

SOBRE LA EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

Antonio Soriano Peña.

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Profesor Titular de la Universidad Politécnica de Madrid.

Francisco Javier Sánchez Caro.

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Ingeniería del Suelo, S.A.

RESUMEN

Según el nuevo "Reglamento técnico sobre seguridad de presas y embalses" las presas españolas han de clasificarse, en función del riesgo que entrañan, en tres categorías. En consecuencia parece lógico que la seguridad de las presas sea también clasificada y esté de acuerdo con la categoría del riesgo. En este artículo se describen las líneas generales que pueden servir de guía para evaluar la seguridad de las presas de materiales sueltos y se ilustran con algunos ejemplos. También se exponen algunas ideas sobre la investigación de ciertas patologías.

ABSTRACT

According to the new "Reglamento técnico sobre seguridad de presas y embalses", all spanish dams have to be classified into three categories depending on the risk they impose. As a consequence, it seems appropriate that the safety of dams be also classified and be in agreement with the risk category. In this paper, general guidelines are described for evaluating the safety of earth and rockfill dams and some examples are given. Some ideas about the investigation of dam pathologies are also considered.

INTRODUCCIÓN

El asunto principal que se quiere tratar aquí es la evaluación de la seguridad de las presas de materiales sueltos existentes. El tema es de actualidad porque la seguridad de las presas evoluciona con la edad y no es posible garantizar que las presas, que en su día eran suficientemente seguras, hoy sigan siéndolo. Esto es particularmente cierto cuando se considera, además, que lo que se entiende como "seguridad necesaria" es un concepto cambiante y cada día más exigente.

El nuevo Reglamento de Seguridad (1996) exige que los proyectos, las construcciones, los planes de llenado y las explotaciones de los embalses sean analizados desde el punto de vista de la seguridad. Las presas, además, deben ser revisadas periódicamente para evaluar sus condiciones de seguridad. Estas condiciones serán tanto más estrictas cuanto mayor sea el daño potencial. A esos efectos, se establecen tres categorías de presas según el riesgo que entraña su rotura. Son las denominadas categorías A, B y C. Si bien existen ya varios trabajos que permiten definir una cierta me-

Se admiten comentarios a este artículo, que deberán ser remitidos a la Redacción de la ROP antes del 30 de marzo de 1998.

todoología para abordar esa clasificación (J. Yagüe (1996), M. Serrano (1996), L. Berga (1996) y J. Penas (1996), entre otros) no existen tantos acerca de los posibles procedimientos para evaluar la seguridad aunque, evidentemente, el tema ha sido tratado en buen número de ocasiones (E. Vallarino (1985 y 1994), A. Soriano (1985), R. del Hoyo (1996), M. Castillo (1994), R. Lafitte (1994), J.M. Gaztañaga (1994), J. Yagüe (1994) y M. Alonso Franco (1994) de las publicaciones de las jornadas españolas de presas y del curso de seguridad de presas).

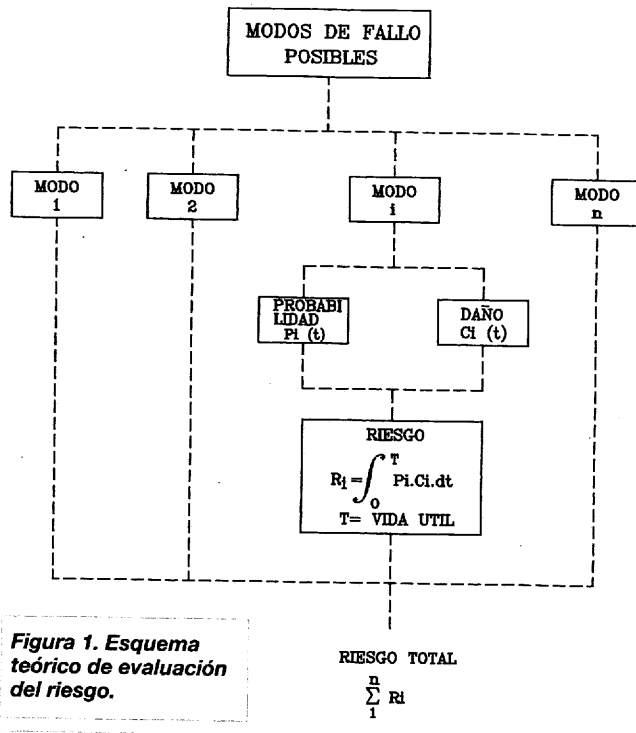
La práctica del ejercicio de evaluación de la seguridad de las presas no está bien establecida en nuestro país. Los casos en los que se han analizado asuntos de este tipo han sido abordados de una manera singular; cada técnico o grupo de técnicos que ha tenido que abordar un problema de esta índole ha definido la forma de proceder más conveniente para su caso concreto. En lo que sigue se intentan transmitir algunas ideas que pudieran ayudar a terceros en el proceso de evaluación de la seguridad de las presas. Para poder concretar algo el trabajo se consideran únicamente las presas de materiales sueltos; las presas de fábrica sólo se considerarán de manera secundaria, en lo que sea necesario, para ilustrar el tema en cuestión.

Aunque se dice que el tema se refiere a presas existentes, el proceso de análisis que se describe se intenta que sea aplicable a presas que estén en sus primeros años de vida o incluso en construcción. También podrían aplicarse las ideas que aquí se apuntan en la evaluación de la seguridad ya implícita en los proyectos. Los distintos aspectos que se quieren considerar seguirán un orden similar al de avance de la vida de las presas, iniciándose en las tareas de elección del tipo de cerrada y del tipo de presa y, en ese sentido, la parte inicial de lo que se dice, podría ser aplicable a la revisión de los proyectos de presas aún no construidas.

FORMAS DE MEDIR LA SEGURIDAD. MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

Los técnicos, acostumbrados a cuantificar las cosas que manejamos, querríamos poner también números en el problema de la seguridad. Sería muy bueno para nosotros que existiese alguna forma de medir la seguridad. Por desgracia, hoy no existe, a efectos prácticos, ninguna manera de hacerlo aunque existen algunos índices parciales que pueden ser utilizados para la cuantificación aislada de alguna parcela de la seguridad.

Se ha intentado y se sigue intentando, medir el riesgo de las presas en términos económicos, evaluando los daños que puede causar la rotura de la presa, incluso poniendo precios a las vidas humanas. El esquema de ese proceso es el que se indica en la Fig. 1. El producto de la probabilidad de ocurrencia anual de cada uno de los modos de fallo previsible por el coste del daño correspondiente daría una medida del "riesgo anual" atribuible a cada una de esas formas de rotura. La suma de esos "riesgos" integrada a lo largo del tiempo conduciría a una medi-



da del riesgo global durante la vida útil que se establezca. Ese camino conduce siempre (salvo aquellos casos excepcionales de alta probabilidad de rotura) a situaciones que implican el producto de cantidades muy pequeñas (la probabilidad de fallo) por otras excepcionalmente altas (el daño). Son problemas del tipo "cero x infinito" que conducen a una indeterminación del riesgo y en consecuencia no pueden utilizarse como una medida de la seguridad.

Podría eliminarse del proceso el intento de evaluar los daños que la rotura de la presa puede causar y evaluar únicamente su probabilidad de fallo. Esto aún exige definir una estructura probabilística para cada una de las variables que entran en el proceso y esto es prácticamente inviable. El problema queda dominado por la forma de las "colas" de esas distribuciones. Si difícil es ya establecer con alguna precisión cual es el valor medio de un determinado parámetro, más difícil es definir con precisión alguna medida de su dispersión y mucho más difícil aún estimar la forma de la distribución en las zonas de pequeña probabilidad.

Por otro lado, existen en las presas aspectos que no son susceptibles de una cuantificación clara tales como el problema de la erosión interna en el cemento. Aún hoy no se sabe cuantificar claramente ese fenómeno. En sentido contrario, existen aspectos que podrían ser susceptibles de alguna cuantificación tales como es el desbordamiento por coronación o el riesgo de deslizamiento. Aún así, cuando se trata de probabilidades pequeñas, el resultado se vuelve muy impreciso.

En esquema y para situaciones muy sencillas, se podría pensar que un modo de fallo podría estar caracterizado por una

sola variable. Por ejemplo, en el caso del modo de fallo de desbordamiento por coronación se podría plantear el problema sólo en términos del caudal punta de la avenida. Aún con esa grave limitación, habría que estimar la probabilidad anual de que la "acción" (la avenida) supere a la "resistencia" (la capacidad de evacuación). Con ese esquema, que se ilustra en la Fig. 2, se podría calcular la probabilidad anual de rotura o si se desea, integrándolo a lo largo de la vida útil, la probabilidad total de fallo según ese modo. Este cálculo necesita la definición de una estructura probabilística no sólo de la acción sino también de la resistencia ya que la "capacidad" del aliviadero es también un dato que no se conoce con precisión. La aplicación de este esquema a otros modos de fallo tales como el deslizamiento del cuerpo de presa o de los taludes del vaso, es más difícil. Como se ha dicho, cuando se trata de aspectos tales como la erosión interna, el posible cálculo de probabilidades parece ya inviable.

**CALIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD.
CLASES DE SEGURIDAD**

Viendo que el estudio explícito de la seguridad no es viable en la práctica, conviene abordar el problema indirectamente mediante la consideración parcial de una serie de aspectos relacionados con el proyecto, la construcción o la explotación. Cuando un determinado aspecto sea susceptible de cuantificación será recomendable el ejercicio correspondiente, en otros casos, que serán la mayoría, sólo se podrá calificar la seguridad atendiendo a la "calidad" del proceso que se siguió al considerar el aspecto en cuestión.

Aunque no existan parámetros claros de medida, se puede intentar una cierta calificación en lo relativo a la seguridad. Siguiendo algo el espíritu que se estableció en el desarrollo de la tecnología de la seguridad nuclear se podría intentar establecer varias "clases de seguridad". Esas clases podrían denominarse "A", "B" y "C" y podrían corresponder a las seguridades exigibles a las presas ya calificadas con esas mismas letras en el nuevo "Reglamento de Seguridad" en función del daño que causaría su rotura.

Esas tres clases de seguridad, a su vez, podrían definirse, al menos en sus rasgos generales de manera que existiera un procedimiento algo objetivo que permitiese clasificar cada presa en el grupo correspondiente. En lo que sigue se tiene en mente ese esquema para avanzar algo en esa posible definición.

En la clase de seguridad "A", a modo de ejemplo, se podría exigir que, en cualquier análisis de seguridad que pudiera realizarse de manera explícita, la probabilidad anual de rotura correspondiente a cualquier modo de fallo que pueda implicar el vaciado no controlado del embalse fuera inferior a 10⁻⁵/año. Esta cifra, que en general no podrá verificarse directamente, puede servir de guía en el proceso de evaluación. En términos de avenidas y de manera aproximada, esa cifra conduciría a disponer aliviaderos capaces para evacuar caudales cuyo período de re-

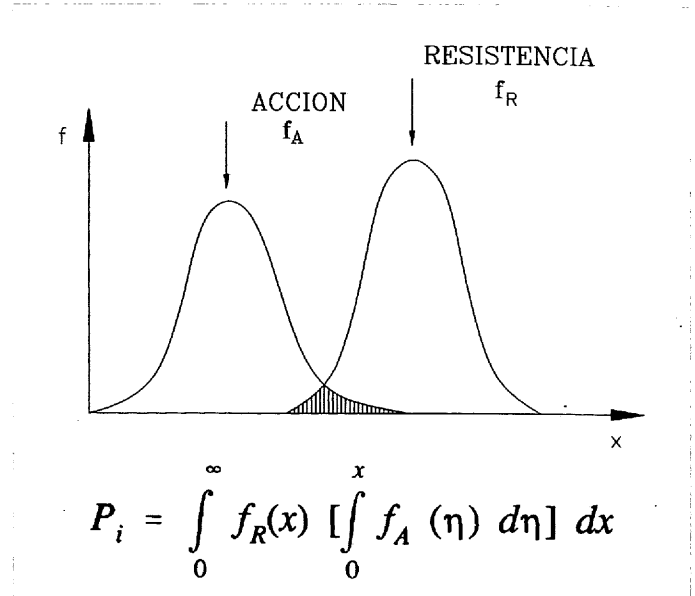


Figura 2. Evaluación de la probabilidad de fallo.

torno fuese del orden de mil siglos. Un período de retorno similar habría de exigirse en el estudio del sismo que pudiera provocar la rotura de la presa. Eso conduce a definiciones como son la PMF (avenida máxima probable o posible) ó el TMC (terremoto máximo creíble o razonablemente posible) que son conceptos difícilmente cuantificables aunque en la tecnología actual se están estableciendo procedimientos y metodologías que permiten una definición aproximada.

La probabilidad de fallo que se indica para la clase "A" parece muy baja. La inteligencia humana no parece capaz de distinguir probabilidades tan pequeñas. Igual que nuestros ojos no distinguen más que un determinado número de imágenes cada segundo o nuestros oídos son incapaces de distinguir frecuencias fuera de un cierto intervalo, es posible que nuestra mente sea incapaz de detectar tan bajos niveles de riesgo como la sociedad está dispuesta a aceptar. La probabilidad que se indica (10⁻⁵/año) sería precisamente la que tiene una persona de que acierte con "el gordo" en la lotería de Navidad cuando juega un sólo número. No parece que la sociedad acepte riesgos mayores con las roturas incontroladas de las presas.

En la clase de seguridad "B" esa probabilidad nominal de rotura incontrolada podría reducirse entre uno y dos ordenes de magnitud. Esto es, que la probabilidad máxima de rotura con vaciado incontrolado del embalse, no superase una cifra entre 10⁻⁴/año y 10⁻³/año. Esa cifra habría que precisarla.

En cuanto a las presas de clase C podría no fijarse un límite específico ya que, al no implicar más que riesgos económicos, la probabilidad de fallo podría ser bastante más alta. En cualquier caso no parece prudente construir presas en las que un posible cálculo explícito de la probabilidad de rotura condujera a una probabilidad de rotura con vaciado incontrolado superior a 10⁻²/año.

En términos no cuantitativos podría definirse como clases de seguridad "A", "B" y "C" aquellas en las que se han tomado todas las precauciones técnicamente posibles para garantizar la seguridad (Clase A) o se han tomado sólo aquellas que son de un coste moderado (Clase B) o se ha seguido un proceso en el que se admite cierta probabilidad explícita del fallo porque sólo existen riesgos materiales (no de vidas humanas) y se han proyectado, construido y/o explotado con criterios de coste total mínimo (ataguías de algunas presas, a modo de ejemplo).

Es claro que la definición de las clases de seguridad que aquí se hace es débil, se trata sólo de un primer intento para establecer unas bases de discusión que permitan avanzar en el futuro. Puede que en lo que sigue, revisando cada paso de la vida de la obra con este esquema de seguridad en la mente, se aclare algo lo que podría entenderse como cada una de las tres clases de seguridad mencionadas.

MODOS DE FALLO DE LAS PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

Para evaluar la seguridad de las presas es preciso definir una serie de "modos de fallo". Una vez establecidos cada uno de esos modos, será necesario el intento de evaluación de la posibilidad de ocurrencia de cada uno de ellos. Sería posible, después, intentar la calificación de la seguridad como síntesis de los ejercicios precedentes.

Parece evidente que cualquier técnico, al construir su obra, piensa en las posibilidades de fallo y trata de imaginar la forma en que éste puede producirse. Hoy, para el caso de las presas de tierra, este ejercicio es más fácil de realizar que hace unos años, ya que existen posibilidades recientes de conocer datos relativos a las formas en que fallaron algunas presas. Tales datos pueden consultarse en las publicaciones del ICOLD citadas en las referencias al final de este artículo así como en otras publicaciones más específicas que pueden encontrarse en la literatura técnica.

El análisis de esa información está llevando a los técnicos interesados en investigar sobre el tema a proponer ciertas clasificaciones de los modos de fallo. Desde el punto de vista de los autores de este artículo, parece interesante una clasificación en tres grandes grupos, a saber:

▼ 1.- **Roturas violentas.** Serían aquellas que liberan el agua embalsada en pocas horas creando una inundación importante aguas abajo. La presa queda parcial o totalmente destruida.

▼ 2.- **Roturas con vaciado controlado.** Serían aquellas que provocan o requieren el vaciado del embalse y permiten hacerlo de una manera controlada, sin daños a personas o propiedades. La presa necesita después una reparación importante para volverla a poner en servicio.

▼ 3.- **Incidentes graves.** Serían aquellos fallos que obligan a una limitación de la explotación o incluso a un vaciado par-

cial, para restituir la funcionalidad de la presa. En caso de presas en construcción obligan a paralizar la obra y reconsiderar el proyecto.

Es obvio que pueden darse situaciones de difícil catalogación en alguno de los grupos anteriores. Particularmente es difícil marcar una frontera entre lo que sería un incidente o un fallo menor que pueda ser ya reparado dentro de lo que sería el normal mantenimiento de las presas. Algunos técnicos han tratado de fijar ese límite inferior en términos económicos, estableciendo, para los costes de reparación correspondiente, una cantidad fija o una cantidad variable en función del coste total de construcción. Los fallos que más interesan desde el punto de vista de la seguridad son las roturas y aquellos fallos en los que la explotación del embalse queda limitada o la construcción de la obra detenida y por lo tanto ese criterio (capacidad de operación limitada) es el que se propone para calificar el fallo como "incidente grave"; el resto serían fallos menores y no serían objeto de consideración en lo que sigue.

La rotura violenta de las presas de materiales sueltos es, por desgracia, posible. De hecho ha llegado a ocurrir en España. La presa de Tous fue desbordada por una avenida el 20 de Octubre de 1982 provocando la erosión de la coronación de la presa, la subsiguiente rotura del cajero izquierdo del aliviadero, que apoyaba contra la coronación de la presa, y la posterior liberación brusca del agua embalsada.

El desbordamiento por coronación es, probablemente, la causa principal de las roturas violentas de las presas de tierra que han ocurrido en el mundo. Pero existen otras causas que pueden producir roturas igualmente bruscas. La rotura de la presa de Teton (USA) en 1976, fue también violenta y se debió a un proceso de erosión en el contacto del núcleo con la cimentación. Estos procesos erosivos, ya sean provocados por los vertidos (erosión remontante), ya sean dentro del cimiento, en el contacto del cimiento con el cuerpo de presa o en el propio cuerpo de presa, son una segunda causa, muy próxima en cuanto a frecuencia al asunto del rebosamiento de las aguas por coronación, de las roturas de presas observadas hasta hoy.

El deslizamiento de los taludes de la presa es un modo de fallo que también puede conducir a la rotura brusca del cuerpo de presa. Existen experiencias fuera de España que indican esa posibilidad (presa de la cabecera del Canal de San Luis, en California, que deslizó durante un desembalse, por ejemplo). La posibilidad de deslizamiento se incrementa durante los movimientos sísmicos, especialmente en aquellas presas construidas con materiales sueltos cuya resistencia sea susceptible a las vibraciones. El fallo por deslizamiento en las laderas del vaso es también un riesgo apreciable. Llegó a causar el vaciado brusco del embalse, aunque no el colapso, de la presa, en Vaiont, Italia, en 1963, creando el enterramiento completo del pueblo situado inmediatamente aguas abajo.

Las tres causas mencionadas (desbordamiento, erosiones y deslizamientos) pueden provocar, como se ha dicho, la rotura

TABLA I.- MODOS DE FALLO Y TIPO DE ROTURA O INCIDENTE QUE PUEDEN CAUSAR

Nº DE ORDEN	MODO DE FALLO	TIPO DE FALLO		
		RV	RC	IG
1	Desbordamiento	SI	SI	SI
2	Erosiones en el cimientó	SI	SI	SI
3	Erosiones en el contacto presa-cimiento	SI	SI	SI
4	Erosiones en el cuerpo de presa	SI	SI	SI
5	Erosiones causadas por los vertidos	SI	SI	SI
6	Deslizamiento del espaldón de aguas arriba	SI	SI	SI
7	Deslizamiento del espaldón de aguas abajo	SI	SI	SI
8	Deslizamiento de los taludes del vaso	SI	SI	SI
9	Rotura del elemento artificial impermeable	Poco Probable	SI	SI
10	Filtraciones excesivas	Poco Probable	SI	SI
11	Sabotaje	Poco Probable	SI	SI

Leyenda: RV = Rotura violenta RC = Rotura con vaciado controlable IG = Incidente grave

brusca de la presa. También pueden provocar daños que aún siendo graves, permitan el vaciado controlado del embalse. Así ocurrió, por ejemplo en la presa de Taibilla, rotura excelentemente descrita por M. Alonso Franco (1993) que fue motivada por un proceso erosivo aunque permitió el vaciado controlado y la posterior reparación.

Las erosiones internas y los deslizamientos pueden ser origen de fallos cuya corrección no requiera el vaciado del embalse sino una limitación de la explotación hasta que se haya procedido a su reparación completa. Se trataría entonces de un "incidente grave", tal como se ha denominado antes. Un proceso erosivo del cimientó ocurrió, por ejemplo, en el collado de La Venta de Contreras (río Cabriel) en 1977 cuando se estaba procediendo al primer llenado. Esto ha obligado a limitar la explotación hasta encontrar una solución adecuada que, sin duda, será definida y aplicada en un futuro próximo.

Existe un modo de fallo que, por desgracia, es muy español. Se trata de una rotura del elemento de estanqueidad en las presas de pantalla. Ese modo de fallo provocó el vaciado del embalse de El Siberio (enero de 1978) y el de Martín Gonzalo (27 de noviembre de 1987) y ha motivado reparaciones de cierta importancia en otras presas de pantalla. Se dice que, por desgracia es muy español, porque ha sido en nuestro país donde la solución de plinto visitable, con galería incorporada, se ha utilizado con profusión y esa tipología parece ser difícil de proyectar y construir bien. Sobre este problema existe una publicación específica en la que colaboró uno de los autores (M. Alonso Franco y A. Soriano, 1988) por lo que no se cree necesario volver a insistir aquí sobre ese tema tan singular.

Finalmente hay que citar "el sabotaje" como modalidad singular posible de rotura brusca, o de rotura que permita un vaciado controlado o incluso de un "incidente grave" que obligue a limitar la explotación (incidente).

Los modos de fallo citados en los párrafos precedentes son los que se listan en la Tabla I donde, además, se incluye una apreciación personal acerca del tipo de fallo que pueden causar.

LA FRECUENCIA DE LOS FALLOS

Sería posible obtener una primera idea de las posibilidades de fallo de una determinada presa con sólo analizar estadísticamente la historia del comportamiento del conjunto de las presas existentes. El análisis de los datos estadísticos no es fácil y resulta siempre algo subjetivo. Si no se toman algunas precauciones, puede obtenerse un resultado falaz. Antes de que fallara bruscamente la presa de Malpasset se podría decir que la probabilidad de rotura de una presa bóveda era nula; nunca había existido antes una rotura en ese tipo de estructuras. Hoy, mediante estudios estadísticos se ha podido llegar a proponer que la probabilidad media de fallo de una bóveda es del orden de 0.4×10^{-4} /año (Serafim 1981).

Las estadísticas de roturas bruscas de presas parece indicar que la probabilidad de fallo no es constante a lo largo del tiempo. Es mayor en los primeros años de vida, es menor durante un cierto tiempo y después crece de forma monótona, aunque a ritmo decreciente, con el paso del tiempo. Algo similar ocurre con las estadísticas de roturas que permite un vaciado controlado y algo similar ocurre con los denominados "incidentes graves". Se ha llegado a comparar la situación del riesgo de fallo de las presas con la correspondiente al cuerpo humano; este es más proclive al fallo en la infancia y en la vejez y existe una zona de madurez con menor probabilidad de problemas de salud importantes.

Como ejemplo, de este tipo de evolución se presenta la Fig. 3 donde se recoge una estimación hecha por el ICOLD acerca

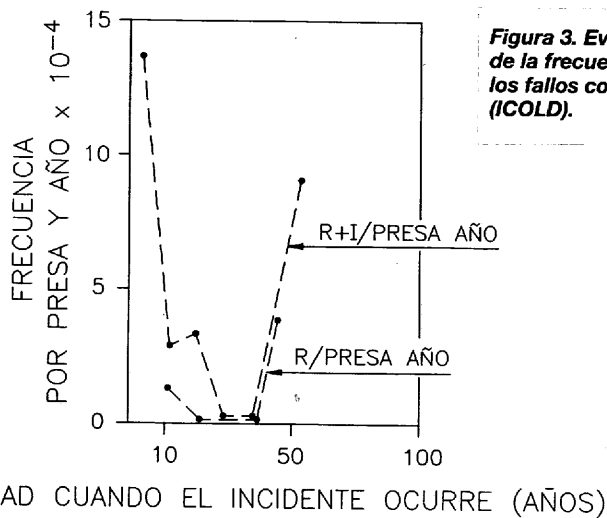


Figura 3. Evolución de la frecuencia de los fallos con la edad (ICOLD).

en distintas épocas expresado en porcentaje sobre el total de ese grupo. De esa curva y de otras semejantes podría deducirse que en las presas construidas después de 1940 (que son buena parte de las existentes en España) la probabilidad de rotura, integrada a lo largo del tiempo (durante un siglo de vida útil, por ejemplo) puede llegar a ser del orden del 1%. Para las presas más antiguas esa probabilidad sería mayor y, para las más modernas, menor.

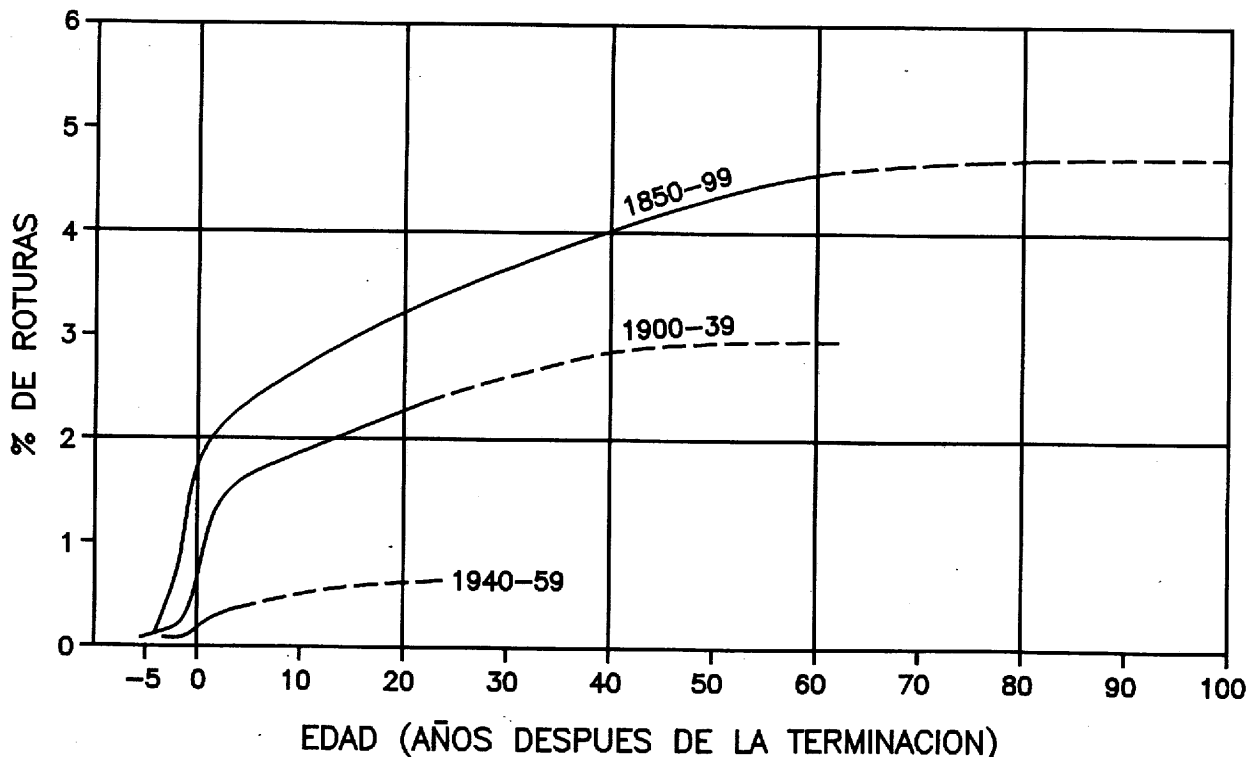
Si existiese una "medida" de la seguridad se podría confeccionar un gráfico similar al de la Fig. 5. Los casos de aquellas presas que alcanzaron la rotura (seguridad que llegó a ser nula) serían en el entorno del 1% del total y los casos de incidentes graves podrían ser un orden de magnitud superior, del orden del 10%. El grueso de las presas de tierra cumpliría su misión durante un siglo (siempre en términos aproximados) sin romperse y sin presentar incidentes graves que limiten la explotación.

En resumen, si no se entra a analizar en detalle los datos de la presa en estudio se podría decir que "la presa de tierras tipo" tiene una probabilidad de rotura que evoluciona con el tiempo siendo mayor en la época joven (construcción y primer llenado) y en la vejez. Como media la probabilidad anual de rotura, brusca o controlada, es del orden de 10⁻⁴/año. Los casos de rotura brusca parecen algo menos frecuentes que aquellos en los que la rotura permite un vaciado controlado (sin daños graves aguas

de la frecuencia de roturas o de roturas más incidentes en función de la edad de la presa. Se trata sólo de una figura muy global y de síntesis de la que no se deben sacar más conclusiones que las apuntadas en párrafos precedentes.

Se podría pensar que las presas de materiales sueltos son cada vez más seguras y así lo indica la Fig. 4 donde se representa la evolución del número de roturas de presas construidas

Figura 4. Porcentaje de roturas de presas de materiales sueltos (ICOLD).



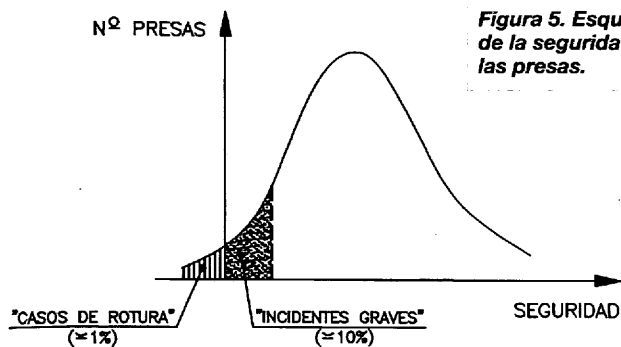


Figura 5. Esquema de la seguridad de las presas.

abajo). Los casos de "incidentes graves" serían un orden de magnitud más probables.

Conviene, sin embargo, entrar a analizar cada modo de fallo y cada presa en cuestión ya que, de ese análisis, puede que se obtengan datos que permitan clasificar a la presa como más o menos segura que la "presa tipo" mencionada en el párrafo precedente.

BREVE REFERENCIA A LAS PRESAS DE MATERIALES SUELTOS ESPAÑOLAS

El problema que se aborda aquí es el de la evaluación de la seguridad de las presas de materiales sueltos y lógicamente se tiene en mente en el contexto de las presas de nuestro país. Por

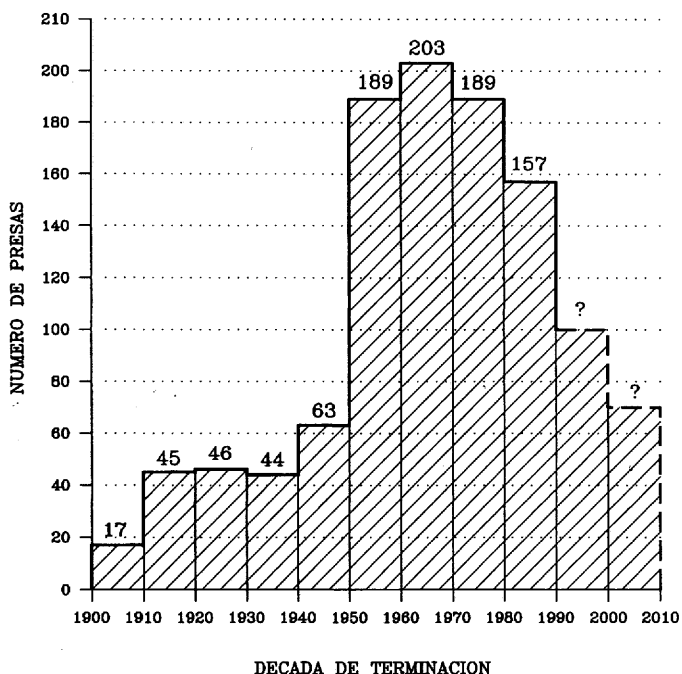


Figura 6. Evolución del número de grandes presas construidas en España. Fuente: Inventario MOPTMA 1991.

ese motivo y para precisar algo el tipo de problema que los técnicos españoles habremos de abordar en el futuro para mantener adecuadamente las presas de nuestra comunidad, se ha visto conveniente describir sucintamente cuáles y cómo son nuestras presas.

La construcción de presas en España ha sido una actividad muy importante en el pasado reciente. En el período 1950-1980, según se recoge en la Fig. 6, se alcanzó el auge de la construcción que llegó a superar el número de veinte presas nuevas puestas en servicio cada año. En la década actual ese ritmo ha descendido notablemente y no es difícil pronosticar que en el próximo milenio se establezca un ritmo de construcción mucho menor; no sería extraño que se reduzca el número de nuevas grandes presas a unas pocas (dos o tres) cada año.

El catálogo de presas españolas puede consultarse en los archivos del Servicio de Vigilancia de Presas o en otras publicaciones que se citan en las referencias de este artículo. En las tablas que se adjuntan al final se han querido incluir algunos datos de 156 presas de materiales sueltos clasificadas en tres grandes grupos y ordenadas de acuerdo con su altura máxima.

El tipo de presa de materiales sueltos que se ha elegido para realizar cada obra ha evolucionado con el tiempo tal como se ilustra en la Fig. 7. Aunque los datos estadísticos en los que se basa esa figura puedan no ser del todo completos, son suficientes para poner de manifiesto que las presas construidas antes de 1950 son, en su mayoría, homogéneas y son por lo tanto la tipología predominante en las presas más viejas. Las presas más modernas son las de núcleo; parece que recientemente esta tipología ha sido más frecuente que las de presa de pantalla y presas homogéneas.

Con esta lista parcial de presas de tierra españolas se ha querido hacer un brevísimo estudio estadístico en cuanto a la relación tipo de presa-altura y para ello se ha dibujado el histograma de la Fig. 8. Ese histograma sugiere que para alturas sobre cien metros inferiores a 25 m, predominan con claridad las presas homogéneas. A medida que la altura va siendo mayor, su número decrece notablemente, únicamente quedan recogidas cuatro presas homogéneas por encima de los 50 metros de altura (Charco Redondo, La Pedrera, Uzquiza y Retuerta).

Las presas de pantalla tuvieron una cierta profusión en España fundamentalmente en los años 70 y 80. Su construcción se ha interrumpido prácticamente en los últimos años, puede que debido a la problemática asociada a la unión de la pantalla con el cemento (mediante plintos, como resultó usual en España, y zócalos). Destacan por su altura, las presas de pantalla asfáltica de Sallente, El Siberio y Negratín, las tres superando los 75 m. Las presas más notables con pantalla de hormigón armado, son Béjar-Navamuño, Alfílarios e Ibai-Eder, siempre por debajo de los 75 metros.

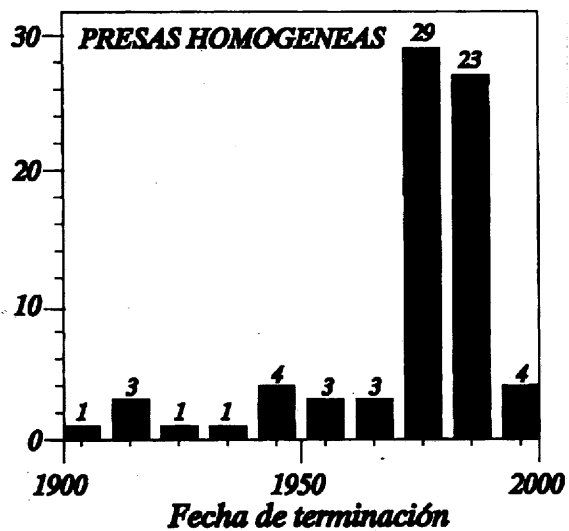


Figura 7. Evolución de la tipología de las presas de materiales sueltos.

Es en las presas de núcleo donde se han alcanzado las alturas más importantes, existiendo cuatro realizaciones por encima de los 100 m de altura sobre cimientos: Arenós, Cuevas de Almanzora, Tous (Nueva Presa) y Canales (esta última alcanza los 156 m de altura máxima).

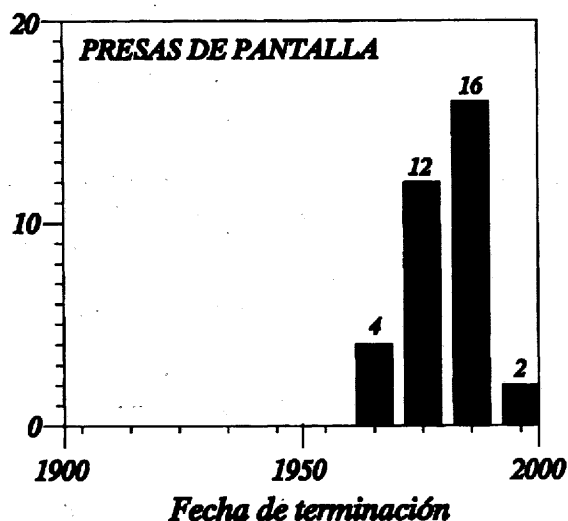
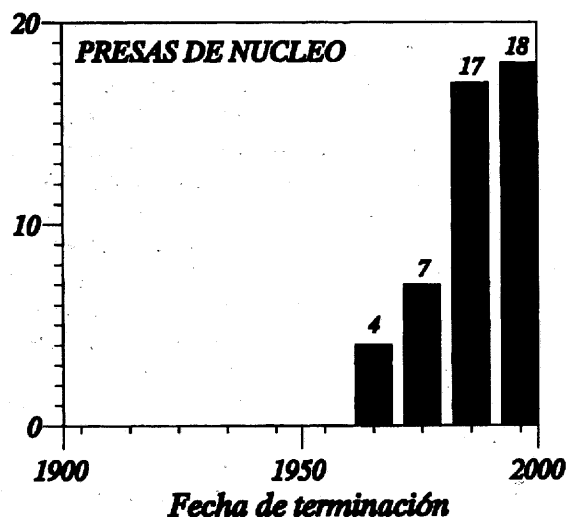
LA ELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA. FÁBRICA O MATERIALES SUELTOS

Los factores que afectan a la seguridad de las presas se van decidiendo a lo largo de su vida. Ya en las etapas iniciales, al elegir la cerrada y el tipo de presa se influye en la seguridad futura. La construcción de un tipo de presa inadecuado a la cerrada en cuestión, puede afectar negativamente las condiciones de seguridad.

Cuando se trata de evaluar la seguridad de una presa antigua no parece posible revisar "a posteriori" los criterios que en su día se utilizaron en la decisión del tipo de presa. Puede que incluso en la época en la que se decidiera este aspecto, los criterios de selección fueran distintos de los actuales ya que éstos dependen del grado de desarrollo de cada técnica específica y éstas evolucionan rápidamente. Lo que sigue puede tener algún interés en aquellos casos en los que se quiera evaluar la calidad del proceso de selección del tipo de presa para una obra que aún no haya sido construida. En esos casos, la única evaluación posible se refiere al proyecto y el asunto considerado en este epígrafe es precisamente el primer paso en el desarrollo de ese documento. Pensando por lo tanto, en una revisión de proyectos, cara a la seguridad, es como se escriben los párrafos siguientes.

La selección de la cerrada y la definición precisa del volumen del embalse (o la altura de la presa) son aspectos íntimamente ligados a la selección del tipo de presa a construir. La cerrada óptima y la altura de presa más conveniente dependen en cierto modo del tipo de presa. Los estudios comparativos que se suelen hacer para ayudar en la selección del tipo de presa incluyen en general varias cerradas alternativas, más o menos próximas y varias tipologías de presa posibles. Si se quiere tomar una decisión bien justificada el estudio de alternativas ha de ser completo.

Siempre es posible construir una solución de materiales sueltos y no siempre es posible construir soluciones de fábrica. La selección de un tipo de presa u otro puede plantear un problema difícil pues, cuando ambas alternativas son viables, no existen siempre argumentos claros que inclinen la balanza hacia uno u otro lado. No puede discutirse la cuestión únicamente con argumentos económicos como trata de hacerse en la mayoría de los casos. En nuestra opinión, existen otras razones que pueden indicar la conveniencia de uno u otro tipo de presa. Son argumentos tales como el impacto en el medio ambiente, la situación concreta de los futuros usuarios en cuanto a posibilidades



HISTOGRAMA DE ALTURAS DE PRESA

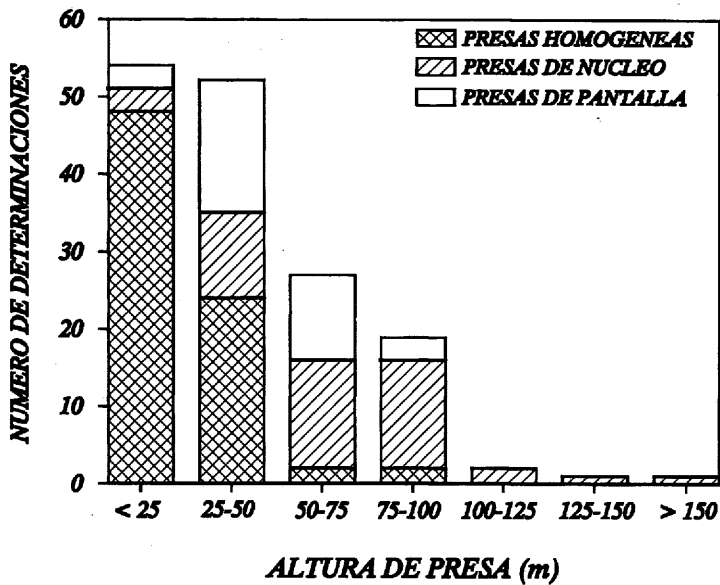


Figura 8. Histograma de alturas de presa.

viables, se considera la construcción de presas de tierras. Esta moda puede tener su génesis en la ya varias veces mencionada rotura de la presa de Tous. Desde aquí se quiere repetir que es posible construir con la seguridad debida presas de tierra incluso en los grandes ríos. Puede que en el próximo futuro las razones medio-ambientales y/o razones de envejecimiento inclinen la balanza hacia el uso de presas de materiales sueltos.

Estadísticamente parece que la seguridad global de las presas de hormigón fue mayor que la correspondiente a las presas de materiales sueltos, pero hoy, considerando las presas modernas (después de 1950) no puede advertirse ninguna diferencia notable. Las presas de hormigón presentan roturas e incidentes en cuantía semejante a las de las presas de tierra; aunque no sean tan sensibles frente a los rebosamientos por coronación, ni sean susceptibles a problemas erosivos del cuerpo de presa y sean aproximadamente igual en su afección frente a problemas del cimientto, son claramente menos seguras en los asuntos relacionados con el envejecimiento.

La decisión del tipo de presa suele tomarse antes de iniciar la construcción pero no son pocos los casos en los que esta decisión se replantea una vez iniciada la construcción de la presa. El cambio de tipología suele venir motivado por razones de muy distinta índole, aunque es muy frecuente que tal cambio sea justificado exclusivamente por razones geológico-geotécnicas. Sería conveniente que el proyecto primero que se haga de la presa decida ya el tipo de obra a realizar. No parece bueno iniciar la construcción de las obras sin tener el asunto suficientemente claro. En experiencia de los autores, los cambios de tipología durante la construcción pueden conducir a mermas en la seguridad y salvo una justificación suficientemente clara, deberían evitarse.

de mantenimiento, posibles recrecimientos, posibles tratamientos del cimientto durante o tras el llenado o, incluso, las posibles desviaciones durante la construcción que pueden esperarse mayores en uno u otro tipo de presas.

El motivo principal que lleva a construir presas de fábrica es la capacidad necesaria del aliviadero. Los grandes caudales obligan a aliviaderos importantes que suelen construirse con estructuras de fábrica y eso inclina a extender el uso del hormigón a toda la presa. Ese ha sido el argumento preferente en la selección del tipo de presa en los grandes ríos españoles, especialmente tras la rotura de la vieja presa de Tous. Son ejemplos de ello las modernas presas de Itoiz, Rules y Rialb que, teniendo posibles soluciones alternativas en materiales sueltos, se han juzgado mejores en hormigón fundamentalmente por razones de seguridad frente al desbordamiento.

Las presas de fábrica no pueden construirse en todas las cerradas pero el límite de esta tipología de presas se está extendiendo cada vez a cerradas de menores resistencias y consecuentemente de mayores deformabilidades. Existen presas importantes donde esta cuestión se ha planteado claramente y en las que se ha debatido con intensidad el problema antes de decidir que la solución de fábrica no es viable. De todas las situaciones de debate conocidas por los autores en ninguna se ha podido desechar técnicamente la solución de fábrica.

Como se ha dicho, las soluciones de tierras se pueden construir en cualquier cerrada y pueden ser, en principio, igualmente seguras, incluso ante avenidas extremas, que las soluciones de hormigón. Además, no suelen ser de mayor coste. En España y recientemente, parece que se ha inclinado la balanza hacia la construcción de presas de fábrica y sólo cuando éstas no son

TIPO DE PRESA DE MATERIALES SUELTOS MÁS ADECUADA

La selección de materiales de construcción está ligada estrechamente al tipo de presa a construir. Hoy parece evidente que las presas de materiales sueltos se pueden construir con prácticamente cualquier tipo de suelo o roca, aunque siempre requiere la utilización de algún material impermeable que puede formar todo o parte del cuerpo de presa.

Los factores que influyen más en la selección de uno u otro tipo de presa son la disponibilidad de materiales locales, la calidad del cimientto y las condiciones de construcción (fundamentalmente el clima).

La elección del tipo de presa, dentro de las tipologías de materiales sueltos, es un ejercicio en el que se puede influir en la seguridad de las presas. De forma muy esquemática, la Tabla II

TABLA II.- ESQUEMA DE LA SELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA DE MATERIALES SUELTOS QUE PUEDE RESULTAR MÁS ADECUADA

TIPO DE CERRADA MATERIALES QUE EXISTEN EN LA ZONA	CLASE 1	CLASE 2	CLASE 3
Sólo materiales impermeables (a)	Presa homogénea	Presa homogénea	No aplica
Sólo materiales permeables	Poco frecuente		
	Solución especial	Presa de pantalla (b)	Presa de pantalla
Existe todo tipo de materiales	Presa homogénea o presa de núcleo (c)	Presa de núcleo	Presa de núcleo

TIPOS DE CERRADA

Clase 1.- Valles aluviales amplios con depósitos de suelos de gran espesor.

Clase 2.- Valles con depósitos de suelo de espesor moderado y laderas en suelos o en rocas blandas.

Clase 3.- Valles con depósitos de suelo de espesor moderado y laderas rocosas firmes.

a.- Para filtros, drenes y protecciones se necesitan otros materiales.

b.- Las presas de pantalla exigen una consideración especial del encuentro pantalla terreno en estas circunstancias.

c.- En estas condiciones las presas de núcleo pueden ser más adecuadas para mayores alturas de presa que las homogéneas y viceversa.

adjunta indica el tipo de presa que puede ser más adecuado y en consecuencia más seguro, en función de los materiales que existan en la zona y del tipo de cerrada.

Las presas homogéneas son la solución más frecuente y la más natural en aquellas situaciones en las que la altura de presa es moderada. La mitad, aproximadamente, de las presas españolas de materiales sueltos son de sección homogénea, construidas básicamente con un mismo tipo de material aunque exista cierta selección del mismo para colocarlo en una u otra parte de la presa y existan, también, materiales especiales como son los filtros, los drenes y las protecciones externas. Son ejemplos claros de este tipo de solución las presas de La Pedrera y la de Barbate, por citar dos que sean bien conocidas por los autores.

Las presas de núcleo son más indicadas en aquellas ocasiones en las que el cimientto puede soportar un cuerpo de presa con taludes externos más pronunciados, con el consiguiente ahorro de material y siempre que el material alternativo, los espaldones que protegen al núcleo, exista en abundancia. Aproximadamente la cuarta parte de las presas españolas de materiales sueltos son de este tipo y como puede verse por la estadística parcial que se ofrece en las figuras adjuntas, es una solución que suele resultar más conveniente en presas de mayor altura. Las mayores presas de tierra españolas son de este tipo, como es el caso de la presa de Canales, la más alta de materiales sueltos en España (156 m) o lo son la nueva presa de Tous o las de Zahara, Zufre, Baños de Montemayor, Rivera de Gata, Giribaile, Calanda, El Bayco y Pajares, por citar algunos ejemplos mejor conocidos por los autores.

Las presas de pantalla impermeable, en fin, formarían el tipo restante de las presas a considerar. Su necesidad es clara en

aquellos casos en los que no existe un material natural impermeable o su extracción no es admitida por la sociedad, hechos estos que se dan en muy contadas ocasiones. Las presas de pantalla exigen que el cimientto tenga una cierta calidad ya que el encuentro de la pantalla con el terreno requiere una zona de unión con cierta resistencia, preferiblemente una roca sana. Otro tipo de ventajas, tales como la simplicidad del proyecto o las facilidades de construcción, ha motivado que se construyan presas de este tipo en España tan importantes como El Siberio, Huesna, Martín Gonzalo, Alfilorios o Undúrraga, por citar algunos ejemplos mejor conocidos por los autores.

Además de los tres tipos básicos indicados existen otros tipos de presas de tierra posibles tales como los de núcleo central bituminoso, que en España aún no existe, ya que aún no se han dado las condiciones necesarias para que su construcción sea atractiva.

La selección de uno u otro tipo de presa de materiales sueltos es un proceso típico de proyecto en el sentido de necesitar una vía de aproximación al problema en fases de detalle creciente. Con un estudio previo de la cerrada y de los materiales es posible tantear distintas alternativas. La alternativa que se ha indicado como más adecuada o más segura en los párrafos precedentes debe tantearse, pero puede no ser la más conveniente en cada caso concreto cuando se tienen en cuenta todos los factores y no sólo los materiales y la cerrada. A modo de ejemplo pueden citarse los inconvenientes serios que puede representar la construcción de un núcleo arcilloso en climas de montaña. Así ha ocurrido con la presa de Pajares por ejemplo, según indican J. Díaz Mora y otros (1993) en la que sólo una pequeña fracción del total de los días del año fueron aptos para extender y compactar el núcleo.

Los tres tipos de presa mencionados pueden proyectarse con la seguridad que el caso requiera, cuando las cerradas y los materiales son adecuados. Es posible que se puedan alcanzar mejores condiciones de seguridad frente a un determinado modo de fallo seleccionando uno u otro tipo de presa, dentro de las de materiales sueltos. Aunque las consideraciones que siguen sean muy subjetivas se quieren añadir para ilustrar algo la posible relación entre el tipo de presa y las probabilidades de ocurrencia de cada modo de fallo.

En el caso de desbordamiento de las aguas por coronación cualquier tipo de presa de materiales sueltos parece igualmente vulnerable salvo que en el proyecto se haya previsto tal contingencia y se hayan construido protecciones contra ese evento.

Las erosiones del cimiento y del contacto de la presa con el cimiento parece que deben ser menores en las presas homogéneas y mayores en las presas de pantalla, únicamente en función de los gradientes del flujo bajo la presa que son tanto mayores cuanto más estrecha es la zona impermeable y ésta es menor, normalmente, en las presas de pantalla, después en las de núcleo y finalmente en las homogéneas.

Las presas de pantalla, construidas normalmente con escollera, no serían tan susceptibles de erosión interna del cuerpo de presa y por eso, en ese aspecto se han considerado menos peligrosas. Esto no descarta el riesgo de rotura del elemento de estanqueidad (ya sea la pantalla, sus capas de apoyo o su plinto de unión, modo de fallo nº 9 de los citados).

Los deslizamientos de los espaldones parecen más propios de las presas homogéneas (en general construidas con materiales más débiles) aunque conviene destacar el riesgo de deslizamiento de las presas de núcleo cuando éste se construye inclinado hacia aguas arriba y particularmente si su pie se continúa parcialmente bajo el espaldón (presa de Carsington) o totalmente hasta enlazar con la ataguía (presa de Giribaile).

El deslizamiento de los taludes del vaso puede provocar daños con repercusiones semejantes en cualquier tipo de presa. Y, en fin, las presas de pantalla, teniendo el elemento esencial de estanqueidad en superficie, parecen más indefensas ante actos de sabotaje.

EL ESTUDIO DE MATERIALES PARA EL CUERPO DE PRESA

El estudio de materiales se debe iniciar antes de decidir la tipología del cuerpo de presa. Ese estudio puede ser sencillo pero ha de ser suficiente para asegurar la existencia de los materiales necesarios. Más tarde, una vez decidido el tipo de presa y antes de definir sus detalles, el estudio de materiales ha de completarse hasta alcanzar el grado de detalle necesario para iniciar la construcción con las garantías suficientes.

En las fases iniciales de prospección de materiales impermeables puede ser suficiente con explorar las diferentes zonas de préstamo mediante ensayos de identificación. Los elementos

impermeables de las presas de materiales sueltos pueden ser desde un punto de vista granulométrico, muy variados ya que deben realizarse con los materiales locales disponibles. En España, suelen ser típicos los núcleos que presentan porcentajes de finos (pasante # 200 ASTM) comprendidos en el rango 30-70%. Con porcentajes inferiores también se han construido presas de núcleo, aunque si el volumen de material resulta suficiente y la presa no es muy alta puede resultar preferible la realización de una presa homogénea (Valencia de Alcántara, por ejemplo, con un 19% de finos).

Además del contenido de finos, interesa la plasticidad de los mismos. En la Fig. 9, se representan en la Carta de Casagrande algunos pocos datos de núcleos de presas españolas que, a pesar de la escasez de información, puede resultar representativo. Típicamente, los núcleos de las presas españolas son fundamentalmente arcillosos, de plasticidad media y se sitúan claramente por encima de la Línea A del diagrama. Existen, sin embargo, dos excepciones notables:

▼ **Zufre:** Su núcleo es arcillo-limoso (% de finos = 25%) de baja plasticidad, que se sitúa, además, muy próximo a la línea A de Casagrande. La utilización de este tipo de material limoso, puede presentar problemas específicos de erosión interna y requiere un diseño cuidadoso del sistema de filtros, junto con una compactación ligeramente del lado húmedo que le dote además de una mayor flexibilidad.

▼ **Zahara-El Gastor:** Su núcleo está construido con arcillas de alta plasticidad ($w_L > 50$, $IP = 24$) que, además, presentan un carácter expansivo (hinchamiento libre del 8%, con una presión de hinchamiento de 3.5 Kp/cm²). Este tipo de arcillas se utilizó en la mitad inferior del núcleo, construyéndose la mitad superior con arcillas de expansividad limitada ($p_h < 1.0$ Kp/cm²).

Cuando pueden existir contactos del material del núcleo con materiales muy rígidos (hormigones, por ejemplo), es necesario garantizar una adecuada seguridad frente a posibles filtraciones erosivas. En estos casos, puede resultar conveniente dotar a éste de una mayor flexibilidad en las proximidades de los contactos mediante la utilización de una arcilla claramente más plástica que puede obtenerse, caso de ser necesario, con la adición artificial de bentonita mezclada con la arcilla natural (como en la reconstrucción de la presa de Tous, por ejemplo).

En el mismo gráfico anterior puede observarse la situación de algunos materiales usados como núcleos en algunas presas extranjeras un tanto singulares. Se trata de suelos lateríticos procedentes de la alteración, en condiciones tropicales, de materiales tipo volcánico (dando lugar a arcillas halloysíticas), de plasticidad muy elevada, que se han utilizado en las presas de Mrica-Soedirman (Central Java, Indonesia) y de Thika (Kenja). Entre las presas europeas, el caso más notable es quizá el de la presa de Blufi (Sicilia, Italia), que presenta valores del índice de plasticidad de $IP = 35\%-65\%$.

Con sólo las propiedades índice y sabiendo que no existen materiales perjudiciales (yesos u otras sales, materia orgánica, etc...) puede decidirse el origen de los materiales impermeables

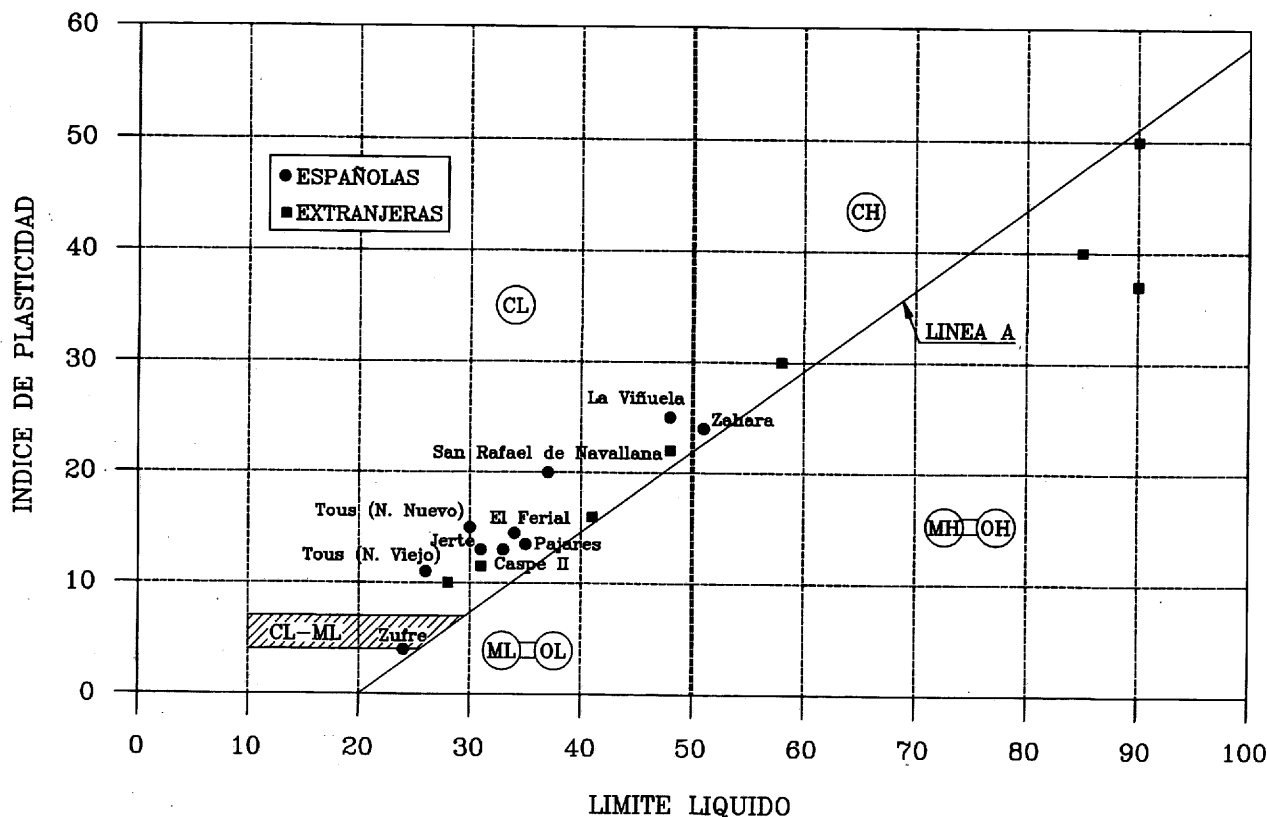


Figura 9. Plasticidad del material del núcleo (Carta de Casagrande).

que después conviene caracterizar con más detalle. En ese proceso de caracterización posterior será preciso determinar las condiciones de compactación en laboratorio y en ocasiones, en campo (mediante terraplenes de prueba), y estudiar la erosionabilidad, la resistencia, la permeabilidad, etc...

En cuanto al material para espaldones quiere apuntarse que, salvo aquellos materiales que presenten un carácter marcadamente evolutivo (yesos y margas yesíferas por ejemplo), existen muy pocos préstamos que no permitan construir espaldones de presas. La condición fundamental es que la construcción pueda controlarse, de otra forma no sería posible garantizar su calidad. En este sentido los rellenos de prueba realizados "in situ" pueden ser una herramienta muy eficaz.

En el estudio de materiales, lógicamente, debe incluirse los áridos para hormigones y para filtros y drenes del cuerpo de presa.

En los estudios de materiales pueden producirse algunos defectos. Uno bastante común, con el que los autores se han encontrado, se refiere a la incompatibilidad del estudio de materiales con el pliego de condiciones cuando se exige una calidad de materiales que después no pueden cumplir los préstamos existentes. Se tiene en mente el caso de la nueva presa de Tous en el que el pliego exigía una calidad de escollera difícil o im-

sible de encontrar en un amplio entorno. O el caso de la presa de Pajares donde se especificó una calidad de materiales que después no fue posible encontrar. A pesar de citarse esos dos ejemplos no son, con seguridad, los casos de discrepancia más manifiesta. Si una presa se puede construir con casi cualquier material ¿por qué han de especificarse unas características difícilmente conseguibles?. Es más fácil adecuar el proyecto a los materiales, que proceder a la inversa. Las adecuaciones posteriores, son difíciles y pueden mermar la calidad.

LAS PENDIENTES DE LOS TALUDES EXTERNOS

Una de las decisiones que más influyen en la seguridad frente al deslizamiento de las presas de materiales sueltos es precisamente la pendiente de los taludes externos. Es una práctica frecuente y recomendable consultar las experiencias que puedan ser similares para decidir acerca de ese extremo. Después pueden ser necesarios ciertos cálculos que permitan confirmar o modificar los taludes que en principio pudieran parecer adecuados.

Los taludes externos pueden estar condicionados por la resistencia del cimientto y por la resistencia del propio cuerpo de presa. En el primer caso, la utilización en el cuerpo de presa de materiales más resistentes que pudieran resultar más costosos

no estaría justificada. Esa situación sería más proclive al proyecto de presas homogéneas.

En el segundo caso, que en tér-

minos generales es más frecuente, la utilización de materiales más resistentes en los espaldones puede conducir a un ahorro notable. La presa más indicada sería de núcleo y la estabilidad quedaría condicionada por el espesor de este elemento que, en consecuencia, debería ser poco ancho. En presas con núcleos estrechos, sin embargo, puede producirse un efecto de "cuelgue" que decomprima al núcleo y que conduzca a riesgos mayores de filtraciones erosivas en el cuerpo de presa o en el contacto núcleo-cimiento.

Como índice de la geometría de las presas españolas de materiales sueltos, en la Fig. 10 se refleja un histograma (para cada tipología) de la suma de taludes nominales de las presas listadas previamente:

▼ Las presas homogéneas presentan, generalmente, valores de suma de taludes, entre 4.5 y 6.0. Únicamente, se ha registrado un caso con suma de taludes inferior a 4.0 que corresponde a una presa de 7 m de altura construida en 1949 (presa de Bolaso). Cuando están construidas sobre cimientos especialmente débiles se llega al caso extremo de Barbate (suma de taludes igual a 8.0).

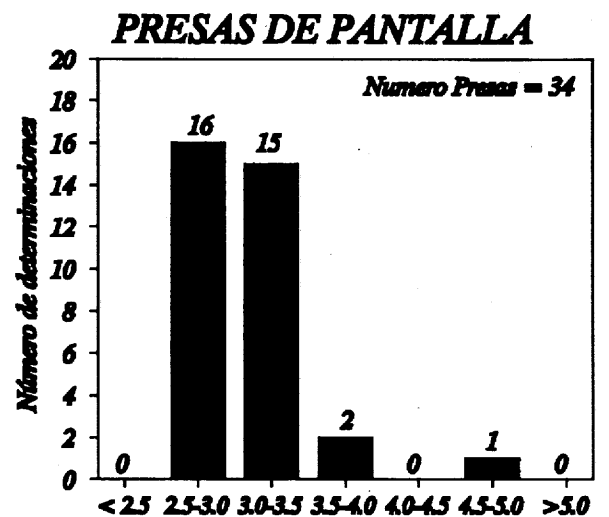
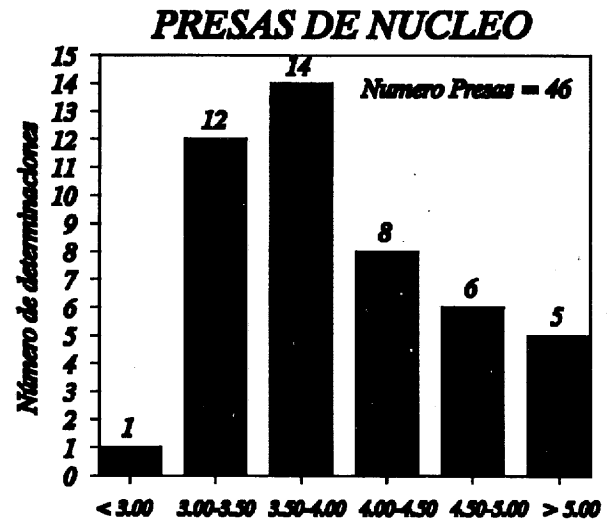
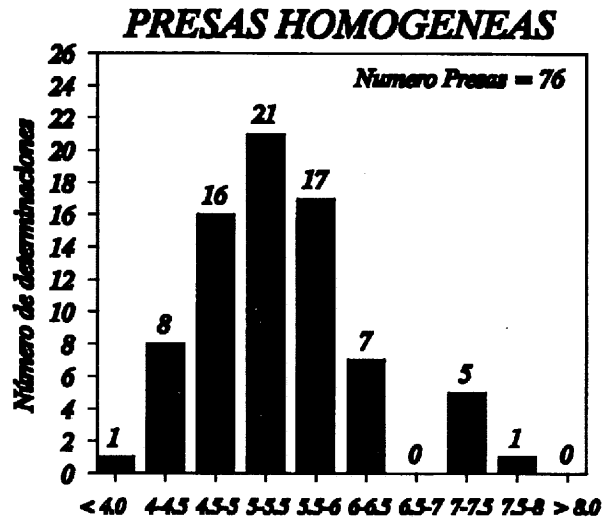
▼ En presas de núcleo, resulta habitual que la suma de taludes esté comprendida en el rango de 3.0 a 4.0 (típicamente, entre 3.40 y 4.00). Únicamente, la presa de Rivera de Gata presenta una suma de taludes inferior a 3.0 (concretamente 2.9). Dependiendo de la calidad del material de los espaldones (utilización de acarrees), se encuentran bastantes casos de presas con suma de taludes mayores (entre 4.0 y 5.0). Existen presas con taludes cuya suma excede, incluso, de 5.0; son presas asociadas a zonas sísmicas, o de escasa resistencia de los materiales de los espaldones, o que tienen el núcleo inclinado.

▼ Todas las presas de escollera con pantalla de hormigón que se han seleccionado, presentan una suma de taludes comprendida entre 2.50 y 3.25, estando la mayoría de ellas en el estrecho intervalo de 2.60 a 2.80.

▼ En las presas de pantalla asfáltica el paramento de aguas arriba es más tendido por razones constructivas y en consecuencia la suma de taludes es algo mayor que en las de pantalla de hormigón, quedando comprendida entre 3.00 y 3.50. Como excepción notable, es de destacar la presa de Aboño (suma de taludes 4.9) que debe ser la presa de menor altura del país realizada con elemento bituminoso de impermeabilización.

Las presas de núcleo son, dentro de las de materiales sueltos, las que contienen mayores volúmenes de embalse y por eso se ha creído conveniente ampliar algo el estudio estadístico de esta tipología de presas y, además, compararlo con otras presas de gran altura construidas en el mundo y cuyas características estaban más accesibles en las publicaciones consulta-

Figura 10. Suma de taludes en presas españolas de materiales sueltos.



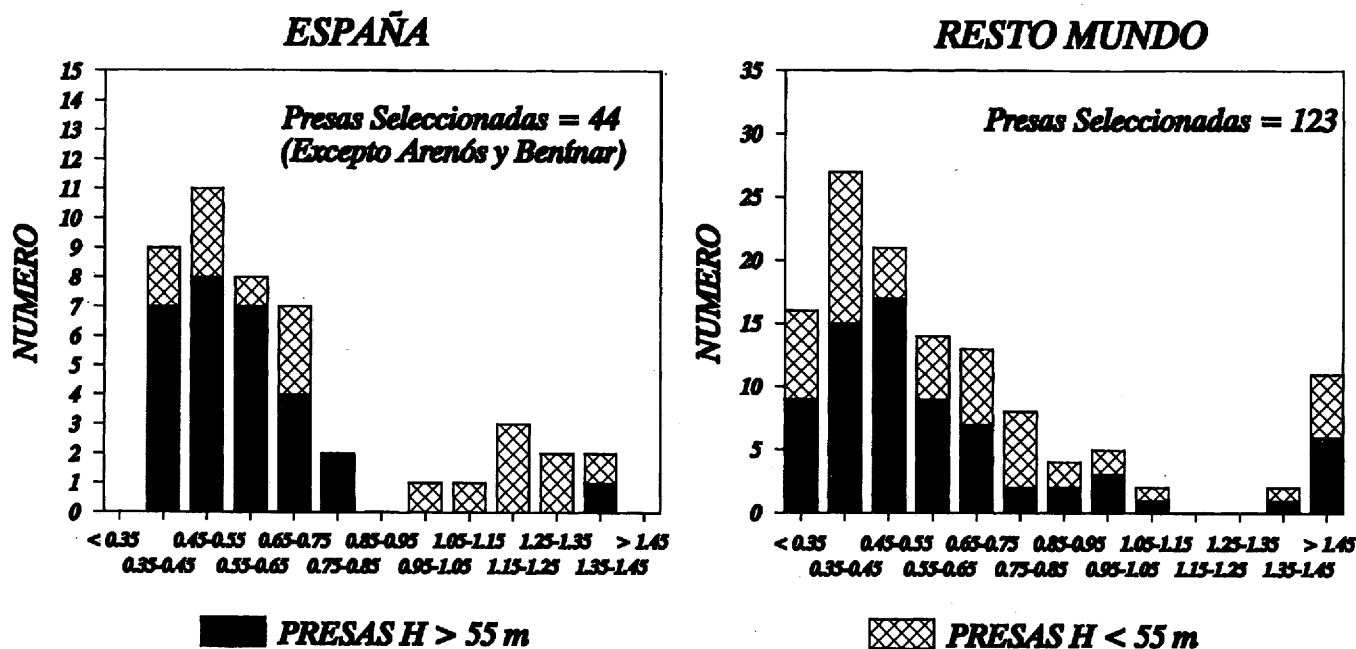


Figura 11. Relación Ancho núcleo / Altura presa (Presas de Núcleo).

das; son las presas que se listan, junto con sus datos más significativos en la Tabla nº 5 al final del artículo. Evidentemente se trata de un estudio parcial o incompleto pero que, a juicio de los autores, permite obtener una cierta perspectiva de la práctica española en el proyecto de este tipo de estructuras. Para ello, se ha confeccionado la Fig. 11, donde se incluye el histograma correspondiente a la relación del ancho del núcleo y la altura de la presa en la totalidad de las presas españolas seleccionadas (excepto Arenós y Benívar, ya que éstas presentan una disposición del núcleo claramente inclinada hacia aguas arriba), junto con una selección adicional de 123 presas de este tipo correspondientes a otros países. En ambos histogramas se distinguen las presas con alturas superiores e inferiores a 55 m.

En la Fig. 12 se ilustra también este aspecto, en sendos diagramas altura de presa frente a la anchura del núcleo. En ellos puede observarse que si se supone un ancho teórico del núcleo en coronación de 5 m la suma de taludes del núcleo da lugar a una anchura máxima que excede del valor anterior en b metros, obteniéndose como correlación típica que $b/h = 0.5$.

Finalmente en la Fig. 13 se presenta la correlación que estadísticamente existe entre la anchura del núcleo y la suma de los taludes externos. Lógicamente y en términos muy generales, los núcleos más anchos se asocian a presas con paramentos externos con pendientes más suaves.

LOS CÁLCULOS DE ESTABILIDAD

El cálculo de estabilidad de las presas de tierra es un asunto sobre el que se quieren comentar algunas ideas puntuales ya que no es posible tratarlo en extensión.

En primer lugar quiere hacerse una observación respecto a la elección del método de cálculo. El método más común es el de Bishop que implica forzosamente una línea de rotura circular. Esa hipótesis no es siempre admisible. Son ejemplos de ello aquellos casos en los que existe una zona más débil que tiene una forma alargada por donde no "encaja" una línea de rotura circular. Puede tratarse de una presa cuyo espaldón esté apoyado sobre un manto o tapiz arcilloso más débil o sobre un cimiento en el que existe un estrato de escaso espesor que sea menos resistente, etc... En esas situaciones el uso del método de Bishop o de cualquier otro que implique líneas de rotura circulares puede conducir a resultados optimistas.

Como fuente de error menor, pero que también puede tener cierta importancia, se quieren citar las hipótesis optimistas implícitas en ciertos procedimientos de cálculo. Se quiere advertir que ciertos "métodos de rebanadas" modernos que consideran el esfuerzo tangencial entre rebanadas puede conducir a coeficientes de seguridad indebidamente altos. El manejo de los programas de cálculo debe ser vigilado por técnicos que tengan suficiente experiencia. No es descartable la idea de completar los cálculos de ordenador con algún procedimiento manual o algún chequeo sencillo o algún tipo de contraste que sirva para verificar los resultados.

Otro aspecto que se quiere resaltar se refiere al cálculo de estabilidad durante construcción. La resistencia de los materiales impermeables del cuerpo de presa o del cimiento se puede simular en los cálculos utilizando un ángulo de rozamiento nulo ($\phi_{\text{cálculo}} = 0$) y como cohesión el valor de la resistencia al corte

PRESAS EXTRANJERAS

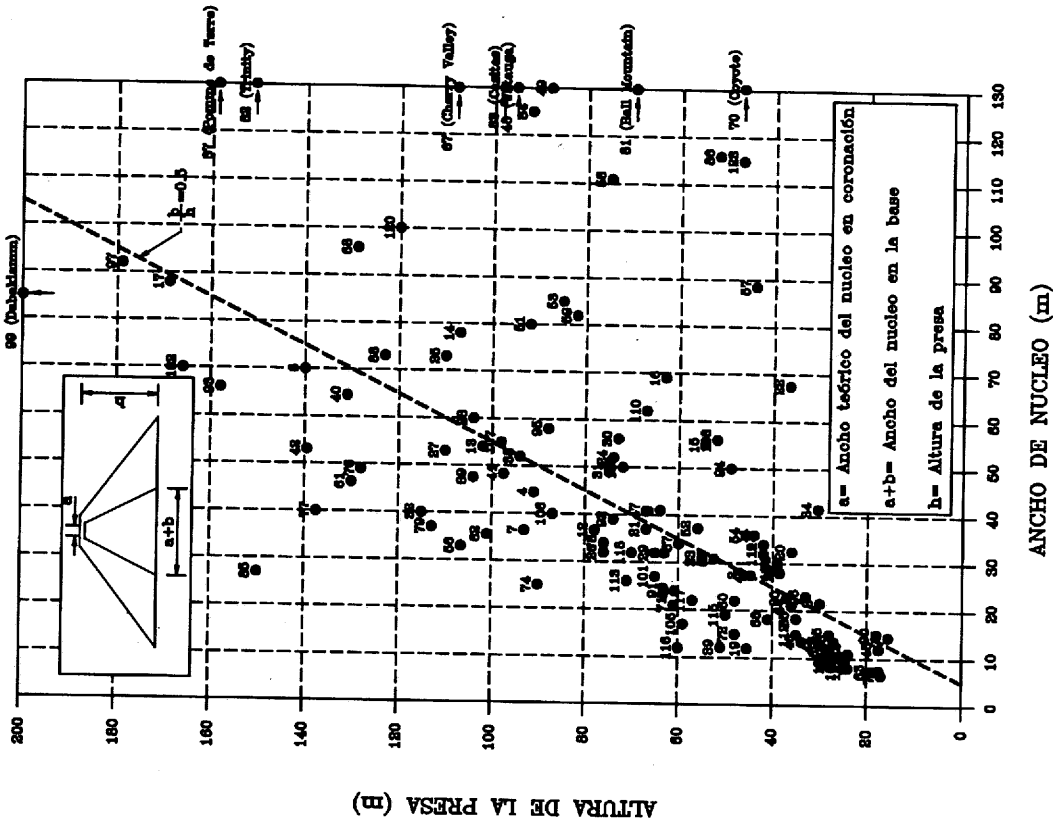
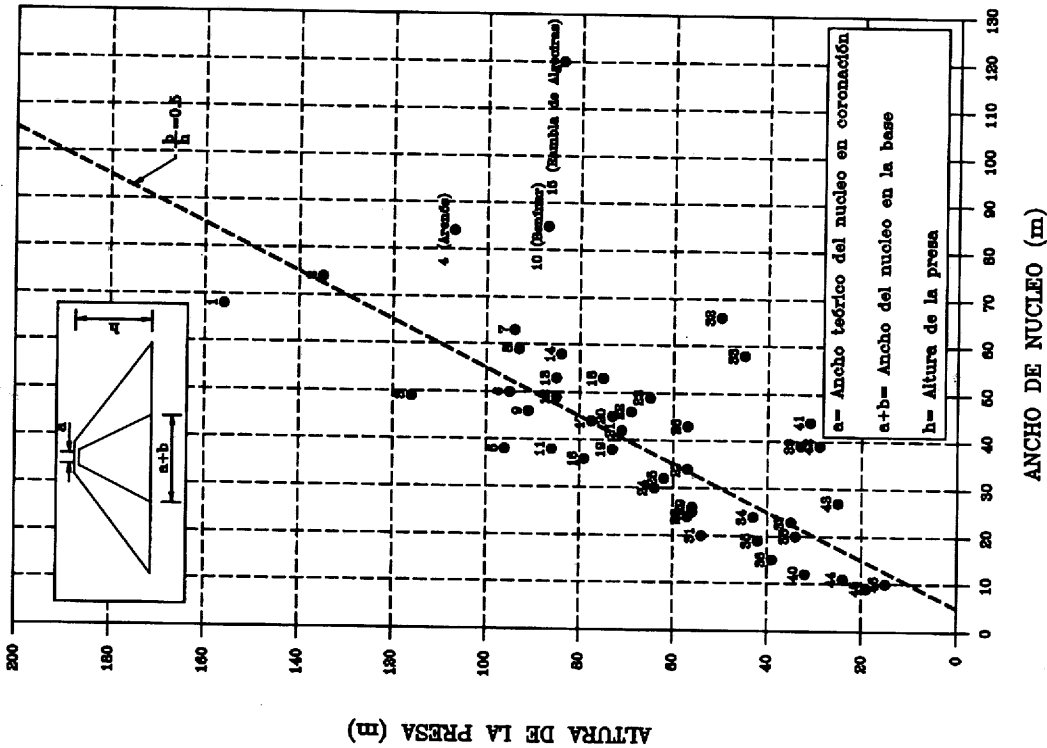


Figura 12. Relación Altura de Presa - Ancho de Núcleo.

PRESAS ESPAÑOLAS



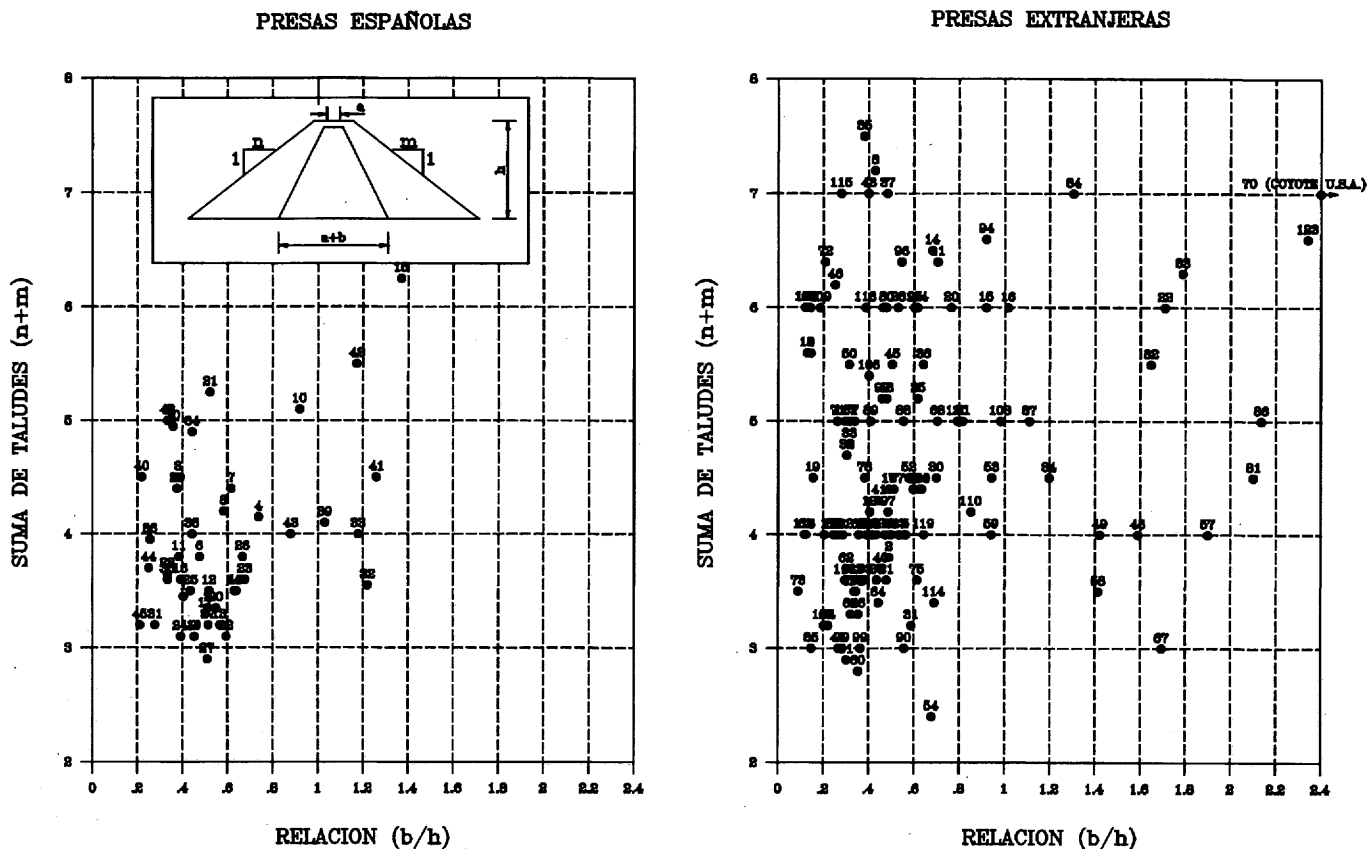


Figura 13. Relación entre el ancho relativo del núcleo y la suma de los taludes externos.

sin drenaje “ s_u ” previamente determinada en el laboratorio (ensayos UU) o en campo (ensayo de molinete o ensayo de penetración estática, por ejemplo), esto es: $C_{cálculo} = s_u$. Esta forma de proceder será, en general, conservadora. La forma alternativa consiste en realizar los cálculos con los parámetros resistentes efectivos del material (c' y ϕ') y estipular un cierto estado de presiones intersticiales que depende de factores que no son fáciles de controlar tales como la velocidad de compactación, etc... En obras importantes puede ser de interés seguir este segundo procedimiento para hacer un cálculo más ajustado. Si se opta por este procedimiento se deben disponer en proyecto las medidas de control necesarias para que se vigile durante la construcción que las presiones intersticiales no superan los límites que hacen peligrosa la situación de estabilidad.

Durante el llenado del embalse la seguridad al deslizamiento del espaldón de aguas arriba suele aumentar y la del espaldón de aguas abajo suele disminuir un poco. Durante los desembalses se puede producir una situación crítica en el espaldón de aguas arriba. Las técnicas de análisis de este problema están suficientemente bien desarrolladas en la práctica actual y es posible combatir este problema con distintas medidas de proyecto (talud tendido, aumento del espesor de los materiales drenantes de la protección externa, etc).

Quiere comentarse una práctica bastante extendida y que a juicio de los autores no siempre es eficaz. Se trata de la interposición, dentro del espaldón de aguas arriba, de drenes horizontales que alivien las presiones intersticiales durante los desembalses. Incluso algunos proyectos también los incluyen en el espaldón de aguas abajo para disipar presiones que teóricamente podrían producirse durante la construcción. Tales drenes no tienen eficacia cuando están ampliamente espaciados y el material a drenar es bastante impermeable especialmente en la dirección vertical. Antes de disponer ese tipo de drenes, particularmente si son costosos, conviene justificar su uso con algún tipo de argumento objetivable. Ese tipo de solución puede ser negativo cara al problema de la erosión interna del cuerpo de presa.

Teniendo presente la situación de los métodos de cálculo y los requisitos que hoy requiere la sociedad en cuanto a la seguridad de las presas, conviene que los actuales coeficientes de seguridad frente al deslizamiento de las presas que se dan en la Instrucción de 1967 (aún hoy no derogada) sean actualizados. Sólo en líneas muy generales se quiere apuntar que los coeficientes que allí se citan siguen pareciendo correctos cuando se

trate de clases de seguridad B ó C (como aquí se quiere proponer). Para la clase de seguridad "A" debería exigirse coeficientes de seguridad quizás una décima o dos más altos. Además parece conveniente limitar el uso de procedimientos de cálculo novedosos. Salvo justificación especial, el hecho de considerar el esfuerzo tangencial entre rebanadas no debiera elevar los coeficientes de seguridad en más de una décima, o, dicho de otra forma, la hipótesis de esfuerzo tangencial nulo siempre habrá de hacerse y los coeficientes de seguridad no deberían ser inferiores en más de una décima (o la cantidad que se estipule) que los coeficientes que formalmente se exijan. Una propuesta sobre este mismo asunto fue apuntada por S. Uriel (1993).

LAS DISPOSICIONES ANTIEROSIÓN

La erosión interna del cimientó, del cuerpo de presa o del contacto entre ambos es, como se ha dicho, uno de los modos de fallo que más influyen en la posible falta de seguridad de la obra. El problema no es susceptible de un planteamiento numérico claro y en consecuencia no es fácilmente cuantificable, aunque se hayan propuesto ya algunas formas de definir un coeficiente de seguridad parcial en este sentido, tal como lo indican J.L. Utrillas y otros (1993a).

Las garantías contra los modos de fallo erosivos se han de tomar básicamente mediante disposiciones constructivas (filtros y drenes) cuyas granulometrías están fundamentalmente basadas en la experiencia y recientemente en ensayos de laboratorio a veces de gran tamaño. Este tipo de ensayo conviene realizarlo siempre en fase de proyecto ya que es suficientemente sencillo y puede evitar problemas posteriores. La tecnología actual queda excelentemente descrita en el trabajo de G. Bravo (1993). Como ejemplo del mal comportamiento puede citarse el incidente grave de la presa de Martín Gonzalo descrito por M. Alonso Franco (1993). El filtro (o capa semipermeable) sufrió en aquella presa un proceso erosivo que el dren, muy abierto, no pudo contener. Esto provocó que la rotura del elemento impermeable condujera a un vaciado rápido e involuntario del embalse. Es muy probable que ensayos previos del tipo indicado hubieran puesto de manifiesto este problema.

Temas similares, aunque con presas de núcleo en fase de construcción, han sido analizados por uno de los autores en la presa de Baños y en la presa de El Ferial, en ambos casos se detectó un riesgo de posible erosión y se adoptaron oportunamente las medidas de precaución necesarias. En el segundo caso se adoptó una solución novedosa mediante la utilización de geotextiles según describen J. Castiella y otros (1993).

Conviene citarse como ejemplos de problema erosivo en los cimientos en presas ya construidas, los casos descritos ya en otros documentos como son el de la presa de Arbón (J. Tellería y G. Gómez Laá, 1991) o Caspe (A. Araoz, 1993). Estos problemas suelen resolverse mediante tratamientos de inyec-

ción o impermeabilización mediante pantallas continuas construidas a posteriori desde la coronación de la presa.

OTROS ASPECTOS DE PROYECTO

Se quiere mencionar, sólo por no dar la impresión de olvido, que existen otros muchos asuntos de proyecto que influyen en la seguridad y que no pueden ser considerados aquí con detalle. Son los aspectos relacionados con los estudios de la estabilidad de laderas cuyo deslizamiento pueda mermar la seguridad de la obra (véase el caso de la presa de Arenós descrito por M. Alonso Franco, 1993) o los relacionados con el estudio de fugas y su corrección (caso de las laderas localmente carstificadas de la presa de Tous) o los temas asociados a la auscultación que están estrechamente ligados a la seguridad.

LA DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO

La memoria del proyecto, con sus anejos, ha de describir la forma en que el proyectista ha abordado el análisis y la solución de cada uno de los posibles modos de fallo. La estructura usual de los proyectos españoles es muy adecuada a este fin; los proyectos suelen incluir una serie de partes fijas que se explican en detalle en los "Anejos a la Memoria". Prácticamente todos los proyectos tienen (o deberían tener) partes dedicadas al estudio de los riesgos de rotura indicados previamente en este artículo. Deberían existir, en los proyectos, al menos, los siguientes Anejos (o estudios) específicos:

▼ Estudio de avenidas y dimensionamiento de los órganos de desagüe. Aquí se suele estudiar detalladamente el riesgo de rotura principal: el rebosamiento por coronación, así como los riesgos de erosiones causadas por los vertidos.

▼ Anejo de tratamiento de la cimentación. Donde se estudie el riesgo de erosiones en el cimientó y en el contacto presa-cimientó y se describen y justifican las medidas adoptadas para reducir ese riesgo.

▼ Estudio de filtros y drenes. Donde se analice el posible problema de la erosión interna del cuerpo de presa y se describan justificadamente las medidas adoptadas.

▼ Estudios de estabilidad. Donde se justifique que el riesgo de rotura por el cimientó y por el cuerpo de presa es admisible (coeficientes de seguridad superiores a ciertos valores) en las distintas condiciones en que puedan ocurrir tales deslizamientos (construcción, embalse lleno y desembalse rápido, incluyendo efectos sísmicos).

▼ Estudio de la estabilidad de las laderas del vaso. Donde se analice el riesgo de roturas que puedan afectar a la seguridad de la presa.

▼ Estudio de la auscultación necesaria y predicción de los valores que deben registrar cada uno de los elementos de ob-

TABLA III.- POSIBLE ESQUEMA DE REVISIÓN DE PROYECTO PARA LA EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD

ASPECTOS A CALIFICAR	CALIFICACIÓN			
	A	B	C	O
DATOS BÁSICOS . Topografía . Estudio hidrológico . Estudio geológico-geotécnico . Estudio de materiales				
ELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA . Adecuación de la cerrada . Adecuación a las características geotécnicas de los materiales				
ESTUDIOS DE PROYECTO . Estudio de los órganos de desagüe (avenidas) . Estudio del tratamiento de la cimentación . Estudio de posibles filtraciones (sistema de filtros y drenes) . Cálculos de estabilidad . Estabilidad de las laderas del vaso . Plan de auscultación				
DEFINICIÓN DEL PROYECTO . Planos . Pliegos de condiciones				
OTROS ASPECTOS (Una lista más amplia, considerando aspectos ya más apartados de la geotecnia, puede verse en el nuevo Reglamento de Seguridad (1996))				

- A = Difícilmente mejorable con las técnicas actuales
- B = Deja dudas que pueden ser resueltas durante la construcción sin modificaciones notables
- C = Deja dudas que pueden implicar cambios importantes durante la construcción
- O = No existe o es deficiente

servación que se dispongan. En casos importantes puede estar indicado un cálculo tensodeformacional y/o de flujo de filtraciones que ayude en ese sentido.

La falta de alguno de los estudios citados o su débil justificación serán síntoma de una posible falta de seguridad de la obra que se construya con ese proyecto. No sólo la calidad de los Anejos (o estudios específicos) sino también la claridad de los planos y del pliego de condiciones cubriendo todos los detalles necesarios para construir la obra, serán un índice de la seguridad futura de la presa.

Todos los trabajos de proyecto parten de una información básica (topografía, hidrología, geología y geotecnia) cuya obtención es costosa. El grado de detalle con el que se definan los datos básicos será otro índice de la calidad del proyecto y, consecuentemente, de la seguridad de la obra.

A la hora de revisar un proyecto para juzgar sobre su calidad y, en definitiva, para evaluar la seguridad de la obra correspondiente, se podría seguir el esquema que se indica en la Tabla III adjunta. Las calificaciones parciales A, B ó C, de mayor a menor calidad serán siempre subjetivas. Es de esperar que las "guías técnicas" que actualmente se están redactando en el contexto del nuevo Reglamento de Seguridad sirvan de base para establecer estas calificaciones.

LA CALIDAD DE LA CONSTRUCCIÓN DE LAS PRESAS Y SU INFLUENCIA EN LA SEGURIDAD

Parece evidente que la calidad de la ejecución de las presas redundará en su seguridad. El plan de aseguramiento de la calidad es una herramienta importante para reducir el riesgo de fu-

turos fallos. Quizás el elemento clave de la calidad en las presas de materiales sueltos sea la puesta en obra de los mismos.

En forma similar al asunto del proyecto, se puede establecer una lista de aspectos concretos a evaluar y un sistema de evaluación que califique cada uno de ellos en función del grado de control y justificación que se aprecie (Tabla IV). La referencia básica que sirva como patrón está por establecer, puede que las Guías Técnicas, antes mencionadas, ayuden también en este sentido. De otra forma la valoración podría ser excesivamente subjetiva. Sólo a título orientativo y con una subjetividad muy marcada, se expresan a continuación algunas ideas acerca de lo que se entiende por una ejecución cuidadosa.

EXCAVACIONES Y TRATAMIENTOS PREVIOS DEL CIMIENTO

Los fondos de excavación deben ser cartografiados con ayuda de fotografías. Deben editarse los planos y fotos correspondientes con explicaciones suficientes para que en el futuro, otros técnicos, puedan conocer como fue la superficie de con-

tacto presa-terreno. Si en el proyecto se especifican tratamientos previos de la superficie de apoyo (tratamientos dentales, cubrición con hormigón del contacto núcleo-terreno, inyecciones de contacto, etc...) tales tratamientos deben controlarse y dejarse constancia documental explicada de su ejecución.

Los tratamientos más profundos del terreno (pantallas de impermeabilización, pantallas de drenaje) u otros tratamientos que se realicen en el terreno de cimentación deben controlarse y dejarse constancia detallada de los resultados obtenidos.

La cartografía detallada de los fondos de excavación pueden facilitar la decisión de realizar tratamientos específicos no previstos en proyecto pero necesarios a la vista de la realidad encontrada. A continuación se citan dos ejemplos de este tipo de situación. Son dos incidencias registradas en la cimentación de sendas presas de materiales sueltos cuya detección y solución fue posible gracias a la observación durante la construcción.

En la presa de El Bayco se detectó una grieta en los conglomerados en los que apoya el estribo derecho que, debidamente cartografiada, se apreció que cruzaba todo el ancho del núcleo desde aguas arriba hasta aguas abajo. La investigación cuidadosa de este accidente mediante sondeos cruzados, permitió

TABLA IV.- POSIBLE ESQUEMA DE REVISIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN PARA EVALUAR LA SEGURIDAD DE LAS PRESAS

ASPECTOS A CALIFICAR	CLASIFICACIÓN			
	A	B	C	O
EJECUCIÓN DE LAS EXCAVACIONES . Cartografía geológica . Pruebas de aceptación . Tratamiento del contacto presa-cimiento				
TRATAMIENTOS DE LA CIMENTACIÓN . Impermeabilización . Drenaje . Otros tratamientos				
EJECUCIÓN DEL CUERPO DE PRESA . Control de calidad en origen . Espesores de tongadas . Control de compactación				
ARCHIVO TÉCNICO . Informes de construcción y auscultación . Justificación de desviaciones . Proyecto de liquidación				
OTROS ASPECTOS (Propios de cada obra)				

- A = Difícilmente mejorable con las técnicas actuales
- B = Descripción completa
- C = Descripción somera
- O = No existe o es deficiente

evaluar el problema, resolverlo con rellenos de hormigón, mortero e inyecciones y dejar constancia documental detallada del hecho. Una construcción poco vigilada hubiera podido pasar por alto un detalle, aparentemente menor, pero que podría dar lugar a un incidente grave al llenarse el embalse.

El otro ejemplo que quiere citarse para ilustrar la importancia de la observación de la construcción y de la investigación de las posibles anomalías del cimientado es un caso bastante insólito que ocurrió cuando se preparaba el cimientado del espaldón de aguas abajo de la nueva presa de Tous. En una zona próxima a la margen izquierda y después de sanear los restos de la escollera antigua que removió la riada de 1982, se llegó a apreciar la horizontalidad de las capas de escollera y se juzgó, con la cartografía que se venía haciendo, que la zona había sido suficientemente saneada para iniciar la construcción del nuevo espaldón. Además, según se había establecido, se realizaron pruebas de densidad (grandes calicatas) y de placas de carga para confirmar que el grado de compactación era suficientemente alto. Iniciadas las primeras tongadas de la reconstrucción del espaldón en esta zona, ocurrió un hundimiento espectacular, tal como se indica en el esquema de la Fig. 14. Se formó una dolina de unos dos metros de diámetro y cinco metros de profundidad. La investigación del incidente mediante sondeos y sobre todo, revisando los datos de construcción de la antigua presa, afortunadamente bien documentada, permitieron explicar el hecho. Una galería de reconocimiento profunda y bajo la zona en cuestión, que se había realizado durante la construcción de la antigua presa, había sido causa de un sifonamiento parcial durante el primer llenado. Gracias a la documentación antigua se pudo conocer su existencia y se pudo saber de las operaciones de relleno que entonces se hicieron. Se pudo concluir que aquel relleno no fue completo y, en consecuencia, se decidió completarlo debidamente mediante un tratamiento adecuado (concretamente mediante jet grouting). La zona fue después auscultada con placas de asiento para seguir su evolución durante la construcción. El incidente y su solución quedaron ampliamente descritos y justificados en el archivo técnico de la presa.

Quiere hacerse mención de un tipo de incidente que puede ocurrir al inyectar los cimientos de las presas de tierra. Se trata del escape de las lechadas hacia el cuerpo de presa rompiéndolo y atravesándolo hasta salir al exterior o hacia los espaldones, en lugar de rellenar diaclasas o huecos del cimientado como se pretende. A este respecto quieren citarse dos ejemplos conocidos por los autores.

El cimientado de la presa de Barbate se impermeabilizó mediante una pantalla continua de bentonita-cemento en la zona central del valle que se prolongó, ya fuera de los depósitos aluviales, mediante un tratamiento convencional de inyecciones de lechada de cemento en las laderas. Estas inyecciones se realizaron al amparo de una losa de hormigón y poco antes de que la construcción del cuerpo de presa alcanzase la zona en cuestión. A pesar de especificarse presiones de inyección muy moderadas, la observación cuidadosa del proceso enseguida advir-

tió los síntomas de que la lechada atravesaba el cuerpo de presa y salía por la superficie de construcción a unos cincuenta metros de distancia del punto de inyección. Las limitaciones de volúmenes de lechada inyectables en cada sesión y el control asociado de presiones (límite máximo absoluto de 2 Kp/cm²) permitió una inyección efectiva (la presa se llenó después sin apreciarse filtraciones) y de manera segura (no volvieron a existir síntomas de surgencias de lechada).

El otro caso que se quiere comentar se refiere a la antigua presa de Tous en la que se realizaron trabajos de inyección muy importantes. De hecho, el día de su rotura aún seguían los trabajos de inyección dedicados a la impermeabilización de la cerrada. Al reconstruir la presa, fue necesario excavar las escolleras removidas por la riada que destruyó la obra en 1982. En una zona próxima al contacto del espaldón de aguas abajo con el sistema de filtros y drenes del núcleo, en la margen izquierda, apareció, junto con la escollera más profunda, una gran cantidad de lechada que presumiblemente estaba destinada a rellenar posibles vías de filtración del cimientado y no del espaldón de escollera.

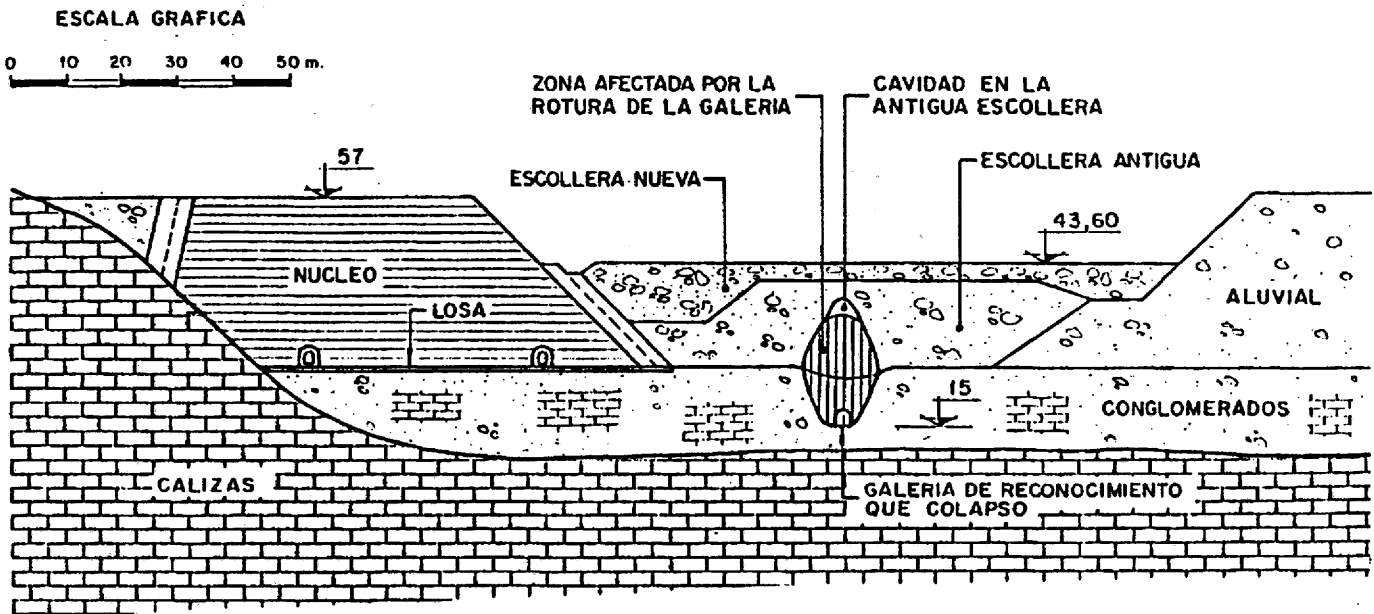
Son más los casos conocidos y por lo tanto se teme que la afección incontrolada del cuerpo de presa por las inyecciones del cimientado sea un problema relativamente frecuente. Los caminos de las inyecciones de tratamiento de la cimentación deben controlarse, puede que sea conveniente disponer de algún sistema de control (en la presa de Zahara se advirtió con los piezómetros del cimientado hasta donde pueden discurrir las lechadas). En cualquier caso es un aspecto cuyo control documentado es indispensable.

PUESTA EN OBRA Y COMPACTACIÓN DEL CUERPO DE PRESA

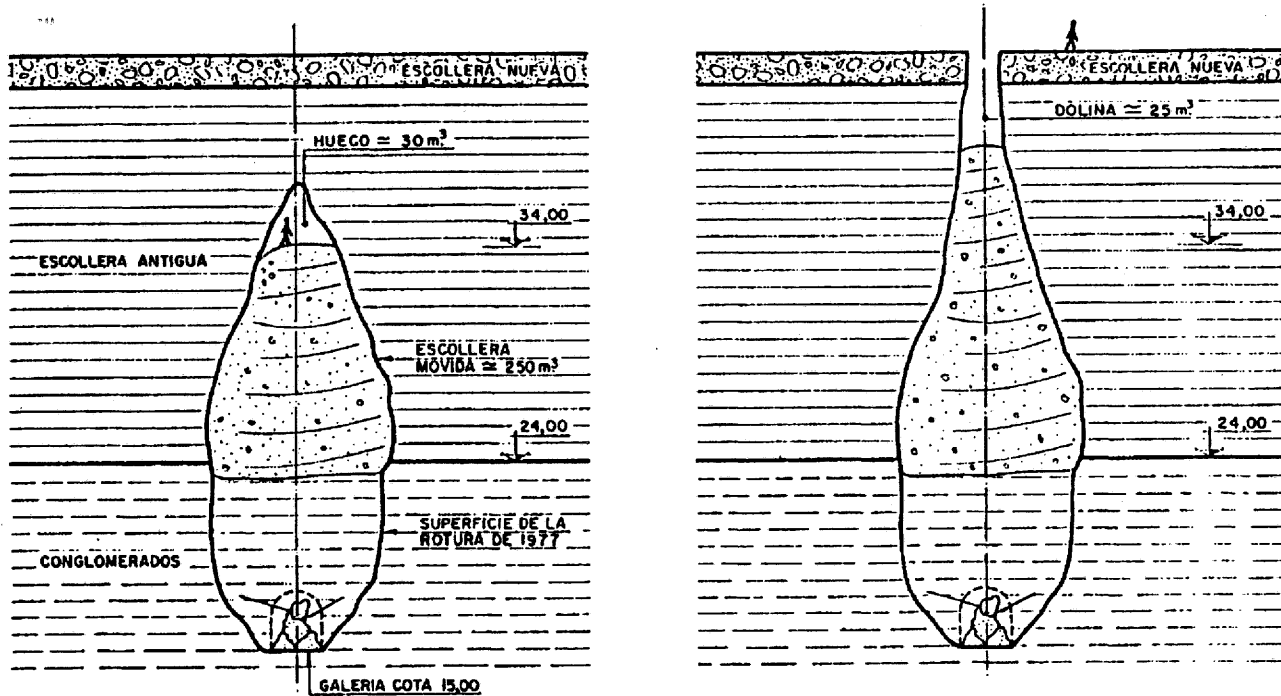
El procedimiento de control más habitual en la puesta en obra de los materiales del núcleo es el correspondiente al ensayo Proctor Normal, aunque ello no quiere decir que siempre sea éste el más conveniente. Basta comentar, en este sentido, la aplicación del M.C.V. (Moisture Control Value), que ha sido utilizada de forma exitosa recientemente en la presa de Barbate (presa homogénea), con la determinación de la humedad del material mediante horno microondas con balanza de precisión incorporada (lo que permitió realizar un número de ensayos muy elevado).

Dejando a un lado este hecho, es bien conocido que la energía de compactación aplicada en el ensayo Proctor Normal conduce a unos valores de densidad seca máxima y de humedad óptima que corresponden a un grado de saturación próximo al 85%. Este hecho es el que se pone de manifiesto en la Fig. 15 (en ella, se supone un peso específico relativo de las partículas $G = 2.7$).

Como dato puramente anecdótico, se quiere mencionar el valor correspondiente a la presa de Mrica-Soedirman ($\gamma_d \text{ máx} = 1.05 \text{ t/m}^3$ $w_{\text{opt}} = 52.5\%$), cuyo núcleo está construido con arci-



ESQUEMA DE SITUACIÓN DE LA DOLINA DE LA ESCOLLERA



ANTES DEL 12-Dic-1991

DESPUÉS DEL 12-Dic-1991

DETALLE DE LA DOLINA DE LA ESCOLLERA

Figura 14. Esquema del hundimiento observado en el espaldón de aguas abajo de la presa de Tous.

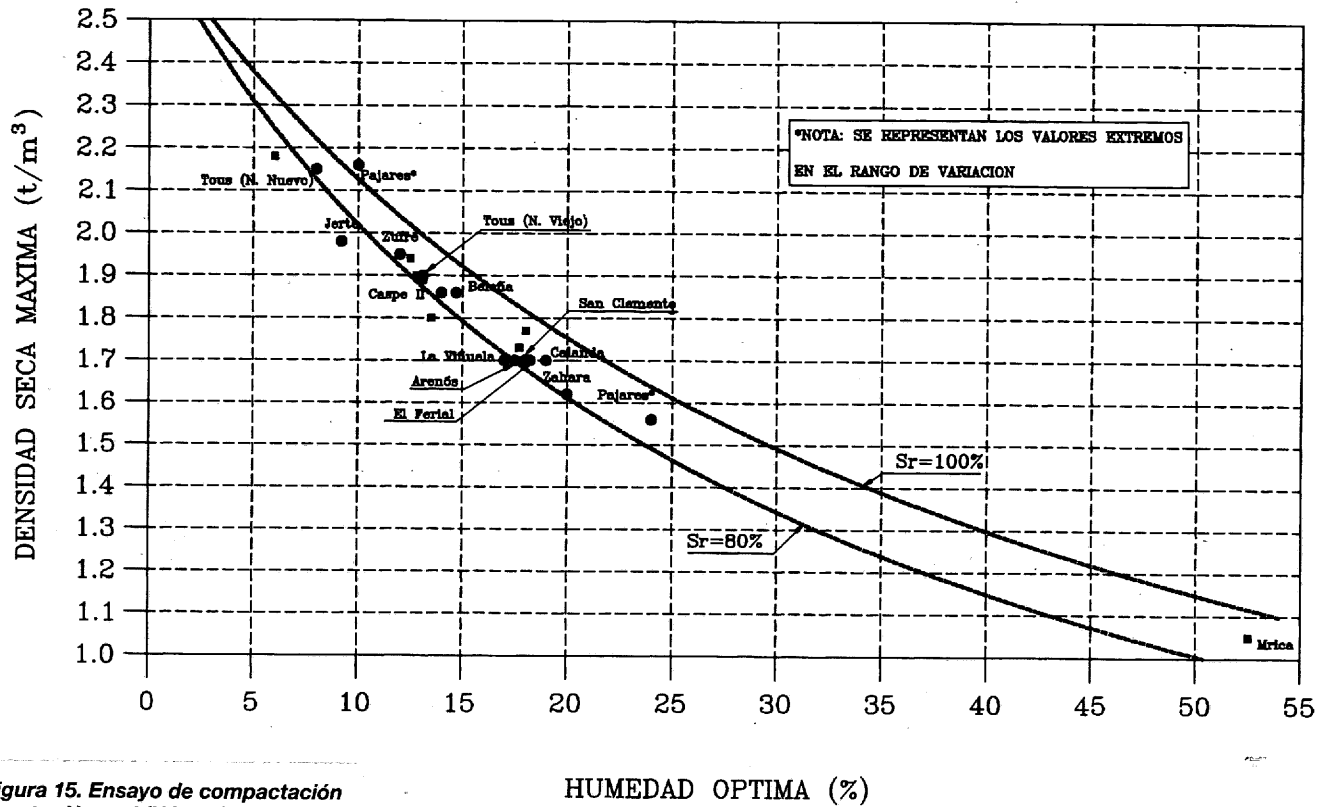


Figura 15. Ensayo de compactación Proctor Normal (Núcleo).

- Canales
- Tous
- Cuevas de Almanzora
- Arenós
- La Viñuela
- San Clemente
- Río Yeguas
- Pajares
- Beleña
- San Rafael de Navallana
- Caspe II
- Charco Redondo*
- La Pedrera*
- Valencia de Alcantara*

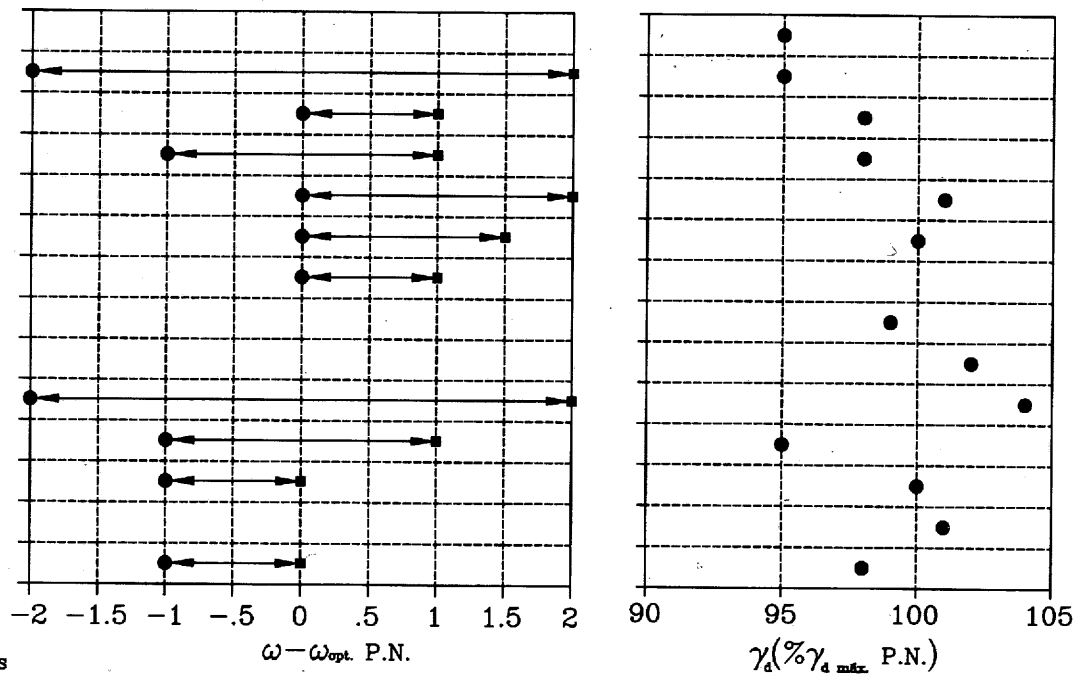


Figura 16. Algunos datos de compactación de arcillas (presas españolas).

llas halloysíticas. En este tipo de materiales el procedimiento habitual del Proctor Normal puede dar lugar a valores anómalos puesto que el secado en estufa produce la pérdida de gran parte del agua estructural de este tipo de arcillas.

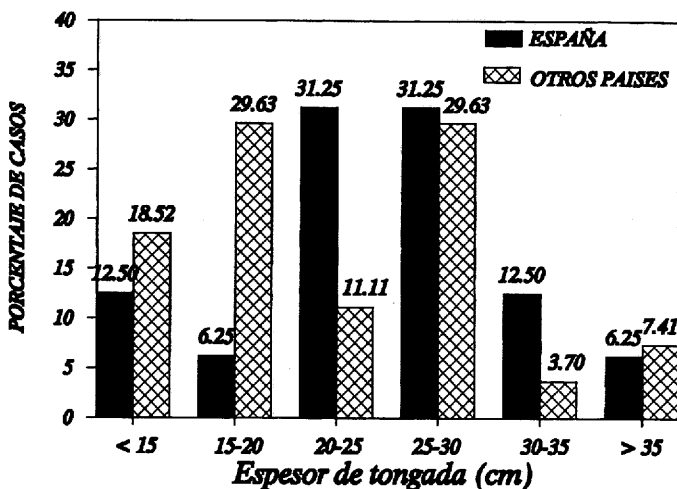
En la Fig. 16 se representan algunos datos de compactación del material del núcleo en algunas presas españolas zonificadas (también se incluyen datos de algunas presas homogéneas), donde puede observarse que la humedad de compactación suele estar próxima a la w_{opt} P.N. y la densidad seca es del orden de la $\gamma_{d\ max}$ P.N.

En este sentido, cabe recordar que un exceso de humedad modifica la estructura de la arcilla y la satura, y aunque eso sea bueno para la impermeabilidad del núcleo puede dar lugar a problemas de baja densidad en el proceso de compactación y/o generación de presiones intersticiales indeseables que pueden mermar la seguridad al deslizamiento del cuerpo de presa durante la construcción.

Las correcciones de humedad para la puesta en obra pueden ser, en ocasiones, laboriosas pero necesarias, siendo más problemáticas, en general, las condiciones naturales con exceso de humedad. No debe descartarse entonces la realización de acopios intermedios de la arcilla (presa de San Clemente, como ejemplo español), e incluso con desecación artificial mediante instalaciones de secado a base de tolvas mecánicas, cintas y hornos rotatorios para casos extremos (presa de Castagnara en Calabria, Italia).

El tipo de compactador utilizado es, habitualmente, el rodillo liso vibrante con escarificado entre tongadas o bien el rodillo tipo pata de cabra cuando se pretende un cierto desmenuzamiento previo del material y una densificación en profundidad más efectiva.

Los espesores de compactación se representan en el histograma adjunto (Fig. 17), siendo en España típicos los espesores de 20-30 cm medidos después de compactar.



La compactación de los espaldones debe realizarse enérgicamente con objeto de obtener una densificación adecuada. Es siempre conveniente el riego de las escolleras durante la compactación en una proporción suficiente (> 200 l/m³ escollera), máxime en el espaldón de aguas arriba. De esta forma y utilizando espesores de tongada moderados, se reducen las deformaciones que, por humectación, sufrirá el material granular del espaldón y se evitará que la presa, en su primer llenado, sufra un fenómeno de "colapso importante" (Rivera de Gata, Canales, etc).

Con este tipo de materiales suelen utilizarse compactadores de rodillo liso vibrante, de peso estático elevado. Antiguamente se realizaba el apisonado estático de estos materiales, incluso el simple vertido, dando lugar a asientos diferidos muy importantes, tal como se refleja en la Fig. 18 (tomada de J.L. Sherard y J. Barry Cooke, 1987).

Es una buena práctica establecer los espesores de tongada de los espaldones tras realizar las oportunas áreas de ensayo. Esto parece exigible si se desea obtener la máxima calidad.

DOCUMENTACIÓN TÉCNICA DE LA CONSTRUCCIÓN

Los informes técnicos que se hagan durante la construcción deben adjuntarse, junto con los demás documentos técnicos, en el archivo de la obra. En particular debe prestarse especial atención a las desviaciones de proyecto que puedan presentarse; cualquiera que ocurra debe quedar justificada. El proyecto de liquidación debe resumir los documentos de control de calidad de la ejecución y referenciarlos debidamente.

En cada presa existirán elementos específicos (posibles pantallas continuas de estanqueidad en el cimiento, protección de los paramentos de la presa, obras de corrección en las laderas del vaso, galerías, etc...) que deben recibir un tratamiento semejante. No se mencionan expresamente las obras de hormigón ni los elementos metálicos dado su carácter específico no geotécnico pero que, evidentemente, deben ser objeto de un control documentado similar.

LA AUSCULTACIÓN DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

La observación del comportamiento de la presa debe comenzarse tan pronto como sea posible. Los aparatos de auscultación que se coloquen deben comenzar a leerse tan pronto como sean instalados y los datos que se obtengan han de ser debidamente interpretados. Buena parte de la auscultación de las presas de tierra está destinada fundamentalmente a detectar posibles desviaciones de la realidad respecto al proyecto. Ese es el caso, por ejemplo, de la observación de asientos durante

Figura 17. Espesor de tongada después de compactar (Núcleo).

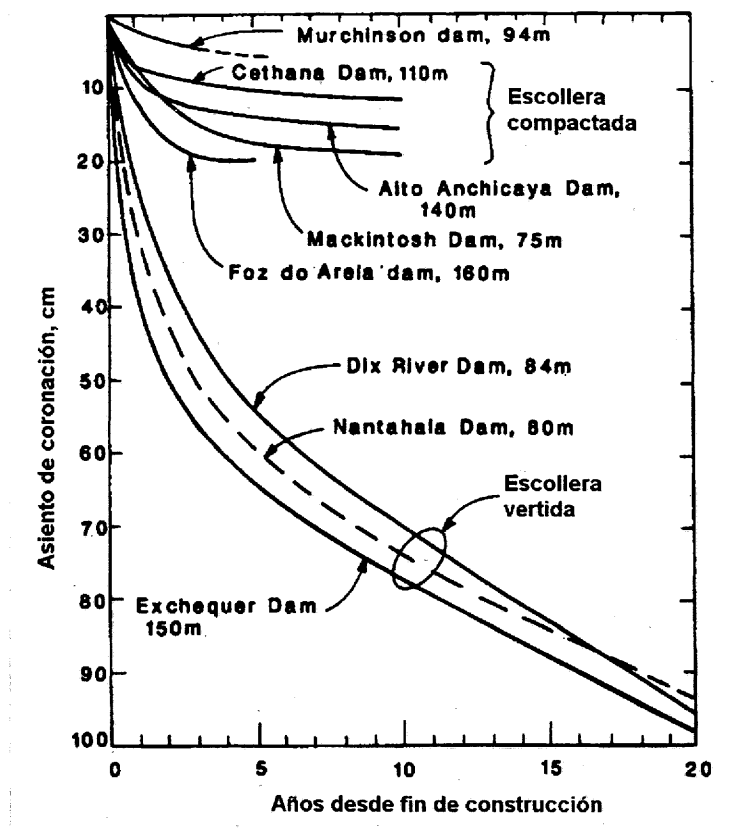


Figura 18. Asientos diferidos en escolleras compactadas y vertidas.

la construcción o de la observación de presiones intersticiales en el cuerpo de presa o en el cimiento.

La observación durante la construcción puede alertar sobre problemas no previstos. Esto permitirá darles solución y proseguir su evolución.

Como ejemplo de lo anterior puede citarse la construcción del desagüe de fondo en falso túnel de la presa de Zahara-El Gastor. La nivelación periódica de su solera permitió detectar que el asiento era irregular. En la zona del núcleo y debido a la descarga tensional de éste, se producían asientos menores que en las zonas inmediatas aguas arriba y aguas abajo del núcleo. Estas nivelaciones, junto con la auscultación de convergencias del túnel permitieron proyectar y construir los refuerzos necesarios (en un tramo de unos 20 m de longitud en la zona de aguas arriba del núcleo) para mantener la debida seguridad de la obra.

Quizás el ejemplo más notable de los conocidos por los autores en el sentido de la ayuda de la observación del comportamiento en la construcción de presas sea el caso de la presa de Barbate. El cimiento de esta presa es blando y, según los cálculos de proyecto sólo se podía garantizar la estabilidad durante la construcción si las presiones intersticiales en la cimentación no sobrepasaban cierto límite. La observación de éstas mediante los piezómetros de cuerda vibrante instalados en el cimiento permitieron la construcción segura de la presa.

MODELOS MATEMÁTICOS

En el contexto de la auscultación puede que sea conveniente disponer de un modelo matemático del cuerpo de presa que pueda reproducir los movimientos observados así como las presiones intersticiales que se midan en el elemento impermeable del cuerpo de presa.

Existen un buen número de obras en que tales modelos se han aplicado. En muchos casos las relaciones tensión deformación se define en función del modelo hiperbólico de J.M. Duncan y C.Y.Chang (1970). En la Tabla V se adjuntan algunos datos típicos obtenidos con esos estudios.

CONDICIONES DE EXPLOTACIÓN

Puede que la mejor herramienta para garantizar la seguridad de las presas sea la explotación cuidadosa. Desde el punto de vista geotécnico conviene que se disponga de un "manual de observación de la presa" donde se especifique claramente la serie de actividades que periódicamente han de realizarse, entre ellas, la lectura de la auscultación, los informes anuales del comportamiento de la presa y el vaso, las revisiones periódicas de mayor plazo, etc... En el citado manual, redactado con la experiencia adquirida mediante la observación de la presa durante su construcción, deben fijarse los niveles de alerta que se vean más convenientes para advertir el comportamiento anómalo de algún aspecto o alguna parte de la presa.

El nuevo Reglamento de Seguridad define con bastante precisión los requisitos básicos que han de cumplirse para la explotación de las presas de acuerdo con la categoría de riesgo.

INVESTIGACIONES COMPLEMENTARIAS

La situación más usual cuando se quiere evaluar la seguridad de una presa es que exista cierta falta de información en algún aspecto concreto; a veces las carencias son muy importantes. En cualquier caso, el primer paso del proceso de evaluación de la seguridad debe consistir en el examen detenido de toda la información técnica existente. Con sólo el análisis de esa información puede emitirse un primer juicio que, en el mejor de los casos, puede ser concluyente en el sentido de apreciarse una seguridad suficiente y suficientemente bien documentada. Es posible también que queden dudas importantes acerca de algún aspecto relacionado con la seguridad y, en ese caso, será necesario definir la serie de actuaciones e investigaciones necesarias para aclararlos.

El proceso de investigación necesario para obtener la información que se busca puede ser largo, puede requerir, incluso, la ampliación del sistema de observación (incluyendo la colocación de nuevos elementos de auscultación) y la observación de la presa durante un cierto período, más o menos largo. En esos casos conviene hacer evaluaciones de la seguridad intermedias,

TABLA V.- PARÁMETROS DEL MODELO HIPERBÓLICO DE ALGUNOS MODELOS DE PRESAS

NÚCLEO					
Presa	Número del módulo K	Exponente del módulo n	Razón de rotura R_f	c' (T/m²)	φ' (o)
Mrica-Soedirman (Indonesia)	50	0.70	0.69	1.0	30.0
Gura-Apelor (Rumania)	75	0.22	0.62	9.4	18.0
Alvito (Portugal)	178	0.20	0.87	6.6	16.8
La Esperanza (Ecuador)	250	0.10	0.90	10.0	8.0
Zahara-El Gastor	75	0.80	0.90	1.0	22.0
Canales	100	0.55	0.80	1.8	23.0
Rivera de Gata	200	0.70	0.80	2.3	15.7
Tous (Núcleo Nuevo)	300	0.80	0.80	10.0	30.0
Tous (Núcleo Viejo)	400	0.80	0.80	2.0	27.0

ESPALDONES					
Presa	Número del módulo K	Exponente del módulo n	Razón de rotura R_f	c' (T/m²)	φ' (o)
Mrica-Soedirman (Indonesia) (andesitas)	400	0.20	0.84	0.0	45,0
Mrica-Soedirman (Indonesia) (Mat. excavación)	660	0.48	0.87	0.0	35,0
Alvito (Portugal)	505	0.19	0.87	6.5	27,5
Santa Juana * (Chile)	1.484	0.44	0.82	0.0	50,0
Rivera de Gata	400	0.70	0.80	0.0	45,0
Tous	1.100	0.50	0.70	0.0	45,0
Canales	1.400	0.23	0.83	0.0	40,0
Zahara-El Gastor (escollera)	2.500	0.60	0.70	0.0	45,0
Zahara-El Gastor (zahorras)	2.000	0.60	0.70	4.0	35,0

* Nota: Escollera de presa de pantalla de hormigón

a medida que se vaya disponiendo de información sobre cada aspecto concreto, antes de emitir el informe final.

Como ejemplo de este tipo de investigación se puede citar el caso de la presa de La Sotonera descrita por J. Sancho Marco y M. Pérez Cabo (1993).

Un tipo de actuación similar se siguió en el caso de la presa de La Pedrera, publicado por A. Maurandi y otros (1993). Aunque los detalles del proceso de revisión pueden verse en la publicación mencionada, se quieren destacar aquí algunas de las conclusiones de mayor interés. Durante el proyecto y la construcción se temió por el posible deslizamiento del espaldón de aguas arriba, ya fuera durante la construcción o durante un desembalse rápido y por ese motivo se dispusieron una serie de drenes horizontales. Los datos de la auscultación piezométrica de la presa, que han resultado ser de una gran calidad, apuntan a que la seguridad frente a ese modo de fallo es suficiente y apuntan también a que la colaboración de los drenes horizontales en la seguridad es prácticamente despreciable o, incluso,

negativa. En espaldones tan impermeables los flujos de agua son tan lentos que los drenes horizontales sólo son eficaces cuando están tan próximos entre sí que los hace económicamente de escaso interés. La auscultación del cimientó puso de relieve que existe un lento proceso de evolución creciente de las presiones aguas abajo que conviene vigilar pero que aún no se hacía merecedor de una actuación específica de ampliación del sistema de drenaje desde la galería perimetral.

Tras revisar cada uno de los aspectos reseñados en la historia de la presa vía examen de la documentación existente y completando el asunto con las investigaciones que fueran necesarias para soslayar algún defecto documental, será posible calificar la seguridad de la presa en cuestión según las tres categorías propuestas. En términos generales, una presa tendría una seguridad de categoría "A" cuando en todos los aspectos analizados merece tal calificación. Si en alguno de ellos la documentación o la situación encontrada con las investigaciones muestra alguna deficiencia, sin llegar a ser ésta importante, podría consi-

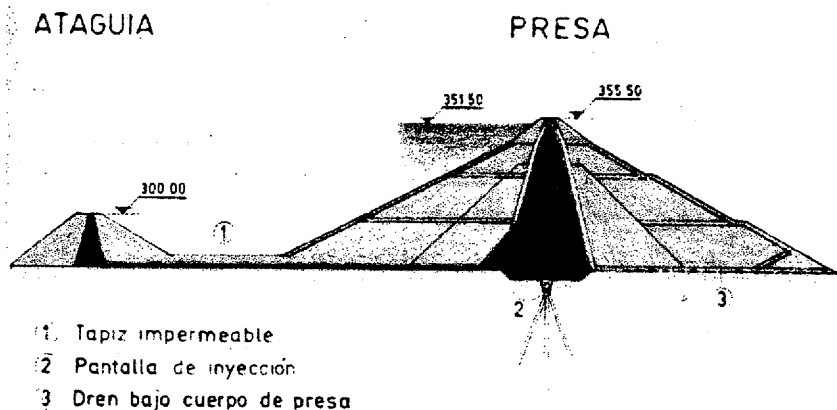
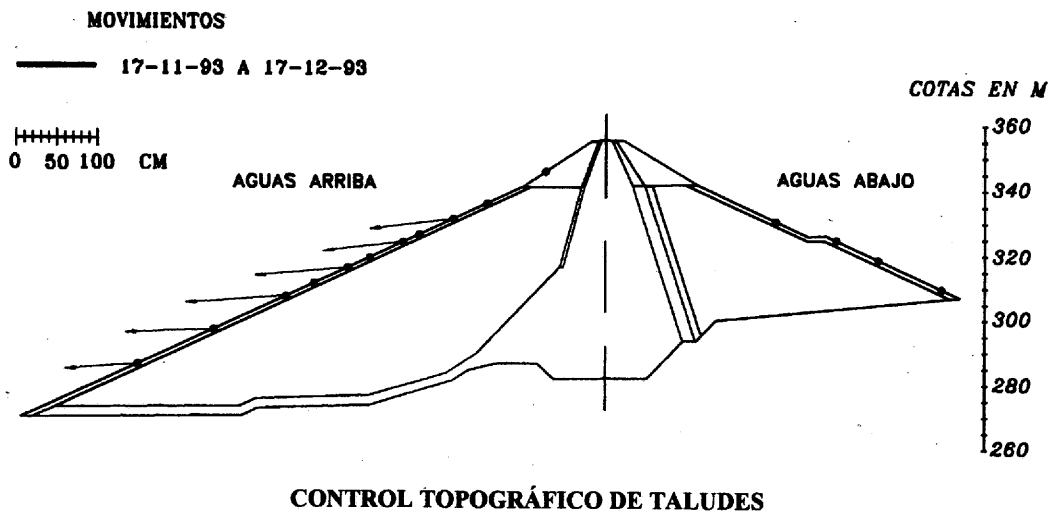
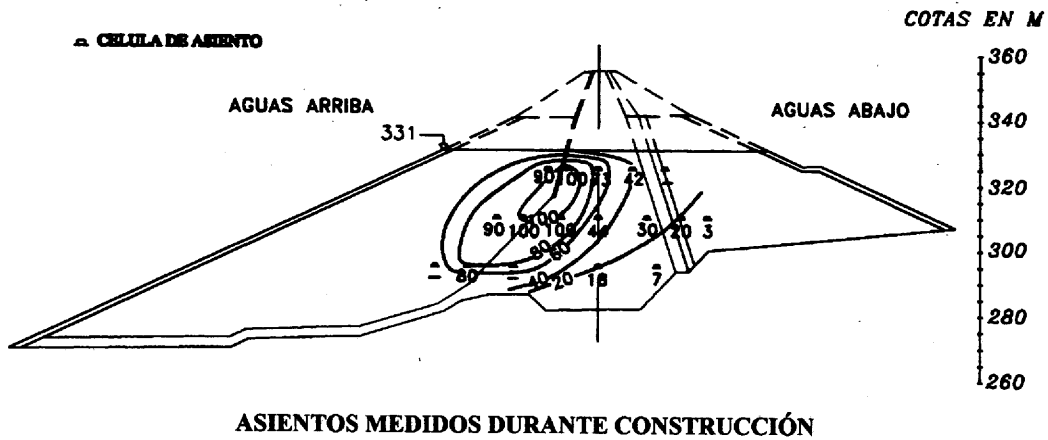


Figura 19. La observación de movimientos durante la construcción alertó de una posible falta de estabilidad del espaldón de aguas arriba que se corrigió oportunamente rellenando con acarreo el espacio comprendido entre presa y atagüa.

SECCIÓN TIPO-PRESA DE GIRIBAILE
(Tomada de la publicación de J. Martín 1993. IV Jornadas. Murcia)

derarse que la presa tendría la categoría de seguridad "B". Finalmente cuando alguno de los aspectos importantes que se han mencionado no fueron considerados o no existe documentación acerca de su consideración, la categoría de seguridad sería C. El asunto de estas clasificaciones queda sólo esbozado en sus líneas generales. Es necesario realizar un mayor esfuerzo en este sentido antes de poder aplicarlo en los futuros procesos de revisión que hayan de realizarse sobre nuestras presas.

ESTUDIO DE PATOLOGÍAS ESPECÍFICAS

Las consideraciones hechas hasta aquí pueden servir para evaluar la seguridad a través de la revisión de los documentos de la presa. En muchas ocasiones, la necesidad de evaluar la seguridad se suscita cuando se advierten síntomas de algún tipo de patología. En esos casos y como paso previo conviene también revisar los mencionados documentos; con ello no sólo se conocerá la presa en cuestión sino también se obtendrá una primera impresión de su clase de seguridad de acuerdo con los criterios precedentes.

En ocasiones, cuando el proyecto y la construcción fueron bien documentados, se pueden tener suficientes elementos de juicio para opinar sobre la patología en cuestión, para opinar sobre la necesidad de tomar ciertas medidas e incluso para proyectarlas. Como ejemplo de esta situación quiere citarse la investigación de un caso patológico reciente en el que los autores fueron requeridos por la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir para evaluar la seguridad frente a deslizamiento del espaldón de aguas arriba de la presa de Giribaile. La observación de movimientos durante la construcción (1993, ver Fig. 19) había creado cierto temor en ese sentido y como consecuencia se habían realizado una serie de refuerzos (rellenos de zahorra) en el pie del espaldón de aguas arriba. Dos años después (1995) aún se temía por la estabilidad del espaldón. La revisión de la información técnica del proyecto, de la construcción, de la ejecución de los refuerzos y de la auscultación, que estaban bien detallados, permitió emitir pronto una opinión positiva acerca de las condiciones de seguridad respecto al modo de fallo cuestionado. No se juzgó necesario tomar medidas precautorias adicionales en ese sentido.

Una situación similar a la precedente se planteó en el análisis del riesgo de filtraciones erosivas en la presa de Calanda. Cuando el autor primero de este artículo fue consultado para emitir una opinión sobre el problema, tal opinión pudo ser formada con el análisis detenido de los documentos de proyecto y construcción y, sobre todo, estudiando los datos de la auscultación hidráulica (filtraciones y piezómetros). En este caso la opinión resultó negativa dando lugar a operaciones de reparación (tratamientos de inyección) que se ejecutaron oportunamente.

Podrían citarse más ejemplos de casos patológicos específicos en los que una buena documentación previa del proyecto de la construcción y de la observación han permitido el análisis

del caso planteado. Al menos en la experiencia directa de los autores, así se han podido resolver no sólo las patologías mencionadas en Calanda y Giribaile, sino otras en cuyo análisis han sido requeridos como fueron, en el contexto de las presas de pantalla, las presas de Los Alfilorios, Undúrraga, y El Siberio, con patologías en los plintos de unión pantalla-terreno o en el caso patológico de rotura del elemento impermeable con filtración erosiva de la presa de Martín Gonzalo o en el estudio de la presa de Zufre (pequeños síntomas de agrietamiento de la coronación que hicieron pensar en una posible falta de seguridad) o incluso en el incidente menor de la presa de Rivera de Gata (con síntomas de agrietamiento más notables. Ver referencia de J.M^a Macías y otros, 1993). En todas esas ocasiones y en otras, conocidas directamente por los autores así como en otras no citadas, aunque sean conocidas directa o indirectamente, se han podido resolver las cuestiones planteadas con los datos del archivo técnico de la presa.

Lo más común es, sin embargo, que una patología importante motive un reconocimiento específico. Tal reconocimiento debe ser pensado para la presa en cuestión y para el tipo de problema planteado. Existen sin embargo algunos aspectos comunes de estos trabajos que pueden ser de interés.

RECONOCIMIENTO DE NÚCLEOS MEDIANTE SONDEOS

Cuando la patología se presenta en la parte impermeable de la presa, puede ser de interés reconocer el estado del material y sus características geotécnicas. En la experiencia de los autores esta situación ha ocurrido en varias ocasiones. La exploración mediante sondeos se ha juzgado necesaria para obtener información directa ya que la documentación existente dejaba lugar a dudas en ese sentido. Uno de los casos más recientes es el de la presa de Cazalegas (ver publicación de R. Trapote y otros (1993). La antigüedad de la presa hizo que la documentación existente no fuera suficiente y se requiriese hacer un reconocimiento específico que incluyó no sólo los sondeos del cuerpo de presa, sino también el reconocimiento mediante sondeos del cimientado, la realización de unos ensayos sencillos de bombeo y completar la auscultación hidráulica y de movimientos de la coronación de la presa. Ver Fig. 20. Con la información obtenida se pudo proyectar el refuerzo de la presa que se creyó más conveniente.

Otro caso que quiere comentarse fue el estudio de un núcleo recién construido y del que se sospechaba que podría tener grietas peligrosas. Aunque la documentación existente permitía asegurar que tal agrietamiento era altamente improbable, ése y otros argumentos, movieron a realizar sondeos en el núcleo. En este caso se juzgó de gran interés que el reconocimiento fuese continuo y por eso se especificó la realización de una serie de ensayos de penetración estática continua con la observación complementaria de las presiones intersticiales (piezoco-

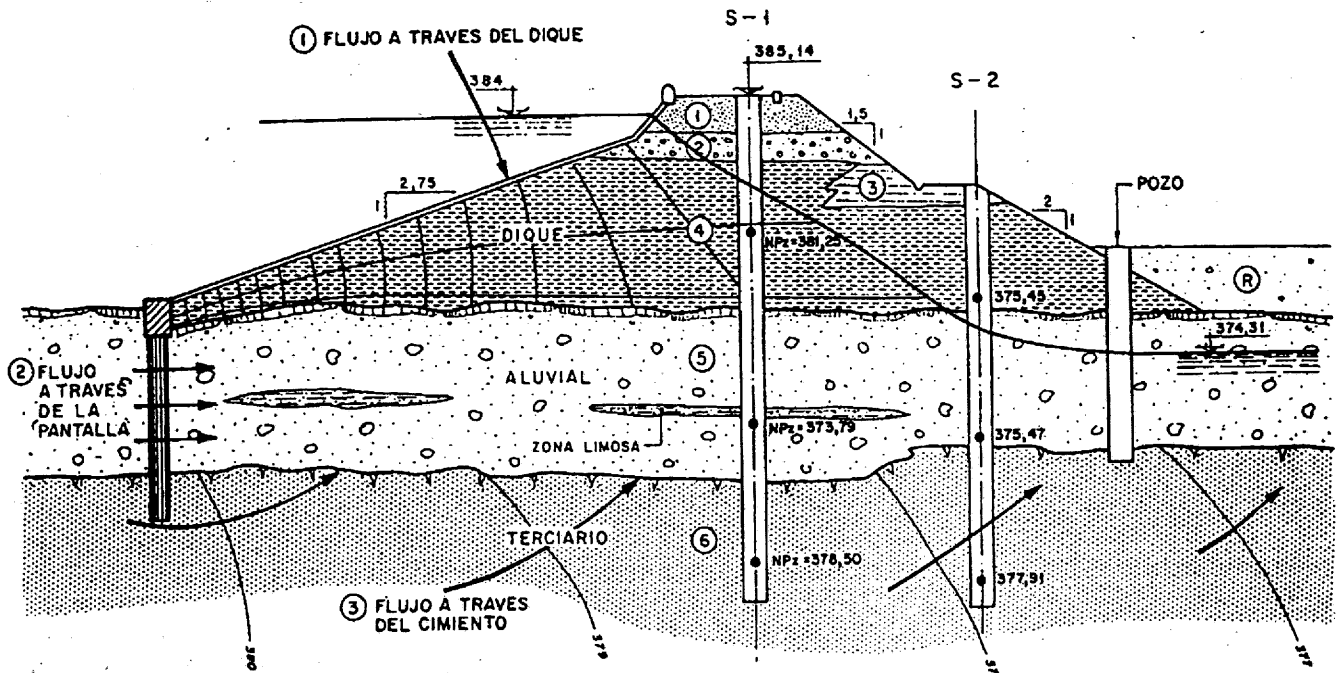


Figura 20. La evaluación de la seguridad de la presa de Cazalegas se realizó con ayuda de reconocimientos específicos y ampliando la auscultación.

no). Ver Fig. 21. Una sonda, perforando a tramos, ayudó a realizar el ensayo de penetración a grandes profundidades.

La experiencia de los autores en la perforación de núcleos de presas (también se han sondeado en otros muchos casos, no sólo los dos descritos) indica, como aspecto más importante a transmitir, que los sondeos son muy peligrosos. Los núcleos pueden romperse (fracturación hidráulica) al realizar los sondeos. La presión hidrostática que resisten los núcleos puede ser inferior a la presión del fluido de perforación. Por ese motivo, si se hacen sondeos en un núcleo, deben hacerse en seco. Incluso el aire puede provocar la fracturación. La mejor forma de ejecutar estos sondeos es en seco y con recuperación continua de testigos.

OBSERVACIÓN DE LA PATOLOGÍA. AUSCULTACIÓN

La auscultación es una herramienta muy útil en el estudio de casos patológicos y sobre todo en la observación posterior necesaria para conocer el grado de eficacia de la solución que se adopte para corregirla. También se ha dicho (es una frase hecha) que la auscultación ayuda en la prevención de las patologías. Esta última aseveración, sin embargo, conviene hacerla en sus justos términos.

Cuando fue explicada en España la rotura de la presa de Teton se le planteó al ponente una pregunta muy concreta. Si hubiese habido una buena red de piezómetros en el cimientó ¿Hubiera ocurrido la rotura de la presa?. La contestación fue algo sarcástica diciendo que se hubiera producido la rotura exactamente igual, ya que los piezómetros apenas tienen resistencia para soportar al cuerpo de presa. Fuera de esa anécdota, ha de decirse que aún no existen procedimientos de observación que alerten con seguridad frente a un problema de erosión interna. Pueden dar índices o pistas pero también pueden ocurrir incidentes graves sin que la auscultación haya detectado síntomas previos claros. También en contra de una posible sobrevaloración de la bondad de la auscultación hay que decir que son ya varios los casos en los que a las "zanjas de la auscultación" que se hacen para los cables o conductos de los distintos aparatos, se les ha atribuido (o al menos se ha sospechado) la génesis de síntomas patológicos de erosión interna o de filtraciones excesivas. Como ejemplo de esto que se dice se puede mencionar el caso de la presa de San Rafael de Navallana citado por M. Alonso Franco (1993) o el caso de la presa de Pajares, conocido por los autores. Si antes se mencionó que los sondeos de reconocimiento pueden dañar al núcleo, ahora conviene decir que la instalación de equipos de auscultación en los núcleos (o en el cuerpo de presas homogéneas) puede dar origen a problemas de cierta importancia. Hoy se piensa (cada vez somos más los que pensamos así) que los problemas de filtraciones erosivas se producen por defectos locales, no existe nada parecido a la homogeneidad de las redes de filtración, la distribución espacial

CPTU N°: SONDEO 8 - PERFIL 13

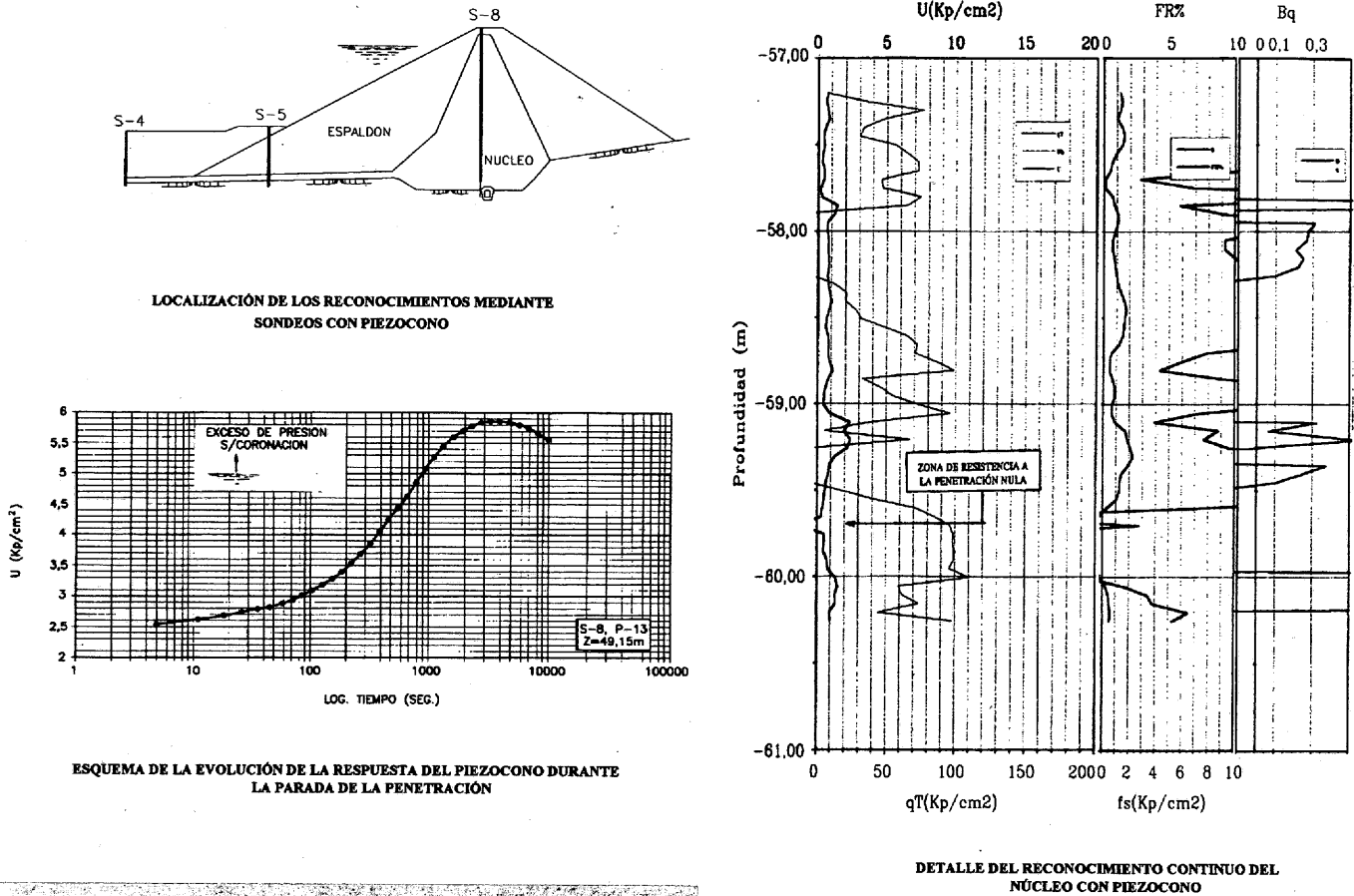


Figura 21. Reconocimiento del núcleo de una presa para investigar su resistencia y continuidad.

de presiones en los núcleos son siempre dispersas y mucho más dispersas serán las velocidades de filtración. En cualquier zona débil (menos comprimida o locamente más permeable) puede concentrarse una filtración importante y las zanjas de auscultación pueden ser una de ellas.

A pesar de sus limitaciones y de los posibles inconvenientes, la auscultación específica de los casos patológicos es a veces imprescindible no sólo para aclarar el diagnóstico correspondiente sino también para observar específicamente la evolución posterior a los tratamientos de corrección que se hayan decidido.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

El tema considerado se ha analizado en una serie de pasos sobre los que se han ido haciendo comentarios, siempre subjetivos, que surgían al hilo de su exposición. Se ha hablado de la inviabilidad actual de cuantificar la mayor parte de los aspectos

relacionados con la seguridad de las presas y como alternativa se propone calificar (o clasificar) las presas según tres clases de seguridad que se denominarían "A", "B" o "C" y que podrían corresponderse con las clases de seguridad exigibles a los tipos de presa que, por la importancia de su riesgo, ya establece el nuevo "Reglamento de Seguridad".

Se han comentado los datos estadísticos de las roturas e incidentes de las presas de materiales sueltos y se estima que es posible, garantizando la calidad, alcanzar una situación en la que la frecuencia de roturas violentas (o la probabilidad asociada) se reduzca, en las presas de categoría o clase "A" a menos de 10⁻⁵/año. Las roturas con vaciado controlable podrían ser de frecuencia (o probabilidad) similar. Los incidentes graves (según se define en el texto) seguirían siendo del orden de diez veces más frecuentes. Las presas de categoría "B" o "C" tendrían menos garantías de estar exentas de fallos y/o incidentes.

La única forma razonable de conocer si la seguridad implícita en un proyecto o en una construcción es de una u otra clase estriba en la revisión de los documentos asociados para conocer si se han tomado, frente a cada posible problema (llamados

TABLA Nº 1.- PRESAS HOMOGÉNEAS

Id	Nombre Presa	Año	Río	Localización	Provincia	H (m)	Talud AA	Talud AB
1	Charco Redondo	1983	Palmones	Los Barrios	Cádiz	75.0	3.00	2.70
2	La Pedrera	1978	Rambla de Alcoriza	Orihuela	Alicante	75.0	3.50	3.00
3	Uzquiza	1988	Arlanzón	Ibeas Juarros-Villa Sur	Burgos	65.0	2.90	2.20
4	Retuerta	1987	Arlanza	Retuerta	Burgos	61.0	2.70	2.10
5	Gossan	1977	Rejondillo	Riotinto	Huelva	47.0	2.30	2.50
6	Arroyo Valhondo	1985	Arroyo Valhondo	Puebla Don Rodrigo	Ciudad Real	42.0	2.50	1.80
7	Cubillas	1956	Cubillas	Chaparral-Albolete	Granada	42.0	2.90	2.00
8	Torre del Aguila	1947	Salado de Morón	Utrera	Sevilla	42.0	3.00	2.50
9	Taibilla	1973	Taibilla	Yetas	Albacete	39.0	2.20	2.00
10	Horno Tejero	1987	Lácara	Cordobilla	Badajoz	37.0	3.00	2.75
11	El Pardo	1970	Manzanares	El Pardo	Madrid	35.0	2.50	2.50
12	Celemín	1972	Celemín	Medina Sidonia	Cádiz	34.0	3.00	3.00
13	Lasarra	1952	Aguas Limpias	Sallent	Huesca	33.0	2.75	1.75
14	Finisterre	1977	Algodor	Mora	Toledo	33.0	3.00	2.50
15	La Sotonera	1963	Astón y Sotón	Alcalá de Gurrea	Huesca	32.0	3.35	3.00
16	Mayés	1980	Rambla del Mayés	Ojós	Murcia	32.0	3.00	2.00
17	Arceniega	1990	Arceniega	Valle de Mena	Burgos	31.8	3.00	2.30
18	Barbate	1991	Barbate	Benalup de Sidonia	Cádiz	31.0	4.00	4.00
19	Casavieja	1988	Vaguada	Casavieja	Ávila	30.0	2.50	2.00
20	El Molinar	1951	Júcar	Villa de Ves	Albacete	28.0	3.50	3.50
21	Utchesa	1915	Canal Serós	Torre de Segre	Lérida	28.0	3.50	3.50
22	Valbornedo	1931	Valbornedo	Navarrete	La Rioja	27.0	3.00	2.50
23	Valencia de Alcántara	1992	Alpotrel	Valencia de Alcántara	Cáceres	26.5	2.00	2.00
24	El Carrascal	1971	Carrascal	Vegas de Matute	Segovia	26.0	3.00	2.50
25	Aliseda	1978	Ribera Aliseda	Aliseda	Cáceres	25.0	3.00	2.75
26	Castrejón	1967	Tajo	Puebla de Montalbán	Toledo	25.0	3.00	2.50
27	El Portugués	1979	Arroyo Portugués	Castilblanco Arroyos	Sevilla	25.0	3.10	2.60
28	El Torollón	1983	Canal de Flumen	Marcén	Huesca	25.0	2.50	2.50
29	Estanca Perdiguero	1992	Cidacos	Calahorra	La Rioja	24.5	3.00	3.00
30	Laucariz	1974	Arroyo Barriega	Munguía	Vizcaya	24.0	4.00	3.50
31	Huéneja-Istalada	1986	Lobera	Huéneja	Granada	23.0	2.75	2.25
32	Llodio	1972	Olarte	Lugando-Llodio	Alava	23.0	3.00	2.50
33	Quejigo Gordo	1983	Rivera de Gargantel	Almacén	Ciudad Real	22.0	2.00	2.00
34	Benamarías	1972	Arroyo Salguiral	Magaz de Cepeda	León	20.0	3.00	2.00
35	Las Navas	1928	Astón-Navas	Loarre	Huesca	20.0	3.50	1.75
36	Valdabra	1983	Barranco de Valdabra	Vicién	Huesca	20.0	2.50	2.50
37	Ahigal	1986	Arroyo Palomero	Ahigal	Cáceres	19.0	3.00	2.50
38	Molino de la Hoz	1973	Guadarrama	Las Rozas	Madrid	19.0	2.80	2.15
39	Antonán del Valle	1988	Borraz	Benavides	León	18.0	3.00	2.00
40	San Bartolomé	1908	Arba de Lueste	Egea de los Caballeros	Zaragoza	18.0	3.00	2.25
41	Cogollos de Guadix	1978	Rambla	Cogollos de Guadix	Granada	17.0	3.50	2.50
42	Las Cebras	1972	Arroyo Las Gamas	Retuerta de Bullaque	Ciudad Real	17.0	2.20	2.10
43	Montecarmona	1983	Melita	Granada de Río Tinto	Huelva	17.0	2.50	2.50
44	Sur	1944	Arroyo del Valle	El Valle	Huelva	17.0	2.00	2.00
45	La Florida	1986	—	lco de los Vinos	S.C.Tenerife	16.0	2.00	2.00
46	Tamujar	1974	Tamujar	Cazalla de la Sierra	Sevilla	16.0	2.50	2.25
47	Caldera Valle Molina	1986	Caldera	Tegüeste	S.C.Tenerife	15.5	3.50	3.50
48	Los Santos	1982	Redondillo	Almendo	Huelva	15.2	2.40	2.40
49	Candoncillo	1977	Arroyo Candoncillo	Niebla	Huelva	15.0	2.75	2.00
50	Doña Inés	1979	Arroyo Doña Inés	Abenojar	Ciudad Real	15.0	2.50	2.00
51	Encinas	1977	Ayo Trimonte Dehesa	Encinas de Esgueva	Valladolid	15.0	3.00	2.00
52	Estanca Alcañiz	1944	Guadalope	Alcañiz	Teruel	15.0	3.00	2.00
53	Gargüera	1911	Gargüera	Tejado de Tiétar	Cáceres	15.0	2.50	3.00
54	Laguna de Barlovento	1975	Laguna de Barlovento	Barlovento (La Palma)	S.C.Tenerife	15.0	2.75	3.00
55	Rincón de Ballesteros	1980	Arroyo Esparragalejo	Cáceres	Cáceres	15.0	3.00	2.00
56	Aguila	1983	Puente Porro	Mérida	Badajoz	14.0	4.00	3.00
57	Arroyo Cascojoso	1980	Arroyo Cascojoso	Hinojosa del Duque	Córdoba	14.0	2.75	1.75
58	Arroyo Membrio	1978	Arroyo Vaecía	Membrio	Cáceres	14.0	3.00	2.00
59	El Corono	1971	Arroyo Godino	Pasarón de la Vera	Cáceres	14.0	3.00	2.00
60	Fresnera	1977	Fresnera	Toril	Cáceres	14.0	3.00	2.50
61	Villarroya-La Hoz	1986	Rambla de Ribota	Villarroya de la Sierra	Zaragoza	13.0	2.50	2.00
62	Moheada Alta	1985	Cubilar	Navalvillar	Badajoz	12.0	2.00	2.00
63	Monteaquedo de las Vicarias	1982	Najima	Monteaquedo Vicarias	Soria	12.0	3.00	3.00
64	Raso Cañuelo	1980	Medios Alamillos	Belalcázar	Córdoba	12.0	2.60	2.20
65	Valdefuentes	1981	Valdealcorneque	Valdefuentes	Cáceres	12.0	3.00	2.50
66	Hoja de Gimileo	1985	—	Igea	La Rioja	11.0	3.00	2.00
67	Mascalinas	1978	Arroyo Mascalinas	Madroñera	Cáceres	11.0	2.50	2.00
68	Machucas	1979	Machucas	Jaraiz de la Vera	Cáceres	11.0	2.00	2.00
69	Almochuel	1914	Aguas Limpias	Almochuel-Vinaceite	Zarag.-Teruel	10.0	3.00	3.00
70	Arroyo Boquerón	1983	Boquerón	Riolobos	Cáceres	10.0	3.00	2.00
71	La Jarilla	1964	Arroyo La Cavera	La Jarilla	Cáceres	10.0	3.00	3.00
72	Torrelara	1971	Magdalena	Muño Pedro	Segovia	10.0	3.00	2.50
73	El Sueño	1977	Bullaque	Retuerta de Bullaque	Ciudad Real	9.0	2.50	2.00
74	Torrehererra	1977	Arroyo Torrehererra	Madroñera	Cáceres	9.0	2.50	2.00
75	Bolaso	1949	—	Egea de los Caballeros	Zaragoza	7.0	2.50	1.00
76	Arroyo Bremudo	1974	Arroyo Bremudo	Monroy	Cáceres	6.0	3.00	2.00

TABLA Nº 2.- PRESAS DE NÚCLEO

Id	Nombre Presa	Año	Río	Localización	Provincia	H (m)	Talud AA	Talud AB	Anch. Núcleo (m)
1	Canales	1980	Genil	Guejar Sierra	Granada	156.0	1.70/1.80	1.70	68
2	Tous	1994	Júcar	Tous	Valencia	135.0	1.85	1.50	74
3	Cuevas de Almanzora*	1986	Almanzora	Cuevas de Almanzora	Almería	116.0	2.50	2.00	49
4	Arenós**	1979	Mijares	Montanejos	Castellón	107.0	2.50/3.00	1.40	84
5	La Viñuela	1986	Guaro	La Viñuela	Málaga	96.0	2.50	2.50	38
6	El Limonero	1983	Guadalmedina	Málaga	Málaga	95.0	2.00	1.80	50
7	Giribaile	1997	Guadalimar	Ibros-Vilches	Jaén	94.0	2.30	2.10	63
8	Portodemouros	1967	Ulla	Portodemouros/Lalín	La Coruña/Pontev.	93.0	2.70	1.50	59
9	San Clemente	1990	Guardal	Huéscar	Granada	91.0	1.60	1.50	46
10	Benínar**	1983	Grande de Adra	Benínar	Almería	87.0	3.40	1.70	85
11	Río Yeguas	1989	Río Yeguas	Montoro/Marmolejo	Córdoba/Jaén	86.0	1.90	1.90	38
12	Francisco Abellán	1994	Fardes	Fonelas	Granada	85.0	1.80	1.70	49
13	Zahara-El Gaster	1992	Guadalete	Zahara-Algodonales	Cádiz	85.0	1.70	1.50	53
14	Guadalteba	1972	Guadalteba	Gobantes-Campillos	Málaga	84.0	1.75	1.75	58
15	Rambla de Algeciras	1995	Rambla Algeciras	Librilla	Murcia	84.0	3.50	2.75	120
16	Gayá	1978	Gayá	Catllar	Tarragona	79.0	2.00	1.60	36
17	Guadalcacín II	1993	Majaceite	Jérez de la Frontera	Cádiz	77.5	1.60	1.70	44
18	Guadalhorce	1973	Guadalhorce	Gobantes-Peñanubia	Málaga	75.0	1.75	1.75	53
19	Alcorlo	1978	Bornoba	Alcorlo	Guadalajara	73.0	1.70	1.40	38
20	Pajares	1993	Piqueras	Lumbreras	La Rioja	73.0	1.80	1.55	45
21	Guadarranque	1965	Guadarranque	Castellar Frontera	Cádiz	71.0	3.00	2.25	42
22	Zufre	1985	Rivera de Huelva	Zufre	Huelva	69.0	1.50	1.60	46
23	Renegado	1969	Arroyo Renegado	Ceuta	Ceuta	65.0	1.80	1.80	49
24	Calanda	1982	Guadalope	Calomarde	Teruel	64.0	1.70	1.40	30
25	Colomera	1990	Colomera	Colomera	Granada	62.0	1.80	1.70	32
26	Beleña	1982	Sorbe	Cogolludo	Guadalajara	57.0	2.00	1.80	43
27	Rivera de Gata	1990	Rivera de Gata	Villasbuenas de Gata	Cáceres	57.0	1.50	1.40	34
28	San Rafael Navallana	1991	Guadalmellato	Córdoba-Adamuz	Córdoba	57.0	1.90	1.75	24
29	Caspe II	1989	Guadalope	Caspe	Zaragoza	56.0	2.70	1.70	26
30	Crevillente	1985	Barranco Boch	Crevillente	Alicante	56.0	2.35	2.60	25
31	Maidevera	1981	Aranda	Aranda de Moncayo	Zaragoza	54.0	1.75	1.45	20
32	Baños	1992	Baños	Baños de Montemayor	Cáceres	50.0	1.80	1.50/2.00	66
33	El Tomillar	1995	Arroyo Pilonas	Málaga	Málaga	45.0	2.00	2.00	58
34	El Bayco	1996	Rambla de Bayco	Ontur	Albacete	43.0	2.20	2.70	24
35	Jerte	1985	Jerte	Plasencia	Cáceres	42.0	1.60/2.20	1.80/1.60	19
36	Mairaga	1988	Regata Mairaga	Oloriz	Navarra	39.0	2.20	1.70/1.80	15
37	Molinos de Matachel	1983	Matachel	Hornachos	Badajoz	35.0	1.60	1.60	23
38	El Ferial	1992	Barranco Fuentes	El Ferial	Navarra	34.0	2.00	2.00	20
39	Argos	1970	Argos	Cehegin	Murcia	33.0	2.25	1.85	39
40	Arbón	1967	Navia	Coaña-Villayon	Asturias	32.0	2.50	2.00	12
41	Infierno	1994	—	Ceuta	Ceuta	31.0	2.50	2.00	44
42	M. Sánchez La Cabezuela	1991	Jabalón	Valdepeñas	Ciudad Real	29.0	3.00	2.50	39
43	Vega de Jabalón	1992	Jabalón	Granatuela	Ciudad Real	25.0	2.00	2.00	27
44	Agrio (Derivación)	1978	Agrio	Aznalcollar	Sevilla	24.0	1.70	2.00	11
45	Recuerda	1980	Recuerda	Carrascalejo	Cáceres	19.0	1.70	1.50	9
46	Lavandeira	1983	Lavandeira	Vimianzo	La Coruña	15.0	2.50	2.50	10

* Presa con núcleo bastante inclinado hacia aguas arriba

** Presa con núcleo muy inclinado hacia aguas arriba

TABLA Nº 3.- PRESAS DE PANTALLA DE HORMIGÓN

Id	Nombre Presa	Año	Río	Localización	Provincia	H (m)	Talud AA	Talud AB
1	Béjar-Navamuño	1989	Angostura-Cuerpo de Hombre	Béjar	Salamanca	73.0	1.30	1.30
2	Alfilorios	1990	Barrea	Santa Eulalia-Morcín	Asturias	67.0	1.40	1.40
3	Ibai-Eder	1991	Urola, Ibai-Eder	Nuarbe	Guipúzcoa	66.0	1.35	1.35
4	Amalahigue	1983	Barranco Rosas	Agulo (Gomera)	S.C.de Tenerife	57.0	1.30	1.40
5	San Antón	1988	Endara	Lesaca	Guipúzcoa	56.0	1.35	1.35
6	Urkulu	1980	Urkulu	Arrechavaleta	Guipúzcoa	54.0	1.60	1.40
7	Campitos	1975	Barranco Anchueta	S.C. de Tenerife	S.C.de Tenerife	54.0	1.35	1.40
8	Aixola	1981	Regata Aixola	Zaldívar	Vizcaya	50.0	1.35	1.30
9	Mulagua	1981	El Rejo	Hermigua (Gomera)	S.C.de Tenerife	48.0	1.30	1.30
10	Barrendiola	1981	Artzamburu	Legazpia	Guipúzcoa	47.0	1.45	1.55
11	Corumbel Bajo	1987	Corumbel	Palma del Condado	Huelva	46.0	1.50	1.50
12	Tejo	1975	Moros	El Espinar	Segovia	40.0	1.30	1.40
13	Piedras	1968	Piedras	Cartaya-Lepe	Huelva	40.0	1.30	1.30
14	Laredo	1988	Laredo-Maizegi	Ataun	Guipúzcoa	40.0	1.30	1.50
15	Undúrraga	1973	Arratía	Ceanuri	Vizcaya	36.0	1.75	1.40
16	Sierra Boyera	1973	Guadiato	Bélmez	Córdoba	33.0	1.30	1.30
17	Villagudín	1981	Veduido	Tardoya	La Coruña	33.0	1.30	1.30

TABLA Nº 4.- PRESAS DE PANTALLA ASFÁLTICA O LÁMINAS IMPERMEABLES

Id	Nombre Presa	Año	Río	Localización	Provincia	H (m)	Talud AA	Talud AB
1	Sallente *	1985	Flamisell	Capdella	Lérida	89.0	1.75	1.75
2	El Siberio *	1978	Barranco Siberio	Tejada-S.Nicolás Tolentino (GC)	Las Palmas de Gran Canaria	82.0	1.60	1.50
3	Negratín ■	1984	Guadiana Menor	Freila	Granada	75.0	1.60	1.50
4	Huesna *	1989	Rivera de Huesna	El Pedroso-Constantina	Sevilla	73.0	1.60	1.50
5	Valmayor *	1975	Aulencia	Valdemorillo-Colmenarejo	Madrid	60.0	1.75	1.30
6	Martín Gonzalo *♦	1987	Arr. Martín Gonzalo	Montoro	Córdoba	55.0	1.50	1.80
7	Guajaraz *	1971	Arroyo Guajaraz	Layos-Arges	Toledo	47.0	1.75	1.30
8	Agrio *	1977	Agrio	Aznalcollar	Sevilla	45.0	1.50	1.50
9	Odiel ♦	1970	Odiel	Aracena	Huelva	41.0	1.30	1.30
10	Santillana *	1969	Manzanares	Manzanares el Real	Madrid	40.0	1.75	1.40
11	La Muela *	1988	—	Salto de Cortes II	Valencia	35.0	1.60	1.40
12	Mediajo *	1981	—	S. Miguel de Aguayo	Cantabria	32.0	1.75	1.70
13	Río Cobo *	1979	Cobo	Cervo	Lugo	31.0	1.75	1.50
14	Aiguamoix ♦	1969	Aiguamoix	Alto Arán	Lérida	26.0	1.35	1.35
15	Aboño *	1970	Aboño	Gijón	Asturias	22.0	2.35	2.55
16	El Saltadero ♦	1978	Barranco Saltadero	Granadilla (TF)	Sta. Cruz de Tenerife	22.0	1.75	2.00
17	Laguna de las Yeguas ▲	1977	Dilar	Dilar	Granada	21.0	1.25	1.25

- * Presa de Pantalla Bituminosa
- ♦ Presa de Lámina Impermeable
- ▲ Presa de Diafragma
- Presa Mixta

“modos de fallo” en el texto) las debidas precauciones. Algo similar podría hacerse con el proceso de explotación. En el texto se proponen unas “listas de aspectos a comprobar” y se comentan algunos detalles que podrían ser útiles cuando se trata de calificar (o clasificar) desde el punto de vista de la seguridad, el proyecto o la construcción de una presa.

Finalmente se han hecho algunos comentarios relativos al análisis de patologías específicas que pudieran servir de ayuda a otros técnicos enfrentados a problemas similares.

Como conclusión principal que puede derivarse del análisis del tema central quiere apuntarse que la seguridad de las presas se consigue paso a paso, haciendo las cosas bien en todo el proceso, desde la planificación de la primera campaña de reconocimiento de posibles cerradas, hasta el mantenimiento periódico de los elementos de la auscultación. Haciendo bien cada paso se podría decir que la seguridad alcanzada es de la máxima categoría y que, en consecuencia las posibilidades de fallo son esencialmente nulas (se menciona en el texto que menores

TABLA Nº 5.- PRESAS DE NÚCLEO (OTROS PAÍSES)

Presa	País	H(m)	Talud AA	Talud AB	Anchura Núcleo (m)	
X1	Stenkullafors	Suecia	24.5	2.00	1.75 (B)	10.0
X2	Ajaure	Suecia	46.0	1.90	1.35/1.80	27.5
X3	Rhodannenber	Suiza	30.0	2.00 (B)	2.00 (B)	21.6
X4	Borçka	Turquía	91.0	2.00	1.85 (B)	44.5
X5	El Guapo	Venezuela	64.0	2.00	1.80	41.0
X6	La Honda	Venezuela	140.0	3.00	2.67	70.0
X7	15° Khordad	Iran	93.0	2.50	2.00 (B)	36.5
X8	Okuno	Japón	63.0	3.60	2.20	32.0
X9	Tadami	Japón	17.5	2.80	2.20	7.5
X10	Eastern Suorva	Suecia	25.5	1.60	1.60 (B)	10.5
X11	Balanga	Nigeria	44.0	3.20	2.40 (B)	36.0
X12	S.Power lower	Corea	78.0	2.10	1.80	36.7
X13	Agigawa	Japón	102.0	2.60	2.00	54.0
X14	Manicouagan 3	Méjico	107.0	3.00/3.50	3.00/3.50	78.0
X15	Tahtali	Turquía	54.5	3.00	2.50	55.0
X16	Koçköprü	Turquía	63.0	3.00	2.50	69.0
X17	Ataturk	Turquía	169.0	2.20	2.40	88.0
X18	Ramsden	Gran Bretaña	27.5	2.80	2.00 (B)	8.5
X19	Sylvenstein	Alemania	45.4	2.00/2.50	1.75 (B)	12.0
X20	Sardis	Canadá	36.0	2.75/3.25	3.25/4.50	32.5
X21	?	Marruecos	67.0	1.80	2.10 (B)	37.0
X22	Valley	Estados Unidos	36.6	3.00	2.10 (B)	67.5
X23	Beliche	Portugal	55.0	2.00	1.80 (B)	31.0
X24	Taleghan	Irán	74.0	1.80/2.20/2.60	1.80/2.20/2.60	52.0
X25	?	Oriente Medio	110.0	2.60	2.60	73.0
X26	Split-Yard	Australia	76.0	1.65 (B)	1.65/2.00	32.0
X27	Mrica-Soedirman	Java (Indonesia)	110.0	1.80	1.60	53.0
X28	Castagnara	Italia	104.0	3.00	1.90 (B)	60.0
X29	Slezska' Harta	Checoslovaquia	65.0	2.00	1.80	32.0
X30	Blufi	Italia	73.0	2.25	2.00 (B)	56.0
X31	Kinda	Alemania	75.0	1.60	1.40 (B)	49.0
X32	King Talal	Jordania	115.0	2.25/2.50	2.00/2.50 (B)	40.0
X33	Casa de Piedra	Argentina	27.0	2.40	1.80	13.5
X34	Maissingir	Mozambique	30.5	2.00/2.50	2.00 (B)	41.5
X35	Carsington	Gran Bretaña	35.0	3.50/3.75/4.00	3.00/3.25/4.00	18.3
X36	Brombach	Alemania	39.0	2.50/2.75/4.00	2.00/2.50/3.00	30.0
X37	Yonki	Nueva Guinea	60.0	3.50	5.00 (B)	34.0
X38	Yale	Estados Unidos	94.0	2.00	2.50	52.0
X39	Success	Estados Unidos	51.0	2.50/3.00/3.75	2.50/3.00	12.2
X40	Ambuklao	Islas Filipinas	131.0	1.75/2.00	1.75/2.00	64.5
X41	Hills Greek	Estados Unidos	97.5	2.00/2.25	2.25	48.3
X42	Cougar	Estados Unidos	139.5	1.80	1.60	53.0
X43	Gravins	Estados Unidos	17.5	4.00/3.00	2.5/3.00	12.0
X44	Mc Nary	Estados Unidos	30.0	1.50	1.50	13.0
X45	Clear Water	Estados Unidos	44.7	2.50/3.5	2.00/2.50/2.75	27.5
X46	Franklin	Estados Unidos	33.8	3.00/3.25	2.50/2.75/3.50	13.5
X47	New Hogan	Estados Unidos	67.0	2.00	1.60	40.8
X48	Watauga	Estados Unidos	95.0	2.00 (B)	2.00 (B)	156.0
X49	South Holston	Estados Unidos	88.0	2.00 (B)	2.10/2.20 (B)	130.0
X50	North Catamount	Estados Unidos	60.8	2.50/3.50	2.00	24.0
X51	Dillon	Estados Unidos	92.0	2.50	2.00	80.0
X52	San Lorenzo	Perú	56.0	2.25 (B)	2.25	37.3
X53	Beardsley	Estados Unidos	85.0	2.25	2.00 (B)	85.0
X54	Ice House	Estados Unidos	45.7	1.20 (B)	1.20 (B)	36.0
X55	Virgin	Estados Unidos	52.5	1.50/2.00/2.50	2.00	30.9
X56	Furnas	Brasil	106.5	2.00	1.80	33.0
X57	Mosquito Junction	Estados Unidos ??	44.0	2.00 (B)	3.00	88.5
X58	President Aleman	México	75.0	1.50/2.50	1.25/1.55/1.75/1.60	111.0
X59	Las Pirquitas	Argentina	82.0	2.00 (B)	1.58/1.40/2.00 (B)	82.0
X60	Lokvarka	Yugoslavia	48.0	1.40 (B)	2.00	22.0
X61	Groschenenalp	Suiza	130.0	2.00/1.50/2.63/3.00	1.45 (B)	46.2

X62	Messaure	Suecia	101.0	1.75/2.00	1.65	35.5
X63	Tustervatn	Noruega	19.0	2.00	1.40/2.00/1.0	7.3
X64	Bordal	Noruega	36.0	1.70	1.70	21.0
X65	_lutice	República Checa	28.0	2.00	2.80	15.0
X66	Rosshaupten	Alemania	41.0	1.50/1.75 (B)	1.15(B)/1.75	18.2
X67	Cherry Valley	Estados Unidos	108.0	1.33/2.00/1.33/2.00 (B)	1.33/2.00 (B)	188.0
X68	Serre Ponçon	Francia	129.0	2.00/2.50/3.00	2.50/2.50	95.8
X69	Wanapur	Estados Unidos ??	28.6	2.00	2.00	12.0
X70	Coyote	Estados Unidos	47.0	3.00/3.50/4.00	3.00/3.50/4.00	179.0
X71	Matahina	Nueva Zelanda	61.0	2.50	2.30 (B)	21.0
X72	Balderhead	Gran Bretaña	48.0	2.80/3.20/4.60	2.40/2.60	15.0
X73	Yard's Creek Uper Reservoir	Estados Unidos	17.0	1.75	1.75	6.5
X74	Hyttejuret	Noruega	90.0	1.60	1.45/1.60	25.0
X75	Flagstaff	Tasmania	15.5	1.80	2.20	14.5
X76	El Infiernillo	México	128.0	1.70/1.80	1.50 (B)	49.0
X77	Netzahualcoyote	México	137.5	2.00	2.00	40.0
X78	Muddy	Estados Unidos	76.0	2.25	2.25	34.0
X79	Akosombo	Ghana	112.8	1.50 (B)	1.60 (B)	37.0
X80	El Isiro	Venezuela	37.0	3.00	2.50	22.7
X81	Ball Mountain	Estados Unidos	70.0	2.00/2.50/2.25	1.75	152.0
X82	Trinity	Estados Unidos	151.0	2.50/4.00	2.00/2.50/3.00	253.5
X83	Casitas	Estados Unidos	98.0	3.15	2.00/2.50/4.00	180.0
X84	Palisades	Estados Unidos	92.0	3.00/4.00	2.50/3.50	125.0
X85	Crepatsch	Austria	150.0	1.50 (B)	1.50 (B)	27.0
X86	Travers	Canadá	52.0	2.00/2.50/4.00	3.00/4.00	116.0
X87	Pomme de Terre	Estados Unidos	159.0	2.00/2.50/4.00	1.50/2.125	181.5
X88	Swift Creek	Estados Unidos	123.0	2.50	2.00	73.0
X89	Kajakai	Afganistán	104.0	2.50 (B)	2.00 (B)	47.5
X90	Jibacoa	Cuba	18.0	1.50	1.50	15.0
X91	Peruca	Croacia	63.0	1.45	1.50	24.0
X92	Nova Disueri	Italia	74.0	2.60	2.40 (B)	39.0
X93	Emborcação	Brasil	158.0	1.80	1.40 (B)	66.0
X94	Alvito	Portugal	49.0	3.30	2.00	50.0
X95	Al Wahda	Marruecos	88.0	3.00	2.00	58.0
X96	Angae	Corea del Sur	33.0	3.20	2.50	23.0
X97	Ataturk	Turquía	179.0	2.05/2.15	1.90/2.20	92.0
X98	Kiimkówka	Polonia	38.5	2.20	2.20	28.0
X99	Dabaklamm	Austria	220.0	1.50	1.40 (B)	85.0
X100	Elandsjagt	Sudáfrica	72.0	2.20	2.00	50.0
X101	Fikaptso	Sudáfrica	65.0	1.75	1.50	27.0
X102	Gura Apelor	Rumania	166.0	2.00	1.75	70.0
X103	Holmestyes	Gran Bretaña	25.0	3.00	2.00	8.0
X104	Hume nº 1 *	Australia	39.0	3.00	2.50	29.0
X105	Jukla	Noruega	59.0	1.60	1.30	17.0
X106	Kamihikawa	Japón	87.0	2.70	2.00	40.0
X107	Kamiosu	Japón	98.0	2.20	2.00	55.0
X108	Kurtbogazi	Turquía	52.0	2.00/2.50/3.00	2.50/3.00	56.0
X109	La Prade	Francia	27.0	3.00	2.50	10.0
X110	Oued El Makhazine	Marruecos	67.0	1.75/2.50	1.75/2.00	62.0
X111	Ramsden	Gran Bretaña	25.0	3.00	2.00	8.0
X112	Rocky Mountain	Estados Unidos	35.0	2.00	2.00	15.0
X113	Selova	Yugoslavia	71.0	1.80	1.60/1.70	26.0
X114	Songa	Noruega	42.0	1.70	1.60	34.0
X115	Starina	Eslovaquia	50.0	3.50	2.50	19.0
X116	Suorva	Suecia	60.0	2.00	2.00	12.0
X117	Surgu	Turquía	57.0	1.75/3.00	2.00/2.50	22.0
X118	Thika	Kenia	70.0	3.00	2.25 (B)	32.0
X119	Verne	Francia	42.0	2.00	1.80	32.0
X120	Vueltosa	Venezuela	120.0	2.50	2.00 (B)	100.0
X121	Walsshaw Dean Lower	Gran Bretaña	24.0	3.00	2.00	8.0
X122	Whiteman's	Canadá	24.0	2.00	1.85	11.0
X123	La Esperanza	Ecuador	47.0	3.30	2.50	115.0

* Presa de diafragma de hormigón

que 10⁻⁵/año para el caso de una rotura violenta). Lo que se entiende por "hacer las cosas bien" no está del todo definido y por eso conviene que se defina con la mayor precisión posible. Es de esperar que las "Guías Técnicas" que hoy se redactan en el contexto del nuevo "Reglamento de Seguridad" sean de gran utilidad en este sentido.

AGRADECIMIENTO

Se quiere agradecer expresamente la ayuda de M. Alonso Franco en la selección del tema de este artículo, animando en su desarrollo y comentando los borradores. También se quiere agradecer a todos los directores de obra de las presas que se mencionan, la oportunidad que han dado para conocer sus presas y colaborar con ellos en construirlas con la mayor seguridad.

REFERENCIAS

- Alonso, E. "Filtraciones por el cuerpo de presa, contactos y cimentación. Criterios de fracturación hidráulica". Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza. Octubre 1993.
- Alonso Franco, M. "Casos patológicos de las presas españolas". Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza. Octubre 1993.
- Alonso Franco, M. "Incidentes y accidentes en presas". Curso de seguridad de presas. Colegio de Ingenieros de Caminos. Madrid. Mayo 1994.
- Alonso Franco, M. y Soriano, A. "Plinths in dams with watertight facing. Design, Construction and Performance". XVI Congreso de Grandes Presas de San Francisco 1988. Q-61.R-48.
- Araoz Sánchez Albornoz, A. "Incidencias en el llenado de la presa de Caspe". IV Jornadas Españolas de Presas. Murcia. Mayo 1993.
- ASCE. "The evaluation of dam safety". Engineering foundation conference. 1976.
- Berga Casafont, L. "Clasificación de las presas según su riesgo potencial". V Jornadas Españolas de Presas. Valencia. Abril 1996.
- Bravo Guillén, G. "La Presa de Canales". Dirección General de Obras Hidráulicas. MOPT. 1991
- Bravo, G. "Filtros y drenes: Criterios de selección, morfología y dimensionamiento". Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza. Octubre 1993.
- Castiella, J., Uriel, S. y Del Pozo, A. "El empleo de geotextiles como filtro en la presa de El Ferial (Navarra)". Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza. Octubre 1993.
- Castillo Rubio, M. "La normativa de Seguridad de presas en España". Curso de seguridad de presas. Colegio de Ingenieros de Caminos. Madrid. Mayo 1994.
- Coloma, J.F. "Control de filtraciones: Tratamientos". Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza. Octubre 1993.
- Comité Español de Grandes Presas. Revista de Obras Públicas, Abril-Mayo 1988. Informe General. Apartado de Accidentes en Presas Españolas.
- Cooke, B. "Progress in rockfill dams". ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. XVIII Terzagui Lecture. Octubre 1984.
- De Mello, V. "Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams". Géotechnique (1977). 27; 3:281-355.
- Del Cañizo, L. "Ejecución y control de obra". Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza. Octubre 1993.
- Del Hoyo Fernández-Gago, R. "Comportamiento y seguridad de presas existentes". V Jornadas Españolas de Presas. Valencia. Abril 1996.
- Díaz Mora, J. Villarroel, J.M. y Martínez, J.L. "Presa de Pajares. Características de sus materiales". Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza. Octubre 1993.
- Duncan, J.M. y Chang, C.Y. "Nonlinear analysis of stress and strain in soils. J. Soil Mech. and Found. Eng. ASCE (1970). 96:5:1629-1965.
- Gaztañaga, J.M. "Gestión de la seguridad de presas (II)". Curso de seguridad de presas. Colegio de Ingenieros de Caminos. Madrid. Mayo 1994.
- Gómez Laá, G., Alonso Franco, M., Romero Hernández, J.L. "Reflections on some incidents in spanish dams". XIII Congreso de Grandes Presas de New Delhi 1975. Q.49-R.47.
- Gómez Laá, G. y Romero Hernández, J.L. "Breve comentario a una estadística de presas españolas de materiales sueltos". Simposio Nacional sobre Rocas Blandas. Madrid, Noviembre 1976.
- Hirscheeld, R.C. y Poulos, S.J. "Embankment-Dam Engineering. Casagrande Volume". Editado por John Wiley and Sons, 1973.
- ICOLD. "Lessons from Dam Incidents". París 1974.
- ICOLD. "Seguridad de Presas". Bol. nº 59 (1987). (Está en revisión para emitir el Boletín 59.b).
- ICOLD. "Dam failures, statistical analysis". Bol. nº 99.
- ICOLD. "Deterioro de presas y embalses". 1983.
- ICOLD. "Ad hoc Committee on the statistical analysis of dam failures". Final Report 1994.
- Jiménez Salas, J.A. "Núcleos, espaldones y escollera: Estudio de préstamos y características de los materiales. Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza. Octubre 1993.

- Jiménez Salas, J.A. “Note on a halloysite red clay from Fernando Póo Island. 3 rd. Regional Conf. Africa on SMFE (1963). Salisbury. 1:85-88
- Lafitte, R. “Reflexiones acerca de la seguridad de las presas”. Curso de seguridad de presas. Colegio de Ingenieros de Caminos. Madrid. Mayo 1994.
- Macías Márquez, J.M., Sánchez Caro, F.J. y Soriano, A. “Comportamiento de la presa de Rivera de Gata”. Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza. Octubre 1993.
- Marco Segura, P., Martínez Santamaría, J.M., Oteo Mazo, C., Rodríguez Ortíz, J.M., Salinas Rodríguez, J.L. y Santos Moreno, A. “Estudio de la cimentación de la presa del collado de Contreras”. IV Jornadas de Españolas de Presas. Murcia. Mayo 1993.
- Martín Pérez, J. “Métodos tradicionales y nuevas técnicas de tratamientos de cimentaciones con especial referencia de cimientos difíciles. “La Presa de Giribaile”. IV Jornadas de Españolas de Presas. Murcia. Mayo 1993.
- Maurandi, A., Sánchez Caro, F.J. y Soriano, A. “Interpretación de los datos de auscultación de la presa de La Pedrera”. Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza. Octubre 1993.
- MOPTMA. CNE ICOLD. “Selección de presas españolas 1973-1993”.
- MOPTMA. DGOH. “Reglamento técnico sobre seguridad de presas y embalses”. Orden ministerial del 12 de marzo de 1996. Publicada en el BOE de 30 de marzo de 1996.
- MOPU. “Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas”. 1967.
- MOPU. “Inventario de presas españolas 1986”.
- Muñoz Bravo, J. “Informe inédito sobre una cimentación fallida”. IV Jornadas Españolas de Presas. Murcia. Mayo 1993.
- Olalla Marañón, C. “Presiones intersticiales en núcleos y espaldones”. Simposio de Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza, Octubre 1993.
- Oteo Mazo, C.S. “La patología de las presas de tierra y la auscultación para su detección”. V Jornadas Españolas de Presas. Valencia. Abril 1996.
- Pascual R., Nistal, J.L. y Pérez, P.L. “Control de construcción de la presa de Valencia de Alcántara (Cáceres)”. Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza. Octubre 1993.
- Penas Mazaira, J., Berga Casafont, L. y De Andrés Rodríguez-Trelles, M. “Clasificación de presas en función del riesgo potencial. Criterios básicos y metodología. V Jornadas Españolas de Presas. Valencia. Abril 1996.
- Penman, A.D.M., Charles, J.A. “Assesing the risk of hydraulic fracture in dam cores”. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm. 1981. Vol. 1 pp. 457-462.
- Ramírez Vacas, J.L. y Soriano Peña, A. “Aplicaciones del MCV en la construcción de la presa de Barbate”. 12 th ICSMFE (1989). Trad. en el Bol. SEMSC.
- Ramírez Vacas, J.L., Soriano Peña, A., Serrano Petterson, C.H. “Design and construction of Barbate dam”. Congreso Internacional de Grandes Presas. Viena 1991.
- Ramírez Vacas, J.L. y Soriano, A. “Estabilización del collado de la presa de Zahara”. III Simposio Nacional sobre taludes y laderas inestables. La Coruña 1992. Vol. I pp. 323-334.
- Ramírez Vacas, J.L., Soriano, A. y Sánchez, F.J. “Stresses and deformations of Zahara dam”. XIII ICSMFE. New Delhi. 1993.
- Saéñz Ridruejo, C. “Cimiento y emplazamiento”. IV Jornadas de Españolas de Presas. Murcia. Mayo 1993.
- Sancho, T.A. y Pérez Cabo, M. “Reestudio geotecnológico y comportamiento de la presa de la Sotonera (Huesca)”. Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza. Octubre 1993.
- Serafim, J.L. “Safety of Dams Judged from Failures”. Water Power and Dam Construction. December 1981. pp. 32-35. Serafim, J.L. “Safety of dams”. Ed. Balkema. 1984.
- Serrano Tovar, M. y De Rojas Ortega, M. “Criterios de clasificación de las presas en función del riesgo potencial”. V Jornadas Españolas de Presas. Valencia. Abril 1996.
- Sherard, Woodward, Gizienski, Clevenger. “Earth and Earth-Rock dams”. Editado por Wiley, 1963.
- Sherard, J.L. y Cooke, B. “Concrete face Rockfill dams”. Libro editado por ASCE. Octubre 1985.
- Sherard, J.L. y Cooke, B. “Concrete face rockfill dams: I. Assessment”. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. “In Memoriam” de J.L. Sherard. Octubre 1987.
- Skempton, A.W. “Geotechnical Aspects of the Carsington Dam failure”. 11th International conference of Soil mech. & Foundations Engineering. San Francisco 1985.
- Soriano, A. “Corrección y detección de riesgos en presas”. Primeras Jornadas Españolas de Presas. Madrid. Octubre 1985.
- Soriano, A., Sánchez, F.J. y Serrano, C. “Simulation of wetting deformations of rock fills”. Proc. Second European Specialty Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Santander 1990. pp. 495-517.
- Soriano Peña, A. “El comportamiento de las presas de materiales sueltos y su auscultación”. Simposio de Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza, Octubre 1993.
- Soriano Peña, A. y Sánchez Caro, F.J. “Deformaciones de humectación en escolleras. Simulación numérica”. V Jornadas Españolas de Presas. Valencia, Abril 1996.
- Tellería, J., Gómez Laá. “A didactic Experience about problems of a dam built on a deformable foundation”. Congreso Interacional de Grandes Presas. Viena 1991. Q66-R9.
- Uriel, S. y Olalla, A. “Pore pressure dissipation by means of semipermeable horizontal drain layers in earth dams shoulders”.

IX European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Ireland, Septiembre 1987.

-Uriel Romero, S. "Diseño estático y dinámico. Riesgo de fisuración". Simposio de Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza, Octubre 1993.

-USA-USCOLD. "Lessons from dam accidents in U.S. dams". 1975.

-Utrillas, J.L., Gamo, A. y Soriano, A. "Reconstruction of the Tous Dam". Water Power and Dam Construction. Sept. 1992. pp 55-65.

-Utrillas, J.L., Gamo, A. y Soriano, A. "Cimentación de la Nueva Presa de Tous". IV Jornadas de Españolas de Presas. Murcia. Mayo 1993.

-Utrillas, J.L., Soriano, A. y Sánchez Caro, F.J. "Contactos núcleo-hormigón de la Nueva Presa de Tous". Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Zaragoza. Octubre 1993.

-Utrillas Serrano, J.L., Soriano Peña, A. y Sánchez Caro, F.J. "Presa de Tous. Modelo de movimientos del cuerpo de la presa". V Jornadas Españolas de Presas. Valencia. Abril 1996.

-Vallarino, E. "Revisión de los datos de proyecto, criterios de estabilidad, crecidas de proyecto, etc". Primeras Jornadas Españolas de Presas. Madrid. Octubre 1985.

-Vallarino, E. "Evolución del concepto de seguridad". Curso de seguridad de presas. Colegio de Ingenieros de Caminos. Madrid. Mayo 1994.

-Vaughan, P.R., Kluth, D.J., Leonar, M.W., Pradoura, H.H.M. "Cracking and Erosion of the rolled Clay Core of Balderhead Dam an the Remedial Works Adopted for its Repair". Congreso Internacional de Grandes Presas. Montreal 1970. Q36-R5.

-Vogel, A. "Bibliography of the History of Dam Failures". Data Station for Dam Failures. Viena 1982.

-XIV Congreso Internacional de Grandes Presas. Question 55. Rio de Janeiro, 1982.

-XVII Congreso Internacional de Grandes Presas. Question 67. Viena, 1991.

-XIX Congreso Internacional de Grandes Presas. Question 73. Florencia, 1997.

-Yagüe Córdova, J., Alonso Franco, M. "Tendencias en el tratamiento de cimientos de presas de materiales sueltos en España". IV Jornadas Españolas de Presas. Murcia. Mayo 1993.

-Yagüe Córdova, J. "Gestión de la seguridad de las presas (I)". Curso de seguridad de presas. Colegio de Ingenieros de Caminos. Madrid. Mayo 1994.

-Yagüe Córdova, J. "Comportamiento y seguridad de las presas existentes, riesgos aceptables". V Jornadas Españolas de Presas. Valencia. Abril 1996. ●

I **INCISA**

INGENIERIA CIVIL INTERNACIONAL

**EMPRESA CONSULTORA
ESPECIALISTA EN OBRAS
HIDRÁULICAS DESDE 1967**

Ha intervenido en las siguientes presas estatales recientemente construidas:

PRESA DE LAS COGOTAS

Asistencia Técnica para la vigilancia y control de obra.

PRESA DEL PONTÓN ALTO

Asistencia Técnica para la redacción del proyecto, vigilancia y control de obra.

PRESA DE FUENTES CLARAS

Asistencia Técnica para la redacción del proyecto, vigilancia y control de obra.

PRESA DE GUARA

Proyecto de construcción y asesoramiento a la empresa constructora.



PRESA DEL PONTÓN ALTO EN T.M. DE PALAZUELOS DE ERESMA (SEGOVIA)

PRESA DE LA RAMBLA DE ALGECIRAS

Asistencia Técnica para la redacción del proyecto, vigilancia y control de obra.

PRESA DEL RUECAS

Asistencia Técnica para la vigilancia y control de obra.

OFICINAS CENTRALES

C/ MENORCA, 3
28009 MADRID
TFNO. 573 40 00 / FAX. 574 29 00
e-mail: incisa@iies.es