

PRESA DE RIAÑO

Ing. C. C. P. R. LOPEZ

OBJETO DEL EMBALSE

El embalse de Riaño es la pieza fundamental de regulación del Sistema Esla-Cea-Valderaduey, mediante el cual se irrigará —en la cuenca del Duero— las tierras de la Meseta de León y la Tierra de Campos.

El cierre se hace con una presa bóveda de 101 m. de altura creándose un embalse de 664 Hm.³, que regulará 670 Hm.³ de aportación media anual de 607 Km.² de la cabecera del Esla.

I. EL PROYECTO

1. Geología y geotecnia.

1.0. Previamente al estudio del diseño y encaje de la presa describiremos la geología de la cerrada haciendo hincapié en las características y accidentes que han influido en el citado diseño de ubicación y encaje de la estructura.

13

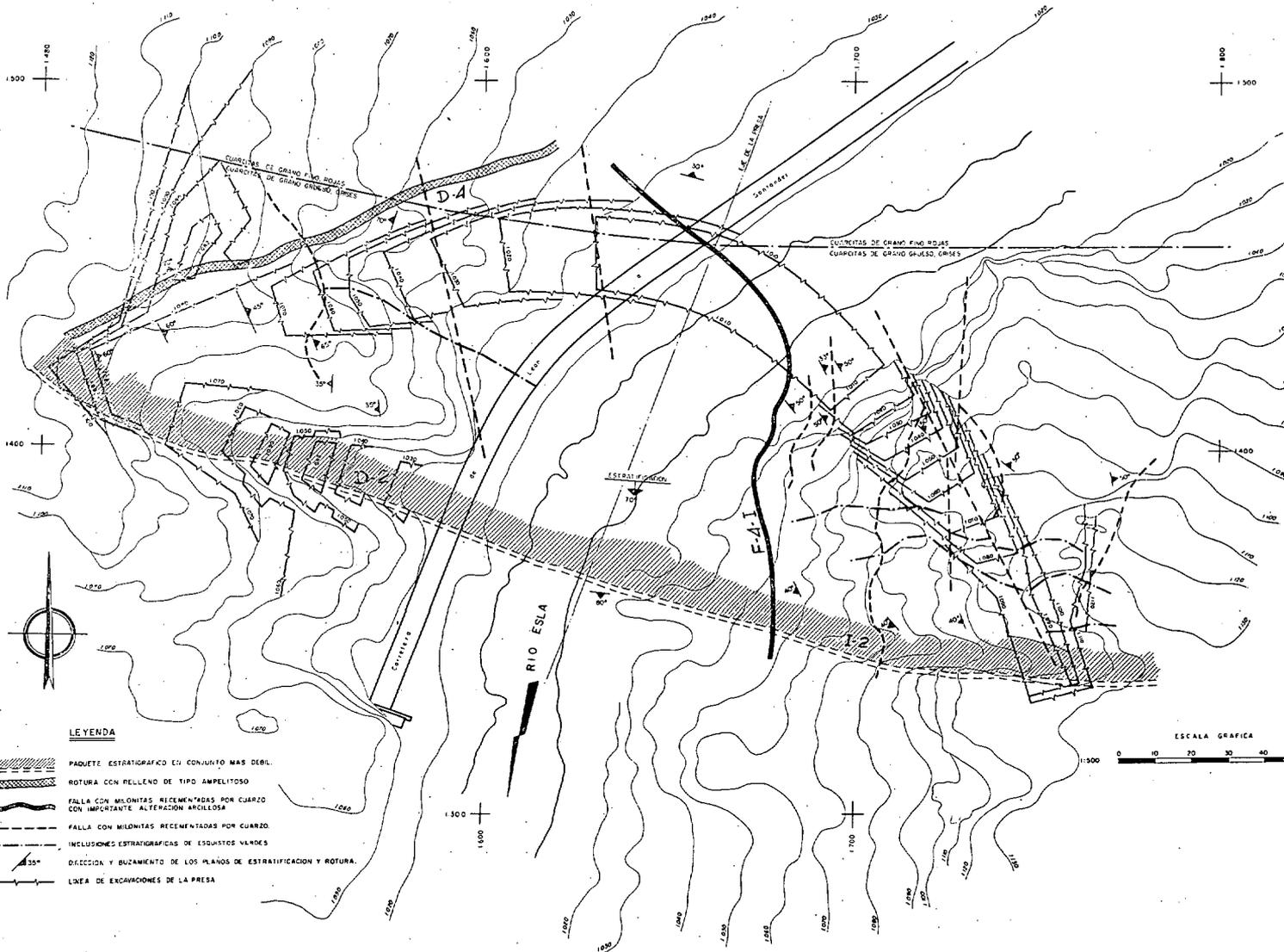


Fig. 1.—Planta geológica y de excavaciones.
(Geotechnical plan and excavations layout.)

1.1. El río Esla, al cortar oblicuamente una corrida de cuarcitas ordovienses —de unos 250 m. de potencia— origina un importante estrechamiento en el valle formando la cerrada elegida. Los estratos están orientados de E. a W. y buzan al S. unos 70°.

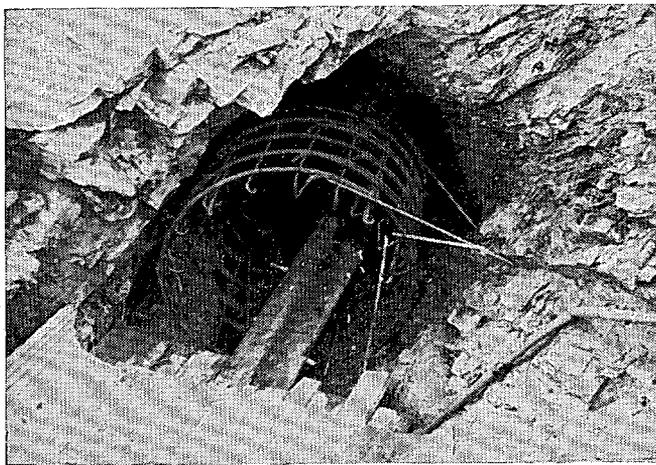


Fig. 2. — Galería (llave) en falla.
(Gallery (key) in the geological fault.)

Aparecen dos tipos principales de cuarcitas que corresponden a dos formaciones superpuestas normalmente:

La superior, que se encuentra aguas arriba, está constituida por cuarcitas de grano fino, tonos rojizos, siendo —excepto en el fondo del cauce donde aparece claramente roca dura y compacta— de gelabilidad apreciable, así como relativamente fácil de degradar por la acción alternativa de la humedad y sequía. Las cuarcitas de la formación superior —situadas aguas abajo del anterior— son de grano sensiblemente más grueso, de color gris claro, y más rígidas que las zonas altas de las anteriores, así como inatacables por los agentes atmosféricos.

1.2. Las fracturas principales, en las cuales el deslizamiento interno ha llegado a producir zonas débiles trituradas, se encuentran orientadas, principalmente, a través del río; son formaciones y corresponden a estratos más débiles que han favorecido su fracturación. Estas se indican con la letra D o I —en la figura 1— según que se encuentren en la margen derecha o izquierda, respectivamente.

De estos accidentes tectónicos el más importante con diferencia es el D-2 (ver figs. 1 y 6) que se continúa por la margen izquierda —con menor anchura y profundidad— en el llamado I-2 (ver figs. 1 y 5). Asociado al sistema de estratificación de la cuarcita, forma dos depresiones o vaguadas en sendas márgenes, “que se han tenido muy en cuenta al hacer el encaje de la presa, ya que la topografía que crean es poco favorable para la estabilidad del conjunto, muy especialmente en la margen derecha”.

1.3. Otro accidente importante que influye notablemente en la ubicación y encaje de la estructura (aparte de hacerlo también en el sistema de drenaje e impermeabilización) es el D-4 (ver fig. 1) de 40 a 60 cm. de espesor, con relleno amplitítico y que buza unos 70° hacia el vaso.

“Era muy conveniente que la ubicación de la estructura se hiciera de forma que ésta quedase aguas abajo de este accidente, tanto desde el punto de vista de la estabilidad como para lograr una eficaz pantalla de impermeabilización en la margen derecha”.

1.4. Existe una red tridimensional de fracturas; de éstas la más saliente es la F-4-1 situada en el fondo de la presa y hacia la izquierda, con un espesor de 0,20 m. a 1,0 m. de milonitización combinada con intercalaciones arcillosas y alguna cimentación silícea abundando más aquélla en las zonas más anchas. El tratamiento de esta falla lo describimos más adelante.

Algunos estratos de roca más floja intercalados entre los de cuarcita se han excavado previamente hasta llegar a la roca dura no meteorizada (alrededor de un metro de profundidad) rellenándolos después de hormigón. Como se trata de estratos de roca dura —aunque bastante menos que la cuarcita— no se ha creído necesario puentearlos, mediante una armadura.

Merece más atención el tratamiento de una falla, en el fondo de la margen izquierda —bloque 12—. Para impedir el deslizamiento relativo de los estratos que constituyen sus “labios”, se ha efectuado una “llave”, es decir, una galería de unos 2 m. de diámetro (fig. 2), transversal al sentido del posible deslizamiento, siendo el plano de

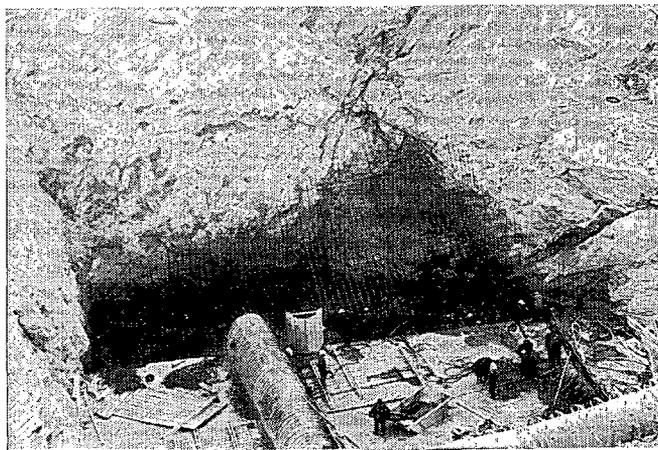


Fig. 3. — Detalle de armadura en zona de falla.
(Reinforcing details on fault area.)

la falla un plano diametral de la galería. Posteriormente se ha rellenado de hormigón fuertemente armado y se ha puentado con una poderosa armadura, que interesa además dos diaclasas más pronunciadas que lo normal (figura 3).

1.5. Durante la redacción del proyecto se perforaron para la prospección de las laderas seis galerías. En ellas, por medio de gatos de placa rígida de 0,30 m. de diámetro y siguiendo el método de Talobre modificado, se efectuó una serie de ensayos mecánicos, para medir el coeficiente medio de deformabilidad de la roca, su ángulo de rozamiento interno, cohesión y resistencia al hundimiento.

Los datos así obtenidos han sido confrontados por medio de procedimientos geofísicos una vez abiertas las excavaciones.

Los ensayos con gato y los estudios geofísicos fueron realizados por el Ingeniero don Mariano Fernández Bollo.

2. Encaje y cimentación de la estructura.

2.1. La notoria disimetría y atormentada topografía de la cerrada han planteado —junto con los accidentes tec-

tónicos descritos en el apartado anterior— problemas de cierta consideración para el encaje de una presa bóveda (figura 4).

Por lo acabado de exponer en relación con la geología de la cerrada se desprende:

a) La gran conveniencia de cimentar la presa —por encima de la cota 1030— en la formación de cuarcitas grises.

b) El proyectar una estructura que evite los peligros que, para la estabilidad del conjunto, suponen las vaguadas creadas por los accidentes D-2 e I-2 prestando especial atención a la margen derecha.

c) El procurar que el accidente D-4 quede fuera de la zona de cimentación de la presa y aguas arriba de la misma.

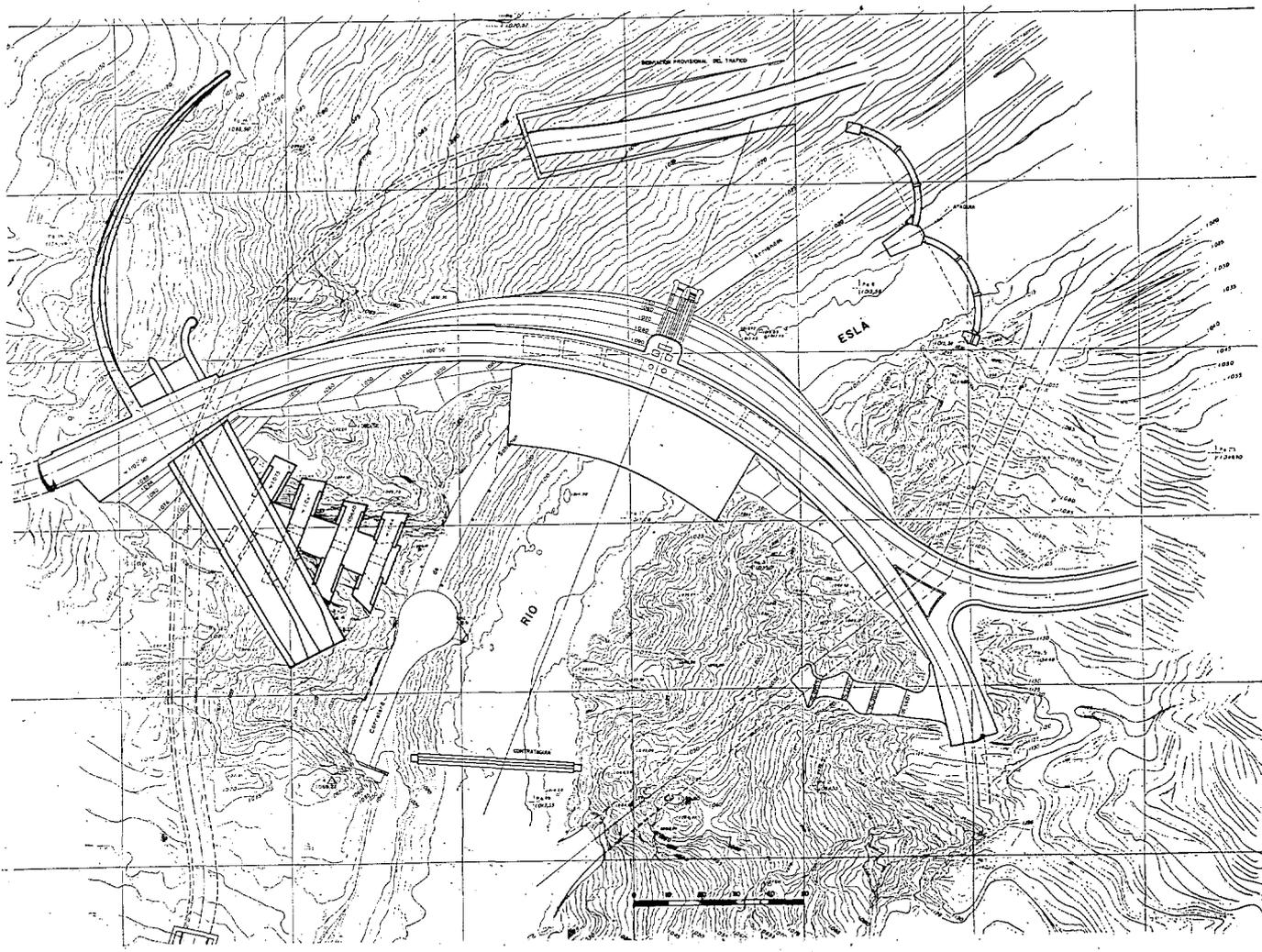


Fig. 4. — Planta general.
(General layout.)

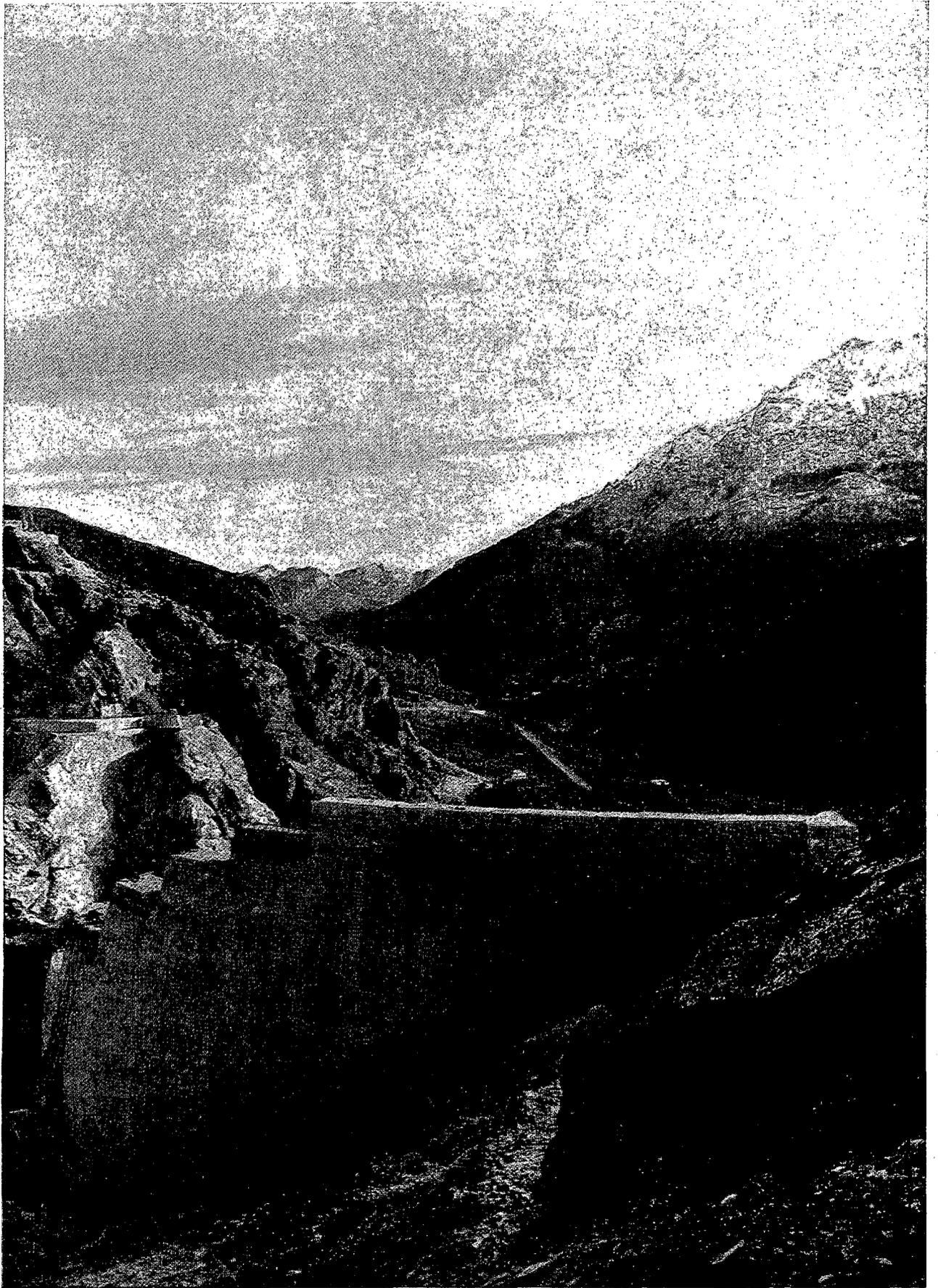


Fig. 5.—Vista de la presa desde aguas arriba, mostrando el estribo y la vaguada de la margen izquierda.
(Upstream view of the dam, showing the left Bank abutment and the watercourse.)

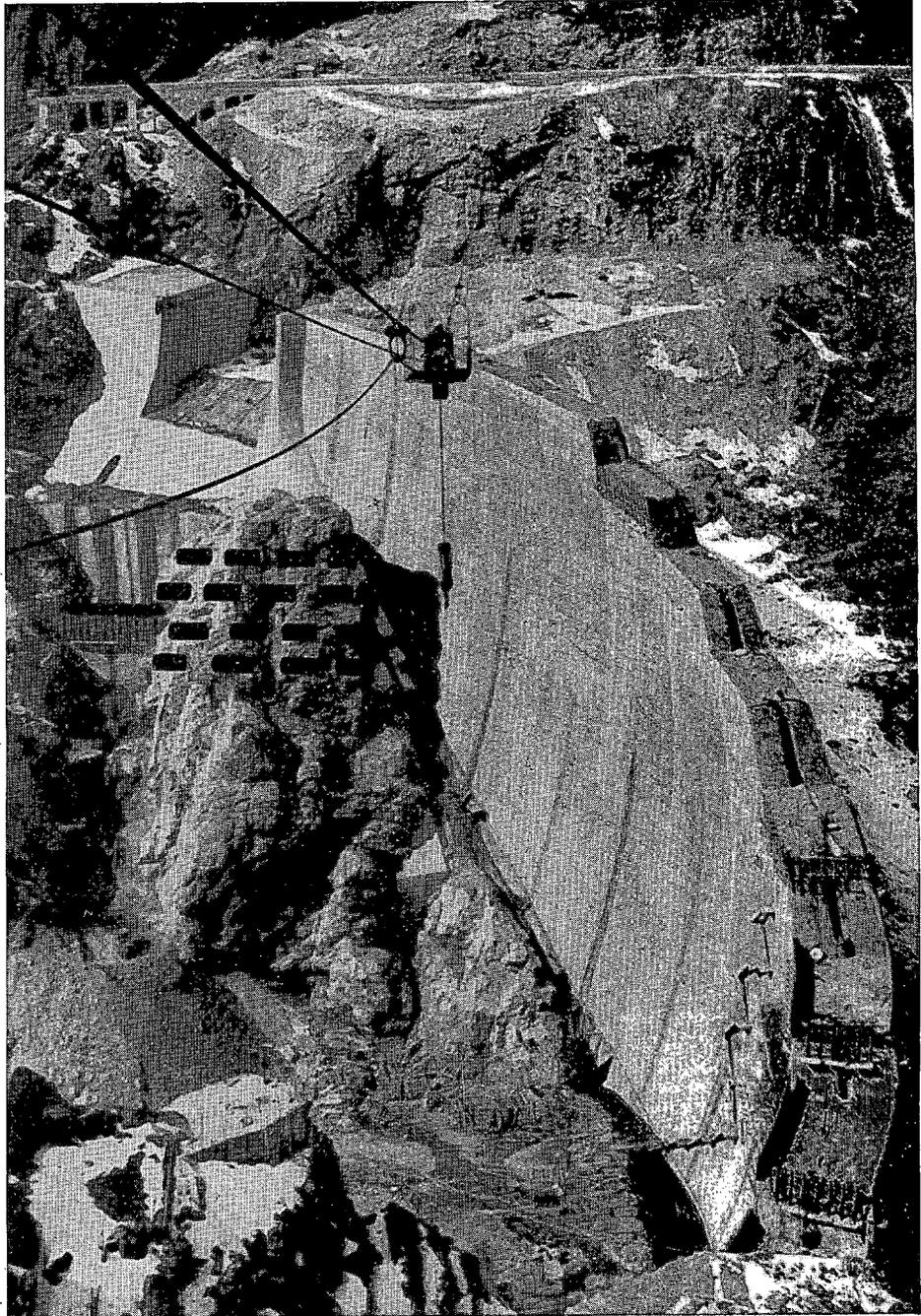


Fig. 6. — Vista de la presa, mostrando la vaguada de la margen derecha.

(View of the dam, with the right bank watercourse.)

Para lograr la solución más satisfactoria se ha cimentado la presa justamente aguas abajo del accidente D-4 (ver fig. 1).

Con ello se consigue:

- Satisfacer plenamente la condición c).
- Cumplir también la a) ya que la cimentación de la presa sólo interesa las cuarcitas rojizas en una parte de aguas arriba del fondo, de extensión bastante pequeña,

y donde se ha comprobado —como se preveyó por el comienzo de las excavaciones— que son de una rigidez y resistencia a los hielos y cambios de humedad comparable a las cuarcitas grises donde se cimenta todo el resto de la estructura. Tanto es así que después de los ensayos geofísicos realizados se deleitó igual módulo de elasticidad y de deformación global. Por ello, no fue preciso tomar ninguna precaución especial, en este contacto, que en esta zona —repeti-

mos— se hacía difícilmente diferenciable. Ha sido muy interesante, en cambio, no interesar estas cuarcitas rojas en las zonas más altas, ya que éstas son de mediana calidad, como se pudo comprobar por la galería de desviación provisional del tráfico.

- Las vaguadas que existen en ambas márgenes aguas abajo de la cimentación (accidentes D-2 y I-2) quedan lo más alejadas posible de la cimentación de la presa, sobre todo la más peligrosa de la margen derecha.

2.2. Con la ubicación resultante de adelantar la presa todo lo posible (es decir, la solución que respeta las condiciones a) y c) y que logra un encaje topográfico satisfactorio) es preciso prestar mucha atención a las estribaciones superiores y, especialmente, a la derecha. Asimismo hemos asegurado la estribación de esta margen en la zona media, ya que la vaguada de esta margen (accidente D-2) crea una inquietud, aunque los cálculos de la estabilidad de la fundación indicasen que no era preciso tomar ninguna medida especial.

Para desvanecer estos peligros hemos tomado amplias precauciones —que en nuestra opinión son fundamentales— y que pasamos a describir a continuación:

En la margen derecha los arcos se apoyan —por encima de la cota 1073— en un estribo de gravedad que absorbe por su peso el empuje que le transmiten estos arcos. Para mayor seguridad el estribo se ha prolongado hasta anclar aguas abajo del accidente D-2 incorporando con ello a resistir los citados empujes. Pero la finalidad de éste no es únicamente resistente, se aprovecha también para ubicar la embocadura del aliviadero lateral, órgano principal para la evacuación de avenidas. Los canales de lanzamiento de este aliviadero, es una estructura que aumenta también de manera importante la estabilidad de la parte superior de la cimentación de esta margen.

Por debajo de la cota 1073 se han proyectado cuatro contrafuertes que arriostan el macizo de cimentación de la margen derecha con el de la otra margen de la vaguada. En la figura 6 puede verse la excavación de la cimentación de estos contrafuertes y el inicio de uno de ellos. Dos de éstos sirven también para apoyo de los canales de lanzamiento del aliviadero lateral.

En la margen izquierda la cimentación de los arcos de los últimos 15 m. de presa se hace atravesando el accidente I-2, mediante un pequeño estribo de gravedad que se apoya sobre un gran farallón. Asimismo se ha proyectado un relleno de hormigón de la vaguada de esta margen con una galería interior desde donde poder drenar el macizo comprendido entre este relleno y la cimentación de la presa. Con estos dos dispositivos la seguridad de la estribación de los arcos superiores queda plenamente satisfactoria (ver fig. 5).

En el fondo de la presa en que por la anchura del valle los esfuerzos cortantes que transmiten las ménsulas son de cierta consideración se ha proyectado una placa de anclaje de 1,50 m. de espesor mínimo, postensada al

terreno, que sirve, además, como protección de la zona de impacto del chorro del aliviadero central.

2.3. La disimetría de la cerrada no se avenía muy bien con el diseño de una presa de contorno simétrico, como se hacía en el proyecto primitivo. Por ello, se pensó el tantear el anclaje de una presa disimétrica. Por suerte el primer tanteo nos reveló que sólo era preciso adoptar un contorno disimétrico, que se adaptase a la topografía de la cerrada geológica, sin necesidad de recurrir a definiciones geométricas disimétricas. Esto, pues, fue suficiente para evitar el crear una cerrada artificialmente simétrica, mediante excavaciones y hormigones suplementarios en el zócalo.

Es importante advertir que, por otra parte, desde el punto de vista constructivo, la simplificación que supone el haber suprimido el "pulvino" es muy notable simplificando y abaratando, en gran cuantía, la labor del encofrado de los arranques de los bloques.

3. Definición geométrica.

3.1. La fuerte disimetría y atormentada topografía de la cerrada plantearon problemas de cierta consideración, para el encaje de una presa bóveda.

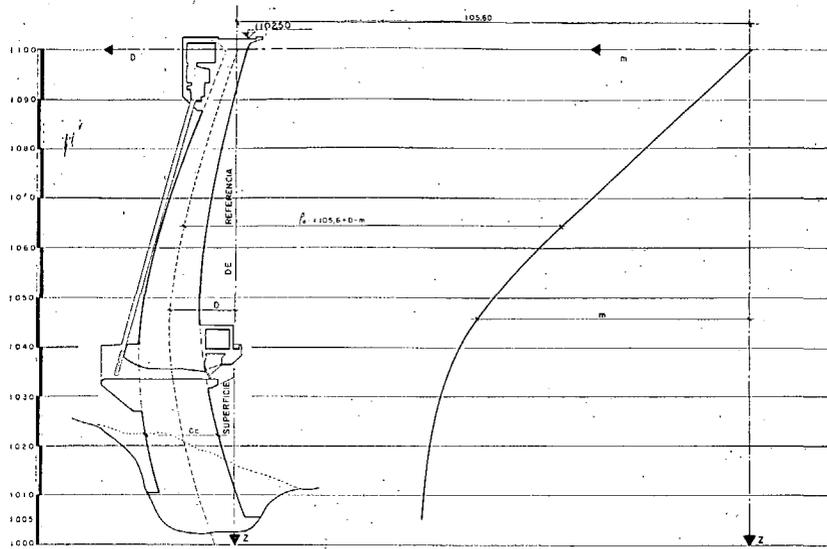
Aunque, en principio, se proyectó una presa con zócalo simétrico, después, vimos que era más apropiado —si bien complicaba su diseño— el tantear el encaje de una presa disimétrica. Por suerte, el primer tanteo nos reveló que sólo era preciso adoptar un contorno disimétrico que se adaptase a la topografía de la cerrada geológica, sin necesidad de recurrir a definiciones geométricas disimétricas. (El caso extremo de este tipo puede verse en n/escrito sobre la presa de Los Angeles de San Rafael). Esto, pues, fue suficiente para evitar el crear una cerrada artificialmente simétrica, mediante excavaciones y hormigones suplementarios en el zócalo.

3.2. Sabido es, en cuanto la radiación cuerda/altura pasa de dos y la forma del valle se acerca a la de V, las ventajas que involucra el proyectar la bóveda con curvatura decreciente de clave a arranques, ya que:

- Nos acercamos más al antifunicular de las cargas.
- Conservando constante la tensión media, se mejora la incidencia de los arcos en las laderas.
- Y, finalmente, si al hacer las excavaciones se ve la necesidad de llevarla a una profundidad mayor existe con este tipo de arcos una gran flexibilidad, para adaptarse a esta eventualidad, sin empeorar prácticamente sus incidencias, ya que la curvatura decreciente, con el desarrollo del arco, permite considerables incrementos de éste, sin casi aumentar el ángulo total.

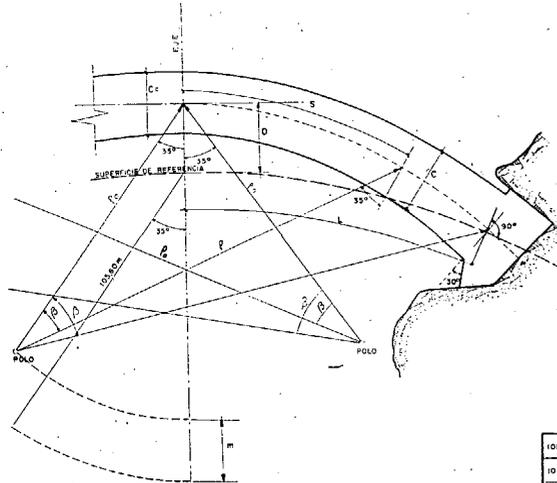
De acuerdo con estas técnicas, las secciones horizontales son de curvatura variable. El incremento de los radios de curvatura de las fibras medias de los arcos —desde clave a arranques— se hace de una forma gradual y con un gradiente no fuerte —habida cuenta de la mode-

PERFIL CENTRAL DE DEFINICION



VALORES DE Z ENTRE	VALORES DE D y Cc	VALORES DE Z ENTRE	VALORES DE m
0 ≤ Z ≤ 49.8	$D = 1 \cdot 10^3 + 1103800 \cdot Z^2 + 10^4 + 9.8766410 \cdot Z^3 + 10^3 + 0.0621741 \cdot Z + 10^4 + 4.08232841$	0 ≤ Z ≤ 40	$m = Z + 1.0928$
49.8 ≤ Z ≤ 95	$D = Z^2 \cdot 10^3 + 423250 \cdot Z^2 + 10^4 + 10781487 \cdot Z^3 + 10^4 + 13568745 + Z \cdot 10^4 + 4.9458941 + 4.803400$	40 ≤ Z ≤ 66.4	$m = 1 \cdot 10^{-4} + 10^{-8} + 10^{-10} + 10^{-12} + 10^{-14} + 10^{-16} + 10^{-18} + 10^{-20} + 10^{-22} + 10^{-24} + 10^{-26} + 10^{-28} + 10^{-30} + 10^{-32} + 10^{-34} + 10^{-36} + 10^{-38} + 10^{-40} + 10^{-42} + 10^{-44} + 10^{-46} + 10^{-48} + 10^{-50} + 10^{-52} + 10^{-54} + 10^{-56} + 10^{-58} + 10^{-60} + 10^{-62} + 10^{-64} + 10^{-66} + 10^{-68} + 10^{-70} + 10^{-72} + 10^{-74} + 10^{-76} + 10^{-78} + 10^{-80} + 10^{-82} + 10^{-84} + 10^{-86} + 10^{-88} + 10^{-90} + 10^{-92} + 10^{-94} + 10^{-96} + 10^{-98} + 10^{-100}$
0 ≤ Z ≤ 60	$Cc = 4.2 + 0.14 Z$	66.4 ≤ Z ≤ 95	$m = 2^3 \cdot 10^3 + 10^{-139193} \cdot Z^2 + 10^2 + 2.866238356 + Z \cdot 13.89036166984 - 56.742061430592$
60 ≤ Z ≤ 95	$Cc = 1 \cdot 10^4 + 0.280916 \cdot Z^2 + 10^3 + 0.786613 \cdot Z^3 + 10^3 + 0.806348 + Z \cdot 4.13607517 - 73.102272$		

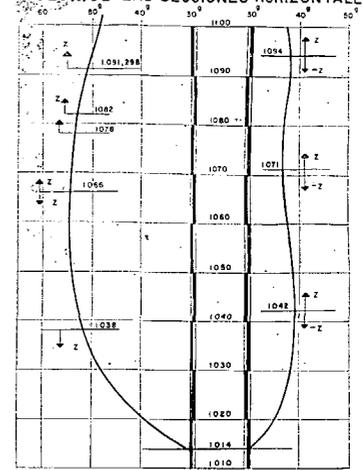
DEFINICION DE LAS SECCIONES HORIZONTALES



$$p = f \cdot e^{B \cdot 35^\circ} \quad S = \frac{1}{\tan 35^\circ} (p - f) \quad C = Cc + 2BS^3$$

VALORES DE Z ENTRE	VALORES DE B
0 ≤ Z ≤ 41.5	$L \cdot 10^6 B = \frac{1}{2} \cdot 10^3 + 10^3 + 2.3777234 \cdot Z^2 + 10^3 + 2.9400000009 \cdot Z + 0.7799907 - 3.087569$
41.5 ≤ Z ≤ 95	$L \cdot 10^6 B = Z + 0.03241 - 1.53$

ANGULO(θ) DE LAS SECCIONES HORIZONTALES



MARGEN DERECHA MARGEN IZQUIERDA

MARGEN DERECHA	MARGEN DERECHA
1014 ≤ Z ≤ 1038	$\theta^2 = 32.00 - 3.284285 \cdot 10^{-2} Z - 3.50855 \cdot 10^{-2} Z^2 + 2.07196 \cdot 10^{-3} Z^3 - 6.8915 \cdot 10^{-4} Z^4$
1038 ≤ Z ≤ 1066	$\theta^2 = 54.58 + 0.25 \cdot 10^{-1} Z + 4.94169 \cdot 10^{-2} Z^2$
1066 ≤ Z ≤ 1078	$\theta^2 = 54.58 - 0.25 \cdot 10^{-1} Z - 1.5829 \cdot 10^{-2} Z^2$
1078 ≤ Z ≤ 1082	$\theta^2 = 54.01 - 0.929 \cdot 10^{-1} Z + 0.555 \cdot 10^{-2} Z^2 - 0.3125 \cdot 10^{-3} Z^3$
1082 ≤ Z ≤ 1091.288	$\theta^2 = 35.5256 - 0.997 Z - C \cdot 0.1375858 \cdot Z^2 + 0.49327 \cdot 10^{-3} Z^3$
1091.288 ≤ Z ≤ 1100	$\theta^2 = 50.875951 - 0.327622 Z$

MARGEN IZQUIERDA

1014 ≤ Z ≤ 1035.40	$\theta^2 = 38.7 - 42.0155 \cdot 10^{-4} Z^2 + 0.33385 \cdot 10^{-4} Z^3 - 3.79924 \cdot 10^{-5} Z^4 + 0.21194 \cdot 10^{-6} Z^5$
1035.40 ≤ Z ≤ 1088	$\theta^2 = 38.81 + 4105.0955 \cdot 10^{-4} Z^2 - 6.8661 \cdot 10^{-6} Z^3$
1088 ≤ Z ≤ 1100	$\theta^2 = 38.25 - 0.9 \cdot 10^{-2} Z^2 - 1.4211 \cdot 10^{-3} Z^3 - 0.2078 \cdot 10^{-4} Z^4$

DESARROLLO DE LA PROYECCION DE LA SUPERFICIE MEDIA SOBRE LA DE REFERENCIA

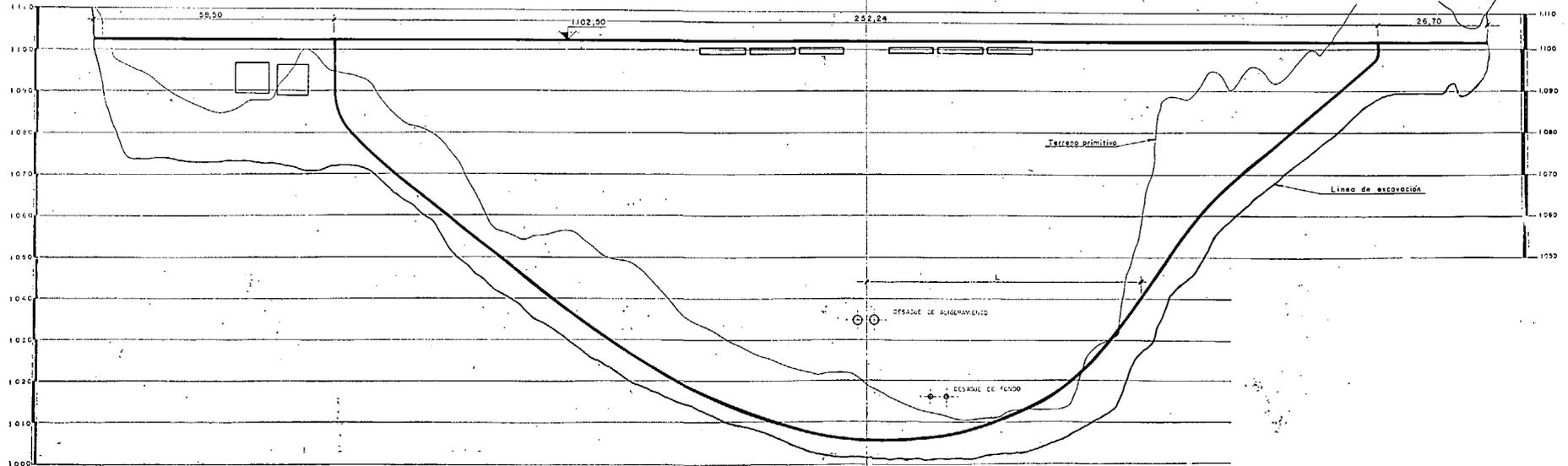


Fig. 7. — Definición geométrica.
(Geometrical definition.)

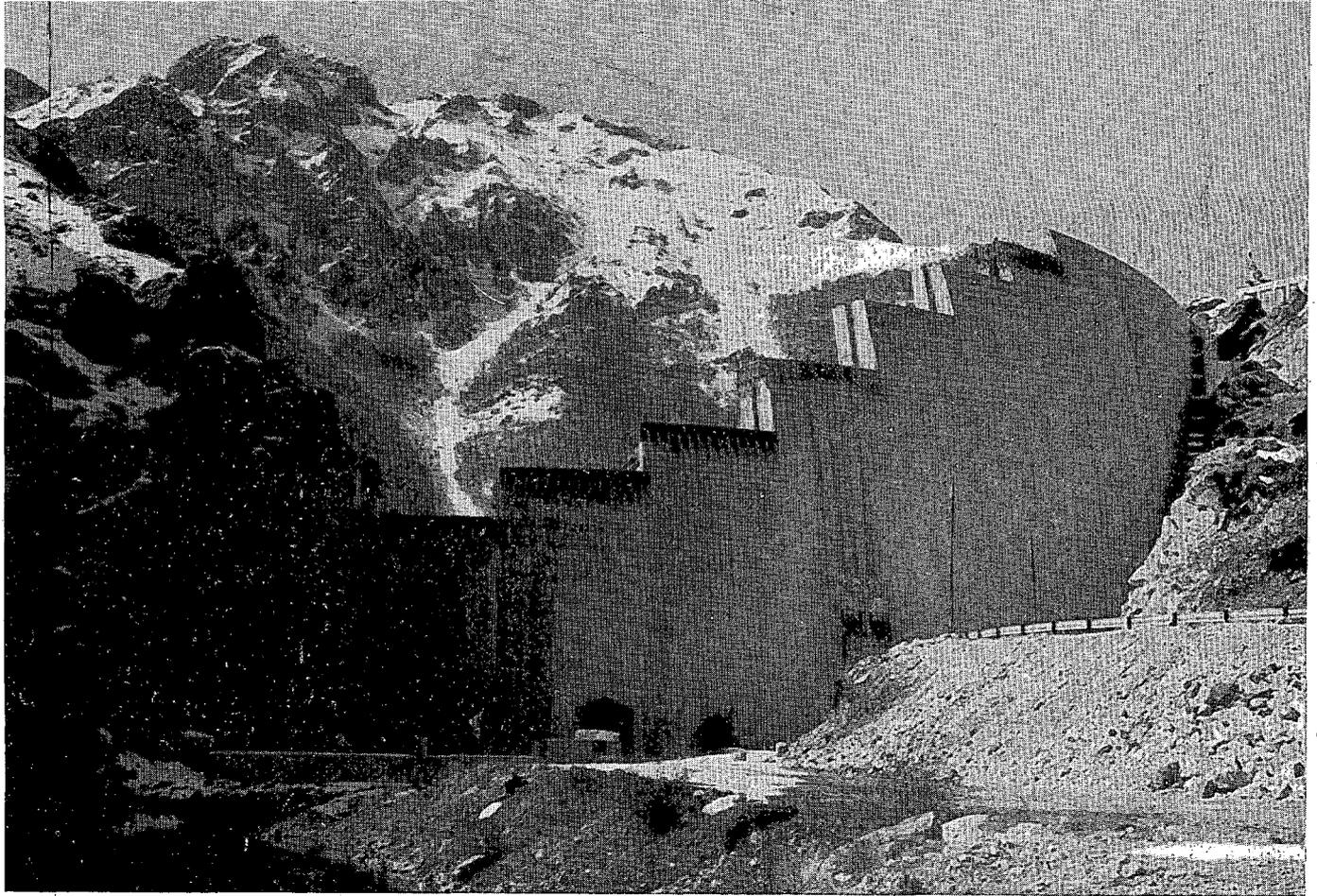


Fig. 8. — Vista de la presa desde agua arriba, con la embocadura del desagüe de aligeramiento, portillos para riada y ataguía.
(Upstream view of the dam, with the spillways inlet and cofferdam.)

rada relación desarrollo/altura de la bóveda— con objeto de acercarnos lo más posible al antifunicular de las cargas tomadas por los arcos. Por ello, se ha adoptado como ecuación de las anteriores fibras (ver fig. 7):

$$\rho = \rho_0 (z) e^{\theta \text{ctg. } 55^\circ}$$

que dan para variación del radio de curvatura la relación lineal:

$$R = R_0 + s \text{ctg. } 55^\circ$$

3.3. La ménsula central tiene una fuerte curvatura motivada por tres causas:

- Con el desplome del pie de aguas arriba se crea en este punto —para embalse vacío— una compresión de 37 Kg./cm.² que prácticamente anula las tracciones motivadas por el empuje hidrostático y descenso de temperatura.
- La mayor rigidez del arco de coronación —controlable por la longitud de junta que se deja abierta de las que surcan la calzada cada 15 m.— y que colabora eficaz-

mente a aminorar las tracciones ya mencionadas del pie de aguas arriba de las ménsulas centrales, es permisible por el desplome hacia aguas abajo de la mitad superior de la presa ya que, de no ser así, aparecerían, a embalse lleno, tracciones hacia el tercio superior de paramento de aguas abajo.

- Este desplome permite, fácilmente, un favorable vertido alejando de la cimentación el impacto de la lámina por el aliviadero de coronación.

No obstante este desplome y curvatura ha sido limitado por la condición que a embalse vacío, cuando las ménsulas llegan a la altura en que las tracciones, en el pie del paramento de aguas abajo, no suban de un valor prudencial que hemos fijado en 7 Kg./cm.².

En relación con este tema debemos decir que al haber tenido que proyectar en los bloques 10 y 11 sendos portillos, para el paso del agua, su resistencia a flexión compuesta disminuye notablemente, por lo que ha sido ineludible proyectar para la estabilidad de estos bloques unas "muletillas" que sirven también como muros de encauzamiento de las embocaduras de los portillos.

También, buscando el mejorar todo lo posible la incidencia de los arcos —aunque sea en detrimento del estado tensional de la bóveda— se les ha dado a éstos un ángulo total pequeño (ver fig. 4). Así, el ángulo de coronación es de 83°. En las primeras bóvedas el afán de los proyectistas en evitar el trabajo a flexión de los arcos y adelgazar la estructura, les hizo dar a estos desarrollos excesivos, sin considerar que la mayor incertidumbre y de donde pueden surgir más y diversas circunstancias en la seguridad de la obra es en la concepción de su cimentación.

4. Juntas de construcción, galerías y drenes.

4.1. Se ha proyectado una galería perimetral y cuatro horizontales, adentrándose éstas últimas en el terreno, entre 20 y 30 m., según la cuerda del arco, con un doble objeto: el principal, de facilitar el drenaje de la cimentación y, además, en segundo lugar, servir para la auscultación y comprobación del comportamiento de la estructura, instalando en el extremo de cada una un extensímetro de larga base. La dirección dada a la prolongación de las galerías horizontales, dentro de la roca, ha sido determinada, de forma que considerando el buzamiento y dirección de los planos de estratificación y de diaclasas principales, puedan colaborar por sí mismas —y por las pantallas que se perforan de una a otra— a un eficaz drenaje sin que sea de temer unas pérdidas excesivas.

4.2. Las juntas de contracción —distanciadas unos 15 metros— son helicoidales con plano director horizontal, y de forma que, a cada nivel, la generatriz es normal a la fibra media del arco correspondiente, y apoyándose en la fibra media de una ménsula cuyo plano es normal al arco de coronación. En cada junta se ha proyectado un pozo —de sección circular de 1,50 m. de diámetro— cuyo eje coincide con la fibra media de la ménsula antes mencionada. La función principal de estos pozos es el poder realizar, desde ellos, las inyecciones de sellado de las juntas. De esta forma se logra, además, un compartimento a inyectar de menos anchura, y se evita que cualquier filtración eventual, por una junta, aflore al paramento de aguas abajo.

4.3. Las galerías, pozos, pantallas de drenaje, impermeabilización y cosido pueden verse en la figura 9. En el proyecto del drenaje y la impermeabilización hemos mantenido el criterio de que el drenaje es el único medio efectivo de aminorar o evitar la subpresión, quedando la utilización de las inyecciones para disminuir la permeabilidad del terreno.

4.4. Las inyecciones se realizan mediante el sistema preconizado por el Ingeniero Sr. Fernández Casado, que se ha experimentado, con gran éxito, en la presa bóveda de "La Jocica" y actualmente muy extendido por toda España.

En esencia, el sistema consiste en hacer seguir a la lechada un circuito cerrado, manteniéndola en constante

circulación y absorbiendo el material para relleno de la junta a lo largo de todo el conducto, que se utiliza tanto para la impulsión de la lechada —que circula por unos tubos o varillaje rígido que se introduce en el conducto— como para su regreso, que lo hace a través del espacio anular que queda entre el varillaje y las paredes del conducto, verificándose entonces, como hemos dicho, la inyección a lo largo de todo él, y no en puntos localizados, mediante válvulas, como es práctica común (fig. 9).

Reúne este método tres ventajas fundamentales, en relación con las prácticas convencionales:

- La inyección se efectúa a lo largo de todo el taladro o conducto, barriendo así la lechada todo el área de la junta en vez de hacerlo a través de algunos puntos, atravesando unas válvulas de muy dudoso comportamiento.
- Este sistema de doble circulación no permite el fraguado de la lechada, debido al estancamiento de la misma —tal como sucede con los sistemas de simple circulación. Permite un eficaz lavado del conducto, al finalizar el trabajo, dejándolo dispuesto para recibir una reinyección, no temiéndose el deficiente lavado de las válvulas —al carecer de ellas— que las deja inútiles.
- Es de gran sencillez, fácil y seguro empleo, y gran economía.

Tiene, en cambio, el inconveniente de menor cuantía, de que cuando se proyectan juntas de contracción —como es nuestro caso— no planas, no se pueden proyectar los conductos verticales, siendo únicamente posible disponerlos horizontales, como las generatrices de las superficies alabeadas que constituyen las juntas.

Proyectamos, por tanto, horizontales los conductos para la inyección de las juntas, disponiéndolos por parejas, distando 0,50 m. entre ejes los dos de cada pareja y 6,50 m. entre ejes de dos pares consecutivos. La inyección se efectúa de abajo arriba, inyectando por el superior de cada par y sirviendo para drenaje el inferior del par superior, a cuyo efecto se rellena de arena fina para que deje pasar el agua, pero no la lechada. Terminada la inyección, se lava también el dren (fig. 9).

5. ALIVIADEROS

5.1. La máxima onda de avenida prevista a desaguar tiene una punta de 1 250 m.³/seg., una duración de setenta horas con $Q > 330$ m.³/seg. y un volumen de 200 hectómetros cúbicos, siendo la superficie de la cuenca de 606 Km.²

Teniendo en cuenta el efecto amortiguador del embalse, se debe evacuar un caudal de unos 1 000 m.³/seg. Siendo éste de una considerable importancia, aparecía como solución más económica y estética el ubicar un aliviadero lateral, como órgano principal de evacuación de avenidas, que tuviese el umbral en el estribo derecho y

cubriese la mayor parte posible de arriostamiento de la vaguada de esta margen. En principio, se pensó llevar los canales de este aliviadero, justamente por encima de la vaguada, pero posteriormente se vio que la economía que se lograba con ello, muy pequeña, no compensaba las dificultades que planteaba el aliviadero en curva.

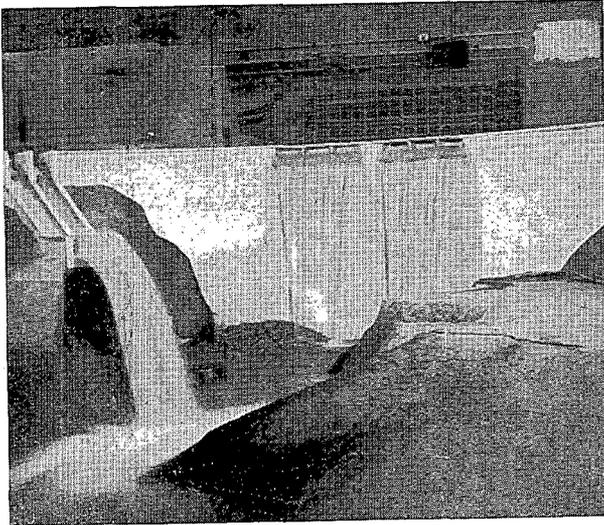


Fig. 10. — Ensayo hidráulico en modelo reducido: Detalle del vertido de ambos aliviaderos con un caudal total de 1 000 m.³/seg.

(Hydraulic model test: Detail of both spillways discharging 1 000 m.³/sec.)

5.2. Al proyectar los aliviaderos se ha tenido en cuenta:

- El que una torpe maniobra produzca una riada no mayor que las máximas decenales.
- Lograr la mayor laminación posible de los caudales de avenidas.
- El poder evacuar la máxima riada, con una de las compuertas del aliviadero lateral que no suba, funcionando el resto de los órganos de desagüe.

El aliviadero lateral (principal) ubicado en la margen derecha está formado por dos compuertas de sector de 8 m. de ancho por 7 m. de alto, seguidas de sendos canales a distinto nivel, para adaptarse más al terreno y conseguir una mayor disipación de energía. El torpe manejo de una compuerta del aliviadero principal provoca a embalse lleno una riada de 300 m.³/seg., siendo de 350 m.³/seg. la máxima avenida decenal y de 180 m.³/seg. la anual.

Este aliviadero está suplementado por otro fijo con el umbral a la cota del borde superior de las compuertas de aliviadero lateral y un desarrollo neto de 60 m. De esta

forma admitiendo sobreelevaciones de 1,60 m. por encima del máximo embalse normal, se logra laminar los caudales de avenidas en gran cuantía.

Para amortiguar el efecto de la caída de la lámina del aliviadero central se proyecta un cuenco de agua y una base de hormigón armado, pretensada al terreno. Esta base contribuye también a asegurar la presa contra el deslizamiento, en la zona en que los esfuerzos cortantes son máximos.

5.3. Se han considerado dos hipótesis de funcionamiento de los aliviaderos y demás órganos de desagüe, para la evacuación de la máxima avenida de cálculo. Para ambas se supone el embalse lleno cuando comienza la onda de avenida con un caudal de 200 m.³/seg.

Hipótesis 1.^a Funcionan las dos compuertas del aliviadero lateral. Los demás desagües no funcionan.

Hipótesis 2.^a Una compuerta del aliviadero lateral no funciona. Los demás desagües funcionan.

Con ambas hipótesis se llega a una sobreelevación de, aproximadamente, 1,65 m. que, a pesar de ser importante,

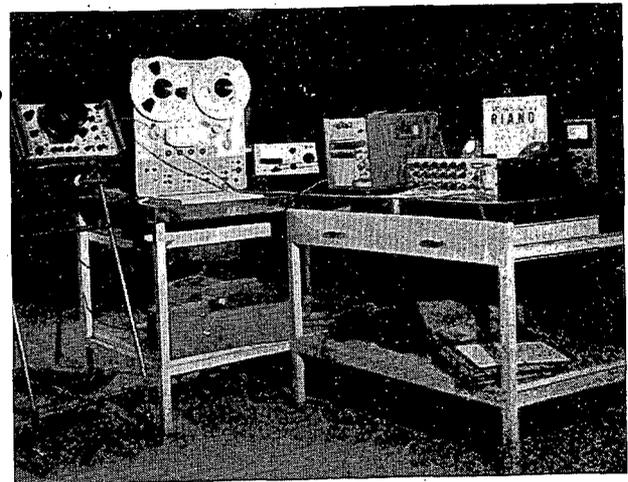


Fig. 11. — Instrumental electrónico utilizado en el registro y análisis de las presiones en el pie de presa.

(Electronic devices used to register and analyse stresses at the dam site.)

se ha admitido, porque, frente al inconveniente de tener que proyectar la presa un poco más alta, para soportar una pequeña mayor presión, presenta las siguientes ventajas:

- Mayor laminación de la onda.
- Compuerta y aliviadero lateral más pequeño.
- Mayor aprovechamiento del aliviadero central.
- Menores riadas producidas por una falsa maniobra.

depressiones) producidas por el impacto de las láminas libres del vertedero de coronación (fig. 11), habiendo adoptado, en consecuencia, las precauciones que se dicen más arriba.

El ensayo hidráulico de los aliviaderos en modelo reducido se ha realizado en el Laboratorio del Centro de

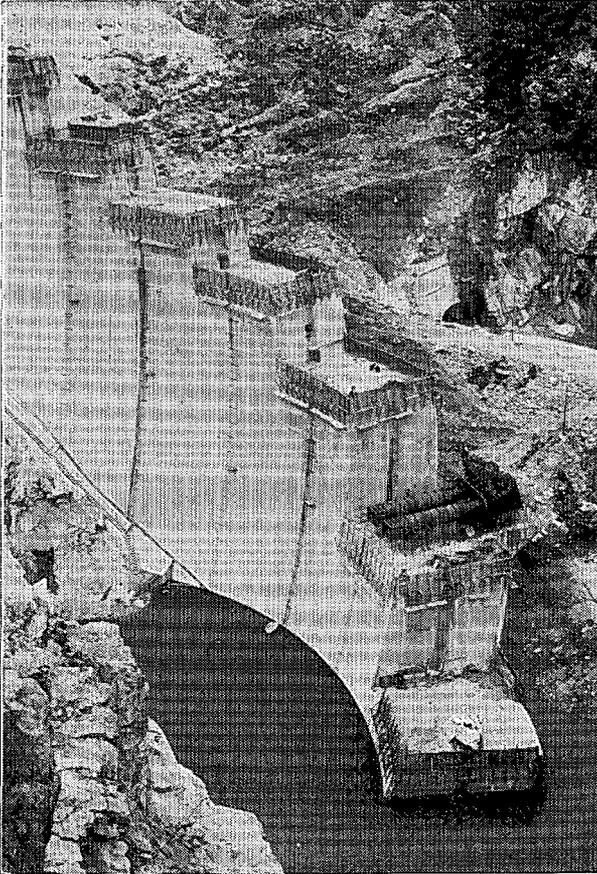


Fig. 13.—Blindaje de los desagües de aligeramiento.
(Casing the deep outlet gates.)

Estudios Hidrográficos del M.O.P., bajo la dirección de los Doctores Ingenieros Sres. Díaz de Rábago —Director del Laboratorio— y González Posada.

6. Desagües.

Existen, además, los siguientes órganos de desagüe:

— Dos desagües de aligeramiento con capacidad, cada uno de ellos, para embalse lleno, de 100 m.³/seg. Estos desagües se utilizan también como tomas de agua.

Su cierre se logra mediante una compuerta deslizante, aguas arriba, y se regula el caudal con una compuerta sector, aguas abajo (fig. 12).

— Dos desagües de fondo de 1 m. de diámetro, con cierre por doble compuerta vagón, capaces de desaguar con embalse lleno 50 m.³/seg. entre ambos.

El objeto principal de estos últimos es el poder bajar completamente el embalse y el servir para evacuar arrastres.

En el proyecto de los desagües de aligeramiento y de fondo —de considerable caudal los primeros— hemos seguido nuestra idea expuesta en el apartado 7.2 del artículo que publicamos en agosto de 1967, en el número especial de la REVISTA DE OBRAS PUBLICAS, con motivo del IX Congreso de Grandes Presas. En este apartado concluíamos:

“A no ser que exista alguna razón especial que abogue por lo contrario, no es aconsejable ni económico el utilizar las galerías efectuadas para realizar la desviación provisional del río, para ubicar los órganos de desagüe de fondo o aligeramiento.”

No hemos aprovechado, pues, ni la galería de desviación del río, ni la de desviación de tráfico, para ubicar en ellas estos órganos de desagües. El haberlo hecho encerraría notablemente las casas de máquinas, sus accesos, el sistema de aireación, y habría sido preciso el revestir los túneles. La economía lograda haciéndolo sencillamente a través de la presa es de gran cuantía.

7. Auscultación.

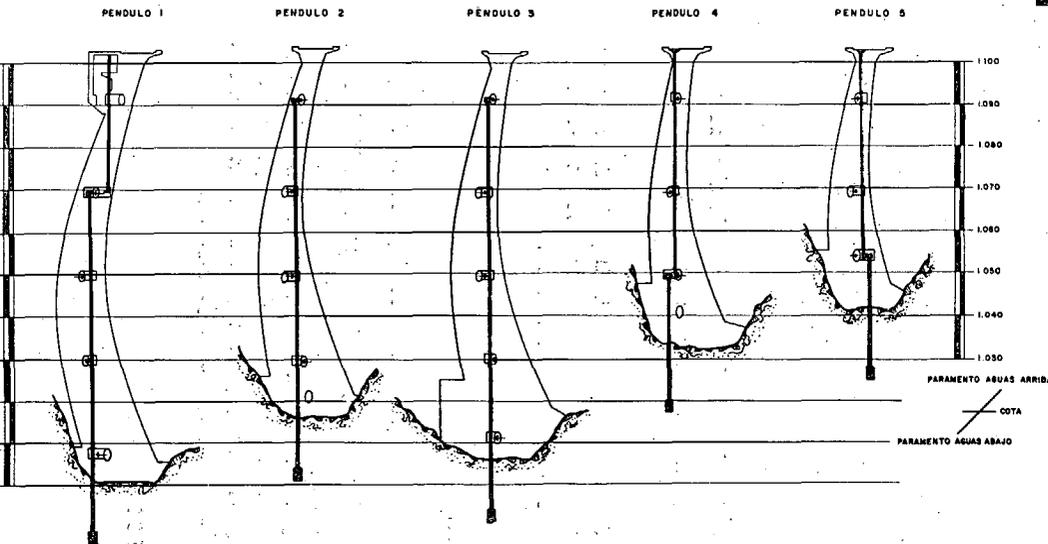
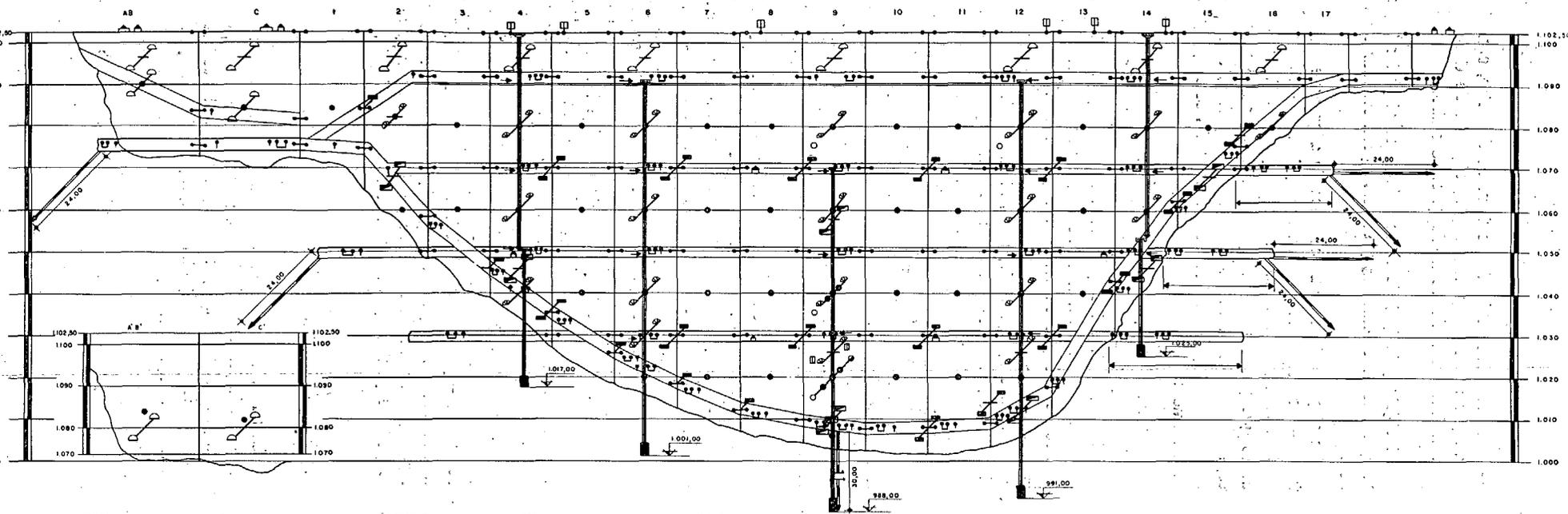
Con el sistema de auscultación instalado en la presa se controlan los movimientos de ésta, sus tensiones internas, giros y temperaturas, así como las deformaciones sufridas por la roca de cimentación con motivo del empuje de la estructura.

Para medir los desplazamientos de la bóveda se han colocado cinco péndulos, coincidiendo el central con la sección en clave de la presa, además de un sistema de colimación que detecte los movimientos en coronación. También se controlan las aberturas de las juntas de contracción.

De las cinco galerías, excavadas a distintas alturas, en la roca de cimentación —con longitudes entre 20 y 30 metros— parte —como ya hemos dicho— sendos “extensímetros de larga base” que profundizan 50 m. en aquélla, a fin de detectar los movimientos de la presa, respecto a puntos fijos del macizo rocoso.

II. EL HORMIGÓN

En nuestra opinión, la faceta más destacada e interesante de la presa de Riaño es, probablemente, el tipo de hormigón utilizado. Es por ello, por lo que le dedicamos —restringiéndonos a los límites propios de esta publicación— un capítulo independiente.



SÍMBOLO	DENOMINACION	FUNCION	Nº APARATOS
	EXTENSÓMETRO 50mm x 4, 40mm x 100mm 45°	MEDICIÓN DE DEFORMACIONES EN CUATRO DIRECCIONES	137
	EXTENSÓMETRO HORIZONTAL	MEDICIÓN DE DEFORMACIONES HORIZONTALES	24
	EXTENSÓMETRO AISLADO	MEDICIÓN DE DEFORMACIONES INTERNAS	2
	CLINÓMETRO	MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN JUNTAS	35
	CAPSULAS TENSIOMÉTRICAS	MEDICIÓN DE ESFUERZOS	15
	TERMÓMETROS EN EL HORMIGÓN	MEDICIÓN DE LA TEMPERATURA EN EL HORMIGÓN	54
	TERMÓMETROS EN EL AIRE	MEDICIÓN DE LA TEMPERATURA EN EL AIRE	5
	TERMÓMETROS EN EL AGUA	MEDICIÓN DE LA TEMPERATURA EN EL AGUA	1
	PAREJAS BASES PARA CLINÓMETRO (Longitudinal)	MEDICIÓN DE ROTACIONES	47
	PAREJAS BASES PARA CLINÓMETRO (Transversal)	MEDICIÓN DE ROTACIONES	46
	PAREJAS BASES PARA CLINÓMETRO (Longitudinal)	MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN JUNTAS	3
	PAREJAS BASES PARA CLINÓMETRO (Transversal)	MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN JUNTAS	3
	PAREJAS BASES PARA CALIBRE (Tipo bases)	MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS EN JUNTAS	113
	CONTROL PENDULOS CON EL COORDINÓMETRO	MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS	23
	PENDULO NORMAL	MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS	8
	PENDULO INVERTIDO	MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS	3
	EXTENSÓMETRO DE BASE PROLONGADA	MEDICIÓN MOVIMIENTOS RELATIVOS DE LA ROCA	7
	TELÉMETRO A CINTA DE INVAR	MEDICIÓN MOVIMIENTOS ENTRE "ROCA Y CIMENTACIÓN"	3
	BASES PARA COLIMADOR	CONTROL MOVIMIENTOS EN CORONACIÓN	4
	BASES PARA MIRA MÓVIL	CONTROL MOVIMIENTOS EN CORONACIÓN	18
	BASES PARA MIRA Fija	CONTROL MOVIMIENTOS EN CORONACIÓN	4

Fig. 14. — Disposición de los aparatos de auscultación, en alzado.
(View of location of the auscultation devices.)

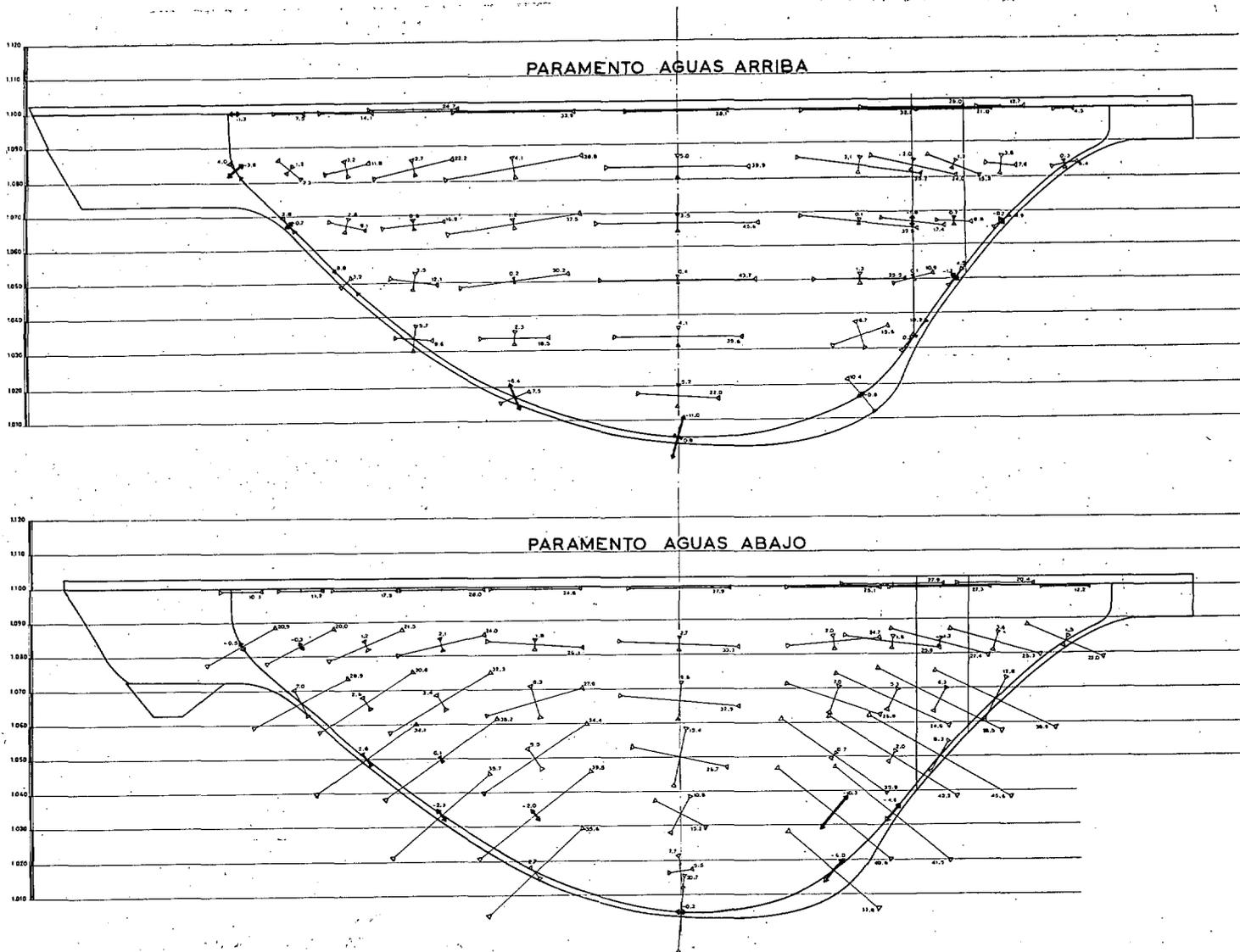


Fig. 15. — Tensiones principales en los paramentos, para peso propio, empujes hidrostáticos y temperaturas.
 (Principal stresses on the dam faces for dead load, hydrostatic pressure and temperature.)

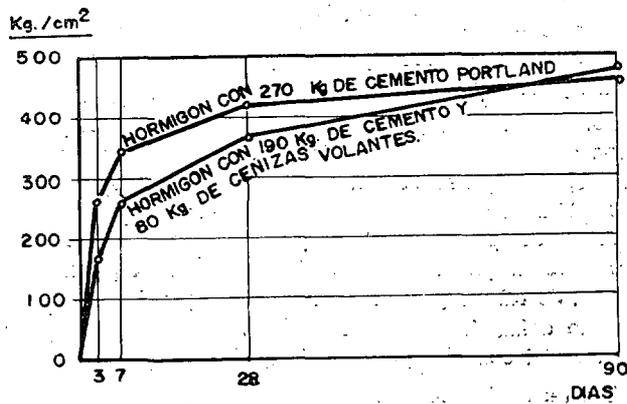
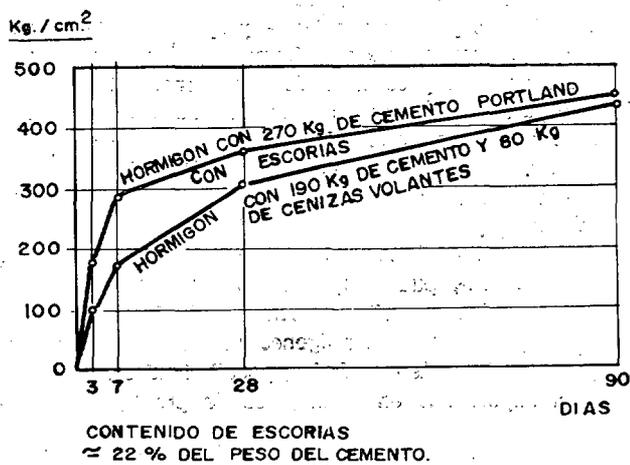


Figura 16.

La práctica de sustituir —en el hormigón de presas— un cierto porcentaje del cemento por cenizas volantes es de todos conocida. Sin embargo, creemos que se han fabricado hormigones industriales con algunas innovaciones cuyos resultados estimamos de interés.

Como es sabido, el fin principal de aquella práctica es el poder evitar la refrigeración del hormigón como consecuencia de su disminución de calor de fraguado y de retracción higroscópica. Pero además, en los 130 000 m.³ de hormigón puesto en obra con una sustitución del 30 por 100 del cemento por cenizas volantes, se han podido comprobar las siguientes ventajas, que numeramos por orden de importancia.

— Obtención —para una misma relación A/C— de un hormigón notablemente más manejable y una notoria disminución de la segregación del hormigón.

- Menor coste del conglomerante para una misma resistencia a noventa días (el precio de la tonelada de cenizas volantes en fábrica es, aproximadamente, el 30 por 100 del precio del cemento P-250).
- Aumenta la resistencia a tracción.
- Fija la cal libre.
- Da superficies más resistentes a las heladas, aumento de la impermeabilidad y a los ataques químicos y del agua fría (estas cualidades no se han comprobado en obra ni en el laboratorio).

El hormigón utilizado en obra tiene la composición que sigue:

Aridos	}	Grava gruesa	120	a 60	mm.	590	Kg.	
		Grava fina	60	a 25	mm.	560	"	
		Gravilla	25	a 5	mm.	585	"	
		Arena gruesa	5	a 1,2	mm.	180	"	
		Arena fina	1,2	a 0,074	mm.	250	"	2 165
Aglomerantes	}	Cemento portland (P-250)				190	Kg.	
		Cenizas volantes				80	"	270
Plastificante								600 g.
Agua								120 l.

La resistencia media y característica (media de los n./2 resultados más bajos) a los noventa días —en probeta cilíndrica de altura doble del diámetro— es del orden de 415 y 385 Kg./cm.², respectivamente, y su peso específico oscila entre 2,40 y 2,55 T./m.³.

Hasta que las instalaciones de dosificación de cenizas volantes se pusieron a punto se hormigonaron 50.000 metros cúbicos, dosificando con cemento —como conglomerante— únicamente. Las curvas comparadas de endurecimiento de ambos tipos de hormigones se dibujan en la figura.

Por circunstancias, que no son ahora de tratar, se pusieron en obra en las zonas de la presa de mayores espesores, hormigones con la misma dosificación anterior, pero utilizando en vez de cemento P-250 un cemento con un contenido aproximado del 20 por 100 de escorias. Esto se traduce en que el hormigón fabricado contiene por m.³, 150 Kg. de *clinker* y 120 Kg. de "material puzolánico" tal como lo define Lea. (Lo que equivale a sustituir el 44,5 por 100 del cemento por material puzolánico.)

Los resultados obtenidos —en los ensayos previos de

laboratorio— y en obra con esta mezcla fueron más altos que lo esperado. Su curva de endurecimiento, comparada con el hormigón dosificado con cemento exclusivamente (con un contenido aproximado del 20 por 100 de escorias), pueden verse en la figura 15. Queriendo confrontar estos resultados buscamos información sobre este tema, no encontrando más que un estudio que, como consecuencia de unos ensayos de laboratorio, anunciaba la posibilidad de poder aumentar la proporción del material puzolánico cuando éste está formado por una mezcla de cenizas volantes y escorias de alto horno. Esta circunstancia parece confirmada con los resultados de los 60 000 metros cúbicos de hormigón, fabricados según se acaba de decir.

"Los resultados obtenidos los consideramos, pues, de gran interés para una concepción de hormigón de presas, dirigida a disminuir el calor de fraguado —y, por tanto, la retracción—, pudiendo, como consecuencia, suprimir la refrigeración con ritmos normales de hormigonado y también para obtener hormigones notablemente más manejables y algo más económico, peculiaridades las tres de capital importancia en hormigones de presas."

Por otra parte se han realizado ensayos de laboratorio, de investigación, confeccionando hormigones con 120 Kg. de cemento (con y sin contenido de escorias) y 80 Kg. de cenizas. Con esta dosificación hemos llegado, pues, hasta hormigones con sólo 96 Kg. de *clinker* y 104 Kg. de material puzolánico, llegando a resistencias medias y características —en probeta cilíndrica y a los noventa días— del orden de 310 y 280 Kg./cm.². Actualmente se prosiguen estos ensayos de investigación, y se tratará este tema —de trascendencia para el hormigonado de presas— en un artículo específico.

Queremos terminar advirtiendo que la utilización de cenizas volantes requiere un cuidadoso, aunque fácil, control del contenido de inquemados. Los cementos con escorias presentan el más grave inconveniente de que los ensayos, para determinar el porcentaje de combinado de aquéllos, son sumamente complejos, pudiéndose sólo realizar en laboratorios muy especializados y dando sólo resultados aproximados con errores de importancia.

III. LA CONSTRUCCION DE LA OBRA

1. Las instalaciones.

El conjunto de las instalaciones puede verse en la figura 11; junto a la cantera, abierta en una formación de calizas Westfaliense, se sitúa la estación de machaqueo, clasificación y lavado de áridos.

Merece especial atención, por su satisfactorio funcionamiento, el moderno dispositivo empleado para la clasificación de arenas y eliminar los tamaños inferiores a 0,08 milímetros (las arenas utilizadas son arenas gruesas de 5 a 1,2 mm., y arenas finas de 1,2 a 0,08 mm.). Con este sistema no se ha observado nunca el exceso de eliminación de finos.

Las arenas 0-5 mm. (sucias), procedentes del molino de barras y el agua, se reciben en el hidroseparador primario (A), comienza a eliminar por flotación parte de los tamaños inferiores a 0,98 mm. además de troncos de madera, etc.

De este hidroseparador pasa a la criba, donde directamente pasan también los áridos procedentes del primario.

Seleccionados los (0-5) pasan al hidroseparador (B), donde se realiza nuevamente por flotación la eliminación de parte de los 0,08 mm.

La pulpa (agua y arena) es admitida en un ciclón, donde se le da una mayor consistencia a la mezcla, a la vez que continúa la eliminación de los finos desechados, y de aquí pasa a una caja de repartición (C) en cabeza de un tamiz vibrante, donde se produce la separación (1,2-5 y 0-1,2).

Las arenas (0-1,2) pasan al hidroseparador (D), donde las funciones de eliminación de los 0,08 mm. se completan, mientras los restantes son secados por escurrimiento en el escurridor filtrante rotativo (E), siendo el grado de recuperación de las arenas del 99 por 100.

El agua procedente del escurridor se reintegra al circuito, volviendo al hidroseparador primario (fig. 17).

Los áridos, procedentes de esta instalación, se transportan a los silos de la instalación de hormigonado. Para cada una de las arenas se dispone de dos silos; uno que va decantando y el otro de donde se toma la de consumo para el hormigonado. Esta precaución hace trabajar con arenas de un contenido de humedad no muy fluctuante. Para fijar exactamente la relación agua-aglomerante, aproximadamente cada dos horas, se mide la humedad de las arenas, mediante un controlador de humedad de carburo cálcico (tipo Speedy).

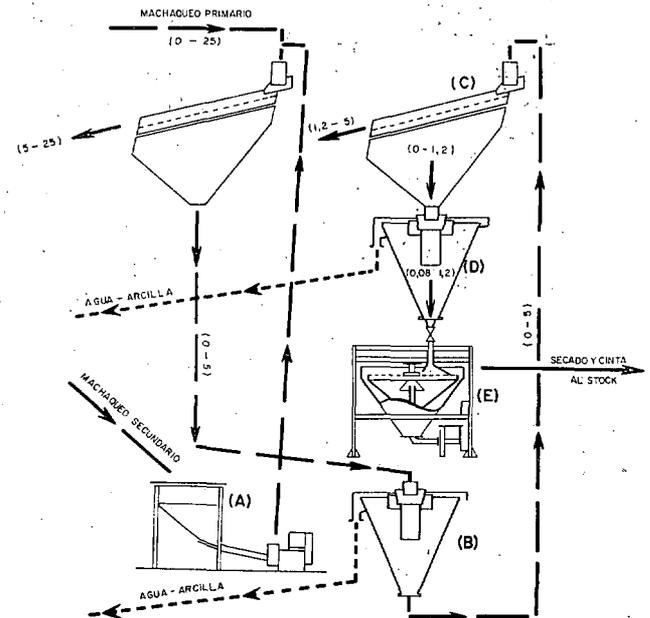


Figura 17.

La central de hormigonado ofrece la particularidad de hacerse el amasado por amasadoras en vez de por hormigoneras como es normal; las mezclas así obtenidas son más homogéneas, siendo por otra parte su rendimiento más alto que el de las hormigoneras, ya que un tiempo de amasado, comprendido entre veinticinco y treinta y cinco segundos, es suficiente. Se tenía la duda de si esta máquina funcionaría bien con un tamaño máximo de árido de 120 mm. El resultado de la experiencia ha sido plenamente satisfactorio.

El transporte del hormigón hasta el muelle de cazos se hace por silobuses. Los cazos —de 3 m.³ de capacidad— son trasladados, a su sitio de puesta en obra, por dos cables-grúa de 10 Tn. de gancho y 400 m. de luz.

El extendido del hormigón se hace por mediación de un pequeño tractor, equipado con pala de empuje, y el vibrado con otro equipo con cuatro vibradores de una frecuencia de 12 000 ppm.

Los encofrados utilizados son metálicos.



Fig. 18. — Ataguía.
(Cofferdam.)

2. La desviación del río.

Las máximas avenidas anuales y decenales del río Esla, en el sitio de ubicación de la presa, son del orden de 180 y 350 m.³/seg. Opinamos que con estos caudales, la anchura de la cerrada en la base (unos 50 m.) habría

permitido hacer la desviación del río —durante la ejecución de las obras de la presa— sin necesidad de un túnel de desviación; pero pareciendo muy probable que habría necesidad de tratar una falla en el fondo del valle, no siendo previsible la duración ni tipo de trabajo a efectuar hasta que quedase abierta la excavación, hizo que nos decidiésemos por desviar el río a través de una galería construida *ex profeso*, aunque este sistema fuese más caro que el realizarlo mediante unos muros a través del cauce.

La ataguía (fig. 18) se concibió como dos arcos con un contrafuerte central, ya que la alta relación de anchura del cauce a altura de aquélla no permitía —si no era con dispositivos especiales— el realizarlo con un solo arco. La contrataguía es recta y muy simple, prevista para verter y experimentar el empuje hidrostático por aguas arriba o aguas abajo.

3. Las excavaciones.

Las mayores dificultades han sido motivadas por lo escarpado de la margen izquierda y por el buzamiento de la estratificación que ha creado desplomes que ha sido preciso pretensar.

Asimismo, en la margen derecha se ha cosido el paquete de estratos, mediante taladros sensiblemente normales a los mismos, que los atraviesan de parte a parte, pretensándolos después (fig. 6).

El diaclasado de la roca, y principalmente el haber hecho unas voladuras algo pasadas de escala (tiros muy separados de gran longitud y diámetro y potente carga), han hecho que los taludes se presenten fracturados, habiendo sido necesario cubrirlos con malla metálica, anclado con bulones “perfos”.

El utilizar, para la destroza, voladuras más reducidas, dejando una franja de dos a uno y medio metros para quitarla con medios que no dañen la roca y la técnica —sólo ensayada— del precorte, han dado, ambos, resultados muy satisfactorios.