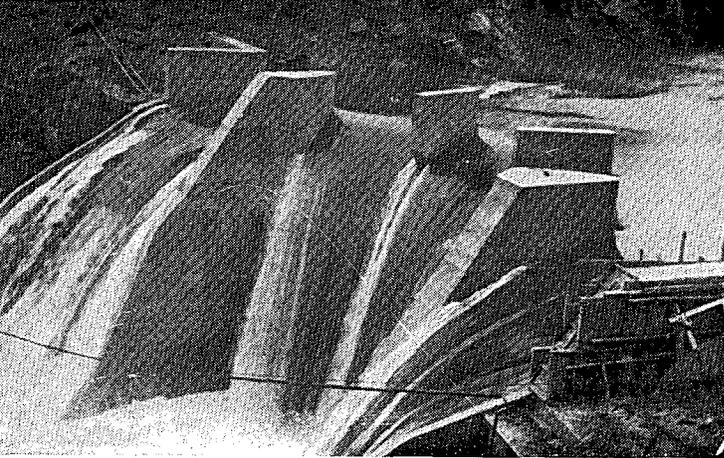
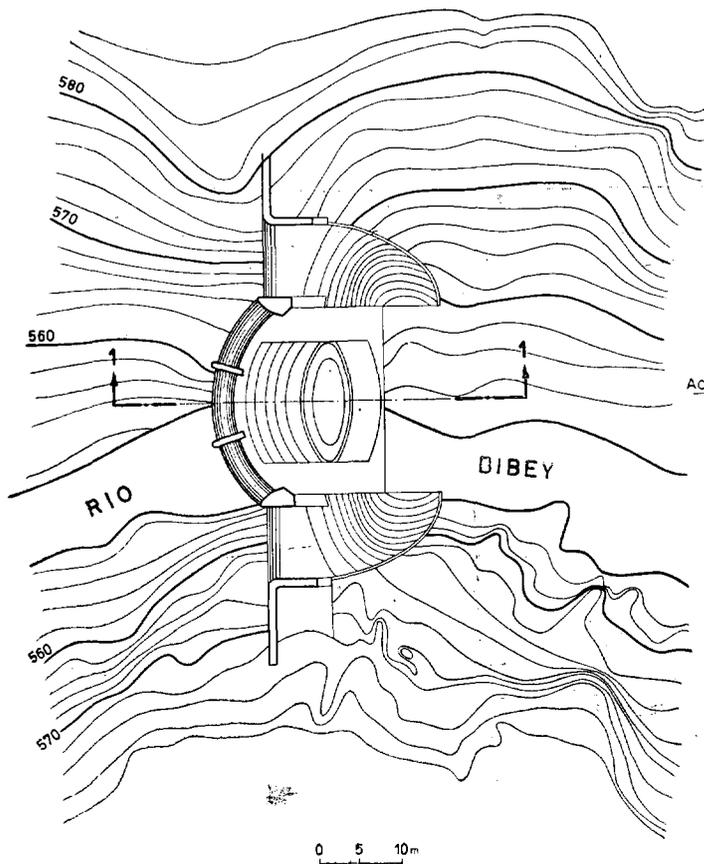


Foto 2.— Atagüía de Bao vertiendo.  
(The spillway of Bao cofferdam).

La junta deslizante en la base de la bóveda puede realizarse con placas de neopreno.

Hemos aplicado con éxito las presas bóveda con juntas deslizantes en la base como atagüías para la construcción de otras presas y, en la actualidad, proyectamos, con la misma técnica, algunas presas de pequeña altura destinadas a la captación de algunos arroyos.



## ATAGÜIA DE LA PRESA DE BAO

La presa de Bao se ha construido en el río Bibey, para regular sus caudales y crear el salto de Puente Bibey, que aprovecha un desnivel de 360 m.

El Bibey es un río de fuertes crecidas invernales, siendo normal contar con caudales superiores a los 400 m<sup>3</sup>/segundo que, en avenidas extraordinarias, pueden llegar a alcanzar cifras del orden de 1 000 m<sup>3</sup>/seg.

Estando proyectada una presa de gravedad se pensó en que no era económico forzar la capacidad del túnel de desviación por encima de los 200 m<sup>3</sup>/seg., cifra que debía ser superada unas 4 a 5 veces en cada invierno, durante la construcción.

De esta manera había que prever el paso de las avenidas sobre la obra, lo que no planteaba problemas excesivamente importantes para la obra principal, ya que la calidad del gneis de la cimentación era lo suficientemente buena como para no temer su degradación por el paso de los caudales de avenida.

Sin embargo, en cada una de estas avenidas había que prever que el vertido por la coronación de la atagüía se

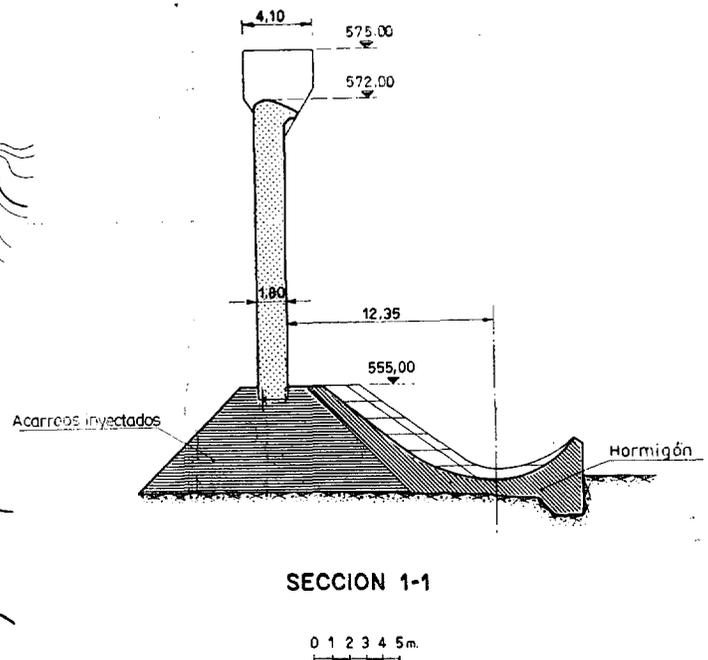


Fig. 5.<sup>a</sup>— Planta y perfil tipo de la atagüía de Bao.

(Plan and cross section of Bao cofferdam).

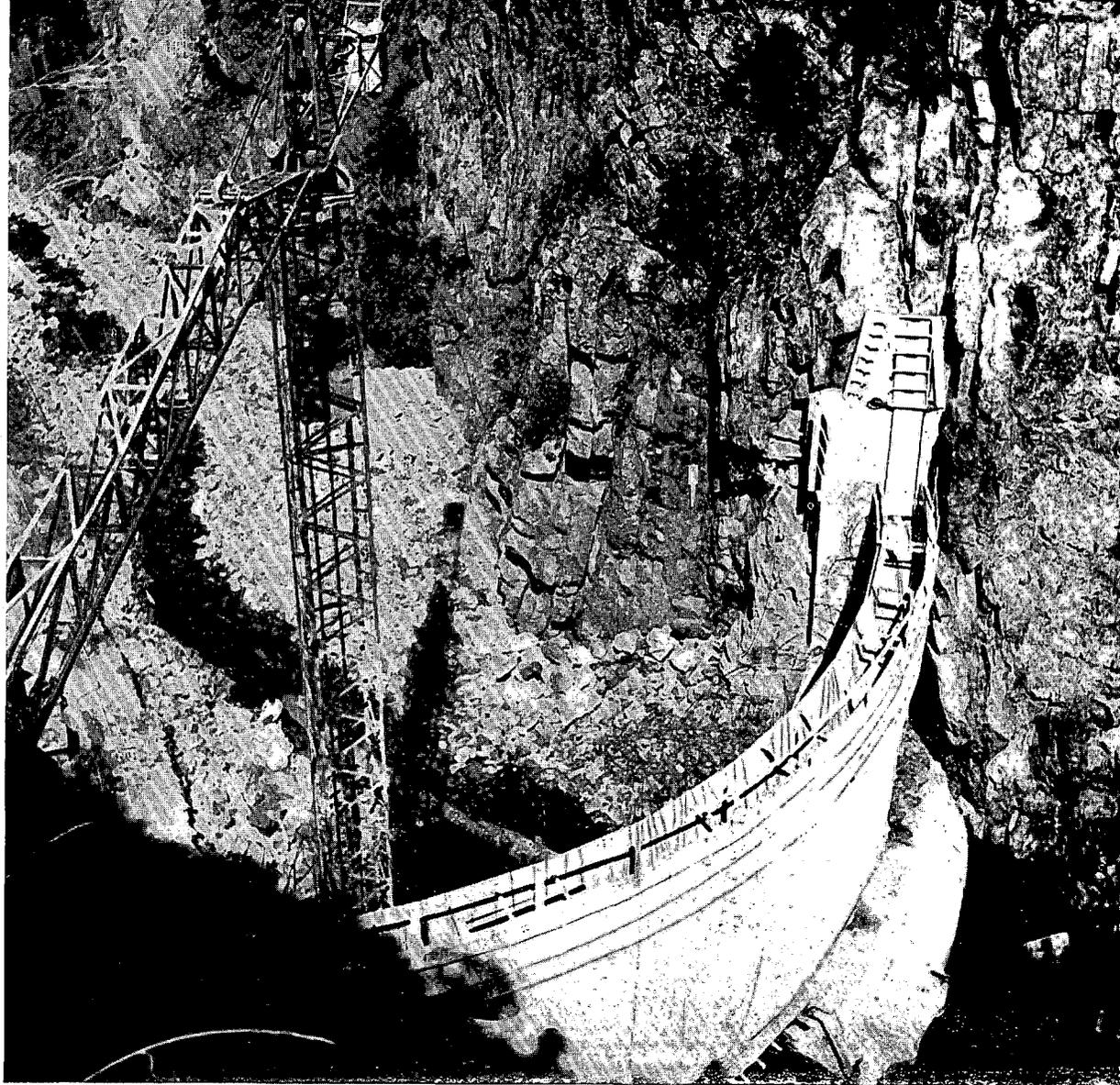


Foto 3.—Ataguía de Santa Eulalia en construcción.  
(Construction of Santa Eulalia cofferdam).

hiciese en condiciones aceptables para no degradar la cimentación de la misma en el acarreo inyectado.

Se proyectó la ataguía con una bóveda cilíndrica que pudiese desplazarse libremente sobre la cimentación, del tipo de las descritas, apoyadas en sendos estribos, que se aprovecharon para dar una mayor longitud al labio del vertedero (fig. 5.<sup>a</sup>).

De esta manera, los empujes de la bóveda se transmitían a la roca a través de dichos estribos, cuyo paramento de agua arriba era normal al eje del río, para aumentar la capacidad de vertido.

La anulación de la energía se hacía en un cuenco amortiguador alimentado desde el labio de la ataguía y lateralmente desde los dos estribos:

Todo el dispositivo de reintegro hubo de ser cuidado-

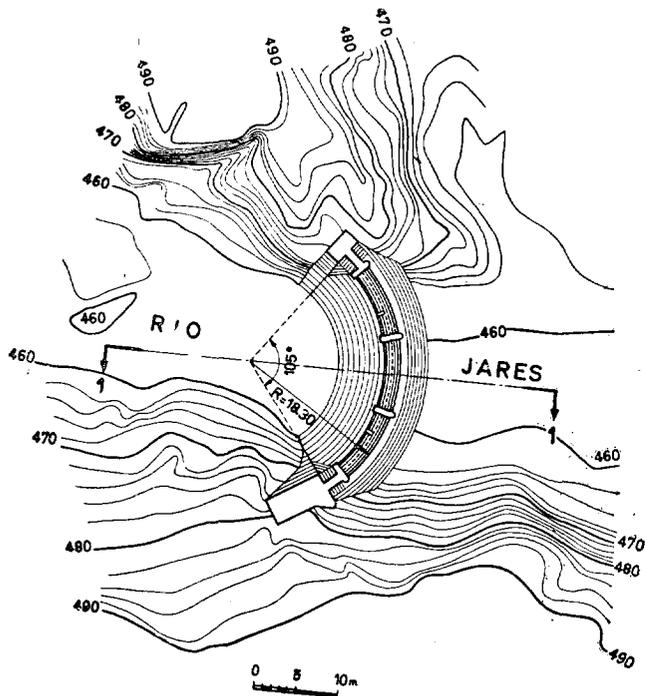
samente ensayado en modelo reducido hasta llegar a las formas geométricas que quedan descritas en los planos adjuntos.

La ataguía se terminó el año 1957 y vertió 9 veces durante la construcción de la presa, que se terminó el año 1959.

#### ATAGUIA DE LA PRESA DE SANTA EULALIA

La presa de Santa Eulalia ha sido construida sobre el río Jares, para conseguir el aprovechamiento hidroeléctrico llamado del Jares Inferior de 235 m. de desnivel.

Teniendo ya la experiencia del buen comportamiento de la ataguía de Bao, se pensó en ésta en materializar la junta horizontal con el cemento, para asegurar el libre



desplazamiento de los arcos inferiores, base del comportamiento estático de este tipo de estructuras.

Para ello se dispuso todo el apoyo del arco sobre el cimientado, sobre placas de neopreno, calculados con la condición de permitir, por deformación tangencial del mismo, el movimiento radial de los arcos, necesario para no transmitir cargas al cimientado, consiguiéndose la impermeabilización mediante juntas del mismo material, situadas aguas arriba de las placas (figs. 6.<sup>a</sup> y 7.<sup>a</sup>).

El embalse de Prada, situado aguas arriba del de Santa Eulalia, garantiza la regulación del río Jares, por lo cual las probabilidades de vertido son muy pequeñas. Esta razón, unida a la buena calidad de la cimentación, hizo que no se previese ningún dispositivo especial de anulación de la energía. Vertió una sola vez, ya muy adelantada la construcción de la presa.

La ataguía se terminó en el año 1963 y la presa se ha puesto en carga en 1966.

#### ATAGUIA DE LA PRESA DE EL ATAZAR

Fundados en la experiencia conseguida en las dos ataguías anteriores, acometimos el proyecto de la ataguía de El Atazar, cuyas condiciones geométricas de cierre exigían una deformabilidad notablemente mayor que las anteriores.

Se adoptó en el proyecto un radio de 69,50 m., con un espesor uniforme de 3,00 m., con lo cual la deformación a plena carga en el cimientado debía ser de 0,02 m.

Se utilizó, para materializar esta deformación, el mismo sistema de placas de neopreno utilizado en Santa Eulalia, pero dando a las mismas un espesor variable en función de la deformación del arco decreciente de clave

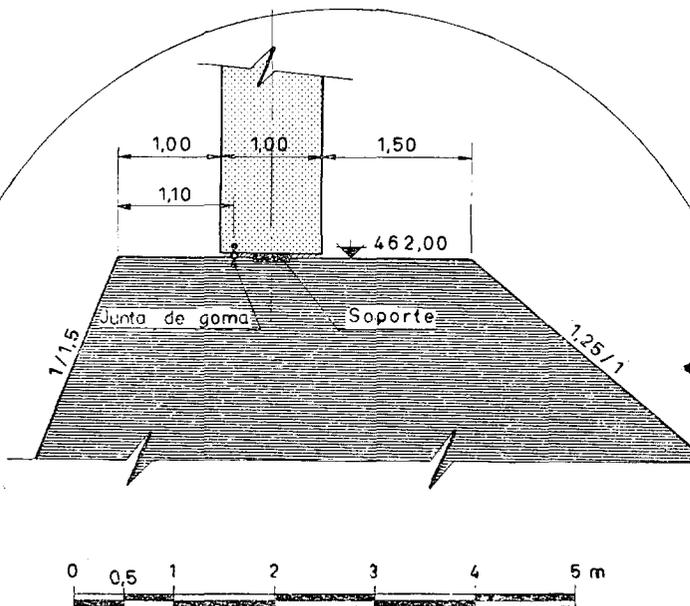
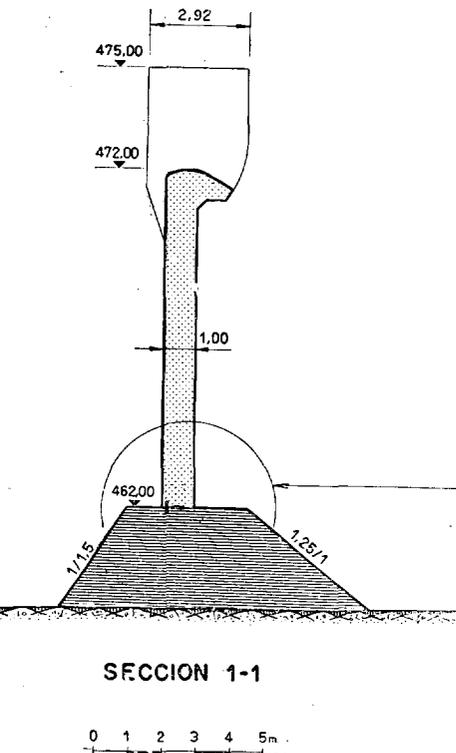


Fig. 6.<sup>a</sup> — Planta y perfil tipo de la ataguía de Santa Eulalia.  
(Plan and cross section of Santa Eulalia cofferdam).

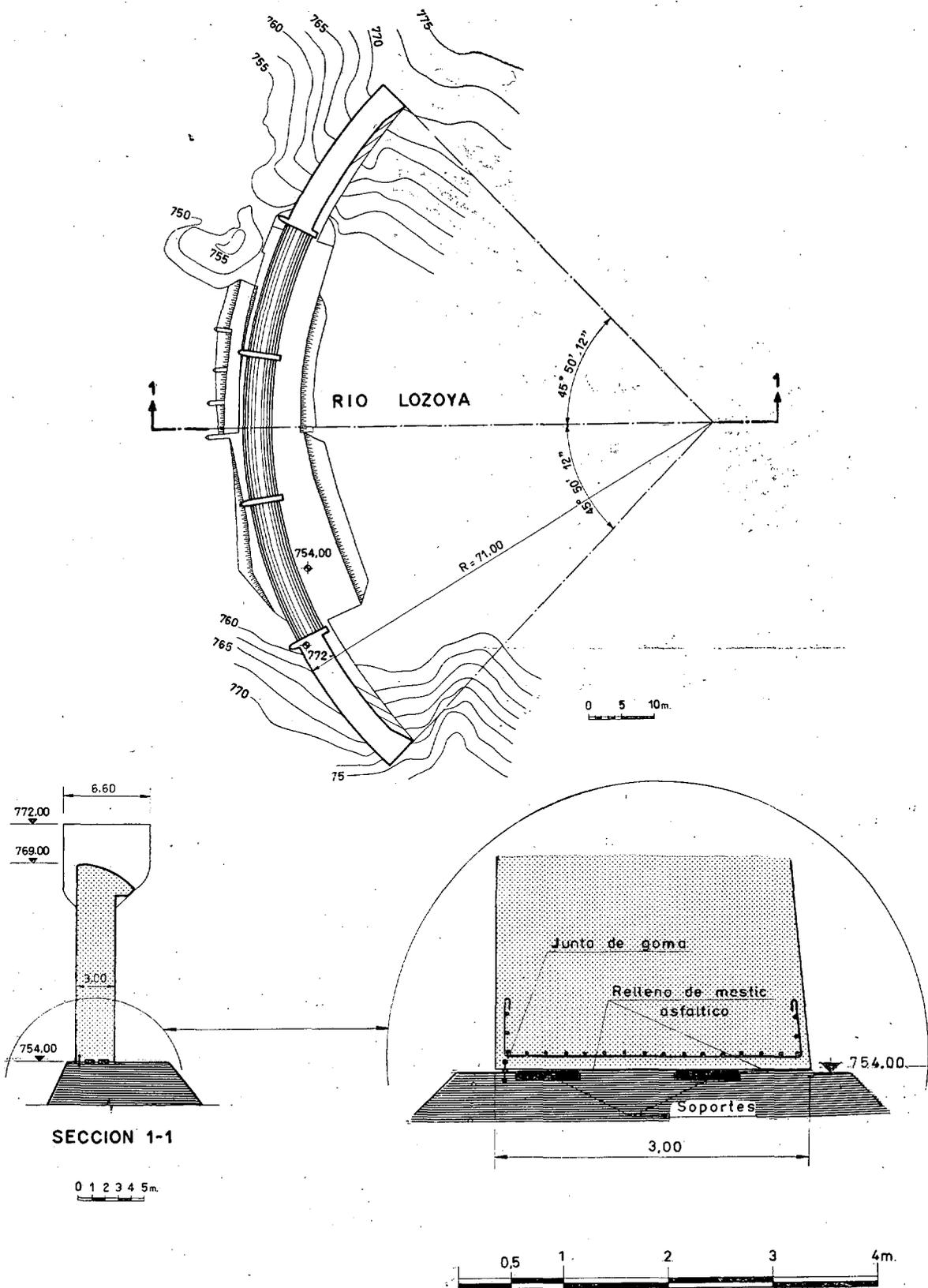


Fig. 7.<sup>a</sup> — Planta y perfil tipo de la ataguía de Atazar.  
(Plan and cross section of Atazar cofferdam).



Foto 4. — Ataguía de Atazar. Terminando la construcción. (The Atazar cofferdam. Under construction).

a arranques. Entre las placas de neopreno se situó un material muy plástico, de manera que estas placas tienen una misión de pilares deformables transversalmente, que transmiten al cimiento el peso propio de la ataguía.

Las juntas se inyectaron con los dispositivos de inyección normalmente utilizados en la inyección de primera fase de las presas bóvedas y, para conseguir un mejor reparto de cargas sobre el terreno, la ataguía apoya sobre unos salmeres de ancho notablemente mayor que el del arco.

Para conseguir una mejor adaptación a la cerrada, la forma del perfil desarrollado es trapezoidal, siendo los lados inclinados del trapecio, las intersecciones de los arcos con los salmeres.

La obra está actualmente en construcción, habiéndose puesto la ataguía a plena carga, pero sin verter sobre la coronación.

#### PRESAS EN PROYECTO

Actualmente tenemos proyectadas otras dos presas bóveda cilíndricas, con junta deslizante en su base y está prevista su construcción en un plazo próximo.

La de mayor altura de ellas estará ubicada en el río

Conso. Tiene 35 m. de altura sobre cimientos y una cuerda en coronación de 120 m.

La segunda estará situada en el río Casayo y tiene 21 m. de altura sobre cimientos y 60 m. de cuerda en coronación.

En ambas, para adaptarse mejor a la forma del valle, el contorno de apoyo de la bóveda es un trapecio. Está previsto que los caudales de avenidas puedan verter por encima de la bóveda, lo que motiva un acondicionamiento del cauce al pie de agua abajo de la presa.

#### CONCLUSIONES

La solución de una presa bóveda cilíndrica con junta deslizante en su base, tiene ventajas frente a presas en arco empotradas en todo su contorno y frente a presas de gravedad, cuando la altura es moderada, aunque el valle sea relativamente ancho. Gracias al avance conseguido en los últimos años en la técnica de aplicación de tiras de goma sintética, se puede garantizar la impermeabilidad y transmisión de empujes en la junta deslizante de la base.

Esta solución presenta ventajas de proyecto y construcción y evita la formación de grietas incontroladas que se presentarían en una bóveda empotrada en todo su contorno.