

Construcción de la presa de Lechago

Construction of Lechago Dam

Revista de Obras Públicas
nº 3.509. Año 157
Abril 2010
ISSN: 0034-8619

Fernando Esteban García. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Confederación Hidrográfica del Ebro. Director de las obras. festeban@chebro.es

Antonio Soriano Peña. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Catedrático de Ingeniería del Terreno. Universidad Politécnica de Madrid. antonio.soriano@upm.es

Antonio Soriano Martínez. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Ingeniería del Suelo, S.A. asm@ingesuelo.com

Resumen: La construcción de la presa de Lechago ha supuesto un reto técnico muy importante. El tamaño de la presa, que debería alcanzar unos 35 m sobre el cauce y la naturaleza del aluvial del río, altamente deformable y de un espesor que localmente supera los 20 m, llevó a proyectar una solución de materiales sueltos con arcillas (núcleo) y pizarras (espaldones) que estaban disponibles localmente. Los problemas técnicos planteados por la debilidad del cimiento han sido resueltos gracias a algunos ensayos in situ (pruebas de tratamiento de la cimentación) y una serie de actuaciones especiales entre las que cabe destacar la cimentación profunda del cuenco del aliviadero y la preconsolidación del cimiento de la presa mediante rebajamiento forzado del nivel freático simultáneo con una precarga. También se incluyen en este artículo los trabajos realizados para investigar la resistencia de la presa frente a un eventual sismo. Trabajos que incluyen ensayos dinámicos en laboratorio de los suelos del cimiento y el cálculo dinámico con un modelo numérico.

Palabras Clave: Presas de tierra; Consolidación; Sismos; Mejora del terreno

Abstract: The construction of Lechago dam has posed an important technical challenge. The size of the dam, that had to reach some 35 m above the river level and the nature of the alluvial soils, highly compressible and with a thickness that is locally greater than 20 m, led the designer to an earth dam with impervious clay core and rock (slate) shoulders that were locally available. The technical problems associated to the foundation have been solved by means of some "in situ" testing (foundation treatment test) and a series of special preventive measures, among them it is opportune to mention the deep foundation of the spillwater stilling basin and the preconsolidation of the foundation of the dam by means of a forced lowering of the water table together with some preloading. It is also included in this paper the studies directed to investigate the dynamic strength of the dam under an eventual seismic loading. Those studies include some laboratory dynamic tests of the foundation soils and the use of a numerical model for dynamic analysis.

Keywords: Earth dams; Consolidation; Earthquakes; Soil Improvement

1. Antecedentes y situación

La presa de Lechago se encuentra situada en el término municipal de Calamocha (Teruel), en el río Pancrudo, cerca de la desembocadura de este con el río Jiloca. Desde el primer tercio del siglo pasado (1932) se venían realizando numerosos estudios para la regulación del río Jiloca, pero es en el año 1998 cuando la empresa PROSER redactó, para la Confederación Hidrográfica del Ebro, el Proyecto Base de la "Presa de regulación del río Jiloca en el T.M. de Ca-

lamocha (Teruel)". El objeto de dicho Proyecto fue el definir las obras necesarias para la construcción de una presa de embalse en el río Pancrudo y de sus estructuras hidráulicas, así como las obras de un trasvase de caudales desde el río Jiloca al embalse. En el año 2002 se anunció el concurso de las obras, para el que se admitían pequeñas variantes. La UTE COPISA S.A. - FERNANDEZ S.A. - BRUES S.A. fue la adjudicataria de las obras correspondientes. Entre los años 2004 y 2008 se ejecutó el cuerpo de presa con sus órganos de desagüe.

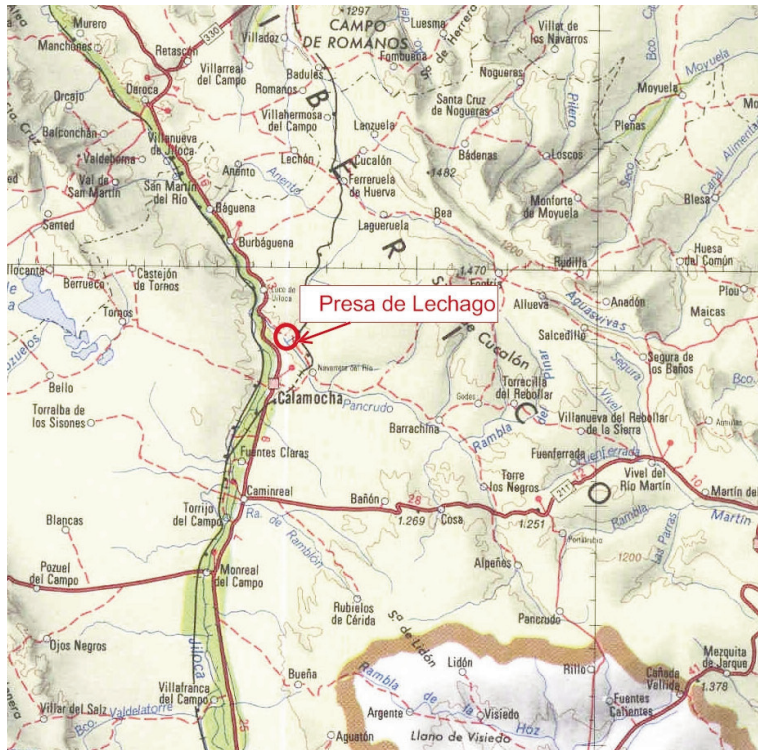


Fig. 1. Plano de situación de la presa.

2. Descripción de la presa y aspectos más destacados del Proyecto de construcción

El proyecto base de la presa de Lechago fue redactado por la Confederación Hidrográfica del Ebro (2002).

La presa tiene una altura máxima sobre cimientos del orden de 39 metros y una longitud de la coronación del orden de 340 metros. La coronación queda situada a la cota 895. El máximo nivel normal de embalse queda situado a la cota 891, el nivel de avenida de proyecto a la cota 893 y el nivel de avenida extrema a la cota 894.

En la zona escogida para la cerrada, el sustrato rocoso está formado por pizarras y cuarcitas compactas que quedan recubiertas por zonas de alteración y por suelos coluviales. En la zona del cauce del Pancrudo existe un depósito de suelos blandos cuyas características resultaron críticas a la hora de proyectar la presa. Ver Fig. 2.

Dentro de los depósitos aluviales se distinguen, de arriba abajo las zonas siguientes:

- Aluvial superior. Tiene un espesor máximo de unos 6 m. Es fundamentalmente granular (gravas, arenas y limos). La evaluación del proyectista lleva a caracterizarlo con un ángulo de rozamiento de 35°.

La construcción de esta obra ha sido dirigida por el primer autor de este artículo con la asistencia técnica de IBERINSA y la colaboración técnica de los coautores.

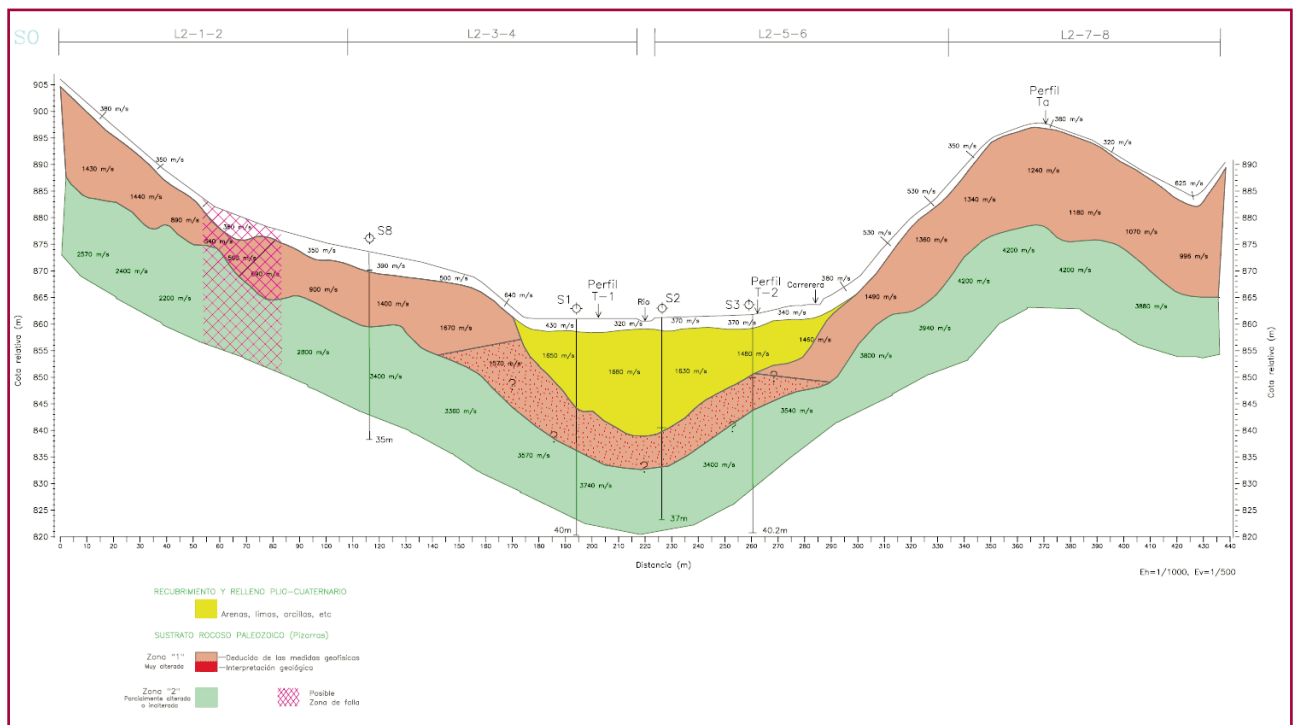


Fig. 2. Perfil geológico-geotécnico de la cerrada.



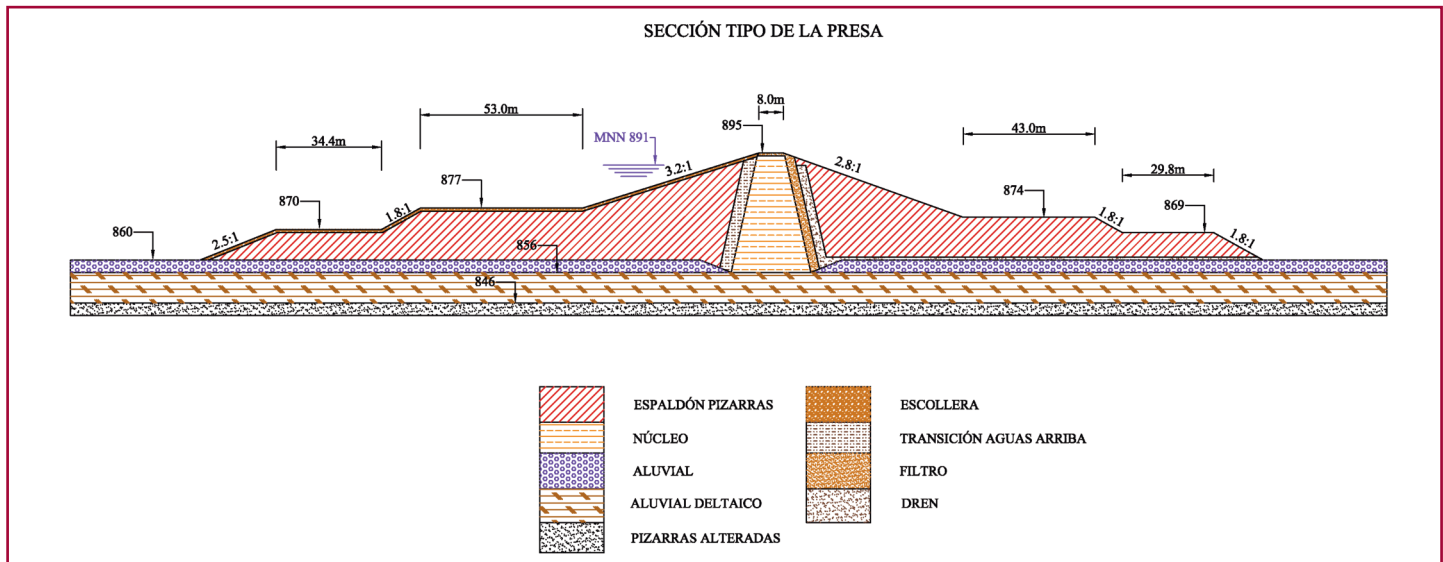


Fig. 3. Esquema de la sección tipo de la presa.

- Aluvial inferior: En los escritos de proyecto esta unidad litológica también recibe el nombre de "aluvial deltaico". Tiene potencia variable (hasta más de 12 m) Está formado por intercalaciones de suelos limo-arcillosos y suelos limo-arenosos. La humedad del límite líquido no suele superar el 35% y el índice de plasticidad no supera el 16%. Las evaluaciones realizadas por el proyectista, llevan a suponer un ángulo de rozamiento de pico superior a 30° y un valor del ángulo de rozamiento residual en el entorno 15°-25°. Para la rotura sin drenaje supone que la resistencia al corte es igual al 25% de la presión vertical efectiva. Como parámetros de deformación propone usar un valor medio del índice de compresión igual a 0,17 y un índice de huecos natural igual a 0,7. En cuanto al coeficiente de consolidación, dato este de gran trascendencia en el proyecto, se indican dos valores según se consideren los resultados de los ensayos edométricos o los ensayos de disipación de los penetrómetros estáticos. Los valores correspondientes son:

$$c_v \text{ (edómetros)} = 3 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$c_h \text{ (penetrómetros)} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{min}$$

El segundo valor, expresado en las mismas unidades que el primero sería $c_h = 75 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, esto es 25 veces mayor que el primero.

La parte baja del aluvial inferior es más arenosa. En las primeras descripciones se trata de distinguir esta zona, pero en la evaluación final se considera

que esa parte baja también queda integrada dentro del conjunto "aluvial inferior".

- Zona profunda de coluvión y transición a la roca. La transición entre el aluvial deltaico y la roca queda descrita en el proyecto como una zona de un espesor del orden de 2 m formada por suelos procedentes de la alteración de la roca.

La sección tipo adoptada consiste, básicamente en espaldones de pizarra y núcleo central de arcilla con eje vertical. Dicha sección tipo puede observarse en la Figura nº 3. La anchura de coronación es de 8 metros. En el paramento de aguas arriba existen dos bermas a las cotas 877 y 870 siendo los taludes entre bermas variables. En el paramento de aguas abajo estas bermas quedan situadas más bajas; situadas a las cotas 874 y 869. La atagüa queda integrada en el cuerpo de presa.

El desvío del río/desagüe de fondo se realiza en galería apoyada en las pizarras existentes en la margen izquierda.

El aliviadero, con una capacidad de 586 m³/s, se dispone en la margen derecha, definiéndose el umbral del vertedero a la cota 891,0, siendo la cota de restitución al cauce la 861.

La disposición general en planta de la presa queda reflejada en Fig. 4.

En base a las características del terreno comentadas, el equipo de proyecto concluyó que el asiento de la base del núcleo de la presa podría ser de 1,20 m en el centro del valle. Este asiento se consideró peligroso para el núcleo, que podría agrietarse y por eso



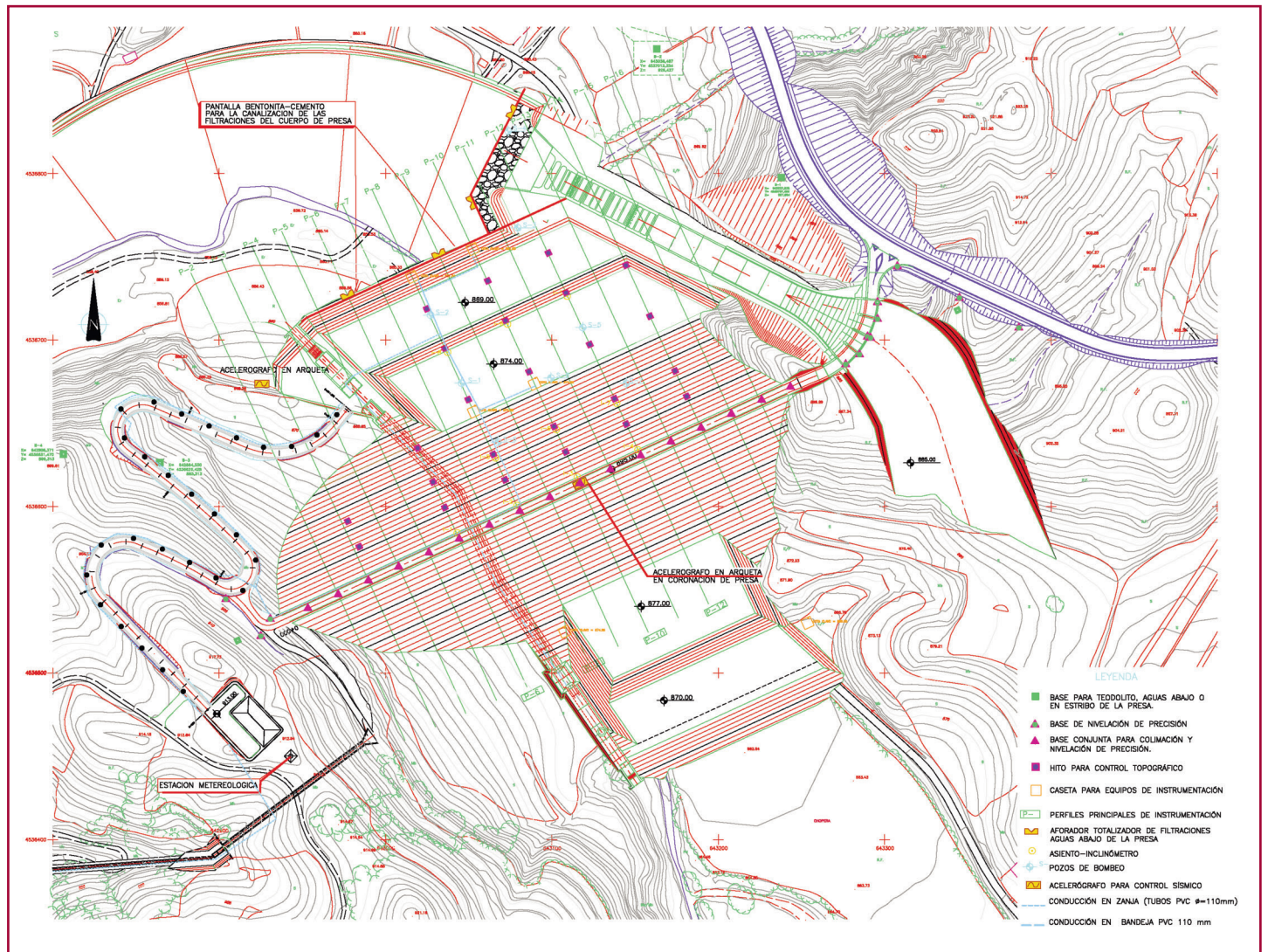


Fig. 4. Planta de la presa.

se decidió proyectar un tratamiento del terreno con objeto de limitar los asentos.

El tratamiento se proyectó como una solución de compromiso. Si se eliminan todos los asentos (tratamiento muy intensivo y profundo) se llegaría a crear un "punto duro" que no es conveniente. Si se permitiese el desarrollo de todo el asiento se temía que se pudiese llegar a agrietar el núcleo. Como solución de compromiso se establece un fiel de la balanza caracterizado por un asiento máximo de unos 30 cm (reducción del 75% de los asentos, aproximadamente). Y para conseguirlo se especificó la construcción de columnas de "col-mix" flotantes.

Por otro lado, y también con este mismo objeto, se condiciona la construcción. El núcleo se construye después que los espaldones con un desfase de cotas

de 4 m. De esa manera los espaldones, que asientan más (su cimiento no está tratado), no arrastran al núcleo en su descenso.

Finalmente, para reducir los asentos diferenciales del núcleo entre la ladera y el cauce, se construye antes la presa en el valle y después que ésta ha asentado, se construye la parte que apoya en las laderas rocosas.

La lucha contra los asentos, por lo tanto, es causa de tres medidas: el tratamiento de la cimentación (1) mediante la ejecución de columnas de "col-mix", la construcción retrasada del núcleo respecto a los espaldones (2) y la construcción adelantada de la presa en la zona del cauce respecto a las laderas (3).

Otro aspecto importante considerado en el Proyecto de Construcción es el relativo al sismo. Si



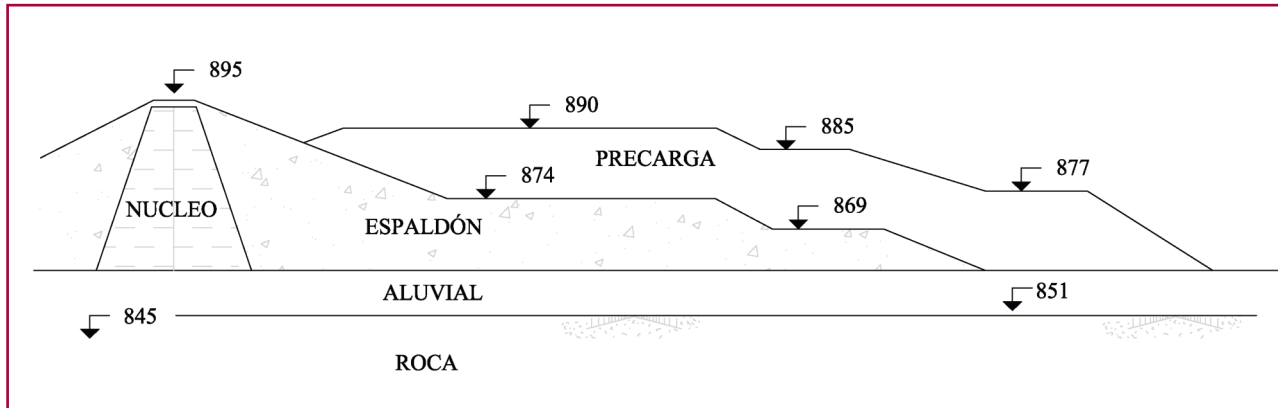


Fig. 5. Esquema de precarga prevista en Proyecto.

bien, según el Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y teniendo en cuenta lo que se indica en la Norma Sísmica NCSE-94, entonces de obligado cumplimiento, no sería preceptivo considerar el efecto sísmico en este emplazamiento. El equipo de proyecto consideró necesario realizar un estudio especial para considerar el efecto sísmico, que concluye en una determinada acción de cálculo que, aplicada al cuerpo de presa, según el método pseudoestático, conduce a ser la hipótesis crítica condicionante de la estabilidad de la sección tipo.

Por este motivo, para tener seguridad suficiente frente al sismo, y teniendo en cuenta que ya no cabe un talud más tendido en el espaldón de aguas abajo, se decide aumentar la resistencia del terreno mediante una precarga del espaldón de aguas abajo con una altura de escollera de 16 m, según se indica en el esquema de Fig. 5. Dicha precarga debería ejecutarse una vez coronada la construcción de la presa en la zona central del valle.

Como más adelante se comenta, las observaciones y pruebas realizadas durante la construcción permitieron concluir con éxito la obra con procedimientos más convencionales. No fue necesario construir las columnas de "col-mix" ni retrasar la construcción del núcleo o de los estribos. La precarga necesaria fue de menores dimensiones.

3. Desvío del río

Las obras de la presa comenzaron en el año 2004 con la construcción de la galería correspondiente al desvío del río/desagüe de fondo, en la Fotografía 1 se muestra esta parte de la obra.

Entre los meses de abril y agosto de 2005 se realizó la ataguía necesaria para acometer las obras sin la interferencia de los caudales del río Pancrudo.

En primer lugar se realizó la pantalla de bentonita-cemento, utilizando, como base, 50 kg/m³ de bentonita y 250 kg/m³ de cemento. Las dosificaciones se fueron ajustando en función de las observaciones en obra y sirvieron como prueba para la pantalla impermeable bajo el núcleo de la presa.

Con objeto de tener datos objetivos con respecto a la deformabilidad del cimientado, se colocaron 3 placas de asiento en la base de la ataguía, registrando los asientos durante la construcción y durante el mes posterior.

Los asientos se produjeron prácticamente durante la propia construcción. Al final de la misma se había producido ya el 90% del asiento total registrado, siendo el tiempo de construcción menor de un mes. Se observó que los asientos registrados en la zona central

Foto 1. Vista del conducto de desvío, desagües y tomas.



Fig. 6. Sección tipo de la atagüía.

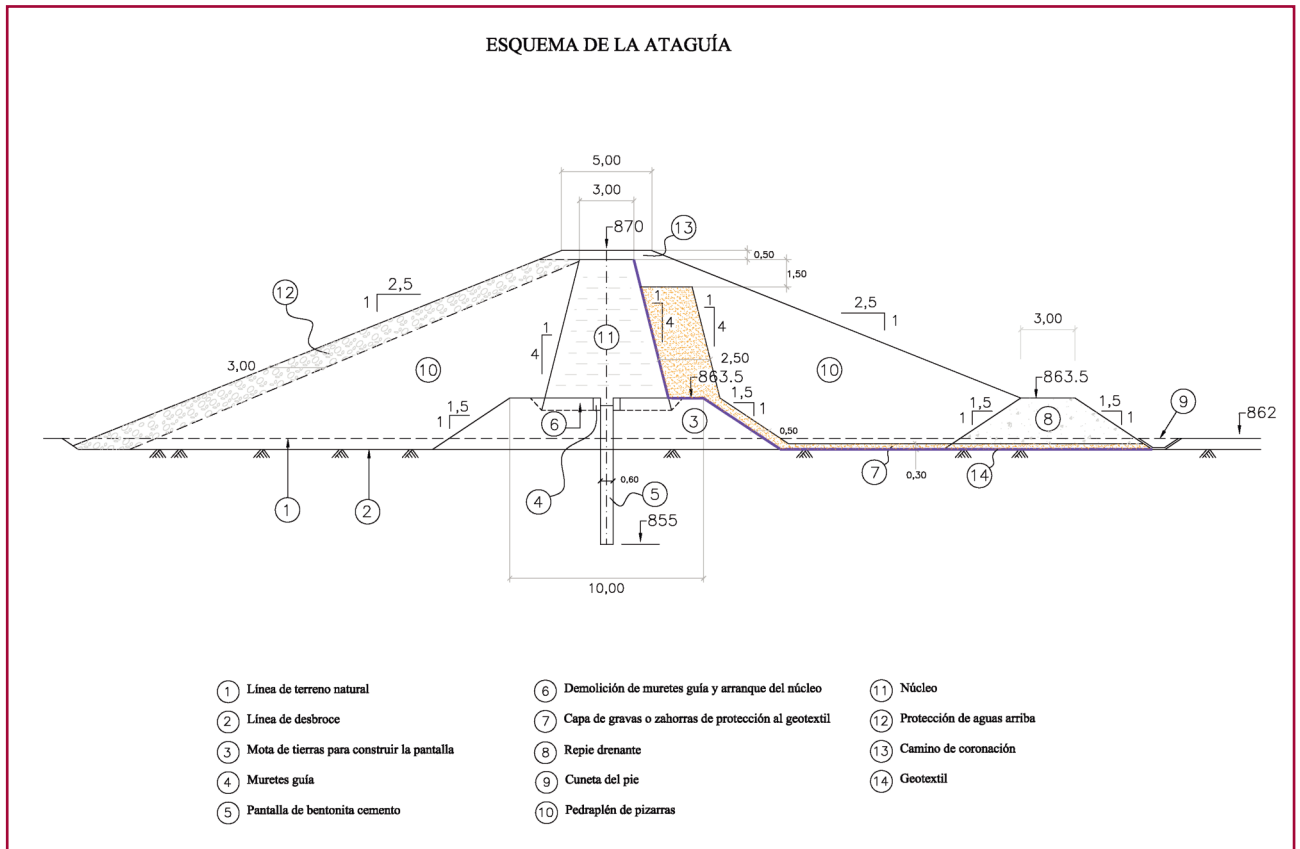
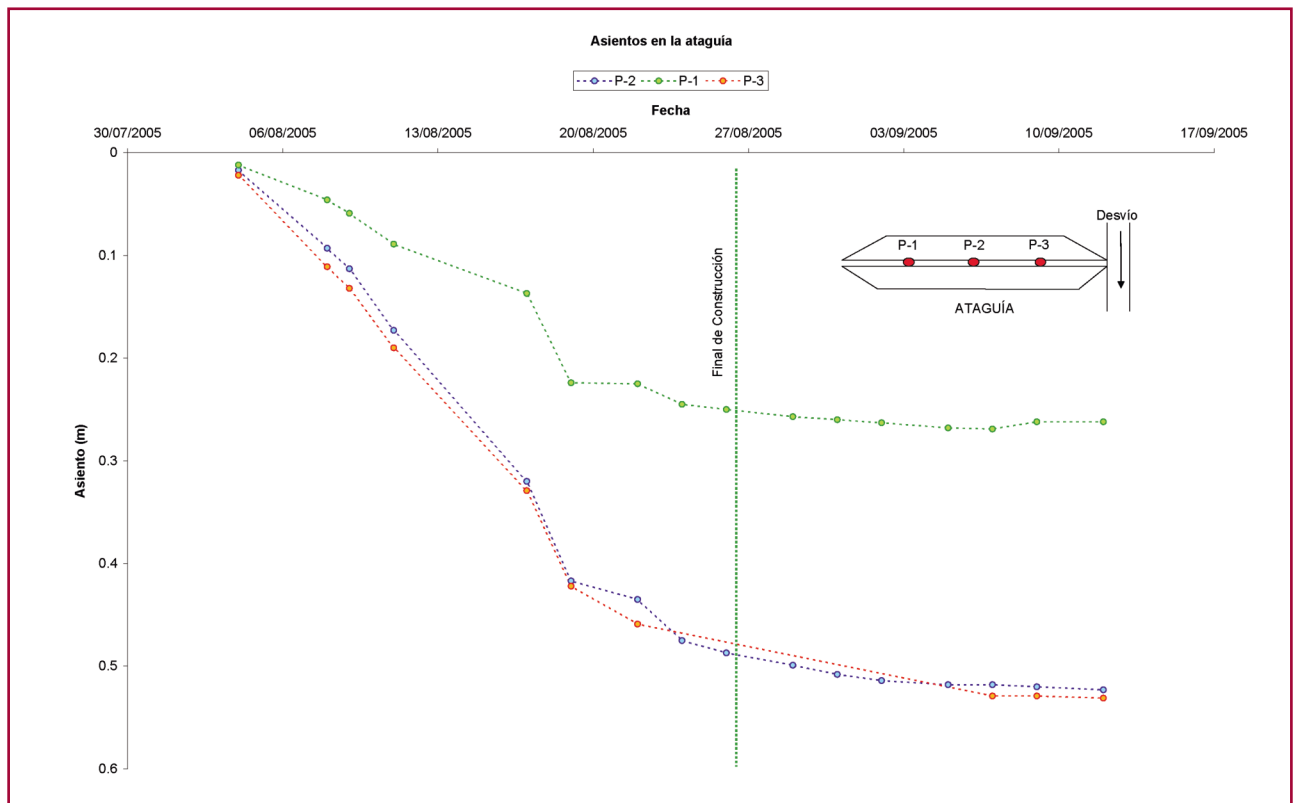


Fig. 7. Evolución de asentamientos en la base de la atagüía.



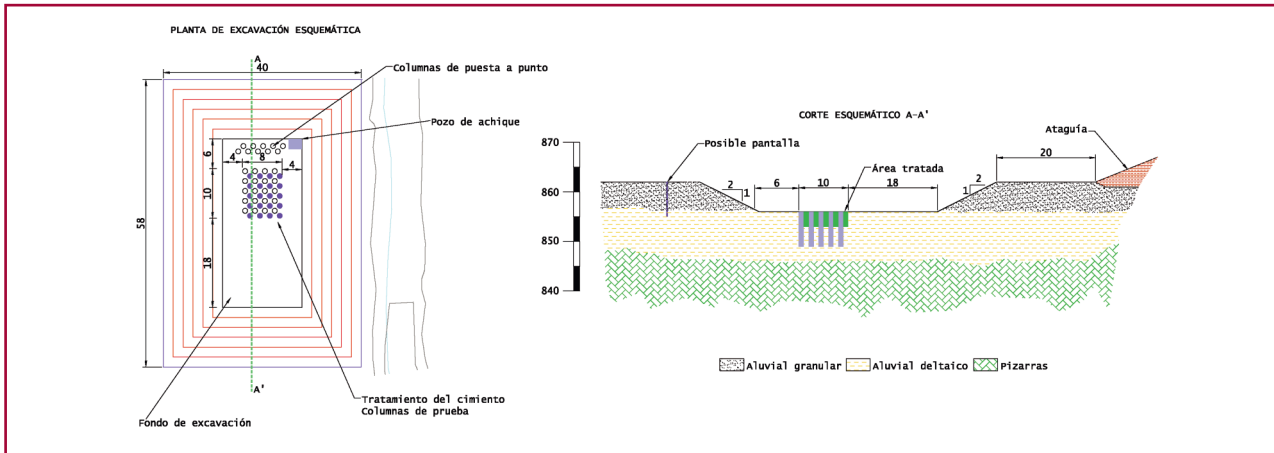


Fig. 8. Esquema de la prueba de tratamiento del núcleo con columnas de col-mix.

(P-2) y en el estribo izquierdo (P3) eran muy similares entre sí pero muy diferentes a los registrados en el estribo derecho (P-1). Por este motivo se realizaron sondeos en la posición decidida para las placas de asiento resultando que, el espesor de aluvial deltaico detectado en la zona central y en el estribo izquierdo era de más del doble que el detectado en el estribo derecho, lo que explica la diferencia de asientos observados.

En todo caso se concluyó que la consolidación del cemento era rápida y que los valores de los coeficien-

tes c_H y c_V antes mencionados carecían de importancia práctica en esta obra.

4. Prueba de tratamiento del cemento

Poco después de finalizar la construcción de la atagüa, entre los meses de septiembre y octubre de 2005 se llevó a cabo una prueba del tratamiento del cemento propuesto en el Proyecto de Construcción.

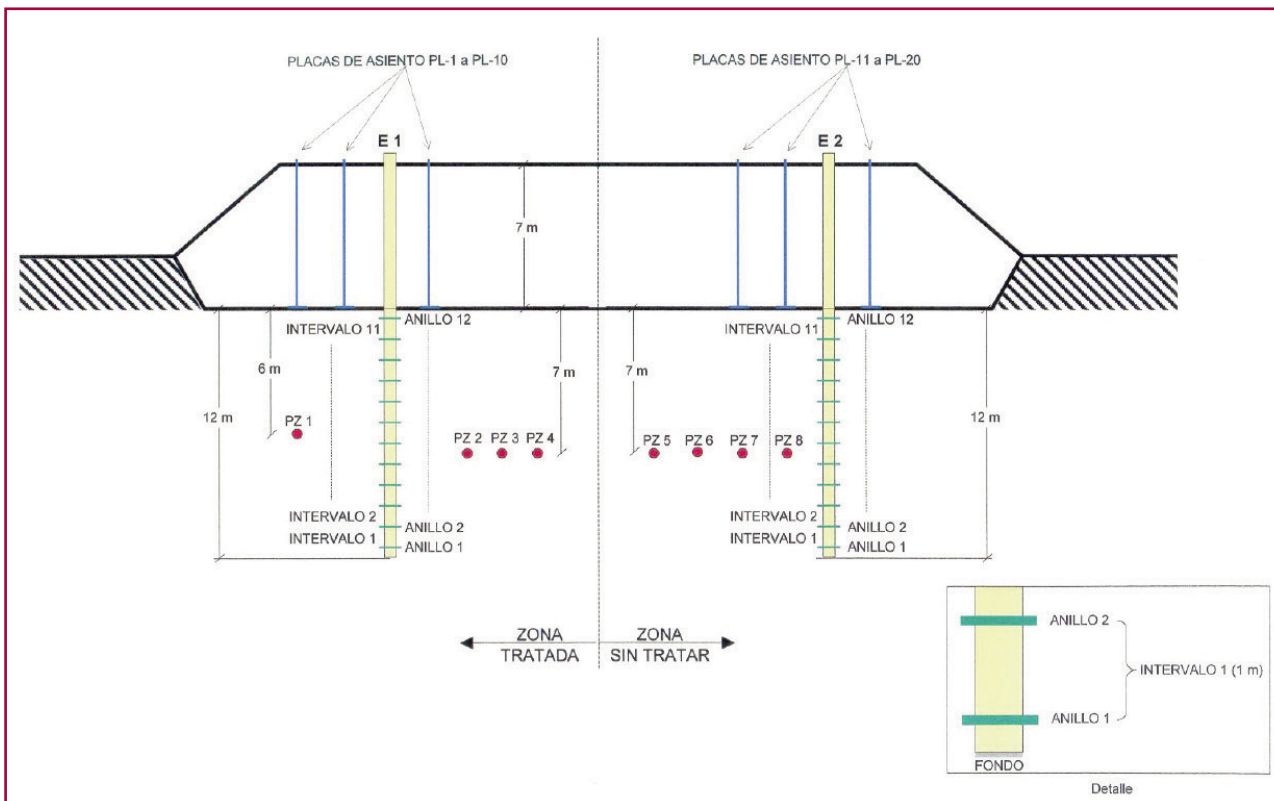
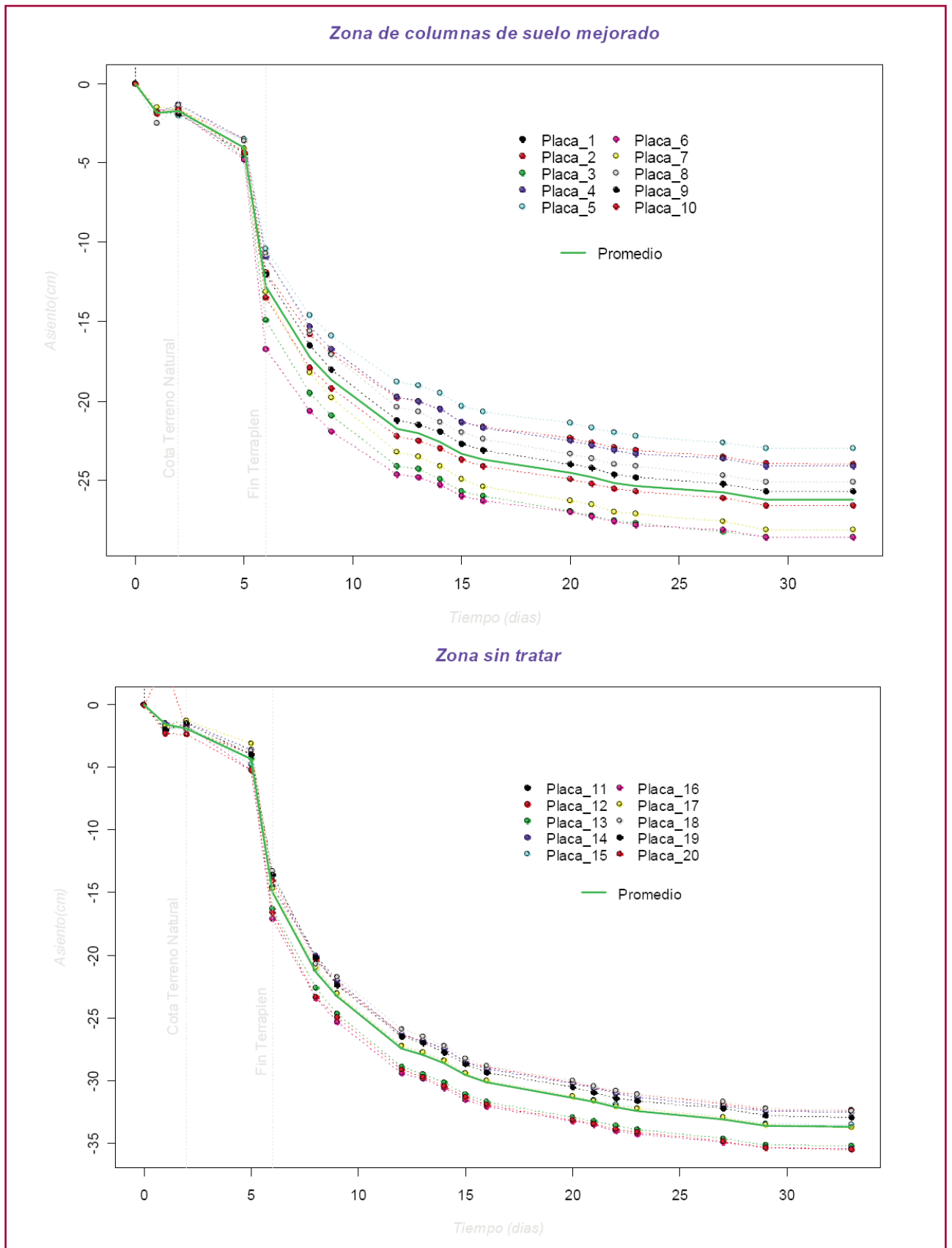


Fig. 9. Auscultación de la prueba de tratamiento de la cimentación del núcleo.

Fig. 10. Datos de control de asentamientos. Prueba de tratamiento.



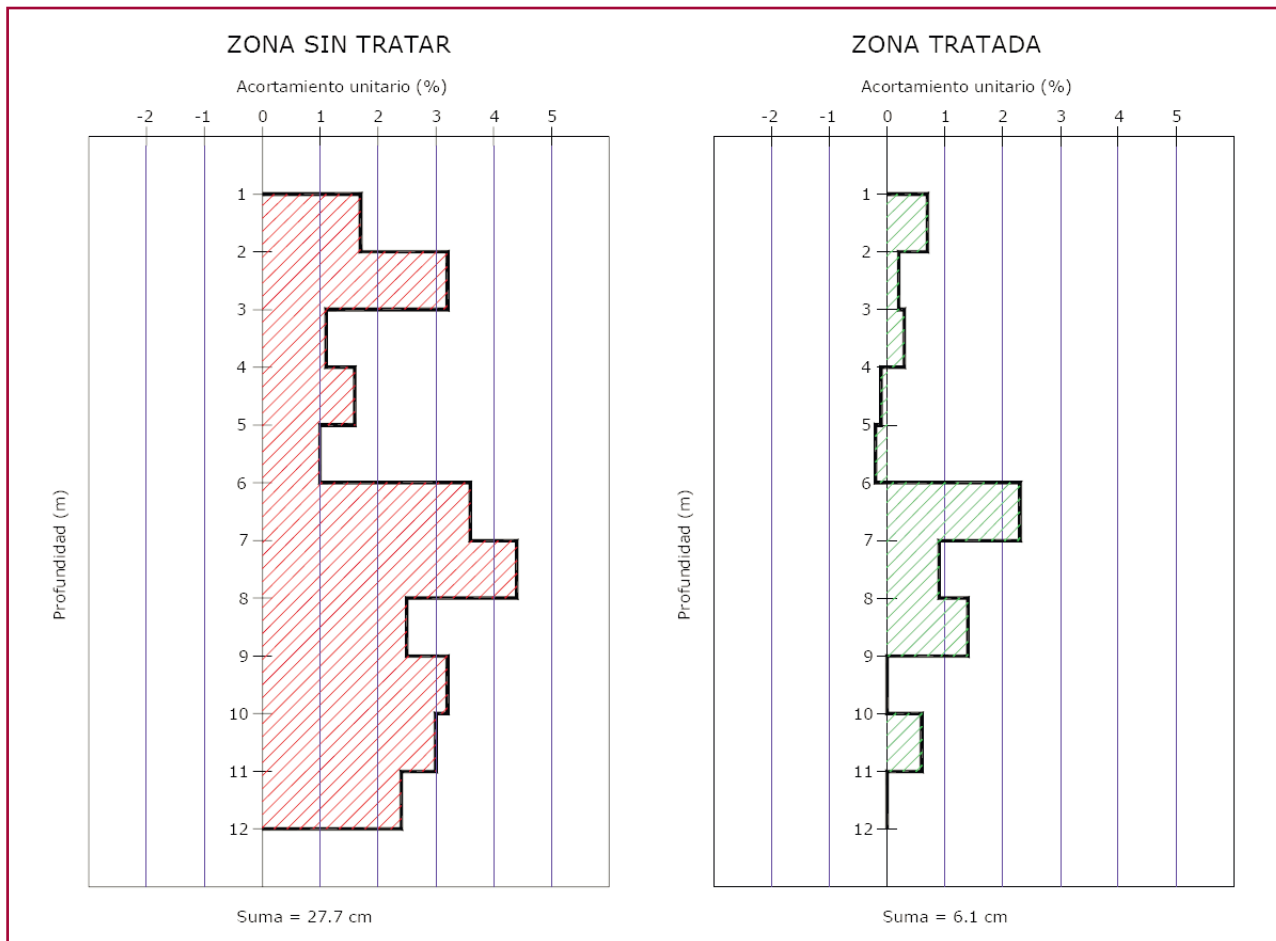


Fig. 11. Acortamientos unitarios verticales. Prueba tratamiento.

Para realizar la prueba se escogió una zona cercana al pie de aguas abajo de la ataguía. Previamente a su ejecución, se efectuaron reconocimientos geotécnicos con objeto de establecer tanto la posición como el espesor de aluvial deltaico.

La prueba consistió en la excavación del material granular superficial, de unos cuatro metros de espesor en este lugar, dejando una plataforma rectangular en el aluvial deltaico de 16 x 32 metros. En una mitad de dicha plataforma se realizó el tratamiento del cimentado propuesto en Proyecto, dejando la otra mitad sin tratamiento alguno. Posteriormente se dispusieron los instrumentos de auscultación (piezómetros, placas de asiento y tubos extensométricos) realizando un relleno de 7 metros de altura con respecto a la plataforma ejecutada.

Durante un mes se estuvieron tomando datos de asientos y presiones intersticiales, resultando un asiento de 26,2 cm en la zona tratada y de 33,7 cm en la zona sin tratar. Los asientos se produjeron de manera rápida (menos de un mes). Adicionalmente, los piezó-

metros situados en el cimentado no registraron incrementos significativos de presión.

Los acortamientos unitarios registrados por las tuberías extensométricas sí mostraron un comportamiento distinto en la zona tratada que en la no tratada. Mientras en la zona tratada el acortamiento unitario registrado fue prácticamente nulo, en la zona no tratada dicho acortamiento resultó significativo. Dado que los asientos totales resultaron similares, se dedujo que las columnas de "col-mix" debieron punzonar el aluvial inferior.

Más detalles de esta prueba pueden consultarse en la publicación de F. Esteban y A. Soriano (2008).

A raíz de los resultados obtenidos tanto en la prueba de tratamiento del cimentado como en el seguimiento de los asientos registrados en la ataguía, se recomendó no realizar tratamiento del terreno alguno en el cimentado de la presa por varios motivos: la consolidación es rápida y, por tanto, los asientos post-constructivos serán pequeños, los sistemas asociados al control de calidad de la técnica de tratamiento





Foto 2.
Excavación en el entorno de la pantalla de bentonita-cemento para el apoyo del núcleo.

con "col-mix" no se encuentran bien establecidos y por último, porque las columnas de "col-mix" no permitirían que los suelos que quedan entre las columnas bajo el cemento del núcleo queden debidamente comprimidos.

5. Construcción del cuerpo de presa

Una vez realizada la ataguía y la prueba de tratamiento del cemento comenzaron las obras correspondientes a la pantalla de impermeabilización bajo el

Foto 3.
Excavaciones para la cimentación del cuenco del aliviadero.



núcleo de la presa y del pie de aguas abajo además de las excavaciones correspondientes para el apoyo del cuerpo de presa.

En el mes de abril de 2006 se colocó la primera tongada del núcleo a la cota 857. Compaginando la construcción del cuerpo de presa se comenzó la excavación necesaria para el apoyo del cuenco del aliviadero.

En el proyecto se estimaba que a la cota de apoyo del cuenco (853) se encontrarían las pizarras suficientemente sanas como para realizar el apoyo directo de la estructura. Al comenzar las excavaciones se observó que, a esa cota se encontraba un nivel de aluvial deltaico. Se decidió, en un primer lugar, continuar la excavación hasta alcanzar las pizarras, realizando un relleno posterior con escollera hormigonada hasta el nivel de apoyo del cuenco.

Al alcanzar tres metros más de excavación y no descubrir la roca se realizaron reconocimientos con objeto de conocer la profundidad a la que se encontraban realmente las pizarras. Estos reconocimientos reflejaron que la roca en esa zona se encontraba en torno a la cota 840, es decir, 13 más profunda de lo previsto.

A la vista de estos datos se estimó que, con la inclinación prevista, la estabilidad de los taludes de excavación para realizar el apoyo podía no resultar suficiente afectando una posible inestabilidad al cuerpo de presa ya parcialmente construido, por lo que se decidió realizar una cimentación profunda del cuenco del aliviadero mediante pilotes de 1,5 metros de diámetro.

Para ejecutar la cimentación del cuenco del aliviadero fue necesario paralizar la construcción del cuerpo de presa. Esta paralización se efectuó entre los meses de diciembre de 2006 y junio de 2007, quedando situado el cuerpo de presa a la cota 874.

Las excavaciones necesarias para construir el cuenco del aliviadero obligaron a construir unos pozos de achique. Y durante la ejecución de esta estructura se consiguió mantener localmente rebajado el nivel freático.

Fue durante la ejecución del cuenco del aliviadero cuando se decidió, con los pozos de achique disponibles en aquel momento (existían otros practicados para el rebajamiento local del nivel freático en el pie de presa), realizar una prueba conjunta de rebajamiento del nivel freático bombeando desde todos los pozos simultáneamente durante algunos días del

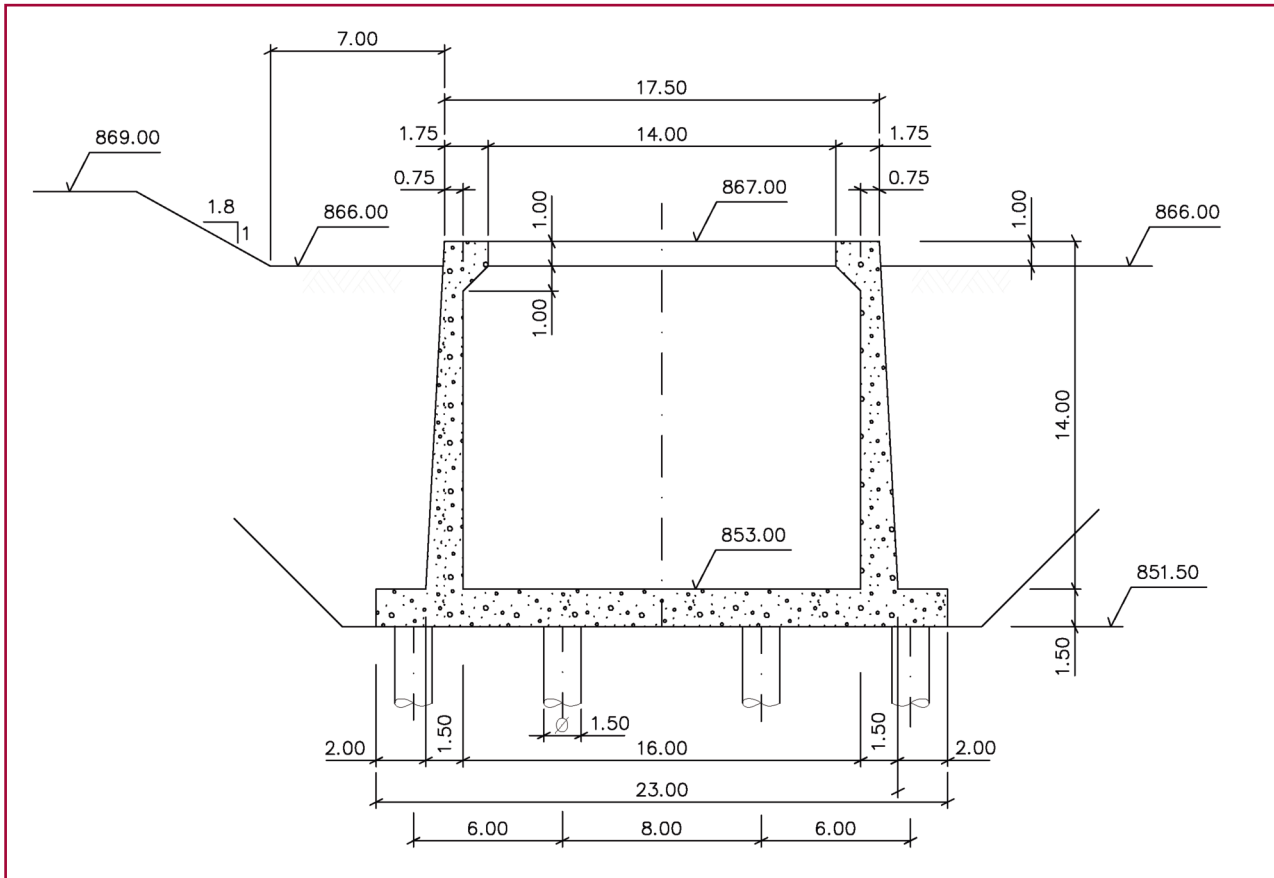


Fig. 12. Sección tipo del cuenco.

Foto 4. Cimentación del cuenco del aliviadero.

mes de marzo de 2007, observándose en los piezómetros que dicho rebajamiento resultaba efectivo, si bien no tanto como lo esperado debido a la intensa pluviometría de aquellas fechas. Al cesar el bombeo los niveles piezométricos se recuperaron en un corto espacio de tiempo (días). De la prueba de bombeo se estimó que, en caso de realizar el achique en condiciones de escasa lluvia, se conseguiría rebajar apreciablemente el nivel freático. Esto dio pie a la preparación del bombeo de consolidación que se llevaría a cabo más adelante.

Una vez finalizadas las obras correspondientes al cuenco del aliviadero, se continuó con la construcción del cuerpo de presa entre los meses de julio y septiembre de 2007, alcanzándose la cota 886. Prácticamente se había colocado ya la mayor parte del peso de los espaldones y sólo faltaba acometer la parte alta del cuerpo de presa. Ese momento se creyó adecuado para acentuar la consolidación del cemento.

La ejecución de la precarga prevista en proyecto interfería con la presencia del cuenco del aliviadero, por lo que se estudió una alternativa para la consoli-





Foto 5. Vista del cuenco de amortiguación construido.

dación del cemento que permitiese reducir al máximo la precarga.

La alternativa consistió en la realización de un rebajamiento del nivel freático. Dado que el área a ocupar por el espaldón de aguas abajo se encontra-

ba delimitado por sendas pantallas impermeables (la situada en el núcleo y la situada en el pie de la presa), se consideró posible este rebajamiento utilizando métodos convencionales (pozos y bombeo).

Se decidió realizar el rebajamiento forzado del nivel freático cuando el cuerpo de presa alcanzase la cota 886, controlando en las fases previas de construcción las deformaciones y presiones intersticiales que pudieran generarse. Se estimó que esta consolidación forzada, habida cuenta la velocidad de consolidación del terreno ya conocida (por la observación de los asientos de la ataguía y la experiencia de la prueba de carga), sería suficientemente rápida como para no dilatar la construcción y se estimó que podrían ser suficientes del orden de 20 días.

En cualquier caso, la consolidación mediante el rebajamiento del nivel freático iría acompañada de una precarga del espaldón de aguas abajo, pero se propuso una de menores proporciones, sólo de 3 m de altura, colocada sobre las bermas de las cotas 869 y 874.

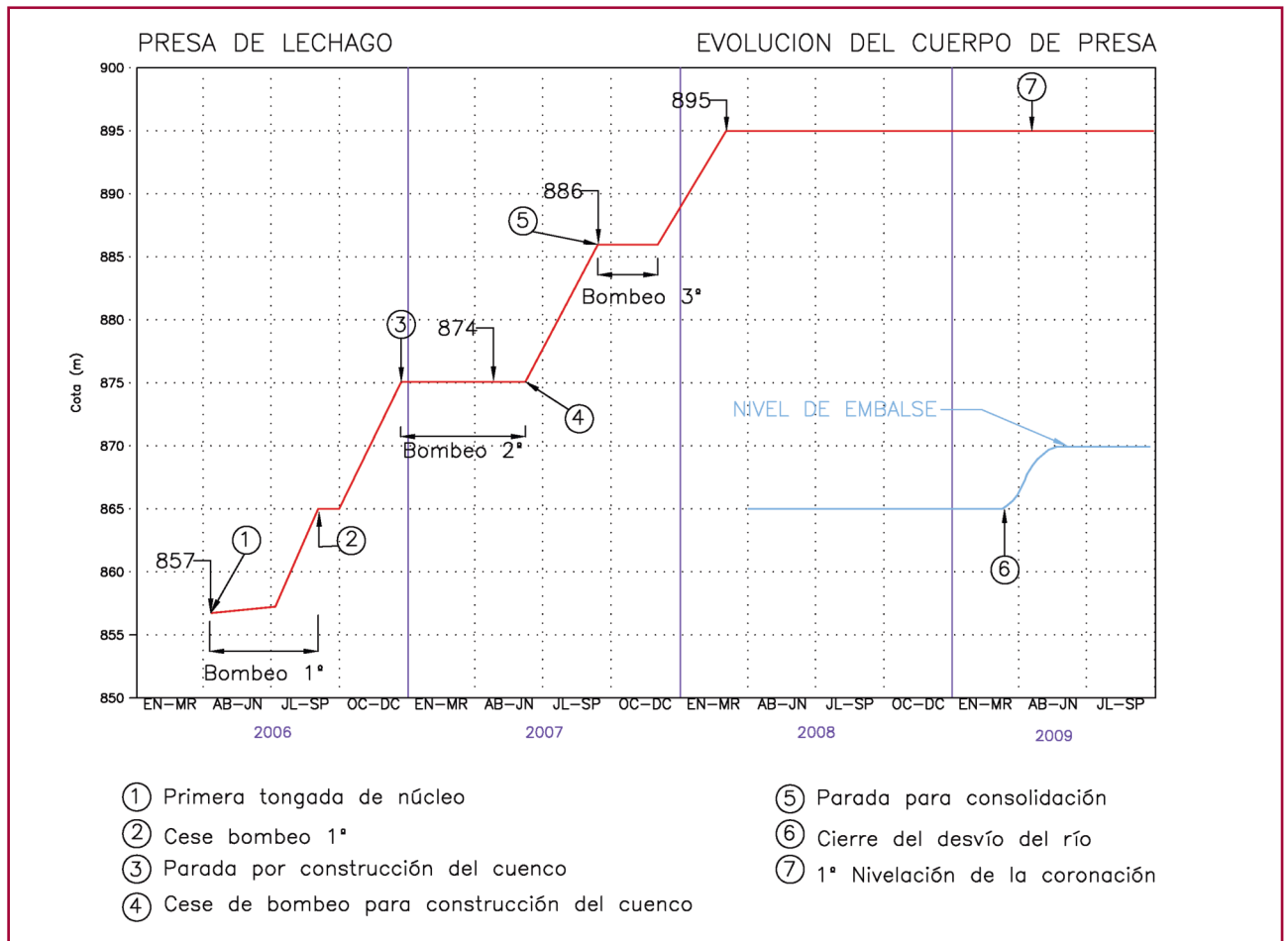


Fig. 13. Evolución de la construcción del cuerpo de presa.





Foto 6. Estado de las obras cerca del final de construcción.

En el mes de septiembre de 2007 se detuvo nuevamente la construcción, esta vez, para realizar el rebajamiento forzado del nivel freático previsto. Para ello se utilizaron todos los pozos existentes más otros cuatro específicamente perforados con este fin, interesando la roca de cimentación.

Durante la fase de bombeo se consiguió rebajar el nivel freático 2,5 metros, como media en el cimientado del espaldón de aguas abajo. El caudal de achique alcanzó un régimen estacionario que llegó a sumar, entre todos los pozos, la cifra de unos 1.000 m³/día.

Por último, una vez consolidado el cimientado del espaldón de aguas abajo, en diciembre de 2007, se dio por finalizado el bombeo y entre finales de diciembre de 2007 y comienzos de marzo de 2008 se continuó con la construcción del cuerpo de presa hasta llegar a coronación, sólo quedaba pendiente la construcción del camino correspondiente. En el mes de marzo de 2009 se cerró el desvío del río, quedando el nivel de embalse a la cota de la toma del desagüe de fondo (870).

La representación gráfica de la evolución de la construcción del cuerpo de presa queda recogida en el esquema de la Figura nº 13. El estado de las obras, ya cerca del final de construcción, puede apreciarse en la Fotografía nº 6.

6. Auscultación

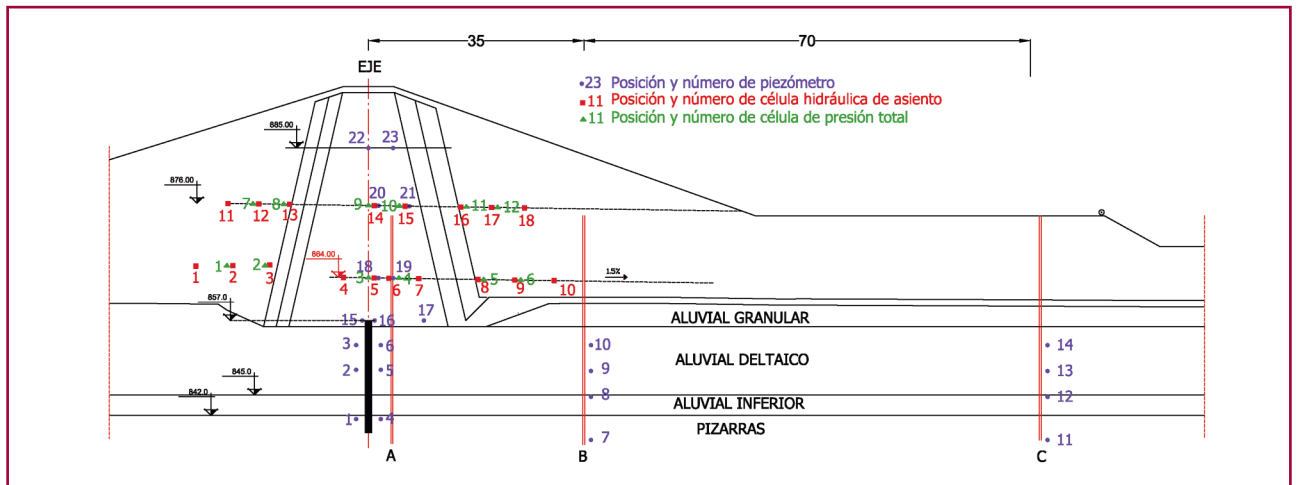
Durante todo el proceso de construcción se llevó a cabo la lectura del sistema de auscultación dispuesto en el cuerpo de presa. En el Proyecto de Construcción se establecieron cuatro secciones de auscultación en las que se ha ido controlando los asentamientos del cuerpo de presa, las presiones intersticiales tanto en el núcleo como en el cimientado y las presiones totales.

Dentro de los datos de auscultación, la sección más representativa del comportamiento del cuerpo de presa y de su cimientado es la situada en la zona central (Perfil 10). En esta sección se instalaron piezómetros, células hidráulicas de asiento y células de presión total, tal como se muestra en la Figura 14.

Existen instalados, en esa sección, 14 piezómetros en el cimientado y 9 en el núcleo. Se cuenta con datos de los piezómetros del cimientado desde el mes de abril de 2006, es decir, desde el inicio de la construcción del cuerpo de presa. Los piezómetros situados en el núcleo comenzaron a aportar registros desde su instalación.

En los piezómetros del cimientado se observa que existe diferencia de cota piezométrica entre los piezómetros situados aguas arriba de la pantalla y aguas abajo del orden de 6 metros para el embalse vacío. Con el

Fig. 14. Esquema de la auscultación del perfil 10.



cierre del desvío del río (embalse e cota 870), se incrementa ese diferencial a unos 12 metros. En la evolución histórica se observa el efecto de la prueba de bombeo realizada en marzo de 2007 y del bombeo realizado entre los meses de octubre y diciembre de 2007.

También se observa que existe cierto gradiente hacia aguas abajo, marcándose una diferencia de cota piezométrica de 2 metros entre la zona cercana al eje de la presa y el pie de aguas abajo de la misma.

Los piezómetros situados en el núcleo fueron instalándose conforme se construía el cuerpo de presa, aportando lecturas desde su instalación. Estos piezómetros no registran sobrepresiones destacables.

En el perfil 10 se instalaron un total de 18 células hidráulicas de asiento, 10 de ellas a la cota 864 (3 aguas arriba, cuatro en el núcleo y 3 aguas abajo) y 8 a la cota 876 (3 aguas arriba, 2 en el núcleo y 3 aguas abajo). En Figura nº 16 se representa la evolución del

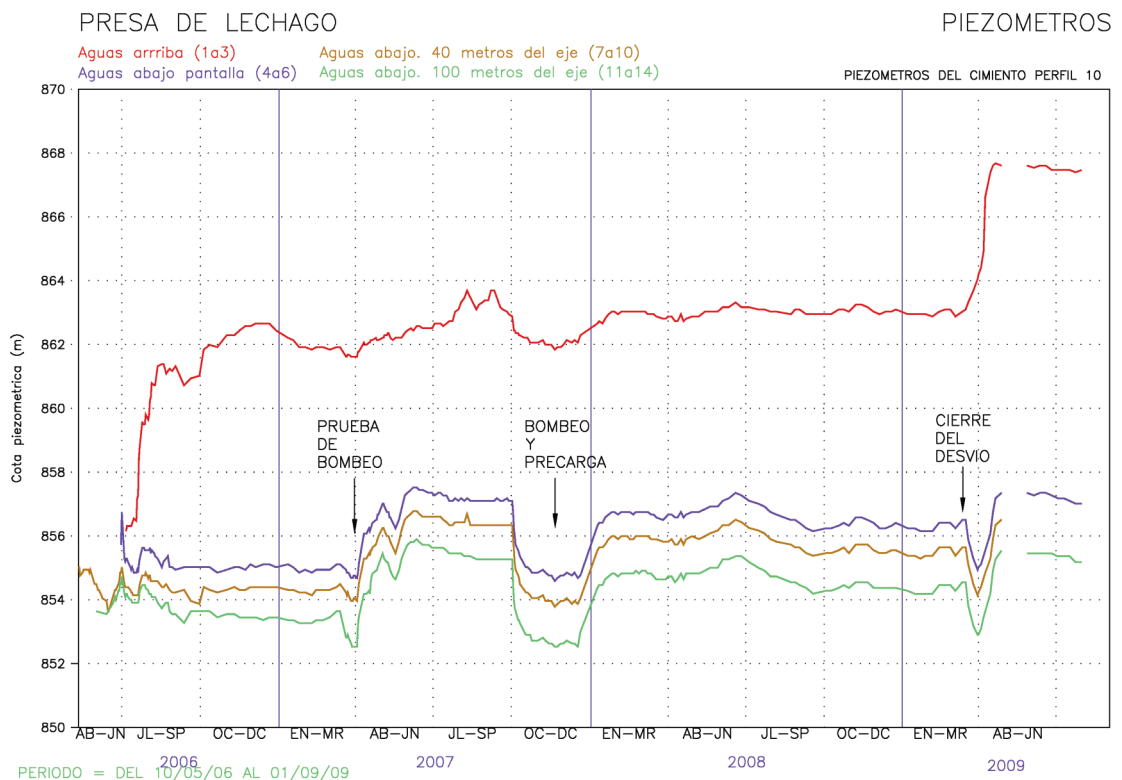


Figura nº 15.- Ejemplo de la evolución de niveles piezométricos



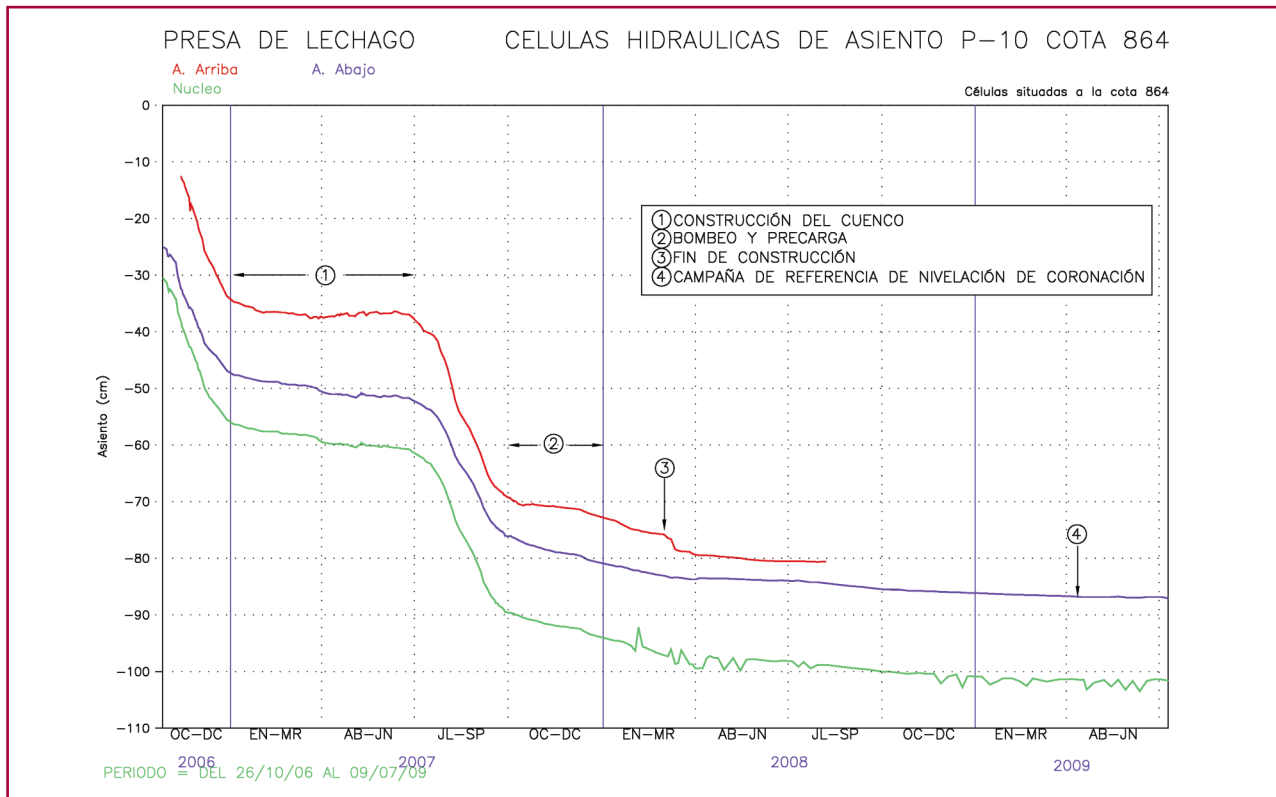


Fig. 16. Registro de evolución de asentamientos a la cota 864, P-10.

asiento medio a la cota 864, de las tres células del espaldón de aguas arriba, el asiento medio de las cuatro células del núcleo y el valor medio del asiento de las tres células del espaldón de aguas abajo.

En las células situadas en el núcleo a la cota 864 se ha llegado a registrar un asiento máximo de 1 metro. Bajo el espaldón de aguas arriba se ha medido un asiento máximo de 80 cm (estas células dejaron de leerse al cerrarse el desvío del río) y bajo el espaldón de aguas abajo el asiento máximo registrado es de 87 cm.

Conviene indicar que el asiento registrado en las células es relativo a la cota de la caseta en la que se miden. Estas casetas comenzaron a nivelarse, para corregir las lecturas, durante las primeras fases de la construcción, pero dada la dificultad de esta nivelación y debido a que los asentamientos registrados en las casetas eran de escasa entidad con respecto a los totales, se dejó de nivelar las casetas. Este hecho hace que los asentamientos absolutos puedan ser algunos centímetros mayores que los representados.

En el perfil 10 se dispusieron un total de 12 células de presión total: 6 a la cota 864 (2 aguas arriba, 2 aguas abajo y 2 en el núcleo) y 6 a la cota 876 (repartidas de igual manera). Se han comparado las presio-

nes totales obtenidas de las lecturas de las células de presión con los resultados obtenidos en el modelo numérico que se efectuó para representar la sección central de la presa. De dicha comparación se dedujo que, en general, las lecturas registradas en las células de presión total eran muy erráticas. Pero tomando como dato representativo la media de las células homólogas de cada uno de los perfiles auscultados, dichos valores medios quedaban en el rango de valores esperable. En cualquier caso no son fácilmente interpretables los detalles de los datos aportados por estos aparatos.

Además de las secciones de auscultación (se ha comentado la más representativa) se dispusieron en el

Fig. 17. Esquema de posición de los extensómetros.

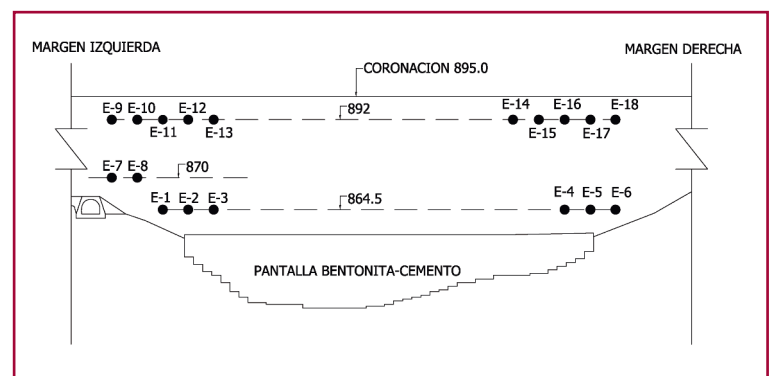
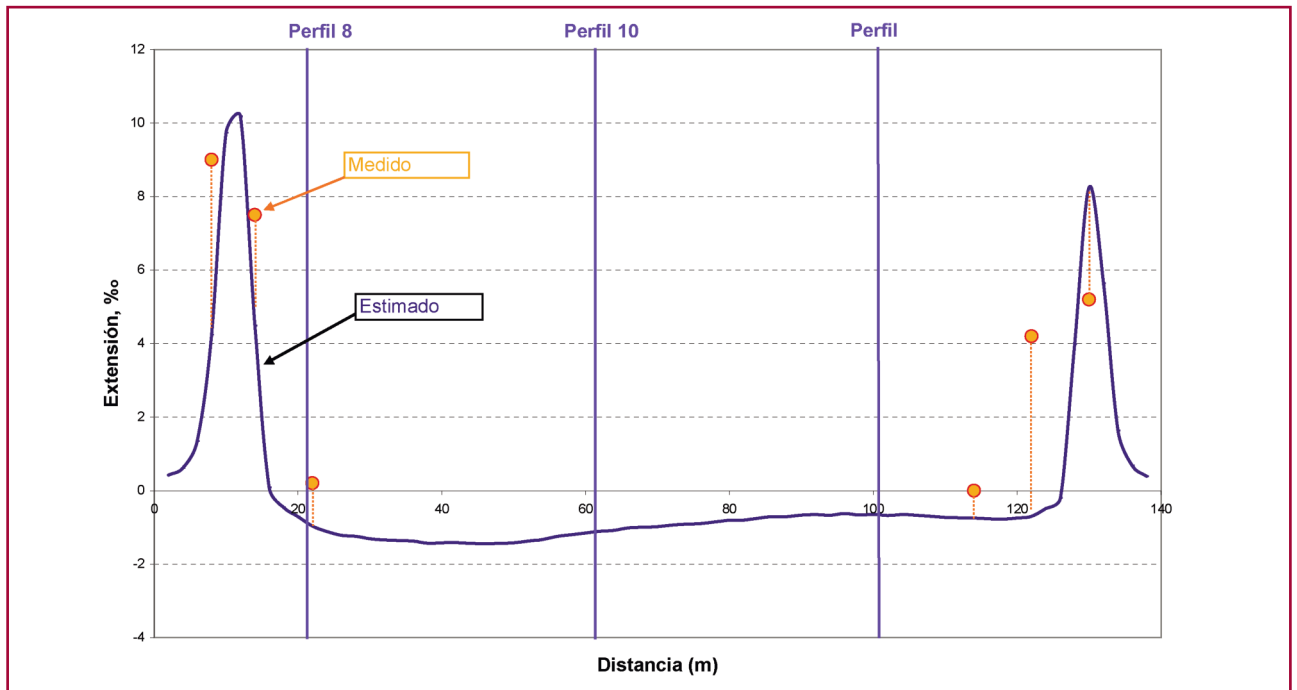


Fig. 18.
Extensiones horizontales a cota 864.



cuerpo de presa una serie de extensómetros de gran base de medida de cuerda vibrante con objeto de controlar los posibles desplazamientos diferenciales en sentido longitudinal, que pudieran dar lugar a la apertura de grietas en el núcleo en las zonas donde se producen cambios bruscos de pendiente en sentido longitudinal. Ver Fig. 17.

Estos extensómetros se encuentran ubicados en las transiciones del terreno blando aluvial a los estribos de roca en ambas márgenes tanto a cotas bajas como en coronación. Concretamente existen tres extensómetros en la margen izquierda y tres en la margen derecha situados a la cota 864,5 en la zona donde se producen estas transiciones, otros dos en la margen izquierda a la cota 870 en la zona cercana a la galería y por último, a la cota 892 cinco en la margen izquierda y otros cinco en la margen derecha en la zona donde se produce la transición descrita.

Con objeto de tener un orden de magnitud previo de las deformaciones transversales esperables, se realizó un cálculo (con el programa FLAC) en dos dimensiones y en condiciones intermedias entre deformación plana y tensión plana, con una geometría que reproduce el perfil longitudinal de la presa de estribo a estribo. Con dicho cálculo se estimaron los alargamientos que serían esperables en cada uno de los extensómetros al final de la construcción. Como ejemplo, en la Figura nº 18 se comparan las mediciones de la auscultación con los re-

sultados obtenidos del modelo de cálculo para los extensómetros situados a la cota 864,5.

Como puede observarse en la mencionada figura, los datos estimados no coinciden con los realmente medidos. Esto puede deberse a que el factor de corrección utilizado para considerar el efecto tridimensional de la situación real sea distinto al considerado en el cálculo, que la pendiente del contacto pizarras-aluvial sea distinta de la considerada, que los extensómetros se encuentren algo desplazados con respecto a su situación teórica,.... En cualquier caso, las extensiones medidas son moderadas y obedecen a un comportamiento explicable sin implicar la aparición de grietas.

Poco después del cierre del desvío del río se realizó la campaña de referencia para la nivelación de la coronación. Se cuenta con cinco campañas de nivelación, habiéndose registrado un asiento máximo desde entonces de 1 cm en la zona del perfil 10 (sección central de la presa). Ver Fig. 19.

7. Estudio de comportamiento sísmico

Tanto en la fase de proyecto como en la fase de construcción se realizaron varios estudios de estabilidad del cuerpo de presa en condiciones sísmicas utilizando métodos pseudoestáticos.



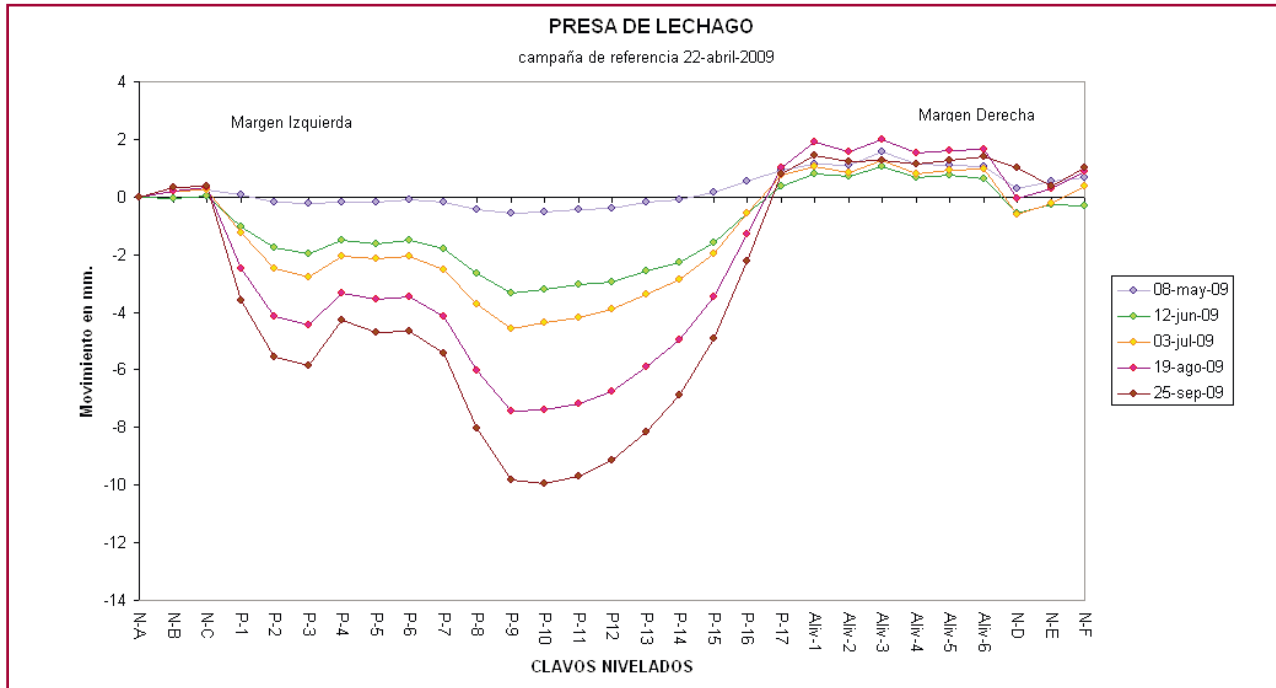


Fig 19. Registro de asentamientos de la coronación de la presa.

Teniendo en cuenta los datos aportados por estos estudios, así como los ensayos de corte dinámicos realizados con materiales del cemento obtenidos mediante nuevos sondeos, practicados durante la propia construcción de la presa, se abordó un cálculo dinámico utilizando un programa de ordenador basado en el método de las diferencias finitas (FLAC).

Para realizar el cálculo dinámico se preparó un modelo numérico bidimensional de la presa y el cemento, utilizando la geometría correspondiente al perfil nº 10. Se simuló en el modelo la construcción por tongadas. Y el modelo se ajustó, dentro de lo posible, a los datos obtenidos a través del sistema de auscultación, particularmente en lo relativo a asentamientos y presiones intersticiales en cementos. Después se simuló el futuro llenado de la presa, generándose las presiones intersticiales correspondientes. De este modo se estableció el estado inicial de tensiones (y presiones intersticiales) del modelo de cálculo dinámico en la situación previa al sismo; embalse lleno y régimen estacionario de presiones intersticiales.

Para realizar el cálculo dinámico se consideró que las características resistentes dinámicas eran iguales a las estáticas para aquellos materiales que drenan bien (espaldones de escollera y drenes) así como las de los materiales rígidos o no saturados (núcleo). Se supuso también para esos materiales que el comportamiento previo a la rotura era exclusivamente elástico

ca y que el módulo de elasticidad dinámico era varias veces superior al estático.

Con objeto de conocer el comportamiento del aluvial deltáico presente en el cemento de la presa de Lechago, que es el elemento de mayor interés cara a la estabilidad de la presa, se llevaron a cabo cuatro ensayos de corte simple monotónicos y dieciséis ensayos de corte simple cíclico con muestras inalteradas de dicho material obtenidas mediante sondeos en la obra. Los ensayos se realizaron en el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

En base a los resultados de dichos ensayos se elaboró el gráfico de Figura nº 21 en la que se relaciona el número de ciclos necesarios para provocar una deformación angular del 5% con las tensiones de prueba utilizadas en cada ensayo. La rotura del suelo en estos ensayos dinámicos no es frágil. No se produce ningún cambio repentino donde las deformaciones aumenten radicalmente.

Para conocer los parámetros efectivos de la resistencia del terreno, se fijó, para caracterizar el material, el valor del 5% de deformación angular como valor límite. Cuando se alcanza esa deformación se tiene un valor $\sigma'_v = \sigma'_{v0} - u$ y $\tau_{m\acute{a}x} = \tau_0 + \Delta\tau$ que pueden dar una idea del ángulo de rozamiento que se llega a movilizar. Con esos datos se preparó el diagrama de resistencia de la Figura nº 22.



Fig. 20. Modelo numérico de la sección tipo de la presa.

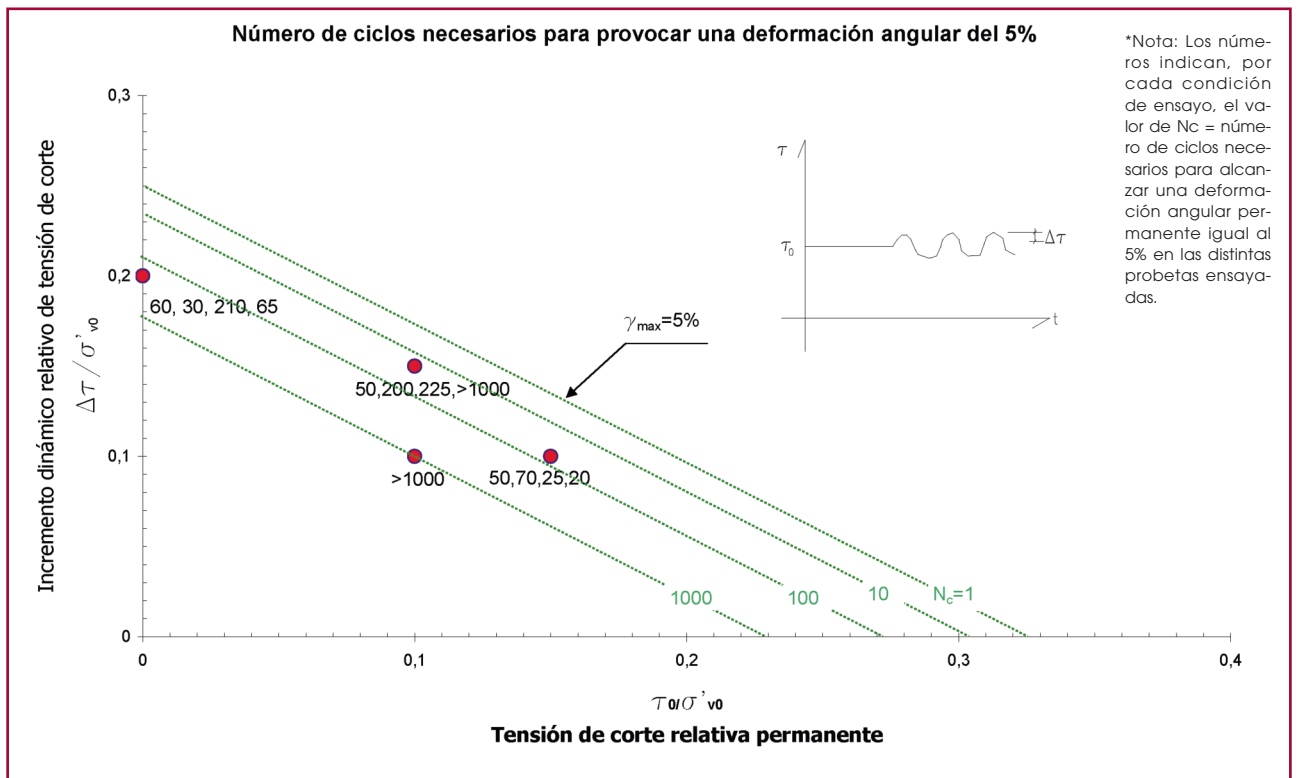
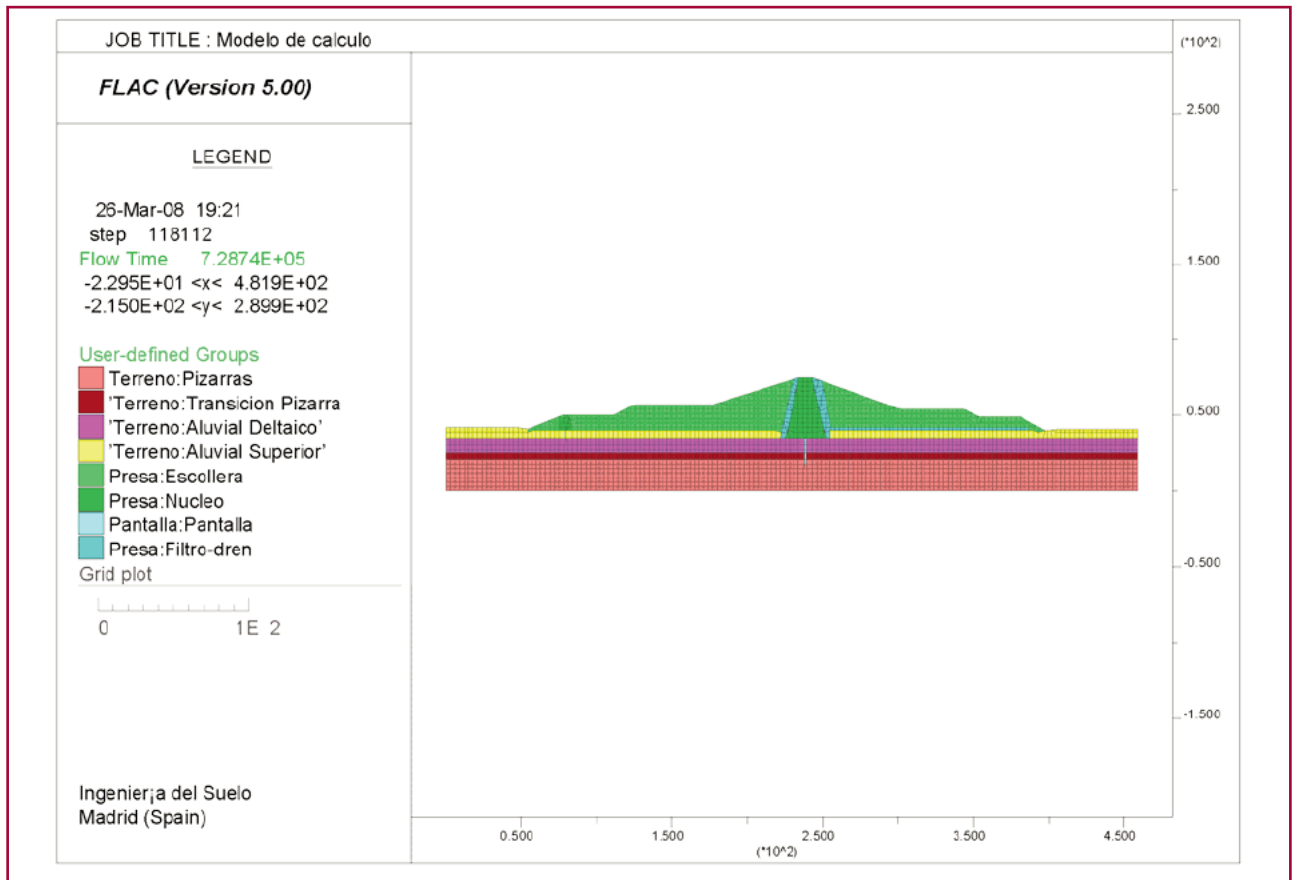


Fig. 21. Resistencia dinámica del aluvial deltaico en ensayos de corte simple dinámicos.



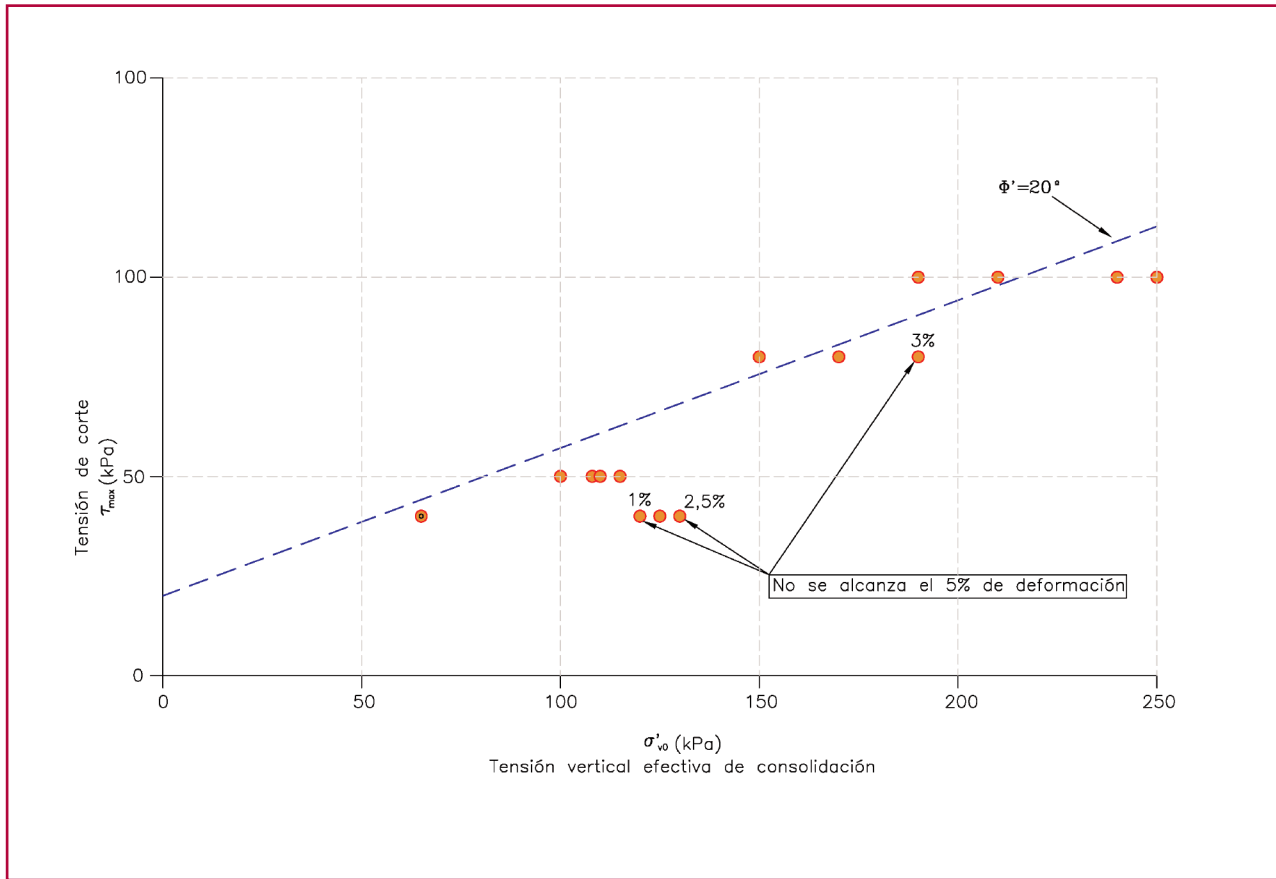


Fig. 22. Relación τ_{max} - σ'_v en el momento de alcanzar el 5% de deformación.

En base a estos ensayos se consideró, para el aluvial deltaico y en el momento de ocurrencia del sismo, una cohesión de 20 kPa y un rozamiento interno de 20°. Esta resistencia queda avalada por los datos que se tienen en presiones efectivas para grandes deformaciones y además considera el efecto de la pre-consolidación del aluvial deltaico conseguida durante la construcción.

De estos ensayos dinámicos se dedujo un valor aproximado de la rigidez transversal. El módulo de deformación transversal para pequeñas deformaciones (G₀) en el aluvial deltáico, es función de la tensión efectiva vertical existente en cada punto. Para realizar el cálculo tal ley se aproximó según la relación:

$$G_0 = 400 \cdot \sqrt{\sigma'_v} \geq 1800 \frac{t}{m^2} \quad \sigma'_v \text{ en } t/m^2$$

Por otro lado se representó el hecho conocido de reducción de rigidez con el aumento de deformación. La relación entre el logaritmo de la deformación cíclica y la reducción del módulo se representa en este modo:

lo mediante una ecuación cúbica con pendientes nulas tanto cuando existen grandes deformaciones como cuando estas son pequeñas. Esta relación se resume en la siguiente formulación:

$$M = s^2 \cdot (3 - 2 \cdot s) ; \quad s = \frac{L_2 - L}{L_2 - L_1} ; \quad L = \text{Log}_{10}(\gamma)$$

En las expresiones anteriores, M es el factor de reducción del módulo de deformación tangencial, g es la deformación tangencial cíclica expresada en % y L₁, L₂ son los parámetros del modelo (lugares donde la pendiente de la curva definida es nula). En el cálculo se tomaron los valores L₁ = -3 y L₂ = 1, es decir, las pendientes nulas se dan para deformaciones de 0.001% y del 10%. Las deformaciones del modelo deberán estar comprendidas en esos límites.

Bajo las cargas dinámicas se produce un incremento de la presión intersticial en el terreno debido a la reordenación de las partículas del suelo. Este fenómeno de incremento de presión intersticial puede



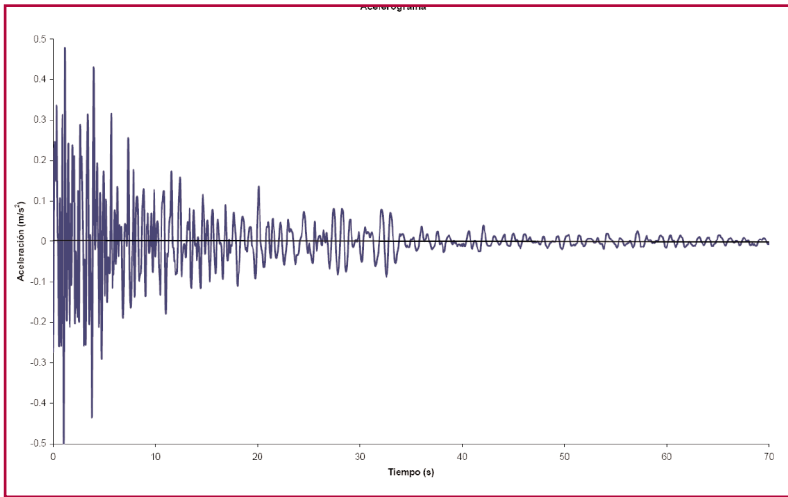


Fig. 23. Sismo de cálculo.

llegar a adquirir una magnitud tal que se anulen las tensiones efectivas, produciéndose el fenómeno de licuefacción. Este fenómeno puede simularse en el programa de cálculo mediante el modelo de Byrne (1991). Este modelo propone que, cuando un material granular está sometido a una carga cíclica en condiciones drenadas, se produce una disminución de volumen en dicho material siguiendo la ecuación:

$$\frac{\Delta \epsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \cdot \exp \left(-C_2 \cdot \left(\frac{\epsilon_{vd}}{\gamma} \right) \right)$$

Esta información junto con los parámetros de deformación del esqueleto del suelo permitirá el cálculo de los incrementos de presión intersticial que provoca el terremoto.

Para estimar las constantes C_1 y C_2 , se realizó un cálculo con el programa FLAC simulando una probeta de suelo saturado sometido a las cargas cíclicas usadas en laboratorio. Se utilizaron distintos parámetros del modelo de Byrne hasta reproducir con precisión suficiente un ensayo cíclico representativo de los realizados con las muestras de aluvial deltaico.

Para elegir el sismo de cálculo se consultó una base de datos de acelerogramas registrados y, en función de los datos proporcionados en el Proyecto de Construcción relativos a la posible distancia del epicentro e intensidad local, se optó por el acelerograma registrado en la biblioteca pública de Hollister (California) el 19 de junio de 1960. La aceleración máxima registrada en dicho acelerograma es de 0,55 m/s². Ver Figura nº 23.

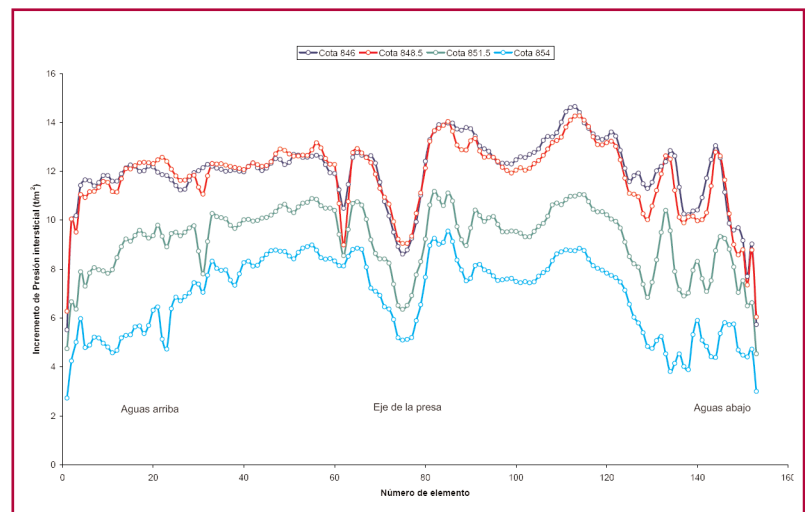
Una vez introducidos todos los parámetros en el modelo (que se encuentra con las tensiones iniciales correspondientes al embalse lleno en condición estacionaria), se le aplica la acción del sismo estimado y se realiza el cálculo.

Como resultado, al final del sismo existe un incremento de las presiones intersticiales en el aluvial deltaico de entre 2 y 14 t/m² (en función de la cota y de la distancia al eje de presa). Ver Figura nº 24. Este incremento de presiones se produce en los primeros 10 segundos de aplicación del sismo (cuando las aceleraciones son mayores)

Las deformaciones tangenciales que se producen en el aluvial deltaico son variables en función de la zona. Así, en la zona bajo el espaldón de aguas arriba y bajo el núcleo, las deformaciones tangenciales alcanzan un valor siempre inferior al 0,3%, sin embargo, en la zona situada bajo el espaldón de aguas abajo se registran deformaciones tangenciales mayores, siendo máximas en la zona cercana al pie de aguas abajo, donde se alcanzan valores de deformación tangencial del orden del 1%.

Debido a la acción sísmica se producen movimientos plásticos (permanentes) del cuerpo de presa, si bien son pequeños; el cuerpo de presa se deforma algo pero permanece estable tras el sismo. Se observa un asiento del cuerpo de presa más acusado en la zona de coronación, del orden de 2,5 centímetros mientras que el pie de presa experimenta un levantamiento del orden de 1,5 centímetros. Se registra también un movimiento horizontal hacia aguas abajo del cuerpo de presa del orden de 3 cm. La Figura nº 25 in-

Fig. 24. Aumento de presiones intersticiales en el aluvial deltaico debido al sismo.



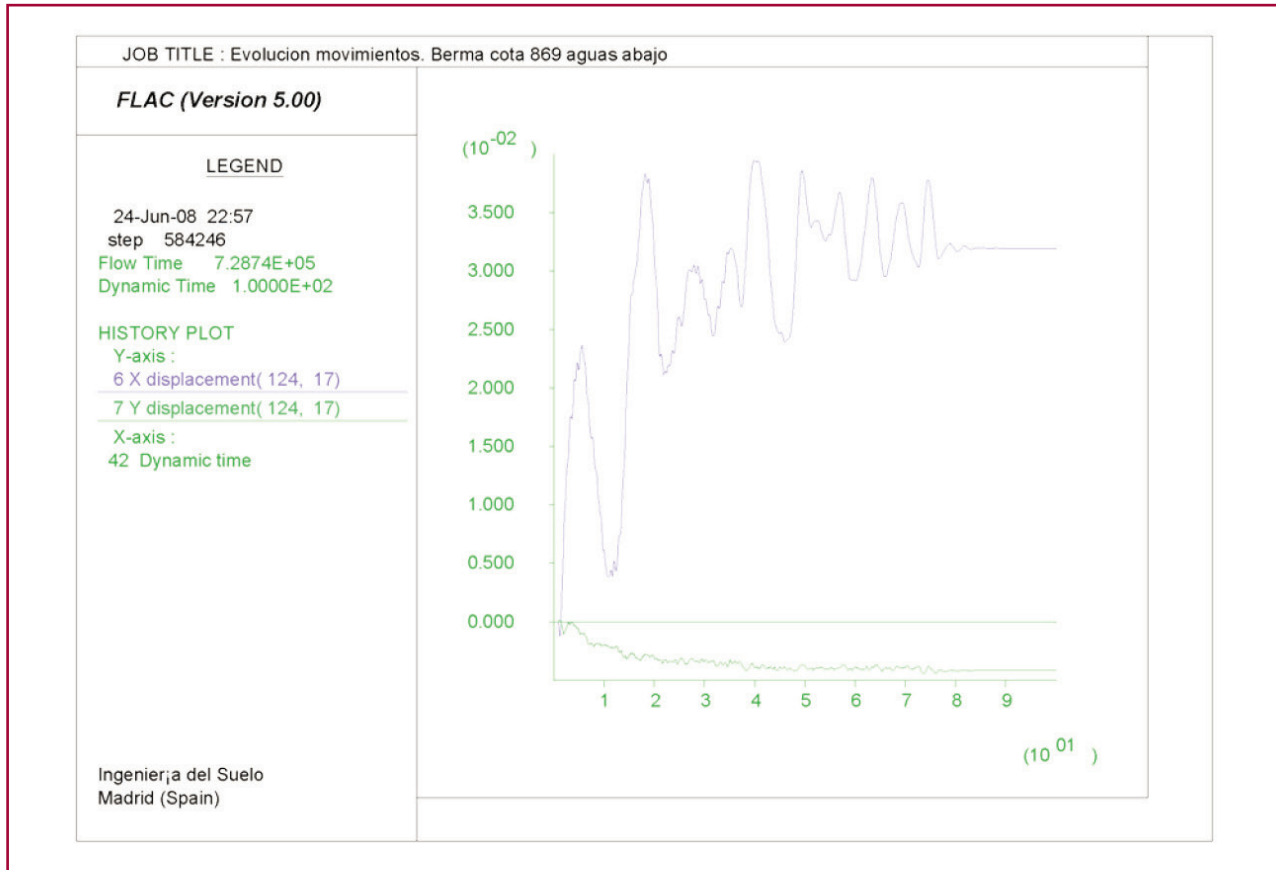


Fig. 25. Evolución de movimientos berma aguas abajo cota 869 durante el sismo.

dica el movimiento correspondiente a una de las bermas de aguas abajo.

En los estudios previos de estabilidad del cuerpo de presa, considerando de manera pseudoestática el sismo de proyecto y realizando el cálculo en presiones totales con resistencia al corte sin drenaje en el cimiento, el coeficiente de seguridad resultaba $F = 1,3$. Utilizando el modelo numérico dinámico que se acaba de describir, el coeficiente de seguridad al deslizamiento, en el momento del sismo en el que las presiones intersticiales en el cimiento son máximas, es $F = 1,30$. Curiosamente igual que el anterior. La línea de eventual rotura se indica en Figura nº 26.

8. Conclusiones

Del trabajo descrito en este artículo pueden derivarse las siguientes conclusiones:

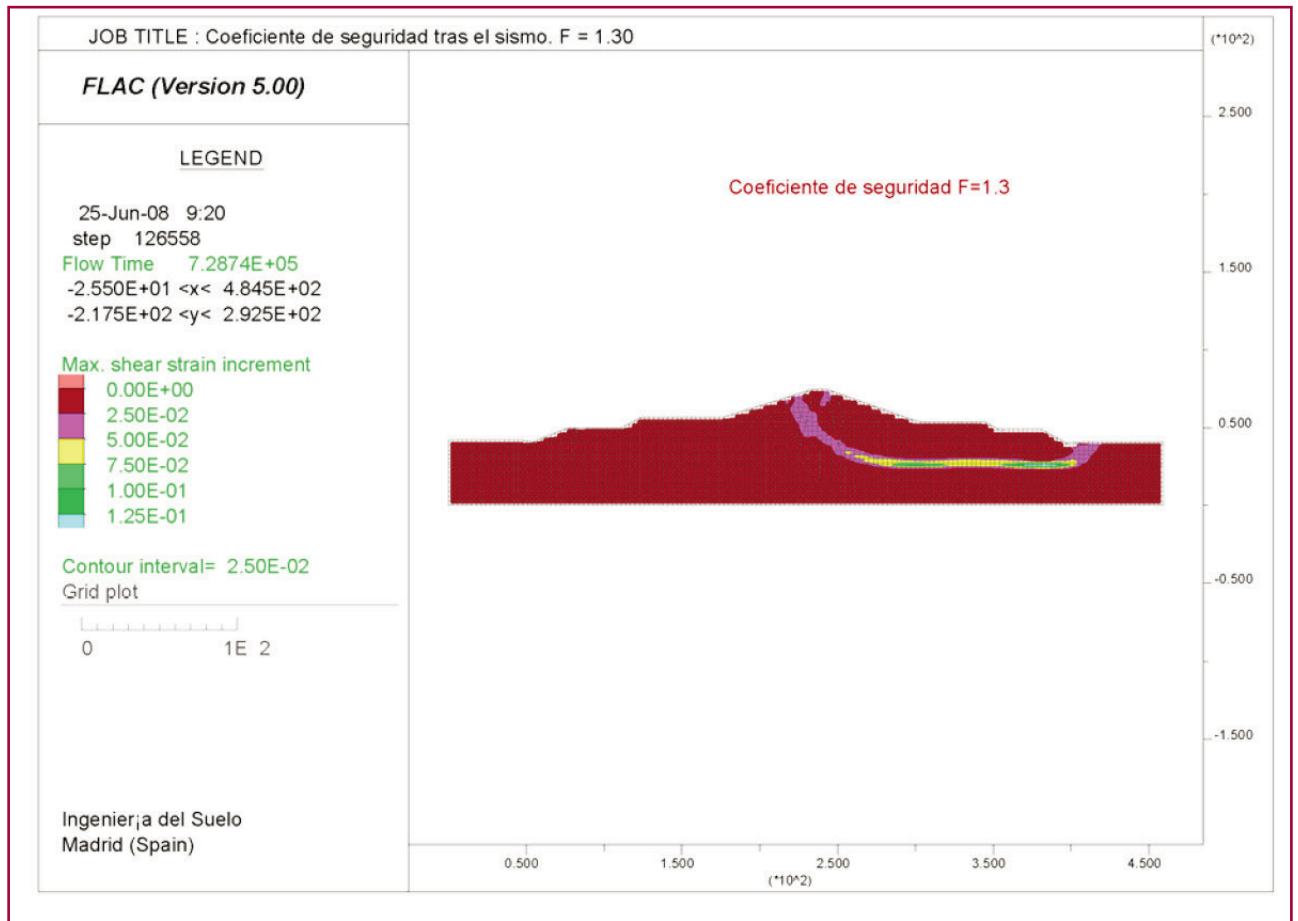
- Es posible construir presas de tierra sobre aluviales blandos; aunque estos causen asentamientos tan ele-

vados como los que se han observado en este caso (aproximadamente 1 m máximo en la base) esto no implica problemas de estabilidad o de agrietamiento durante la construcción.

- No es necesario recurrir, en situaciones de suelos blandos en los cimientos, similares a los de Lechago, a técnicas especiales de tratamiento de los cimientos para reducir los asentamientos debidos a la construcción de presas de tierra.
- La necesidad de procedimientos especiales constructivos, inicialmente planteados en este proyecto, tales como la construcción desfasada (primero en el valle, después en las laderas) o la construcción retrasada del núcleo, pudo paliarse gracias a un seguimiento adecuado de la auscultación, como el propio proyecto sugería.
- Los estudios dinámicos que pueden hacerse con ensayos dinámicos de laboratorio, hoy ya de uso común, y con modelos numéricos son de ayuda para evaluar la resistencia sísmica de las presas de tierra.
- La observación del comportamiento de la presa y de su cimiento mediante sistemas convencionales



Fig. 26.
Coeficiente de seguridad tras el sismo.



de auscultación es una herramienta crucial e imprescindible para evaluar la seguridad de la obra construida.

9. Agradecimientos

Se quiere agradecer a los Jefes de las Áreas de Proyectos y Obras de la Confederación Hidrográfica del Ebro D. Eduardo Novella y D. Raimundo Lafuente la ayuda prestada para realizar estos trabajos y por su estímulo para publicarlos.

Igualmente se agradece la ayuda prestada durante todo el proceso de construcción por el ingeniero técnico D. José Luis Nieto y el auxiliar técnico D. Rafael Vera, de la Confederación Hidrográfica del Ebro.

Se agradece a la Empresa Iberinsa la especial dedicación ayudando a dirigir la obra y a obtener la información que ahora se publica. Y en especial a D. Manuel Querol y a D. José Vicente Beamonte.

Y en general a las empresas constructoras que han conseguido concluir, superando todas las dificultades, una obra tan compleja. ♦

Referencias:

-Confederación Hidrográfica del Ebro (2002). "Proyecto de Presa de Regulación del río Jiloca". Diciembre de 1998. Director del proyecto D. Eduardo Novella Jacobo. Autor del proyecto D. Miguel Alonso y la colaboración especial en temas geotécnicos de D. Eduardo Alonso.

-F. Esteban García y A. Soriano Martínez (2008). "Monitoring of Lechago dam settlements". ICOLD 76th annual meeting. Symposium on Operation, Rehabilitation and Upgrading of Dams (Sofia, Bulgaria, June 2008).
-Byrne P. "A cyclic shear-volume coupling and pore-pressure model for sand" in Proceedings: second international conference on recent ad-

vances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics (St. Louis, Missouri, March, 1991), Paper n° 1.24, 47-55.
-Seed, H. Bolton and I.M. Idriss. "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis". Earthquake engineering research center. University of California, Berkeley, Report n° UCB/EERC-70/10, p.48, Dec. 1970.