

PRÉSAS BÓVEDA, PROYECTADAS O EN EJECUCIÓN, DE LA CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL DUERO

Ing. C. C. P. R. LOPEZ

Ing. C. C. P. E. GIMENEZ

Desde 1965 se han proyectado cinco presas bóveda en la Confederación Hidrográfica del Duero (fig. 1.^a), estando una de ellas en ejecución. Se ha finalizado, además, recientemente una pequeña bóveda para derivar agua del Valdesamario al embalse de Villameca.

El objeto de estos embalses es el riego y la producción hidroeléctrica fundamentalmente, cumpliendo ade-

más, en ciertos casos, otros fines como: regulación del río, abastecimiento de una población, etc. La situación de estos embalses se da en la figura 1.^a.

Damos a continuación una documentación sobre las características fundamentales y peculiaridades de interés de estas obras.

9

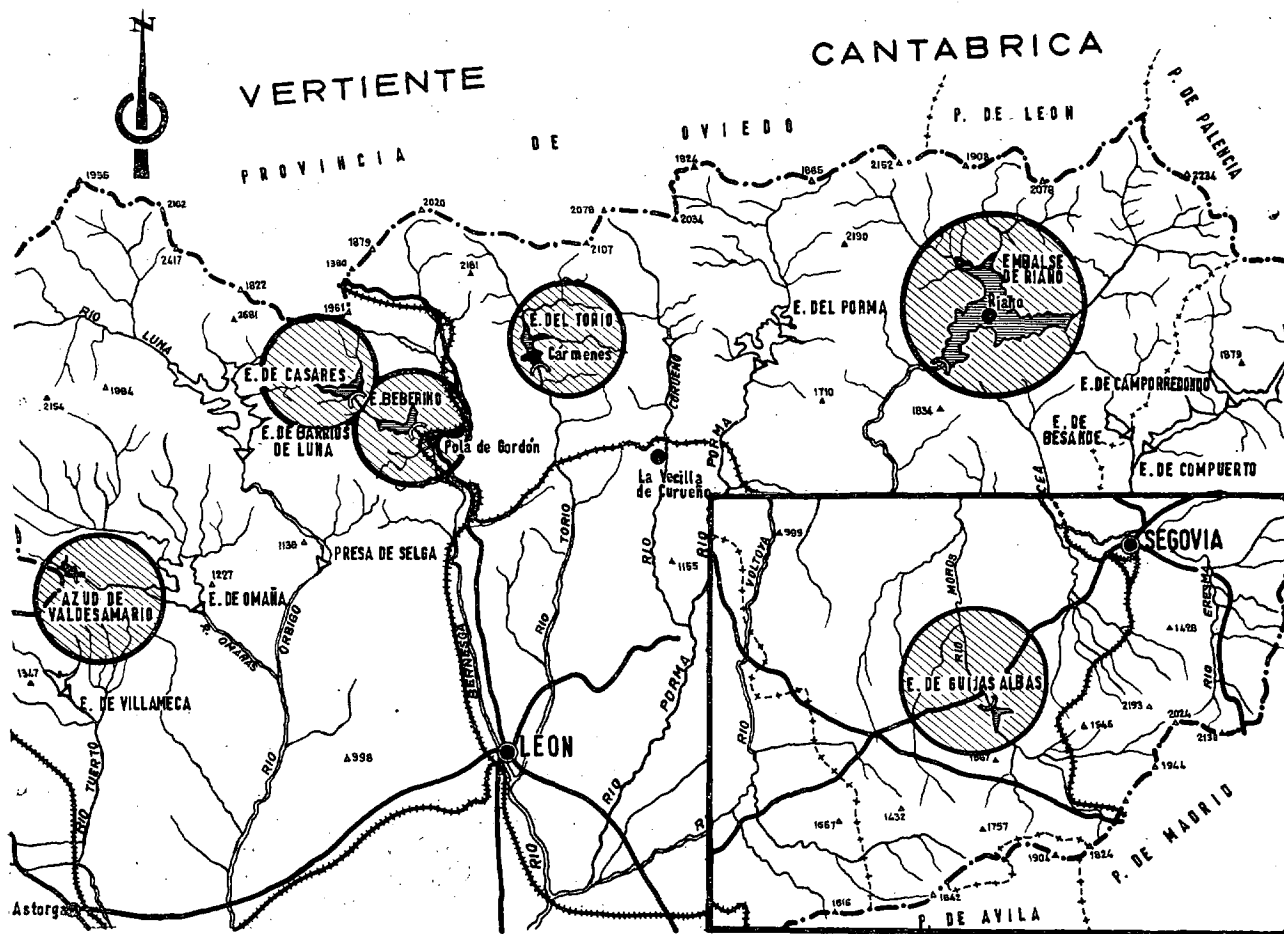


Fig. 1.^a — Situación de los embalses.
(Location of the reservoirs).

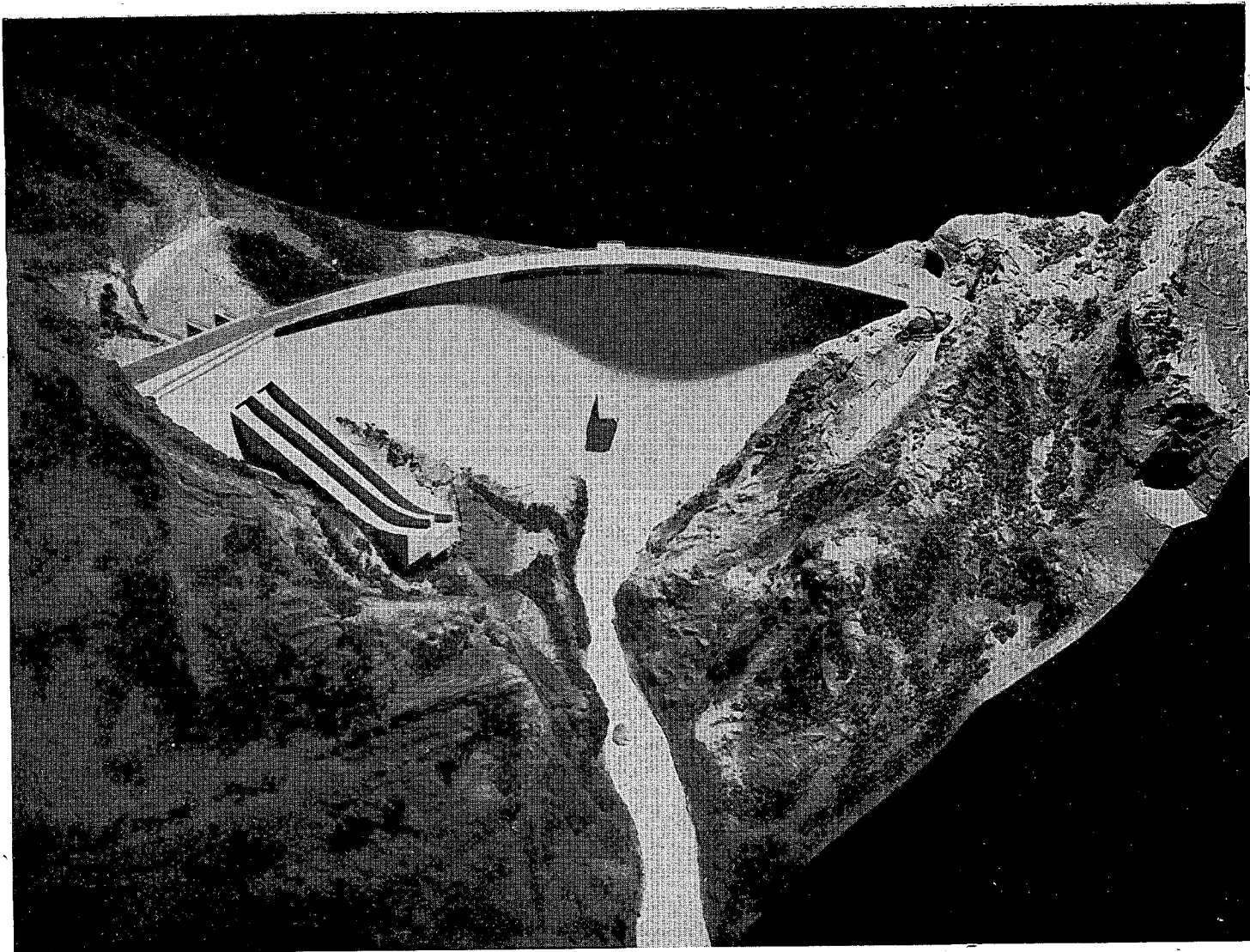


Fig. 2.^a—Vista de la maqueta de la presa desde aguas abajo.
(Model of the dam seen from downstream).

1. PRESA DE RIAÑO

1.1. Objeto del embalse.

Se trata de una presa bóveda de doble curvatura (figura 2.^a), con la que se creará un embalse de 664 Hm.³. Mediante él se regarán 80 000 Ha. y se producirán 189 GWh. anuales en su salto propio, más 100 GWh. en los saltos del bajo Duero español.

La presa está construyéndose por la asociación de empresas Coviles-Dúmez, estando prevista su terminación para principios del año 1970.

1.2. Geología y geotecnia.

Está situada la cerrada en una corrida de cuarcita ordoviense de unos 250 m. de potencia, que origina un estrechamiento importante del valle del Esla.

La intensa tectónica del borde N. de la meseta del Duero, junto a las montañas cantábricas, se pone de manifiesto en el fuerte buzamiento de los estratos y en la densa red de fracturas de la roca.

Esta última situación es también consecuencia de la gran rigidez de las formaciones cuarcíticas, constituidas por grandes estratos orientados de E. a W., y buzando al S. unos 70°.

El río Èsla corta oblicuamente a las capas que buzán hacia aguas abajo y hacia la margen izquierda.

El macizo rocoso se presenta fisurado por una red tridimensional, cuyas direcciones se han estudiado con detalle.

Las fracturas principales, en las cuales el deslizamien-

tante. En ellas, por medio de gatos y siguiendo el método de Talobre modificado, se ha efectuado una extensa serie de ensayos mecánicos para medir el coeficiente medio de deformabilidad de la roca, su ángulo de rozamiento interno, cohesión y resistencia a la rotura.

Los gatos empleados eran de placa circular rígida,

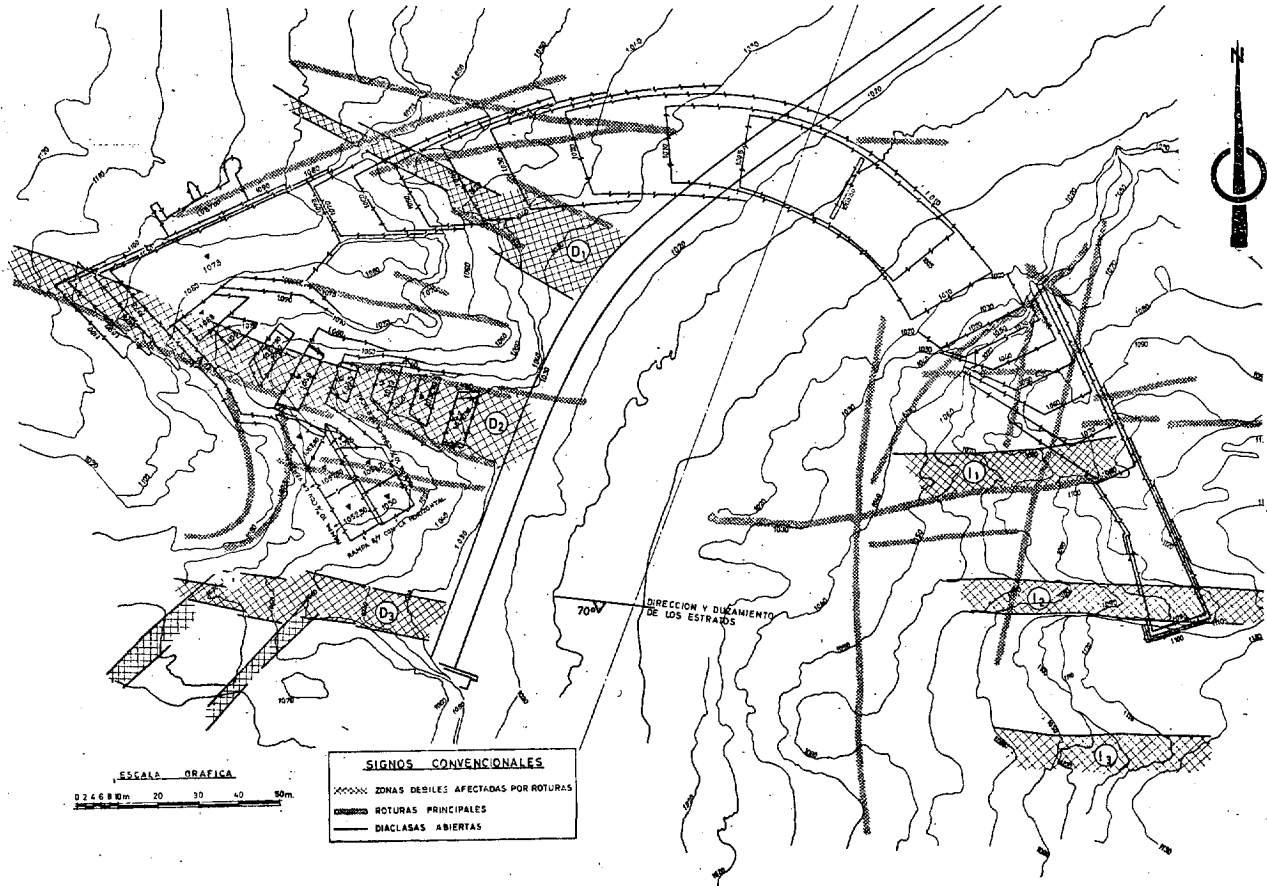


Fig. 3.^a — Plano geotécnico y de excavaciones de la presa.
(Geotechnic and dam excavations drawing).

to interno ha llegado a producir zonas débiles trituradas, se encuentran principalmente orientadas a través del río; son sensiblemente formacionales y se corresponden con alternancias de estratos que han favorecido su fracturación. Se presentan tres bandas de este tipo, indicadas con la letra D o I en cada margen (derecha o izquierda).

Otras fracturas se cortan a unos 80° en planta con las principales, y presentan un fuerte buzamiento al W. Las principales se indican en la figura 3.^a.

Para la prospección de las laderas se han perforado tres galerías en cada una, en sitios coincidentes con zonas más fracturadas o con un accidente aislado impor-

de 0,30 m. de diámetro. Estos estudios se han completado con procedimientos geofísicos, habiendo sido realizados todos ellos por el Laboratorio de Reología y Geotecnia del Centro de Estudios Hidrográficos, dirigido por el señor Fernández Bollo.

Los resultados principales obtenidos han sido:

— Dependiendo de su localización, existe en el área de cimentación de la presa, una profundidad que oscila de 2 a 10 m. de roca fuertemente decomprimida. Esta decompresión va aminorándose gradualmente hasta desaparecer a una profundidad de 15 a 20 m. (la cimentación de la presa la llevamos hasta esta última zona).

— El ángulo medio de rozamiento interno oscila entre 40 y 50°. (Se ha tomado en los cálculos un coeficiente de seguridad de 1,5.)

— La cohesión es de 5,4 Kg./cm.². (Se ha adoptado un coeficiente de seguridad de 5.)

— De los ensayos efectuados, se ha deducido, aplicando métodos de cálculo que incluyen un elevado coeficiente propio de seguridad, por corresponder a ensayos de zonas más decomprimidas y de menores dimensiones que la futura fundación, una capacidad de carga de 60 Kg./cm.² para una fundación de 20 m. de anchura a 15 m. de profundidad.

— En cuanto al coeficiente de deformabilidad del cemento, se han supuesto dos esquemas prácticos:

— Primera puesta en carga:

0,3 el del hormigón en las laderas y 0,6 en el fondo.

— Funcionamiento normal, después de cerradas las diaclasas por efecto de las primeras cargas o inyecciones:

Coeficiente de deformabilidad $\left\{ \begin{array}{l} \text{Laderas} = 0,5 \text{ el del hormigón.} \\ \text{Fondo} = 1 \text{ el del hormigón.} \end{array} \right.$

1.3. Descripción de la presa.

Primeramente se proyectó una presa con arcos de círculos de tres centros, con zócalo simétrico. En estos

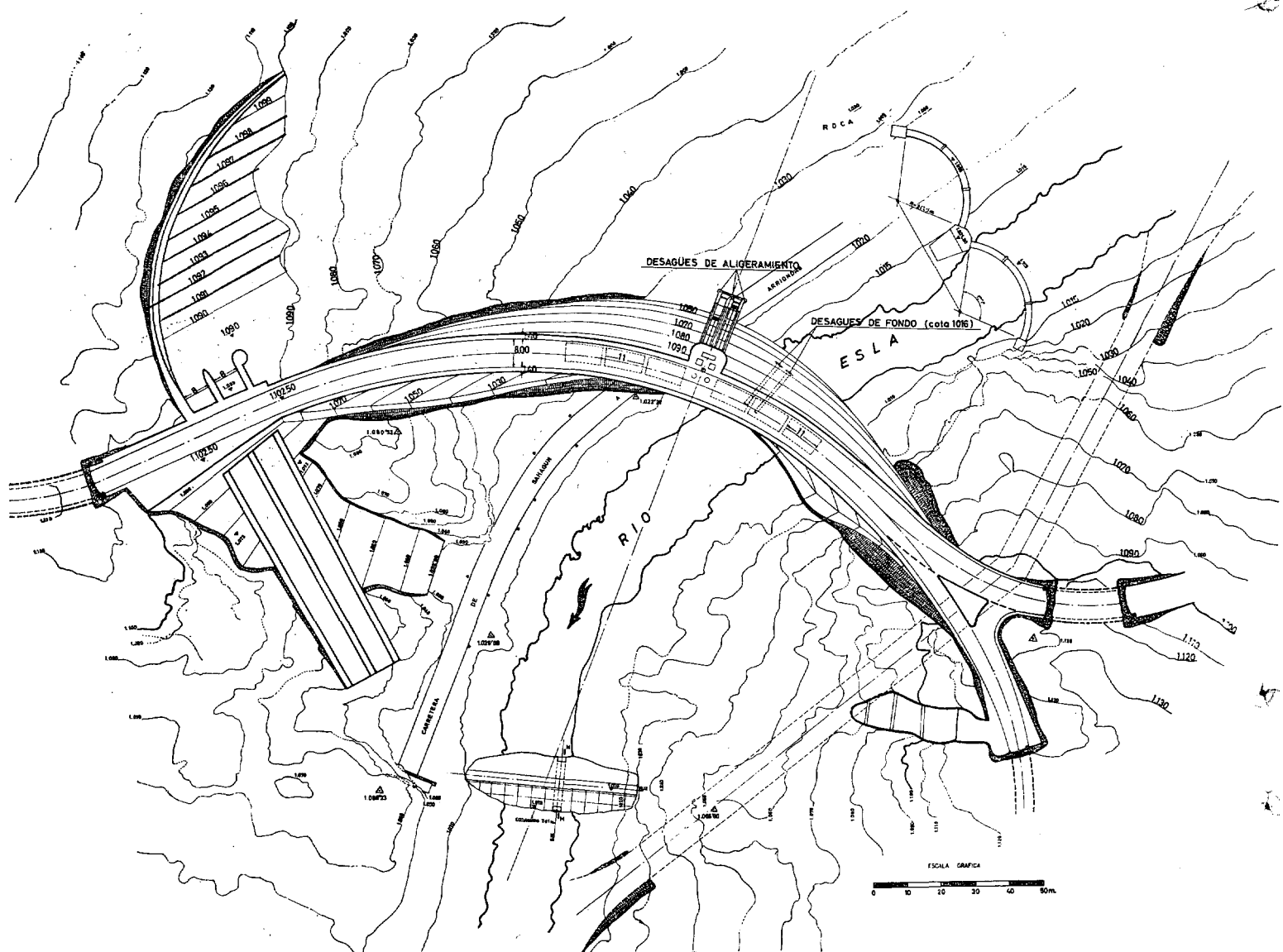


Fig. 4.^a — Planta general.

(General plan).

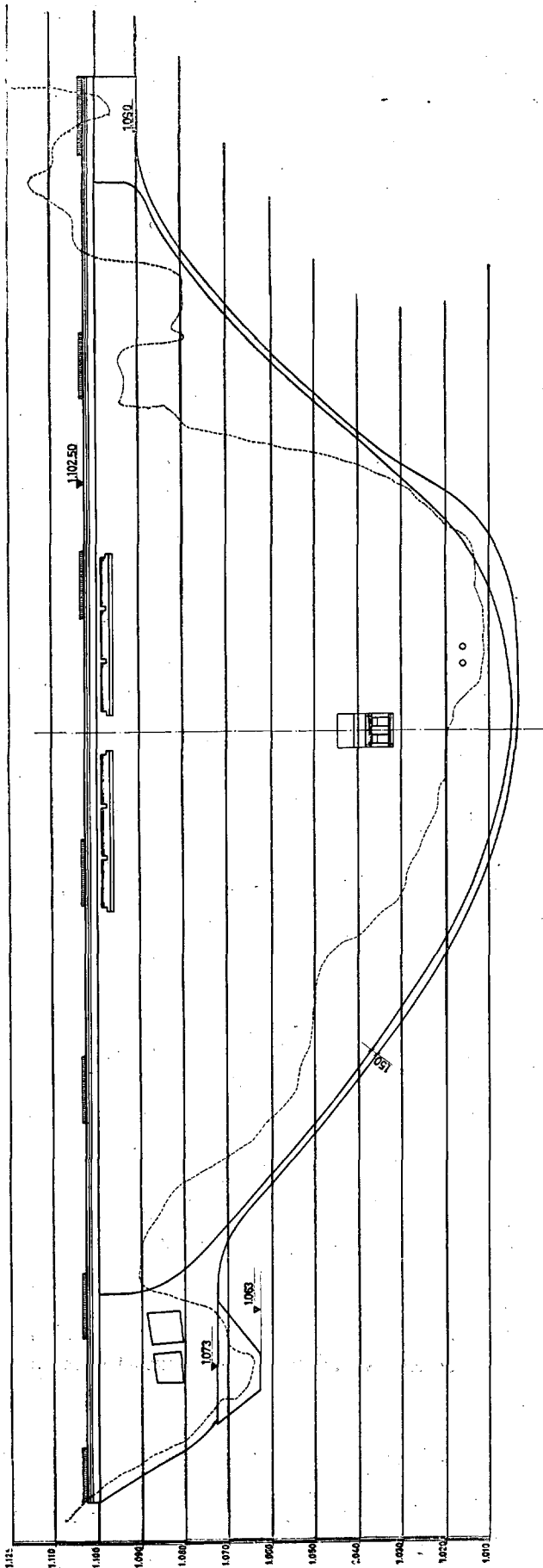


Fig. 5.ª — Desarrollo de la proyección del alzado aguas abajo sobre la superficie de referencia. (Downstream elevation developed on the reference plane).

estudios fuimos asesorados por el ingeniero consultor Joaquín Laginha Serafim.

Después, considerada la fuerte asimetría de la cerrada que dejábamos artificialmente simétrica, mediante excavaciones y hormigones suplementarios en el zócalo, se decidió el ir a una estructura que se adaptase naturalmente a la topografía de la cerrada geológica (fig. 4.ª).

Desde el primer tanteo, se vio que no era preciso el ir a una definición geométrica asimétrica, bastando con prolongar las alas de una presa con definición geométrica simétrica tal, que permitiese incidir satisfactoriamente en el terreno, a lo largo de su perímetro de contacto, suprimiendo solamente las partes de roca decomprimida (figura 5.ª).

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 moderada relación cuerda-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:

$$\rho = \rho_0 (Z) e^{\text{ctg } 55^\circ}$$

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

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

La ménsula central (fig. 6.ª) 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 eficazmente 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 del 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.

En la margen derecha existe, aguas abajo y sensiblemente paralela a la franja de cimentación de la presa, una pronunciada vaguada. Por otra parte, en esta misma margen, desde la cota 1073, aproximadamente, hasta coronación (102,50), al faltar el terreno para apoyo de los arcos, es necesario llevar su cimentación hasta la margen derecha de esta vaguada atravesando la misma. El diaclasado de la roca donde apoyarán estos arcos y la no excesiva masa de la misma, aconsejan hacer este apo-

yo sobre la mayor superficie posible, de forma que las presiones sean pequeñas, e interesar la mayor masa posible de roca.

Por estas razones, aparece como solución sumamente conveniente, el proyectar en esta margen un estribo de gravedad que además, con su propio peso, colaborará

y aumenta su superficie de acción. De esta forma queda en todos los arcos un ángulo de resguardo no inferior a los 45°. Recordemos, además, que la orientación y buzamiento de la estratificación es favorable, y que no existe ningún sistema de diaclasas marcado, con una orientación desfavorable.

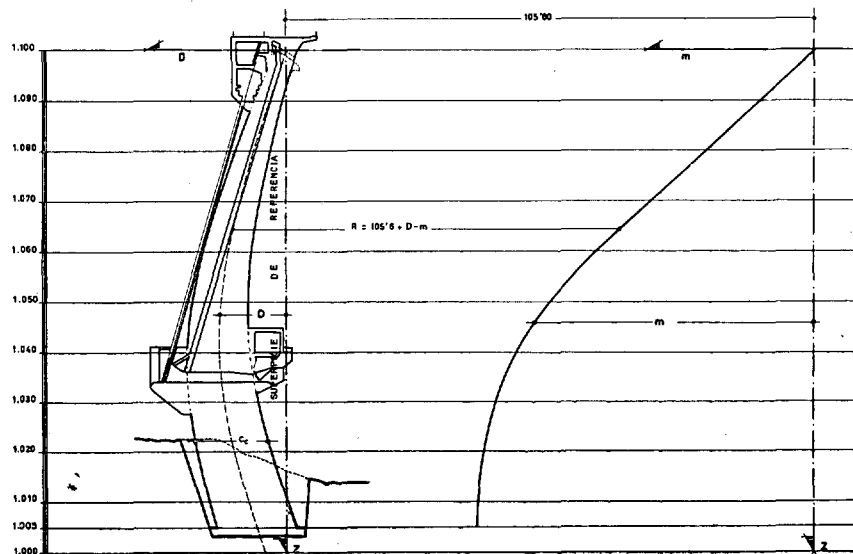


Fig. 6.^a—Sección en clave.
(Section at the vertex).

decididamente a obtener un alto grado de seguridad al deslizamiento.

Otras características de la presa son las que siguen:

Altura	98 m.
Desarrollo total en coronación (con estribos)	332 m.
Cuerda en coronación (sin estribos).	226 m.
Espesores en clave	{ máx. 16 m.
	{ mín. 4,20
Sobreespesores e arranques	{ máx. 52 %
	{ medio 33 %
Angulos en el centro	{ Coronación 85°
	{ Máximo 95°
	{ Cota 1 015 70°

Por debajo de la cota 1 073, aunque los cálculos efectuados indicaban que la ladera no podía deslizar, se ha preferido llegar a una seguridad absoluta arriostando esta vaguada con contrafuertes de 5 m. de espesor, distanciados 5 m., con una cabeza que une unos con otros,

El refuerzo así proyectado permitirá, por los espacios que quedan libres entre los contrafuertes, efectuar un eficaz drenaje de toda la roca situada aguas abajo de la cimentación. A este efecto, todos los contrafuertes están atravesados por una galería que permite la inspección y control de filtraciones y subpresiones (ver fig. 7.^a).

En la margen izquierda, también se ha llevado, mediante un pequeño estribo, el apoyo de los arcos superiores, hasta la roca compacta, atravesando aquél un accidente; y se ha rellenado, además, una pequeña vaguada.

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.

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

2. 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.

PERFIL A.-A

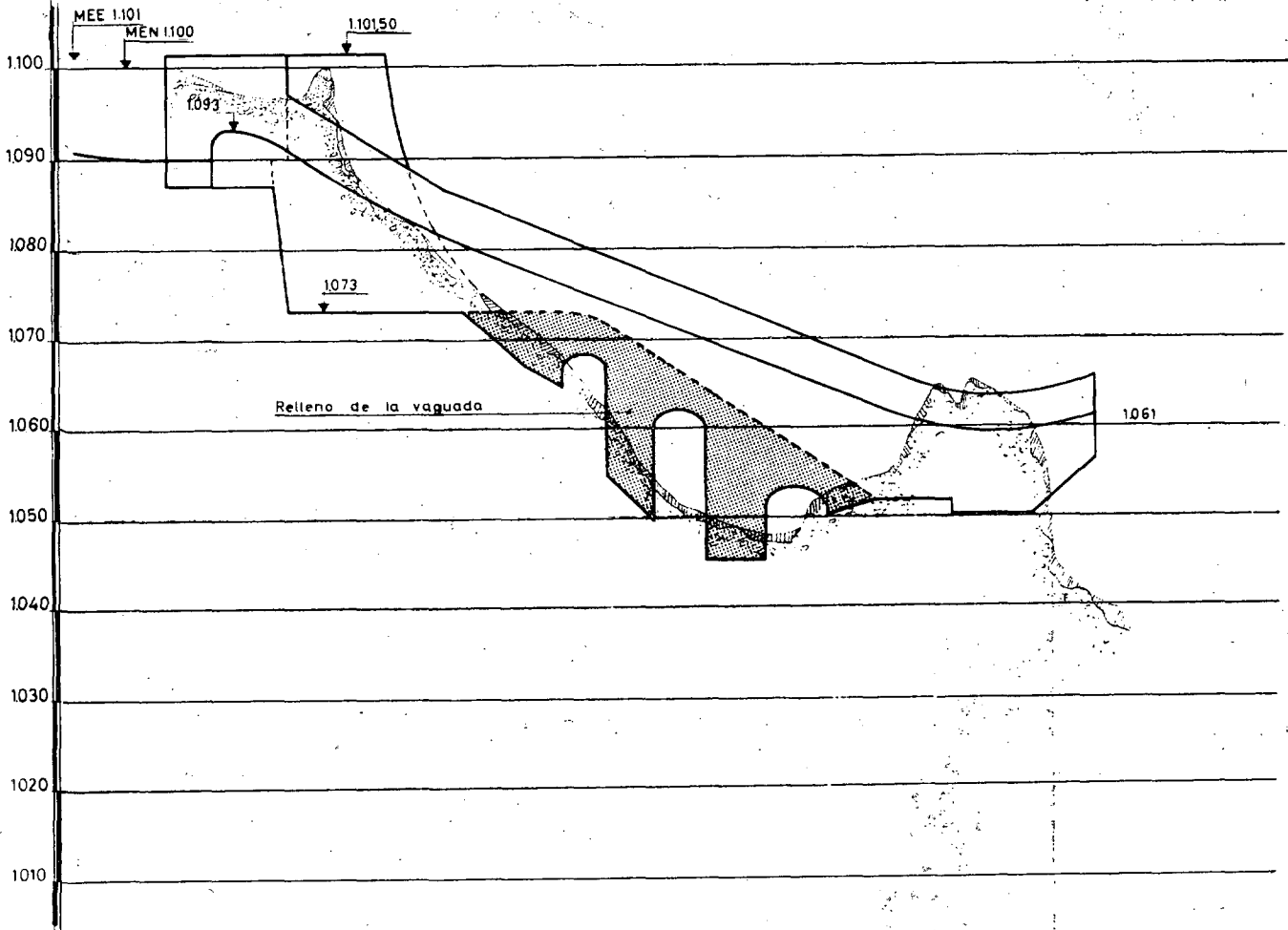


Fig. 7.^a — Arriostamiento de las laderas de la vaguada de la margen izquierda.
(Bracings of the left margin's banks).

localizados, mediante válvulas, como es práctica común (figura 8.^a).

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

1. 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.

3. 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 en 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, distanciando 0,50 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 (ver fig. 8.^a).

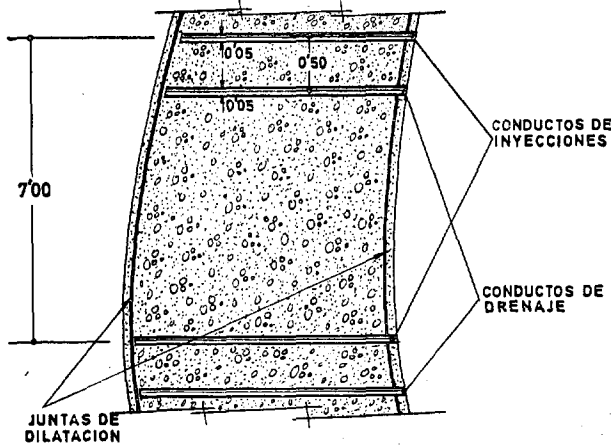


Fig. 8.^a — Sistema de juntas. (Jointing methods).

1.4. Aliviaderos y desagües.

1.4.1. 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 del 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.

El aliviadero principal así proyectado, en la margen derecha está formado por dos compuertas sector de 8 metros de ancho por 7 m. de altura, seguidas de sendos canales a distinto nivel, para adaptarse más al terreno y conseguir una mayor disipación de energía.

Este aliviadero está suplementado por otro central de labio fijo, con el umbral a la cota 1 100,30 y un desarrollo neto de 60 metros.

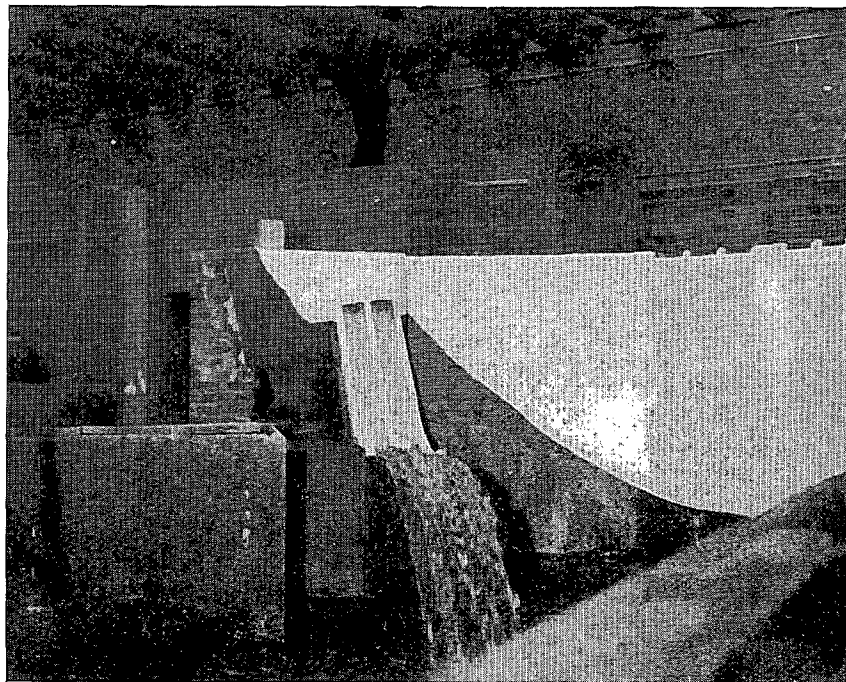


Fig. 9.^a—Ensayo hidráulico en modelo reducido vertiendo ambos aliviaderos para la máxima avenida prevista.

(Hydraulic test on a scale model with both spillways discharging the maximum flood flow envisaged).

Para amortiguar el efecto de la caída de la lámina de 1,35 m. de espesor máximo, dada la compacidad y dureza de las cuarcitas del fondo, se ha previsto sólo la posibilidad de establecer un colchón de agua, creado mediante un azud.

El funcionamiento de los aliviaderos y órganos de desagüe se está terminando de ensayar en el Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos (fig. 9.^a).

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.

1.4.3. 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

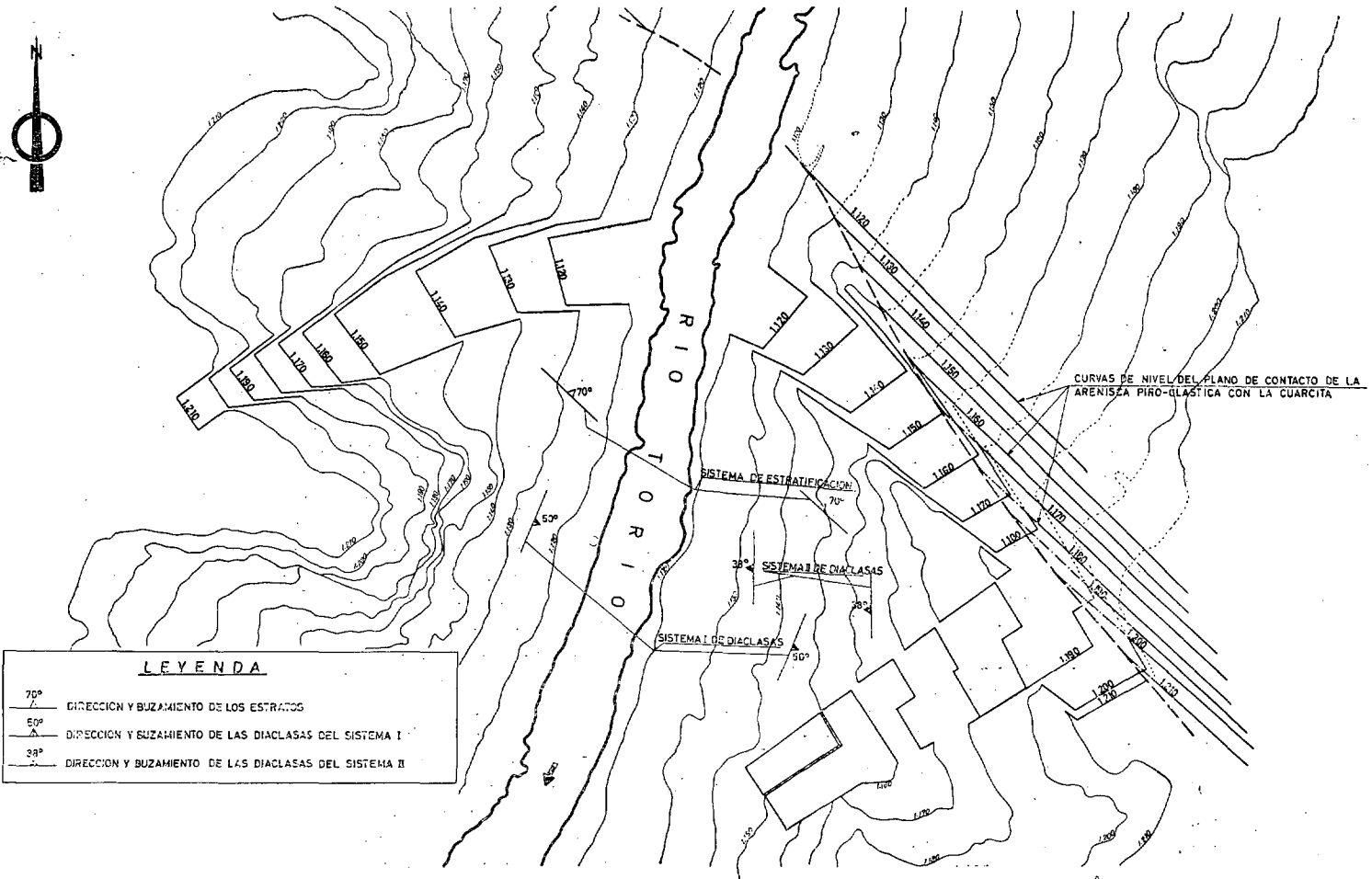


Fig. 10.—Plano geotécnico y de excavación de la presa (Geotechnic and dam excavations drawing).

1.4.2. 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.

— Dos desagües de fondo de 1 m. de diámetro, con

ambas, se supone el embalse lleno, cuando comienza la onda de avenida con un caudal de 200 m.³/segundo.

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

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

Con ambas hipótesis se llega a una sobreelevación de unos 1,60 m. que, a pesar de ser importante, se ha admitido, porque, frente al inconveniente de tener que pro-

yectar 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.

(El torpe manejo de una compuerta del aliviadero principal, provoca, a embalse lleno, una riada de 300 m.³/seg., siendo la máxima registrada de 500 m.³/segundo.)

En relación con la evacuación de la máxima avenida, digamos, finalmente, que la máxima crecida de los últimos ciento treinta años (con una punta de unos 500 metros cúbicos por segundo) se podría haber desaguado con todas las compuertas (del aliviadero y desagües) cerradas, vertiendo la avenida por el aliviadero central y por encima de las compuertas del aliviadero lateral, sin sobrepasar el agua la cota de la carretera de coronación (2,40 metros de sobreelevación de la lámina vertiente por encima del máximo embalse normal).

2. PRESA DEL TORIO

2.1. Objeto del embalse.

El embalse del Torio es la pieza fundamental del sistema Torio-Bernesga, mediante el cual se aprovecharán y regularán las aportaciones de los ríos de este nombre.

Con las aguas reguladas por él, se regarán 30 000 hectáreas y se producirán 78 GWh. de media anual en el salto creado por la presa, aprovechándose, además, las escorrentías de los ríos en los 360 m. de altura de salto, que integran los establecidos por Iberduero en el Duero español.

Finalmente, este embalse servirá para suplementar al abastecimiento de agua a León, y regulará el río de este nombre que circunda esta ciudad.

En el proyecto de esta presa y de las dos que siguen (Casares y Beberino), los cálculos tensionales de las estructuras han sido hechos por medio de un programa confeccionado por el gabinete técnico Coyne Bellier (COB). También se ha recibido asesoramiento geológico de los especialistas de esta organización.

2.2. El problema planteado por la cimentación de la presa.

La concepción y ubicación de esta presa ha planteado un problema interesante, motivado por la estructura, topografía y características petrográficas de su terreno de fundación.

2.2.1. Está formada la cerrada por el estrechamiento que, a la salida del valle de Cármes (excavado en pizarras y esquistos carboníferos) forman unos paquetes de cuarcitas y areniscas ordovicenses.

El río — que corre sensiblemente de N. a S. — corta oblicuamente estos estratos (ver fig. 10), que tienen una orientación N. 120° al E. y buzan de 65 a 70° hacia aguas arriba.

La garganta está formada por dos tipos de roca, que son, yendo de aguas arriba hacia aguas abajo:

— *Areniscas piroclásticas*, en las que se encuentran pequeños cristales o fragmentos de material eruptivo caídos en la arenisca, como proyección o aportes detríticos ocurridos durante la sedimentación. Existen en estas zonas todas las gradaciones, desde la arenisca simplemente silícea, a la que contiene cada vez más productos volcánicos hasta llegar a ser verdaderas cineritas (cenizas consolidadas) de basalto, hoy alterado, pero en su tiempo, compacto.

— *Formaciones de cuarcita*, en las que las fuertes compresiones han hecho aparecer un intenso diaclasado con dos orientaciones dominantes, perpendiculares entre sí, y perpendiculares, a su vez, a los planos de estratificación.

El sistema I (con orientación 180° y buzamiento 40° W), juntamente con la estratificación, ha condicionado la topografía de la margen izquierda, que tiene un talud con suave pendiente, siguiendo los planos de diaclasado de este sistema.

En la margen derecha, el sistema II ha producido desprendimientos según sus planos de diaclasado subverticales.

Este contraste indica que las condiciones de estabilidad de las dos márgenes, no son las mismas, y que las diaclasas juegan un papel importante en la dislocación de estos macizos de cuarcitas.

2.2.2. En un principio, huyendo de que en la margen izquierda las curvas de nivel de las cuarcitas son divergentes hacia aguas abajo, se adelantó la situación de la presa (ver fig. 11), con lo cual, y debido a la oblicuidad de la estratificación, la margen derecha y fondo de la presa se apoyaba sobre los estratos de cuarcitas, y la margen izquierda sobre las areniscas piroclásticas. Para investigar las características de la cimentación, se abrieron tres galerías en cada margen, con una longitud total de 314 m. Las de la margen izquierda mostraron una roca, que a los pocos metros aparecía masiva, compacta y dura, no acusándose casi los planos de estratificación y no existiendo prácticamente diaclasas.

Debido a la acumulación de trabajo que recaía entonces sobre el Laboratorio de Reología y Geotecnia del C.E.H. (ya mencionado), encargado de efectuar el estudio geotécnico de la cerrada, medió casi un año entre la finalización de las galerías y el comienzo de los ensayos con gato. En este intervalo, se pudo apreciar una tendencia a meteriorizarse uno de los tipos de areniscas piroclásticas: las de color rojo, que contenían elevada proporción de cineritas. Pasado un invierno, se vio que estos escombros rojizos, cuya roca fue durísima de perforar, se deshacían en la mano al quererlos recoger. Consultado el caso con los técnicos del Laboratorio de Reología y de COB, se programó una extensa serie de ensayos para determinar la posibilidad de destrucción de la estructura de las cineritas en contacto con agua a presión.

Reconsiderando este programa de ensayos, que comprendía varias fases, con alguna de ellas sumamente compleja, costosa y de larga duración, dedujimos que con

ella podíamos llegar a dictaminar la prohibición de cimentar en la zona piroclástica, pero nunca a su aceptación sin dudas, y esto principalmente, porque los resultados obtenidos había que extrapolarlos a una duración secular. Por otra parte, entre tanto, se prolongó en varios ramales la galería inferior, donde se concentraban más las areniscas con cineritas, viendo que esta zona se extendía más y más, sin posibilidad, por tanto, de sustituirla por hormigón.

2.2.3. Estando así las cosas, optamos por intentar diseñar una bóveda cimentada únicamente en las cuarcitas. Este intento se presentaba considerablemente dificultoso por dos circunstancias ya señaladas:

- La divergencia — hacia aguas abajo — de las curvas de nivel en la margen izquierda.
- El sistema I de diaclasas que, con sus planos subhorizontales, favorece el deslizamiento de los bloques

paralelepípedos) determinados por los dos sistemas de diaclasas y los planos de estratificación.

Para enfrentarse con estos inconvenientes, se tomaron las siguientes medidas:

- Diseñar una bóveda muy tendida, con ángulos centrales muy pequeños, acercándola todo lo posible a la zona de las areniscas, pero evitándolas; y orientada de forma a buscar la incidencia más favorable posible en la margen izquierda, compatible con la seguridad de la fundación en la parte superior de la margen derecha.

El contacto entre las areniscas piroclásticas y las cuarcitas (ver fig. 10) pudo dibujarse con toda exactitud mediante los contactos detectados en las galerías de prospección, y el buzamiento de los estratos, medido en el exterior.

- El aliviadero ($Q_{m\acute{o}x} = 270 \text{ m}^3/\text{seg.}$) proyectado en un principio vertedero de labio fijo, se concibió después lateral, de forma que arriostrase la zona más decompri-

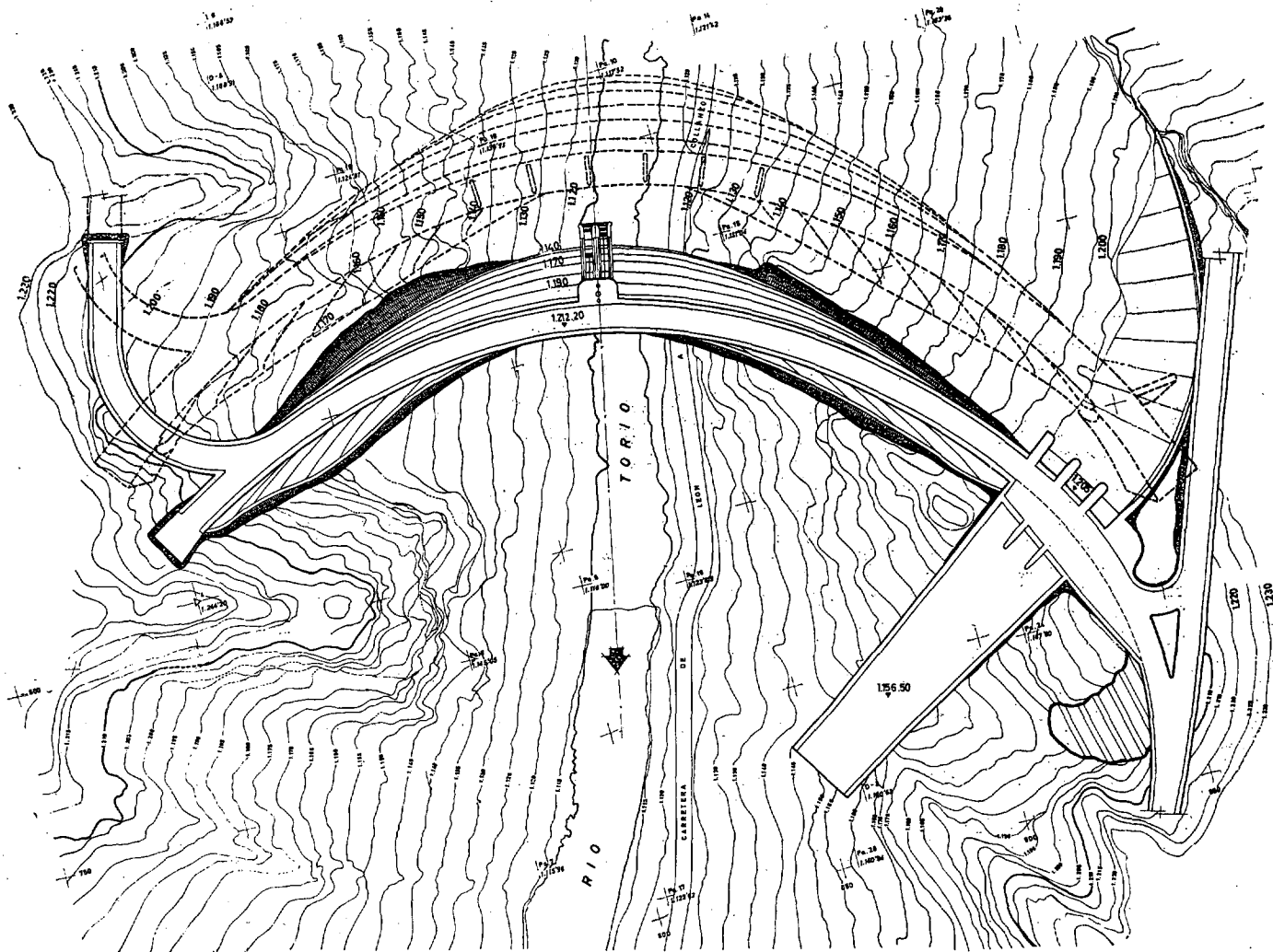


Fig. II. — Planta general con situación de la ubicación primitiva.
(General plan with the location of the old site)

mida, y actuase, además, como un enorme contrafuerte conteniendo los posibles deslizamientos de los bloques ya descritos.

— Finalmente, se previó la posibilidad de pretensar el aliviadero contra el terreno, así como los estratos de cuarcitas situados aguas abajo de la cimentación de la presa, y esto, normalmente al plano I de diaclasas, por medio de cables de 1 000 Tn. cada uno.

2.3. Características más notables.

La presa es de definición geométrica simétrica y zócalo irregular adaptándose al terreno. Las fibras medias de los arcos son espirales logarítmicas. Los desagües de aligeramiento cumplen también las funciones de desagüe de fondo y son similares a los de la presa de Riaño (fig. 12).

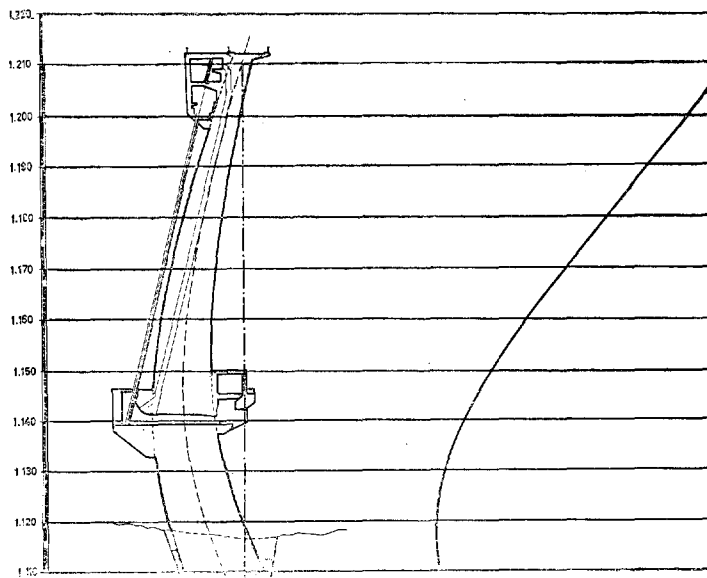


Fig. 12. — Sección en clave.
(Section at the vertex)

Los cálculos efectuados dan como superflua esta última medida, y así era de esperar, considerando que, con la profundidad dada a la cimentación, los arcos tienen un ángulo de resguardo superior a los 45° (ver fig. 10) y que además la función del aliviadero como contrafuerte y arriostamiento de la ladera es muy apreciable. Estos resultados van a ser comprobados por ensayo mecánico en modelo reducido, reproduciendo la estratificación y sistemas de diaclasas de las laderas, habiéndose previsto la posibilidad de pretensar el triángulo de terreno comprendido entre la cimentación de la presa, el aliviadero y la curva de nivel 1 050, y especialmente los estratos de cuarcita situados inmediatamente aguas abajo de la cimentación.

Desde la cota 1 108,50 de la fundación, hasta la coronación (1 212,30), la estabilidad de la margen izquierda ha sido asegurada mediante el estribo que sirve de embocadura al aliviadero, y el relleno de una vaguada situada aguas abajo (fig. 11) no sólo para transmitir el empuje de los arcos de esta zona, en el supuesto de que ellos resistan todo el empuje hidrostático, sino también pensando en la eventualidad de que el fallo en la parte intermedia de la cimentación de la ladera izquierda hiciese cargarse considerablemente los arcos de esta zona superior.

Otros datos de interés son:

Altura	104 m.
Desarrollo total en coronación (con estribos)	302 m.
Cuerda en coronación (sin estribos)	220 m.
Espesores en clave {	
máx.	15,25
mín.	4,50
Ecuación de la fibra media de los arcos	$\rho = R_0 (Z) e^{h \cotg. 55^\circ}$
Sobreespesores en arranques {	
máx.	52 %
medio	25 %
Angulos en el centro {	
Coronación	86° 36'
Máximo	97° 30'
Cota 1 025	51°
Aliviadero lateral de superficie con tres vanos de 6,50 x 5 m. ² (Q _{máx.} avenida = 570 m. ³ /s.).	
Dos desagües (a la cota 1 140) de ϕ 2 m. Q _{máx.} 200 m. ³ /s.	
Volumen total de hormigón de la obra	220 000 m. ³

3. EMBALSE DE CASARES DE ARBAS

3.1. Objeto del embalse.

Este pequeño embalse, de 48 Hm.³ de capacidad, cumple los siguientes fines:

- Riego de 4 500 hectáreas.
- Refrigeración de una central térmica de 250 000 kWh.
- Producción hidroeléctrica: 6 GWh/año medio.

riable, no presenta ningún problema que merezca mención. Sus características más salientes son (ver figs. 13 y 14):

Altura	51 m.
Desarrollo total en coronación (con estribos)	159,50 m.
Cuerda en coronación (sin estribos)	121,50 m.

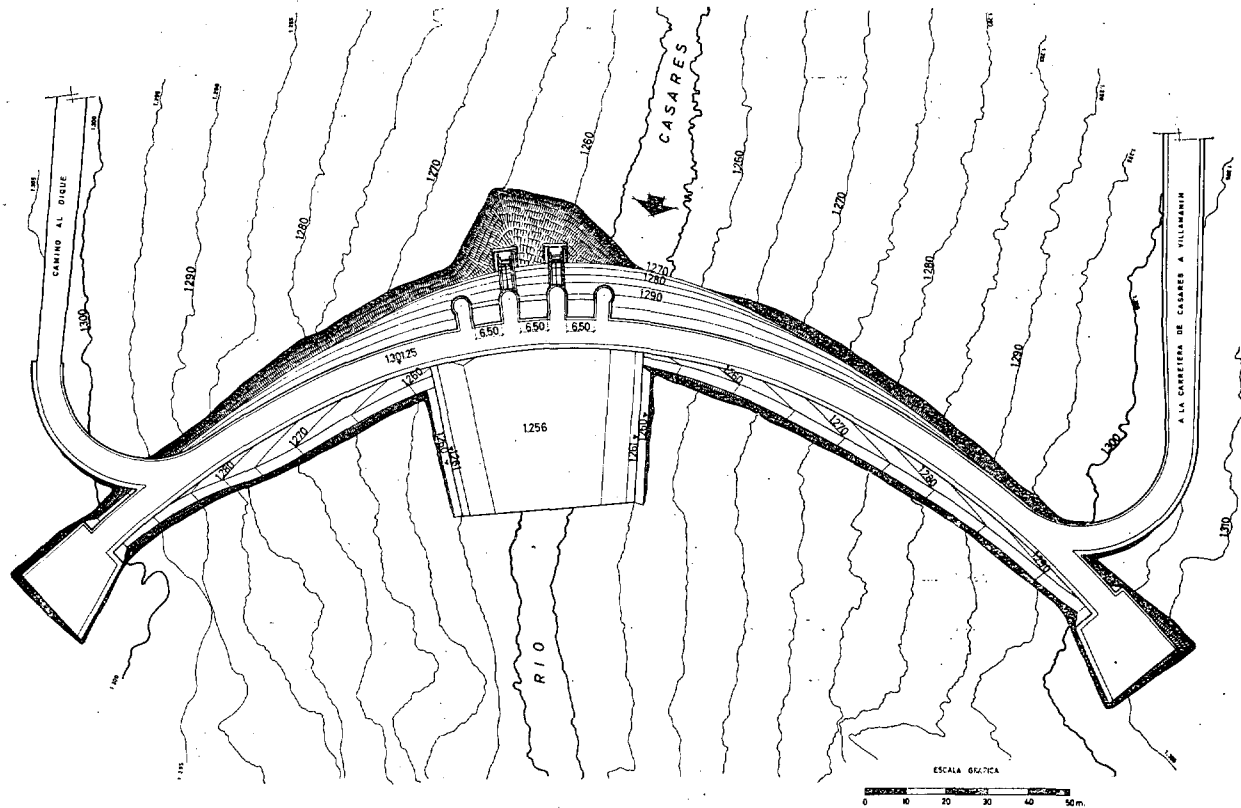


Fig. 13.— Pianta general.
(General plan).

- Regulación del Bernesga que surca el barrio más residencial de León (el río Casares, cuya cabecera regulará este embalse, es el afluente principal por la derecha del Bernesga).

El cierre se hace mediante una presa bóveda y un dique de bóvedas múltiples, cuyas características se escriben a continuación:

3.2. La presa.

Cierra ésta una garganta tallada normalmente a la orientación de unos estratos de caliza cámbrica muy compacta, que buzan 40° hacia aguas abajo.

La presa, de tipo bóveda con arcos de curvatura va-

Espesores en clave	$\left\{ \begin{array}{l} \text{máx.} \dots\dots\dots \\ \text{mín.} \dots\dots\dots \end{array} \right.$	6,80 m.
		1,90 m.

Ecuación de la fibra media de los arcos

$$\rho = R_0 (Z) e^{\theta \cotg 55^\circ}$$

Sobreespesores en arranque	$\left\{ \begin{array}{l} \text{máx.} \dots\dots\dots \\ \text{medio} \dots\dots\dots \end{array} \right.$	36 %
		20 %

Angulos en el centro)	$\left\{ \begin{array}{l} \text{Coronación.} \\ \text{Máximo} \\ \text{Cota 1 257.} \end{array} \right.$	93°
		97°
		70°

Aliviadero de superficie: tres compuertas de sector de $3,50 \times 2,50$ m. ($Q_{\text{máx.}}$ avenida; $200 \text{ m}^3/\text{s}$.) y un cuenco amortiguador.

Desagües: dos gemelos de $\phi 1$ m. con cierre con puerta deslizante aguas arriba y válvula de aguja aguas abajo

$$Q_{\text{máx.}} = 30 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Volumen total de hormigón de la obra (presa y cuenco) $22\ 000 \text{ m}^3$

Investigar su idoneidad para soportar un cierre con bóvedas múltiples, que por:

- mayor estabilidad que la de gravedad,
- su poco volumen,
- anchura de la cerrada,
- posibilidad de efectuar una profunda cimentación sin gravar excesivamente la obra,
- mayor facilidad de hormigonar la cimentación teniendo la excavación un tiempo mínimo expuesta al aire,
- evitación de subpresiones,

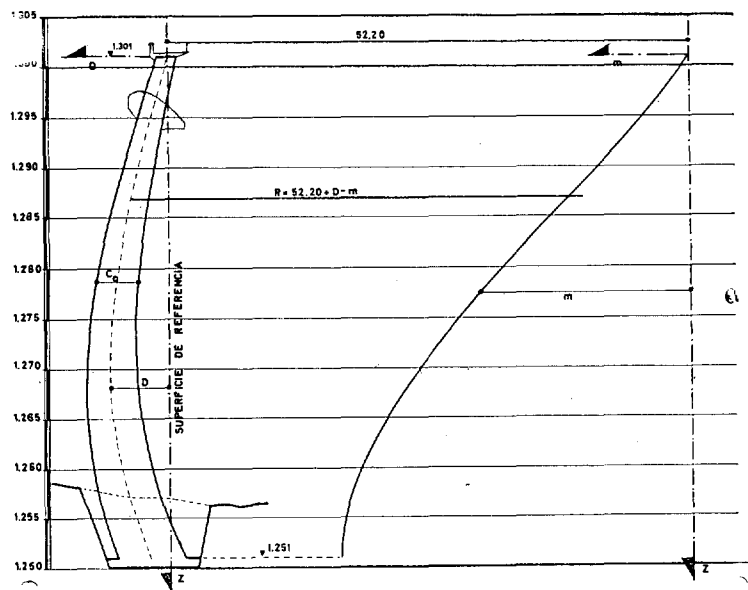


Fig. 14. — Perfil central de definición.
(Central definition profile).

3.3. El dique.

Esta obra, de $19,50$ m. de altura máxima sobre el terreno, cierra un collado, abierto en esquistos carboníferos considerablemente tectonizados por los empujes hercínicos y por la intrusión de la masa caliza de la cerrada principal, que en contacto con los agentes atmosféricos (agua y cambios de temperatura, principalmente) se desmenuza en fragmentos angulosos.

Debido a esta característica del terreno de cimentación, se pensó, en un principio, el efectuar el cierre con una presa de escollera, impermeabilizando el paramento de aguas arriba con una pantalla de material asfáltico o losas de hormigón.

Después, la comparación económica de esta solución con otras de hormigón, apropiadas a las características de la cerrada, y la complejidad que suponía en una obra de pequeña magnitud la introducción de una presa flexible, con maquinaria especial para su construcción, nos hizo adentrarnos en el estudio de la cimentación para

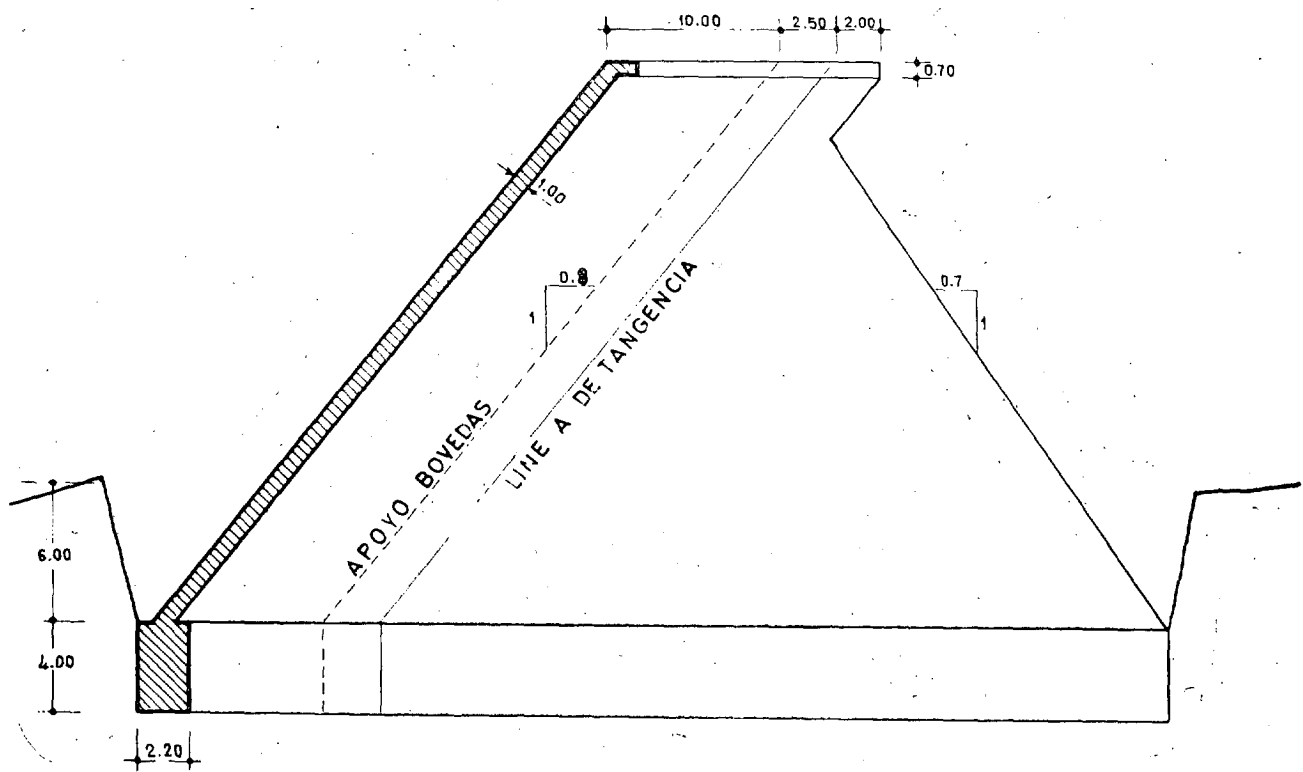
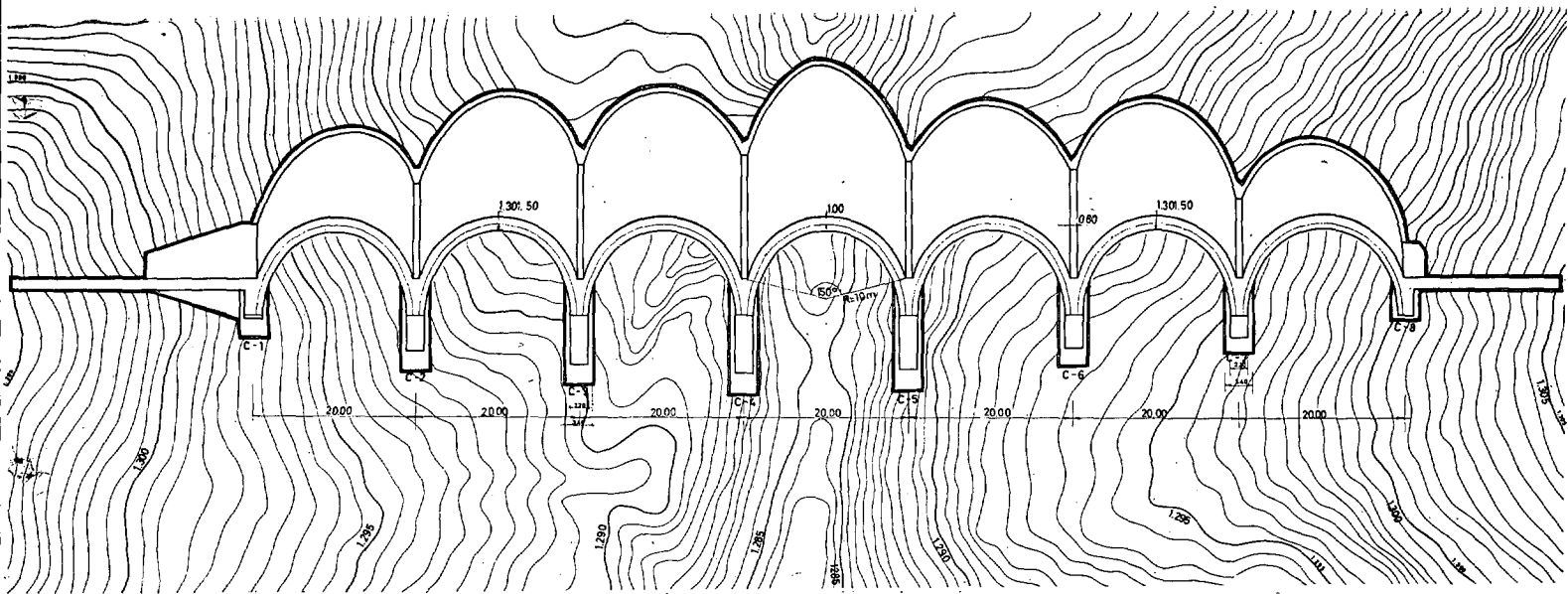
— flexibilidad para adaptarse a un eventual asiento diferencial, aparecía como solución más conveniente.

(La roca a utilizar en el cierre con presa de escollera habría sido unas calizas cercanas, por considerarse inapropiados los esquistos en que se encuentra el collado.)

Para investigar las características de la cerrada, en relación con la presa de bóvedas múltiples proyectada, se llevó a cabo:

— Una campaña de sondeos.

— Una serie de ensayos de corte, para determinar el ángulo de rozamiento y cohesión del conjunto roca-roca y roca-hormigón. Con objeto de no efectuar galerías, que encarecerían notablemente los estudios, los ensayos se efectuaron en zanjas análogas a las que servirán para cimentar los contrafuertes de la futura presa de bóvedas múltiples. Las zanjas se profundizaron en cantidades variables, y en el fondo de ellas se efectuaron ensayos especiales, puesto que las grandes dificultades que su-



pondría el establecimiento de un empuje vertical, no permite realizar los clásicos ensayos de corte con dos gatos y superficie de deslizamiento horizontal. Se prepararon unas cuñas de roca *in situ* que, mediante dos gatos horizontales, se hicieron deslizar. A continuación, se rellenó de hormigón la cuña deslizada y se repitió el

ensayo. De este modo se dispone de una ecuación que liga los valores de cohesión y ángulo de rozamiento para las superficies roca-roca y hormigón-roca. Los valores de la cohesión se hallaron mediante ensayos de corte sin gato normal, sobre probetas de roca y hormigón (figura 17).

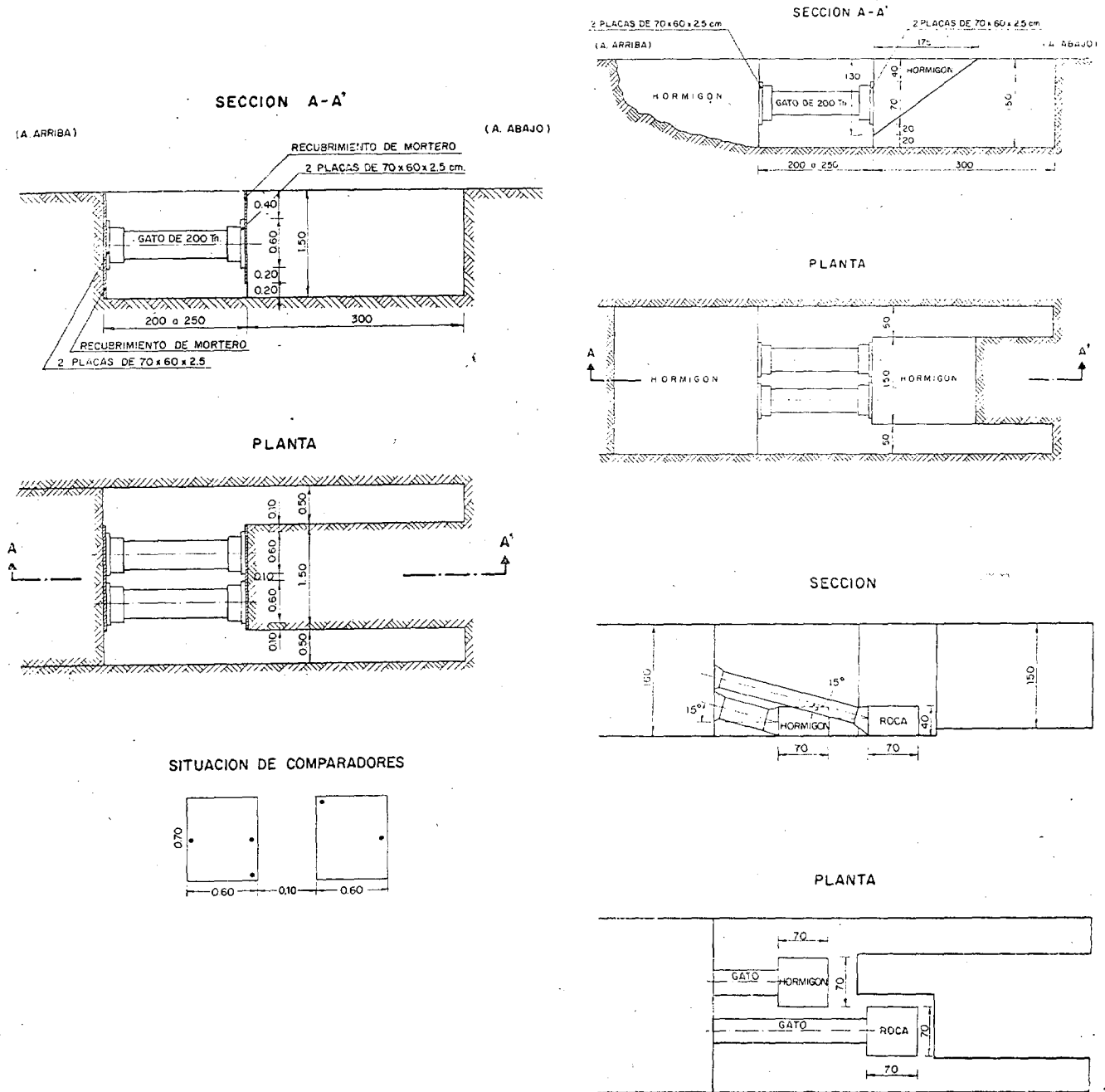


Fig. 17.— Ensayos efectuados en el collado.
(Tests undertaken on the closure dike).

Como complemento, se efectuaron ensayos de corte clásicos, pero para superficies de deslizamiento verticales disponiendo el gato normal horizontal.

Los resultados fueron favorables al proyecto concebido, resultando un ángulo de rozamiento de 40° , aproximadamente, y una cohesión pequeña (1 Kg./cm.^2), que no se ha tenido en cuenta en los cálculos.

La roca es sobradamente resistente para soportar las presiones que la transmite la estructura prevista, habiéndose tomado las siguientes precauciones:

— Cimentar los contrafuertes a una profundidad de 4,50 m. en la roca compacta y 2 m. en las bóvedas. (La

En las figuras 15 y 16 pueden verse las características de esta obra, que cubica $10\,200 \text{ m.}^3$ de hormigón.

4. PRESA DE BEBERINO

4.1. El embalse.

Juntamente con los embalses del Torío y Casares de Arbás, ya descritos, forma el conjunto de elementos de regulación del sistema hidráulico Torío-Bernesga.

Está ubicado en el río Casares, un kilómetro aguas arriba de su confluencia con el Bernesga.

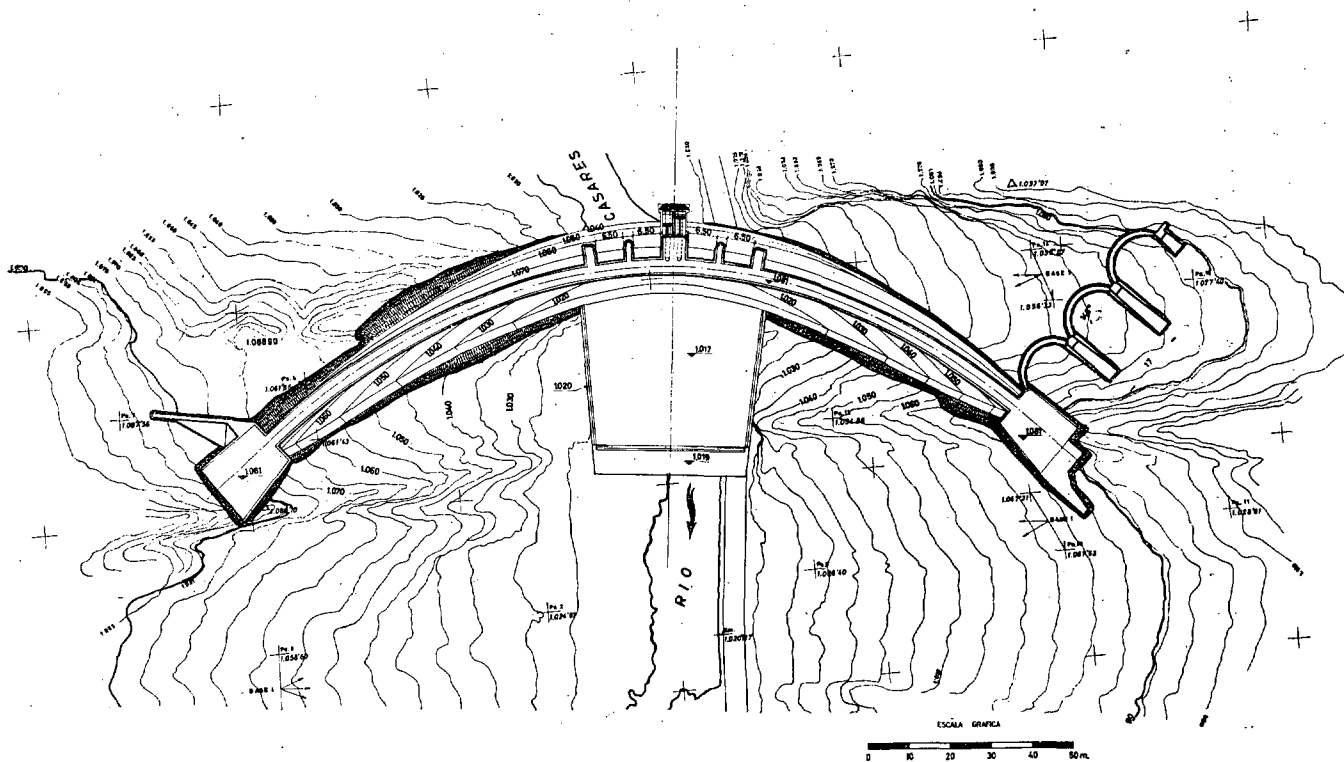


Fig. 18. — Planta general.

(General plant)

roca se ha considerado compacta, cuando su módulo de deformabilidad, obtenido por procedimientos geofísicos, es superior a $150\,000 \text{ Kg./cm.}^2$, y los testigos obtenidos por sondeos ofrecían aspecto favorable.)

— Hormigonar la cimentación con precauciones y dispositivos especiales, que hacen que ésta no permanezca más de quince días en contacto con el aire, antes de hormigonarla.

— Protegerla contra las filtraciones mediante una franja de revestimiento de hormigón contorneando las mismas. Además, la parte de roca inmediatamente aguas arriba de la misma, expuesta al agua y al aire y al sol, alternativamente, se ha protegido con escollera.

Tiene una capacidad de 40 Hm.^3 y se regarán con él $8\,500 \text{ Ha.}$ Merced al sistema de transvase establecido, producirá una media anual de 35 GWh. Finalmente, junto con el embalse de cabecera de este mismo río, contribuirá notoriamente a la regulación del río Bernesga (ver figura 1.^a).

4.2. La cerrada.

Está formada por tres bancos con buzamiento normal, que son cortados por el río, perpendicularmente a su orientación. Existe una falla longitudinal que hace que

no se correspondan los estratos de cada margen. Por lo demás, esta falla carece de importancia a los efectos que nos ocupan.

Estos tres bancos, nombrados de aguas arriba a aguas abajo, están constituidos por calizas los dos primeros y cuarcita el tercero, todos devónicos.

En principio, se situó la presa contra el banco de cuarcita, pero la mala calidad del terreno que se detectó, con las galerías de prospección, justamente aguas arriba de este banco, hizo abandonar esta ubicación.

Como existe un pequeño temor de que el agua pueda filtrarse, normalmente, a través de los bancos de calizas y aflorar aguas abajo, junto a que el segundo banco de caliza se presenta mucho más ancho, compacto y formando un cierre más estrecho, se vio, sin duda, que este último era el más favorable.

Con objeto de aprovechar al máximo las ventajas topográficas del cierre, la presa se ha retranqueado todo lo posible hacia aguas abajo, suplementando la fundación, donde ésta falta, por dos estribos de gravedad, de moderada altura, en relación con la de la presa (figura 18). La sección en clave se muestra en la figura 19.

Asimismo, con objeto de evitar el empuje hidrostático en el estribo izquierdo, y de evitar la posibilidad de filtración a través de los bancos calizos situados justamente aguas arriba del mismo, se ha evitado la presión de agua sobre esta zona, mediante un cierre con bóvedas múltiples. Dada la inclinación del terreno, estas últimas se han proyectado verticales, pero, se comprende, que respecto a la seguridad al deslizamiento, ambas circunstancias se comportan como el desplomar las bóvedas hacia aguas abajo, en terreno llano.

También el estribo derecho se ha mantenido fuera de la presión hidrostática, mediante un pequeño muro de gravedad, en ala.

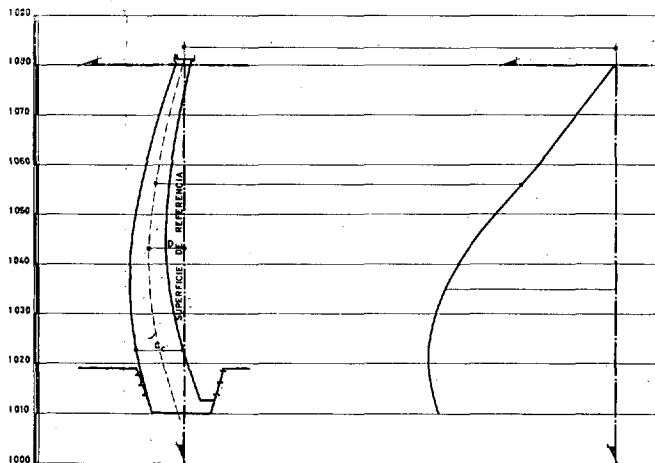


Fig. 19. — Perfil central de definición.
(Central definition profile).

Las características principales de esta presa son las siguientes:

Altura	71	m.
Desarrollo total en coronación (con estribos)	223	m.
Cuerda en coronación (sin estribos).	180	m.
Espesores en clave	{ Máx.	10,50 m.
	{ Mín.	3,00 m.
Ecuación de la fibra media de los arcos	$\rho = R_0 (Z) e^{\theta} \cotg 55^\circ$	
Sobreespesores en arranques	{ Máx.	49 %
	{ Medio	30 %
Angulos en el centro	{ Coronación	83° 30'
	{ Máximo	93°
	{ Cota 1 020 ...	64°
Aliviadero de superficie: cuatro compuertas de 6,50 × 3,50 m. ² , $Q_{m\acute{o}x.}$ avenida = 420 m. ³ /s.		
Dos desagües de ϕ 1,20 m. $Q_{m\acute{o}x.}$ = 55 m. ³ /s.		
Volumen total de hormigón de la obra	87 000	m. ³

5. PRESA DE GUIJAS ALBAS

5.1. El embalse.

Está situado este pequeño embalse en el río Moros, a 95 Km. de Madrid. Su fin es el de proporcionar un lago artificial a una zona turística, próxima a la capital de España, y atender el riego de una pequeña comarca limítrofe.

5.2. La presa.

En el proyecto de esta presa hemos colaborado con el ingeniero de esta Confederación, Sr. Ramírez Gallardo.

La cerrada está formada por estrecho cañón, abierto en un gneis muy compacto y resistente. Para la altura de presa proyectada (30 m.) el cañón tiene 50 m. de cuerda en coronación. En la figura 20 se muestra la sección en clave.

Fig. 20. — Sección en clave.
(Section at the vertex)

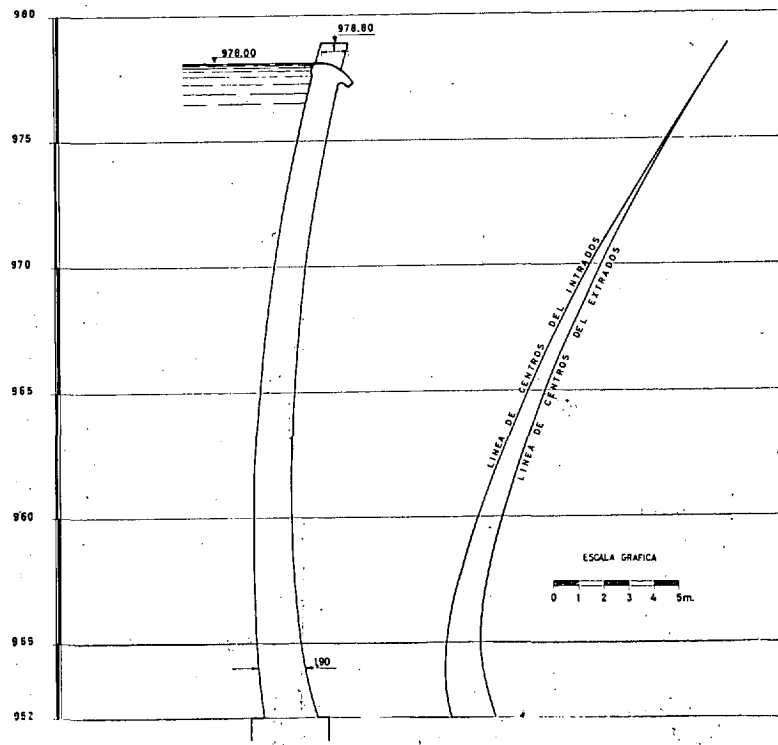
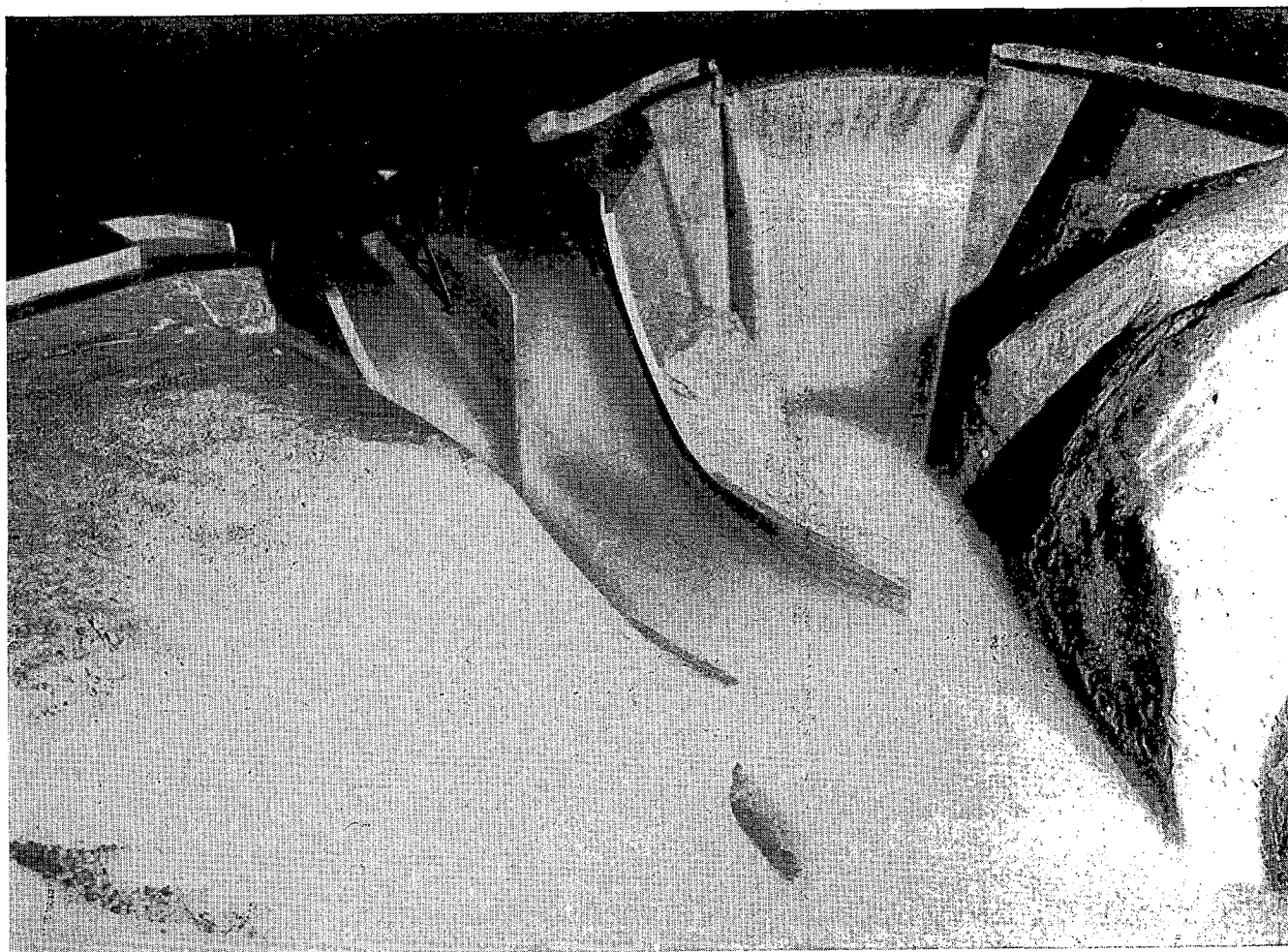


Fig. 21. — Ensayo hidráulico de los aliviaderos.
(Hydraulic test on the spillways).



El aliviadero principal no se ha proyectado en el cuerpo de presa, porque:

- el poco espesor de ésta sólo permitía un aliviadero de labio fijo (a no ser que se complicase inútilmente su proyecto), y dado el poco espacio disponible, se requeriría una gran altura de lámina, lo que aumentaría considerablemente la altura del máximo embalse extraordinario, limitado para no inundar un pueblo situado en la margen del vaso actual;
- se tenía muy buena ubicación para su umbral, aprovechando un estribo necesario para apoyar los arcos superiores.

Este aliviadero lateral se ha suplementado con otro central de labio fijo, habiéndose ensayado su funcionamiento en el Laboratorio de Hidráulica de esta Confederación (fig. 21).

Los arcos se han proyectado circulares, habiéndose

hecho el cálculo tensional suponiendo que éstos soportan toda la presión hidrostática. Los resultados han sido muy concordantes con los dados por su ensayo mecánico en modelo reducido, efectuado en el Laboratorio Central de Ensayos de Materiales de Construcción.

Otras características de la obra son:

Altura	30	m.
Espesores en clave	{ Máx.	2,30 m.
	{ Mín.	1,15 m.
Sobreespesor máximo	31	%
Angulo en el centro comprendido entre	105°-110°	
Volumen total de hormigón de la obra	2 300	m. ³
Aliviadero principal: dos compuertas de 6 × × 4,50 m.		
Q avenida máxima	400	m. ³ /s.