

# Problemas surgidos en la cimentación del estribo izquierdo de la presa del Torrollón. Solución planteada, obras de reparación y su comportamiento

Por JOSE MANUEL GUTIERREZ MANJON (I.C.C.P.)

OFITECO. Oficina Técnica de Estudios y Control de Obras, S.A.

TOMAS SANCHO MARCO (I.C.C.P.)

Confederación Hidrográfica del Ebro.

## 0. RESUMEN PREVIO

En este artículo se presentan los análisis y estudios realizados para determinar las causas que dieron lugar a los daños aparecidos en el estribo izquierdo de la presa del Torrollón, durante el primer llenado.

Asimismo se comentan las soluciones planteadas en el proyecto de reparación consecuente con este

análisis, la obra realizada y los resultados finales del llenado definitivo.

Se adelanta que las causas fueron varias (expansividad del material del cemento, arrastre de finos de areniscas poco cementadas, subpresión alta), lo que obligaba a soluciones distintas para cada problema y como resultado a una obra de detalle, minuciosa en su solución y ejecución, y por tanto de interés general para los ingenieros con problemas similares.

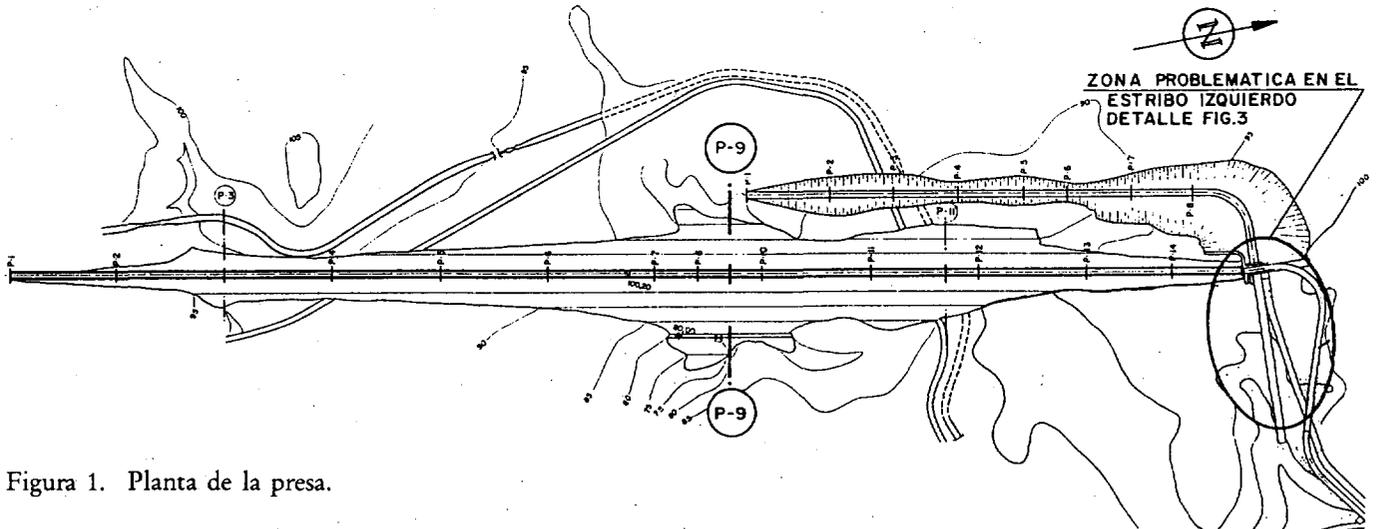


Figura 1. Planta de la presa.

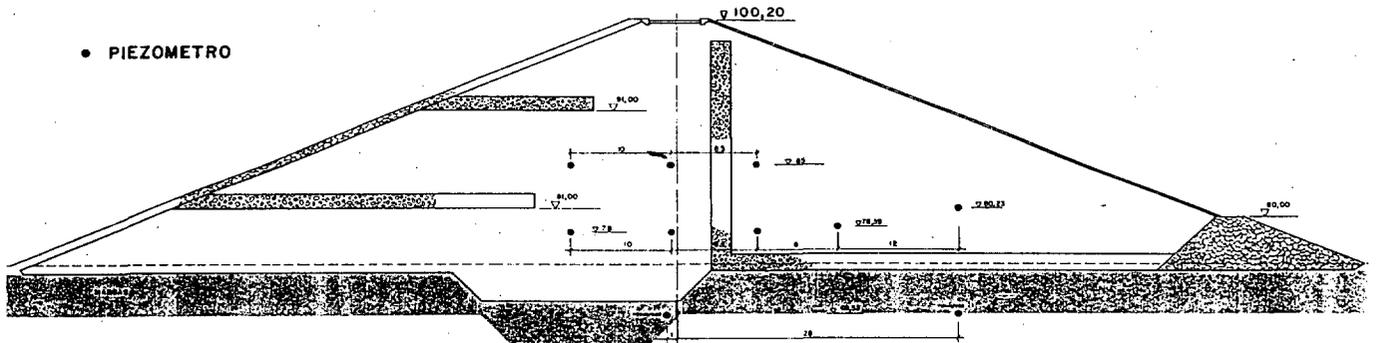


Figura 2. Perfil-9. Sección transversal. Esquema.

## 1. CARACTERISTICAS DE LA PRESA Y DATOS DE CONSTRUCCION

La presa está situada en el Canal del Flumen y tiene una altura máxima sobre cimientos de 25 metros y una longitud total en coronación de aproximadamente 1.200 metros. Su finalidad es precisamente la regulación intermedia en dicho canal, con capacidad para 17 m<sup>3</sup>/sg., el cual toma sus aguas de otros dos canales, el de Monegros (90 m<sup>3</sup>/sg.) y el de Cinca (70 m<sup>3</sup>/seg.), dentro de la compleja configuración del sistema de los Riegos del Alto Aragón.

Se trata de una presa de materiales sueltos y homogénea, constituida por un material del tipo todo-uno con un esquema de drenes horizontales en la zona de aguas arriba y un dren-chimenea vertical que conecta en su base con el manto filtrante que constituye el apoyo de la mitad de aguas abajo de la presa. Ambos taludes tienen una inclinación 2.5 (H) : 1 (V).

En las Figura 1 y 2 se presenta una planta de la presa y una sección transversal esquemática de la misma.

En el estribo izquierdo, en los últimos 45 metros de la presa, el dique de tierras se interrumpe y la presa continúa en una obra de hormigón de 18 metros de altura donde se ubican tanto la embocadura y la rápida inicial del aliviadero como la toma y cámara de válvulas del Canal de Flumen. La ejecución de esta obra de toma requirió la ejecución de una excavación de 13 metros de profundidad en terreno natural (que llegó hasta 16 metros en la zona del cuenco amortiguador de la toma de agua). En la Figura 3 se muestra una planta de estas obras, y en la Figura 4 se presentan algunas secciones que pretenden aclarar la geometría de las mismas. En estas secciones también se muestran las condiciones del terreno de cimentación de acuerdo con la investigación geotécnica realizada después de la aparición de daños en la presa.

El hormigonado del muro estribo propiamente dicho ha seguido un proceso de bloques o recintos de distribución y formas distintas a la modulación habitual de juntas transversales continuas en toda su altura.

Las obras de construcción de la presa se iniciaron en el mes de septiembre de 1981 y concluyeron

en diciembre de 1983, sin que se reflejaran incidencias significativas. Los datos recogidos por el control de la construcción muestran la adecuada compactación de los materiales en el cuerpo de presa.

## 2. INCIDENCIAS EN EL PRIMER LLENADO

Durante el primer llenado del embalse (febrero-marzo 1985) empezaron a manifestarse una serie de daños en las obras de hormigón correspondientes al estribo izquierdo, así como a lo largo del canal de descarga del aliviadero y del canal del Flumen.

Estos datos progresaban rápidamente en importancia hasta llegar a resultar claramente preocupantes en el mes de mayo de 1985, cuando las aperturas de juntas y grietas en los hormigones eran del orden de varios centímetros, y el desplazamiento del cajero intermedio entre el aliviadero y canal del Flumen era ya del orden decimétrico. Estos daños consistían básicamente en:

- a) Apertura de juntas de hormigonado y fisuras en el muro-estribo produciéndose filtraciones y arrastres a través de las mismas.
- b) Grietas en la embocadura y a lo largo de la solera del aliviadero, en el muro cajero de la rápida y en el muro derecho de la Compuerta del Canal del Flumen.
- c) Grietas y desplazamientos del cajero que separa el canal de Flumen y el canal aliviadero.

En la Figura 5 se presentan una planta y diversas secciones de las obras del estribo izquierdo donde se señalan esquemáticamente los daños comentados.

De las 4 juntas horizontales de hormigonado que se distinguen en la Figura 5, la apertura era mayor en las juntas inferiores (apertura centimétrica en las juntas 1 y 2) que en las superiores (apertura milimétrica en las juntas 3 y 4).

Debido a la importancia del desplazamiento experimentado por el cajero de separación del canal del Flumen y del canal aliviadero, se decidió, como medida cautelar la colocación de unas vigas metálicas de apuntalamiento entre cajeros del canal, y posteriormente la excavación de una zanja por

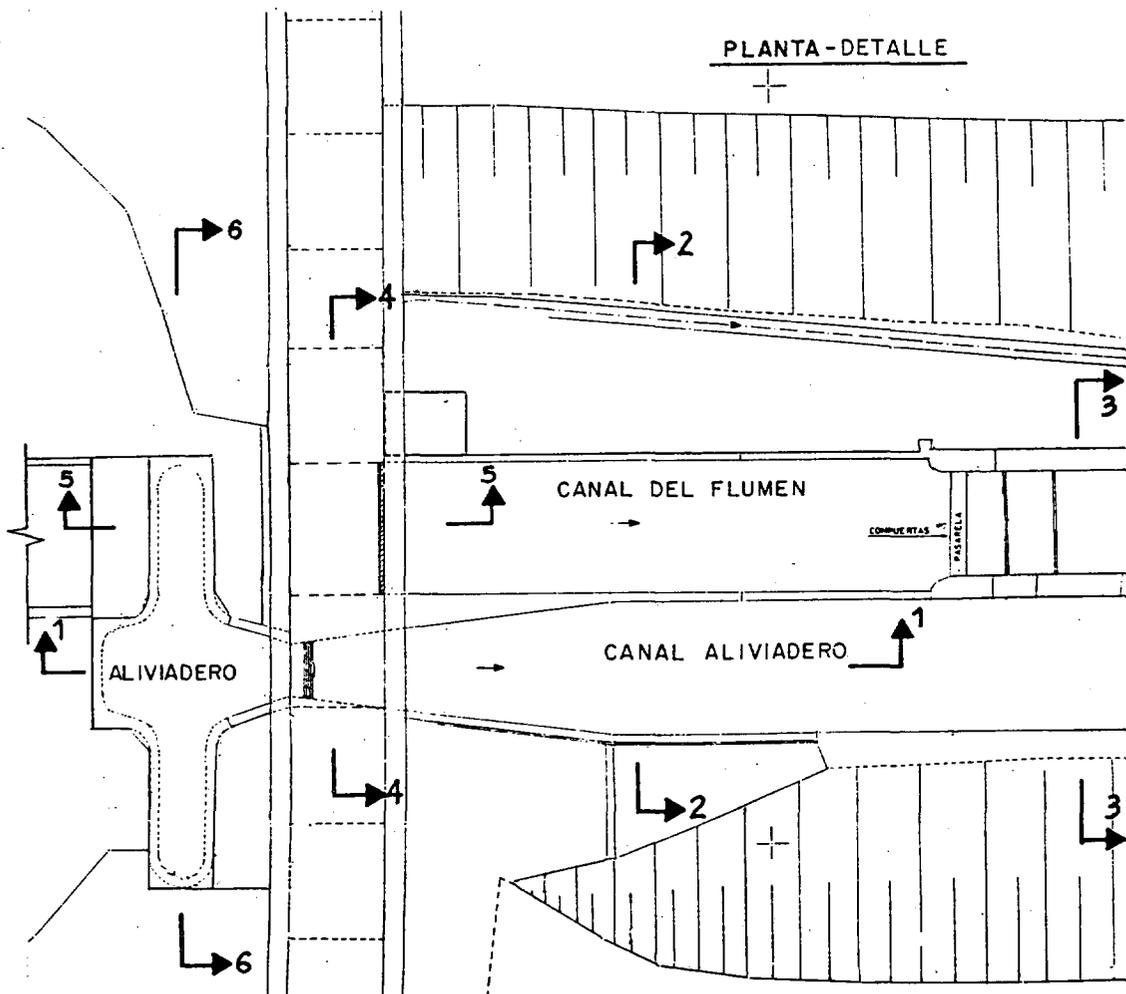
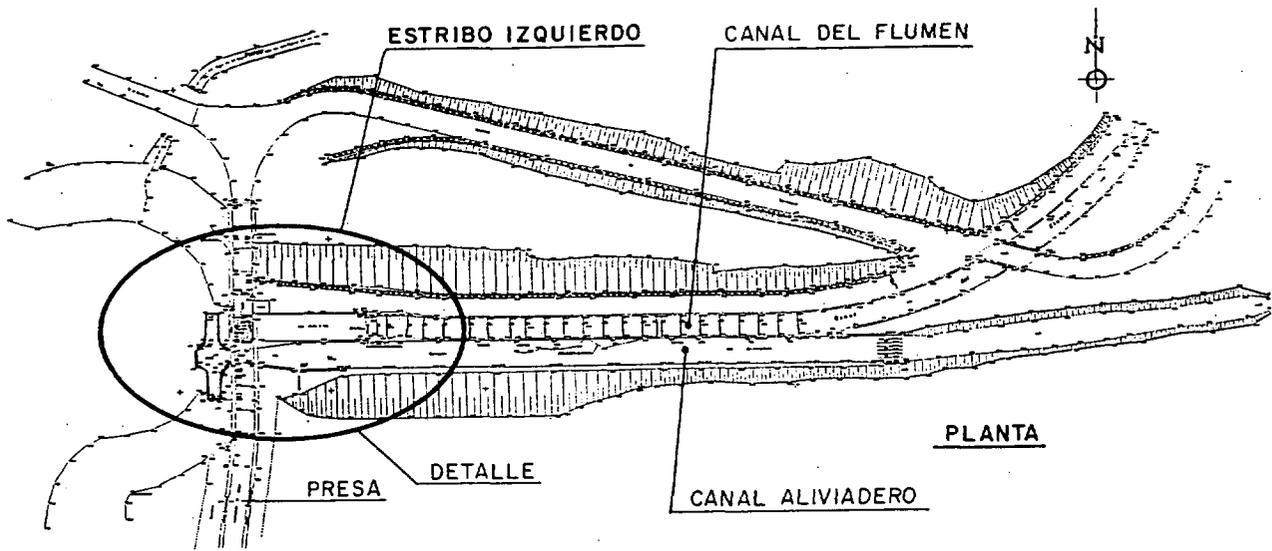


Figura 3. Presa del Torrollón. Estribo izquierdo. Planta y detalles (secciones en Fig. 4).

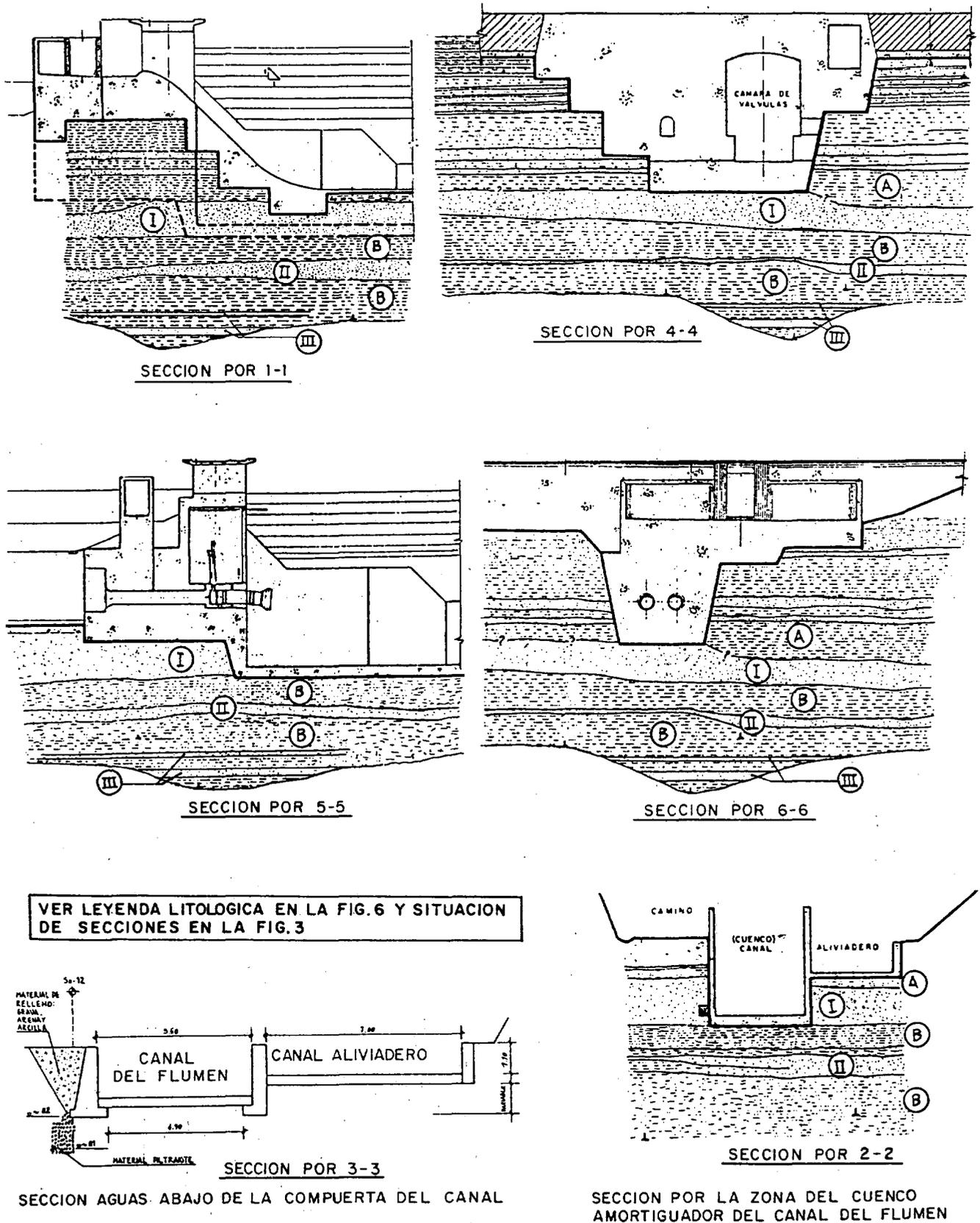
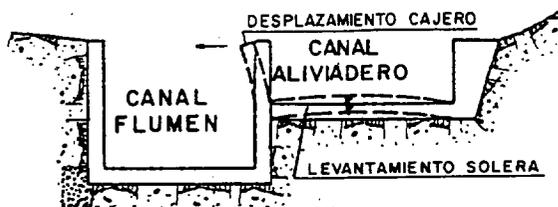
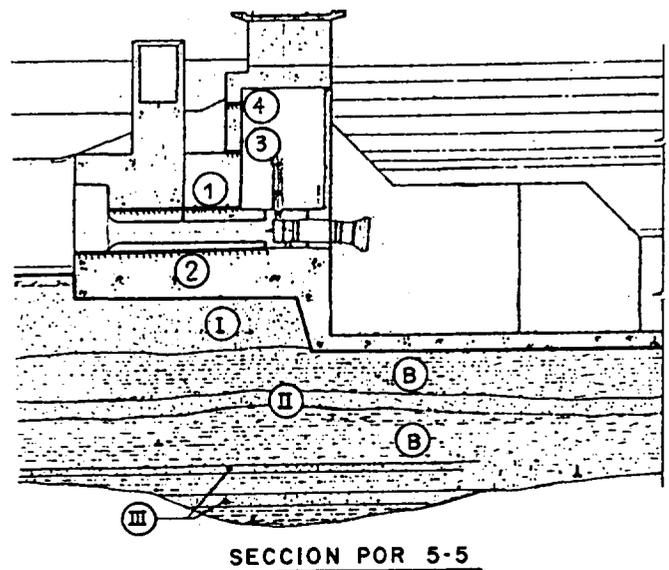
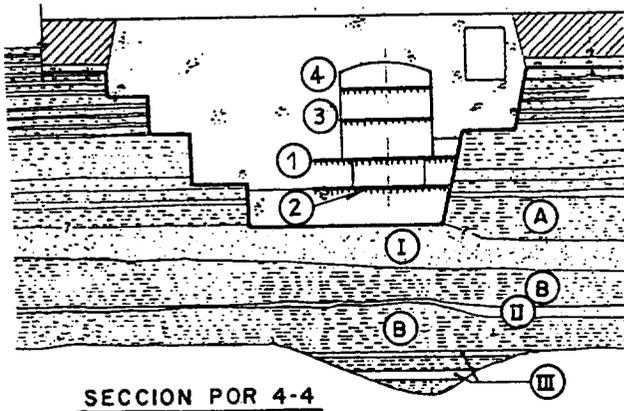
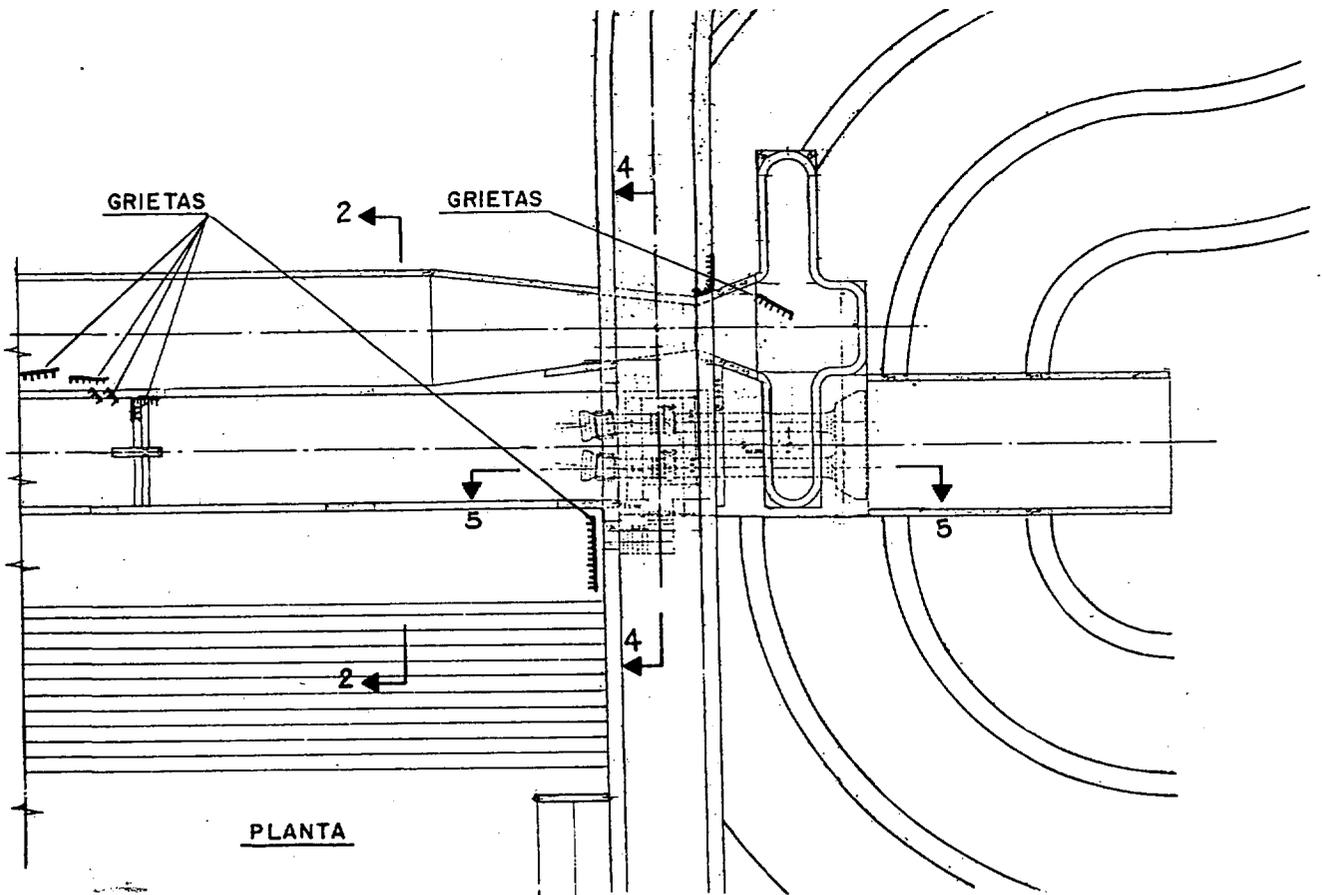


Figura 4. Presa del Torrollón. Secciones.



VER LEYENDA LITOLÓGICA EN LA FIG. 6

① ② ③ ④ JUNTAS DE CONSTRUCCION ABIERTAS

Figura 5. Presa del Torrollón. Daños apreciados en el estribo izquierdo durante el primer llenado.

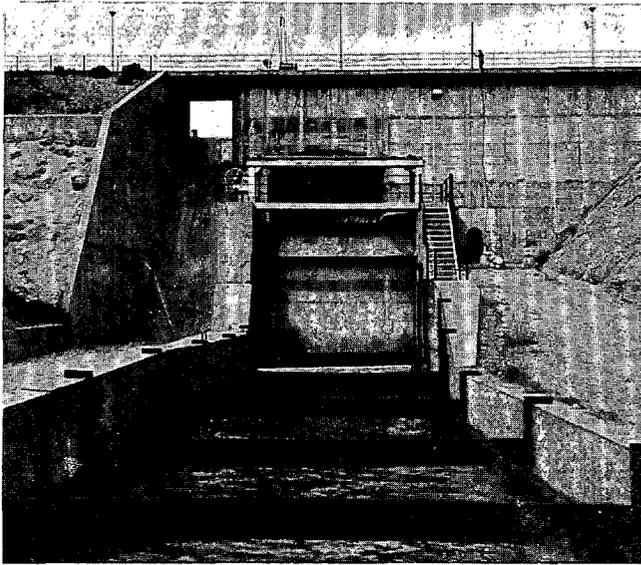


Foto 1. Vista de la compuerta y paramento del estribo desde aguas abajo.

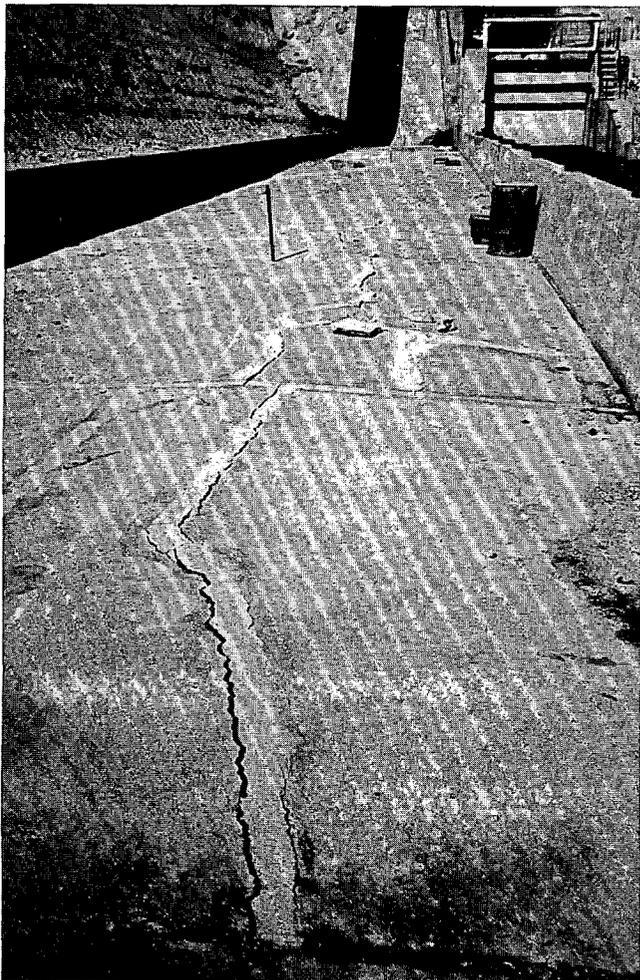


Foto 2. Daños en la solera del aliviadero.

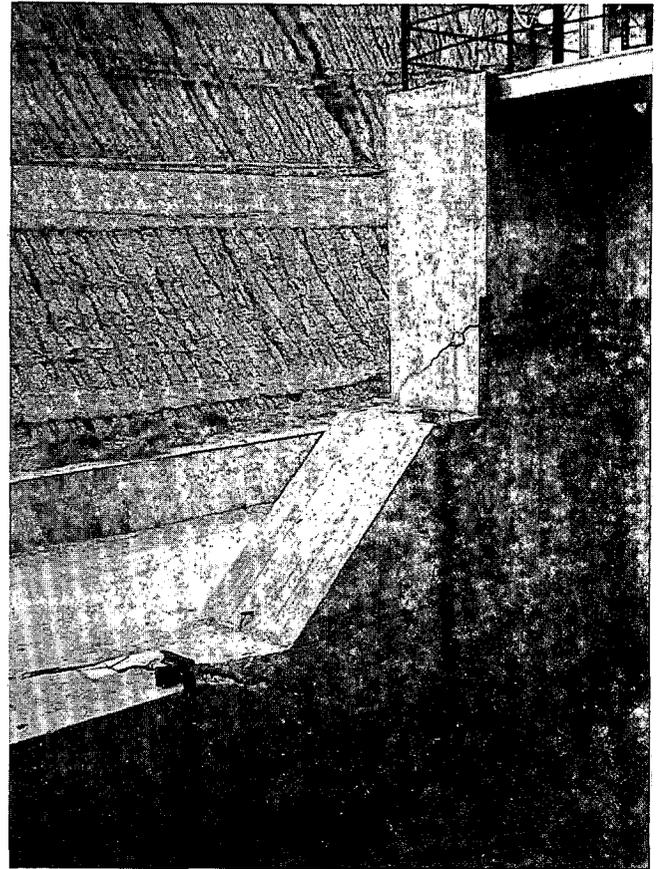


Foto 3. Daños en el muro en la zona de la compuerta del canal.

el trasdós de dicho cajero relleno de la misma con material granular, cuya efectividad rápidamente se puso de manifiesto, recuperándose gran parte del desplazamiento del cajero y dejando de trabajar las vigas de apuntalamiento.

En las Fotografías 1 a 7 se observan algunos de los daños anteriormente reseñados.

Como resultado de lo expuesto, y pese a ejecutarse en abril de 1985 una inyección de lechada de cemento en las juntas entre bloques, el embalse quedó sin capacidad de regulación, explotándose de manera que la lámina de agua en el mismo permitiera un buen aforo de los caudales a suministrar por las tomas para el riego.

### 3. RECONOCIMIENTOS EFECTUADOS

Previamente a la construcción se realizó un estudio geológico que comprendió el estudio de las condiciones generales de la zona del embalse, la in-

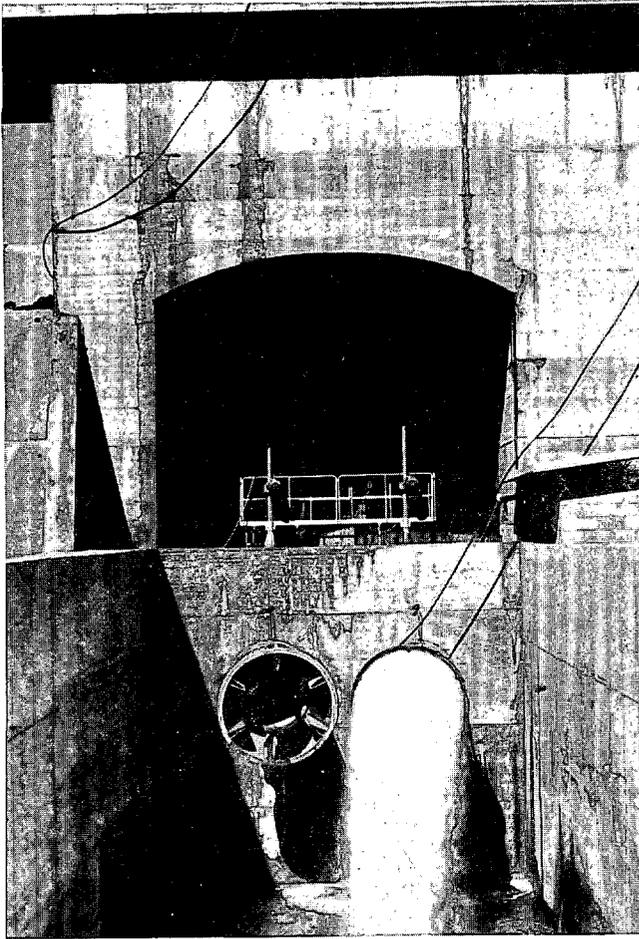


Foto 4. Cámara de válvulas y tuberías de salida vistas desde la compuerta del canal.

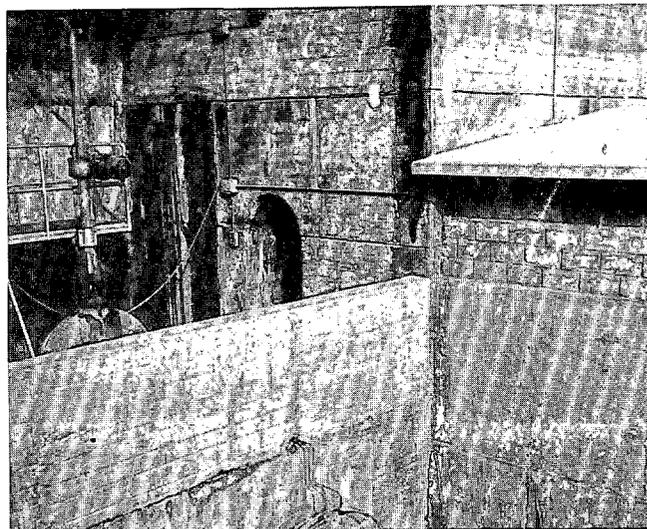


Foto 5. Cámara de válvulas del estribo. Testigos de yeso en una de las juntas de hormigonado que acusan movimiento, y vista parcial de arrastres de material producidos a través de dicha junta.

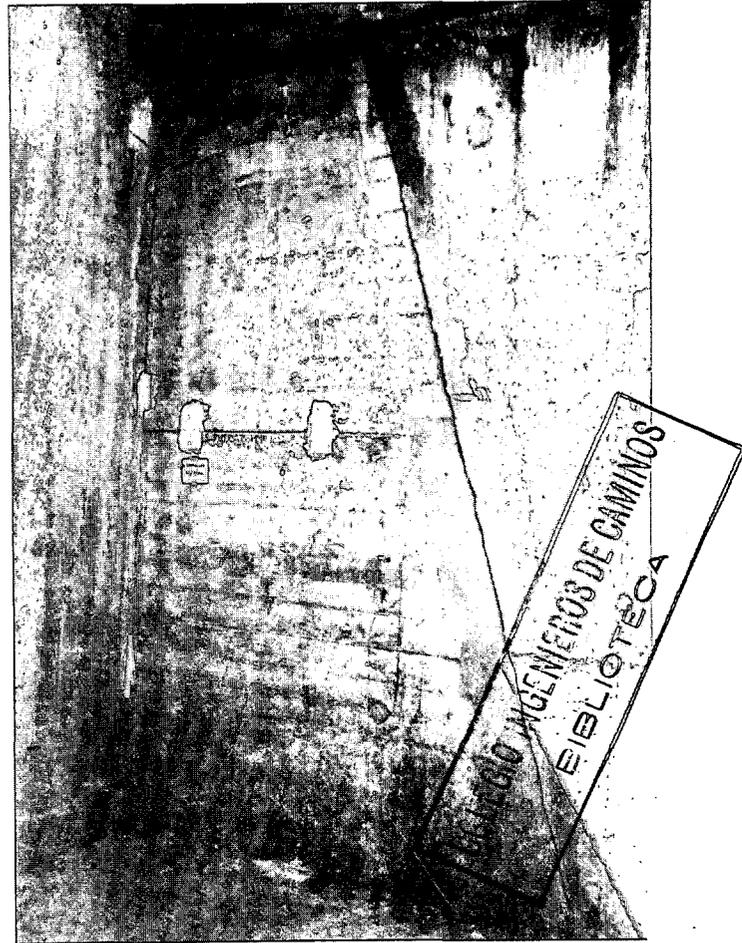


Foto 6. Testigos de yeso colocados en una junta de hormigonado en la zona de intersección del paramento de aguas arriba del estribo con el muro de entrada al aliviadero.

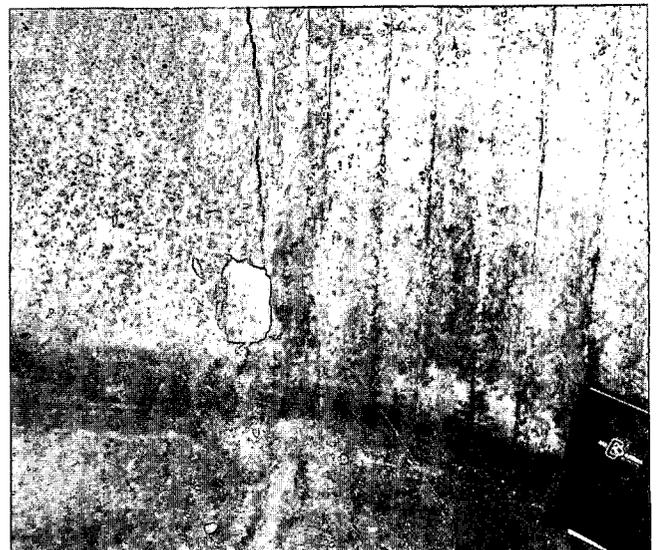


Foto 7. Apertura de junta vertical en el muro del vertedero de entrada al aliviadero.

vestigación de la cerrada de la presa y la prospección de zonas de préstamos de materiales para la construcción de la presa.

Durante la construcción de la presa se efectuaron unos sondeos verticales a lo largo de la cerrada, en el eje de la presa, con una profundidad media de 10-12 metros (con lo cual, en la zona del estribo quedaban incluso por encima del plano de cimentación de la obra de toma).

Tras el primer llenado, y desde el momento de la aparición de los daños, se tomaron decisiones ajustadas a las fases de evolución de aquéllos y que fueron:

- 1.º Establecer un control de grietas y de apertura de juntas de hormigonado con vistas al estudio de su evolución.
- 2.º Tras comprobar el aumento progresivo de los daños se decidió:
  - Reducir temporalmente el nivel del embalse a un valor máximo a la cota 95.
  - Proceder a la inyección de las juntas de hormigonado 1 y 2 que se indican en la Figura 5, a través de las cuales se estaban produciendo filtraciones importantes ( $\approx 10$  l/seg.).
  - Iniciar un estudio que permitiera conocer las causas del problema y sirviera de base para desarrollar posteriormente un proyecto de reparación.

El estudio se inició con una campaña de investigación de campo por medio de sondeos de reconocimiento. Los objetivos establecidos fueron:

- Determinación de las características y condiciones hidrológicas del terreno existente en las cimentaciones de las obras de hormigón. Realización de ensayos de permeabilidad "in situ" e instalación de piezómetros.
- Comprobación de las condiciones de cimentación del muro-estribo y solera del canal de descarga del aliviadero, así como de las condiciones de drenaje existentes en el canal del Flumen y canal aliviadero.

#### 4. DETERMINACION DE LA PATOLOGIA Y SUS CAUSAS

En las Figuras 4 y 6 se muestran distintas secciones de las obras estudiadas reflejando las caracte-

rísticas de los terrenos de cimentación que fueron determinadas a partir de los sondeos realizados tras la aparición de los daños.

De acuerdo con los datos obtenidos y teniendo en cuenta los antecedentes y comportamiento de la obra, se hacen a continuación diversas consideraciones sobre las causas más probables de los daños ocurridos.

##### 4.1. Apertura de juntas de hormigonado y fisuración en el estribo

Se consideró que el origen de estos daños estaría en los asientos experimentados por las obras de hormigón como consecuencia de arrastres en la capa de areniscas de  $\sim 3$  metros de potencia y cimentación pobre que constituye las cimentaciones directas de la parte central del estribo (capa I en las Figuras 4 a 6). Así se estimó en base a los siguientes hechos.

- 1.º La apertura de juntas de hormigonado venía progresando lentamente desde su inicio. Era por tanto un proceso continuado en el tiempo.
- 2.º Era mayor la apertura de las juntas de hormigonado horizontales situadas más próximas a la cimentación que la de las juntas más altas. Este hecho era compatible con la hipótesis de un asiento inducido desde la cimentación que lógicamente iría produciendo hacia la parte alta del estribo una disminución de los movimientos de los bloques superiores por efecto de acoplamiento o encaje entre ellos (téngase en cuenta el proceso de hormigonado que se llevó a cabo).
- 3.º Las juntas de hormigonado más abiertas se encontraban en la zona central del estribo (cámara de válvulas) que como se observa en la Figura 4 es la que se encuentra cimentada directamente sobre la capa de arenisca de cimentación muy pobre (capa I).
- 4.º La capa de areniscas I se recuperaba, en su mayor parte, como arena suelta durante la perforación de sondeos correspondientes al reconocimiento complementario.
- 5.º Las admisiones resultantes en las pruebas de permeabilidad realizadas denotaban valores

# PROBLEMAS SURGIDOS EN LA CIMENTACION DEL ESTRIBO IZQUIERDO DE LA PRESA DEL TORROLLON

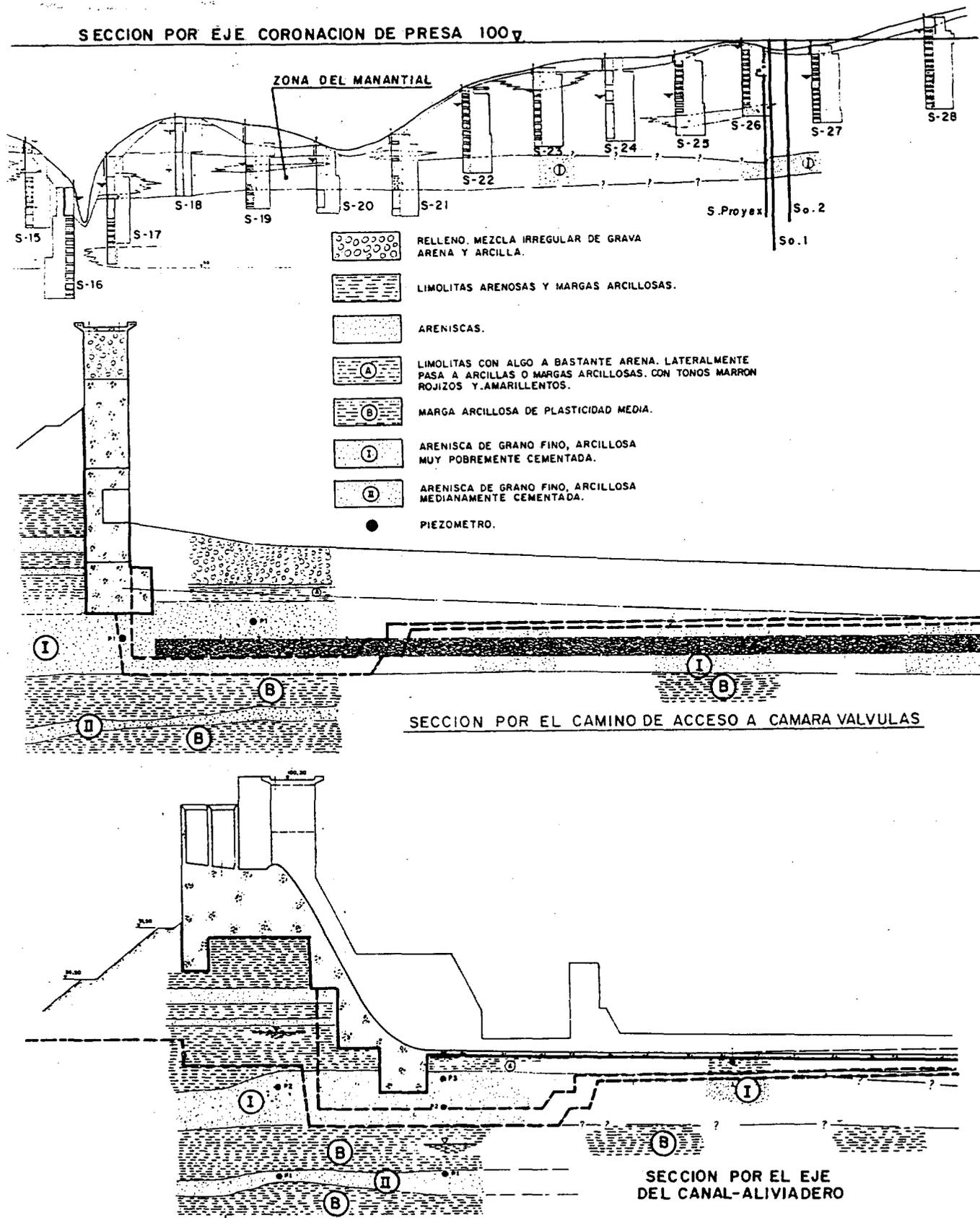


Figura 6. Presa del Torrollón. Resumen de la investigación geológica realizada.

muy altos especialmente en la zona de cimentación del estribo (contacto hormigón-terreno).

6.º Estos arrastres de material que se postulaban en la capa I de areniscas, se podían estar canalizando:

a) Hacia el cuenco del canal a través de juntas de hormigonado que manifestaban salidas de agua y ciertos arrastres.

b) Hacia el drenaje localizado en la base del cajero izquierdo del canal, ya que su granulometría era inadecuada para evitar arrastres de partículas tamaño limo-arcilla e incluso arena fina (Figura 4).

7.º El gradiente piezométrico determinado en la base del estribo, incluso para niveles bajos del embalse, era suficiente como para producir arrastres en las zonas menos cementadas de la capa de areniscas I.

8.º En las juntas horizontales del hormigonado se observaba una apertura mayor del lado de aguas abajo del muro-estribo que del lado de aguas arriba. Esto podría corresponderse con un cierto giro o cabeceo del muro-estribo corresponderse con un cierto giro o cabeceo del muro-estribo hacia aguas abajo como consecuencia de un mayor arrastre de material en esa zona, es decir, en la proximidad del cuenco o del inicio del dren que discurre paralelo al cajero izquierdo del canal del Flumen, que constituían las salidas posibles del material. Esta explicación resultaba compatible con los procesos o mecanismos de arrastre remontante.

#### 4.2. Daños en el canal aliviadero y cajero intermedio

Con muestras representativas de la capa de limolitas-arcillas sobre la que apoyaba directamente la solera del aliviadero (capa A), se realizaron ensayos tipo Lambe que dieron resultados bastante similares entre sí, tanto en el Índice de Expansividad ( $0,7 \text{ kg/cm}^2$ ), como en el Cambio Potencial de Volumen (clasificación de No Crítico, próximo a Marginal). Seguidamente, con objeto de cuantificar el potencial expansivo, se hicieron ensayos en edómetro obteniéndose valores medios de la pre-

sión de hinchamiento del orden  $0,15-0,2 \text{ kg/cm}^2$ . Este valor resultaba suficiente, considerando su efecto sumado al de la subpresión, para explicar los daños aparecidos tanto en la solera como en el cajero intermedio del aliviadero.

La subpresión es otra de las causas que se considera desencadenante de los daños aparecidos en el canal aliviadero y cajero intermedio. Al no existir drenaje bajo la solera del canal aliviadero ni en el trasdós del cajero intermedio, las filtraciones de agua que desde el canal del Flumen se producían hacia el terreno a través de las juntas, han debido producir:

a) Subpresiones en la solera del aliviadero (Fotografía número 8) del orden de  $1 \text{ Tm}^2$  como corresponde en función de la cota de lámina de agua alcanzada en el canal (ello suponiendo que no hayan podido ser mayores por lluvias o impuestas por el nivel del embalse).

b) Subpresiones no disipadas en el trasdós del cajero intermedio en el momento de cierre o puesta fuera de servicio del canal.

Combinando los efectos de expansividad y subpresión, se obtenían valores tales del coeficiente de seguridad a deslizamiento y vuelco del cajero intermedio que explicaban su movimiento. Igualmente, los valores de expansividad y subpresión actuando sobre la solera del aliviadero (espesor máximo reconocido de  $0,30 \text{ m.}$ ) justificaban el levantamiento y rotura de la misma.



Foto 8. Salida de agua en un taladro ejecutado en la solera del aliviadero.

Además de la expansividad y subpresión, era probable que otros factores como los arrastres en cimentación colaboraran también a los daños ocasionados en el cajero intermedio del canal y en el muro de compuertas. En la Figura 7 se muestra un esquema del mecanismo de arrastres que se han podido producir a través de la capa de areniscas I hacia el dren del cajero izquierdo.

#### 4.3. Estabilidad del estribo

A partir de los datos proporcionados por los piezómetros instalados en los sondeos fue posible estimar una ley de subpresiones en el estribo de la presa para el nivel del embalse existente durante la realización de los reconocimientos complementarios (alrededor de la cota 93). Extrapolando esta ley de subpresiones a la situación de máximo nivel de embalse (cota 98,80 m.) resultaba que el cálculo de la estabilidad al vuelco y deslizamiento en la sección más crítica del muro-estribo daba los coeficientes de seguridad siguientes:

<b>Coef. seg. deslizamiento</b>	<b>Coef. seg. vuelco</b>
1,28	1,13

En consecuencia, a toda la problemática anteriormente descrita se sumaba el hecho de tener unos coeficientes de seguridad escasos en algunas secciones del muro-estribo para la situación de máximo nivel del embalse en el supuesto de que en tal situación existiera una ley de subpresión proporcional a la que se daba para niveles inferiores.

#### 4.4. Continuidad de la capa I de arenisca de cementación pobre

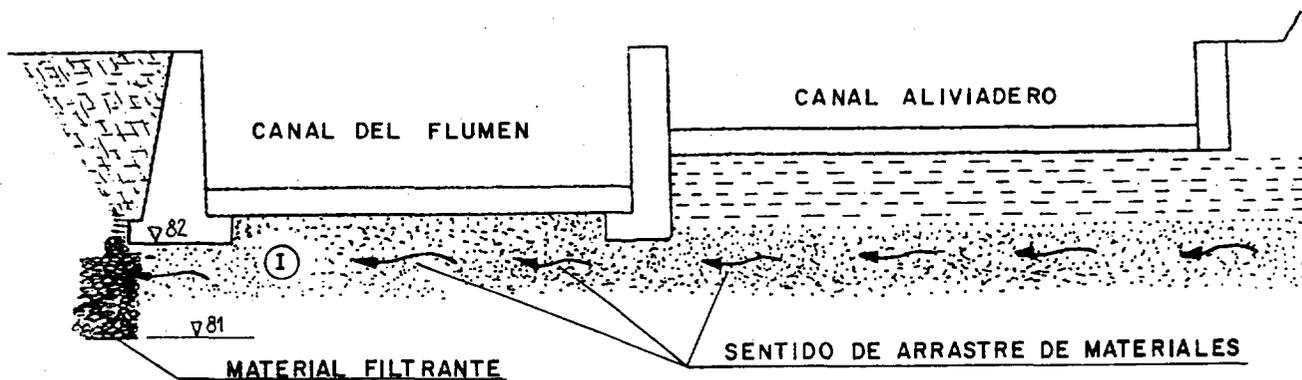
Con los sondeos realizados (en la zona del estribo de hormigón y en las inmediaciones del manantial próximo a la sección central de la presa) se puso de manifiesto la gran continuidad del paquete de areniscas de cementación pobre distinguido como capa I (Figura 6). A esta capa de areniscas está asociado el citado manantial del cual se tenía referencia antigua y del que se llevaba un control de aforo de filtraciones.

De acuerdo con los datos recabados, resultaba:

- 1.º Que en las inmediaciones del manantial existía un gradiente piezométrico medio del orden de 0,25 durante la fase de reconocimientos complementarios (nivel del embalse a la cota ~ 93).
- 2.º Que existía una cierta relación entre la cota del embalse y el caudal aforado en el manantial si bien durante el año anterior se habían mantenido bastante estables los aforos realizados.
- 3.º Que era necesario mejorar con una pequeña obra la captación y aforo del manantial y llevar un control minucioso de su evolución en el tiempo.

#### 5. DEFINICION DE LA REPARACION: ALTERNATIVAS CONSIDERADAS Y SOLUCION PROYECTADA

La solución de reparación de las obras se proyec-



POSIBLE ESQUEMA DEL MECANISMO DE ARRASTRES DE FINOS DE LA CAPA (I)

Figura 7. Presa del Torrollón. Estribo izquierdo.

tó con el objetivo de satisfacer los principios básicos siguientes:

- Evitar los arrastres de material en la capa de areniscas I sobre la que apoya directamente la zona central del muro-estribo.
- Rellenar y consolidar las zonas ya erosionadas de las cimentaciones.
- Sellar las juntas de hormigonado abiertas.
- Garantizar la estabilidad de la obra de toma para situaciones de máximo embalse.
- Impermeabilizar las paredes y solera del cuenco del canal del Flumen (zona de aguas abajo) y del antecanal (zona de aguas arriba).
- Demoler y reconstruir las zonas con mayores daños del canal aliviadero y canal del Flumen.
- Eliminar el drenaje acualmente existente a lo largo del trasdós del cajero izquierdo del canal del Flumen.
- Proporcionar nuevos drenajes al canal aliviadero y al canal del Flumen.
- Resolver el problema de expansividad de la capa sobre la que apoyaba la solera del canal aliviadero y el trasdós del cajero intermedio a ambos canales.
- Captar y aforar las aguas procedentes del material existente al pie de la presa y próximo a su zona central.
- Proteger el cauce del barranco al que descarga el canal aliviadero, así como el talud izquierdo del vaso en las proximidades de la obra de toma.
- Establecer un control de auscultación para evaluación del comportamiento de las obras a largo plazo.

En la Figura 8 se muestra en una planta la situación de las distintas obras de reparación indicando asimismo en ella los números de figuras donde se detallan separadamente las obras más importantes.

### **Análisis de soluciones alternativas Barreras contra los arrastres**

Las soluciones posibles se contemplaron no sólo en función del tipo o naturaleza de la "barrera", sino también de acuerdo con la posición relativa que ésta ocupaba respecto de la obra de toma: barreras impermeables y barreras permeables o barre-

ras filtrantes. Y a su vez barreras aguas arriba de la obra de toma y barreras aguas abajo.

Analizadas las distintas posibilidades se optó por una barrera impermeable situada en la zona de aguas arriba del estribo donde pudiera cumplir una doble función:

- Provocar una pérdida localizada de carga que redujera los gradientes hidráulicos en la zona de las cimentaciones, evitando así arrastres en la capa I de areniscas de pobre cementación.
- Reducir las filtraciones y la subpresión bajo la obra de toma.

Finalmente, entre los distintos tipos de barreras posibles se estimó más adecuada en este caso la solución de pantalla excavada y rellena de una mezcla de grava y arena, cemento, bentonita y agua.

Esta pantalla, de un espesor de 0,85 metros, se proyectó hasta una profundidad de unos 8 metros por debajo de la base del paquete de arenisca de cementación pobre, capa I.

La misión de obstáculo a las filtraciones que cumplía la pantalla se completaba con la colocación de una membrana impermeable de 1,5 mm. de espesor, constituida por polietileno de alta densidad, que impide el paso del agua a través del terreno en la zona comprendida entre la pantalla y el paramento de aguas arriba del muro-estribo. Esta lámina va protegida con material granular y escollera. En la Figura 9 se presentan esquemas de las obras de impermeabilización en la zona de aguas arriba del estribo.

Se desestimaron otras soluciones de pantalla por considerar que:

- 1º Una pantalla de pilotes secantes, aunque de menor longitud en planta, podía dar lugar a un mayor número de puntos débiles (fala de impermeabilidad) en los solapes entre pilotes.
- 2º Una solución de inyección no se consideraba efectiva en lo que se refiere a su penetración en la matriz de la arenisca.
- 3º Las soluciones de pantalla excavada y rellena de arcilla, o la de tapices de arcilla, no se juzgaron apropiadas teniendo en cuenta que daban lugar a espesores de cierta con-

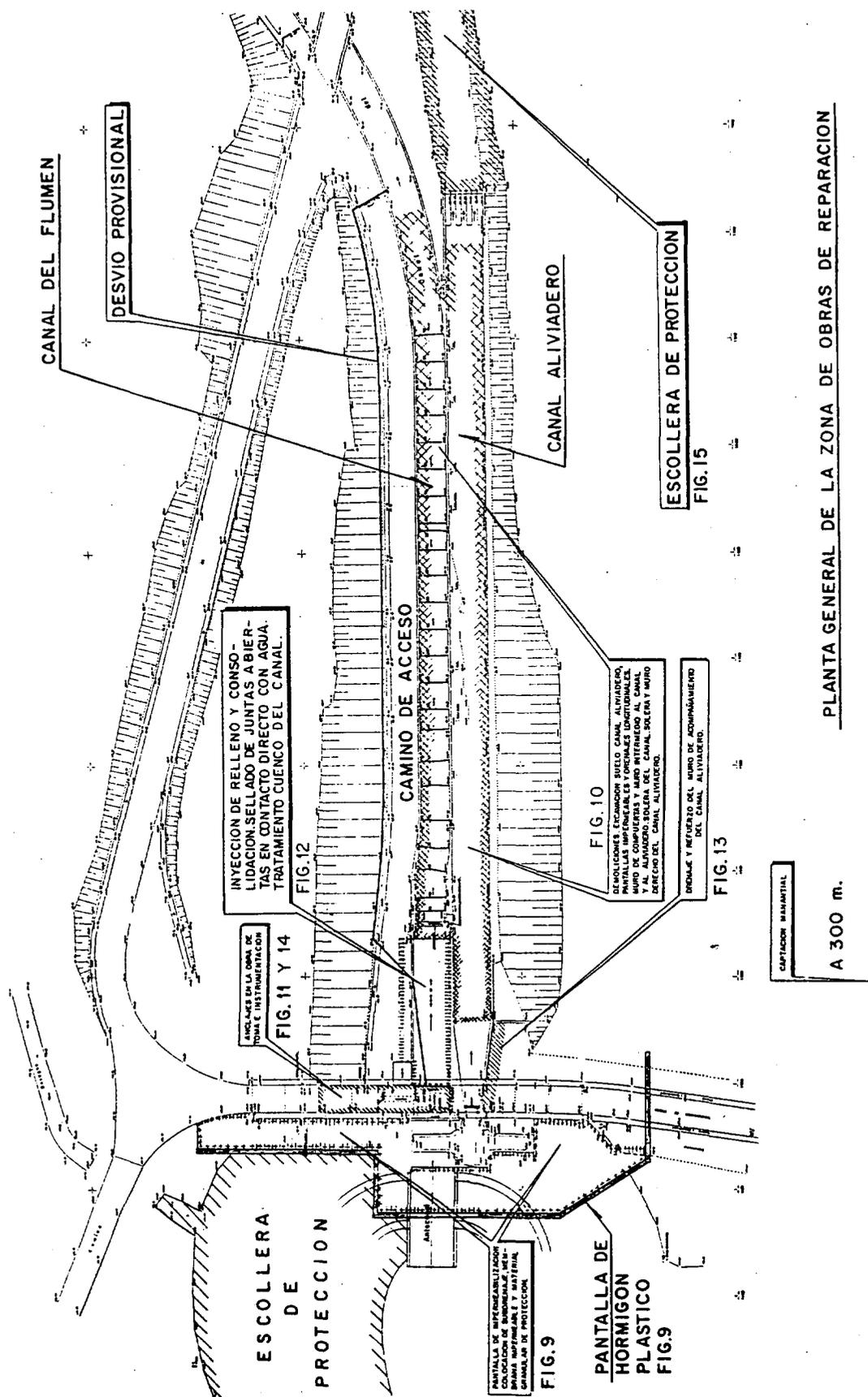
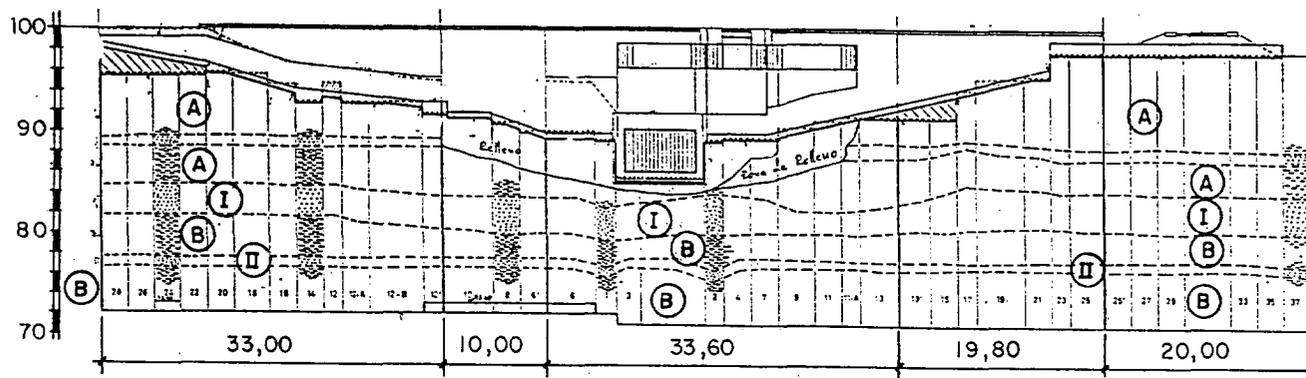
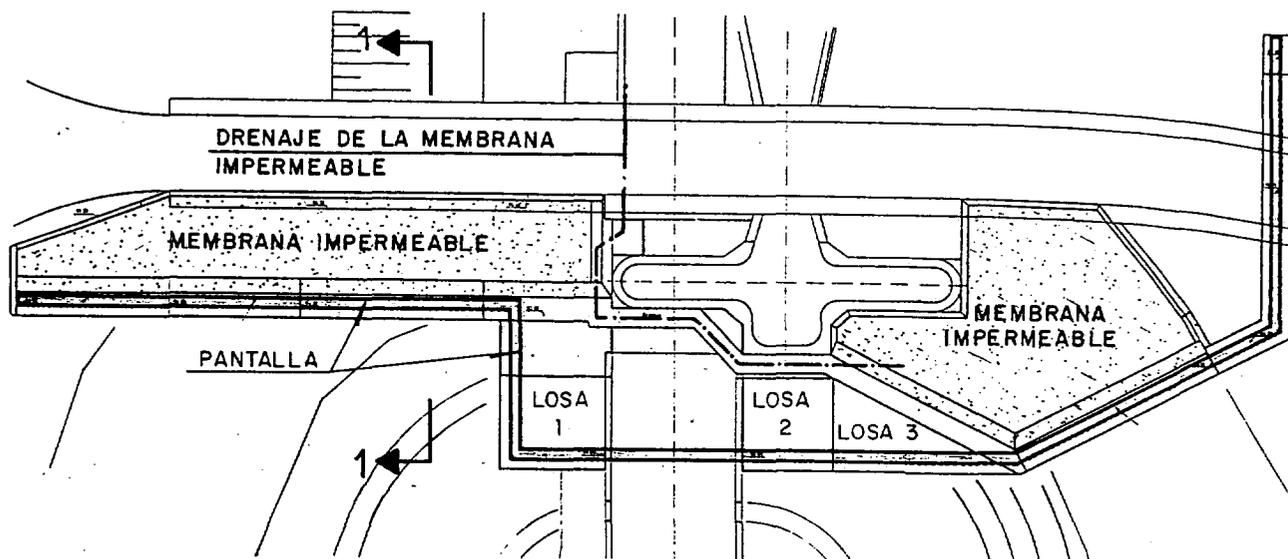


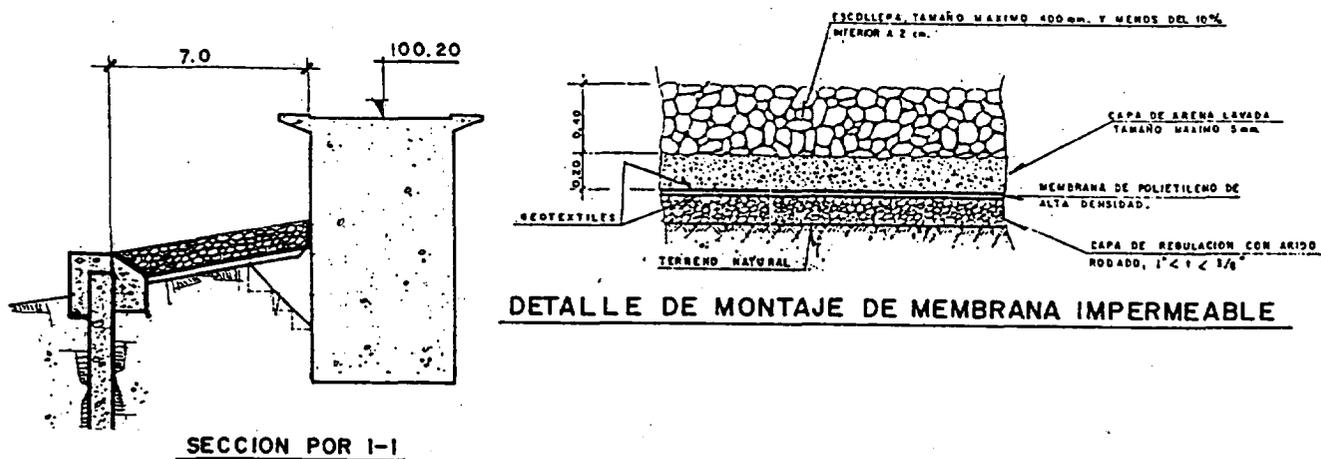
Figura 8. Presa del Torrollón. Estribo izquierdo.



ALZADO DESARROLLADO DE LA PANTALLA DE HORMIGON



PLANTA DE LA PANTALLA DE HORMIGON Y LOSAS



SECCION POR I-I

DETALLE DE MONTAJE DE MEMBRANA IMPERMEABLE

Figura 9. Esquemas de las obras de impermeabilización aguas arriba del estribo izquierdo.

sideración, tanto en el caso de la pantalla como en el del tapiz, si se pretendía obtener una cierta eficacia de la barrera. Además de las mayores dificultades de excavación que supondría un espesor grande de pantalla, también había que tener en cuenta que, por razones de mantenimiento del servicio del canal del Flumen, las obras debían acometerse durante los meses de invierno y ello constituía un inconveniente para soluciones que suponían la puesta en obra de volúmenes de arcilla de cierta consideración.

- 4.º La necesidad de tener una cierta resistencia estructural en la parte superior de la pantalla en toda la zona en la que éste se conectaba en cabeza a losas de hormigón, hizo que tampoco se estimara apropiada una solución del tipo de pantalla de lodos autoendurecibles de bentonita-cemento.

### Drenaje del canal aliviadero y canal del Flumen

Se consideró necesario que la solución a desarrollar contemplara:

- 1.º Drenaje en el trasdós de los cajeros a reconstruir.
- 2.º Drenaje bajo la solera del canal aliviadero y canal de Flumen.
- 3.º Inutilización del drenaje existente al pie del cajero izquierdo y su sustitución por otro que cumpliera la condición de filtro respecto al material circundante.

Se optó por el empleo de un geotextil con tama-

ño máximo de poro adecuado (tipo "no tejido") para colocarlo entre el material a proteger de arrastres y el material filtrante. Esto permitía una mayor tolerancia en lo que se refiere al huso granulométrico del material filtrante y una mayor facilidad para su puesta en obra. La anulación del drenaje existente al pie del cajero izquierdo del canal del Flumen se proyectó mediante inyección del mismo con lechada de cemento.

Para evitar arrastres de material de la capa I de arenas que se pudieran producir por caminos no interceptados por los drenes longitudinales previstos, se proyectó también la ejecución, bajo dichos drenes, de sendas pantallas impermeables empotradas en la capa de margas arcillosas (capa B), situada debajo de las arenas de cementación muy pobre. La longitud de estas pantallas se fijó en 100 metros, valor que se juzgaba suficiente para reducir de forma adecuada los gradientes hidráulicos de las eventuales filtraciones no controladas. En la Figura 10 se muestra la solución de drenaje en una sección transversal al canal del Flumen y canal aliviadero.

### Expansividad del terreno de cimentación de la solera del canal aliviadero

Para resolver el problema de la expansividad en la zona del canal aliviadero, se contemplaron inicialmente soluciones consistentes en:

- a) Ajustar el espesor de la solera de manera que el peso propio equilibrara la "presión de hinchamiento" estimada, y dimensionar el cajero intermedio para resistir los empujes correspondientes.

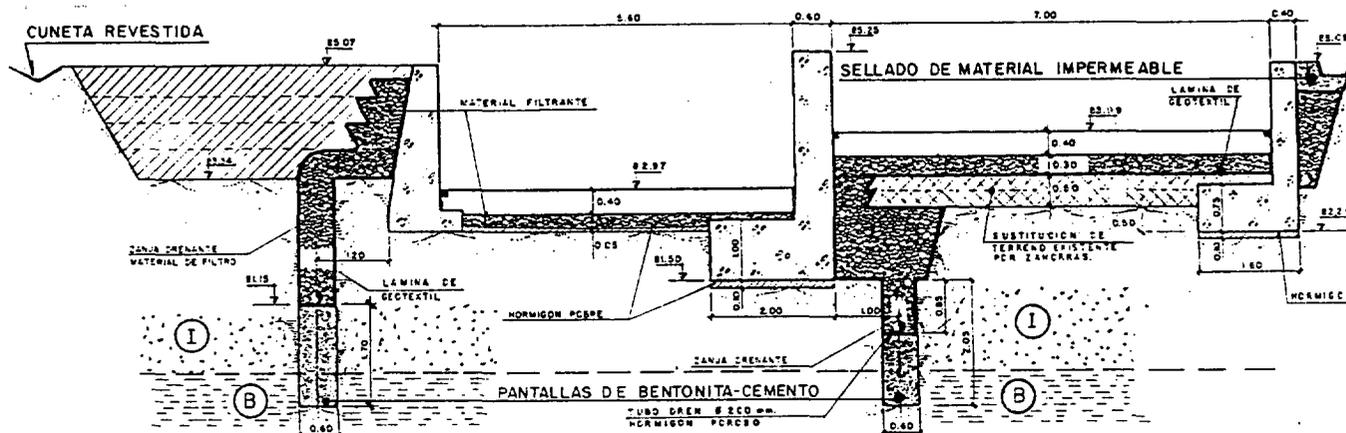


Figura 10. Solución de drenaje (sección transversal) en el canal del Flumen y aliviadero.

- b) Resistir los esfuerzos provocados por la expansividad mediante el anclaje de la solera y del cajero intermedio del canal aliviadero.
- c) Permitir los movimientos de hinchamiento mediante juntas apropiadas en las estructuras y colocar sin compactación los rellenos del material drenante.
- d) Sustituir, por medio de excavación y reposición con un material tipo zahorras, la capa A de limolitas-margas que provocaba los problemas de expansividad.

De todas estas soluciones se eligió finalmente la de sustitución de la capa A de limolitas-margas por zahorras en toda la zona de apoyo de la solera del canal aliviadero (Fig. 10). Para la elección se ha tenido en cuenta que esta sustitución no suponía volúmenes importantes (profundidad de la capa entre 0,5 y 1 metro).

**Estabilidad de la obra de toma para situaciones de máximo embalse**

Los cálculos de estabilidad realizados en la obra de toma, proporcionaban unos coeficientes de seguridad insuficientes en secciones del muro-estribo situadas en su mitad izquierda.

Dado que, una vez ejecutada la barrera impermea-

ble de aguas arriba, la hipótesis de subpresión adoptada en los cálculos podía llegar a ser pesimista, es por lo que la realización parcial o total de la solución que mejorará la estabilidad de la obra de toma podría depender en última instancia de los valores de subpresión reales que se produjeran tras el primer llenado que siguiera a las obras de reparación.

Para la mejora de la estabilidad se consideraron dos posibles alternativas:

- a) Realizar una pantalla de drenes.
- b) Proceder al anclaje de las secciones del estribo que tenían bajos coeficientes de seguridad a la estabilidad.

De estas dos posibles alternativas se eligió finalmente la de anclajes permanentes de las secciones problemáticas, por considerar que:

- 1º La pantalla de drenes requeriría un tratamiento especial a fin de que los drenes no llegasen a ser un factor provocador de arrastres del material de la capa I de areniscas.
- 2º La pantalla de drenes requeriría de un mantenimiento y cuidado permanente al objeto de conservar su eficacia.

En total se proyectaron 7 anclajes de 100 Tn. ejecutados desde el paramento de aguas abajo como

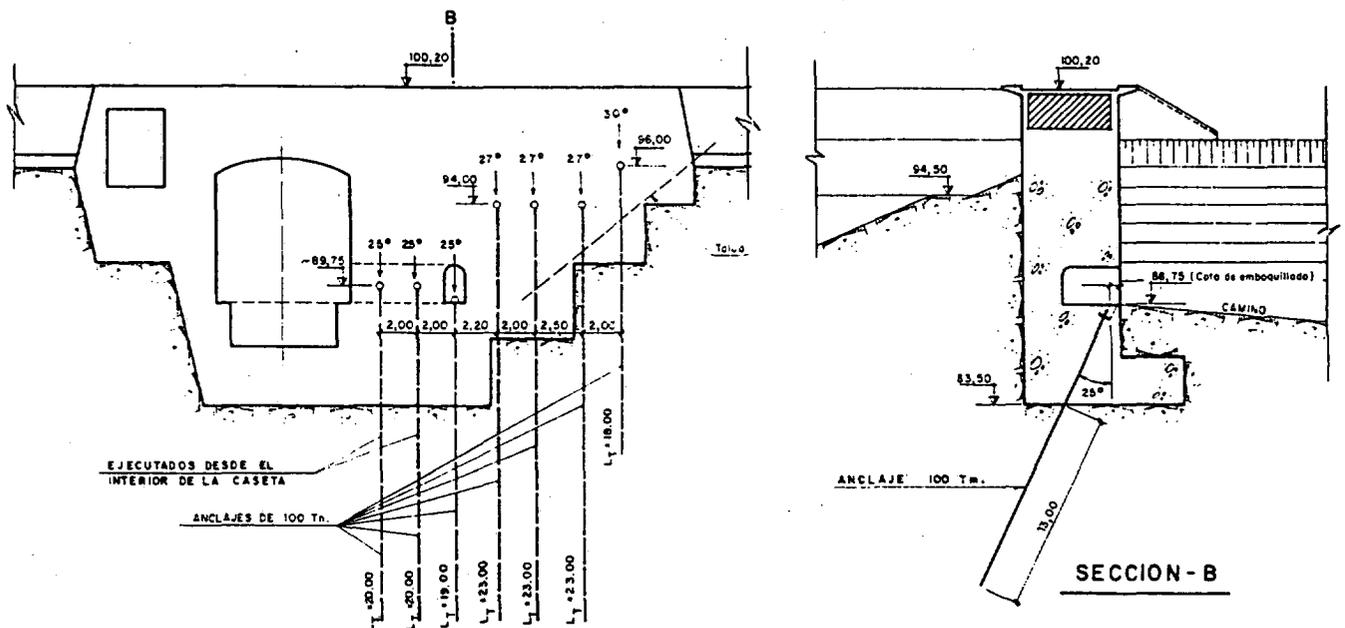


Figura 11. Esquema de situación de anclajes ejecutados desde el paramento de aguas arriba.

se indica en la Fig. 11. Hubiera sido más adecuada una disposición de anclajes verticales desde coronación pero existía el inconveniente de que los dos metros superiores del muro-estribo están constituidos por un relleno de tierras confinado por dos muretes en ambos paramentos.

**Resto de las obras proyectadas**

- a) *Relleno y consolidación de las zonas ya erosionadas en la cimentación de la obra de toma (Fig. 12)*

Se proyectó la inyección de las cimentaciones de la obra de toma (estribo, cuenco, perfil Creager y plataforma del emboquillado del ali-

viadero) con una lechada de bentonita cemento y dosificaciones variables en función de las admisiones (presión de inyección no superior a  $3 \text{ kg/cm}^2$ ).

- b) *Sellado de grietas y juntas de hormigonado abiertas*

Se proyectó la inyección de las grietas y juntas de hormigonado con lechada de cemento añadiendo un inerte que elimine la retracción.

- c) *Drenaje y refuerzo del muro derecho en la rápida del aliviadero (Figura 13).*

El drenaje se proyectó en la zona baja del muro con taladros de 115 milímetros de diámetro,

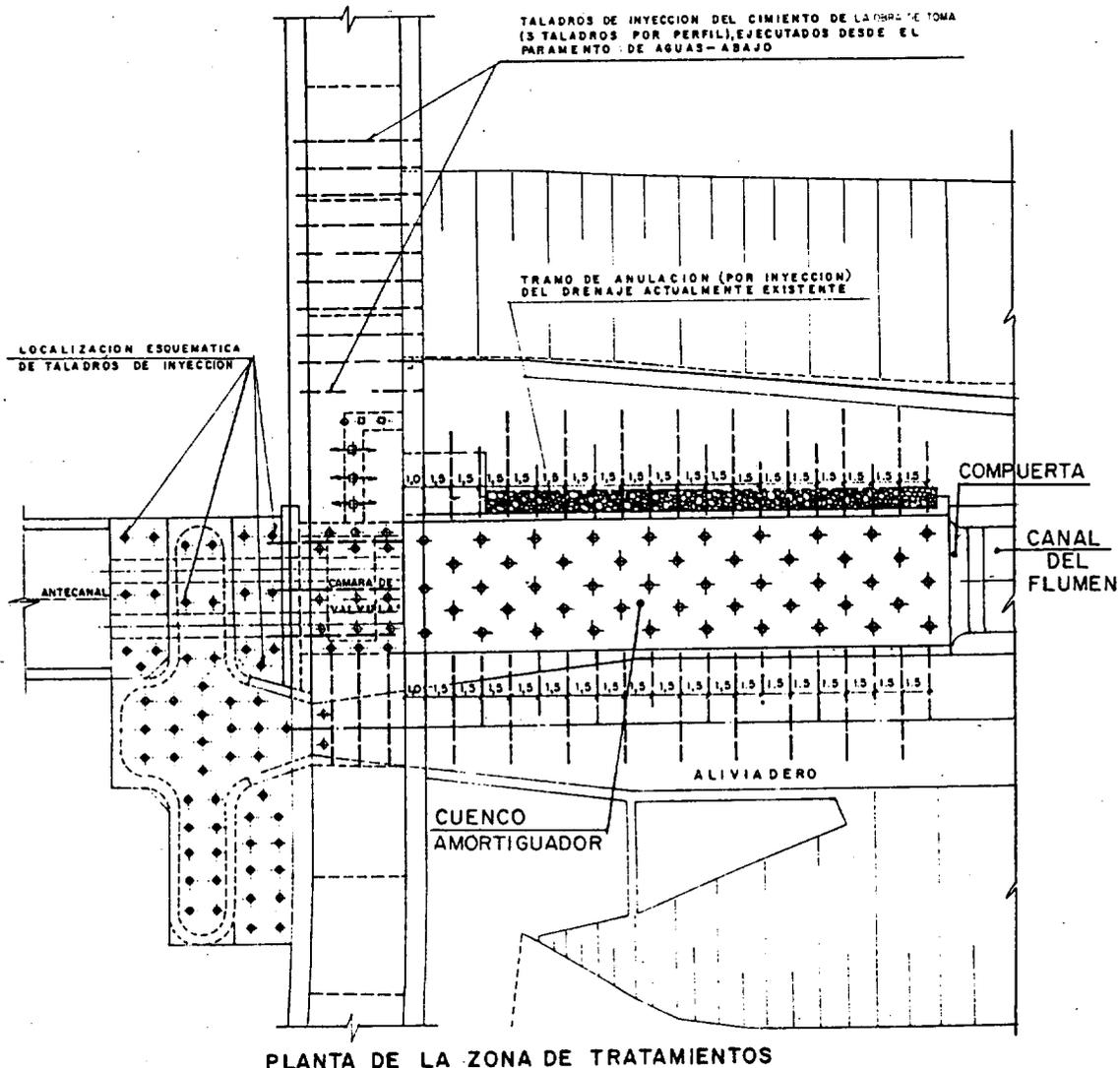


Figura 12. Inyecciones de relleno y consolidación en zonas erosionadas en la cimentación de la obra de toma.

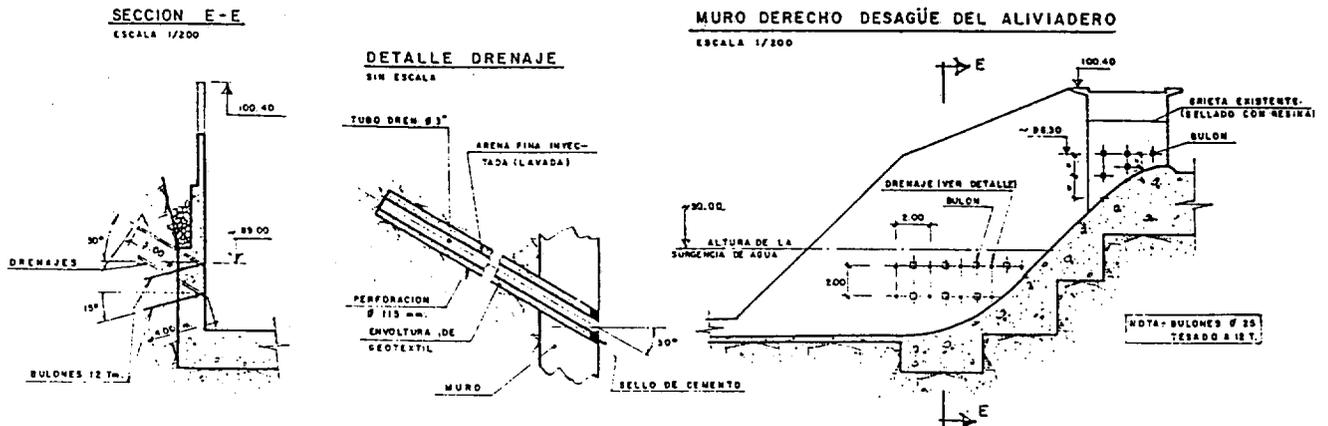


Figura 13. Drenaje y refuerzo del muro derecho en la rápida del aliviadero.

inclinación ascendente de 30°, y una profundidad de 3 metros por detrás del hormigón del muro. El refuerzo del muro se contempló mediante bulones de 12 toneladas, inyectados y de 4 y 5 metros de longitud.

d) *Impermeabilización de las paredes y solera del cuenco y del antecanal*

La solución proyectada consistió en el tratamiento de las superficies de hormigón con un mortero de reparación de dos componentes a base de cemento mejorado con resinas sintéticas y una malla de fibra de vidrio.

e) *Demolición y reconstrucción de las zonas del canal aliviadero y canal del Flumen*

Ante el estado de daños que presentaban el muro intermedio y la solera del canal aliviadero se optó por la demolición y reconstrucción del muro derecho del canal aliviadero, del muro intermedio y de las soleras del canal del Flumen y canal aliviadero.

f) *Captación y aforo de las aguas del manantial en la zona central del dique de tierras al pie de aguas abajo*

Con objeto de llevar un control de filtraciones y evitar arrastres a la salida del manantial se proyectó una arqueta de recogida con una capa filtrante protegida con una lámina de geotextil en su contacto con el terreno.

g) *Establecimiento de un control para evaluación del comportamiento de las obras de reparación (Figura 14).*

Con este propósito se proyectó una instrumentación para realizar los siguientes controles:

- 1.º Control de subpresiones mediante piezómetros de cuerda vibrante.
- 2.º Control de movimientos relativos entre juntas del hormigón del muro-estribo, mediante ternas de bases medidas con defórmetro.
- 3.º Control de giros en el muro de estribo por medio de bases fijas al hormigón.
- 4.º Control de movimientos relativos entre el muro estribo y el terreno de cimentación, mediante extensómetros de varillas.
- 5.º Control de filtraciones por medio de aforadores.

h) *Otras obras complementarias.*

Como obras complementarias se consideraron las protecciones con escollera de la zona del vaso y del barranco al que descarga el canal aliviadero (Figura 15). Igualmente se proyectó una línea de A.T. para el transporte de energía a la presa, así como edificios para el servicio de explotación de la obra.

## 6. EJECUCION DE LA REPARACION

Las obras fueron ejecutadas, en general, conforme a lo proyectado. En las Fotografías 9 a 16, ya pueden observarse diversas vistas de la obra. Cabe destacar ciertos aspectos significativos:

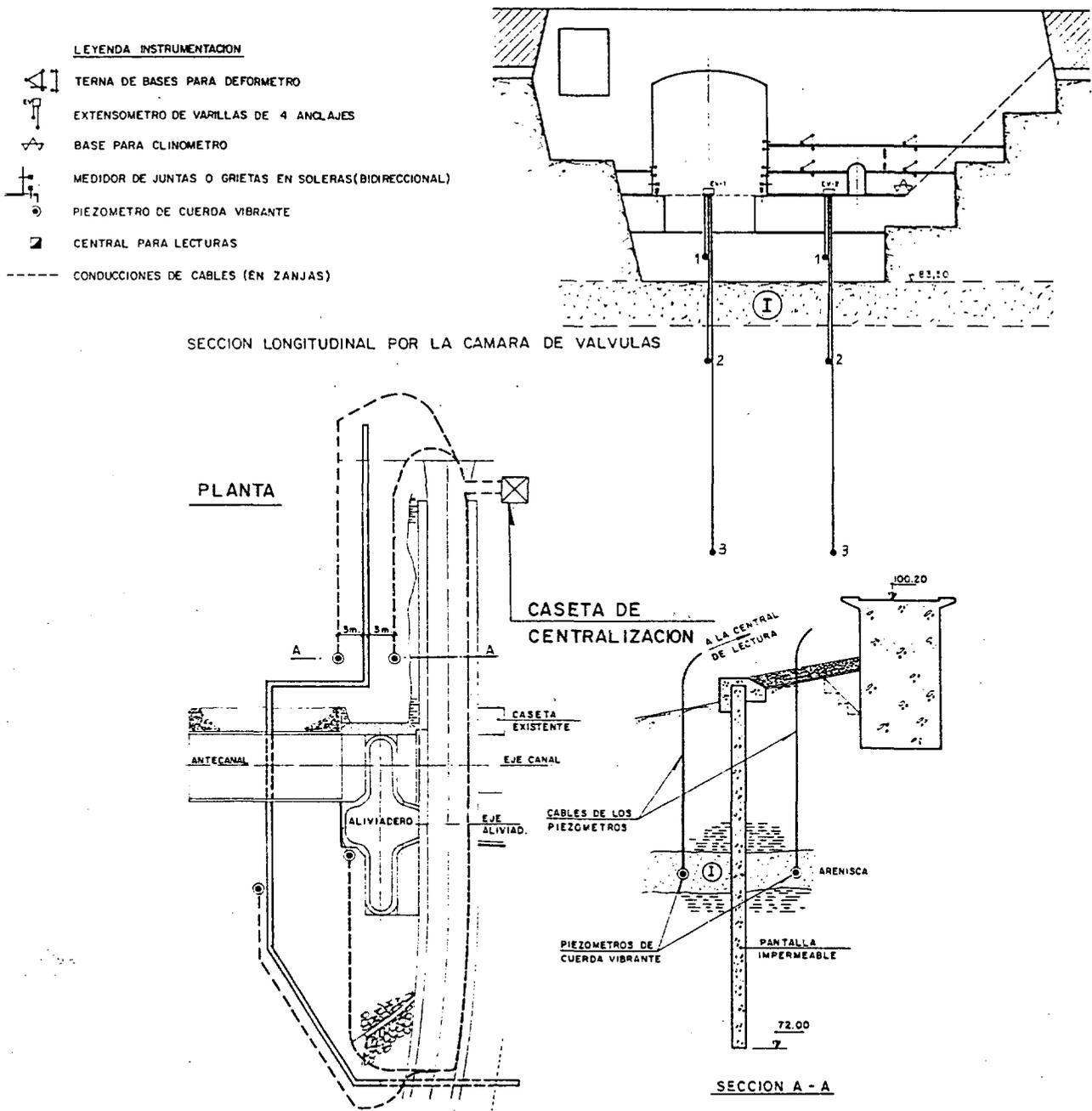


Figura 14. Control para la evaluación del comportamiento de las obras de reparación de la presa del Torrollón. (Instrumentación).

### 6.1. Orden de ejecución de los tajos

Los trabajos había que ejecutarlos de modo que no afectaran al suministro a los regadíos, por lo cual las demoliciones y reconstrucciones en la zona del canal (tras la obra de toma) y de descarga del aliviadero debían efectuarse en otoño-invierno. También imponía el hecho de que la realización de la pantalla en la parte baja debía llevarse a cabo en

la misma época. Por tanto, estos trabajos se simultanearon.

También se tuvo en cuenta la necesidad de concluir las inyecciones y el tratamiento del cuenco del canal antes de ejecutar los drenajes longitudinales en su proximidad.

En el resto, se siguió el orden lógico que imponían los condicionamientos técnicos de la obra.

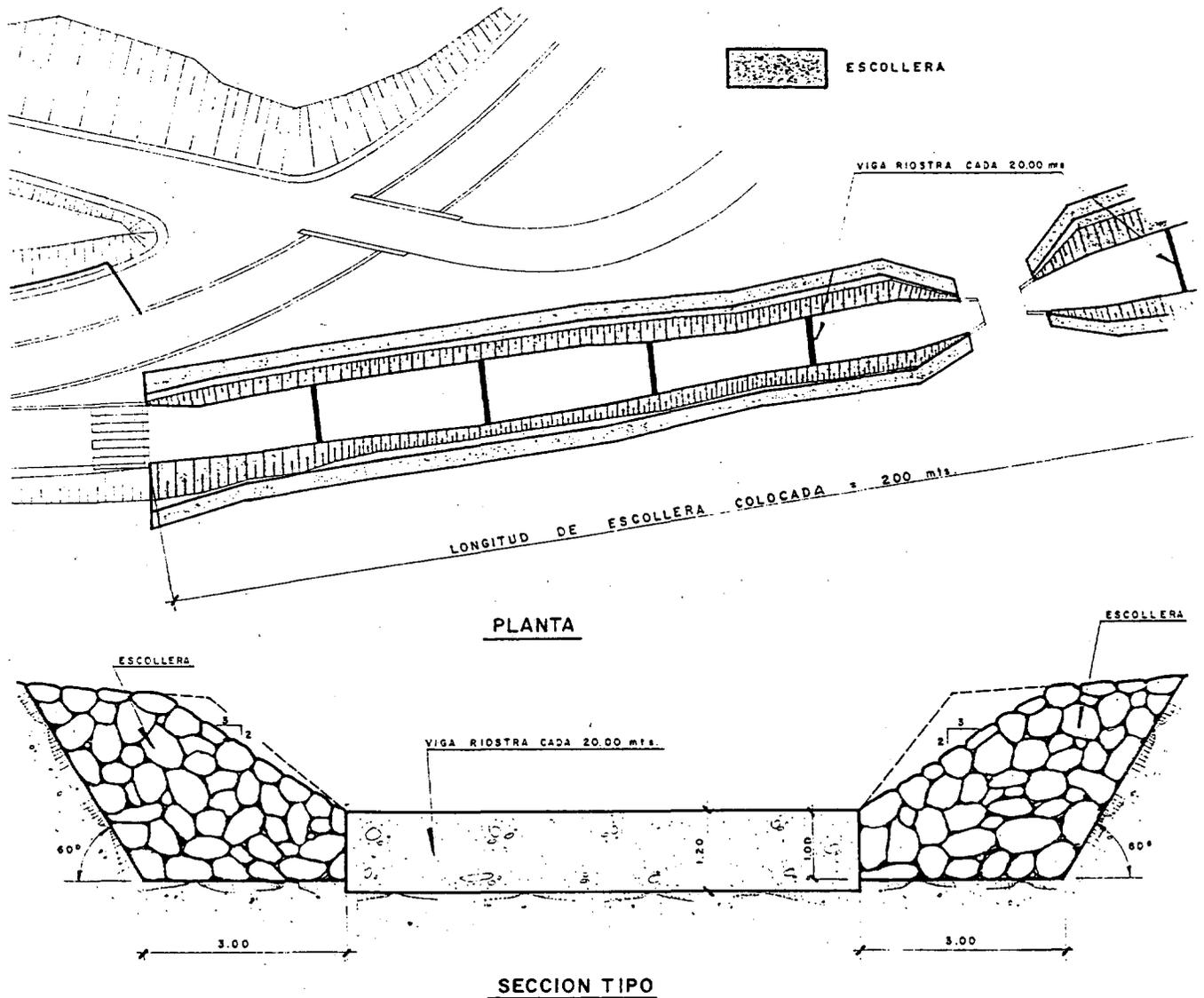


Figura 15. Otras obras complementarias. Protección, con escollera, del vaso y del barranco al que descarga el canal aliviadero.

### 6.2. Juntas entre módulos de la pantalla impermeable

Para asegurar la continuidad geométrica de las juntas entre los diversos módulos de la pantalla, dada su elevada profundidad (media de 23 metros), se utilizaron juntas circulares de acero como encofrado entre módulos. Estas juntas sirven de guías al útil empleado en la excavación de la zanja de modo que la excavación de cada módulo fue guiada por el panel hormigonado contiguo.

A fin de dotar a la pantalla de la debida impermeabilidad en las juntas entre módulos y evitar filtraciones localizadas se efectuó en cada junta una

perforación a rotoperusión posteriormente rellena de mortero de cemento-bentonita que permitió además comprobar el efectivo contacto entre paneles de hormigón a lo largo de todas sus juntas.

En la Figura 16 se recoge el detalle de la junta entre módulos.

### 6.3. Medios de excavación de la pantalla

Se pudo constatar en obra que con el empleo de los medios convencionales (cuchara y trépano) el rendimiento de la excavación era aproximadamente de 0,9 m<sup>3</sup> a la hora, muy inferior al previsto en proyecto (4,79 m<sup>3</sup> a la hora), lo cual conduciría a

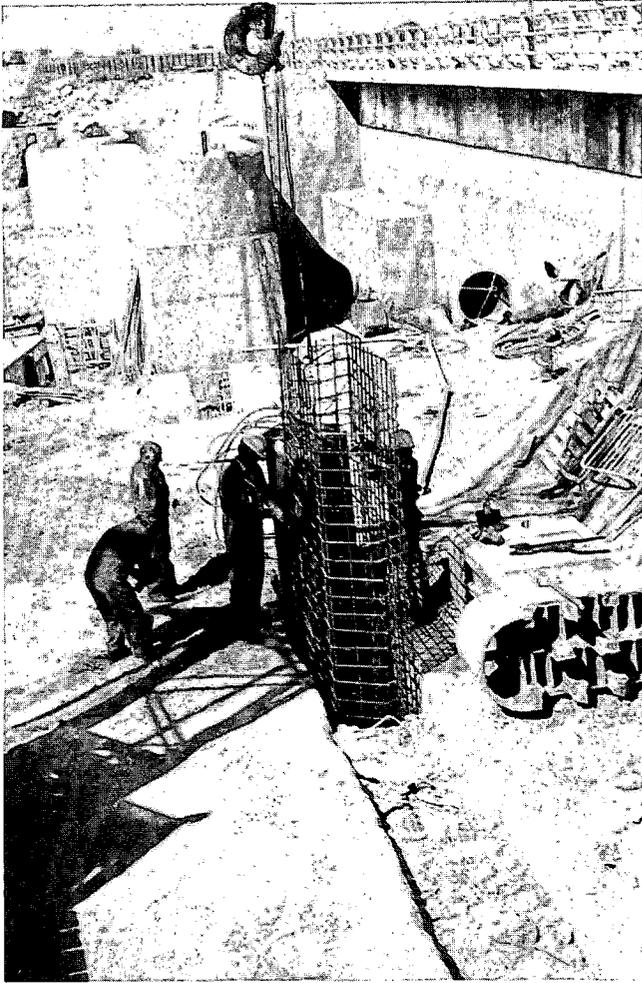


Foto 9. Colocación de armadura en pantalla.



Foto 11. Hormigonado de la viga de atado en cabeza de pantalla en margen izquierda. Al fondo vista de la pantalla tras el descabezado en la margen derecha.



Foto 10. Hormigonado de cajero intermedio al canal y al aliviadero en la zona de aguas abajo.



Foto 12. Vista de la lámina de impermeabilización y de su unión al hormigón de la presa.

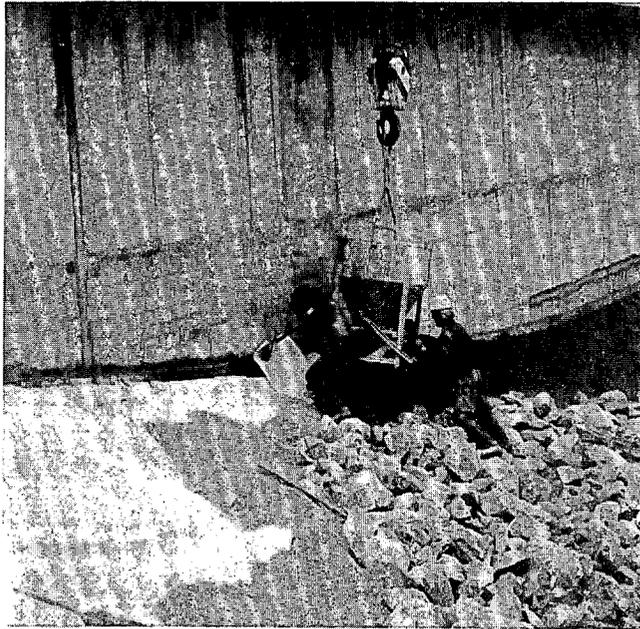


Foto 13. Colocación de las capas granuladas sobre el geotextil protector de la lámina de impermeabilidad.

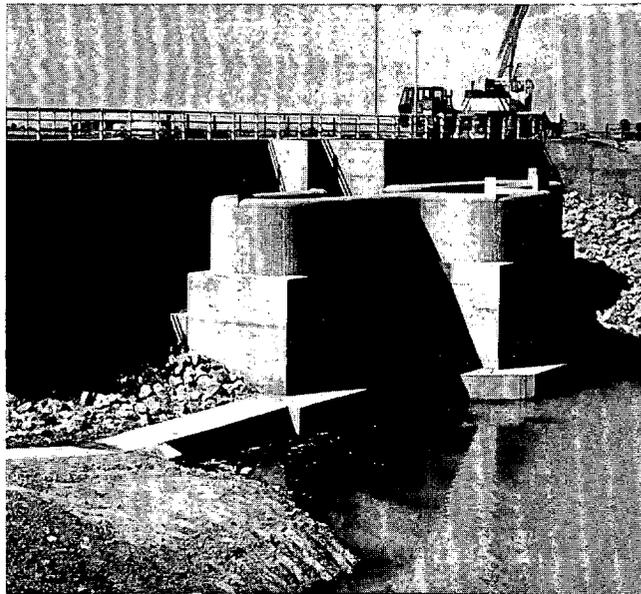


Foto 14. Aspecto final de las obras terminadas en la zona de aguas arriba.

un importante aumento en el plazo de ejecución de las obras (previsto en 5 meses y condicionado fundamentalmente por el tiempo preciso, para la ejecución de la pantalla). Ello conduciría a demorar la puesta en servicio del embalse del Torrollón.

Para evitar tal demora se utilizaron unos equi-

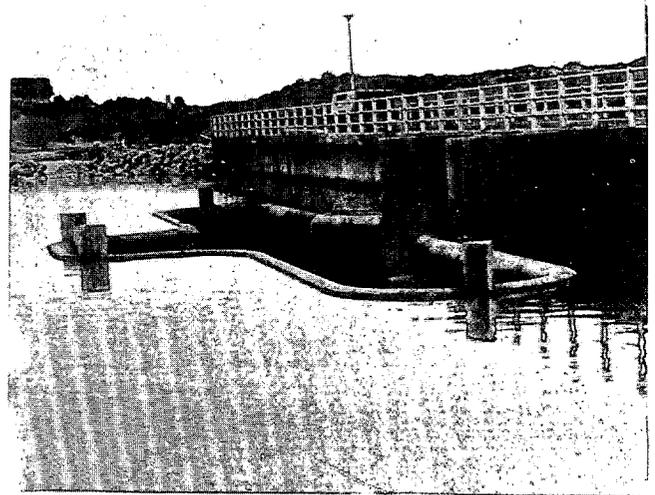


Foto 15. Llenado del embalse tras la terminación de las obras de reparación.

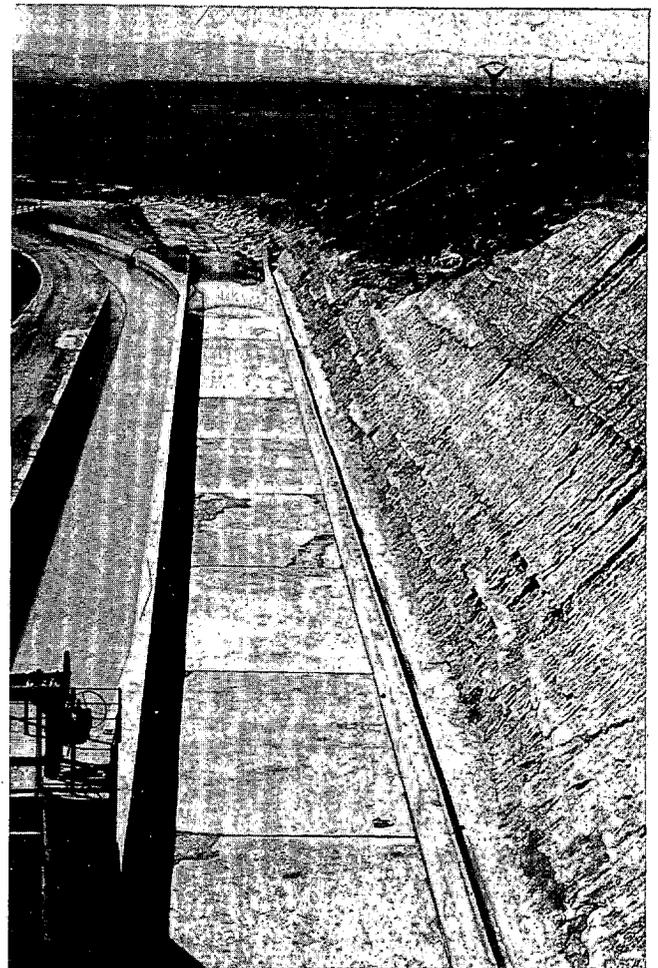


Foto 16. Vista de la obra en reparación terminadas en el canal y aliviadero.

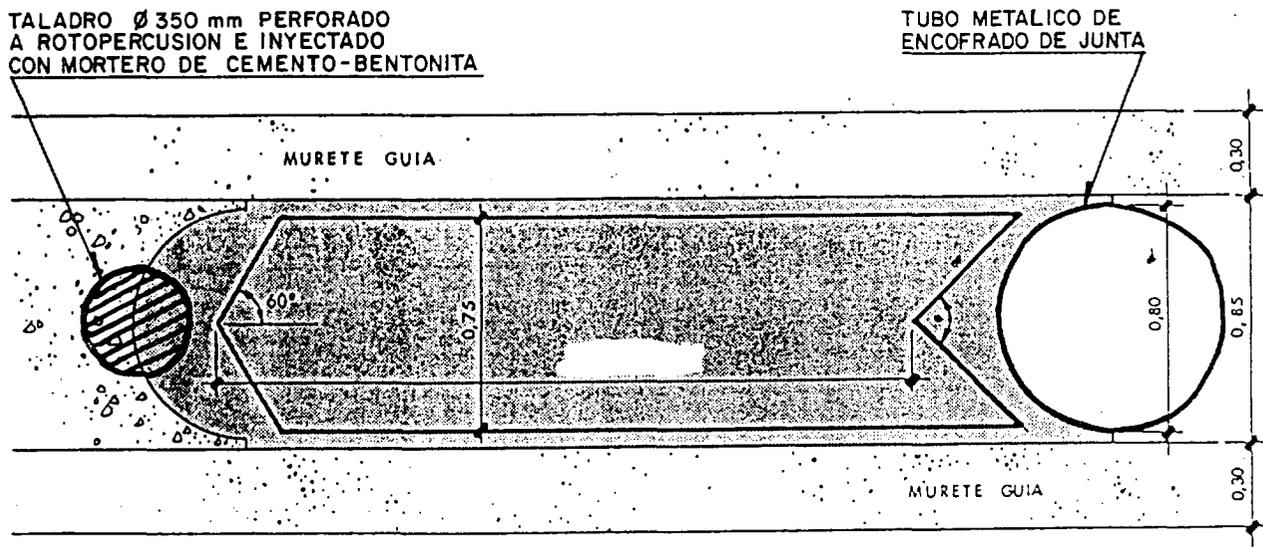


Figura 16. Módulo tipo de pantalla y detalle de junta entre módulos.

pos específicos, no previstos ni usuales en este tipo de trabajos, realizándose antes de la excavación de los módulos de la pantalla unas perforaciones a rotación (con  $\varnothing 800$  mm.) y rotopercusión ( $\varnothing 350$  mm.) que, además de incrementar notablemente el rendimiento de la excavación (hasta unos 3 m<sup>3</sup>/hora), se mejoraba la verticalidad de la excavación y se contribuía a asegurar la continuidad de la pantalla.

Aún así, la ejecución de todas las obras duró diez meses, duplicándose el plazo inicialmente previsto.

#### 6.4. Hormigón de pantalla

Dadas las características especiales de este hormigón, se realizaron ensayos previos en laboratorio especializado con la finalidad de ajustar la dosificación a emplear en obra, de forma que el hormigón resultante conjugara unas prestaciones de impermeabilidad ( $K$  máximo  $10^{-7}$  cm/segundo, para lo que se adicionaba bentonita de modo importante), de durabilidad (para lo que se empleaba cemento con adiciones tipo II), de resistencia a plazos cortos (7, 14 y 28 días exigiéndose 125 kg/cm<sup>2</sup> a esta última edad) y de trabajabilidad (tamaño máximo 20 mm. y consistencia de 17 a 23 en cono Abrams).

Utilizando los áridos de la zona se llegó al diseño de un hormigón con alto contenido de cemento (400 kg/m<sup>3</sup>) a fin de contrarrestar el efecto de

minoración de resistencias producido por el volumen de agua y bentonita añadidos, así como la mayor cantidad de fraguado y endurecimiento. En concreto se adoptó como fórmula de trabajo en obra la siguiente:

Aridos 5/20 .....	864 kg/m <sup>3</sup>
Arena 0/5 .....	707 kg/m <sup>3</sup>
Cemento II C/35A ....	400 kg <sup>3</sup>
Agua total (*) .....	312 kg <sup>3</sup>
Bentonita .....	25 kg <sup>3</sup>

(\*) agua empleada en fabricación del lodo bentonítico — 275 kg/m<sup>3</sup> (bentonita/agua = 9,1% en peso).

Para la homologación de la planta instalada a pie de obra se realizaron los ensayos característicos sobre una serie de familias de probetas. Hubo muchos problemas para ajustar la fórmula de trabajo en obra, poniéndose de manifiesto la importancia de la corrección de la humedad de los áridos.

Finalmente se adoptó la siguiente fórmula, a nuestro juicio más compensada, con la que se consiguieron todos los objetivos indicados:

Aridos 5/20 .....	980 kg/m <sup>3</sup>
Arena 0/5 .....	682 kg/m <sup>3</sup>
Cemento II C/35A ....	300 kg <sup>3</sup>
Agua total .....	200 kg <sup>3</sup>
Bentonita .....	20 kg <sup>3</sup>

Hay que reseñar que los porcentajes de resisten-

C.H. DEL EBRO (P. DEL TORROLLON)  
 CONTROL FILTRACIONES (AFOROS)  
 DRENAJE (CANAL) Y MANANTIAL

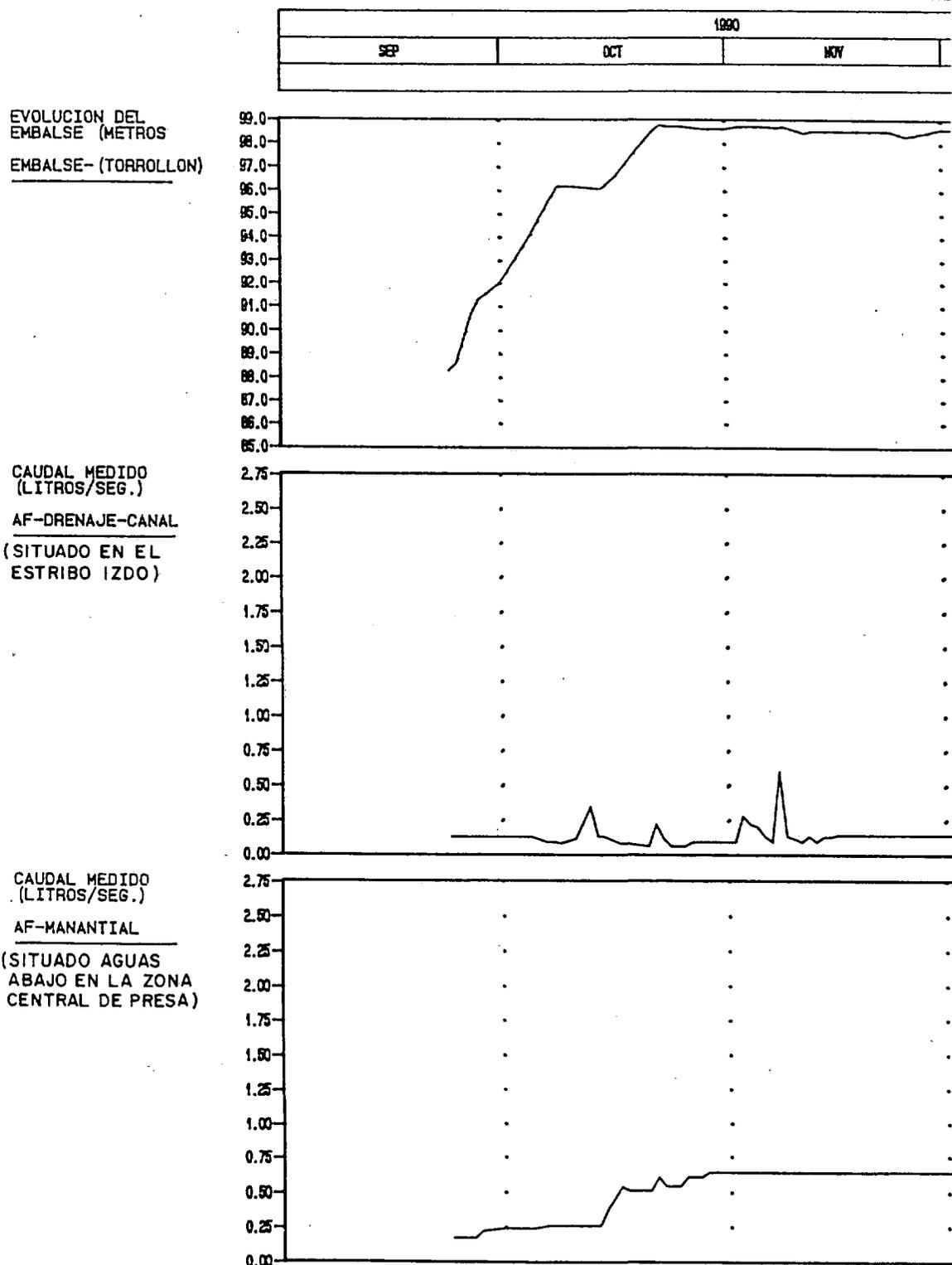


Figura 17. Filtraciones aforadas durante el llenado.

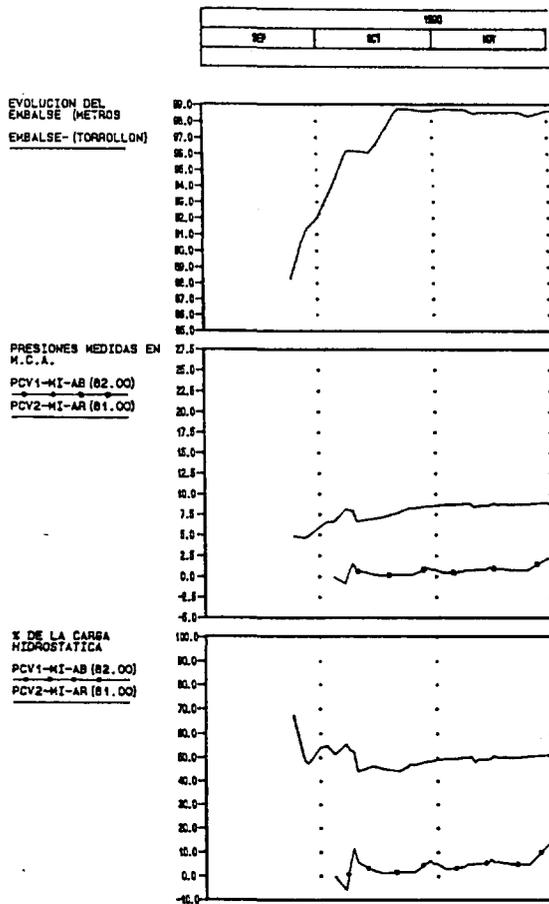
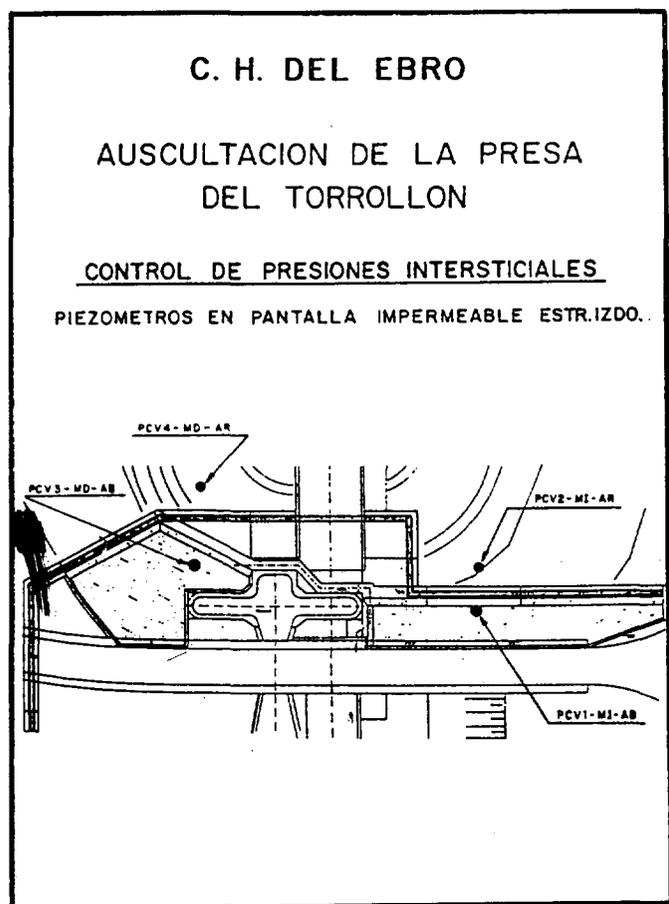


Figura 18. Subpresiones medidas durante el llenado. Situación de piezómetros instalados.

cia a edades de 28 días a menores eran sensiblemente inferiores al desarrollo normal de un hormigón tradicional, consecuencia del tipo de cemento, de la adición de bentonita y del alto contenido de agua en el hormigón. A 90 días se alcanzaron resistencias superiores a 150 kg/cm<sup>2</sup>.

### 6.5. Control de obra

Se llevó a cabo un intenso control de obra con presencia de un técnico y dos vigilantes a pie de tajo, ejecutándose diversos ensayos de laboratorio para determinar consistencia y resistencia de hormigones, así como viscosidad de lodos bentoníticos, fundamentalmente. Se efectuó así un seguimiento continuado de la obra, necesario especialmente en la ejecución de la pantalla y en las inyecciones, impermeabilizaciones y anclajes, consiguiéndose a través del mismo:

- a) *La correcta ejecución* de las diversas partes de la obra, ajustándose tanto los materiales co-

mo la ejecución de cada unidad de obra a lo recogido en el Pliego de Prescripciones del Proyecto.

- b) *Redefinir tratijos y soluciones* cuando ha sido preciso. Se modificó así, además de la junta y la excavación de la pantalla impermeable, la definición de las losas de hormigón y de la membrana impermeable para un mejor ajuste al terreno tras el movimiento de tierras efectuado para crear plataformas de trabajo, y se definieron los recrecimientos de pantalla necesarios para la debida continuidad del apoyo de la membrana.

También se redefinió la profundidad de las zanjas impermeables longitudinales bajo los cajeros del Canal y del aliviadero tras la obra de toma, incrementándola en 50 cm.

Se ajustó el tratamiento con inyecciones a los resultados de los ensayos Lugeon, y a la evolución de las mismas. Y se redefinieron las pro-

fundidades y tensiones de los anclajes, en virtud de su posición relativa a la pantalla y del espesor de hormigón disponible para anclar en la obra de toma.

- c) *Localizar los fallos previos y confirmar la patología apuntada*, detectándose presencia localizada de agua en ciertos puntos, exceso de medición de hormigón en algunos módulos de la pantalla, fisuraciones de hormigón, incluso grietas, en el seno de la estructura, zonas localizadas donde ha penetrado más lechada..., así como la constatación de los paquetes de arenisca existentes con continuidad bajo la cimentación de la obra del estribo de la presa.
- d) *Evaluar las unidades de obra realmente ejecutadas y estimación de su coste real* (control de materiales, mano de obra y maquinaria).

#### 6.6. Plazos y Costes

La ejecución de las obras ha precisado diez meses para ser completada. Pese a tener abiertos diversos tajos simultáneamente, la imposibilidad de duplicar equipos en pantalla hasta tener muy avanzado el tajo (por falta de espacio físico) ha impedido cumplir el plazo previsto de 5 meses.

El importe total de la obra ha ascendido a unos 330 millones de pesetas (año 1990). Las principales partidas han ido destinadas a la pantalla impermeable (sobre 135 millones de pesetas, que supone 50.000 h/m<sup>2</sup> de pantalla, imputable casi al 50% entre excavación y resto), y a la reconstrucción del canal y del desagüe del aliviadero tras la obra de toma del embalse del Torrollón (sobre 70 millones de pesetas).

#### 7. CONTROL DEL NUEVO LLENADO. EFECTIVIDAD DE LA REPARACION

Terminada la reparación se llevó a cabo el llenado del embalse de acuerdo con una programación previamente establecida, coincidiendo con el final

de la campaña de regadíos, antes de proceder al corte de los canales.

El llenado se efectuó en dos fases de 9 y 8 días, separados por una semana de estabilización, con subida diaria de lámina en el embalse de 50 centímetros en la primera fase y de 40 centímetros en la segunda.

Se efectuó el control del llenado mediante inspecciones visuales y mediante el seguimiento de las lecturas proporcionadas por la instrumentación, que se efectuó a nivel diario para los piezómetros y los aforos.

No se produjeron incidencias, completándose el llenado del embalse a finales de octubre de 1990.

Desde entonces se ha mantenido el embalse lleno o en plena explotación, habiéndose constatado la debida efectividad de la reparación, permaneciendo únicamente en el paramento de aguas abajo de la obra de toma ciertas humedades no aforables.

Los drenajes longitudinales bajo el Canal (aguas abajo de la obra de toma) recogen un caudal aforado de 0,1 litros/segundo y el dren bajo la membrana impermeable (aguas arriba de la obra de toma) recoge un caudal de 0,6 litros/segundo. Los picos que se observan en la Figura 17 corresponden a días con precipitación.

En cuanto a los datos piezométricos, ha podido constatarse la efectividad de la pantalla impermeable, para disminuir la presión intersticial en el terreno, como se ve en la Figura 18. Mientras que los piezómetros situados aguas arriba de la pantalla siguieron la elevación del agua en el embalse, los de aguas abajo se estabilizaron a una presión claramente inferior a la correspondiente a la carga del embalse.

Finalmente, señalar que ya ha transcurrido casi un año desde el llenado del embalse, sin incidencias, habiendo prestado servicio por primera vez desde su construcción en la campaña de riegos de este año; pudiendo así considerarse por tanto conseguido el objetivo marcado.