

EL TRATAMIENTO Y LA COMPROBACION DE LA CIMENTACION EN LA PRESA BOVEDA DE SUSQUEDA (*)

Por ARTURO REBOLLO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

De todos los problemas técnicos que han concurrido sobre la presa bóveda de Susqueda, el de su cimentación ocupa un lugar primordial. En el presente artículo el propio proyectista de esta notable obra de ingeniería expone los diferentes trabajos realizados para el tratamiento de la roca de fundación y para la impermeabilización del macizo de apoyo, juntamente con los resultados cuantitativos obtenidos. A continuación pasa a analizar el sistema de control de esta cimentación, en el que juega un importante papel la denominada "pantalla de control de movimientos". Por último destaca el hecho de haber procedido, antes de la puesta en carga de la presa, a la comprobación del funcionamiento de dicha cimentación, con sus nuevas características geotécnicas y sus posibles repercusiones en la estructura de la presa, todo ello en función de lo que ha permitido la tecnología actual, y de manera especial en función de un ensayo geomecánico, el cual ha sido posible realizarlo gracias a los estudios tan minuciosos que habían sido efectuados sobre las características petrográficas y tectónicas de la roca, incluso después de realizadas las excavaciones de la presa, estudios que en definitiva han constituido la base y el fundamento para orquestar todos los trabajos que se exponen.

1. La consolidación de la zona de fundaciones.

Hidroeléctrica de Cataluña, S. A. convocó en enero de 1965 un concurso para la realización del tratamiento de la cimentación de esta presa, siendo adjudicado en julio del mismo año a la oferta que presentaron conjuntamente Cimentaciones Especiales, S. A. y Cimentaciones y Sondeos, S. A., iniciando dichas sociedades los preparativos para comenzar los trabajos a finales del mismo año.

Este tratamiento de la cimentación comprendía fundamentalmente: la consolidación y cosido de la zona de fundaciones, y la pantalla de impermeabilización, trabajos que culminaron con la ejecución de las pantallas de control, en los meses mayo-junio de 1968. En síntesis, el objeto fundamental de este tratamiento consistía en aumentar la capacidad resistente de la roca de apoyo y disminuir las posibilidades de su deformabilidad, a base de mejorar a través de la técnica de las inyecciones no sólo sus características mecánicas, sino también sus condiciones de impermeabilidad. En todo ello han jugado un papel capital los datos tan exactos que teníamos de la geología de esta roca, de los que ya hemos dado cuenta en otra publicación, da-

tos que quedaron sumamente completados al proseguir la cartografía de dicha roca después de realizadas las excavaciones (fig. 1).

En la realización de los trabajos de este tratamiento colaboraron por parte de las Sociedades antes citadas los Ingenieros S. Calvo, J. J. Panchaud, J. Dimas y el Facultativo de Minas J. Márquez. Por parte de HEC, el Ingeniero G. Lis, el Ayudante de Obras Públicas F. Fernández y el Facultativo de Minas J. Alonso.

En este tratamiento la consolidación de la zona de fundaciones ha sido particularmente importante, no sólo por el elevado grado de fisuración que *a priori* presentaba esta roca, sino también por la clara posibilidad de mejorar sus características mecánicas tal y como pudimos comprobar en los ensayos efectuados para el estudio de la presa, y que consistieron en investigar estas mejoras antes y después de inyectar diferentes recintos en la roca donde se llevaron a cabo ensayos elásticos y microsísmicos.

Así pues, una vez efectuadas las excavaciones y agotadas las posibilidades de mejorar la calidad de la roca al profundizarla, limpiarla y sanearla, restaba por exprimir aquellas otras posibilidades que nos brindaban las técnicas de la inyección para todavía mejorar aún más sus propiedades con vistas a soportar las cargas que le habían de transmitir el embalse y la fábrica de la bóveda (fig. 2).

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que pueden remitirse a esta Redacción hasta el día 31 de marzo de 1970.

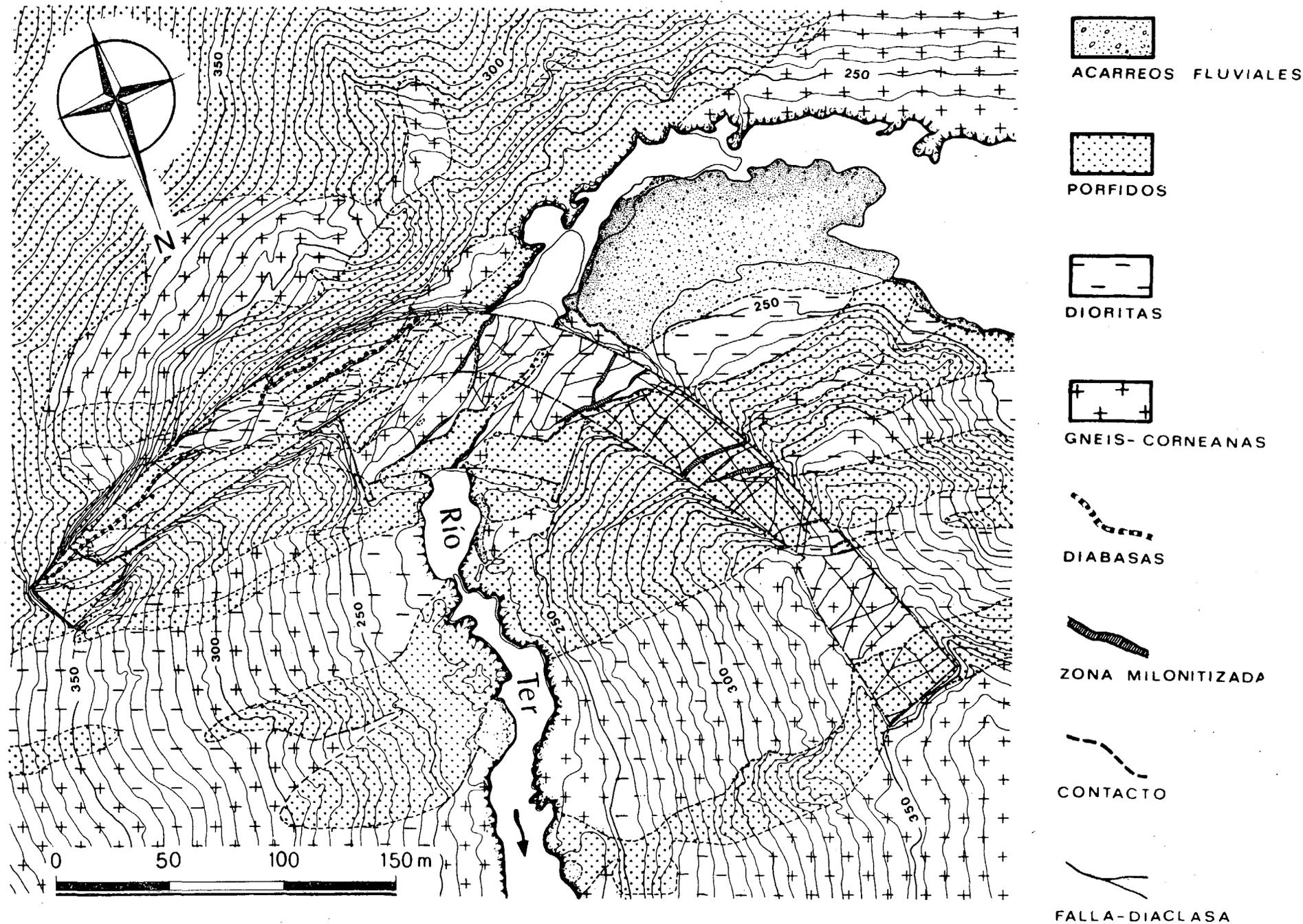


Fig. 1.—Plano geológico de la zona de emplazamiento de la presa. En él han quedado recogidos los propios datos de la roca de cimentación una vez que fueron realizadas las excavaciones. Estos últimos datos fueron cartografiados sistemáticamente bloque por bloque a la escala 1/50, habiendo sido de la máxima utilidad a la hora de emprender tanto el tratamiento de estas rocas como los estudios sobre su comportamiento geomecánico.



Fig. 2.— Aspecto de las rocas de la zona superior de la margen derecha durante la ejecución de las excavaciones.

1.1. *La consolidación y el cosido de la base de la presa.*

Hemos indicado en otra ocasión cómo realizamos un tratamiento previo de la roca mediante diferentes mallas de anclajes repartidas a lo largo de la cimentación que le han dado una consistencia previa a base de este cosido inicial. Es importante tenerlo en cuenta a la hora de comprender el desarrollo general del tratamiento de esta cimentación.

Esta fase del tratamiento que vamos a exponer podemos considerarla como clásica en la gran mayoría de las presas bóveda. En nuestro caso ha consistido en realizar desde la galería perimetral y galerías de visita en el caso de los estribos, y paralelamente desde el pie de aguas abajo, una serie de abanicos de taladros contenidos en planos transversales a la traza de la

presa, equidistantes aproximadamente 3 m., que han barrido toda el área de la cimentación. Por medio de estos taladros ha sido posible no sólo realizar el cosido del hormigón a la roca, sino también el lavado de la misma y su inyección de cemento que han determinado la consolidación de la zona de apoyo hasta una profundidad de 10 a 15 m.

La disposición general de los planos en que estaban contenidos estos abanicos ha sido la siguiente: sensiblemente normales al terreno en las laderas y estribos; y verticales en el cauce. Todo ello en razón de interceptar el mayor número de accidentes dada la morfotectónica del macizo. En las figuras 3, 4, 5 y 6 hemos representado en planta, alzado y perfil la disposición general de estos taladros; sus diámetros han sido variables con las diferentes profundidades, desde 3" a 2 1/2" y 2 1/4".

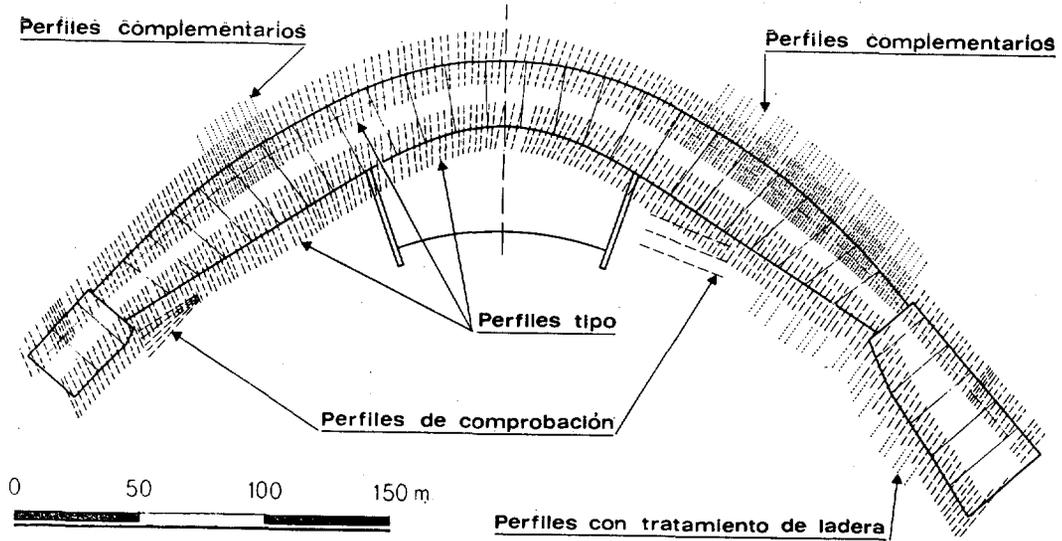


Fig. 3. — Planta de los perfiles de los taladros de consolidación y cosido.

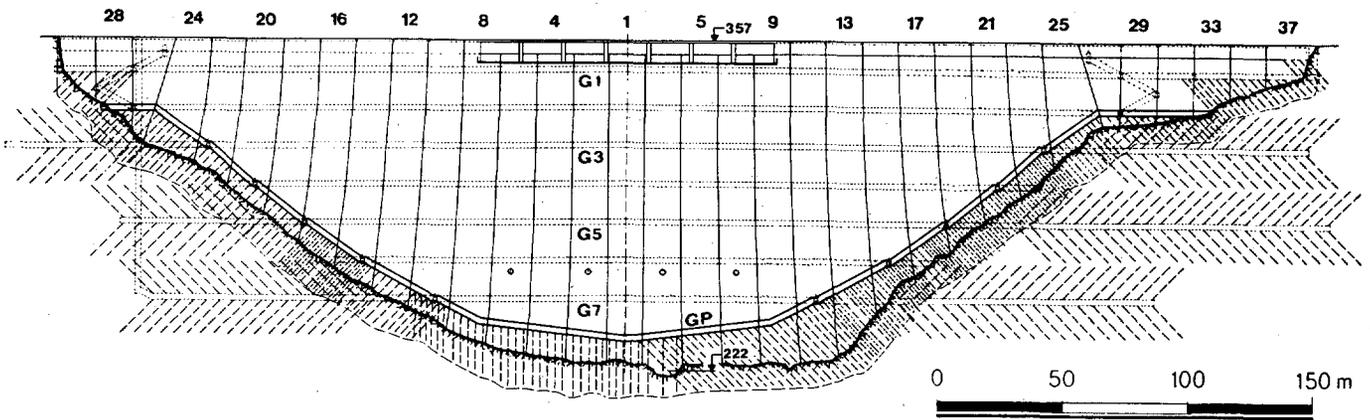


Fig. 4. — Alzado desarrollado de los perfiles de consolidación y cosido de la base de la presa, juntamente con los realizados desde el interior de las galerías de drenaje.

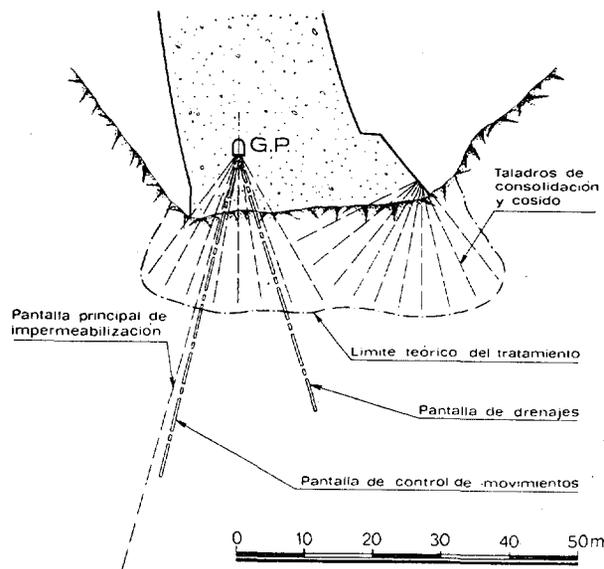


Fig. 5. — Sección transversal tipo de la bóveda en la que se indican la disposición de los taladros en los perfiles del tratamiento, juntamente con las pantallas de impermeabilización y control.

Esta parte del tratamiento se ha realizado en dos etapas: en la primera se ha extendido la perforación hasta los cinco primeros metros de roca en profundidad, procediéndose a continuación al lavado e inyección de cemento. En

entre los 5-10 Kg./cm.², simultáneamente por todos ellos, dejándoles sucesivamente abiertos hasta que se observó salir el agua suficientemente limpia. Este trabajo se ha extendido prácticamente a todo el área de la cimentación en

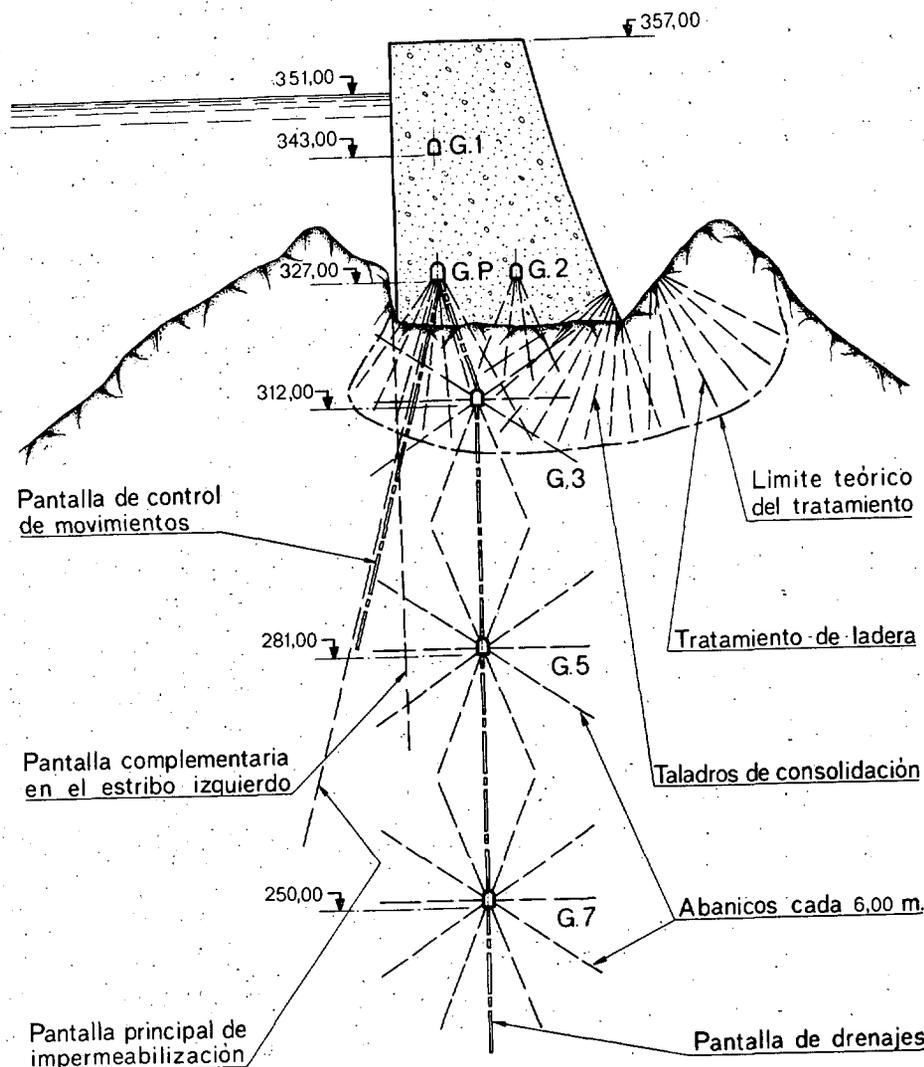


Fig. 6. — Sección transversal tipo por un estribo en la que se señala la disposición general de los taladros en los diferentes perfiles del tratamiento, juntamente con las pantallas de impermeabilización y control.

la segunda etapa se ha reperforado la zona anterior hasta alcanzar los 10-15 m. de profundidad en la roca, procediendo nuevamente a las operaciones de lavado e inyección.

El lavado se ha llevado a cabo en los diferentes grupos de cada tres abanicos consecutivos, según técnica normal en este tipo de trabajos, a base de inyectar aire y agua a presión,

función de los ensayos previos realizados, bien a base de comparar las permeabilidades antes y después de dichas operaciones de lavado bien por que de la observación directa se había apreciado salir el agua sucia con arrastres de los materiales contenidos en el interior de las diaclasas.

Debemos señalar que en un principio se hi-

ciron ensayos de lavado empleando sosa cáustica, como dispersante de los materiales arcillosos contenidos en las diaclasas, sin resultado positivo.

Una vez concluida esta fase de lavado, se procedió a realizar la inyección con lechada en las proporciones variables agua-cemento desde 4:1 a 1:2, según las distintas clases de roca, con presiones variables entre 5 y 10 Kg. por centímetro cuadrado. Terminada esta operación de inyección de lo que hemos denominado primera etapa de la consolidación y cosido, se procedió a reperforar los anteriores taladros hasta que *barrieron una zona de 10 a 15 m. de profundidad en la roca, procediendo posteriormente a la correspondiente fase de inyección de lechada de cemento y extendiendo la influencia de este tratamiento, aproximadamente, según la correspondiente isobara del bulbo de tensiones.*

1.2. *Tratamientos complementarios.*

Por el conocimiento que teníamos de la geología del macizo y a la vista de los resultados que habíamos obtenido durante el desarrollo de este tratamiento, consideramos conveniente reforzarlo con nuevos abanicos de taladros que complementarán el efecto de los anteriormente relacionados.

En la margen izquierda estos tratamientos han consistido en realizar desde la galería perimetral abanicos intermedios a los anteriores, a 1,50 m., en la zona de apoyo de la bóveda con la ladera; y desde el pie de aguas abajo en ampliar los abanicos hacia la zona de agua abajo, aunque solamente en la zona de influencia del contacto bóveda estribo, todo ello también en razón de la especial esbeltez del promontorio que constituye el macizo de roca sobre la que se apoya la presa en esta margen. En la margen derecha hemos realizado también abanicos intermedios, a 1,50 m. en la zona de influencia de los bloques 14 y 16, aunque solamente desde la galería perimetral, dado que en dicha zona la roca presentaba síntomas de alteración.

Después de este tratamiento complementario intentamos probar la capacidad de admisión de la roca en algunas zonas particulares del pie de aguas abajo, talés como en la base de la margen izquierda, sobre el cuenco amortiguador, y en la zona media de la margen derecha. Para ello realizamos en dichas zonas diversos abani-

cos de taladros paralelos a la directriz de la bóveda, desde los que se ha procedido a lavar e inyectar la roca, aunque sin resultados positivos.

1.3. *Las inyecciones desde las galerías de drenaje.*

Además de este tramiento de consolidación y cosido de lo que constituye la zona de apoyo de la presa hemos realizado otro tratamiento similar en el interior del macizo, pero desde las galerías de drenaje.

Estas galerías son prolongación de las de visita de la presa y penetran en la roca longitudes variables entre los 50 y 100 m., e incluso más; están situadas en un mismo plano vertical, lo que ha facilitado la realización desde ellas, previamente revestidas, de una serie de abanicos de 10 taladros, cada uno separados 6 m., y con los taladros entre 10 y 15 m. de longitud e inclinados 45° para facilitar el trabajo de la maquinaria de perforación, que al barrer 360° desde cada galería han enlazado unos con otros la zona tratada desde la base del hormigón hasta la zona más profunda de la galería inferior. De esta forma se ha conseguido por un lado consolidar en profundidad el macizo rocoso lavando y rellenando huecos y fisuras, y, por otro lado, y este ha sido el objetivo fundamental de estos trabajos, someter al macizo a un tratamiento de impermeabilización profunda por medio de esta "gran pantalla" para preservarlo contra el paso del agua, dado que las características observadas y deducidas de la roca hacían presumir su predisposición a la permeabilidad.

1.4. *Primera comprobación de estos trabajos.*

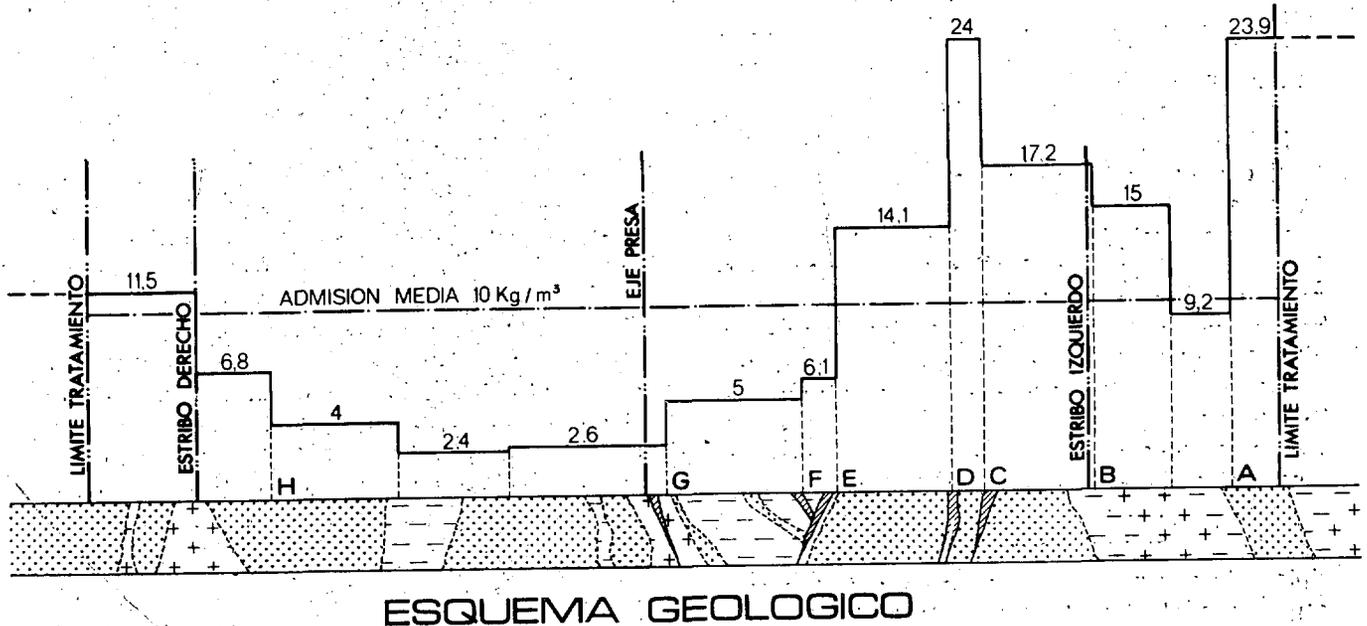
Como medida previa procedimos a extraer testigos en diferentes puntos de la roca tratada con objeto de tener una observación directa de los mismos, para analizar el estado de la roca especialmente en su contacto con el hormigón. Baste decir que el porcentaje de estos testigos fue siempre muy elevado, habiéndose observado en algún caso particular las fisuras perfectamente selladas y unidas por la inyección de cemento.

También se llevaron a cabo, atravesando diferentes accidentes tectónicos de la margen izquierda, ensayos de control consistentes en realizar tres taladros en planta triangular equidis-

tantes 1 m., uno de los cuales se realizó con sonda para extraer testigo, y en el que se hicieron pruebas de permeabilidad, lavado e inyección de cemento observando las comunicaciones existentes en los otros dos taladros. Inyectado el grupo fue reperforado sucesivamente para continuar las observaciones en las diferentes profundidades de los accidentes y de la roca tratada. Los testigos extraídos de las zonas tectonizadas fueron del orden del 75 por 100, siendo satisfactorias las permeabilidades y admisiones controladas, por lo que juzgamos suficientes los trabajos de lavado e inyección con que habían quedado tratados dichos accidentes.

lúmenes de cemento inyectado se ha hecho a pie de tolva de la mezcladora, donde se vertía directamente el cemento en sacos de papel. Así pues, sobre la base de 50 Kg. de cemento por saco se ha contabilizado el cemento total inyectado. Ahora bien, a la hora de valorar realmente el peso total real que ha entrado en fisuras hemos descontado una serie de partidas en concepto de pérdidas que en nuestro caso es preciso restar de la cantidad teórica global.

Hemos considerado las siguientes pérdidas: el 1,5 por 100 en concepto del peso perdido en las diferentes operaciones de carga, descarga, con diferentes almacenajes, más el embalaje; el 5 por 100 en concepto de pérdidas por fugas en



CEMENTO INYECTADO (T.)													$\Sigma = 2\,318,1$
239,3	88,3	105	52,3	75,2	90,6	17,9	371,7	158	466,3	210,5	121,2	321,8	
20,8	12,9	26,4	21,3	28,6	18,2	2,9	26,2	6,6	27,1	14	13,1	13,4	
ROCA TRATADA ($10^3 m^3$)													$\Sigma = 231,5$

Fig. 7.— Admisiones unitarias de cemento según las diferentes zonas geológicas de la cimentación sobre un perfil desarrollado siguiendo la traza de la presa.

1.5. Admisiones de cemento.

Hemos analizado las diferentes admisiones de cemento en las diversas zonas de la cimentación delimitadas por los accidentes más importantes de la misma. La medición de los vo-

lúmenes de cemento inyectado se ha hecho a pie de tolva de la mezcladora, donde se vertía directamente el cemento en sacos de papel. Así pues, sobre la base de 50 Kg. de cemento por saco se ha contabilizado el cemento total inyectado. Ahora bien, a la hora de valorar realmente el peso total real que ha entrado en fisuras hemos descontado una serie de partidas en concepto de pérdidas que en nuestro caso es preciso restar de la cantidad teórica global.

considerarse como relleno de fisuras; todo ello teniendo en cuenta que el diámetro medio de los taladros ha sido del orden de ϕ 65 y que la concentración de la dosificación de la lechada de cemento en la caña del taladro es un hecho inevitable. Por lo cual fácilmente se comprende que según los diferentes casos este concepto de descuentos globales en el cemento inyectado puede llevar a suponer el 15 por 100 y aún el 25 por 100 de la cantidad total contabilizada a pie de mezcladora.

Del mismo modo, y para completar lo mejor posible este análisis del peso total de cemento inyectado en las fisuras, a pesar de las dificultades que entraña un análisis más profundo del problema, hemos considerado también los diversos volúmenes de roca tratada en cada una de las zonas de la fundación a base de considerar la influencia de cada taladro hasta 1,5 m. de su extremo más profundo, con lo cual hemos obtenido los índices de peso de cemento por metro cúbico de roca tratada y que hemos representado en la figura 7; señalando previamente que para estos trabajos se realizaron 41 000 m. de taladros en la margen izquierda y 28 200 en la margen derecha, sin incluir los metros reperforados, aunque incluida la perforación del hormigón. A la vista de dicho gráfico puede apreciarse cómo estas admisiones varían de 2,5 kilogramos/m.³ hasta 25 Kg./m.³, con una media total de 10 Kg./m.³, que corresponde a un total de 2 300 T. de cemento inyectado en fisuras y extendido a un volumen de roca que hemos estimado en 230 000 m.³. Todos estos índices no dejan de ser normales, sobre todo si tenemos en cuenta el elevado grado de fisuración que presentaban todas estas rocas.

Es preciso notar que las admisiones más fuertes se presentaron en el último bloque del estribo izquierdo, precisamente al atravesar el contacto transversal del dique de pórfido en que se apoya dicho bloque con las rocas básicas ya fuera de los límites teóricos del tratamiento, esto es, fuera de la zona de influencia de los esfuerzos transmitidos por la presa. Fue sorprendente que por un solo taladro se inyectaron 125 toneladas. Estas inyecciones marginales, con un total de 350 T. de cemento, han tenido gran interés desde el punto de vista de la impermeabilización de la roca y han sido realizadas fundamentalmente con este objeto, por lo que no quedan incluidas dentro de los índices anteriores.

Uno de los problemas que surge después, la obtención de estos valores en el índice de huecos y de fisuras que tenían estas rocas antes de realizar las inyecciones. Es muy difícil dar un valor, dado que la dosificación de las lechadas ha sido muy variable, según hemos señalado, y no podemos precisar tampoco la dosificación real que ha pasado a las fisuras, siempre más débil, ya que el propio taladro ha actuado a manera de filtro, por lo que pretender deducir de las cantidades de cemento inyectado anteriormente reseñadas, los volúmenes de huecos rellenos resultaría muy aleatorio.

2. La impermeabilización del macizo rocoso.

Podemos decir que la resolución de este problema la iniciamos durante la ejecución de las excavaciones al eliminar en lo posible la roca decomprimida y alterada, cuidando al máximo la limpieza de aquella otra sobre la que se iba a verter el hormigón. Posteriormente, y según acabamos de exponer, hemos continuado persiguiendo esta solución con el tratamiento de la base de la presa que ciertamente juega un importante papel en la impermeabilización del contorno de la estructura, sin duda el flanco más favorable para el paso del agua; sin olvidar los tratamientos complementarios a que hemos hecho referencia, especialmente la serie de inyecciones realizadas en el final del estribo izquierdo.

Todos estos trabajos han sido básicos al acometer el problema de la impermeabilización del macizo rocoso, exponiendo a continuación el resto de los trabajos que hemos realizado para intentar resolverlo, que si bien algunos de ellos pueden considerarse clásicos en este tipo de construcciones, otros no han dejado de ser ciertamente particulares de esta obra.

2.1. La pantalla de impermeabilización.

Ha sido realizada desde la galería perimetral, y tenía por objeto, además de rebajar la subpresión en un primer escalón de la cimentación, eliminar las posibles filtraciones a través de las fisuras profundas del macizo.

Ha quedado definida por una serie de taladros emboquillados a 6 m. de distancia, ligeramente dirigidos hasta aguas arriba y sensiblemente normales al terreno. Se ha ejecutado por etapas descendentes de 10 m. perforando, la-

vando, haciendo pruebas de permeabilidad e inyectando lechada de cemento para seguir reperforando e iniciar un nuevo ciclo de inyección en los 10 m. siguientes.

Los diámetros de los taladros han sido los mismos que los empleados en el tratamiento de consolidación, llegando hasta las 2" para las zonas por debajo de los 30 m. de profundidad. La dosificación de la lechada ha sido más bien fluida desde 4:1 a 1:1 de la relación agua-cemento; las presiones de inyección, dada la profundidad de los taladros han variado entre 10 y 30 Kg./cm.².

La profundidad mínima la fijamos en 40 metros, mientras que la profundidad máxima venía determinada por el siguiente criterio: cuando la permeabilidad del tramo que se iba a inyectar era superior a 1,5 unidades Lugeon entonces se

terior, al objeto de investigar el estado de la roca en zonas más profundas, comprobando de esta forma que las admisiones y permeabilidades se mantienen dentro de los límites perseguidos.

Las cantidades de cemento inyectadas han sido variables desde admisiones nulas hasta admisiones del orden de 700 Kg. de cemento por metro lineal de taladro, todo ello, naturalmente, debido a las características de fisuración de estas rocas y a la presencia de sus accidentes tectónicos, que siempre han sido vía de fácil penetrabilidad para las lechadas.

En la margen izquierda se han perforado para la ejecución de esta pantalla 4 600 m. en 69 taladros con una admisión media de 90 kilogramos/m. lineal. En la margen derecha, 3 500 metros en 58 taladros con una admisión media

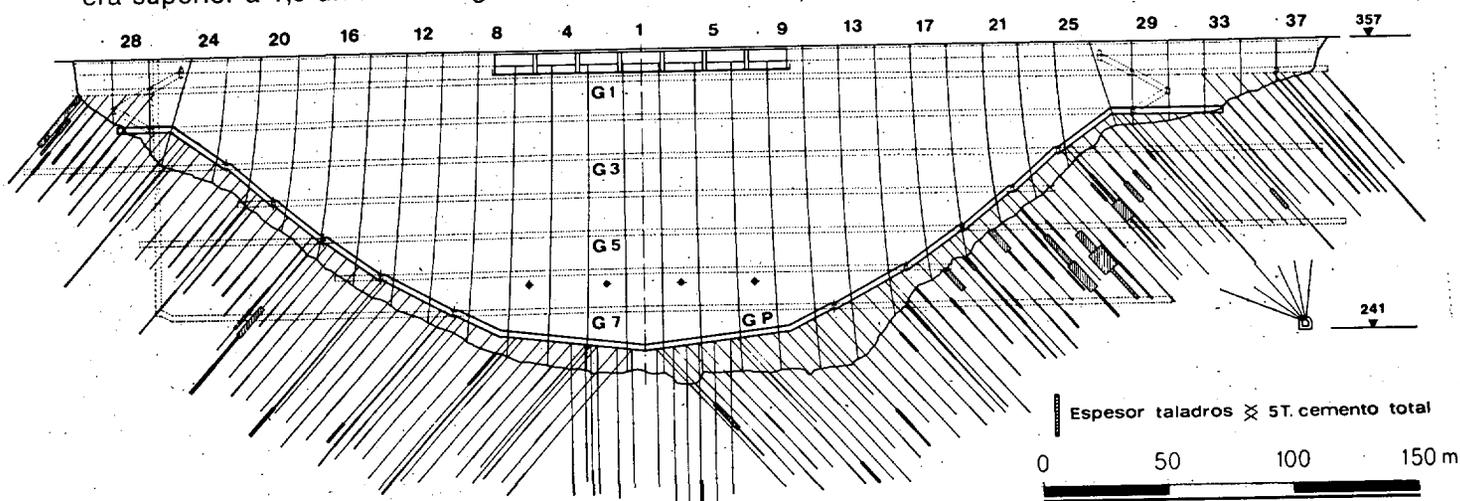


Fig. 8. — Alzado desarrollado de la pantalla de impermeabilización con las admisiones a escala de los diferentes taladros.

continuaba normalmente el taladro hasta encontrar un tramo con permeabilidad menor que la indicada; cuando se llegaba a una permeabilidad comprendida entre 1,5 y 0,7 unidades Lugeon se prolongaba el taladro solamente 5 metros, dándolo por finalizado una vez inyectado; si la permeabilidad resultante en un tramo era inferior a 0,7 unidades Lugeon entonces se daba por terminada la inyección en dicho taladro. Con ello esta pantalla ha tenido un desarrollo medio de profundidad en la roca del orden de 60 metros.

Cada 30 m., aproximadamente, hemos realizado un taladro, al que se le ha dado más profundidad que la alcanzada según el criterio an-

de 50 Kg./m. lineal. En estas longitudes de los taladros están incluidos los metros perforados en el hormigón, en el que además hubo admisiones a través de las juntas de construcción. También se han descontado las pérdidas de cemento de forma análoga a como hemos indicado para las inyecciones de consolidación y cosido.

La admisión media general es, por tanto, ligeramente superior a los 70 Kg./m. lineal. Todos estos valores concuerdan con el grado de tectonización de la roca en cada margen, siendo precisamente la izquierda la más atormentada y la menos resguardada topográficamente, y, por tanto, la más decomprimida y la que ma-

yor índice de huecos presentaban *a priori* sus fisuras. Todo lo cual concuerda también con los anteriores índices obtenidos en el tratamiento de consolidación.

En las figuras anteriores se han representado en perfil la disposición de esta pantalla; en la figura 8 su desarrollo en alzado con las admisiones a escala en los diferentes taladros.

2.2. Pantallas complementarias.

Dado que el túnel de desvío venía trazado transversalmente al promontorio de la margen izquierda, esto es, transversalmente al estribo izquierdo de la presa, ha sido posible realizar desde su interior, precisamente en el punto donde fue ubicado el tapón de cierre, otra pantalla que enlaza con la anterior complementando y extendiendo su desarrollo hasta estas zonas del macizo, que por la presencia de dicho túnel durante los tres años y medio que estuvo en servicio podían haber quedado lógicamente más decomprimidas y con más probabilidad de atraer el paso de las líneas de corriente según la directriz del túnel, una vez que el embalse entrara en carga. Por ello, hemos orientado esta pantalla complementaria especialmente hacia aquel sector de la cimentación donde el macizo presentaba menor recubrimiento de roca, alcanzando con sus taladros la zona de influencia de aquellos otros realizados desde la galería perimetral.

Por otro lado, la esbeltez del promontorio de la margen izquierda sobre el que incide la presa y sobre el que se apoya el estribo izquierdo; su disposición geológica, al venir surcado transversalmente por un gran dique de rocas básicas, muy fisuradas, y muy decomprimidas y alteradas en las zonas altas; y, finalmente, a la vista de los resultados de las inyecciones de consolidación y cosido, que proporcionaron los índices medios más elevados en esta zona, denotando el macizo rocoso claras muestras de no ser suficientemente impermeable, nos determinaron a reforzar la pantalla de impermeabilización por delante del estribo izquierdo, ejecutando desde el mismo pie de aguas arriba una serie de taladros de 40-50 m. de profundidad con una longitud total de unos 800 m., que barrieran esta zona y contribuyeran de esta forma a aumentar la impermeabilidad de esta parte del macizo.

2.3. La impermeabilización desde las galerías de drenaje.

Ya hemos indicado cómo las inyecciones que hemos realizado desde estas galerías, aparte de contribuir a la consolidación del macizo rocoso especialmente en las zonas próximas a la cimentación, sobre todo en el tratamiento de la base de los estribos, tenían como finalidad primordial asegurar al macizo rocoso contra la permeabilidad. Para ello, la serie de abanicos que hemos realizado desde estas galerías, distanciados 6 m. con 10 taladros cada uno, al solaparse con los correspondientes de las galerías contiguas, han determinado el tratamiento de una gran franja dentro del macizo rocoso que necesariamente ha de actuar como una "gran pantalla" de impermeabilización.

Para estos trabajos se han perforado 8 800 metros e inyectado 215 T. de cemento desde las galerías de la margen izquierda y 5 300 m. con 176 T. de cemento desde las galerías de drenaje de la margen derecha; lo que nos proporcionan unos índices por metro lineal análogos a los de la pantalla de impermeabilización, lo que corrobora la gran importancia que ha tenido en nuestro caso este trabajo de impermeabilización desde estas galerías y no sólo por su manifiesta eficacia, sino por la extensión con que ha sido posible tratar el macizo, dadas las características tan particulares de las rocas que lo constituyen.

3. Las pantallas de control.

Como los trabajos expuestos en los apartados anteriores hemos llegado al término del tratamiento de la cimentación, iniciándose la etapa de su puesta en servicio y, por tanto, la etapa donde hemos de analizar su comportamiento por un lado en función de los estudios realizados en un principio para el proyecto, por otro lado, en función de los resultados obtenidos en estos trabajos de su tratamiento a que nos acabamos de referir.

Esencialmente, el análisis de este comportamiento se basa en primer lugar en las apreciaciones cuantitativas suministradas por las medidas realizadas desde el exterior de la obra (geodesia) y especialmente por las medidas realizadas desde el interior de la cimentación en las galerías de drenaje (nivelaciones y colimaciones), y en segundo lugar, en las medidas y

observaciones obtenidas a través de las dos pantallas de control, cuya misión fundamental es comprobar el estado de las subpresiones y filtraciones en el interior de la cimentación y detectar determinados movimientos en la misma que pueden pasar totalmente desapercibidos por los procedimientos anteriores.

3.1. La pantalla de drenajes.

No fue iniciada hasta que hubieron acabado completamente todos los trabajos de inyección. Está realizada desde la galería perimetral y desde las galerías de drenaje, y consiste en una serie de taladros, que, a razón de uno por cada bloque de construcción, o sea distanciados unos 12 m., penetran como mínimo 30 m. en la roca en la zona central de la presa cuando por deba-

del macizo permite barrer con cierta amplitud aquellas zonas en las que la presencia de la presión intersticial del agua pudiera hacer variar las hipótesis sobre las que se ha estudiado la estabilidad de la obra (fig. 9).

Esta pantalla no solamente puede acusar la posible circulación del agua a través del macizo, sino también medir la presión de la misma para lo cual las cabezas de los taladros que terminan en la roca van roscados con llave de paso para aplicar el correspondiente manómetro; los otros taladros de esta pantalla que comunican las galerías perimetral y de drenajes entre sí van abiertos en sus dos extremos y en ellos no se mide la presión.

Las posibles filtraciones de estos drenajes y de cualquier otro punto de la cimentación son observadas en diferentes puntos de aforo exis-

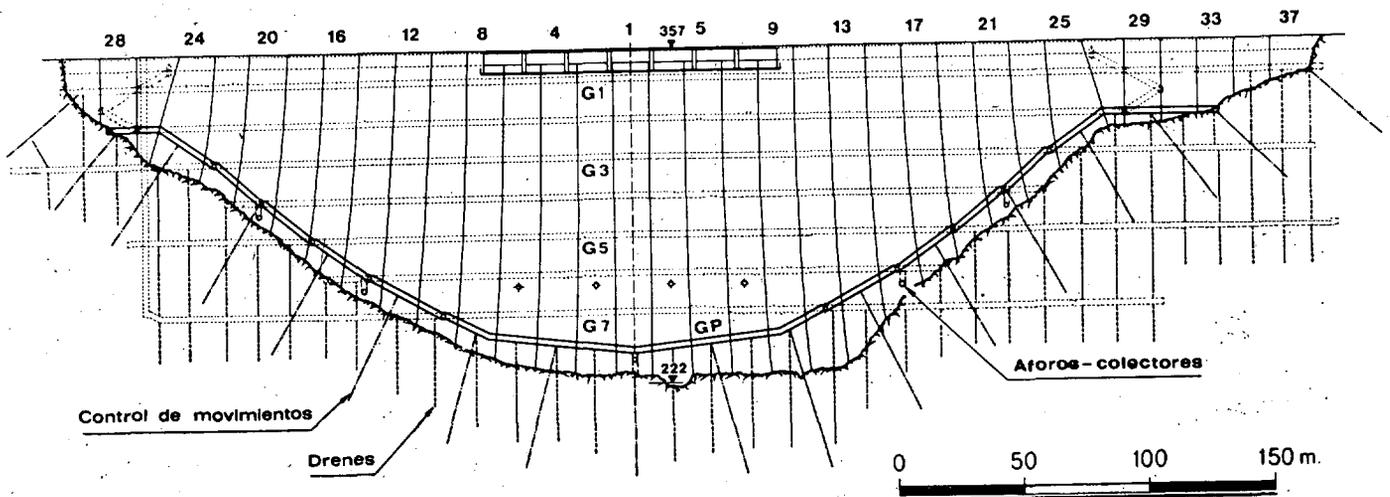


Fig. 9. — Alzado desarrollado de las pantallas de control y drenajes.

jo de la galería perimetral no es posible encontrar ninguna galería de drenaje, estando entonces dirigidos aproximadamente 30° hacia aguas abajo; cuando desde la galería perimetral en las zonas laterales de la presa, es posible enlazar estos taladros con cualquiera de las tres galerías de drenaje, entonces vienen prolongados verticalmente desde estas últimas galerías, comunicándolas entre sí, al estar situadas en un mismo plano vertical, y penetrando desde la más inferior hasta 20 m. en la roca. De esta forma esta pantalla de drenaje se extiende al interior de las laderas, especialmente en la margen izquierda, hasta un centenar de metros de profundidad, con lo que su desarrollo hacia el interior

tentes sobre la galería perimetral; coincidentes con los colectores que las derivan al exterior; estas filtraciones son además observadas en la galería de desagüe del cuenco amortiguador, que recoge la totalidad del agua que filtra la presa; así mismo son también observadas y aforadas las filtraciones del antiguo túnel de desvío en su salida.

Aquellas filtraciones que recoge la galería perimetral por debajo del colector de la cota 265 m. y que van al pozo colector central, salen por gravedad al cuenco amortiguador a través de una válvula de clapeta automática que impide el paso del agua en dirección contraria, o sea desde el cuenco a la galería perimetral en caso

de vertido; en este último caso aquellas filtraciones son bombeadas hasta aquel segundo colector para su salida al exterior.

3.2 La pantalla de control de movimientos.

Los últimos accidentes acaecidos en presas bóveda han puesto de manifiesto el importante papel que juega en la estabilidad de estas obras el comportamiento de la cimentación. De ahí que su control sea decisivo a la hora de prevenir cualquier eventualidad en el funcionamiento de la obra.

Anteriormente hemos apuntado las líneas generales sobre las que basamos en nuestro caso este control. A ello hay que añadir los datos suministrados por la pantalla de drenajes antes descrita, así como de las observaciones "de visu" sobre la misma roca del pie de aguas abajo. Ahora bien, este tipo de presas suele presentar en la cimentación variaciones tensionales muy notables tanto en la roca como en la estructura, pasando de estados aislados de fuertes compresiones, que puede comportar un embalse vacío, a estados de importantes tracciones al entrar la estructura en carga y viceversa.

Estas variaciones tensionales se presentan más acusadas en toda la zona del pie de aguas arriba, donde además de actuar las correspondientes sollicitaciones exteriores puede actuar la subpresión sobre la roca y el efecto térmico debido a su enfriamiento al ponerse en contacto con el agua sobre todo en las zonas profundas del embalse, pudiendo ocasionar posibles aberturas y distensiones en la propia roca al actuar sobre sus accidentes tectónicos y red de fisuras, que se traducen en incipientes movimientos o desplazamientos prácticamente imposibles de medir en sus inicios por los métodos a que hemos hecho mención anteriormente, pero que sí pueden ser detectados al analizar las variaciones de caudal obtenidas en diferentes taladros de control ejecutados en las zonas en cuestión.

Es por ello por lo que hemos dispuesto esta pantalla que hemos denominado "de control de movimientos" y que está formada por un taladro por cada dos bloques de construcción, dirigido aproximadamente según la normal del terreno, penetrando en la roca 40 m., y contenida sensiblemente en la superficie definida por la pantalla de impermeabilización.

De esta forma creemos que cualquier movimiento o desplazamiento que se produzca en la roca por acomodación o distensión de cualquier accidente o fractura nos vendrá inmediatamente reflejado por una brusca variación, aumento o disminución específica, de su caudal. La variación de la presión no será causa determinante por cuanto que el origen donde radica la investigación del movimiento o desplazamiento de la roca está en el aumento o disminución de las aberturas de sus fracturas.

Por ello hacemos notar el importante papel que puede jugar la vigilancia de esta pantalla en nuestro caso: primero por las condiciones estructurales y tensionales de la obra, y segundo por las especiales condiciones tectónicas del macizo, por la disposición de sus accidentes más importantes, y por la notabilísima fisuración de las diferentes rocas que lo constituyen.

4. La comprobación de las características geotécnicas de la roca de apoyo.

Una vez concluido el tratamiento que nos habíamos propuesto realizar en el macizo rocoso y una vez puesto a punto todo el sistema de control de la cimentación, quedaba ésta perfectamente apta para poder hacer frente a la primera puesta en carga de la obra. Sin embargo, dada la envergadura y responsabilidad del problema, nos restaba agotar las posibilidades que nos brindaba la tecnología para comprobar las nuevas características geotécnicas de esta fundación y analizar su posible comportamiento en modelo reducido a fin de completar, dentro de lo humanamente posible, el ciclo del estudio que iniciamos con la investigación del terreno de la cerrada y la decisión del lugar exacto de la ubicación de la presa en función de aquella investigación, cubriendo después las etapas de su excavación tratamiento y previsión de su futuro control.

Con esta idea nos propusimos llevar a cabo por un lado las correspondientes investigaciones que nos proporcionaba la prospección geosísmica, y por otro lado los correspondientes ensayos que podíamos realizar en un modelo geomecánico de la presa, que nos permitiera reproducir con exactitud las características del macizo de apoyo, dado el detalle con que habíamos analizado su geología, especialmente en sus manifestaciones petrográficas y tectónicas.

4.1. Medidas microsísmicas en la cimentación.

Fueron realizadas en la primavera de 1968 por la Sociedad de Reconocimientos Geofísicos, S. A. y supervisadas por el Prof. Ingeniero don M. F. Bollo. Con ellas hemos pretendido medir las celeridades de las ondas longitudinales a través del hormigón y de la roca de fundación por el método de refracción sísmica. Para lo cual ha sido de gran utilidad el haber podido colocar los sismógrafos bien en las galerías de drenaje, que como hemos señalado se adentran considerablemente en el macizo rocoso, bien en la galería perimetral, o bien en las galerías de drenaje por debajo de la solera del cuenco amortiguador, consiguiendo así barrer con numerosos perfiles sísmicos toda la zona de influencia del apoyo de la bóveda y estribos.

idea clara de las características elásticas relativas entre el hormigón y la roca. En el hormigón se han medido velocidades prácticamente constantes de 4 Km./s., mientras que en la roca estas velocidades han estado comprendidos entre 4 y 5,4 Km./s., esto es como mínimo iguales a las del hormigón y hasta un 35 por 100 superiores, lo que se traduce en que las características de la deformabilidad del apoyo sean o bien similares a las del hormigón, o bien un 75 por 100 más rígidas, con lo que podemos afirmar que las características geotécnicas del macizo en la zona de fundación se nos presentan al menos tan buenas, sino mejores que las del propio hormigón (fig. 10).

Con ello tenemos un primer índice representativo de la eficacia del tratamiento aplicado a la cimentación, especialmente en las zonas pro-

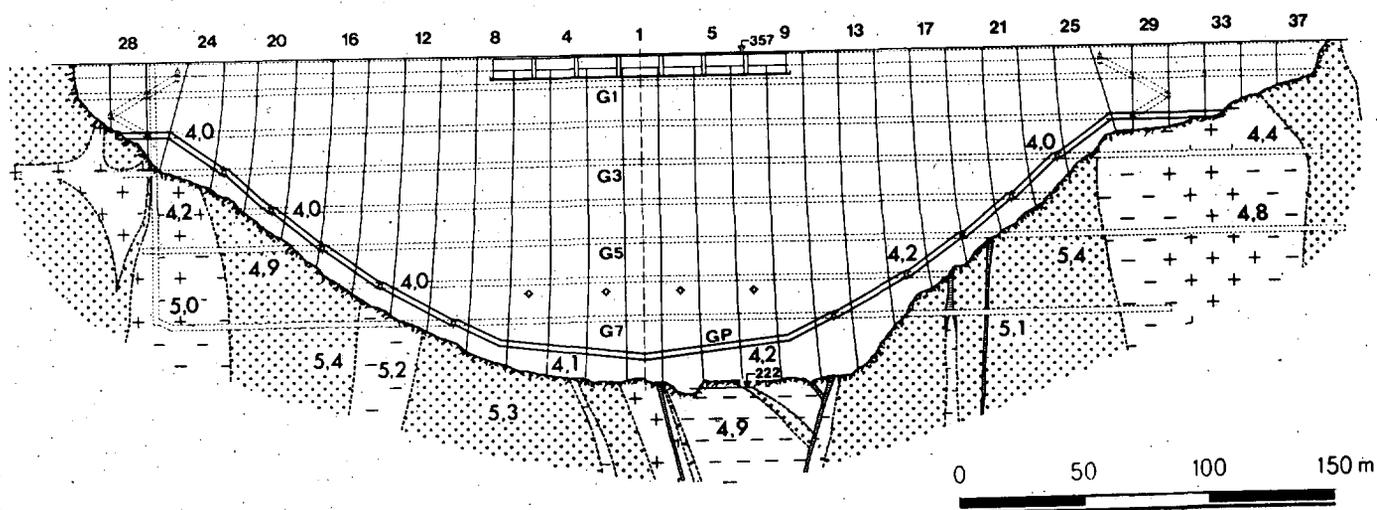


Fig. 10. — Velocidades sísmicas en Km./s., obtenidas después de realizado el tratamiento de la roca de apoyo, en las diferentes zonas petrográficas del macizo de apoyo y en hormigón.

Con estas medidas hemos pretendido en primer lugar obtener un análisis comparativo entre las características elásticas del hormigón y la roca; y en segundo lugar a través de los datos de este análisis definir determinadas características del esquema geomecánico de la fundación.

Al venir definidas las velocidades de propagación de las ondas elásticas, en un medio homogéneo, como función del módulo elástico, del módulo de Poisson y de la densidad, solamente han sido medidos en estos trabajos estas celeridades de onda con lo cual podemos tener una

fundas y sobre todo en las zonas altas de las laderas, donde anteriormente las medidas realizadas para el estudio del proyecto las señalaban como más débiles dada su intensa fracturación y decompresión.

5. El estudio del modelo geomecánico de la presa.

Las nuevas tecnologías desarrolladas en estos últimos años sobre los estudios en modelo de las cimentaciones rocosas en las que se vie-

nen reproduciendo no sólo sus características tectónicas, sino también su comportamiento elastoplástico, nos han permitido realizar este último estudio sobre el comportamiento del macizo de apoyo antes de llevar a cabo su primera puesta en carga, y no sólo por analizar las posibles deformaciones que pudiera presentar la roca, sino también por las posibles repercusiones sobre el comportamiento de la estructura. Hemos de recalcar que este estudio geomecánico ha sido posible llevarlo a cabo gracias al cuidado y detalle con que habíamos estudiado las características geológicas de la cimentación especialmente en sus vertientes petrográficas y tectónica.

5.1. Estados tensionales teóricos en la cimentación.

Previamente contábamos en el contorno de la estructura con diversos resultados para los estados de tensión debidos fundamentalmente al cálculo analítico realizado para el proyecto y al ensayo del modelo estructural.

El cálculo nos presentaba a embalse vacío compresiones máximas de 42 Kg./cm.² en el pie de aguas arriba de la ménsula central que disminuían progresivamente hacia las zonas superiores, mientras que las tracciones máximas eran 9 Kg./cm.² y solamente aparecían en el pie de aguas abajo de la zona central; a embalse lleno obteníamos compresiones máximas verticales de 33 Kg./cm.² en el pie de aguas abajo de la zona central y compresiones máximas horizontales comprendidas entre los 40 y 50 Kg./cm.² en el tercio medio de la cimentación. Estos resultados comportaban además unos valores de compresión para las tensiones medias no superiores a los 35 Kg./cm.². En cuanto a las tensiones cortantes hemos obtenido valores medios máximo de 10 Kg./cm.² a la altura de la zona media de la presa.

Las tensiones en la zona de la cimentación suministradas por el modelo daban a embalse lleno valores máximos comprendidos entre 55 y 66 Kg./cm.² en el pie de aguas bajo del tercio medio de la presa, mientras que aparecían tracciones muy concentradas en la zona central y en el pie de aguas arriba con un valor máximo de 26 Kg./cm.². Este estado de tensiones comportaba valores medios en la cimentación completamente similares a los obtenidos en el cálculo.

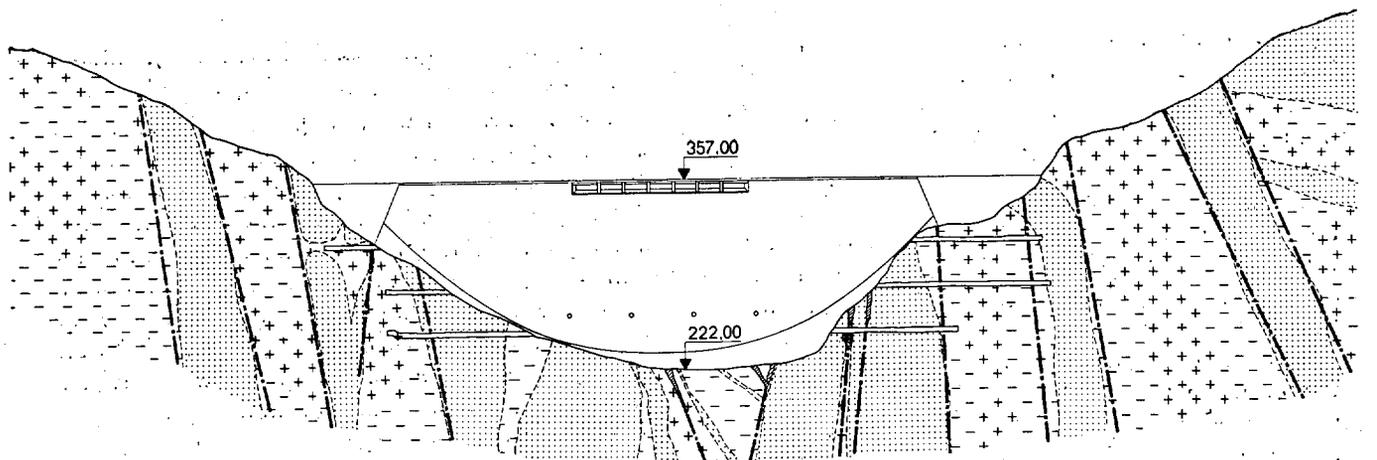
A la vista de todos estos valores, algunos de ellos de cierta importancia, y teniendo en cuenta que la zona que había de ponerse en carga comportaba un área de fundaciones en planta del orden de 15.000 m.², constituida precisamente por una roca con una fracturación muy intensa, no sólo en pequeños bloques definidos por fisuras y diaclasas, sino también en bloques de mayor amplitud definidos por sus fallas y accidentes tectónicos, resultaba, en vista de la envergadura del problema, la necesidad y obligación de analizar el comportamiento de esta cimentación no sólo desde un punto de vista analítico, sino también a través de un modelo que pudiera reproducir lo mejor posible todas sus características.

5.2. Esquema geotectónico y geomecánico del macizo de apoyo.

Los filones que forman las rocas de esta cerrada, han estado sometidas a lo largo del tiempo a los diferentes empujes tectónicos que han traído consigo las diversas épocas orogénicas, pero además los diferentes ciclos filonianos de cada roca han influido sucesivamente en ellos ocasionando otros tantos ciclos metamórficos, que con las variaciones de la temperatura y presión han influido decisivamente sobre la evolución de las características elásticas, plásticas y viscosas de todas estas rocas, cuyo estado actual necesariamente presenta con gran evidencia las consecuencias de todo este proceso tectónico, apareciendo con la fracturación tan intensa que hemos señalado.

Ahora bien esta fracturación a la escala de la fundación que nos ocupa está formada por una red primaria de fallas, fracturas y contactos más o menos tectonizados, cuya influencia sobrepasa los 5-10 m. y una red secundaria sumamente intensa formada por todas las series de diaclasas, fisuras y pequeñas fracturas, y cuya influencia no sobrepasa aquellas longitudes, considerándolas de carácter secundario para la escala de esta cimentación.

Evidentemente las fracturas que más nos han importado son las primeras, de cara a reproducir el comportamiento geomecánico de esta cimentación, ya que los efectos que puedan producir alguna de las fracturas del segundo grupo sería puramente local y en todo caso su repercusión será colectiva y vendrá reflejada en



- Contactos petrográficos.
- - - Planos esquemáticos de fallas o contactos tectonizados.
- /// Zonas milonitizadas.



Fig. 11.—Esquema geotectónico general del macizo de apoyo según un perfil del valle por la directriz de la bóveda.

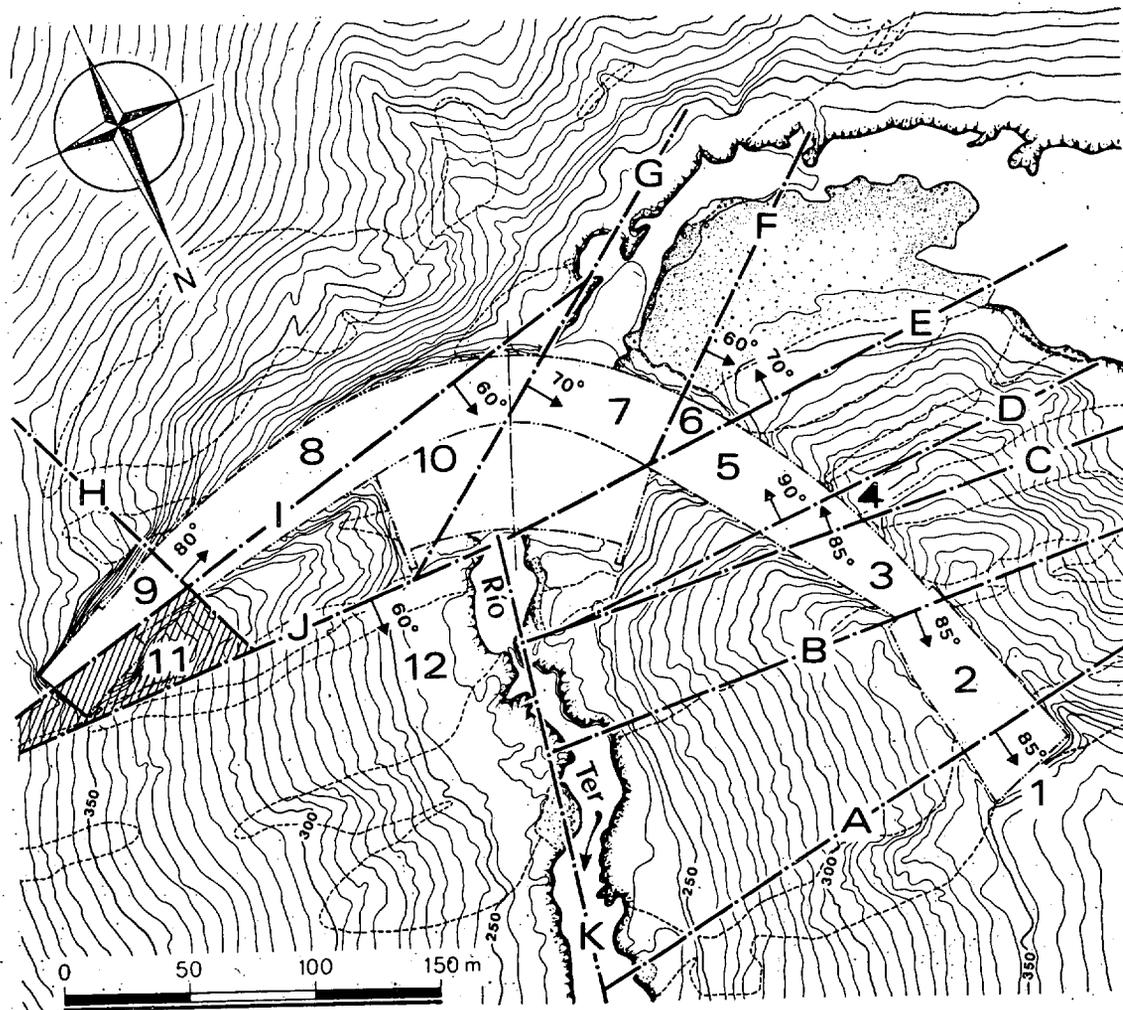


Fig. 12.—Esquema geomecánico del macizo de apoyo. Compárese con el plano geológico de la figura 1. Las características a que responden los caracteres alfabéticos y numéricos se han incluido en el texto.

el valor asignado al módulo de elasticidad de la zona en que se hallan incluidas.

En la figura 11 hemos representado el esquema geotectónico general según el perfil con la directriz de la bóveda. A la vista de este esquema hemos confeccionado el esquema geomecánico, limitando el número de los accidentes tectónicos prácticamente a aquellos que atraviesan la cimentación de la presa ya que consideramos que el resto no pueden tener influencia sobre su comportamiento al encontrarse suficientemente alejados de la misma. A la vista, pues, de este esquema y sobre todo de las características geológicas tan detalladas que poseíamos de esta cimentación, la hemos dividido en 12 zonas definidas en la figura 12, a las que hemos asignado los siguientes módulos elásticos en función del módulo del hormigón:

Zona	Módulo elástico
1	1/2 hormigón
2	1/4 »
3	1/2 »
4	1/2 »
5	3/4 »
6	1/4 »
7	3/4 »
8	3/4 »
9	1/2 »
10	1/2 »
11	1/4 »
12	1/4 »

Estos valores responden a proporciones sumamente conservadoras, ya que no hemos considerado oportuno utilizar los resultados tan favorables detectados por las medidas sísmicas, por lo que los diferentes módulos de la roca reflejan una situación más pesimista directamente relacionada con las diversas características petrológicas y tectónicas de aquellas zonas.

Estas zonas en que hemos dividido la cimentación, a pesar de encontrarse en diferentes condiciones de tectonización, algunas muy acusadas, sin embargo, cada una de ellas responde a unas condiciones generales de homogeneidad, diferenciándose entre sí precisamente por sus diversos módulos elásticos. No obstante, la zona 11, en la parte superior de aguas abajo del estribo derecho, por presentarse sumamente triturada con fracturas de buzamientos muy desfavorables, hemos estimado oportuno considerarla como roca no homogénea, lo que posteriormente ha sido tenido en cuenta a la hora de reproducir sus características por el

centro donde fue ensayado el modelo geomecánico.

Estas 12 zonas están separadas entre sí por las fallas y accidentes tectónicos cartografiados en la cimentación, a los que les hemos asignado los buzamientos correspondientes de acuerdo con sus características topográficas; además les hemos asignado también los espesores reales, así como los ángulos de rozamiento interno, comprendidos entre 30 y 40° como medida conservadora, de acuerdo con las características y calidad de su material de relleno:

Accidente	Espesor real m.	Rozamiento interno	Buzamiento
A	0,50	35°	85°
B	0,50	35°	85°
C	2,00	30°	85°
D	2,00	30°	90°
E	2,00	30°	70°
F	1,00	30°	60°
G	1,50	30°	70°
H	0,00	40°	80°
I	0,10	35°	60°
J	0,10	35°	60°
K	—	—	90°

El accidente I responde a una separación de calidades de roca más que a una fractura claramente definida. Está trazado de acuerdo con las diaclasas preferentes existentes en la ladera derecha, pero no se le ha dado espesor; se para la zona de aguas arriba, más fuerte y compacta, con la de aguas abajo de esta ladera, más tectonizada, especialmente la zona superior a que ya nos hemos referido. El denominado accidente K responde solamente a la separación obligada que se produce en la zona inferior del valle, coincidiendo sensiblemente con el cauce del río, entre las diferentes zonas que han quedado definidas en ambas márgenes.

5.3. Nuevo ensayo estructural en modelo. Pruebas de rotura.

Hidroeléctrica de Cataluña, S. A. encargó al Instituto ISMES de Bérgamo la realización del ensayo del referido modelo geomecánico de la presa. La dirección de aquel centro aconsejó realizar también un modelo estático similar al anteriormente ensayado para el proyecto, ya que por venir ejecutado en el mismo centro de investigación y con las mismas técnicas de ensayo que para el modelo geomecánico resultaría un complemento inestimable a la hora de anali-

zar los límites del comportamiento general de la obra y sus márgenes de seguridad.

Con esta finalidad se realizó este ensayo durante el verano de 1968, bajo la dirección del Profesor E. Fumagalli y el Ingeniero E. Lauletta, y con la supervisión del Prof. G. Oberti, para analizar el estado tensional y de deformaciones de la presa a la cota de máximo embalse bajo la acción de la carga hidráulica y posteriormente llegar al estado de rotura.

Este modelo fue realizado a la escala 1/120, adoptándose para la zona de cimentación un esquema simple a base de considerar módulos aproximados de $2/3 E_h$ y $1/3 E_h$, (E_h = módulo de elasticidad del hormigón), para los dos tercios inferiores y el tercio superior de la presa respectivamente.

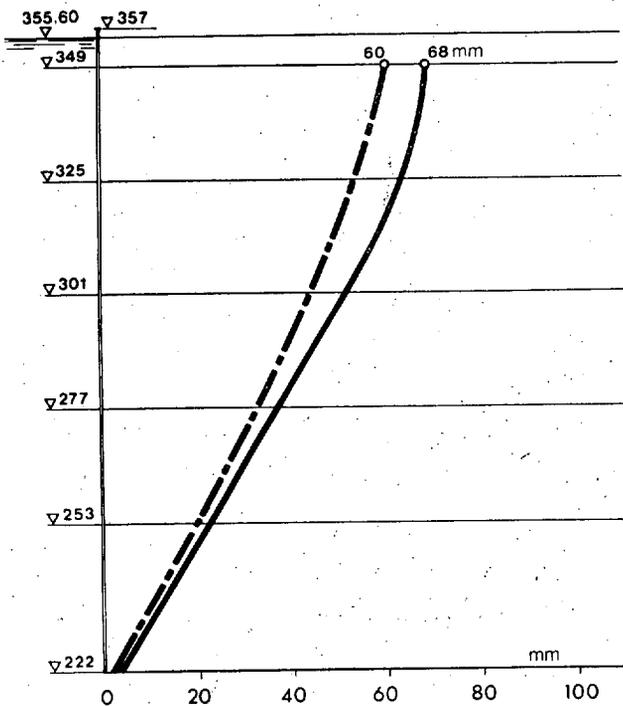


Fig. 13. — Desplazamientos en la clave, por efecto de la máxima carga hidráulica, de los modelos estático y geomecánico realizados en el ISMES; naturalmente no está incluido en ellos el efecto térmico.

La estructura quedó dividida por 10 juntas radiales para asegurar el grado conveniente de articulación, aplicándosele en su modelación el efecto correspondiente a su peso propio por medio de tirantes con cabeza dinamométrica. Todo el montaje y preparación según las técnicas empleadas por dicho Instituto para obtener la ade-

cuada semejanza entre la realidad y el ensayo. Puesto en carga el modelo se midieron en ambos paramentos las deformaciones unitarias calculando a continuación las correspondientes tensiones, asignando al hormigón un módulo elástico de $250.000 \text{ Kg./cm.}^2$, midiéndose posteriormente los desplazamientos en otro ciclo de carga habiéndose reafirmado sus resultados el buen comportamiento y la buena disposición adoptada en el diseño de esta estructura.

Finalmente se procedió a cargar el modelo hasta la rotura, a base de ir incrementando paulatinamente la carga hidráulica, manteniendo invariable el peso propio. Hasta que se alcanzó un estado de carga igual a seis veces el empuje hidrostático, el modelo se mantuvo en régimen elástico, sobrepasada esta carga comenzaron a aparecer las primeras fisuras considerándose alcanzada la rotura a 7,1 veces dicho empuje hidrostático, con una red de fisuración que podemos calificar de clásica en este tipo de modelos, en los que por haberse alcanzado en la estructura prácticamente la superficie antifunicular de las cargas los materiales acaban rompiendo a compresión simple.

5.4. El comportamiento del modelo geomecánico. Resultados generales.

En el modelo anterior hemos obtenido los resultados para el límite inferior de los estados de tensiones y desplazamientos de la presa. En el modelo geomecánico, a la vista de los resultados anteriores y por reproducir la configuración rocosa del macizo de apoyo con unas características tectónicas completamente pesimistas, nos restaba por conocer no el estado tensional ya que los materiales en régimen de deformación anelástico necesariamente han de presentar tensiones en continua variación, sino la evolución del estado de deformaciones de dicho macizo al ser sometido a diferentes ciclos de carga cada vez más altas hasta alcanzar su estado de rotura, tanto bajo la acción del peso propio como de la carga hidráulica aplicada no solamente sobre el paramento de la presa, sino también sobre su pantalla de impermeabilización, con lo que en definitiva analizamos el comportamiento de la estabilidad de este macizo rocoso sobre el que incide la estructura.

Este estudio fue realizado también en el ISMES, bajo la dirección de los mismos técni-

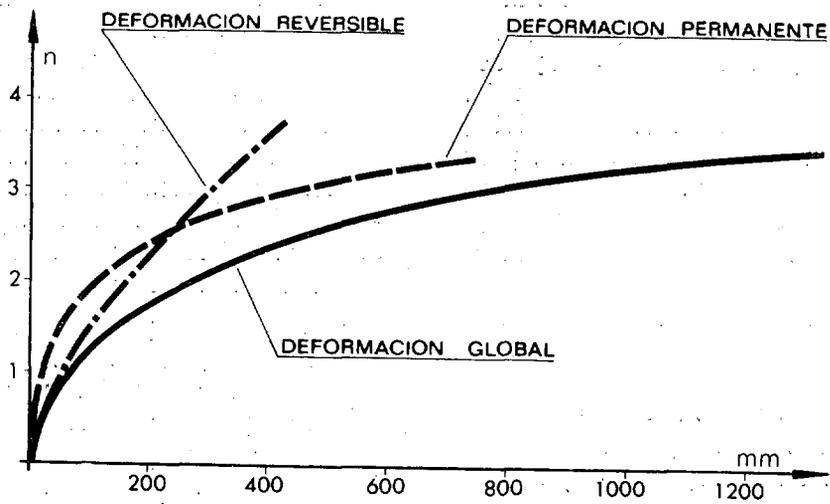


Fig. 14. — Estado de deformaciones obtenido en la clave a lo largo de los diferentes ciclos del proceso de carga-descarga a que fue sometido el modelo geomecánico, según el número de veces que fue incrementada la carga hidráulica, correspondiente a la máxima avenida y actuando simultáneamente sobre la pantalla de impermeabilización, manteniendo invariable el peso propio.

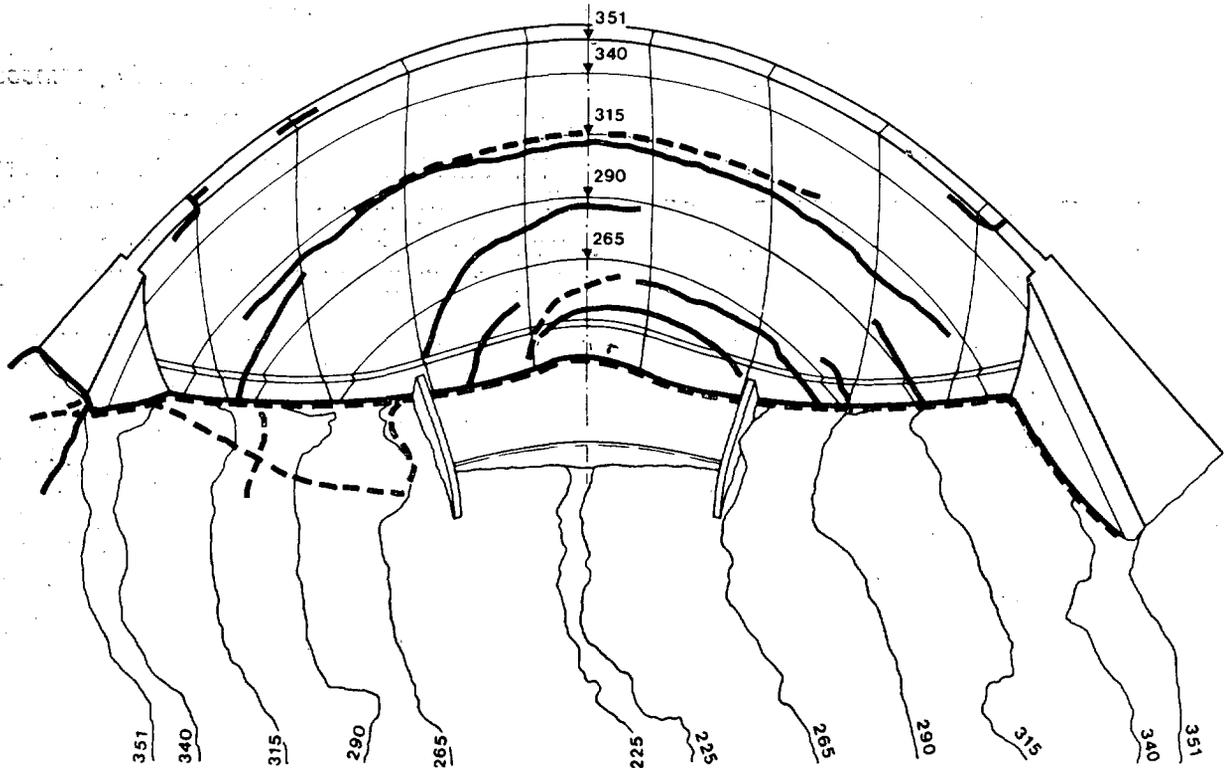


Fig. 15. — Estados de fisuración en las roturas de los modelos estático y geomecánico; están señalados con trazo continuo y discontinuo, respectivamente. Estas roturas se consideraron alcanzadas al aplicar unas cargas sobre el paramento de aguas arriba de siete y cuatro veces la máxima carga hidráulica en cada uno de dichos modelos.

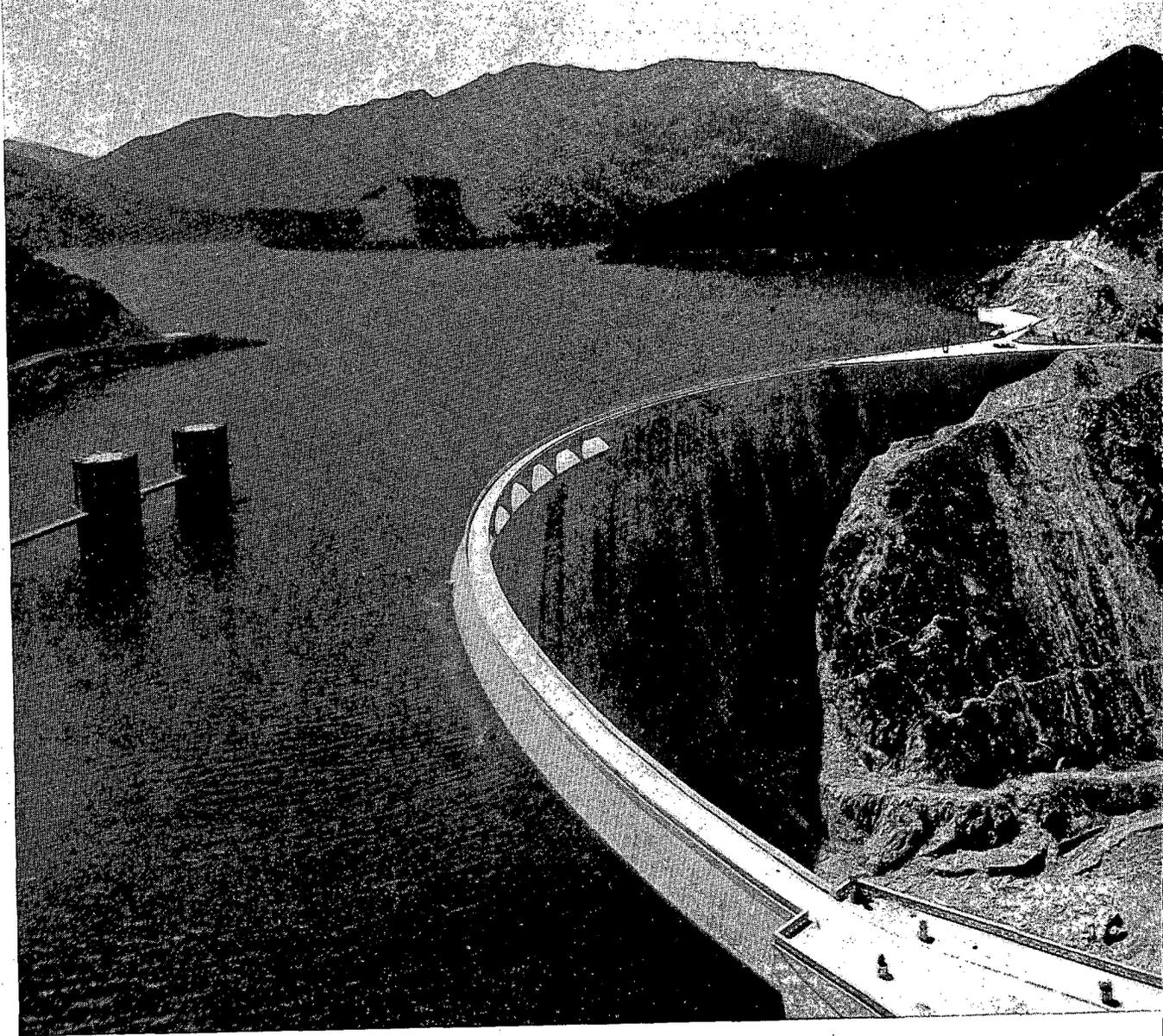


Fig. 16. — Aspecto de la presa durante su puesta en carga, con las torres de toma en primer término y el paisaje de las Guillérras al fondo.

cos citados anteriormente y durante el otoño de 1968.

El modelo fue también realizado a la escala 1/120, con materiales de características físico-mecánicas adecuadas para establecer fielmente la semejanza del modelo y la estructura real. La presa fue construida análogamente por bloques alternados a los que se inyectaron posteriormente sus juntas de modelación. También los accidentes y fallas de la roca fueron rellenados según los espesores indicados en el esquema geomecánico con materiales de características elásticas adecuadas teniendo en cuenta en dichos accidentes incluso la mejora obtenida

por el tratamiento de las inyecciones en su zona más próxima al hormigón; al mismo tiempo la zona de la cimentación considerada como roca no homogénea fue reproducida por pequeños bloques prismáticos con juntas alternadas en concordancia con la tectónica real.

Fueron colocados aparatos de medida en el paramento de aguas abajo de la presa y en diferentes puntos de la roca, hasta incluso en zonas del interior del macizo especialmente en determinados accidentes tectónicos, cuyas medidas podían ser registradas instantáneamente por conmutadores automáticos.

A continuación se iniciaron los ciclos de car-

ga para comprobar la evolución del estado de deformaciones hasta la rotura. Estos ciclos de carga se dividieron en dos series. En la primera de ellas se consideró la acción del peso propio y de la carga hidráulica 1,15 veces de la correspondiente a las cotas 300, 330 y 355,60 m., pasando a continuación a incrementarlo hasta 2,57 veces en esta última cota, actuando también sobre la pantalla de impermeabilización con una presión 1/3 con respecto a la de la presa. En la segunda serie de ensayos se consideró la acción del peso propio y de la carga hidráulica actuando sobre la presa y sobre la pantalla de impermeabilización, igualmente a 1/3 de la carga de aquella, con valores para dicha presión hidrostática de 2,88, 3,45 y 4 veces la correspondiente a la cota 355,60 de máxima avenida.

Estos ensayos de carga se realizaron a base de un ciclo rápido inicial para medir el comportamiento elástico, y otro ciclo lento para tener en cuenta el comportamiento anelástico tanto del macizo rocoso como de la estructura hasta el agotamiento de las deformaciones permanentes, recogiendo al final de cada ensayo las deformaciones residuales de los ciclos anteriores obtenidos en los procesos de descarga, teniendo en cuenta en toda la obtención de valores un módulo elástico para el hormigón de 300 000 Kg./cm.².

El estado de deformación correspondiente a la máxima avenida dio resultados sumamente análogos a los obtenidos en el modelo estático, figura 13, no habiéndose detectado ningún principio de fisuración ni en la roca ni en la estructura en el ciclo de carga correspondiente a 3,45 el valor de la presión hidrostática. En el ciclo correspondiente a una carga de cuatro veces la carga hidráulica se inició el estado de fisuración

concluyendo satisfactoriamente con la rotura del modelo. En las figuras 14 y 15 recogemos el régimen de deformación de la clave en el ensayo geomecánico y los estados de fisuración obtenidos en ambos modelos.

Con todos estos datos que acabamos de exponer, a los que debemos añadir los correspondientes al estudio del proyecto y los obtenidos de la construcción de la obra de fábrica, hemos abordado la puesta en carga de esta presa en cuyo proceso y como consecuencia precisamente de dichos datos se nos ofrecía la clara posibilidad de poder no sólo interpretar cualquier anomalía que nos suministrara el sistema de auscultación y que se produjera bien en el funcionamiento del cimiento o de la estructura, sino de poder corregirla con auténtico conocimiento de causa. En la actualidad después de cargada la presa y de haber rebosado el vertedero en numerosas ocasiones estamos próximos a completar el primer ciclo de carga-descarga, cuyas interesantes manifestaciones nos han permitido contrastar plenamente las previsiones anteriores con el comportamiento real de la obra.

BIBLIOGRAFIA

- GOMEZ, M.; BOLLO, M. F.; ARGUELLES, H.; PIQUER, J.: "Traitement des roches de fondation par injections et son contrôle par la méthode géotechnique". VIII Congreso de Grandes Presas. Edimburgo, 1964.
- REBOLLO, A.: "L'étude du terrain au barrage de Susqueda". IX Congreso de Grandes Presas. Estambul, 1967.
- "Presa de Susqueda. El Proyecto". *Revista de Obras Públicas*, agosto, 1967.
- "El sistema hidroeléctrico Sau-Susqueda-Pasteral". *Electricidade*, septiembre-octubre, 1967.