

# LA PRESA BOVEDA DE VALDECAÑAS

Prof. Dr. Ing. C. C. P. M. CASTILLO

Dr. Ing. C. C. P. D. MARTINEZ BOUDES

## 1. INTRODUCCIÓN.

4

La presa de Valdecañas está situada sobre el río Tajo, en el tramo medio de este río. Se llega a ella siguiendo la carretera Madrid-Lisboa, a unos 200 Km. de la capital de España (fig. 1.<sup>a</sup>). Se proyecta y construye para Hidroeléctrica Española, Sociedad Anónima, entre los años 1956-1963 con estudios previos, someros, que realizamos ya en 1947. Forma parte del escalonamiento que hemos proyectado para apro-



Figura 1.<sup>a</sup>

vechar hidroeléctricamente dicho tramo medio con una sucesión de presas y centrales de pie.

Es decir, Valdecañas es uno de los escalones de esa "cadena": justamente el primero que se ha construido. Desnivel de 75 m. (cotas 315 a 240 m.s.n.m.). Notable es el embalse que se crea con la presa:  $1\,446 \cdot 10^6$  m.<sup>3</sup> que contribuyen a regular la aportación de una cuenca de 36 540 Km.<sup>2</sup>.

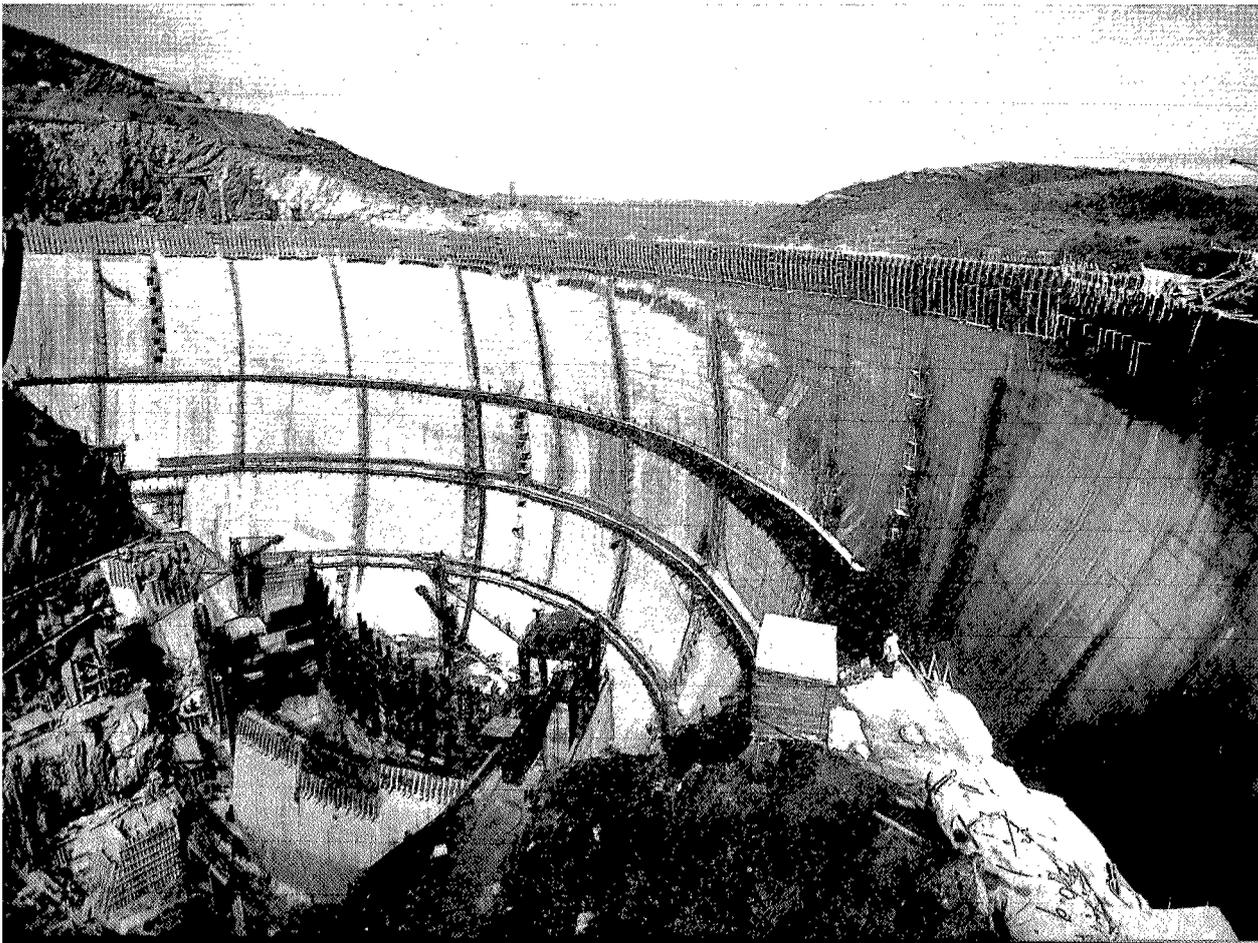
Este artículo, que amablemente nos pide el Comité Español de G. P. en la oportunidad del Congreso de Edimburgo, lo redactamos bajo el signo del apresuramiento, superponiéndolo a otras mil ocupaciones, todas ellas urgentes; por demás, aún estamos en la fase final de rematar detalles en la obra misma que hemos de describir. Suavos ésto de disculpa a la imperfección del texto, que en estas condiciones adquiere un tono mercadamente recitativo de datos y procedimientos.

Fig. 1.<sup>a</sup> — Situación de la presa de Valdecañas.  
Sketch No. 1. — Situation of the Valdecañas dam.

Pero, en fin de cuentas, la presa está terminada, esto es, que está en carga con llenado casi total; que la hemos observado en un ciclo térmico anual prácticamente completo; que por los aliviaderos se llevan ya evacuados  $5\,000 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  desde fines de noviembre de 1963 y que, sólo como anécdota, gracias a Dios, también la hemos probado con el seísmo del 15 de marzo de 1964, a las 23,30 horas que, en la zona, ha sido el mayor en muchos años.

La falta de tiempo y el objetivo que trata de cubrir la invitación de referencia, nos obliga a centrar el presente artículo en las particularidades de la presa como estructura y en el conjunto presa-terreno que la justifica. Dejamos para otras ocasiones referencia más detallada al esquema hidroeléctrico. Basta decir aquí que de central de pie de presa se trata en su sentido más rotundo, esto es, situada en el centro del río debajo de la presa misma. Que es una central reversible de 225 MW., y que en el esquema general del proyecto puede apreciarse en el gráfico adjunto (fig. 2.<sup>a</sup> y 3.<sup>a</sup>).

Pasamos, pues, seguidamente a referirnos con mayor detalle al condicionado geológico y resultado de la exploración, la cual en este emplazamiento se ha desarrollado, por circunstancias que no son de este lugar, con una minuciosidad y extensión que quizá exceden en términos económicos a una estricta temática técnica motivada. Esto tiene, es indudable, la contrapartida de una información experimental de excepción de la que nos beneficiamos por ser de aplicación a nuevos proyectos que, en la misma zona, ocupan ahora nuestra atención.



## 2. TOPOGRAFÍA Y GEOLOGÍA DEL EMPLAZAMIENTO.

4

El valle en el tramo elegido tiene sección trapecial, con un ancho en la base de unos 100 metros, desarrollo próximo a los 300 en la coronación y formas que destacan por su simetría. La calificación geológica general que corresponde a la comarca en que se asienta la obra, es de terrenos paleozoicos. Alternan crestones de cuarcita y algunas calizas devónicas (que citaremos a propósito de la fabricación del hormigón), con la formación dominante de bancos de pizarra, de color generalmente oscuro, de potencia considerable y cuya edad se ha atribuido al Cambriano y al Siluriano.

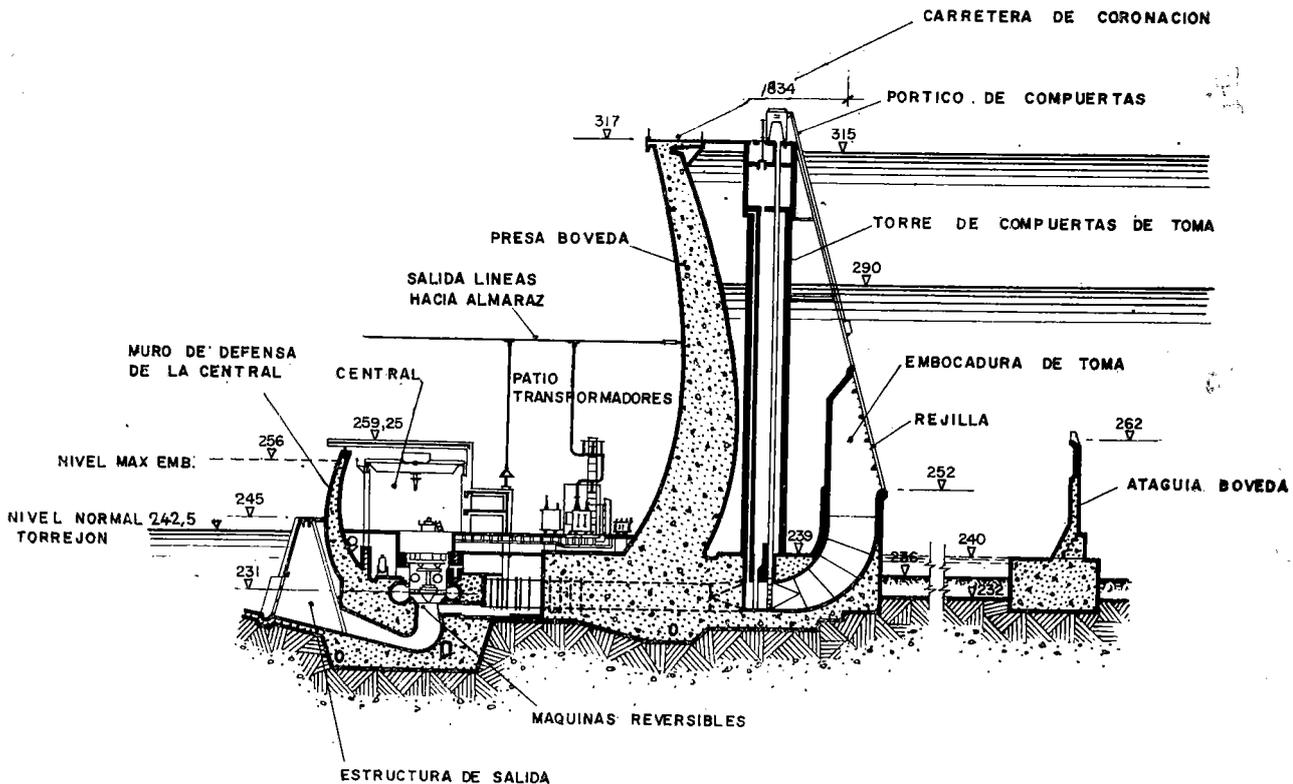


Figura 3.<sup>a</sup>

La implantación de la presa corresponde a un banco aparentemente Ordoviciense superior con un buzamiento SO. y casi normal al río (70 u 80° aguas abajo). Se aprecian como direcciones preponderantes de diaclasas, la casi vertical y paralela al río y la subhorizontal. Con frecuencia, las grietas aparecen silicificadas, restituyendo de esta manera la continuidad al macizo rocoso.

## 3. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.

El proyecto y construcción de la presa estuvo precedido por numerosos estudios geotécnicos, que han suministrado un conocimiento detallado de la cimentación.

Fig. 3.<sup>a</sup> — Sección de la central.  
Sketch No. 3. — Section of the power station.

### 3.1. Sondeos.

Se realizaron en dos épocas sucesivas de la preparación del proyecto; en total, del orden de 1 000 metros, llevándose algunos hasta 80 metros de profundidad. La calidad de la roca es sensiblemente uniforme, y los testigos extraídos están compuestos, exclusivamente, de pizarra y algunas capas de cuarzo veteadas de pizarra. Prescindiendo de los 10 metros superficiales, la roca se puede considerar impermeable con el criterio Lugeón.

El proyecto del tratamiento post-obra del terreno, ha tomado su información de numerosos ensayos cíclicos de absorción de agua a presiones variables. También se realizaron ensayos de inyección de cemento con presiones máximas de 25 Kg./cm.<sup>2</sup>.

En un tramo de ensayo entre 6 y 11 metros de profundidad, se llevó la presión a 115 Kg./cm.<sup>2</sup> para determinar a partir de qué límite sería de temer la desorganización de los paquetes de roca inyectada. No se observó deformación, rotura o fuga ninguna a la elevada presión alcanzada.

### 3.2. Reconocimiento geofísico.

Se ensayó la roca de cimentación en dos campañas sísmicas. Un primer estudio, desde la superficie, permitió definir la profundidad que alcanzaba la zona de pizarra decomprimida: variaba entre 3 metros en las proximidades del cauce a 7 metros en la zona alta de la presa en la M. I., y a unos 15 metros en la M. D. Los módulos elásticos de las capas inferiores eran mayores que 200 Tn./cm.<sup>2</sup> en todo el perfil de la presa, salvo en la parte alta M. D. antes citada, en que parecía prudente reducir este valor a 150 Tn./cm.<sup>2</sup>. Estos ensayos pusieron de relieve que, en el emplazamiento elegido, no se evidenciaba ningún accidente tectónico de importancia.

El segundo estudio se realizó aprovechando las 4 galerías que en la M. D. y las 3 que en la M. I. se abrieron para observación directa de la roca. Estas galerías tienen un desarrollo total de 300 metros. Las medidas se dispusieron lineales en cada galería y en *fan-shoot* de galería a galería. Se dedujo la penetración de la zona decomprimida que había creado la excavación de la galería, así como los módulos estáticos equivalentes que podrían servir de base para el proyecto de la estructura, los cuales oscilaban para el macizo no decomprimido entre 110 y 200 Tn./cm.<sup>2</sup>. La figura 4.<sup>a</sup> es un resumen gráfico parcial de los resultados en la M. D.

### 3.3. Reconocimientos con carga estática.

Simultáneamente, se realizó una campaña de medida del módulo estático *in situ*, usando dos procedimientos de fundamentación teórica distinta.

Uno de ellos corresponde a la aplicación de una carga rígida elevada sobre área pequeña (28 a 45 cm. de diámetro en placa circular). En algunos de los 48 ensayos de esta clase se llegó, por ciclos crecientes, a una presión unitaria de 228 Kg./cm.<sup>2</sup> sin que se observara inflexión en las curvas tensión-deformación, las cuales para todos los ciclos tienen prácticamente la misma inclinación (fig. 5.<sup>a</sup>). La información sobre módulos de elasticidad se sitúa entre los 50 a 100 Tn./cm.<sup>2</sup>, pero hay que tener en cuenta que, por la índole de la carga aplicada, se afecta una zona de poca profundidad totalmente situada en la zona decomprimida por la propia excavación de la galería.

Con el segundo procedimiento se realizaron 12 ensayos de deformabilidad con su-

perficie de carga circular de 1,20 m. de diámetro. La presión se aplica a través de una "almohada" que uniformiza las cargas; el esfuerzo procedía de dos gatos de 300 toneladas. El bulbo de presiones en el terreno afecta entonces a una profundidad notablemente mayor que en el tipo anterior de ensayo descrito. 4

La carga se aplicó en forma cíclica creciente de 5 en 5 Kg./cm.<sup>2</sup>, y manteniendo el máximo de presión de cada ciclo durante treinta minutos como mínimo. En cada

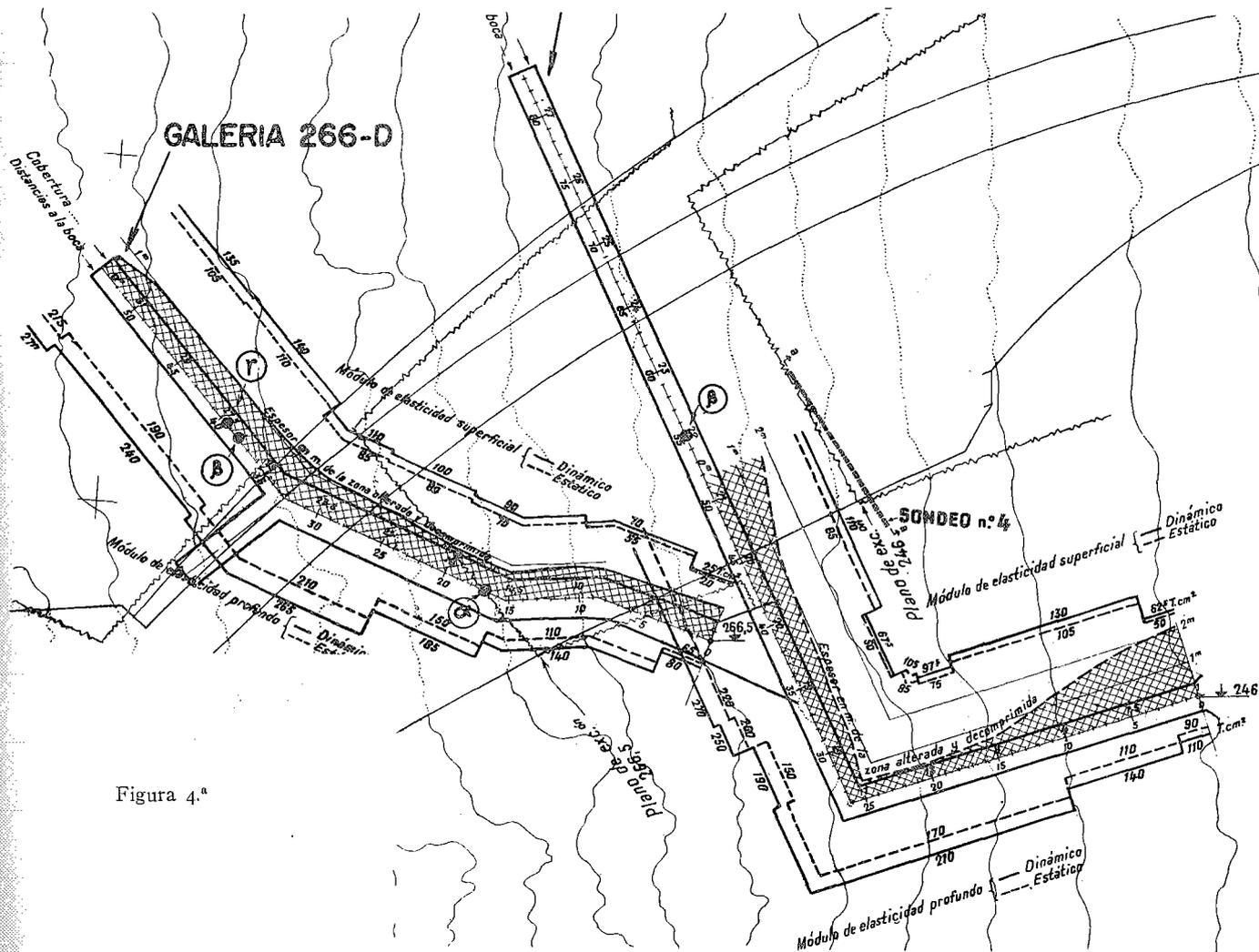


Figura 4.ª

ciclo se determinó el módulo de elasticidad antes y después de estabilizarse la deformación. Se realizaron, asimismo, ensayos de fluencia manteniendo una presión constante de 25 Kg./cm.<sup>2</sup> durante cuarenta y ocho horas. En diversos emplazamientos se repitieron las pruebas antes y después de haber "consolidado" la roca mediante inyección de lechada de cemento. Los valores obtenidos para el módulo, oscilan entre las 100 y las 180 Tn./cm.<sup>2</sup>.

Se reproducen algunas de las curvas obtenidas (figs. 6.ª y 7.ª) que aseguran un comportamiento sólido del macizo rocoso, evidenciado por su carácter asintótico. Del examen de las curvas de deformación, antes y después de inyectar cemento a pre-

Fig. 4.ª — Resumen gráfico de resultados microsísmicos.  
Sketch No. 4. — Graphic résumé of microseismic results.

sión, se deduce que la mejora de módulo obtenida es relativamente más pequeña en los ensayos verticales que en los ensayos horizontales, como era de prever atendiendo a la anisotropía de los esquistos.

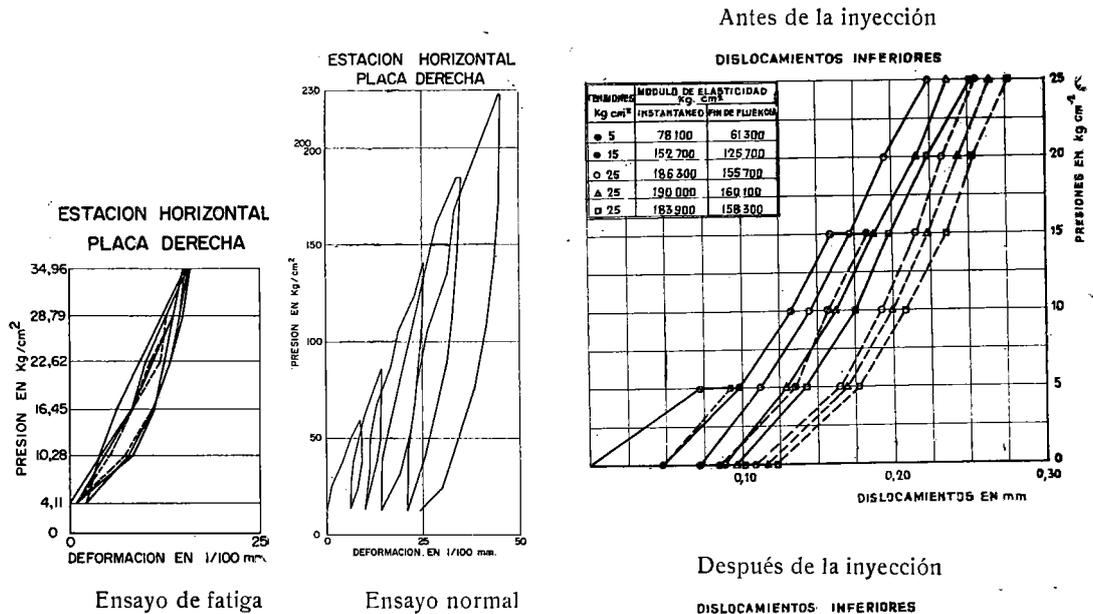


Figura 5.<sup>a</sup>

Simultáneamente, con los ensayos anteriores se procedió a determinar las características al corte *in situ*. Se tallaron dados de roca de  $70 \times 70 \times 32$  cm.<sup>2</sup> en direcciones normal y paralela a la esquistosidad, y orientados normalmente a las cargas que iba a transmitir la estructura. Se ensayaron en total 40 dados. Los esfuerzos normales se aplicaron con un gato hidráulico de 200 Tn.; las fuerzas inclinadas mediante dos gatos de 300 Tn. El ensayo se hizo siempre con roca saturada. El análisis de los resultados demuestra que la cohesión varía considerablemente entre 3 y 30 kilogramos/centímetro cuadrado según:

- La orientación de los planos de corte impuestos.
- La dirección de las fuerzas aplicadas.
- Las características locales de la roca.

En todo caso, los ángulos de rozamiento interno tienen valores superiores a  $53^\circ$  (figura 8.<sup>a</sup>).

La interpretación conjunta de los resultados por los diversos métodos de ensayo,

Fig. 5.<sup>a</sup>—Galería 265D. Emplazamiento a 38 m. de la boca. Ensayo de fatiga. Ensayo normal.  
 Sketch No. 5.—Gallery 265D. Site 38 m. from the mouth. Fatigue test. Normal test.  
 Fig. 6.<sup>a</sup>—Resultados del ensayo vertical del módulo de elasticidad: Galería 266D.  
 Sketch No. 6.—Results of vertical test of the elasticity modulus: Gallery 266D.

nos permitió llegar a unas conclusiones respecto a la profundidad media de la excavación necesaria. Pero, en la práctica, estas penetraciones han sido notablemente rebasadas en el deseo de construir una bóveda simétrica, lo que hemos logrado de una manera rigurosa en el aspecto geométrico y muy aproximada en el geológico. **4**

#### 4. TIPO DE PRESA Y CONDICIONADO DE IDONEIDAD.

Los estudios geológico y geotécnico nos permitieron decidir lo que juzgábamos profundidad de cimentación mínima, la orientación de los esfuerzos y las cargas uni-

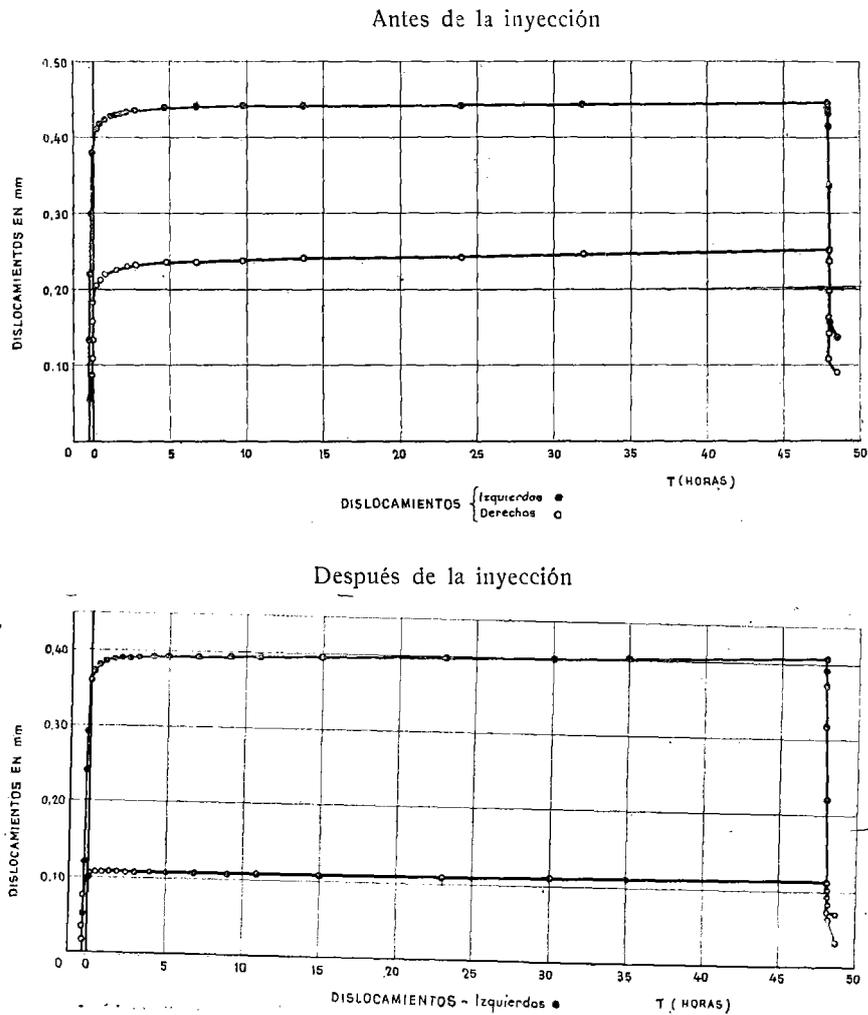


Figura 7.<sup>a</sup>

tarias sobre la roca que, con un amplio margen de seguridad, convendría no rebasar y que estimamos del orden de 30 Kg./cm.<sup>2</sup>. Las penetraciones normales son del orden de 30 metros.

Fig. 7.<sup>a</sup> — Resultados de un ensayo de fluencia horizontal. Galería 266D.  
Sketch No. 7. — Results of a test of horizontal creep. Gallery 266D.

La definición de arcos mediante curvas circulares de tres centros, bien adaptadas al antifunicular de la carga sobre los arcos que resultan del reparto arco-ménsula, permite una incidencia favorable. Para rebajar los valores unitarios de las cargas

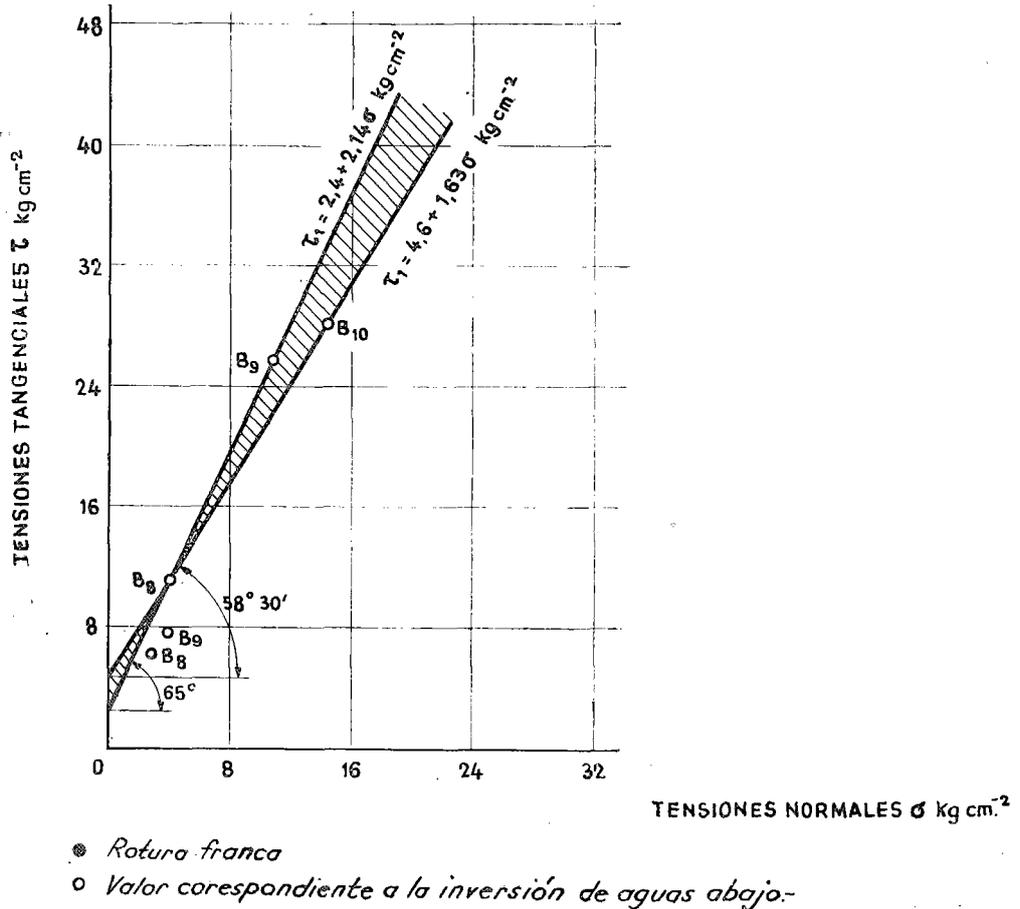


Figura 8.<sup>a</sup>

transmitidas al terreno al límite que nos habíamos impuesto, mencionado en el párrafo anterior, el encuentro de la bóveda con la roca se hace a través de un zócalo o ensanche del apoyo del arco.

La geometría del perfil (excavado) y la presencia en el fondo del cauce de la "pastilla" que habíamos decidido construir para alojar las tuberías de toma, ha acentuado la forma trapezoidal del desarrollo de la bóveda que resultó con 100 metros en la base, 78 metros de altura y 218 metros en coronación entre estribos. Estos estribos, de volumen relativamente importante, nos han permitido:

- a) Regularizar el valle.
- b) Salvar la zona de módulos más bajos que se localizaba en la parte alta de la M. D.
- c) Proporcionar un complemento de seguridad al hundimiento muy interesante (véase párrafo 8).

Fig. 8.<sup>a</sup>— Diagrama de curvas intrínsecas obtenidas de los ensayos de corte paralelos a los planos de esquistosidad. Galería 266 D.  
Sketch No. 8.— Diagram of intrinsic curves obtained from the shear tests parallel to the plans of schistosity. Gallery 266 D.

En un valle trapecial abierto, la búsqueda de formas de bóveda sin tracciones 4 conduce forzosamente a una curvatura vertical importante en las ménsulas. Las tracciones de carga hidrostática al pie del paramento de aguas arriba las compensa el peso propio con un desplome adecuado.

Pero como el espesor de los arcos lo decidimos creciente de clave a arranques, no sólo conseguimos mayor superficie de reparto de cargas en cimentación, sino que

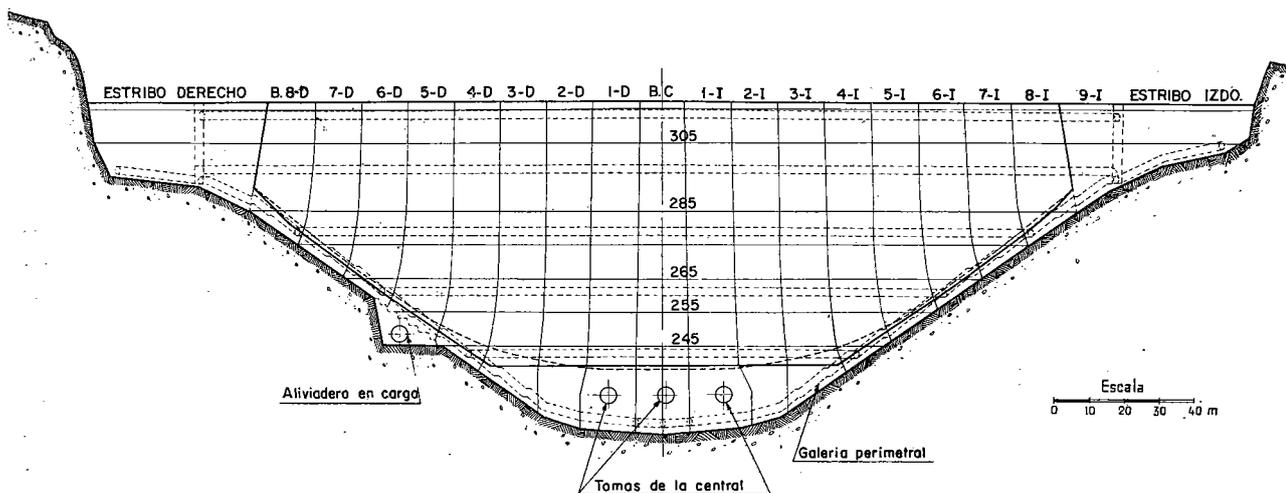


Figura 10.

reducimos para las ménsulas laterales los desplomes antes citados que hubieran resultado excesivos con el encaje teórico de espesor constante.

Hemos dado a los arcos de coronación la flexibilidad suficiente para que no coarten las ménsulas en su parte alta, creando en ellas tracciones a media altura en el paramento aguas abajo.

Siguiendo estos criterios se ha conseguido, con las formas geométricas que se definen en los planos adjuntos (figs. 9.<sup>a</sup> y 10), que las compresiones resultantes en el hormigón no pasen en ningún punto de 45 Kg./cm.<sup>2</sup>, y que los esfuerzos de tracción sean prácticamente nulos.

##### 5. DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN.

Durante la fase de dimensionamiento de la bóveda se utilizaron procedimientos de cálculo aproximados que, por retoques sucesivos, han permitido encajar la forma geométrica que cumple las condiciones del apartado anterior y tiene un volumen mínimo de hormigón. Conviene señalar que en nuestro caso, prácticamente desde los primeros tanteos, se realizaron ajustes radiales en clave utilizando cinco o seis arcos para la igualación de corrimientos.

La comprobación definitiva de la estructura se hizo acudiendo paralelamente a un ajuste radial completo de siete ménsulas/seis arcos y a ensayos en modelo reducido.

Fig. 10. — Desarrollo de la presa.  
Sketch No. 10. — Development of the dam.

### 5.1. Cálculos.

El cálculo de arcos se hizo sustituyendo el arco tipo de espesor variable por otro equivalente constituido por una agrupación de dovelas de diversos espesores, siendo cada dovela de espesor uniforme. La división de dovelas se hace de manera que las secciones de arcos que las limitan coincidan con puntos de cálculo de intersección de arcos y ménsulas.

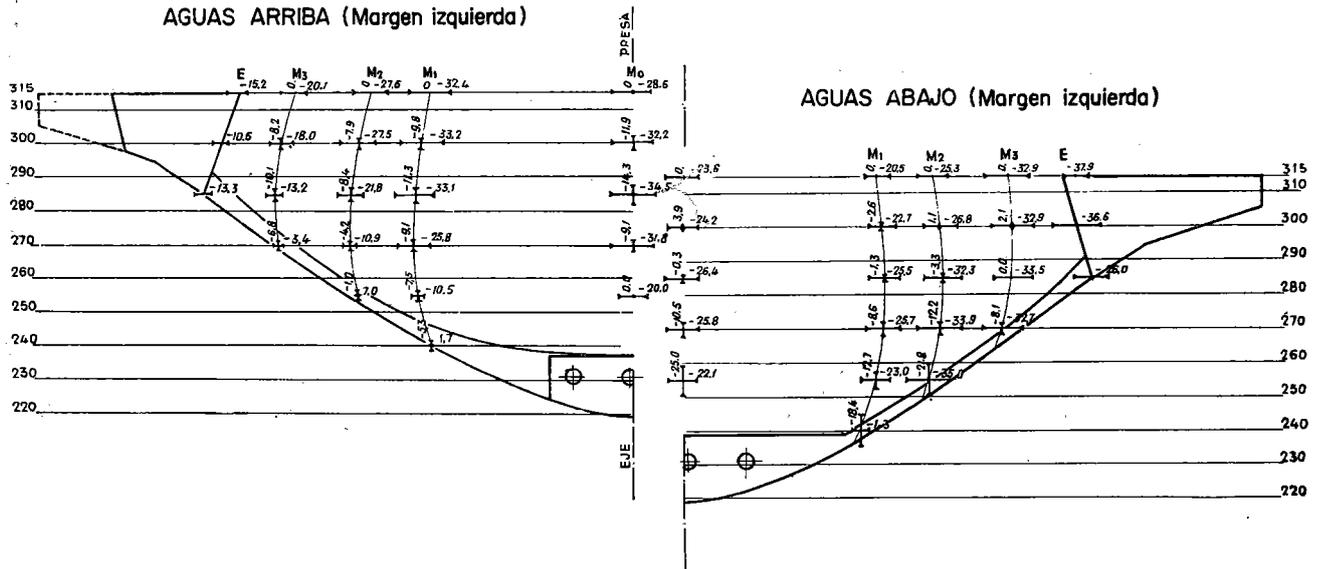


Figura 11.

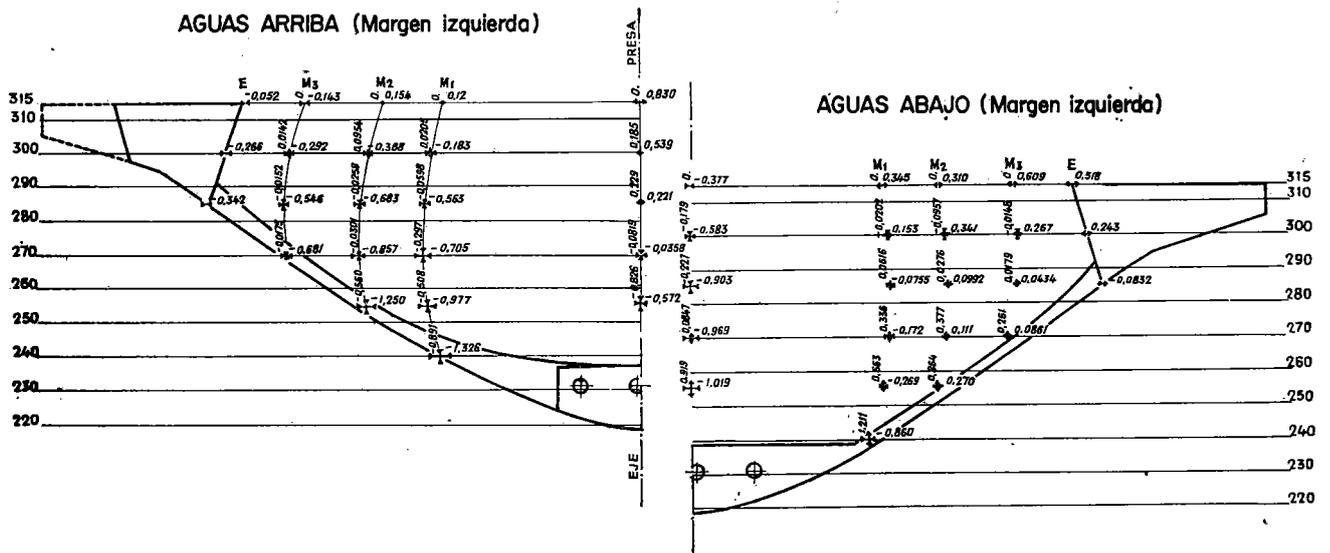


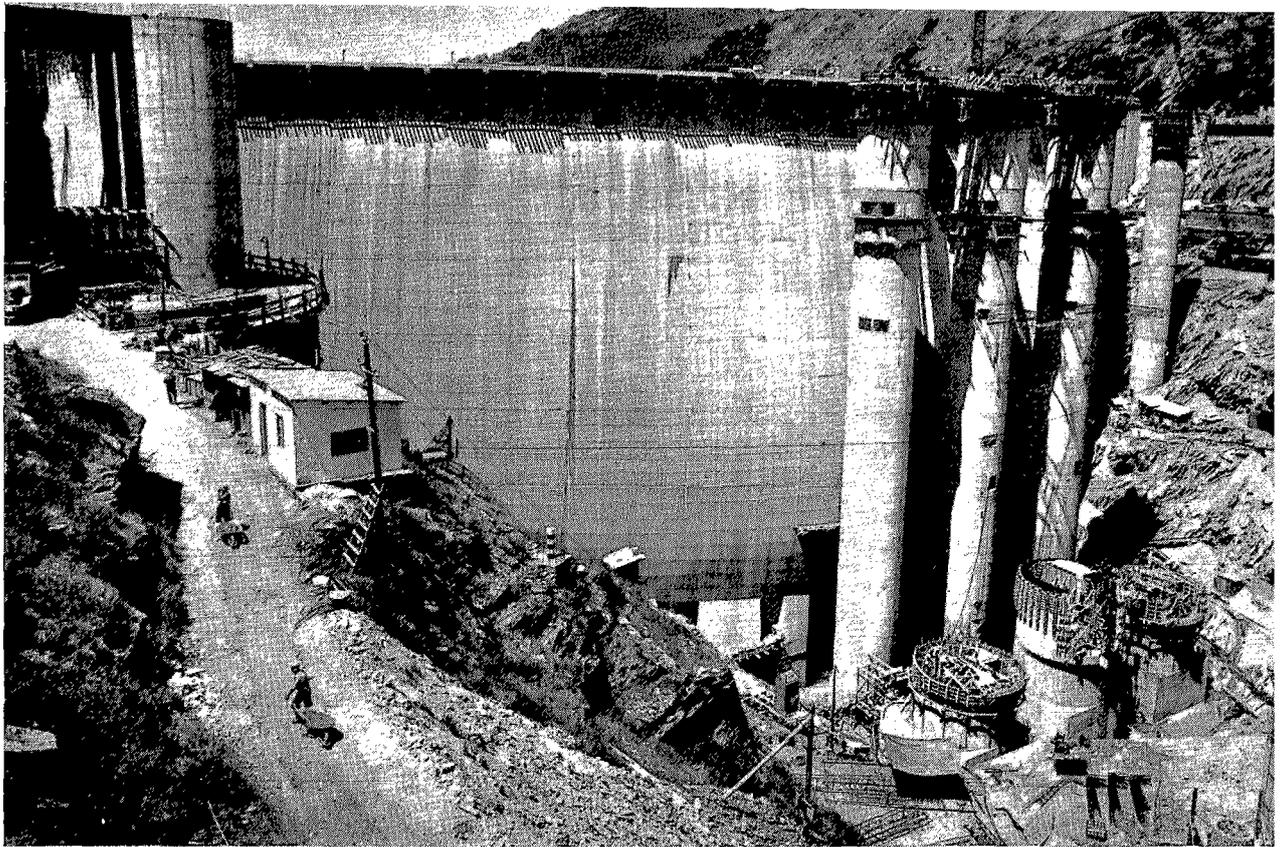
Figura 12.

Fig. 11.— Tensiones debidas a peso propio más carga hidrostática paralelas al paramento, en Kg./cm.<sup>2</sup>, deducidas del primer cálculo.

Sketch No. 11.— Stresses due to dead load plus hydrostatic load parallel to the facing, in kg/cm<sup>2</sup> deduced from the first calculation.

Fig. 12.— Tensiones debidas al aumento de temperatura, 1° C., deducidas del primer cálculo.

Sketch No. 12.— Stresses due to the increase of temperature by 1° C, deduced from the first calculation.



Por su parte las ménsulas se definieron mediante planos verticales que pasan por el centro de la zona central del arco de altura media y se suponen con ancho unitario en un cilindro axial de referencia de radio 100 m.

El ajuste final de corrimientos radiales proyectados sobre radios del arco medio antes citado se hace mediante la solución analítica de sistemas de ecuaciones lineales. Las fases posteriores del cálculo de esfuerzos y tensiones son las clásicas (figura 11).

El cálculo completo se ha realizado dos veces. La primera con idénticos módulos de elasticidad para el hormigón y el cemento. La segunda con un módulo de hormigón tres veces superior al de la cimentación. Por procedimiento análogo se efectuó un cálculo de tensiones para elevación térmica de un grado en el conjunto de la estructura, en ambas hipótesis de módulos relativos (fig. 12).

## 5.2. Modelos elásticos.

Los retoques de forma que en la fase de dimensionamiento se comprobaban mediante ajustes radiales en clave, se llevaban simultáneamente a dos modelos — gemelos — cuyos resultados de medida parcial se cotejaban con los de cálculo. A lo largo de este proceso fueron ensayadas seis definiciones geométricas “evolutivas” a partir de una forma de presa elaborada en el curso de los tanteos previos. El conjunto de resultados obtenidos con el modelo, con los cálculos paralelos y con las comprobaciones analíticas de formas no ensayadas, condujo a una definición de presa — la definitiva — con la que se construyeron dos nuevos modelos idénticos. Los ensayos de comprobación finales se realizaron simultáneamente sobre ellos.

Los modelos han sido fabricados a escala 1/250, con mezclas de yeso y tierra

de diatomeas. Se introdujo una variación de módulo del terreno en la zona alta de la M. D., y se suprimió, a efectos de ensayo, el apoyo de los estribos de gravedad contra el terreno. La carga hidrostática se simuló con mercurio, y las medidas se realizaron con microextensómetros eléctricos.

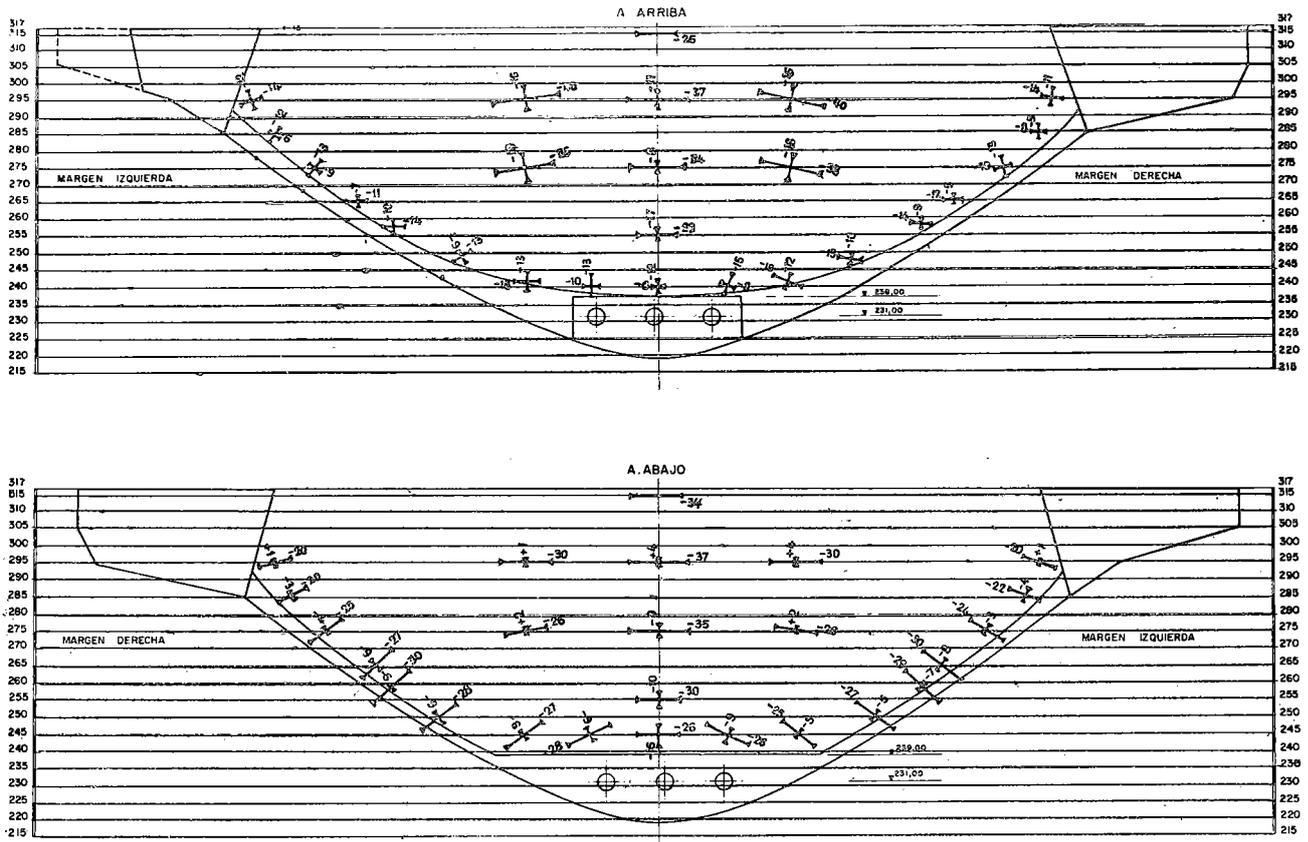


Figura 13.

## 6. ANÁLISIS DE TENSIONES EN LA PRESA.

Las tensiones hidrostáticas medidas en el modelo, compuestas luego analíticamente con el peso propio, ponen de relieve la compensación absoluta de las tracciones en el paramento aguas arriba de la bóveda. En el paramento aguas abajo se observa una tracción remanente pequeña ( $4 \text{ Kg./cm.}^2$ ), vertical, a la cota 295 y en la zona central de la bóveda. Las compresiones no exceden en ningún punto de  $40 \text{ kilogramos/cm.}^2$ . En los estribos los valores finales resultantes no exceden de  $9 \text{ Kg./cm.}^2$  compresión, ni de  $3 \text{ Kg./cm.}^2$  tracción.

En resumen, podemos decir que las previsiones tensionales para la bóveda resultan satisfactorias, puesto que (fig. 13):

- 1.º Las tensiones de compresión no exceden de  $40 \text{ Kg./cm.}^2$ .
- 2.º El campo de compresiones es uniforme en una extensa zona de ambos paramentos, lo que corresponde a un buen aprovechamiento del material.

Fig. 13. — Tensiones de peso propio más carga hidrostática (317) deducidas del modelo.  
Sketch No. 13. — Stresses of dead load plus hydrostatic load (317) deduced from the model.

3.º Aguas abajo los valores de compresión son del mismo orden de magnitud en clave y arranques, lo que demuestra que la distribución de espesores en el arco es conveniente. 4

4.º El paramento aguas arriba de la bóveda está todo él sometido a compresión con un valor en el pie aguas arriba de la ménsula central de 12 Kg./cm.<sup>2</sup>.

5.º En el paramento aguas abajo las tracciones son prácticamente inexistentes.

#### 7. ENSAYOS A ROTURA.

Terminados los ensayos elásticos se procedió a ensayar a rotura los dos modelos que reproducían la estructura que se ha construído. El ensayo se realizó aplicando con gatos hidráulicos esfuerzos crecientes que reproducen el efecto combinado de la carga hidrostática y del peso propio. Supuesto un hormigón de presa con una tensión de rotura a compresión de 350 Kg./cm.<sup>2</sup>, el coeficiente de seguridad global de la estructura resultó ser 15 para ambos modelos. Esto significa que si en la presa real fueran invariables la carga hidrostática y el peso propio, se produciría el agotamiento resistente de la estructura en el momento en que una hipotética reducción de resistencia del hormigón llevara ésta a un valor 15 veces por debajo de los ya indicados 350 Kg./cm.<sup>2</sup>.

#### 8. COMPROBACIÓN ESTÁTICA DE LA CIMENTACIÓN.

Se ha considerado interesante determinar hasta qué punto las precauciones de implantación y cimentación aseguran contra el hundimiento al terreno de apoyo. Para ello se han calculado las cargas que el zócalo transmite al cimiento como consecuencia del apoyo de la bóveda sobre él. Las características del terreno, supuesto homogéneo en primera aproximación, se han deducido de los ensayos geotécnicos realizados con un coeficiente reductor importante, esto es, que a pesar de que los ángulos de rozamiento obtenidos en los ensayos al corte han sido superiores a 50º, se ha considerado un ángulo de sólo 35º. La cohesión supuesta es de 4 Kg./cm.<sup>2</sup>.

Utilizando el método de la carga de hundimiento de Terzaghi (modificado por el criterio de Meyerhof para tener en cuenta la inclinación de la cimentación), el coeficiente de seguridad del terreno de apoyo de los distintos arcos varía entre 9 y 25.

#### 9. REFRIGERACIÓN DEL HORMIGÓN.

A la vista del programa decidido para la construcción de esta presa (\*) y las características del cemento empleado, consideramos necesario refrigerar el hormigón de presa usando el sistema de serpentines embebidos en su masa. Estos, depositados entre tongada y tongada forman una red rectangular de  $2 \times 2,20$  m.<sup>2</sup>. Los tubos son de 18 mm. de diámetro. El caudal circulante ha sido del orden de 0,45 l./seg. La presa lleva incluidos 60.000 m. de tubería.

La ley de temperaturas medias mensuales del ambiente, se asimiló a una ley

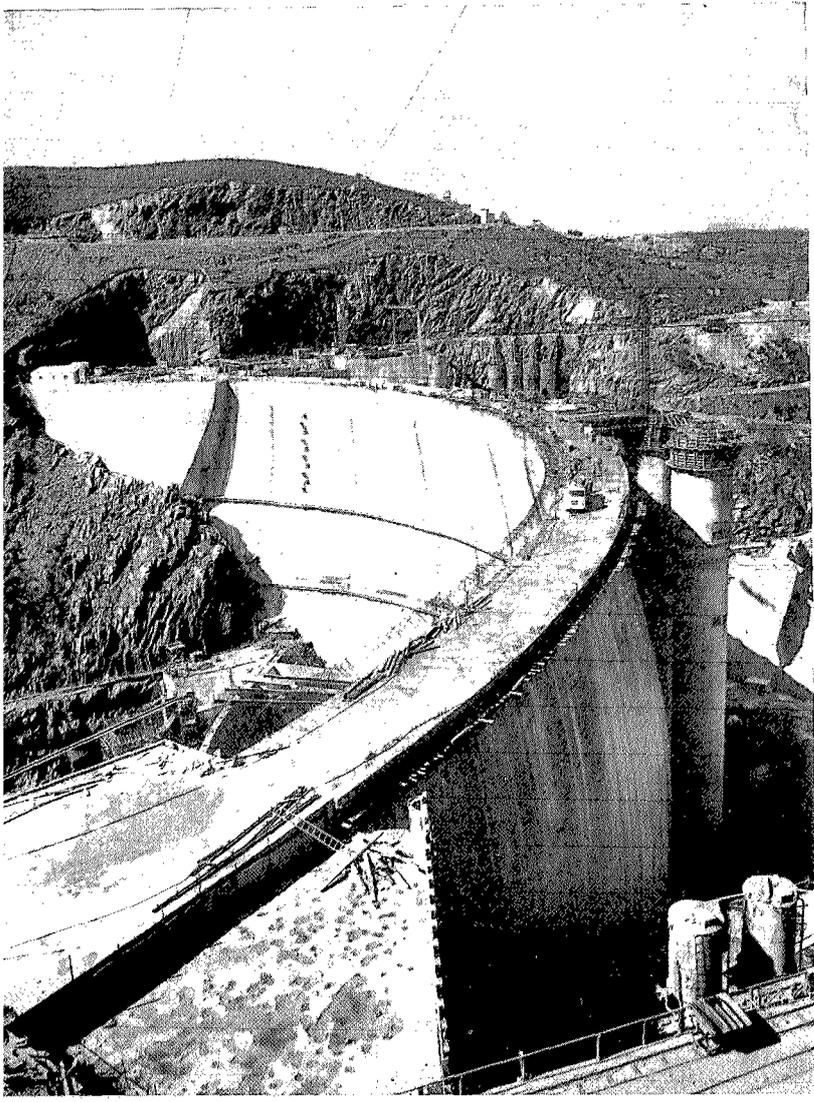
(\*) Record de España, la bóveda se hormigonó en su totalidad en doce meses consecutivos.

senoidal con máxima de 24° y mínima de 8°. El agua se tomó del río, sin refrigerarla artificialmente, estableciendo una circulación sin retorno. La presa se inyectó a las temperaturas previstas en el proyecto, o sea a 15° en el hormigón, salvo en los 15 m. superiores, en los que, por retraso en la inyección de los recintos inferiores, entramos en la rama ascendente de la onda térmica anual, con un ligero decalaje respecto del valor teórico.

#### 10. GALERÍAS DE PRESA E INYECCIÓN DE JUNTAS.

Se han previsto cinco galerías sensiblemente horizontales en el cuerpo de presa, y una galería perimetral, paralela a la cimentación.

Las juntas dividen la presa en bloques de 13,5 m. de ancho en coronación. Están definidas mediante superficies regladas que atacan la cimentación de modo sensiblemente normal. Las juntas no tienen rediente alguno, salvo las de apoyo de bóveda sobre estribos, en las que se han previsto arquetas trapeciales. Los recintos de inyección tienen 9 m. de alto y hay dos de ellos entre cada galería. La impermeabilización de recintos se confía a una chapa metálica. La inyección se hace radialmente desde las galerías mediante tubos rectilíneos provistos de válvulas de goma reinyectables. Estas válvulas, muy sencillas, no tienen codo alguno que pueda obs-



truíse lo que impediría inyecciones posteriores. A cada válvula corresponde aproximadamente una superficie de junta del orden de 7 m.<sup>2</sup>. Los recintos tienen ranuras de purga que desembocan alternativamente a galerías y a pasarelas en el paramento aguas abajo de presa. La inyección de lechada se ha realizado previo lavado de juntas, procediendo por fajas horizontales desde el centro de la presa hacia los apoyos y de abajo arriba. Antes de la inyección de lechada se comprobó válvula a válvula la presión de abertura mediante inyección de agua con doble obturador. La presión máxima de inyección de cierre de los recintos se fijó en 4 Kg./cm.<sup>2</sup>.

11. TRATAMIENTO DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN.

11.1. Inyección de consolidación y cosido de la fábrica con el terreno.

Se ejecutó por pares de abanicos paralelos, cuyos planos están separados a 2,5 metros. Cada taladro se inyectó en una primera etapa, perforando el hormigón y dos metros de roca. En una segunda etapa se reperforaron los taladros y se profundizó tres metros más en roca con una nueva inyección. El lavado previo a la inyección se efectuó por grupos de taladros de dos perfiles consecutivos, inyectando en todos menos en uno agua a presión, un dispersante y aire comprimido. La presión máxima de inyección se fijó en 10 Kg./cm.<sup>2</sup>.

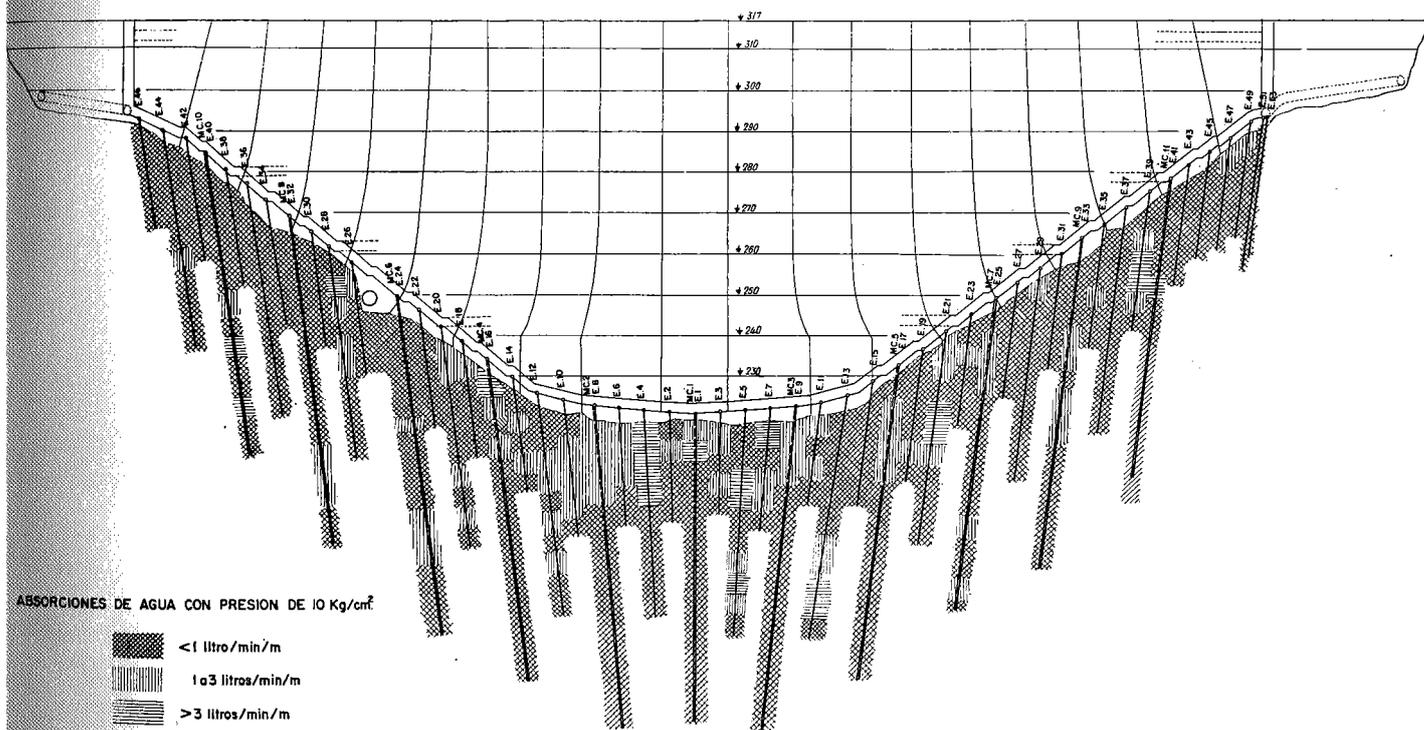
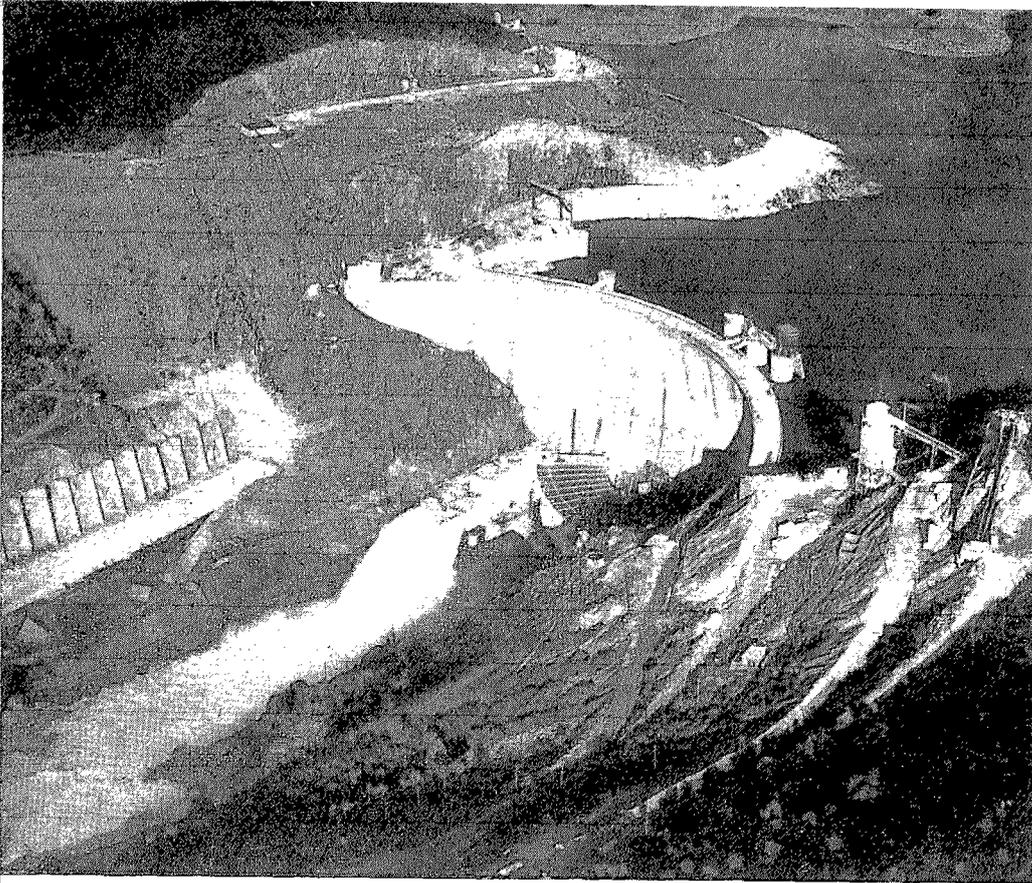


Figura 14.

Fig. 14. — Pantalla de impermeabilización. Ensayos previos de agua.  
 Sketch No. 14. — Waterproofing screen. Former water tests.

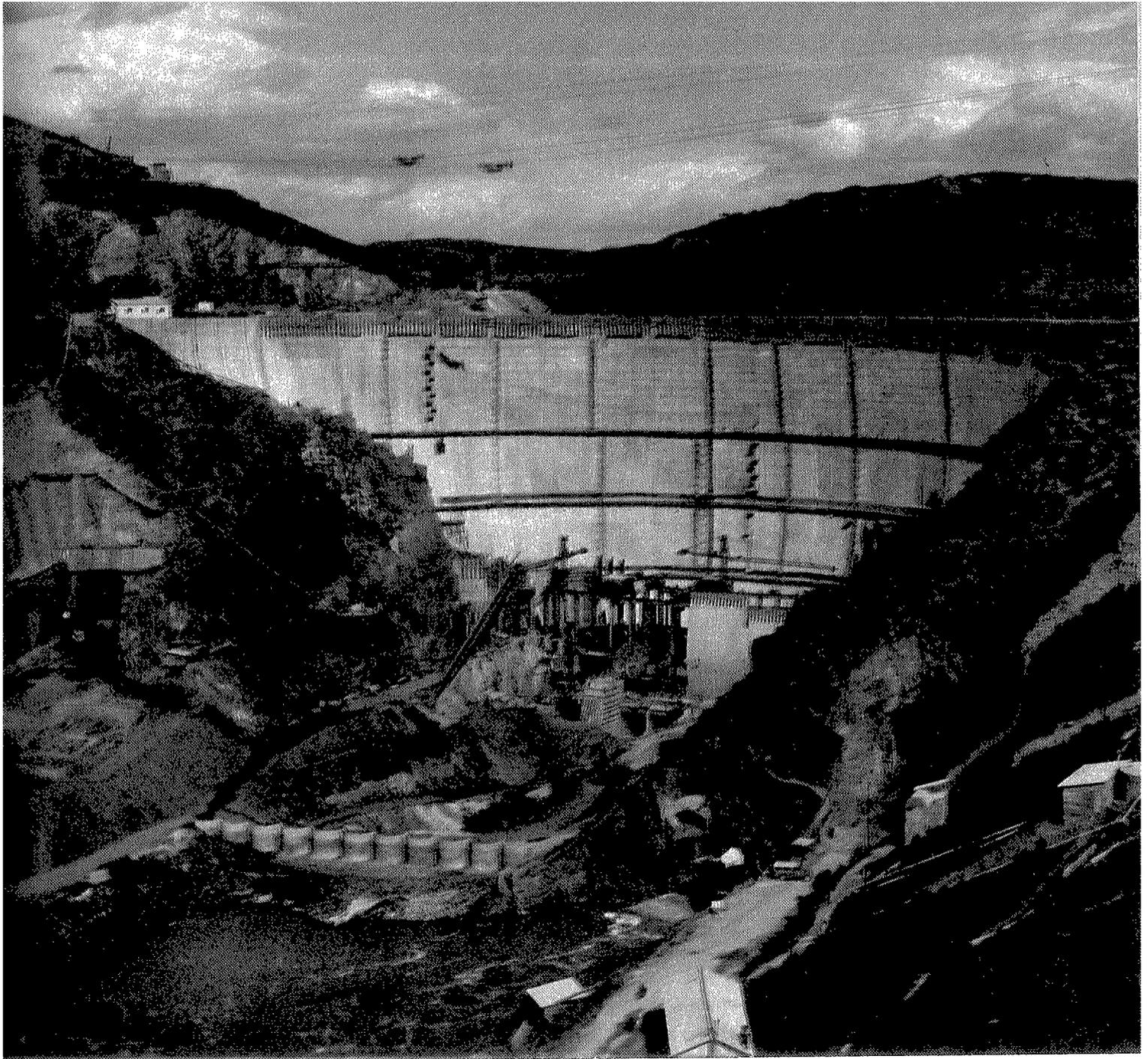


### 11.2. *Tratamiento complementario.*

Aunque no se han manifestado accidentes tectónicos de importancia en la cerrada, aquellas grietas que una vez terminada la excavación aparecían como más destacadas han sido tratadas mediante grupos de cuatro taladros lavados por circulación recíproca de aire, agua y dispersante. La presión máxima fijada fué de 20 Kg./cm.<sup>2</sup>, estando el obturador a una profundidad mínima de 10 m.

### 11.3. *Pantalla de impermeabilización.*

Aunque de las pruebas de permeabilidad en los sondeos de reconocimiento se deducía que el terreno es, dentro de las definiciones usuales, prácticamente impermeable en profundidad, se decidió realizar una pantalla de impermeabilización con taladros perforados desde la galería perimetral, dándoles una inclinación de 30° hacia aguas arriba. La separación de taladros es de 5 m., y su longitud mínima de 25 m., y cada cuatro taladros se perfora uno de 50 m. Para adaptar la pantalla a las condiciones locales, se decidió prolongar la perforación cuando los últimos 5 m. del taladro mínimo, antes definidos, dieran en prueba de agua, a 10 Kg./cm.<sup>2</sup> de presión, una absorción superior a un litro por minuto y metro. Se inyectó lechada de cemento, salvo en aquellas zonas en que las dimensiones de fisura deducidas de las pruebas de agua aconsejaron una inyección previa de gel de sílice (fig. 14).



VALDECAÑAS

#### 11.4. Pantalla de drenaje.

A la pantalla de inyección se asoció una pantalla de drenaje inclinado hacia aguas abajo. La longitud de los taladros es de 25 m., y la separación entre ellos de

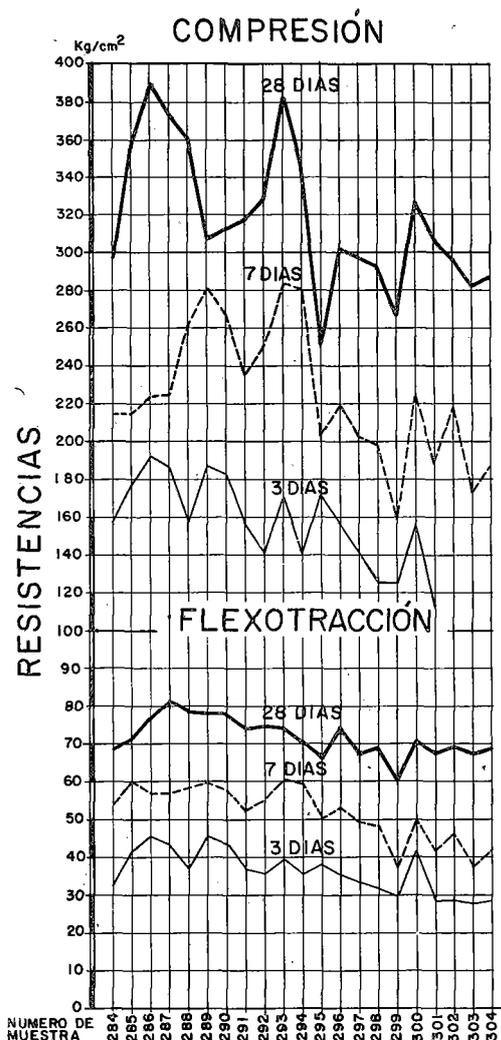


Figura 15.

químico completo. Dadas las condiciones del mercado español se ha utilizado en la construcción de la presa cemento Portland normal. Sus resistencias eran satisfactorias, aunque con gran dispersión de resultados (fig. 15). Los áridos que procedían del machaqueo de caliza cristalina han resultado ser de calidad excepcional. La granulometría de proyecto ha sido controlada sistemáticamente para asegurar un hormigón de calidad homogénea, tanto en resistencia como en facilidad de puesta en obra, aspecto que hemos considerado importante en la mejora de rendimiento de hormi-

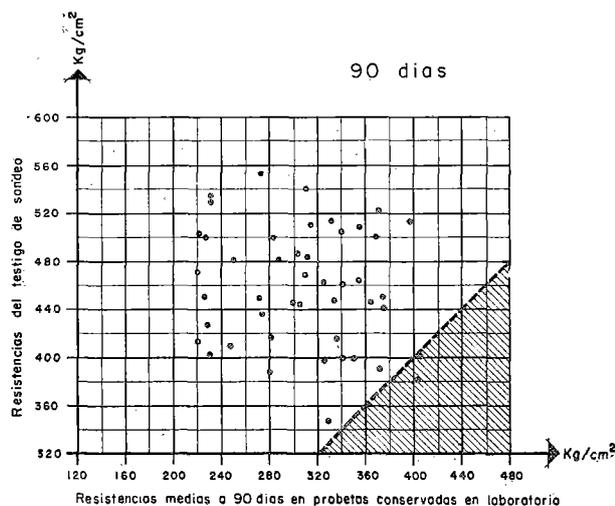


Figura 16.

5 m. Se ha añadido como control profundo un taladro de drenaje de 75 m. de longitud cada cinco taladros de la pantalla de impermeabilización normal.

#### 12. CONTROL DE LOS MATERIALES EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCIÓN.

Las especificaciones del proyecto se han controlado en obra, tanto en lo que se refiere a la calidad de los materiales utilizados como al proceso de fabricación y puesta en obra del hormigón.

Cada partida de cemento ensilado en fábrica era sometida a un ensayo físico y

Fig. 15. — Ejemplo de resistencias del cemento.

Sketch Nn. 15. — Example of strength of the cement.

Fig. 16. — Comparación de resistencias de probetas de laboratorio y de testigos de obra.

Sketch No. 16. — Comparison of strength of laboratory tests and tests specimens of work.

gonado. Estos controles, tomados diariamente en diversos puntos del circuito de hormigonado han tenido en cuenta, entre otros, el automachaqueo en los silos secundarios y en la torre de hormigonado. Tras numerosos ensayos, y dada la calidad obtenida, no se consideró necesario utilizar producto de adición alguno. En cambio, se concedió la mayor importancia a la constancia de la relación agua-cemento, llegándose a controlar la humedad de los áridos cada quince minutos para corregir convenientemente el agua añadida en la torre. Al iniciarse la obra se realizó un estudio sistemático de producciones y granulometrías obtenidas con las distintas máquinas de machaqueo. Sus conclusiones permitieron utilizarlas a rendimiento máximo y con una calidad de producción constante (fig. 16).

### 13. AUSCULTACIÓN.

Los restantes aspectos de las previsiones del proyecto, tales como temperaturas, tensiones, deformaciones, etc., han sido escrupulosamente atendidas mediante una campaña de auscultaciones durante la obra y en la época de puesta en carga. El tema es muy vasto, y por su interés técnico nos ha parecido oportuno reservarlo para trabajo aparte, que el lector encontrará en otro lugar de esta revista.