

# EVOLUCION DE LAS PRESAS DE MATERIALES SUELTOS EN ESPAÑA

Dr. Ing. C. C. P. J. A. JIMENEZ SALAS

Dr. Ing. C. C. P. V. ESCARIO

Entre los materiales naturales de construcción, las tierras, que en su variedad infinita constituyen una parte tan importante de la corteza terrestre, se presentan como particularmente idóneas para la realización de elementos de contención de agua. La idea de emplear las tierras como materia prima en la construcción de estas estructuras, se remonta al origen de las civilizaciones, y, sin duda, fué inspirada por la observación directa de los fenómenos naturales. En los dibujos de la antigua Mesopotamia, vemos ya trabajos de esta índole con fines de aprovechamiento para riegos y protección de inundaciones; en la isla de Ceylán y en la India se llevaron a cabo, más tarde, obras importantes de esta clase, origen de una tradición que permanece viva hasta nuestros días.

En España, sin embargo, y a pesar de que los aprovechamientos hidráulicos se inician en épocas muy antiguas, las presas de materiales sueltos no aparecen hasta épocas muy recientes, y aún en los tiempos modernos el número de presas de este tipo construídas es escaso, y cabe preguntarnos qué razón es la que hace que esta tendencia permanezca como una constante histórica durante tan largo tiempo.

Como ocurre en la generalidad de los casos, la causa no es única, sino que existe un complejo de causas que mutuamente se completan o catalizan para producir un resultado. El análisis de este complejo es del mayor interés para poder deducir si los fundamentos de la situación descrita siguen vigentes, o si debemos esperar una rápida inversión de las tendencias que hasta ahora han prevalecido.

La primera de las causas que ha conducido al relativo disfavor de las presas de materiales sueltos, es la Geología. Las presas de tierra primitivas están situadas en los grandes deltas del Mundo, en donde, escalonándose desde las cumbres más altas del mismo, encontramos formaciones de pie de monte, conos de deyección y, finalmente, el delta propiamente dicho. También en el país en donde modernamente las presas de materiales sueltos han tomado su enorme impulso actual, los Estados Unidos de América, nos encontramos con inmensos mantos de depósitos glaciares, depositados por la fusión de las hojas de glaciación, que bajaron directamente del casquete polar a través del Canadá. En los lugares en donde muchas de estas presas se hallan situadas, los materiales sueltos se encuentran en abundancia y con gran variedad, mientras que los materiales pétreos han de ser muchas veces buscados bajo espesas capas de recubrimiento.

España es, por el contrario, un escudo de alturas moderadas enclavado en el Océano. Ni sus alturas han permitido la formación de grandes glaciares, ni las hojas procedentes del Centro de Europa han podido alcanzarlo. La erosión de los ríos, más tranquila y continua que la de los glaciares, ha denudado sus montañas, dejando la roca limpia en el paisaje y, como consecuencia, ha producido un número muy elevado de cerradas aptas para la construcción de presas de fábrica.

Los sedimentos en España están constituídos, en el Secundario y en el Terciario,

preferentemente por rocas o por materiales arcillosos, como corresponde a su origen de sedimentación marina o lacustre. Los materiales granulares apenas se encuentran más que en las terrazas de los ríos, casi siempre diluviales o aluviales, y son comparativamente escasos y de composición heterogénea, por todo lo cual, no existe esa ostentosa abundancia de materiales adecuados para la construcción de presas de tierra, que ha invitado al desarrollo inmenso de este tipo de estructuras en otros países.

A esta razón geológica, se ha unido también otra histórica, consistente en el empleo, desde un momento muy temprano, de la presa de fábrica en nuestro país, que se remonta al tiempo de su romanización. El Imperio Romano dejó en nuestro país ejemplos tan importantes como bellos de presas de fábrica, que han pesado sobre la imaginación de los proyectistas de los siguientes siglos, iniciando una sucesión que a través de las tan conocidas presas de Almansa, Elche, Tibi, etc., ha llegado hasta nuestros días. Quizá sea éste el lugar apropiado para confesar humildemente que un record de altura que se nos atribuye a los españoles en numerosos textos, no ha existido. En varios libros y publicaciones se dice que la presa de tierras de Rientes, de 50 m. de altura, se terminó en España en 1789. Esta presa entró en servicio, y once años después fué destruída por un sifonamiento. Pues bien, esta presa no era de tierras, sino de fábrica, como puede verse en el libro de Aynard "Irrigation du Midi de L'Espagne", o bien en el libro mucho más fácil de encontrar actualmente: "Presas de embalse", de Gómez Navarro y Aracil, y no estaba en el Estrecho de Rientes, sino en el Estrecho de Puentes, error tipográfico de fácil explicación. Su rotura es muy interesante desde el punto de vista geotécnico, por tratarse de un sifonamiento de la cimentación, a pesar de haberse previsto abundantes pilotes de madera hincados en el substrato de arena y grava, y de haberse dispuesto un zampeado impermeable, que en unión de la presa daba un camino de recorrido al agua de unos 75 m. de longitud. Sin embargo, no estando constituída por tierras, no puede decirse en absoluto, como se ha dicho en una de las indicadas publicaciones, que su ejemplo retrasó el desarrollo del progreso de las presas de tierra durante más de un siglo en todo el mundo, y muy al contrario, sirvió de punto de referencia para el proyecto de presas de fábrica, indicando el gran peligro de no cimentarlas sobre otro material que no sea roca firme.

A las razones geológicas e históricas que acabamos de exponer se ha unido, en tiempos recientes, otra razón tecnológica actual. El gran desarrollo inmenso que las presas de materiales sueltos han tenido en las últimas décadas, se ha debido en buena parte al progreso espectacular del equipo de movimiento de tierras y roca. Puede también decirse que este progreso ha sido empujado por el desarrollo de la construcción de las presas de tierra, pero lo que es cierto, es que ambos fenómenos han ido estrechamente unidos, y no se puede concebir el primero si el segundo no le hubiese apoyado. Circunstancias de nuestra historia contemporánea, en las que no es preciso insistir en este lugar, han dificultado, durante las últimas décadas, la disponibilidad de estos grandes equipos por los constructores españoles, y sin ellos la construcción de presas de materiales sueltos, no resulta económica ni casi posible.

Analizadas así, aun cuando sea de la manera más esquemática, las causas de nuestra penuria en estructuras de esta clase, podemos ya pasar a discutir la vigencia actual y futura de las mismas.

La primera de ellas, es decir, la razón geológica, persiste, sin duda alguna, pero cada vez más atenuada. En efecto, la preferencia por las presas de fábrica en los pasados tiempos, ha producido la utilización casi exclusiva de las cerradas favorables para las mismas y, como consecuencia, su progresivo agotamiento. Contrariamente,

las cerradas adecuadas para presas de materiales sueltos están prácticamente sin tocar, por lo cual la proporción entre unas y otras se hace cada vez más favorable para este último tipo de obras.

Pero la Geología no solamente interviene a través de las características de las cerradas, sino también en la elección del tipo de presa dentro de las de materiales sueltos. En la técnica mundial, la evolución de las presas de tierra y la de las de escollera han llevado un ritmo distinto. Como antes hemos dicho, las propiedades de las tierras son tales, que la idea de su utilización para contener el agua se presenta de manera inmediata, y así, la presa de tierra es una estructura muy antigua. No ocurre lo mismo con la presa de escollera, que es de origen mucho más reciente, y, así pues, no aparecen referencias de que este tipo de estructura haya sido empleado en tiempos muy antiguos. Probablemente, la permeabilidad intrínseca de este material, impidió la formulación de la idea intuitiva de que era apto para contener las aguas. En donde consta, en cambio, que fué profusamente empleado este tipo de presas, fué en las regiones de la minería de oro, en California, a partir de 1850, en donde su desarrollo resultaba lógico, ya que existía la necesidad de depósitos de agua en sitios casi inaccesibles, donde la roca era abundante y donde los operarios eran mineros acostumbrados al uso de explosivos. En comparación con la historia de los otros tipos de presa, la de las presas de escollera, es, por lo tanto, corta, hasta el punto de que antes de 1925 tan sólo existían ocho presas de escollera de altura mayor de 30 m., todas del tipo de pantalla impermeable aguas arriba. De 1930 a 1940, se construyeron un cierto número de presas de escollera con pantalla de hormigón, entre 60 y 90 m. de altura, siendo la mayor la de Salt Springs, de 328 pies de altura, terminada en 1931. Todas estas presas responden al modelo primitivo ideado por el minero, el cual suplementaba el pedraplén permeable con una pantalla aguas arriba, muchas veces de madera, y tan sólo a partir de 1940 es cuando empiezan a aparecer las grandes presas con núcleos de tierras, producto de un estado relativamente avanzado de la Mecánica del Suelo. En años sucesivos, la presa de escollera toma un ritmo de desarrollo superior al de cualquier otro tipo de presa, y, en particular, al de las presas de tierra.

Estos hechos tan recientes, ya que datan, como hemos dicho, de fechas posteriores a 1940, tienen que tener también un reflejo en la técnica española. Como hemos dicho, en su geología encontramos una cierta escasez de materiales sueltos, y muy especialmente de los granulares. La mayor parte de los materiales sueltos consisten en arcillas muchas veces sumamente firmes y comprimidas en forma de margas y aun de esquistos arcillosos. Las presas de tierra habrán de ser homogéneas, de materiales muy arcillosos, con zonas de drenaje y espaldones granulares muy escatimados, lo cual obliga a taludes muy tendidos. La excavación y puesta en obra de estos mismos materiales arcillosos resulta delicada y difícil debido a su sequedad y dureza, que obliga a una humectación medida y cuidadosa. Todo ello sumado a lo antedicho, hace que el período de máxima rapidez en la expansión de las presas de tierra en otros países no alcance aquí más que una tibia respuesta.

En cambio, la roca está presente en España con gran abundancia, y el desarrollo de las presas de escollera no ha podido por menos de despertar aquí un profundo eco. La dificultad en el tratamiento de los materiales arcillosos disponibles cesa de tener importancia cuando se refiere a un núcleo cuyo volumen es sólo una fracción del total de la obra. Así, pues, mientras la introducción de las presas de tierra ha sido lenta en nuestra Patria, hay ya señales de que no ocurrirá lo mismo con las de escollera, como se demuestra por la puesta en marcha, prácticamente simultánea en estos últimos años, de varias grandes estructuras de este tipo. Resalta aquí

la importancia de los valores locales en la elección de uno y otro tipo de estructura y de cómo la imitación servil de soluciones extranjeras es frecuentemente ilógica. Hemos oído muchas veces abogar por el tipo de presa heterogénea, asombrándose de que los ingenieros españoles no les mostrasen un favor especial, sin darse cuenta de que responden más que a una conveniencia teórica, a una razón de disponibilidades de materiales en localidades donde los materiales granulares se presentaban en abundancia prácticamente infinita, mientras que los materiales impermeables estaban disponibles en menor abundancia y hasta escasez, llegando hasta a fabricarse con mezcla de bentonita. No han hecho falta, en cambio, grandes propagandas ni razonamientos para que el tipo de presa de escollera con núcleo arcilloso fuese adoptada en España incluso para grandes estructuras.

El examen de la razón geológica nos lleva a predecir, por tanto, que el empleo de las presas de materiales sueltos irá aumentando en nuestro país correlativamente al agotamiento de las cerradas adecuadas para presas de fábrica, pero la línea será probablemente más favorable, por una parte, a las presas de escollera, y por otra, a las presas de material homogéneo, si bien este último tipo limitado a menores alturas. Veremos también, sin duda, construirse presas homogéneas con mantos intermedios de drenaje, tal como las inglesas, que permiten alcanzar las ventajas de las presas heterogéneas con un gasto muy limitado de materiales permeables.

La razón histórica y tradicional que arranca de los embalses de Proserpina y Almansa, sin que pueda desconocerse, tiene, evidentemente, que disminuir de importancia con el tiempo, y, por último, la razón de historia tecnológica reciente, también tiende a desvanecerse, ya que en los últimos años los constructores españoles han podido ya adquirir equipos modernos para la ejecución de toda clase de obras, y en los años que se avecinan esta tendencia será incluso considerablemente reforzada.

Podemos, por lo tanto, augurar que España entrará en línea con los demás países en el empleo de las presas de materiales sueltos porque las circunstancias tecnológicas y geológicas la conducen de una manera natural hacia esta tendencia en la evolución de los futuros años.

De todo cuanto antecede no debemos concluir, sin embargo, que en el pasado el tipo de presa de materiales sueltos haya sido desconocido. Precisamente en 1917 se comenzó una estructura que para aquella época, si no excepcional, era considerable. Esta era la presa de la Sotonera, cuya altura de 38,60 m. podía calificarse de grande, pues no debemos olvidar que todavía en 1904 un grupo de consultores del abastecimiento de aguas de Nueva York, después de haber examinado las causas de rotura más importantes producidas hasta aquel momento en este tipo de estructuras, había llegado a la conclusión siguiente:

“La altura máxima que es posible dar con seguridad a una presa de tierras que tenga una inclinación en sus paramentos de 2 a 1 y con un resguardo de 6 m. entre la cota de coronación y en nivel de máximo embalse, es de 21 m.”

Pero la presa de la Sotonera, más que por su altura, era notable por su longitud y su masa, pues tiene cerca de 4 Km. de longitud y un volumen, en el proyecto original, de más de 4 000 000 de m.<sup>3</sup>, lo cual hace que, vista con la perspectiva que hoy podemos dominar, no nos parezca acertada la decisión de construirla, ya que nos parece evidente que con los equipos de aquella época su realización iba a ser tan lenta que había de convertirla en una obra antieconómica.

Pero este juicio, que hoy nos permitimos a tan poca costa, no era tan fácil en el momento del proyecto, que se enfrentaba con un tipo nuevo de estructura, del

que no se tenía experiencia en España y no mucha en otros países del mundo. Se prestaba así una contribución al progreso de una nueva rama de la técnica en una época muy temprana de su desarrollo, y si el ejemplo de esta presa de tierras no fué seguido por otras muchas del mismo tipo, no fué debido a desconocimiento ni a timidez tecnológica, sino a que, en una comparación estricta, y mientras no hubo variación en las premisas del problema, no se encontró razón para concederles preferencia. 11

El proyecto y la construcción de la presa de Sotonera marcaron para aquella época un punto muy elevado en la técnica. No podemos esperar que su cálculo se hiciese por procedimientos comparables a los hoy en uso, sino que se emplearon conceptos elásticos basándose en teorías adaptadas del cálculo de las presas de fábrica, pero en la forma más refinada disponible en aquella época, teniéndose en cuenta las trayectorias de las tensiones para calcular los esfuerzos cortantes entre la presa y el terreno, y para distribuir los numerosos rastrillos con los que se quiso aumentar la resistencia a los mismos. Todos estos rastrillos se dotaron de drenajes para rebajar la línea de saturación. Lástima fué que estos drenajes se ejecutasen con piedra gruesa en seco, lo cual condujo, hace algunos años, a un pequeño sifonamiento que no ha tenido consecuencias. Era normal que en aquella época no se colocasen los que hoy consideramos indispensables filtros graduados, cuyo empleo no se había extendido, si bien debemos observar que sus fundamentos teóricos ya habían quedado formulados, bastantes años antes, por Stern (Trans. ASCE, vol. 48, 1900).

La presa fué proyectada como homogénea, y el material había de ser hormigón de arcilla, mezclando tierras arcillosas con gravas de una terraza cercana. Este hormigón de arcilla se proyectó muy cuidadosamente por medio de secciones de ensayo ejecutadas con una perfección y cuidado comparable a los que pueden ejecutarse hoy en cualquier obra. Se estudiaron distintas proporciones en la mezcla de gravas y arcillas, distintas humedades y número de pasadas de los elementos de compactación, midiéndose en cada caso la densidad obtenida, a la que se denominaba muy lógicamente *concentración en materia seca*. Los ensayos de permeabilidad no se regatearon tampoco en unos permeámetros que se llamaban "cañones", en los que se apisonaba la mezcla con una técnica muy parecida a la que muchos años después había de utilizar Proctor. También se hicieron ensayos de permeabilidad de gran tamaño, formando un dique de varios metros de altura en forma de cuadrado, que se rellenó de agua, observándose las pérdidas del estanque así constituido.

En cuanto a la construcción, la mezcla de las tierras se hacía *in situ*, extendiendo una capa de gravas y una capa de arcilla y mezclándolas por medio de arados agrícolas en capas que después de apisonadas quedaban de 8 a 12 cm. de espesor. Se les daba la humedad precisa por medio de riegos, y el apisonado se hacía con rodillos acanalados, comprobándose siempre la *concentración* obtenida. Otro ensayo que se efectuaba constantemente era el granulométrico, en el cual los materiales gruesos se analizaban por tamizado, pero los finos, por un método de levigación que hoy no sabemos interpretar de manera exacta.

Vemos, por lo tanto, que la construcción se llevaba a cabo con gran cuidado y con una serie de ensayos y controles que muy frecuentemente creemos que es pri-

vativo de los tiempos actuales, a pesar de lo cual algo falló en la construcción de la presa de la Sotonera, y ello fué que el método de la mezcla y posterior apisonado dió origen a un material fuertemente anisótropo. La proporción de arcilla era bastante grande, pues se buscaba una gran impermeabilidad, y también era excesiva, para nuestras normas actuales, la cantidad de agua que se añadía, especialmente porque las arcillas muy secas no admitían en su interior toda el agua de riego que

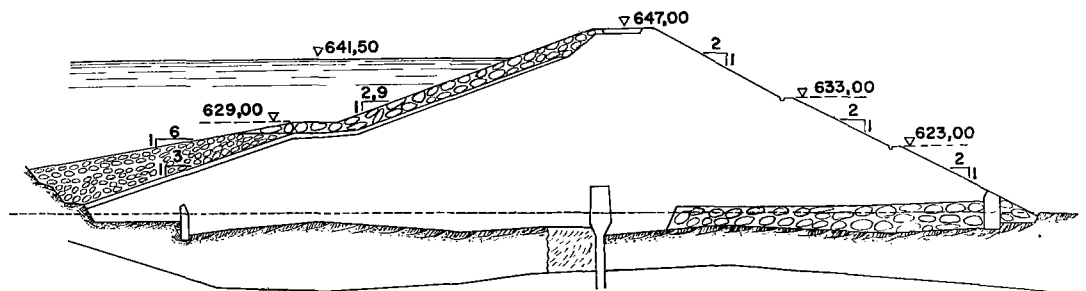


Figura 1.ª

se añadía en obra después del extendido, en lugar de que, como hoy se recomienda, comenzar a añadirla en cantera. Como consecuencia de todo esto, durante el apisonado se producía una cierta segregación y, derivada de ello, una estratificación, con zonas de predominio arcilloso más impermeable que el resto, dando un conjunto en el que la línea de saturación es prácticamente horizontal, lo cual indica que el coeficiente de anisotropía tiene que ser muy grande.

La presa permaneció sin terminar durante largo tiempo. Se paralizó su construcción a una fracción de su altura, y en este estado se utilizó durante varios años, ya que no había problema de aliviadero por encontrarse situada en derivación del río. Cuando se decidió terminarla, se reconsideró su perfil, considerándose conveniente el dotarla de unos espaldones de gravas, especialmente porque la línea de situación, al cortar el talud de aguas abajo, se encontrase con una zona cargada y provista de un filtro graduado. Por otra parte, el núcleo impermeable de la zona de terminación se construyó exclusivamente con arcilla sin mezcla de gravas.

Otros ejemplos antiguos de proyectos de presas de tierra son las de Torre del Aguila y la de Cubillas.

La construcción de la presa de Cubillas sufrió dilaciones por causas diversas, por lo cual el año 1950 se hallaba levantada tan sólo parcialmente, lo que permitió cambiar el perfil, terminándose la presa con un criterio más moderno (fig. 1.ª), si bien con unos espaldones permeables muy reducidos, por lo que cabe clasificarla como homogénea. Esta disposición se explica fácilmente por el hecho de que la piedra había que traerla por un teleférico de varios kilómetros, lo que demuestra que la presa heterogénea no es receta que pueda administrarse a todos los pacientes.

El principal inconveniente del perfil antiguo residía en su núcleo rígido de hormigón en masa, que se continuaba en el rastrillo. Este elemento puede considerarse

Fig. 1.ª — Presa de Cubillas. Perfil reformado.  
Sketch No. 1. — Cubillas Dam. Reformed profile.

aceptable en una presa de pequeña altura con un cimientó prácticamente incom-  
presible, pero en este caso resultaba inevitable que se agrietase. Por otra parte, en  
el cuerpo de la presa no resultaba necesario, pues las tierras eran suficientemente  
impermeables y el rastrillo, ya constituído, se completó con una zona de inyeccio-  
nes aguas arriba del mismo.

La construcción se prosiguió, pues, sin núcleo de hormigón, como indica la fi-  
gura 1.<sup>a</sup>, y pudo comprobarse poco después que el peligro de agrietamiento del ras-  
trillo era cierto, ya que éste se rompió con grietas transversales al aumentar la

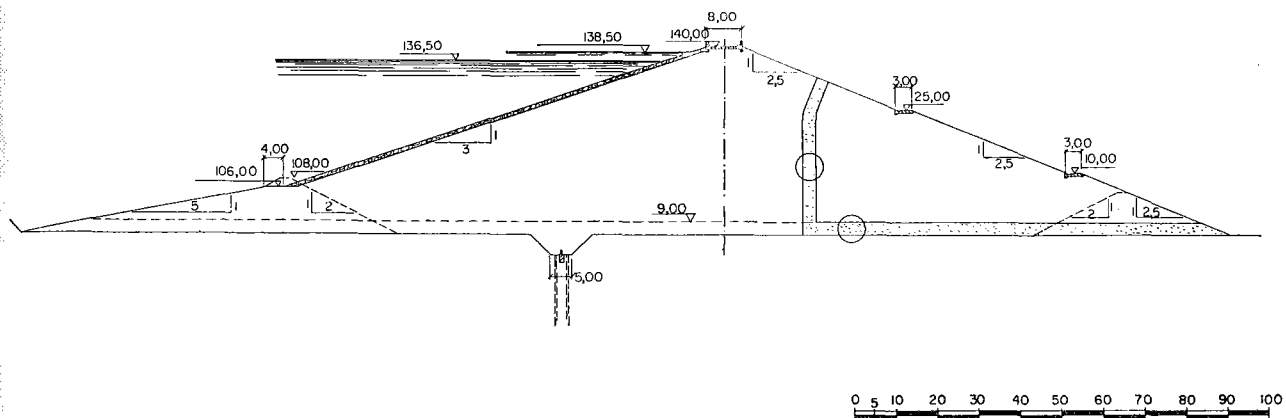


Figura 2.<sup>a</sup>

altura rellenada. Debemos concluir de aquí que el núcleo de la presa de Torre del  
Aguila debe de estar también agrietado, pese a lo cual esta presa se comporta per-  
fectamente, e incluso una investigación efectuada hace algunos años, como paso pre-  
vio a su reconocimiento, ha permitido comprobar que la línea de saturación desapa-  
rece aguas abajo del rastrillo, o sea que éste se porta como perfectamente impermea-  
ble. Esto hace reflexionar sobre el hecho de que un elemento de impermeabilidad en  
el interior de una presa no es necesario que sea totalmente continuo, del mismo  
modo que no es necesario que sea absolutamente impermeable para que produzca  
el efecto deseado. Puede tener juntas o también grietas, siempre que se tomen las  
precauciones necesarias contra el sifonamiento y siempre que el caudal filtrado sea  
compatible con las necesidades de la explotación, caudal filtrado que siempre será  
muy inferior al que pasaría si el elemento de impermeabilidad agrietado no exis-  
tiera.

El proyecto reformado de la presa de Cubillas marcó la iniciación en España  
de la nueva época de las presas de tierra, y todas las que se han ejecutado desde  
entonces han respondido en su proyecto y construcción a criterios completamente  
modernos, como, por ejemplo, la presa de La Granda, en Avilés, y el anteproyecto  
de la presa de Esponellá (fig. 2.<sup>a</sup>), concebido como presa homogénea con drenaje de  
“chimenea”, solución actualmente muy en boga en los casos en los que el material  
adecuado para zonas permeables es escaso.

Fig. 2.<sup>a</sup> — Anteproyecto de la presa de Esponella.  
Sketch No. 2. — Preliminary design of the Esponella dam.

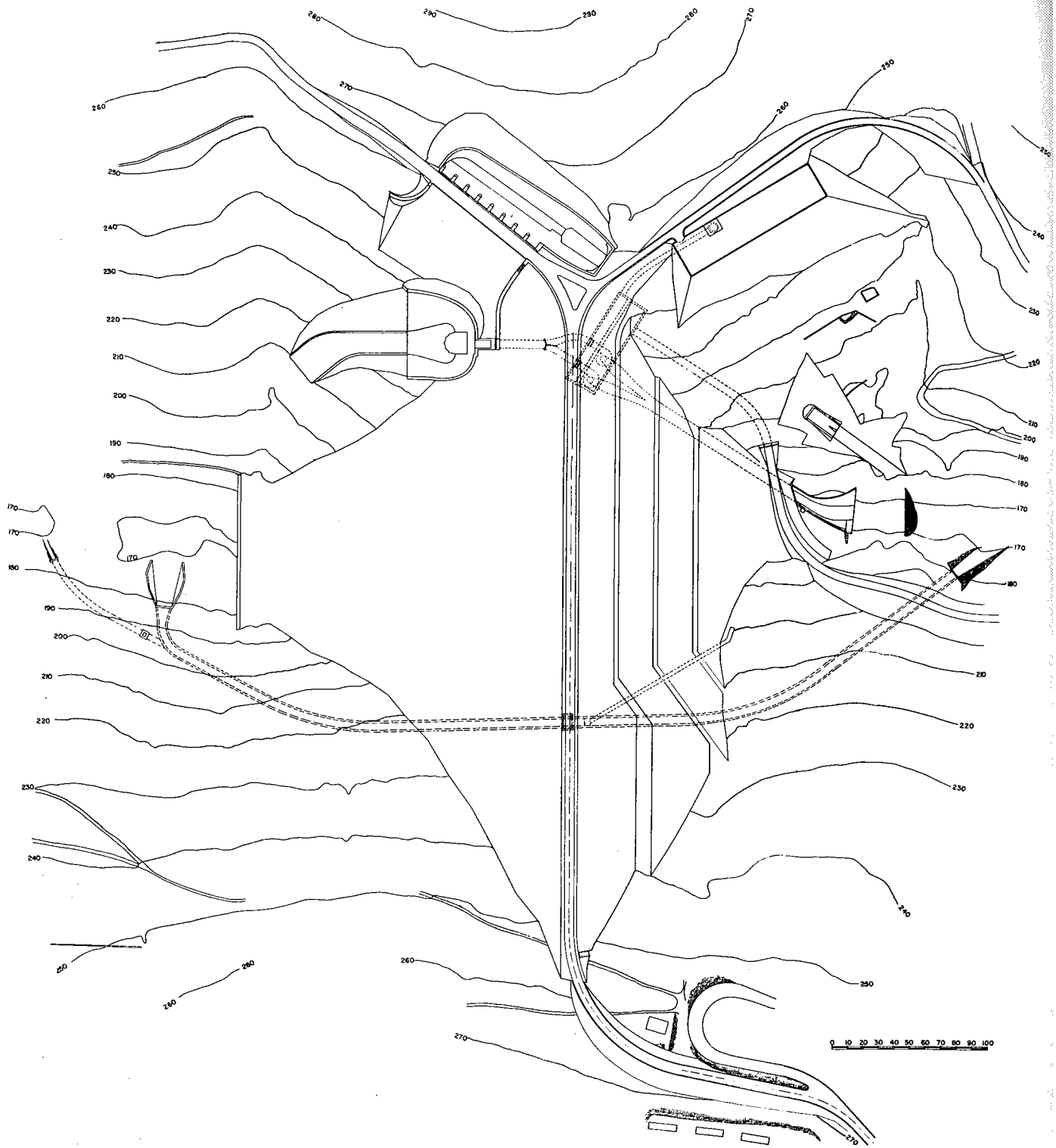


Figura 3.<sup>a</sup>

Fig. 3.<sup>a</sup> — Planta de la presa de Portodemouros.  
 Sketch No. 3. — Plan of the Portodemouros dam.



Pero donde la técnica española ha emprendido vuelo con mayor decisión es, **11** como ya hemos dicho, en las presas de escollera, dos de las cuales se describen con detalle en este mismo número de la REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS. Aquí vamos a dar

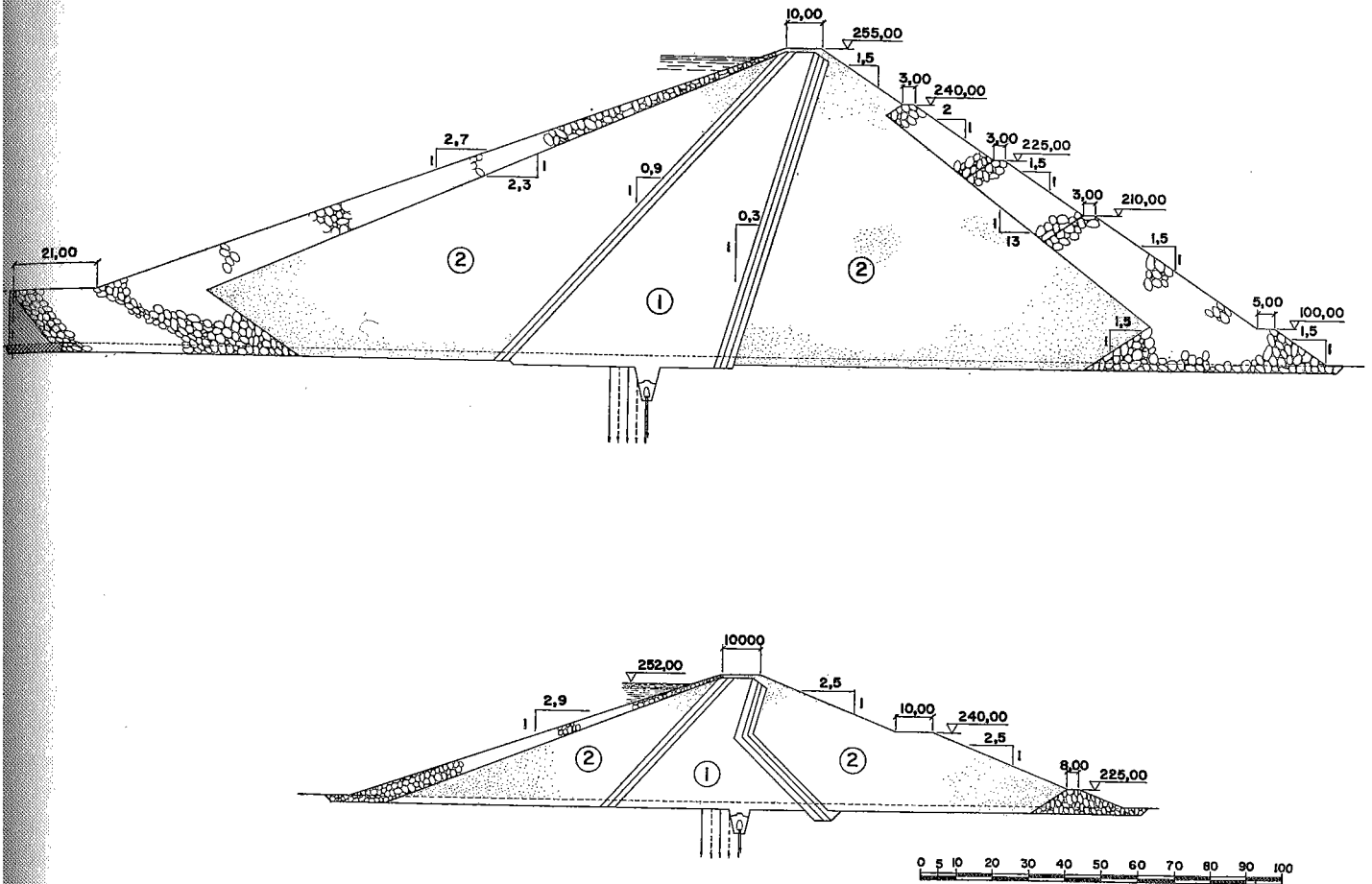


Figura 4.<sup>a</sup>

solamente alguna referencia de la que creemos que es la de mayor volumen de las actualmente en construcción, la de Portodemouros, de Hidroeléctrica Moncabril, cuya planta y sección pueden verse en las figuras 3.<sup>a</sup> y 4.<sup>a</sup>, respectivamente. Las características principales de esta presa serán las siguientes:

Altura .....	87 m.
Volumen total .....	2 337 000 m. <sup>3</sup>
Núcleo impermeable .....	370 700 m. <sup>3</sup>
Escollera .....	397 100 m. <sup>3</sup>
Relleno permeable .....	1 569 200 m. <sup>3</sup>

Por último, en la figura 5.<sup>a</sup> podemos ver el perfil tipo de la presa de Arbón,

Fig. 4.<sup>a</sup> — Perfiles de la presa de Portodemouros.  
Sketch No. 4. — Profiles of the Portodemouros dam,

en construcción por Electra de Viesgo, S. A. Esta es una presa típica de escollera con núcleo central de arcillas limosas. Si bien su altura no es muy considerable, llamamos la atención sobre la profunda pantalla de inyección que se está efectuando en acarrees. El emplazamiento de esta presa se encuentra en un valle bastante encajado, pero próximo a la desembocadura del río Navia, en el Cantábrico, zona en la cual el espesor de los sedimentos es grande, debido, principalmente, a la elevación del ni-

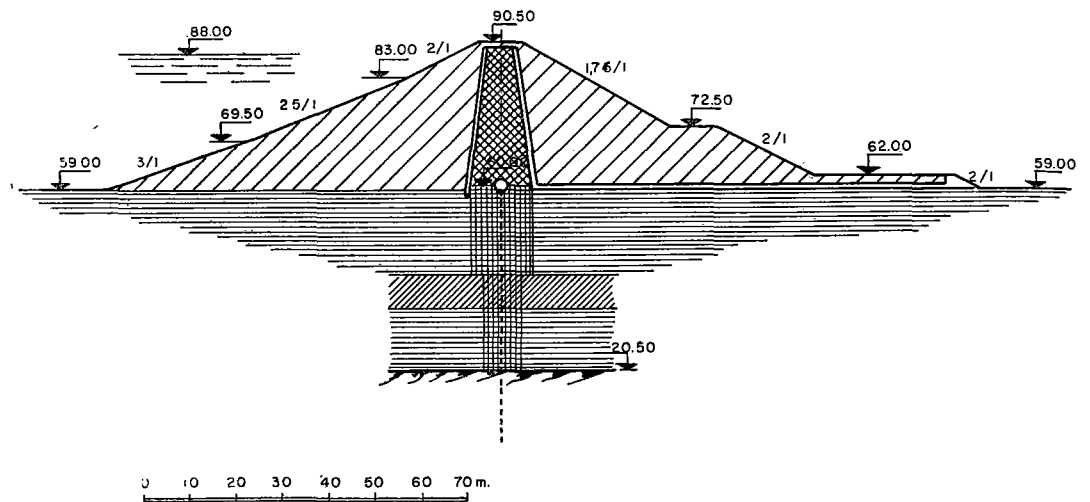


Figura 5.<sup>a</sup>

vel de base que estos ríos cortos de la vertiente cantábrica, que en régimen casi torrencial bajan de la cordillera directamente al mar, han sufrido en tiempos casi históricos, a causa de la transgresión flaudriana y movimientos epirogénicos. La roca con la que esta presa va a estar constituida, es pizarra de excelente calidad, pero, naturalmente, muy lajosa, y como las excavaciones necesarias para el aliviadero son superiores en volumen al relleno necesario para la constitución del cuerpo de la presa proyectado, ésta, con taludes muy tendidos, ya que se prefiere colocar este exceso allí donde aumenta el coeficiente de seguridad, en lugar de llevarlo a un vertedero cualquiera. Este aumento de los taludes elimina, por otra parte, los problemas debidos a la deficiente cimentación.

En la evolución de los métodos de proyecto de las presas de materiales sueltos pueden apreciarse varias épocas: hacia los años 20 y 30, la preocupación esencial era la impermeabilidad. Se escogían las tierras más arcillosas disponibles, para construir presas homogéneas, o al menos, con núcleos muy anchos. La aparición de las teorías modernas de estabilidad de taludes, de aplicación bastante prolija, colocó este último problema bajo los focos de la actualidad y dejó algo en la sombra todos los demás. Se construyeron presas con materiales muy permeables, incluso arena fina y limpia, o bien se confió la impermeabilidad a núcleos de arcilla muy delgados.

No podemos hoy por menos de felicitarnos de que no se hayan producido catástrofes en las presas tan audazmente proyectadas en esta época de los años 40, pero la confianza que los proyectistas pusieron en ciertos elementos de seguridad, como son los filtros graduados, no fué traicionada, cuando bien pudiera haberlo sido.

Fig. 5.<sup>a</sup> — Presa de Arbon.  
Sketch No. 5. — Arbon dam.

Hoy, el principio de los filtros graduados está ya sancionado por la experiencia, y podemos confiar en su continuidad a lo largo del tiempo, pero, si pensamos en el corto número de experimentos, en condiciones de laboratorio, muy diferente de las reales, especialmente por lo que a duración se refiere, que sirvieron para formular las famosas reglas de Terzaghi, y al mismo tiempo el número de presas cuya estabilidad depende de que dichos filtros sigan funcionando para así mantener la línea de saturación baja, o para evitar el levantamiento por subpresión del terreno al pie del talud, se comprende que las cosas hubieran podido ocurrir de otra manera. Los filtros pueden colmatarse simplemente por arrastre de finos, pero también por depósito de sales, o por desarrollo de organismos del tipo de algas. No se conocía en aquella época lo bastante la importancia que podrían tener estos procesos, y hubiera podido ocurrir que la tuvieran mucho mayor de lo compatible con la eficacia de los dispositivos, pero no ha sido así.

Con todo, y aun en la actualidad, resulta conveniente dar a los filtros una gran área, para conservar capacidad filtrante aun cuando se produzcan colmataciones locales. Por cierto que así están proyectadas las presas en las que intervino directamente Terzaghi y, por ejemplo, pocas presas hay en las que el drenaje esté más cuidado que en la de Bou Hanifia. También el tipo de drenaje de chimenea antes aludido, característico de la última época de Terzaghi, provee a la presa de una superficie filtrante muy amplia.

Las teorías de estabilidad de taludes terminaron con los corrimientos de los mismos, que a tantos accidentes habían dado lugar. Los sifonamientos tampoco se produjeron, a pesar de las audacias antedichas, gracias a la homogeneidad de los núcleos, conseguida con una adecuada inspección, a la puesta en obra cuidadosa y, sobre todo, a la buena voluntad de los filtros graduados en el cumplimiento de la tarea que se les había encomendado. Con ello, los accidentes en las presas de tierra modernas han sido muy escasos, pero la mayor parte de ellos, quitando los que no pueden atribuirse a la presa propiamente dicha (como son los debidos al rebosamiento, de los que ha habido varios ejemplos catastróficos, casi todos durante la construcción) han sido por agrietamiento.

Está muy extendido el concepto de que una presa de materiales sueltos es una estructura muy flexible, que se adapta a los movimientos del terreno, pero esto no es cierto más que en cierta medida, ya que las zonas constituídas con materiales coherentes pueden agrietarse. Su módulo de deformación es mucho más bajo que el de los hormigones hidráulicos, pero tiene un valor suficiente para que asientos diferenciales perfectamente posibles agoten la escasa resistencia a la tracción de estos rellenos, y así, por ejemplo, en el III Congreso Internacional de Mecánica del Suelo, R. Peterson y N. L. Iverson describen tres casos de rotura de pequeñas presas de arcilla, debidas a esta causa, en Canadá; G. A. Leonards y J. Narain (*Journal Soil Mech.* de la ASCE, vol. 89, núm. SM2, marzo 1963) recogen cuatro casos de averías de este tipo en los Estados Unidos; en presas construídas entre 1945 y 1956. R. J. Marsal, a su vez, ha descrito otros cuatro casos de presas mejicanas, construídas entre 1946 y 1950.

La prevención de este tipo de fenómenos es cuestión todavía sobre el tapete. En primer lugar, hay precauciones generales: evitar asientos, huyendo de las cimentaciones muy compresibles, si es posible, y consolidando bien la presa (algunas de las averías indicadas se debieron a mala compactación, que produjo un fuerte asiento al empaparse las tierras en el primer embalse). Se considera viciosa la disposición constructiva de dejar un portillo a la presa, por donde pase el agua, para ce-

rrarlo en el último momento, si bien hemos de decir que así se hizo en Cubillas, sin consecuencias desagradables, lo cual demuestra que esto puede hacerse si se toman las precauciones precisas, y no hay que olvidar que lo contrario tiene el peligro del rebosamiento durante la construcción, que ha producido en los últimos años catástrofes mucho mayores que los casos de agrietamiento. Las laderas han de tener una forma regular, y se ha estimado justificado en varias obras de esta clase, el excavar volúmenes muy grandes para evitar salientes o ángulos entrantes. El peligro es mayor, por otra parte, en los valles de laderas muy pendientes.

Pero el peligro de agrietamiento no se presenta con igual intensidad en todos los tipos de material. Está muy difundida la regla de Sherard, que estima que los suelos peligrosos a este respecto son los limosos o los arcillosos poco plásticos. En particular, aquellos que, teniendo cohesión, tienen un índice de plasticidad inferior a 15, y una granulometría tal que el diámetro correspondiente al 50 por 100 en la curva representativa, es mayor de 0,02 mm. Pero Marsal opina que es de mucha mayor importancia el modo de compactación, que debe hacerse con las tierras no demasiado secas, ya que dos de los casos que él describe tenían el núcleo con índices de plasticidad más elevados que esa cifra, y también hemos de decir que las presas canadienses descritas por Peterson e Iverson fueron construídas con arcillas francamente plásticas, mal compactadas.

Aparte de estos datos de la experiencia, se han delineado dos caminos diferentes para atacar el problema sobre bases teóricas, que son el seguido por Leonards y Narain en el trabajo antes citado, y el de E. Nonveiller y P. Anagnosti, expuesto en una comunicación presentada al V Congreso Internacional de Mecánica del Suelo (París, 1961).

Las dos teorías parten de ideas muy diferentes y llegan a distintos casos de aplicación, resultando, por lo tanto, en cierto modo complementarias. Leonards y Narain consideran una presa homogénea, y la suponen isótropa y compuesta de un material que obedece a la ley de Hooke. Introducen, además, la simplificación realmente importante de suponer que la sección de la presa, en lugar de trapezoidal, es rectangular, y con ello introducen una función de Airy que conduce a la ecuación biarmónica de Maxwell:

$$\nabla^4 \phi = \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \phi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \phi}{\partial y^4} = 0,$$

siendo  $\phi$  la función de Airy y las tensiones en la presa:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2}; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2}; \quad \tau_{xy} = - \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y}.$$

Los autores citados pasan después a buscar una solución de la ecuación diferencial, que cumpla al mismo tiempo las condiciones de contorno, entre las que se cuenta el asiento de la coronación, que es un dato que se precisa calcular, a partir de las condiciones del cimiento.

Las tensiones que pueden producir el agrietamiento son, según este análisis, las de tracción en el sentido de la presa, en las zonas próximas a los estribos. Estas tensiones pueden calcularse de un modo más sencillo, pero más inexacto, suponiendo que la presa es meramente una viga empotrada en ambos estribos, a la cual se obliga a tomar una flecha igual al asiento calculado. Este sencillo procedimiento da resultados que están del lado de la seguridad, según Leonards y Narain, y tanto más

cuanto menor es la razón de la longitud de la presa a su altura. Para presas muy largas (longitud/altura = 60) ambos métodos dan prácticamente el mismo resultado, pero cuando la razón longitud/altura = 20 el método simplificado da un valor de un 70 por 100 en exceso del calculado por el otro método, siendo el exceso del 150 por 100 cuando la longitud/altura = 5.

Para efectuar el cálculo es preciso saber el módulo de deformación de las tierras apisonadas, y por otra parte, es necesario conocer su resistencia a la tracción, para ver si puede resistir las tensiones calculadas, o si se van a producir grietas. Para ello, Leonards y Narain recurren a ensayos de flexotracción con probetas paralelepípedicas, que se apisonan con distintas humedades y energía de compactación. Nonveiller, en cambio, considera una presa de escollera con núcleo. El material de que éste está constituido tiene una resistencia limitada, y en la eventualidad de que se produjese en él una grieta, ésta tan sólo podría permanecer abierta si la resistencia del material es suficiente para que no fluya plásticamente y la cierre. Nonveiller, en su notable trabajo, llega a la siguiente condición que el núcleo debe cumplir, válida únicamente con exactitud para el caso de que su eje sea vertical:

$$\frac{\gamma' b}{A + \operatorname{tg} i} \left[ 1 + \frac{z}{b} \operatorname{tg} i - \frac{1}{\left(1 + \frac{z}{b} \operatorname{tg} i\right)^{A/\operatorname{tg} i}} \right] \geq \frac{c}{A} \left[ 1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{z}{b} \operatorname{tg} i\right)^{A/\operatorname{tg} i}} \right],$$

donde  $\gamma'$  es la densidad sumergida de las tierras que componen el núcleo,  $b$  el semi-ancho en coronación de éste,  $i$  el ángulo que forman las caras del mismo con la vertical,  $z$  la profundidad del punto considerado respecto a la coronación, y  $A$  es igual a

$$A = \operatorname{tg} i + x_1 K_a \alpha (\operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tg} i),$$

donde  $K_a$  es el coeficiente de empuje activo del núcleo,  $\phi$  su ángulo de rozamiento interno y  $x_1$  y  $x$  dos expresiones muy complicadas que, aproximadamente, puede suponerse que son iguales a:

$$x_1 = \frac{1}{1 + 2 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} i}; \quad \alpha = \frac{3x}{2x + K_a x_1};$$

siendo, a su vez:

$$x = \frac{1}{1 + 2 \operatorname{tg}^2 \varphi}.$$

La aplicación de esta teoría demuestra que para que un núcleo no pueda agrietarse, tiene que tener un espesor mínimo. Si suponemos que el núcleo es tan sólo una lámina de espesor constante, es decir, que  $\operatorname{tg} i = 0$ , todas las expresiones anteriores se simplifican, y la condición de Nonveiller se reduce a:

$$b \geq \frac{c}{\gamma'}$$

que puede servir para tanteos, siendo en este caso  $b$  el espesor medio del núcleo.

Un tipo de presa de escollera que parece menos expuesto al agrietamiento que el de núcleo vertical, es el de núcleo inclinado, ya que en este caso el canto del elemento que debe ser flexible es mucho menor en la dirección de la deformación.

Este tipo de presa tiene también otras ventajas, en particular constructivas, que le hacen gozar en el momento actual de una extensa popularidad, que no impide, sin embargo, el que las presas de núcleo vertical o subvertical se sigan construyendo.

La estabilidad de las presas de esta clase en el caso de embalse lleno está prácticamente garantizada, y la comprobación puede ser casi formularia. Contrariamente,

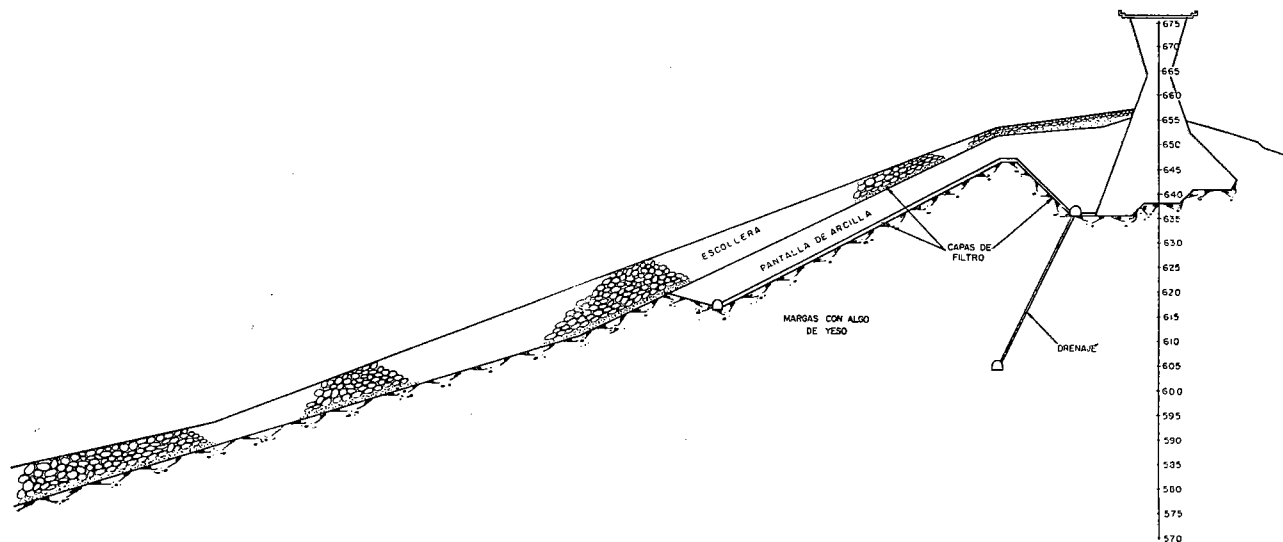


Figura 6.ª

es determinante de su sección la estabilidad con desembalse rápido y durante la construcción, por lo cual vamos a hacer algunas indicaciones sobre su comprobación.

El cálculo, aunque se funda en los mismos principios que el de otros tipos de presas de tierra, presenta unas características peculiares que conviene destacar.

En el caso de desembalse rápido, por ejemplo, las etapas a seguir, son las siguientes:

- 1) Determinación de las presiones intersticiales existentes en el núcleo antes del desembalse.
- 2) Determinación de la variación de tensiones totales introducidas por el desembalse.
- 3) Determinación de la variación de la presión intersticial  $\Delta u$  como consecuencia de los cambios de tensiones totales experimentados.
- 4) Determinación del coeficiente de seguridad, utilizando diversas superficies de deslizamiento posibles.

Como ejemplo ilustrativo de estas distintas etapas, seguiremos a grandes rasgos el caso del cálculo de la presa del Collado del Pantano de Contreras, que actualmente estamos efectuando en el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, en colaboración con la Dirección General de Obras Hidráulicas. En este caso no se trata de una presa de escollera propiamente dicha. Sin embargo, las condiciones

Fig. 6.ª — Esquema de protección de la ladera y cimentación de la presa del Collado de Contreras.  
Sketch No. 6. — Sketch of slope protection and foundation of the dam of the saddle of Contreras.

son exactamente iguales al caso de estabilidad del talud de aguas arriba de una presa de escollera con núcleo inclinado (ver fig. 6.<sup>a</sup>).

Las razones por las que se ha proyectado el perfil tipo de la figura que actualmente está en estudio, son las siguientes:

El Collado de Contreras está formado por margas, y sobre él se pretende construir una pequeña presa de hormigón. Con objeto de evitar el posible reblandecimiento de estas margas, debajo de la cimentación de la presa se ha proyectado una pantalla de drenes verticales o ligeramente inclinados, situados aproximadamente hacia

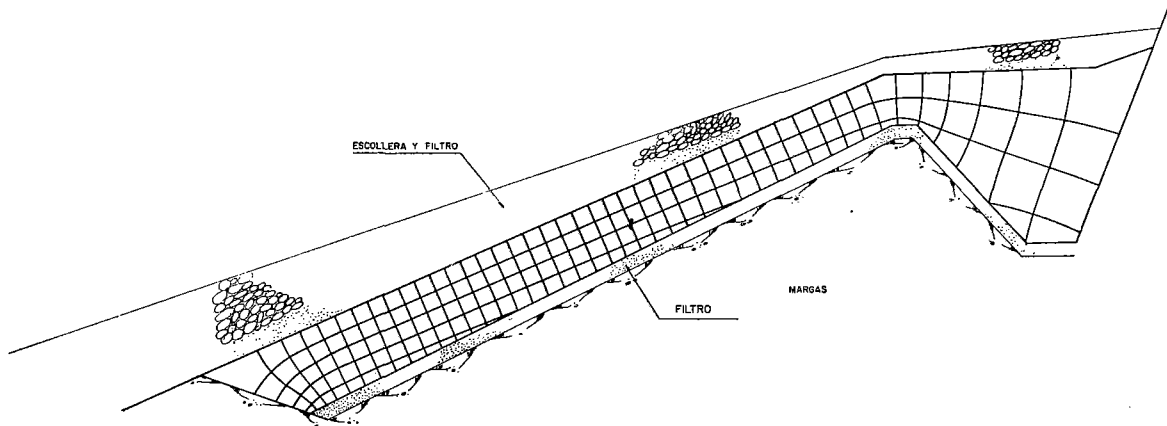


Figura 7.<sup>a</sup>

el paramento de aguas arriba. Por otra parte, dichas margas se ha podido observar que contienen yeso de segunda formación en sus fisuras; con objeto de evitar que el agua del embalse, al filtrarse a través de ellas hacia el drenaje establecido, pueda disolver estos yesos, se ha establecido aguas arriba una pantalla de impermeabilización. Detrás de esta pantalla de impermeabilización se coloca otro manto drenante para recoger las aguas que atraviesen la pantalla.

Por fin, para dar estabilidad tanto a la pantalla de impermeabilización como al resto del talud de margas, se piensa extender un manto de escollera, separado de los materiales arcillosos por las correspondientes capas de filtro.

La pantalla de impermeabilización hace, por tanto, el mismo papel que el núcleo inclinado de una presa de escollera.

Siguiendo el orden expuesto en las líneas anteriores, se han calculado las presiones intersticiales iniciales existentes en la pantalla, dibujando la correspondiente red de filtración (\*) que puede verse representada en la figura 7.<sup>a</sup>. Esta red de corriente se ha dibujado simplemente a mano, teniendo en cuenta las condiciones de contorno y la necesaria ortogonalidad entre líneas de corriente y equipotenciales. Este procedimiento no exige equipo especial alguno y se lleva a cabo en unas pocas horas. Es sorprendente, por otra parte, la gran precisión que simplemente con la vista se puede conseguir. Otra de sus ventajas fundamentales es que el ingeniero, al trazar la red de corriente, se compenetra más íntimamente con el problema.

(\*) Esta red de filtración corresponde al caso de núcleo isótropo; también la hemos obtenido para una relación de 1 a 9 entre la permeabilidad vertical y la horizontal, que no reproducimos.

Fig. 7.<sup>a</sup>—Pantalla de impermeabilización en la presa del Collado de Contreras. Red de corriente.  
Sketch No. 7.—Impervious core in the dam of the Saddle of Contreras. Flow net.

Para calcular el cambio de tensiones principales originado por el desembalse, es suficiente tener en cuenta que según Bishop, la tensión principal mayor es, aproximadamente, igual al peso total de materiales que existen sobre el punto considerado, cuando se va a utilizar este valor a lo largo de toda una superficie de deslizamiento.

Conociendo el cambio de la tensión principal mayor  $\Delta \sigma_1$ , partiendo del principio anteriormente expuesto, el incremento de presión intersticial  $\Delta u$ , se obtiene con la expresión:

$$\Delta u = \bar{B} \cdot \Delta \sigma_1.$$

De esta forma resulta que la presión intersticial, después del desembalse es:

$$u = u_0 + \bar{B} \Delta \sigma_1,$$

siendo  $u_0$  la presión intersticial que se deduce de la red de corriente de la figura 7.<sup>a</sup>. El coeficiente  $\bar{B}$  puede tomarse igual a la unidad cuando se trata de suelos saturados.

En la figura 8.<sup>a</sup> se da el gráfico de presiones intersticiales obtenido en el caso del Collado de Contreras, para  $\bar{B} = 1$ . También hemos obtenido este gráfico para  $\bar{B} = 0,8$ ,

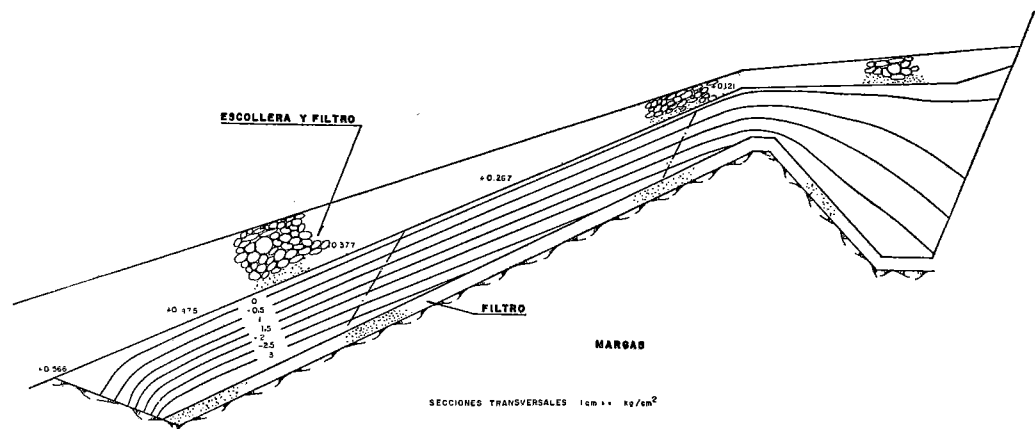


Figura 8.<sup>a</sup>

en previsión de que el suelo pudiera no estar totalmente saturado por tratarse de un hiperembalse; este gráfico no lo hemos incluido en este artículo.

Es interesante observar, en la figura 8.<sup>a</sup>, que solamente se producen presiones intersticiales positivas en una capa muy superficial del núcleo impermeable. En el resto, las presiones intersticiales son negativas. En una sección transversal de la pantalla, el diagrama de presiones intersticiales es, por tanto, aproximadamente triangular, pasando de ser positivo en la superficie, a negativo en el paramento de aguas abajo.

Este tipo de distribución de presiones tiene la ventaja de que si el desembalse no es muy rápido, y el suelo no es muy impermeable, la disipación que se produce es muy importante. Esto, evidentemente, es muy favorable a la estabilidad de la presa.

El paso siguiente consiste en calcular el coeficiente de seguridad con diversas superficies de deslizamiento.

Fig. 8.<sup>a</sup> — Pantalla de impermeabilización en la presa del Collado de Contreras. Presiones intersticiales en desembalse rápido. Sketch No. 8. — Impervious core in the dam of the Saddle of Contreras. Pore pressures on rapid drawdown.



Si se supone que no hay disipación de presiones, lo más probable es que la superficie de deslizamiento siga el contacto entre la escollera y la arcilla, atravesando finalmente, la zona de escollera. Sin embargo, en cuanto las presiones intersticiales se vayan disipando, la superficie de deslizamiento irá penetrando en el núcleo.

El cálculo, por tanto, hay que efectuarlo con superficies de deslizamiento mixtas. En la parte del núcleo, salvo en el caso límite en que se desarrolle en el contacto con la escollera, la superficie de deslizamiento se podrá suponer circular. Si el espaldón es relativamente delgado, en su estado de rotura, sus condiciones se aproximarán a las de Rankine. La superficie de deslizamiento se puede, por lo tanto, continuar con una recta que coincida, aproximadamente, con la línea así definida. En tanteos posteriores, se deberá variar la inclinación de esta recta, para ver cuál es su influencia.

Para el cálculo de superficies de deslizamiento mixtas de este tipo, existen algunos métodos abreviados que son muy adecuados para hacer el dimensionamiento inicial. Es interesante, a este respecto, el estudio de los métodos propuestos por J. G. Lewis (1953) (\*).

Para afinar el cálculo, se puede seguir después el método de la división en rebanadas. Este método, hasta hace unos años se utilizaba despreciando el efecto de las presiones intersticiales y efectivas en los lados de las rebanadas. A. W. Bishop, ha desarrollado un procedimiento para el caso de superficies de deslizamiento circulares, en las cuales se tiene en cuenta dicho efecto. Cuando los círculos de deslizamiento son profundos, hemos demostrado (V. Escario, 1961 (\*\*)) que los errores que se cometen, de no utilizarse un procedimiento que tenga en cuenta el efecto de las tensiones en los lados de las rebanadas, es muy importante y puede incluso llegar a ser totalmente inadmisibles. Pues bien, cuando se trata de perfiles mixtos, en los cuales la superficie de deslizamiento pasa de un material como arcilla a otro totalmente distinto como escollera, hay que tener cuidado también con estas simplificaciones.

El cálculo por el método de las rebanadas, teniendo en cuenta el efecto de las presiones en los lados de las mismas, y con superficies que no son circulares, se puede efectuar por el método de Janbu (Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, *Boletín de Información* núm. 28). Este método es de características análogas al de Bishop para superficies circulares, pero, naturalmente, de aplicación más general. Para superficies de deslizamiento formadas por dos líneas quebradas, como es el caso cuando se supone que la escollera resbalará sobre el núcleo de arcilla, solamente existen dos rebanadas; el cálculo es entonces extraordinariamente rápido y sencillo, según hemos podido comprobar en la aplicación que actualmente estamos efectuando en el Laboratorio para el caso del Collado de Contreras.

Las comprobaciones se deben de efectuar para distintos niveles de desembalse, ya que las condiciones más desfavorables no tienen por qué ser para desembalse total.

Para el caso del cálculo de estabilidad durante la construcción, se pueden hacer consideraciones análogas a las descritas, pero que no vamos a entrar a detallar.

Como resumen, podemos indicar que las características peculiares del cálculo del núcleo inclinado de una presa de escollera, son las siguientes:

- a) Las presiones intersticiales en desembalse, son positivas solamente en una franja muy pequeña, siendo negativas en el resto hacia aguas abajo.

(\*) "The Sloping Core Principle for Earth and Rockfill Dams". Tesis doctoral presentada a la Universidad de Londres (Imperial College of Science and Technology).

(\*\*) "Errores introducidos por los métodos simplificados de las rebanadas". Proceedings del V Congreso Internacional de Mecánica del Suelo y Cimentaciones. París, 1961.

- b) La disipación de presiones puede ser muy importante si el desembalse no es muy rápido, y el suelo no es muy impermeable.
- c) El cálculo debe efectuarse con superficies mixtas de deslizamiento; cuando se utilice el método de las rebanadas deberán tenerse en cuenta las tensiones que actúan en los lados de las mismas.

Todos los cálculos de estabilidad de presas de materiales sueltos son, como hemos visto, prolijos, si bien no es que lo sean en grado superior a los necesarios en los casos de la mayor parte de los tipos de presas de fábrica.

Sin embargo, tanto en uno como en otro caso, la ejecución de los cálculos se simplifica cada día más mediante la aplicación de los ordenadores electrónicos, que ejecutan con gran rapidez la parte material de la comprobación de la estabilidad, con lo cual se abren posibilidades, hasta ahora inexistentes, de tanteo de muchas soluciones diferentes.

De una manera lógica, los ordenadores electrónicos deben aplicarse a los métodos de comprobación más perfectos entre los existentes, y no a métodos simplificados, cuya razón de ser reside únicamente en la lentitud del cálculo manual. Por ello, no parece que deban admitirse en la actualidad los métodos que no tienen en cuenta la interacción entre las rebanadas adyacentes.

Entre los métodos que tienen en cuenta esta interacción, destaca el de Bishop como especialmente apto, por su modo de presentación, para su resolución mediante el cálculo electrónico, y, en efecto, existen dos programas para el mismo.

Ciertamente, el método de Bishop se refiere tan sólo a las superficies circulares de deslizamiento, por lo cual su empleo puede ser inadecuado en presas heterogéneas y en especial en presas de escollera con núcleo vertical delgado, pero tenemos fundadas esperanzas de que estos programas se extenderán en plazo breve a superficies compuestas.

El primero, y más antiguo, de los citados programas, es el elaborado por A. L. Little y V. E. Price para el ordenador de la English Electric "DEUCE", mientras que el segundo ha sido preparado para la máquina IBM 1620 por los ingenieros D. Alfonso Alvarez y D. José A. Baztán y está llamado a tener gran difusión, dado que este último ordenador está muy extendido. Tanto con uno como con otro programa, es posible hallar los coeficientes de seguridad de muchos cientos de círculos en una sola jornada, de modo que no hay duda alguna de que se conseguirán grandes economías, no sólo de tiempo, sino de volumen de obra, mediante la multiplicación de los tanteos en busca de las soluciones más económicas.