

Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS

14ª Sesión

Actuaciones Geotécnicas en Obras Hidráulicas

Madrid, 12 de marzo de 2014

CON LA COLABORACIÓN DE:



1 PRESENTACIÓN

Con esta jornada sobre *Actuaciones Geotécnicas en Obras Hidráulicas* continuamos con la serie de sesiones técnicas organizadas conjuntamente por la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS).

En esta 14ª sesión nos acompaña el Comité Nacional Español de Grandes Presas, SPANCOLD, con el que se ha diseñado un programa desarrollado por expertos de reconocido prestigio del campo de la geotecnia, en el que trataremos los aspectos más importantes del diseño y ejecución de los tratamientos de reparación, refuerzo y cimentación de presas y en obras hidráulicas.

El objetivo de la jornada es promover un foro de discusión en el que los profesionales relacionados con la ingeniería del terreno podamos debatir y actualizar nuestros conocimientos sobre los distintos aspectos de las técnicas actualmente utilizadas en las obras hidráulicas.

Esperamos contar con tu presencia

2 CONTENIDO

MESA REDONDA SOBRE DISEÑO

2.1 Reparación y refuerzo de presas de tierra

Antonio Soriano Peña

Catedrático Ingeniería del Terreno (UPM)

Vicepresidente SEMSIG

2.2 Corrección de movimientos de laderas de embalses

René Gómez López de Munain

Jefe del Área de Seguridad de Infraestructuras y Geotecnología

Confederación Hidrográfica del Ebro

MESA REDONDA DE EJECUCIÓN

2.3 Pantallas plásticas impermeables. Técnicas de ejecución y materiales constituyentes

Presa de Alhucemas. Marruecos

Leoncio Prieto Tercero. GRUPO RODIO-KRONSA

Presa de Valdemudarra. Valladolid

Gerardo Marote Ramos. GRUPO TERRATEST

Presa de La Breña II. Córdoba

Pedro Arozamena Cagigal. GEOCISA

2.4 Actuaciones de mejora en riberas y diques de protección.

Juan Carlos Montejano Sanz. MENARD ESPAÑA

2.5 Actuaciones en la Presa de Baixo-Sabor. Portugal.

Juan Secades Suárez. KELLER CIMENTACIONES

REPARACIÓN Y REFUERZO DE PRESAS DE TIERRA

ANTONIO SORIANO

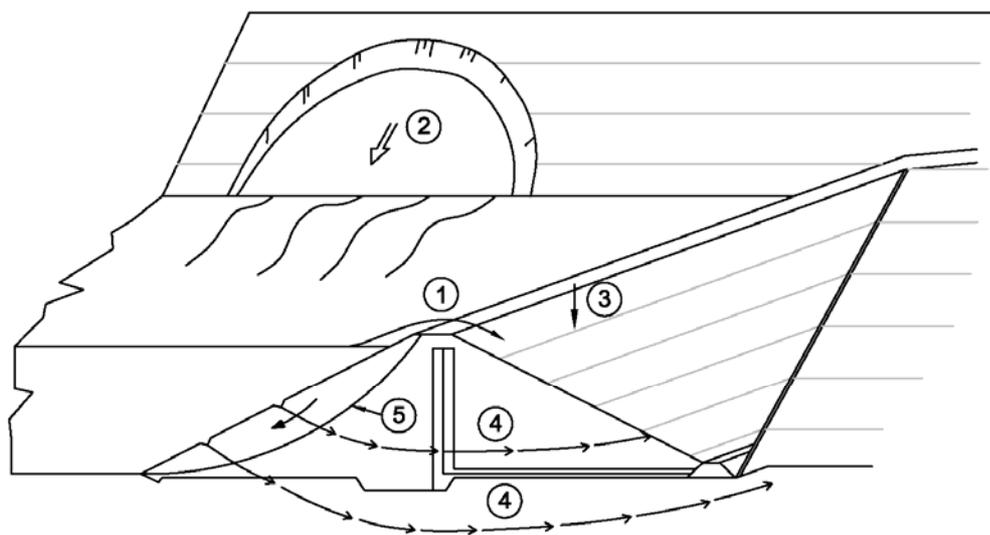
Catedrático Ingeniería del Terreno
Universidad Politécnica de Madrid

1- Introducción

Las presas de materiales sueltos pueden sufrir fallos más o menos importantes que pueden ser debidos a distintas causas. El estudio de las causas de rotura que de forma más o menos regular esta llevando a cabo la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) lo realiza un comité de expertos que ya ha publicado algunos trabajos con las conclusiones que va obteniendo. El primero de ellos, ICOLD (1973) indicaba ya los principales modos de fallo que son los siguientes:

1. Sobrevvertido o desbordamiento (Insuficiencia frente a la sollicitación hidrológica).
2. Inestabilidad de laderas en el vaso (Insuficiencia de resistencia al corte).
3. Inestabilidad dinámica (Insuficiencia ante la sollicitación sísmica).
4. Erosión interna del cuerpo de presa (Insuficiencia de estabilidad interna en cuerpo de presa) y/o del cimientto.
5. Inestabilidad de taludes de presa (Insuficiencia de resistencia al corte), pudiendo afectar o no al cimientto.

Estos modos de fallo se recogen de manera gráfica en Fig. 1.



1. Desbordamiento por coronación.
2. Deslizamiento de laderas.
3. Asientos anómalos (sismos u otras causas).
4. Erosión interna del cuerpo de presa o del cimientto.
5. Inestabilidad del cuerpo de presa.

Figura 1.- Modos de fallo principales de una presa de materiales sueltos

Las causas de rotura de las presas de materiales sueltos y los porcentajes relativos de sus frecuencias son los siguientes:

a) Desbordamiento por coronación	31%
b) Erosión del cuerpo de presa	15%
c) Erosión del cimiento	12%
d) Otros	42%

Esta estadística que se resume aquí de forma tan breve tiene varias limitaciones que parecen evidentes.

Dentro del grupo “otros” existen roturas debidas a causas diferentes de las tres primeras, entre estas otras causas hay que citar las excesivas deformaciones (descenso de coronación) causadas por los terremotos, la inestabilidad de los taludes de la presa, la inestabilidad de las laderas del embalse, etc. Cada una de estas otras causas aportaría a la estadística de fallos, de manera individual, menos de el 10% y por eso no quedan listados entre las tres principales causas.

La estadística mencionada corresponde a presas que ya estaban en operación antes de 1973 y en consecuencia podría no ser aplicable a la situación actual.

Cada país construye presas de acuerdo a criterios de seguridad propios, que pueden ser algo diferente de unos lugares a otros, particularmente pudieron ser diferentes en el pasado.

En España, en tiempos recientes, sólo se ha producido la rotura de una presa de tierras. La rotura catastrófica de la antigua presa de Tous cuando se estaba construyendo, en octubre de 1982.

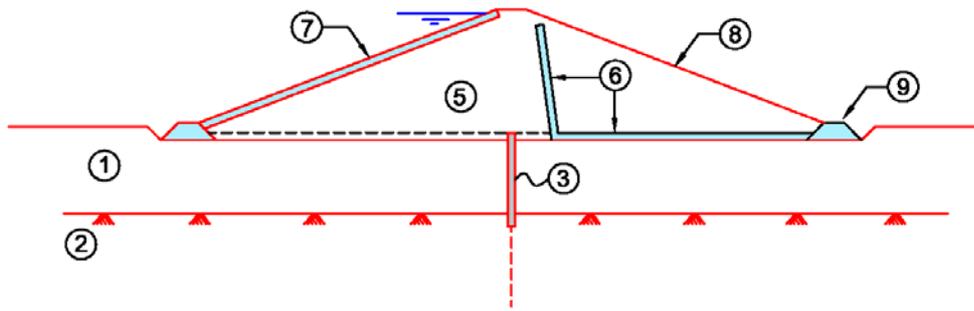
También se rompieron de forma catastrófica la balsa de Aznalcollar y otras muchas balsas. Pero se sabe que en la construcción de balsas en España, en el pasado, no se aplicaban los criterios de seguridad que se exigían a las presas. Por eso, estas roturas antiguas de balsas no deben considerarse en el mismo contexto que las roturas de presas. Este problema de falta de seguridad de las balsas, no sólo español, se irá resolviendo en el futuro al exigirse a las balsas hoy requisitos de seguridad ya similares a las de las presas. En España ya existen balsas modernas, construidas con la tecnología de las presas de materiales sueltos, que podrán ser consideradas, desde el punto de vista de su seguridad, como presas de materiales sueltos.

No es objeto de este escrito hablar de la reparación de las presas rotas pues, en general, son procesos de reconstrucción que, aunque sean similares a los de construcción de una presa de nueva planta, resultan complejos.

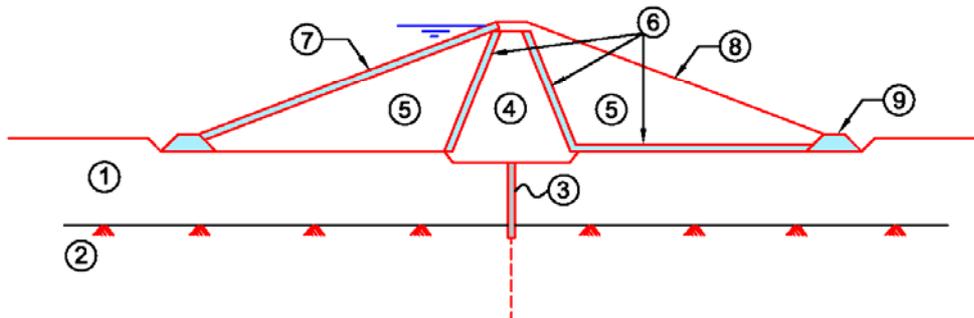
En las presas de tierra ocurren pocas roturas catastróficas pero existen roturas menores, accidentes e incidentes que obligan a emprender trabajos de reparación y refuerzo que son el objeto de este escrito.

Las presas de materiales sueltos pueden calificarse, de acuerdo con la ubicación o disposición del sistema de impermeabilización y drenaje, en los tres grandes grupos que se indican en Fig. 2.

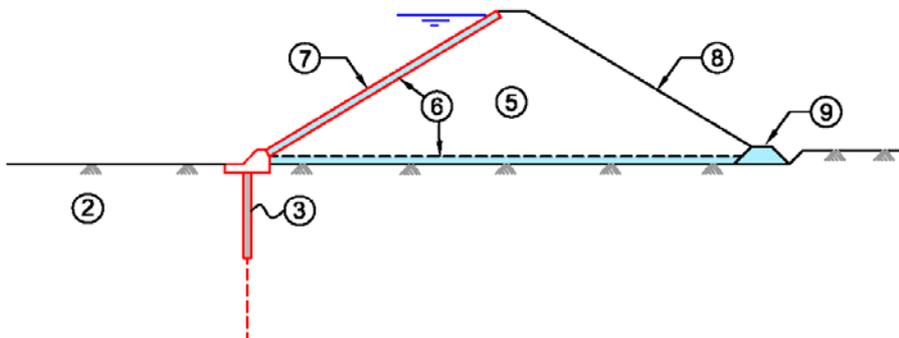
HOMOGÉNEA



NÚCLEO



PANTALLA



LEYENDA

1. Suelos aluviales
2. Roca
3. Eventual pantalla de impermeabilización
4. Núcleo impermeable
5. Espaldones
6. Sistema de filtración y drenaje
7. Protección del paramento de aguas arriba o pantalla
8. Protección del paramento de aguas abajo
9. Repíe drenante

Figura 2.- Elementos principales de los distintos tipos de presas de materiales sueltos

De todos esos tipos existen presas en España. Su número se indica en la Tabla nº 1 tomada del CNEGP (2014).

Tipo	Número	(%)	(%) s/ total
Homogéneas	259	58,7	22,0
Núcleo de arcilla	102	23,1	8,7
Pantalla Asfáltica	20	4,5	1,7
Pantalla de Hormigón	20	4,5	1,7
Geomembrana	20	4,5	1,7
Homogénea- Mampostería (Mixta)	4	0,9	0,3
Materiales Suelos-Gravedad (Mixta)	16	3,6	1,5
TOTAL	441	100,0	37,6

Tabla 1.- Distribución de presas españolas por tipologías

Algunos de los incidentes y accidentes, no catastróficos, ocurridos en las presas españolas han sido descritos por Alonso Franco (1993).

Las presas de tierra más antiguas, en general, son las denominadas homogéneas. Serían hoy las que sufren con más intensidad el proceso de envejecimiento o deterioro. Son un total de 259 y algunas ha habido que repararlas. De todas ellas se hará aquí referencia a cuatro reparaciones, la que se propuso en su día para la presa de La Sotonera y las que se realizaron en las presas de Cazalegas, Valcomuna y Vallehermoso. También se hará referencia al estudio en curso de las reparaciones de la presas⁽¹⁾ de Lebrija y de San Diego.

Las presas de núcleo de arcilla son, en general más modernas. De ellas, según se dice, existen 102 en España. Varias tienen necesidad de reparación. Algunas se han reparado o reforzado. Aquí sólo se hablará, a modo de ejemplo, de las reparaciones y refuerzos realizados en la presa de Giribaile.

Existen, finalmente, las presas de pantalla. En total en España existen, según indica la tabla precedente, 40 presas. Realmente ese número se aproxima a 50 si se cuentan las presas mixtas correspondientes. Varias de ellas se han reparado. Como ejemplos se hablará de las reparaciones de la presa de El Siberio, de la presa de Alfilorios y de la presa de Martín Gonzalo.

A estos diez ejemplos que se exponen en este escrito, donde su autor ha colaborado directamente, podrían añadirse otros donde también se ha colaborado y otros, lógicamente, que el autor solo conoce de modo indirecto.

Sean las reparaciones mayores o menores, se cree que hoy, en España, están, en alguna fase de reparación o refuerzo (estudio previo, proyecto o ejecución) cerca de diez presas de materiales sueltos y probablemente se aborde en un futuro próximo el refuerzo de otras que también deberían ser reparadas.

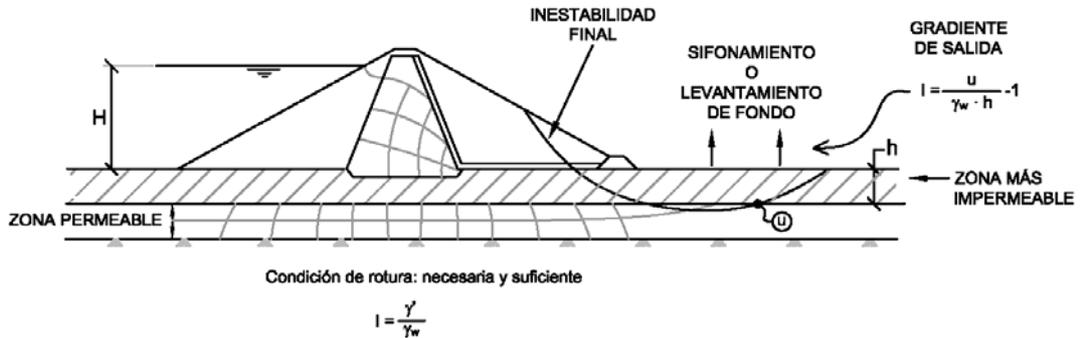
2- Reparación de presas homogéneas

De los modos de fallo antes definidos, los causados por la infiltración del agua son los más numerosos. Son los debidos a procesos erosivos. Los distintos procesos erosivos se detallan en Fig. 3.

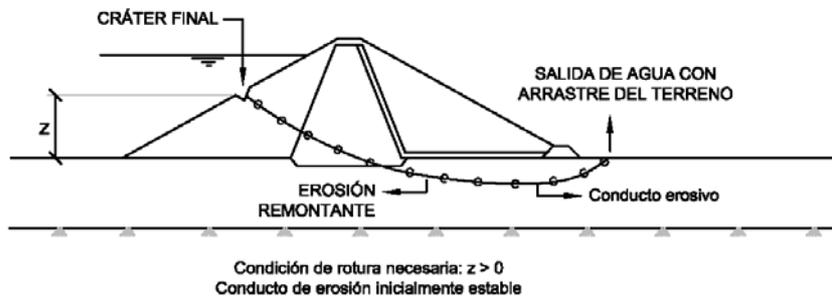
Las formas de fallo debidas al flujo del agua son las más frecuentes pero existen fallos debidos a la debilidad del cimiento y del propio cuerpo de presa que pueden ser causa de rotura. Incluso el propio flujo de agua puede inducir esa debilidad estructural.

⁽¹⁾ Aunque realmente son balsas, la de Lebrija y la de San Diego se ha construido con técnicas y criterios de seguridad propios de las presas de materiales sueltos. Por eso se denominan "presas" a los diques de cierre de estas balsas.

1. LEVANTAMIENTO DE FONDO (SIFONAMIENTO)



2. EROSIÓN INTERNA



3. SUFUSIÓN (ARRASTRE DE FINOS)

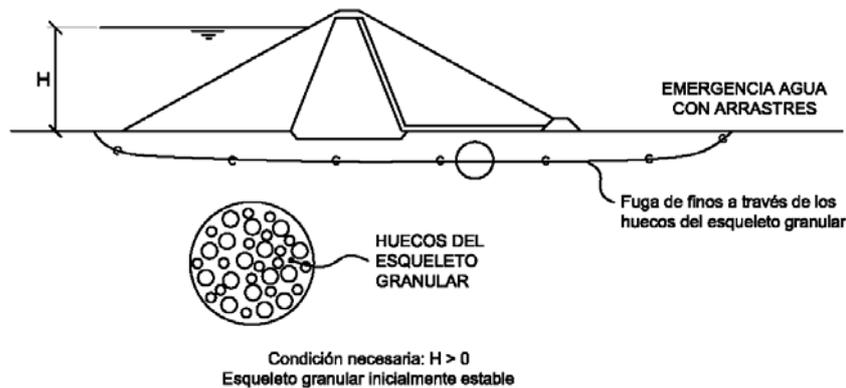


Figura 3.- Mecanismos de fallo originables por la circulación de agua

A continuación se exponen de forma resumida algunos ejemplos de reparaciones, realizadas o propuestas (pendientes de realizar) que ilustran el proceso seguido para estudiar y resolver estas deficiencias de las presas homogéneas.

2.1. La Sotonera

Esta presa es una de las grandes infraestructuras construidas a petición de los “Riesgos del Alto Aragón”. Esta Comunidad de Regantes une la mayor superficie de regadío del sur de Europa, con 130.000 ha. y precisamente en este año celebra el centenario de su creación.

El embalse de La Sotonera cierra el curso de tres ríos, los denominados Sotón, Astón y Vacas. Para ello se construyó un dique de unos 4 km de longitud y de 38,6 m de altura máxima.

La sección tipo del dique de cierre puede verse en Fig. 4.

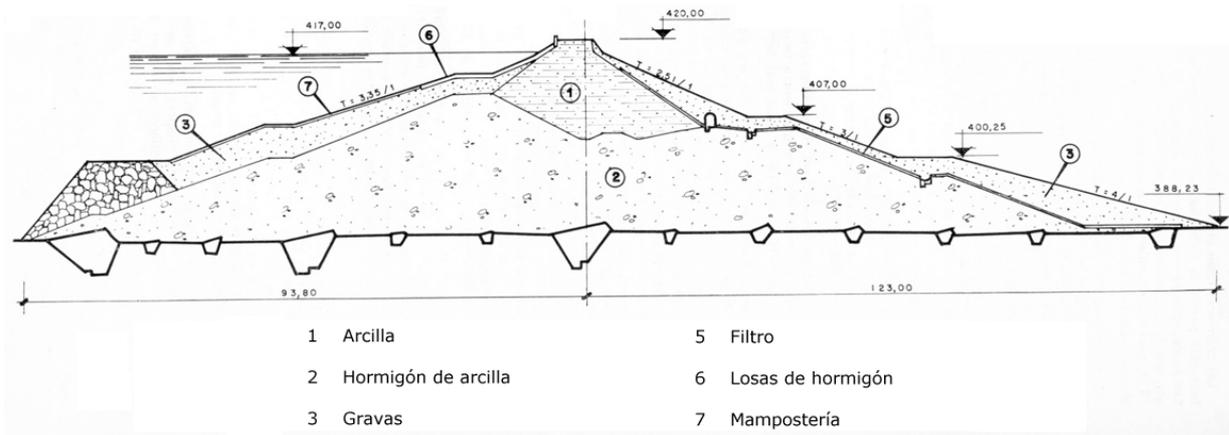


Figura 4.- Sección Tipo de la presa de La Sotonera

Una perspectiva del embalse lleno se indica en la fotografía de Fig. 5.



Figura 5.- Perspectiva de La Sotonera a embalse lleno

La presa es homogénea, construida con una mezcla de gravas y arcillas, entonces denominada “hormigón de arcilla”. Para ello se realizaron pruebas previas a la construcción probando distintas mezclas, distintos amasados y diferentes grados de humectación.

Como puede verse en la sección tipo, en el cimiento existen una serie de drenes que se establecieron por temor a un posible estado de presiones intersticiales altas que desestabilizara la presa.

La presa comenzó a construirse en 1917 pero no se concluyó hasta 1963, modificando el proyecto original para añadirle unos espaldones de grava y una protección aguas arriba formada por losas de hormigón.

El primer llenado del embalse produjo el primer incidente reseñable de esta presa. El gran gradiente hidráulico existente entre el embalse y uno de los drenes principales del cimiento, provocó un proceso erosivo que culminó formado un cráter en el paramento de aguas arriba según se indica de manera esquemática en la Fig. 6.

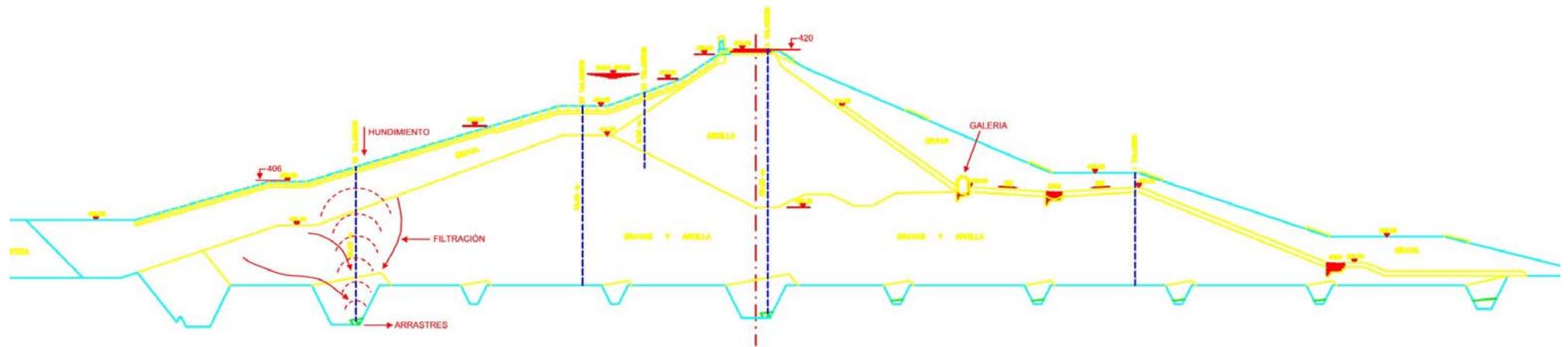


Figura 6.- Esquema del proceso erosivo y del cráter originado durante el primer llenado del embalse

Aquel incidente se resolvió inyectando los drenes para anularlos y reponiendo el material del cuerpo de presa escapado hacia el sistema de drenaje.

Después la presa se ha explotado con normalidad. Existe un sistema de auscultación, fundamentalmente piezómetros que permiten conocer los rasgos esenciales de los gradientes de agua en el interior del cuerpo de presa.

La Fig. 7 indica uno de los diagramas de la auscultación entre los años 1991 y 2001. La interpretación de todos los datos piezométricos llevó a ilustrar la forma en que oscila la línea de saturación en el cuerpo de presa. Ver Fig. 8.

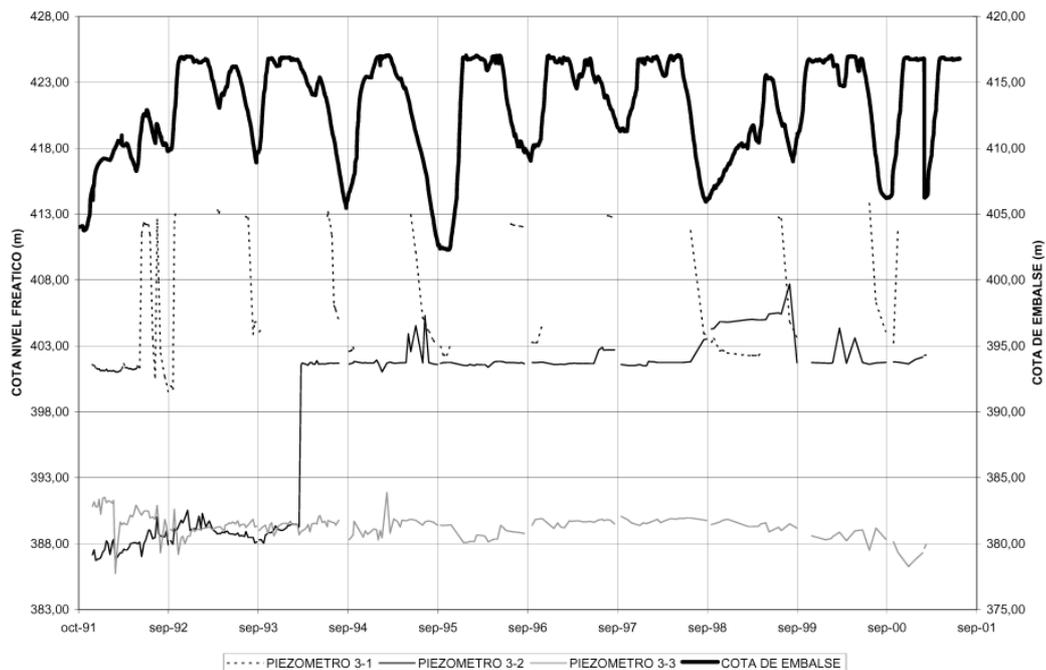


Figura 7.- Presiones intersticiales en el dique principal de la presa de La Sotonera, Sección (S-3), la de mayor altura

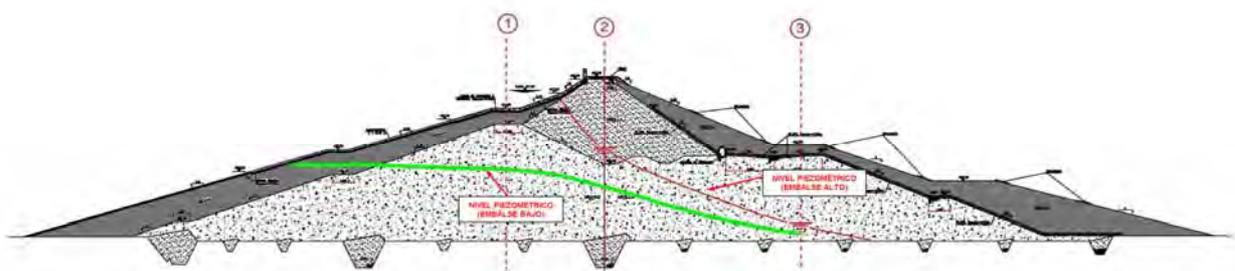


Figura 8.- Esquema de las oscilaciones de la superficie libre en la sección central del dique principal de La Sotonera

Hace unos diez años se registró un pequeño nuevo incidente en este embalse. Principalmente por causa de un fuerte viento, el oleaje inducido movió algunas losas de protección del paramento de aguas arriba y, en la zona de mayor altura de los diques de cierre, se produjo un “abombamiento” al moverse la protección hacia el embalse. Fig. 9. Simultáneamente, el pretil de coronación inició un movimiento de vuelco hacia el embalse. Fig. 10.

El estudio de este segundo incidente movió a definir un proceso de refuerzo que aumentase la seguridad frente al deslizamiento del espaldón de aguas arriba. La Propiedad, en algún momento, reactivará ese proceso para reforzar los diques de cierre de La Sotonera.



Figura 9.- Vista del paramento de aguas arriba. Año 2001. “Abombado” en la parte inferior



Figura 10.- Vista del pretil de coronación. Año 2001

2.2. Cazalegas

La presa de Cazalegas se localiza en las proximidades de la localidad toledana de Talavera de la Reina, en el río Alberche. En esta zona baja, el río discurre a través de un depósito de arcosas miocenas que están recubiertas de acarreo aluviales. En la zona central del valle, el sustrato mioceno aparece hacia la cota 369 y el espesor medio del aluvial es de unos 7 m.

En Fig. 11 puede apreciarse una perspectiva del embalse y en Fig. 12 se incluye una sección tipo.



Figura 11.- Perspectiva del embalse de Cazalegas



Figura 12.- Esquema de la sección tipo de la presa de Cazalegas

En lo que sigue se hace una breve reseña histórica de la presa.

Proyecto (1932)

Cuerpo de presa mixto:

- Vertedero central de hormigón (100 m), cimentado sobre el sustrato con cajones indios
- Diques laterales (principal y secundario) de tierras, apoyados en el aluvial. Homogéneos de arcilla con dren chimenea de gravas.

Impermeabilización

- Del aluvial mediante pantalla de pilotes secantes
- Del talud de aguas arriba mediante losas de hormigón

Contratación (1939)

Incidencias en la construcción

- Duplicación pantalla de pilotes (pilotes de Calafateo) en entronque con cajones indios
- Eliminación pantalla de pilotes en dique secundario
- Reparación de algunas socavaciones
- Incremento de la partida de inyecciones de cemento
- Supresión del dren chimenea

Recepción definitiva (1954)

Incidencias en la explotación

- Sin incidencias significativas desde 1952 (M.E.N.)
- Incidencia de 1959: Blandón en coronación
- Actuación: reforzar dique (aguas abajo)
- Verter cemento (aguas arriba)
- Avenidas importantes (1960, 1979 y 1989). Obligaron a la ampliación de los muros de protección (incorporación al río)

Como se dice la presa ha sufrido varias avenidas importantes (1960, 1979 Y 1989) que han obligado a ampliar sucesivamente los muros de protección de la incorporación del río, aguas abajo del vertedero, así como a elevar la cota del umbral de éste en 0.50 m.

Salvo el incidente comentado, la explotación de la presa de Cazalegas se desarrolló sin contratiempos significativos durante bastantes años, a pesar que su nivel de explotación suele ser siempre el máximo nivel de embalse.

En una inspección realizada por la Confederación Hidrográfica del Tajo, a principios del año 1995 se detectaron, sin embargo, algunos indicios que podrían ser síntoma de un comportamiento no adecuado de la presa. Ello motivó la realización de una serie de trabajos de investigación geotécnica y de incorporación de nuevos dispositivos de auscultación hidráulica y de movimientos.

Los resultados de estas investigaciones pusieron de manifiesto que, si bien el estado de la presa resultaba aceptable, éste era claramente mejorable mediante la ejecución de una cierta rehabilitación de la impermeabilidad (restitución de la pantalla de hormigón, tratamiento de juntas dique-vertedero) y de mejora de las condiciones de estabilidad del dique (refuerzo del espaldón de aguas abajo con un filtro adosado al espaldón y un recrecimiento de este realizado con gravas).

La reparación proyectada consiste en dos actuaciones diferentes y complementarias.

- Restitución de la impermeabilización del paramento de aguas arriba. Ver Fig. 13.
- Refuerzo del dique de cierre por aguas abajo. Ver Fig. 14.

Mas detalles de este proyecto pueden verse en la publicación de Trapote y otros (1996).

- ① PLINTO
- ② MORTERO DE NIVELACIÓN
- ③ LÁMINA DE IMPERMEABILIZACIÓN
- ④ PERNOS DE SUJECIÓN
- ⑤ LOSA DE HORMIGÓN

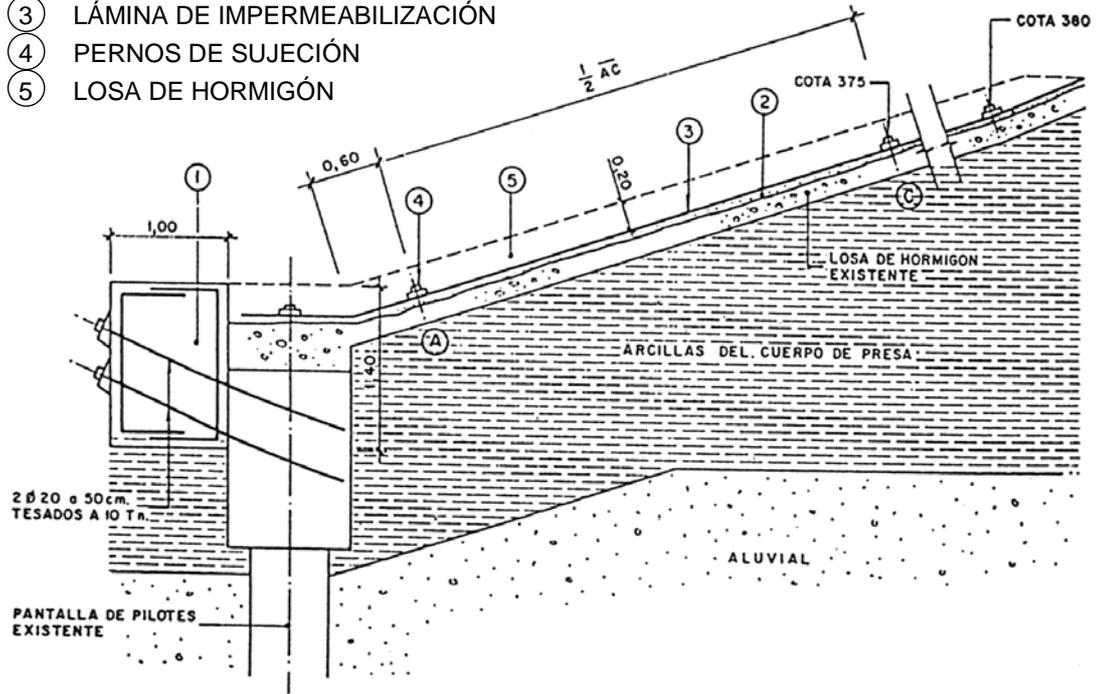
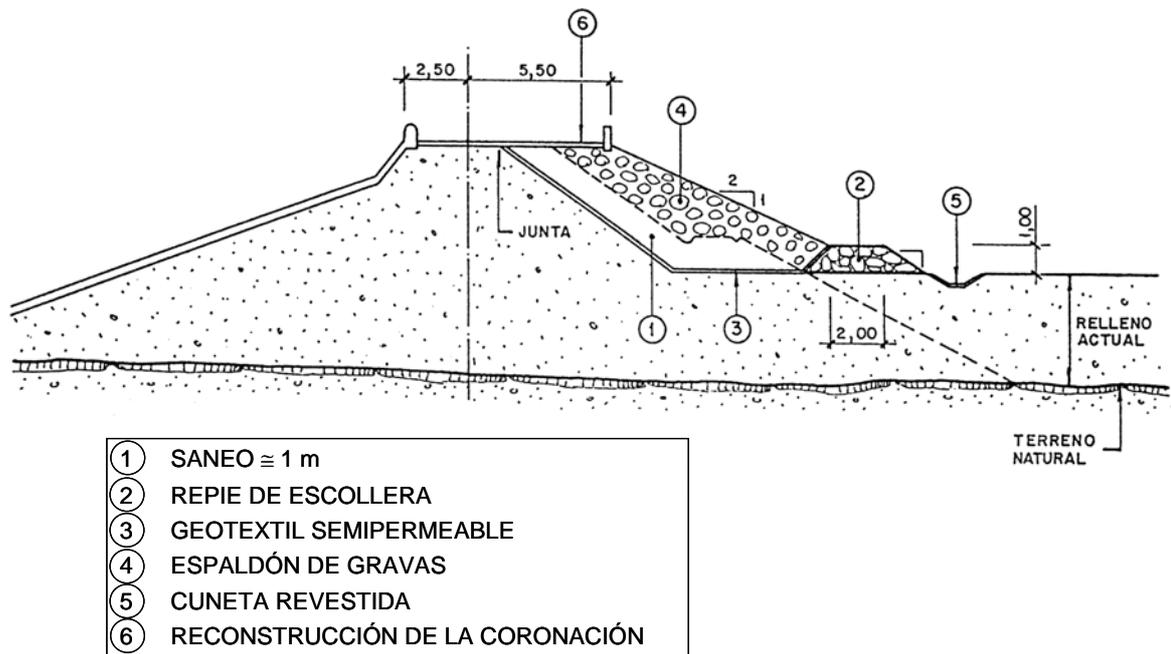


Figura 13.- Restitución de la impermeabilidad del paramento



- ① SANEOS \cong 1 m
- ② REPIE DE ESCOLLERA
- ③ GEOTEXTIL SEMIPERMEABLE
- ④ ESPALDÓN DE GRAVAS
- ⑤ CUNETA REVESTIDA
- ⑥ RECONSTRUCCIÓN DE LA CORONACIÓN

Figura 14.- Refuerzo del espaldón de aguas abajo

2.3. Balsa de Lebrija

La balsa de Lebrija se encuentra ubicada en la cola del Canal del bajo Guadalquivir, en la provincia de Sevilla. La obra está constituida por 4 diques de cierre, ejecutados con tierras, de los cuales el mayor y principal es el dique número 1. Su sección tipo se incluye en Fig. 15.

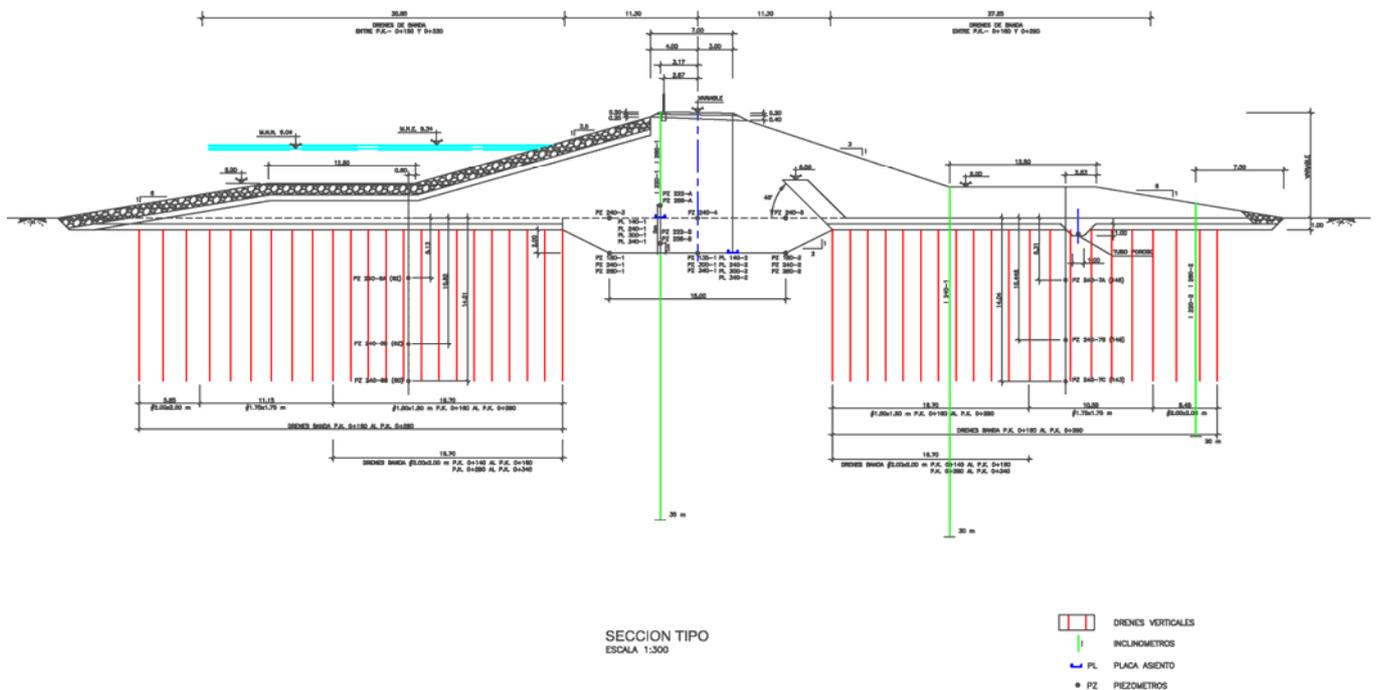


Figura 15.- Sección tipo de la balsa de Lebrija

Los diques se terminaron de construir en el año 2003. La auscultación de las presiones intersticiales y de los movimientos de los cuatro diques, al terminar la construcción y comenzarse el llenado del embalse correspondiente, indicaban que en el dique nº 1 los movimientos eran mayores que lo esperado.

Entonces se consideró que “una medida de refuerzo importante sería colocar pilotes....., cerca del comienzo de la berma de aguas abajo”.

El embalse se llenó sin llevar a cabo ninguna acción que redujese los movimientos y se comenzó a explotar con normalidad, sin limitaciones de llenado

Cinco años más tarde, en noviembre de 2008, se editó el proyecto de reparación que incluye, entre otros elementos, el refuerzo del pie del dique nº 1 mediante pilotes de hormigón armado.

Con motivo de la ejecución de aquellos pilotes, cuya idea surgió hace hoy más de diez años, se ha revisado la seguridad del dique. Uno de los datos de auscultación más significativos es la evolución del asiento de la zona central del dique principal que queda ilustrado en Fig. 16.

Los asientos que aún hoy sufre el dique pueden ser explicados como un asiento de consolidación primaria que sería muy lenta habida cuenta la baja permeabilidad del cimiento. La seguridad frente al deslizamiento del dique mejora a medida que pasa el tiempo y, en ese sentido, el refuerzo se ve hoy menos necesario. Pero el asunto sigue en curso. Aún no se ha concluido.

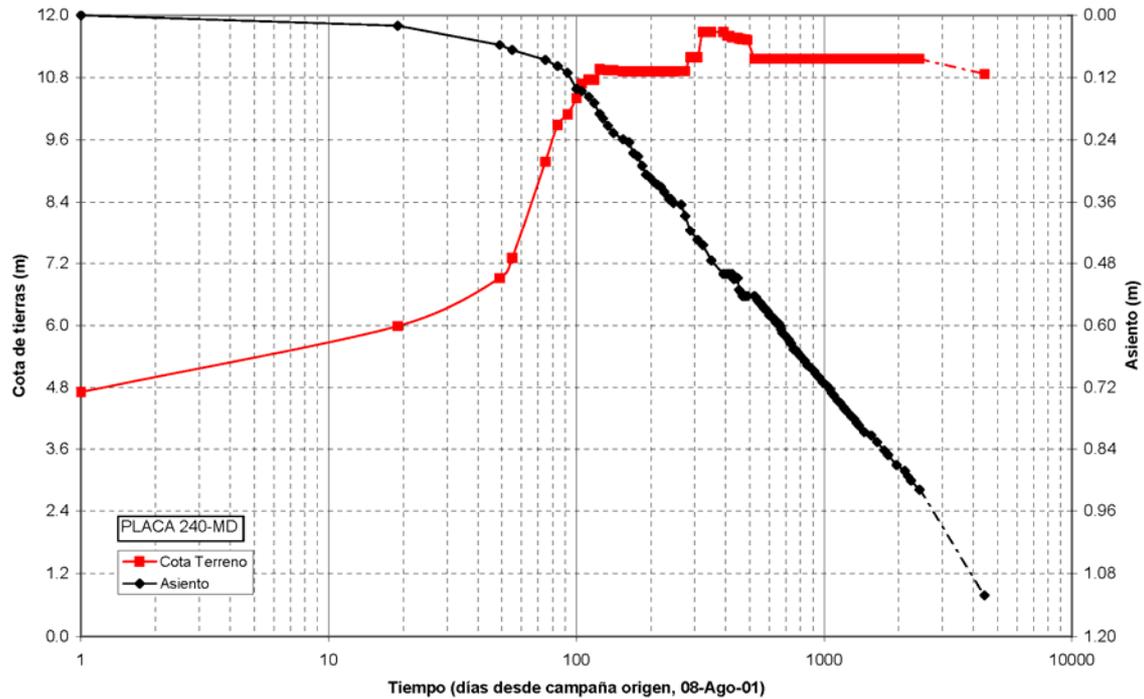


Figura 16.- Evolución de la carga de tierras y del asiento de la cimentación

2.4. Valcomuna

La presa de Valcomuna está situada en un afluente del río Matarraña cuyo nombre (Val Comuna) ha servido para identificar esta obra. La cerrada queda ya cerca de la confluencia del citado afluente con el río, en el término municipal de Maella.

La zona en cuestión queda ubicada dentro de la depresión del Ebro y la roca aflorante está formada por una serie horizontal de estratos de lutitas carbonatadas donde se intercalan calizas con niveles de areniscas y areniscas. También existen niveles arcillosos y yesos.

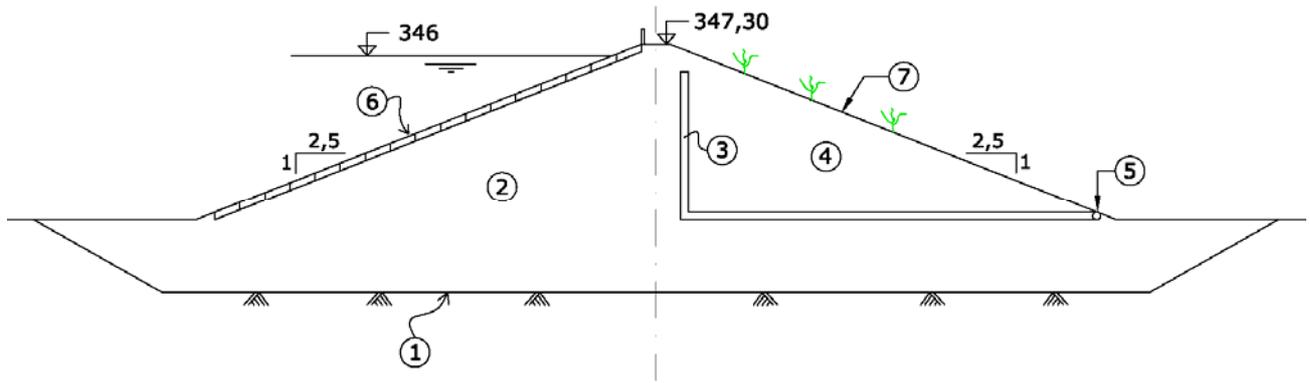
El recubrimiento de la roca, en el centro del valle, está formado por suelos aluviales y tiene un espesor máximo de 12 m.

La sección tipo del cuerpo de presa se recoge en Fig. 17.

El cuerpo de presa se construyó con los suelos limosos de recubrimiento del propio vaso en los vales colindantes.

La presa se construyó como obra de emergencia para suministrar agua de riego. Se comenzó en 2003 y se terminó en 2004.

El embalse comenzó a llenarse en la primavera de 2005 y pronto se detectaron filtraciones por el estribo derecho que más tarde fueron parcialmente atajadas mediante inyecciones de lechada de cemento.



- 1.- Apoyo en roca, saneando los limos del valle.
- 2.- Relleno de tierras.
- 3.- Filtro y dren.
- 4.- Espaldón de aguas abajo.
- 5.- Colector del drenaje.
- 6.- Protección del paramento de aguas arriba. Mampuestos de arenisca.
- 7.- Protección del paramento de aguas abajo. Hidrosiembra.

Figura 17.- Sección tipo de la presa de Valcomuna

Fue en el primer llenado completo, en el año 2009, y con la saturación del cuerpo de presa, aunque aún no de manera completa, cuando se observaron los agrietamientos de coronación y los asientos que motivaron la reparación de la presa. En Fig.18 se indica un esquema de dichos agrietamientos y de los movimientos de la coronación en la presa. Curiosamente estos últimos eran más acentuados en las cercanías de los estribos que en el centro de la coronación.

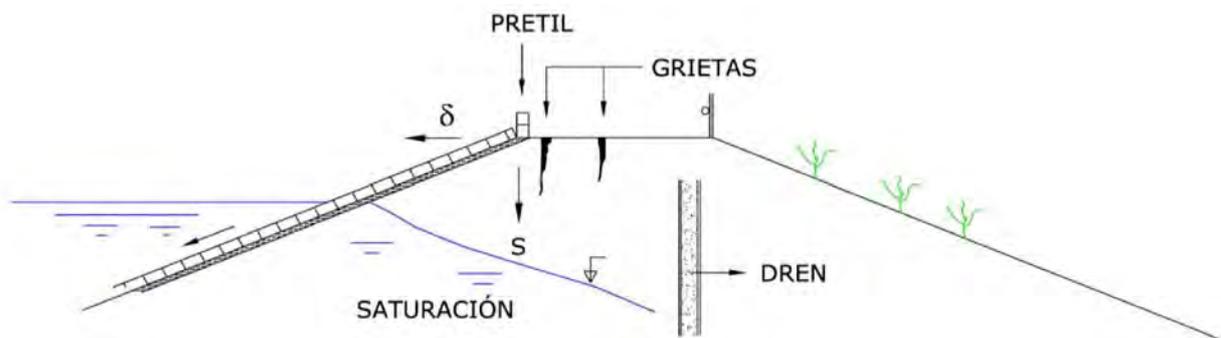
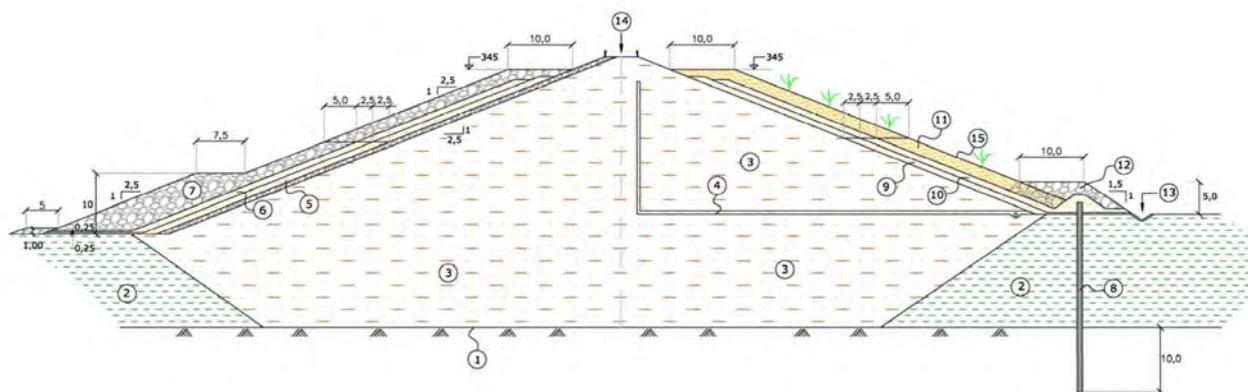


Figura 18.- Esquema del agrietamiento y de los movimientos de coronación

Los estudios realizados pusieron de manifiesto que la estabilidad del espaldón de aguas arriba no estaba garantizada. Por otro lado, el sistema de drenaje, formado por un relleno de arena confinado entre dos geotextiles y que no se prolonga hasta los estribos, se juzgó inadecuado y se temió que el espaldón de aguas abajo pudiera llegar a saturarse completamente poniendo en tela de juicio también la estabilidad del espaldón de aguas abajo.

Con esas premisas se proyectó el refuerzo de la presa que se indica en la Fig. 19.



- | | | |
|-------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| 1.- ROCA DE CIMENTACIÓN | 6.- DREN DE GRAVA | 11.- RELLENO COMPACTADO |
| 2.- LIMOS DEL FONDO DEL VALLE | 7.- PROTECCIÓN DE ESCOLLERA | 12.- REPIÉ DRENANTE |
| 3.- CUERPO DE PRESA | 8.- PANTALLA DE BENTONITA-CEMENTO | 13.- CUENTA DE PIE DE PRESA |
| 4.- DREN CHIMENEA ACTUAL | 9.- FILTRO DE ARENA | 14.- NUEVA CORONACIÓN |
| 5.- FILTRO DE ARENA | 10.- DREN DE GRAVA | 15.- PROTECCIÓN DE HIDROSIEMBRA |

Figura 19.- Esquema del proyecto de refuerzo

2.5. Vallehermoso

La presa de Vallehermoso, también conocida como presa del “Puerto de Vallehermoso”, se construyó sobre el río Azuer (Confederación Hidrográfica del Guadiana) es de materiales sueltos, homogénea y como elemento de control de filtraciones dispone de un tacón granular permeable. Ver Fig. 20.

La presa, terminada de construir en 1988, es de veinticinco metros de altura y contiene un embalse de unos 7 Hm³. Está clasificada en la categoría A desde el punto de vista del nuevo Reglamento Técnico de Seguridad de Presas.

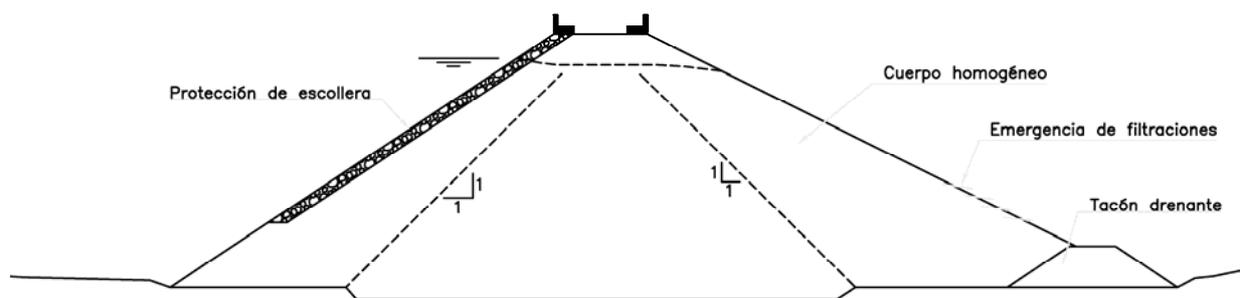
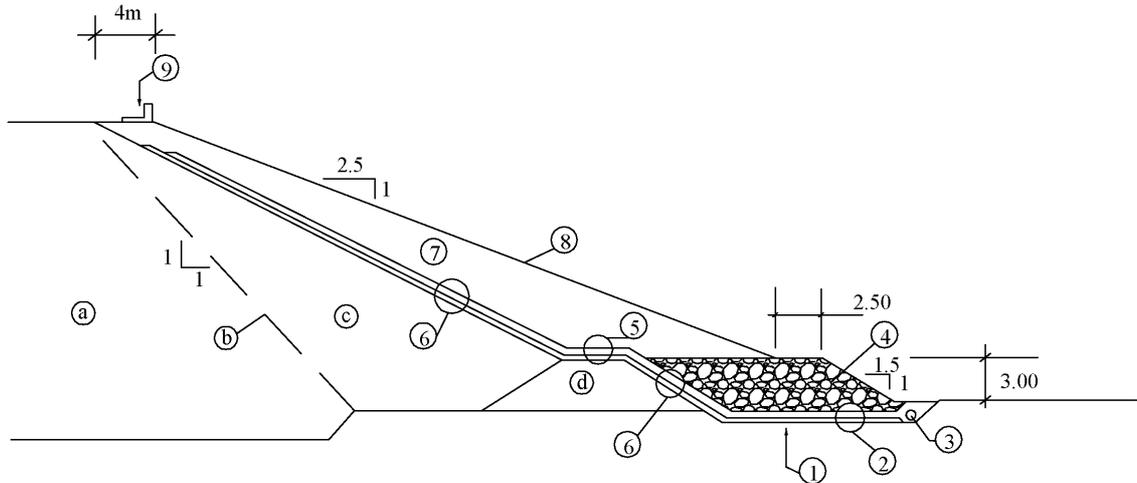


Figura 20.- Esquema de sección tipo de la presa de Puerto de Vallehermoso

De acuerdo con el proyecto de la presa, las filtraciones que pudieran atravesar su cuerpo aflorarían en el paramento o talud de aguas abajo. Este afloramiento ha tardado tiempo en ocurrir. Esto se interpreta que es debido a la escasa permeabilidad del material con el que se ha construido la presa (arcilla con gravas ¿rañas?).

En mayo de 2003, después de 15 años de explotación, se puso de manifiesto que, desde unos meses atrás, se había venido observando un aumento de las filtraciones que afloran en el talud y que algunos técnicos lo ven ya “abombado” como si estuviese próximo a deslizar. Pero la coronación, que en su día sufrió un asiento grande (quizás medio metro), no tenía síntomas de movimientos recientes.

Tras un análisis del problema, en esta ocasión de forma breve dadas las especiales circunstancias del caso. Se propuso un sistema de refuerzo que garantizase la recogida de aguas filtradas que pudieran emerger en el talud de aguas abajo y que aumentara la estabilidad al deslizamiento. Los detalles se indican en Fig. 21.



Presas actual

- a.- Cuerpo central de presa
Caracterización geotécnica a realizar
- b.- Talud que indica el ancho del zanjón de excavación del cimiento
- c.- Espaldón actual de aguas abajo
¿material igual que en "a"?
- d.- Tacón drenante
¿tiene filtro?

Elementos del refuerzo

- 1.- Excavación de saneo
- 2.- Filtro y dren de base
- 3.- Colector de filtraciones
- 4.- Repié granular drenante
- 5.- Filtro y dren, tramo horizontal
- 6.- Filtro y dren, tramo inclinado
- 7.- Nuevo espaldón
- 8.- Paramento de aguas abajo. Protección
- 9.- Nueva coronación

Figura 21.- Esquema del posible refuerzo. Presa de Vallehermoso

2.6. San Diego

La balsa de San Diego está cerrada por un dique de tierras con sección tipo homogénea. Ver Fig. 22.

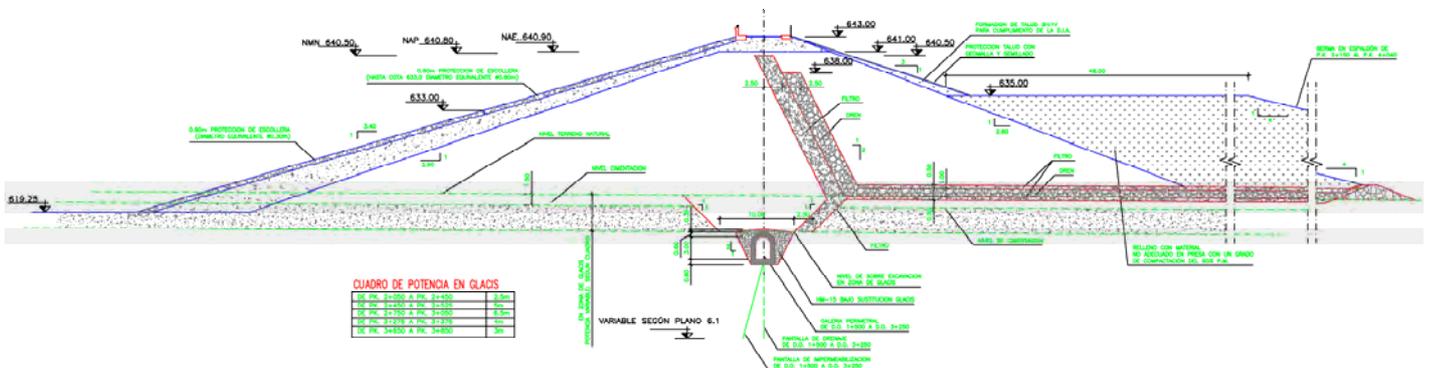


Figura 22.- Sección tipo del proyecto de la balsa de San Diego

El terreno donde se ubica (Villena, Alicante) está formado por sedimentos miocenos con estratificación casi horizontal. Estos sedimentos incluyen estratos de diversa granulometría, desde la parte más arcillosa hasta estratos formados por gravas envueltas en matriz arcillosa.

El cuerpo de presa se construiría con los materiales excavados para formar un cuerpo sensiblemente homogéneo, aunque se realizaría cierta zonificación.

Los estudios realizados durante construcción indicaron la viabilidad de modificar la protección del paramento de aguas arriba y de suprimir de la galería perimetral de inspección y drenaje así como la pantalla de impermeabilización. La sección tipo modificada se puede ver en Fig. 23.

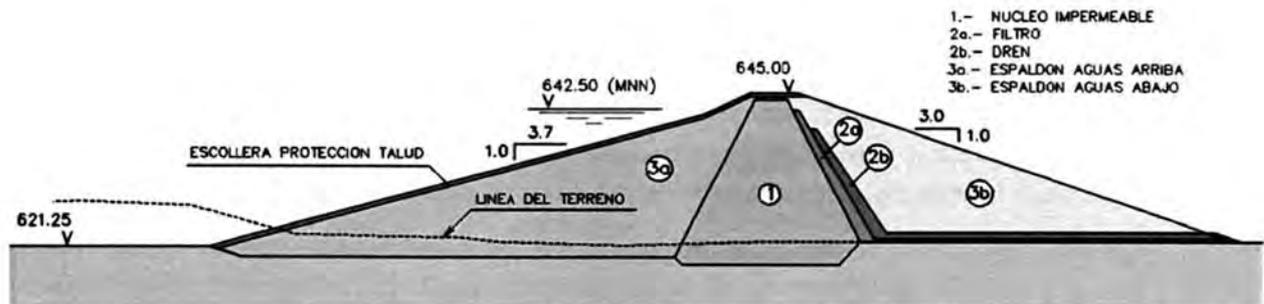


Figura 23.- Balsa de San Diego. Sección tipo construida

La gran extensión de la balsa en planta (1 km²) y el gran volumen de su vaso (20 hm³) hacen que esta balsa sea de las más grandes de España, sino la mayor.

Las pruebas de llenado de la balsa comenzaron al principio de 2011 y se vio que el caudal de aguas que se perdía por filtración superaba los 100 l/s sin haberse completado el llenado de la balsa.

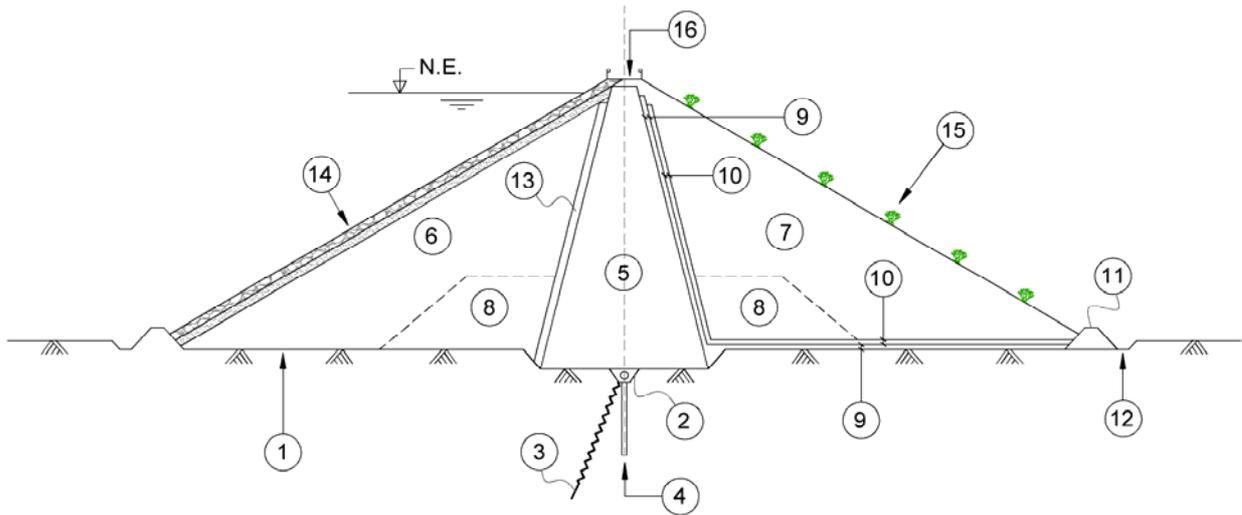
Los estudios en curso cuestionan no sólo la estanqueidad del cimiento de la balsa sino también la del propio cuerpo del dique.

3- Reparación de presas de núcleo

Los elementos esenciales de una presa de núcleo se indican en Fig. 24.

Las presas de núcleo son relativamente modernas en España. Excluyendo algunas presas pioneras, la mayoría se ha construido en los últimos cincuenta años. En Fig. 25 se indica esquemáticamente la evolución del número de presas según la década de terminación. La figura ha sido preparada para este escrito partiendo de los datos del catálogo oficial del Ministerio correspondiente y haciendo algunas pequeñas correcciones; principalmente eliminando “presas de collado” y similares.

Como ejemplo para ilustrar las reparaciones de este tipo de presas se ha elegido el de la presa de Giribaile.



- | | |
|---------------------------------|---|
| 1. Excavación de implantación. | 9. Filtro de arena. |
| 2. Eventual galería perimetral. | 10. Dren de gravilla. |
| 3. Pantalla de inyección. | 11. Rapié drenante. |
| 4. Pantalla de drenaje. | 12. Cuneta de recogida de filtraciones. |
| 5. Núcleo impermeable. | 13. Transición núcleo-espaldón. |
| 6. Espaldón de aguas arriba. | 14. Rip-rap de protección aguas arriba. |
| 7. Espaldón de aguas abajo. | 15. Protección de aguas abajo. |
| 8. Zonas de sombra. | 16. Coronación. |

Figura 24.- Elementos esenciales del cuerpo de las presas de núcleo

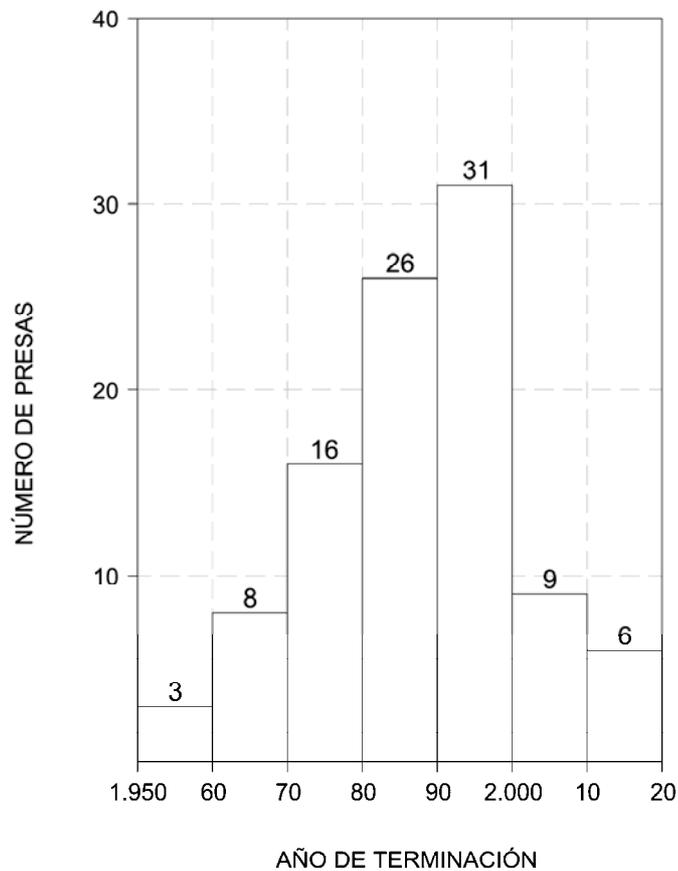


Figura 25.- Evolución del número de presas construidas en España

3.1. Giribaile

La presa de Giribaile se construyó entre 1992 y 1996 en el curso del río Guadalimar, en la provincia de Jaén.

En Fig. 26 se incluye una foto del embalse de Giribaile lleno.



Figura nº 26.- Perspectiva del embalse de Giribaile

La geometría de la cerrada condicionó mucho el proyecto. Existen en el cimientó unas areniscas triásicas poco cementadas y de granos uniformes que, además de ser muy permeables, resultan friables; prácticamente no tienen cohesión. El proyecto de construcción incluía una solución de impermeabilización del cimientó que consistía en la ejecución de una pantalla impermeable y continua ejecutada con hidrofresa. Pero, considerando entre otros aspectos la dificultad de ejecución de la pantalla en las laderas, al comienzo de las obras se optó por modificar este aspecto del proyecto sustituyendo la mencionada pantalla por una cortina de inyecciones más clásica. Además, para alargar el camino de las filtraciones se prolongó el núcleo arcilloso vertical colocando ese mismo material (arcillas) bajo el espaldón de aguas arriba. En Fig. 27 se indica esquemáticamente una sección del cuerpo de presa que, según planos normales al eje de coronación, resultan muy asimétricas.

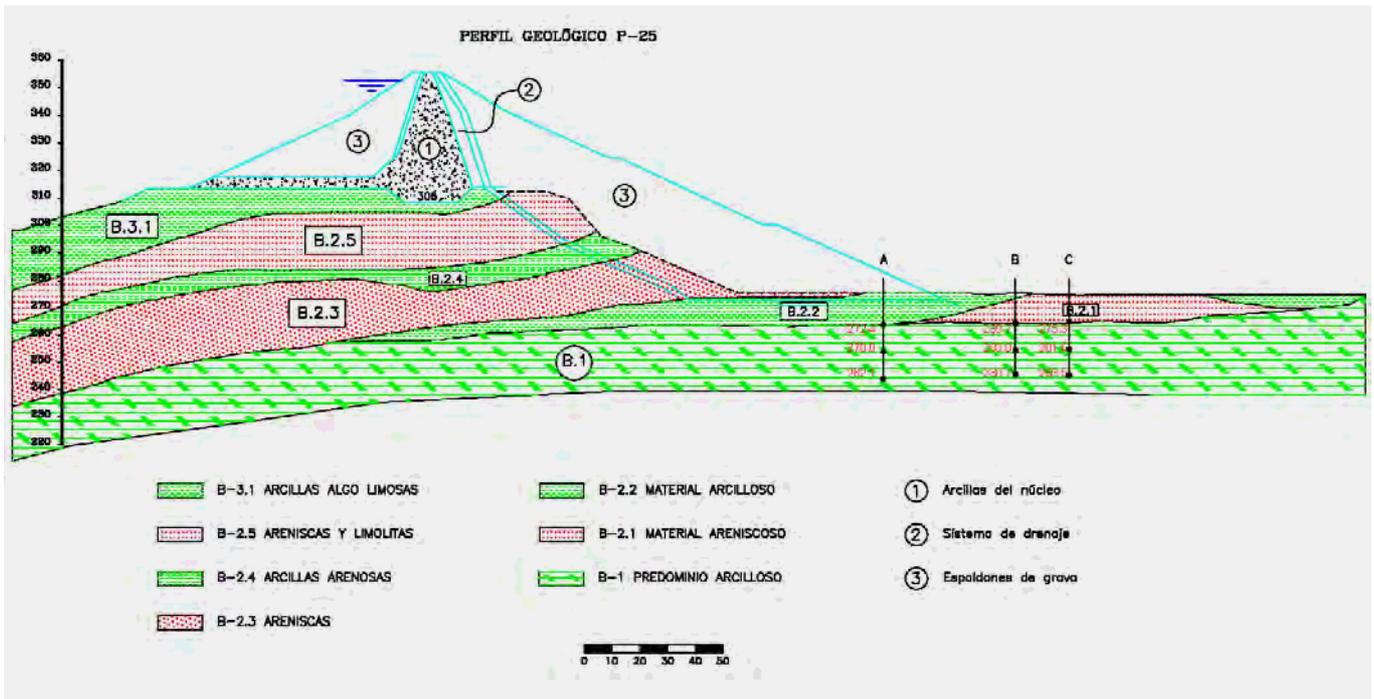


Figura 27.- Esquema de la estructura geológica de la cerrada y de la sección tipo de Giribaile

Durante la construcción de la presa se observaron grandes asientos. Uno de los gráficos de asientos del cuerpo de presa durante la construcción se recoge en Fig. 28. El asiento registrado aguas arriba superaba ya la amplitud de 1 m cuando un punto del mismo perfil y a la misma cota había asentado sólo unos 20 cm. La situación se agravó llegando a medirse, en el espaldón de aguas arriba, asientos de más de 3 m. Esto implica claramente el deslizamiento del espaldón de aguas arriba que apoya sobre un tapiz arcilloso que además, quedó compactado del lado húmedo.

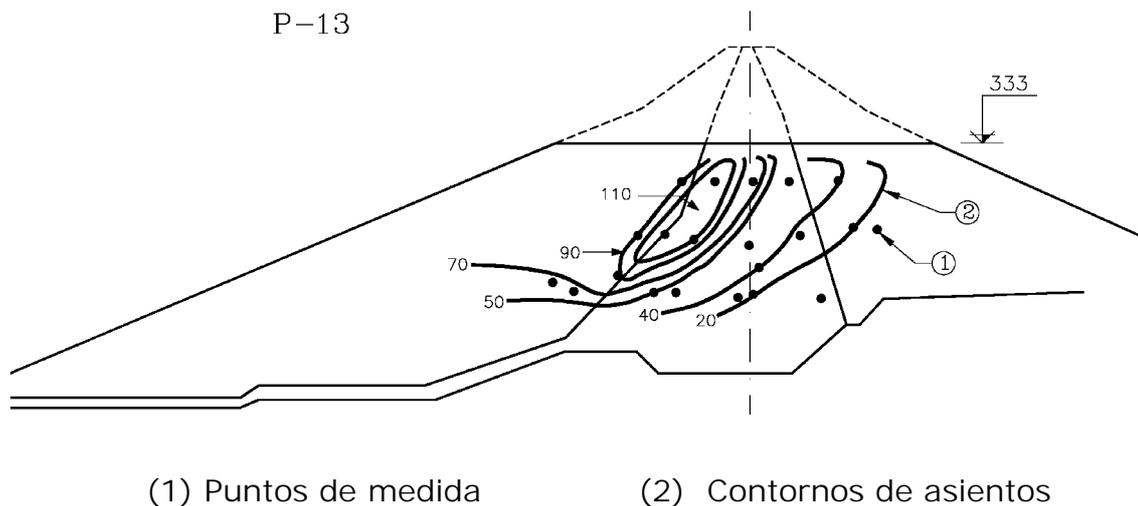
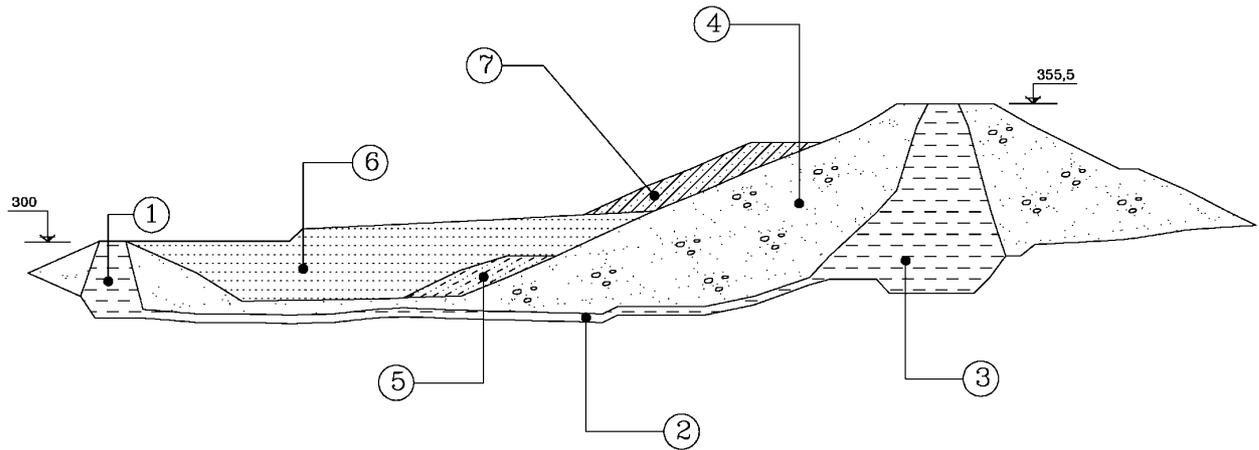


Figura 28.- Asientos registrados hasta octubre de 1993 (cm)

Esto obligó a modificar la secuencia constructiva según se indica en Figura 29. Primero se hizo un pequeño refuerzo cerca del pie de presa (nº 5 en dicha figura) y después viendo que esto no era suficiente, se amplió el relleno del pie para cubrir todo el espacio entre la presa y la ataguía. Más tarde se colocó un relleno adicional (nº 7 en la figura mencionada).



- | | |
|----------------------------|----------------------|
| (1) Ataguía | (5) Primer refuerzo |
| (2) Tapiz arcilloso | (6) Segundo refuerzo |
| (3) Núcleo de la presa | (7) Tercer refuerzo |
| (4) Espaldones de zahorras | |

Figura 29.- Secuencia de construcción de la presa

La presa se terminó de construir en 1996 y durante el primer llenado se advirtieron nuevos asentamientos que no requirieron mayores refuerzos, pero el llenado del embalse motivó que aguas abajo de la presa y en algunos drenes de la galería perimetral cuando se abrían, existieran surgencias de aguas con arrastres que motivaron la ejecución de varios pozos de alivio con filtros adecuados y, sobre todo, a la construcción de un gran filtro invertido, Fig. 30, en la margen derecha, aguas abajo de la presa, que permitió asegurar la cimentación contra posibles problemas de erosión. Las aguas filtradas, haciéndolas pasar por filtros de arena, se recogen adecuadamente en pequeños estanques donde pueden ser debidamente aforados. Fig. 31.



Figura 30.- Vista del filtro invertido de Giribaile



Figura 31.- Emergencia de aguas previamente filtradas por filtros de arena. Giribaile

Más detalles del proceso de reparación de esta presa pueden verse en la publicación de Martín y otros (2000).

4- Presas de pantalla

La utilización de pantalla de hormigón en el paramento de aguas arriba en las presas españolas es muy antigua. Algunas presas como las ya comentadas de La Sotenera, Cazalegas y otras más modernas como la de Torre del Águila, tienen losas de hormigón en el paramento de aguas arriba como elemento de protección y de impermeabilización. Pero no pueden considerarse realmente como presas de pantalla de hormigón en el sentido que hoy tienen estas presas.

La evolución de las alturas de presa con pantalla de hormigón y la correspondiente a las pantallas asfálticas se recoge en la Fig. 32.

Entre los años 1950 y 1990 se construyeron unas veinticinco pantallas de hormigón con alturas comprendidas entre los 20 y los 75 m. La experiencia que se fue ganando no fue tan positiva como en otras presas (fábrica o de materiales sueltos con núcleo de arcilla) y por eso cayeron en desuso. Desde 1991 hasta hoy no se ha vuelto a construir en España ninguna otra presa de pantalla de hormigón.

La utilización de pantallas asfálticas aguas arriba, como elemento de estanqueidad comenzó en España algo más tarde que el de las pantallas de hormigón. La primera pantalla de este tipo se construyó en 1969. La primera pantalla asfáltica construida con tecnología propia en España fue la de la presa de El Siberio (Gran Canaria), terminada de construir en 1978.

Probablemente una de las razones del aparente poco éxito de las presas de pantalla fue el mal comportamiento de las pantallas de hormigón que sufrían fugas importantes. Y sobre todo la escasa estabilidad de los plintos de unión de la pantalla a la roca de la cerrada.

Algunos plintos típicos de las primeras presas españolas se indican en Fig. 33, tomada de Alonso y Soriano (1988).

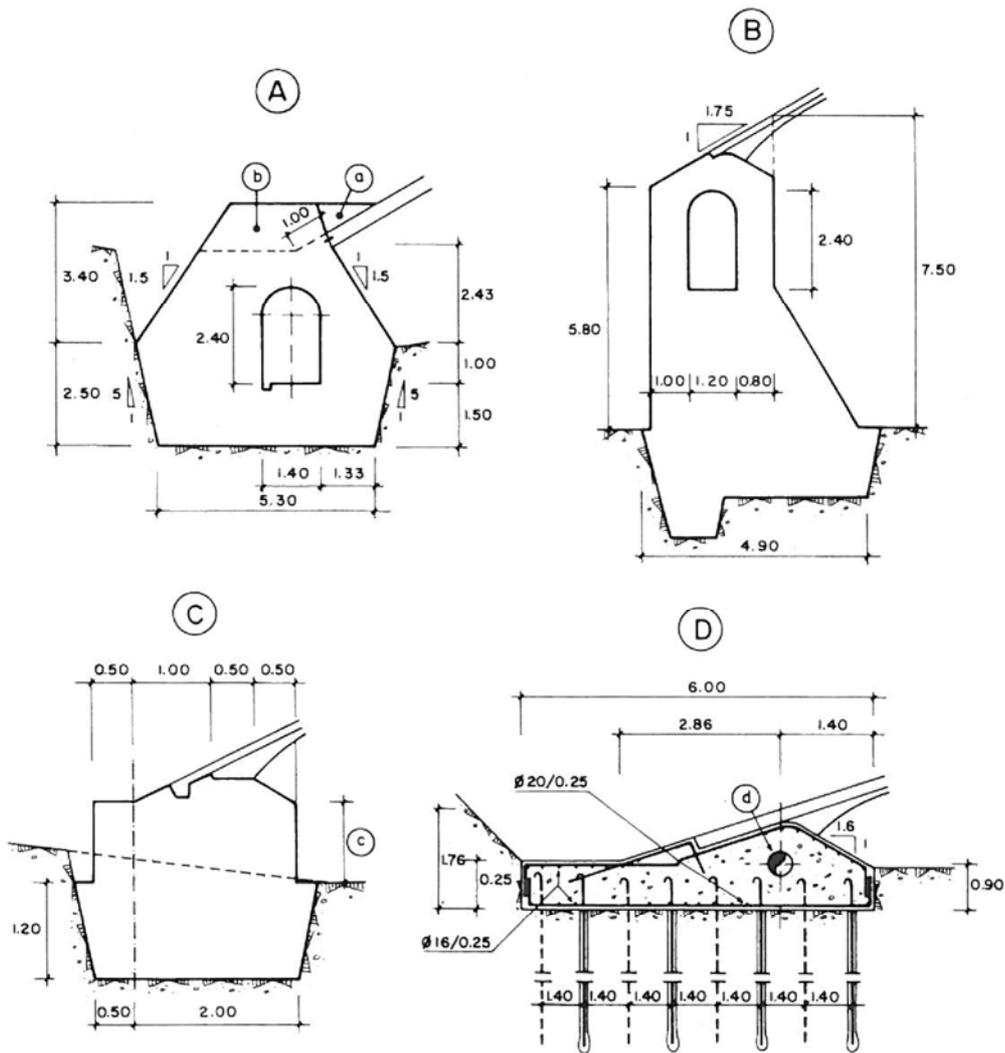


Fig. 1

Typical plinth designs

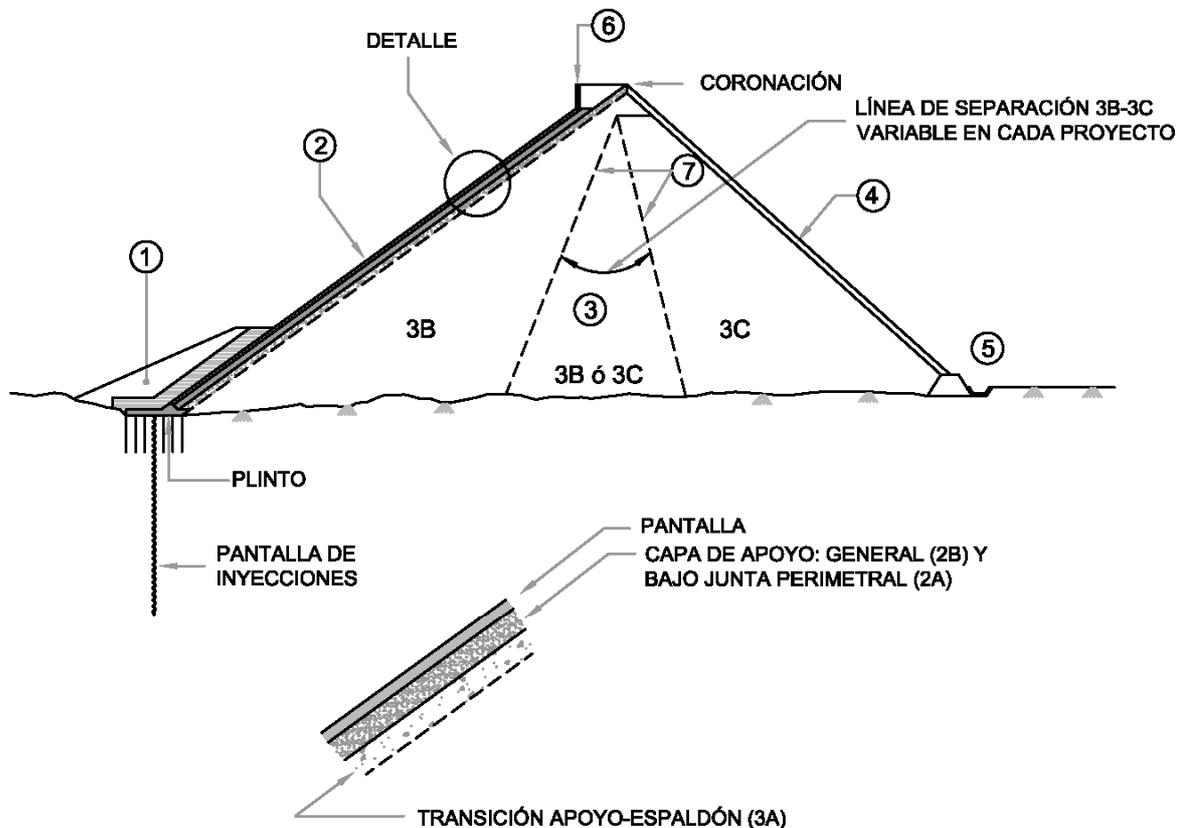
Formes types de socles

- | | |
|---|--|
| (A) Guadalcacin Dam | (A) Barrage de Guadalcacin |
| (B) Los Alfilorios Dam | (B) Barrage de Los Alfilorios |
| (C) Siberio Dam | (C) Barrage de El Siberio |
| (D) Huesna Dam | (D) Barrage de Huesna |
| (a) Clay fill | (a) Remplissage d'argile |
| (b) Second stage concrete | (b) Béton de seconde phase |
| (c) Variable level, typically 50 cm | (c) Hauteur variable (hauteur type : 50 cm) |
| (d) Air duct in river bed area of man-sized gallery | (d) Conduit d'aération de la galerie de visite |

Figura 33.- Algunos tipos de plinto de las primeras presas españolas

Los plintos que se indican en esa figura son el de la presa Guadalcacin II, que no llegó a construirse, el de la presa de Alfilorios y el de la presa de El Siberio, que hubieron de ser reparados, y el de la presa de Huesna, proyectado ya con mayor conocimiento del comportamiento de estos elementos (plinto plano) y que ha tenido buen comportamiento.

Las presas modernas que hoy se construyen tienen ya elementos de estanqueidad adecuados. Se construyen con una tecnología bien establecida y muestran comportamientos claramente aceptables. En Fig. 34 se indica la sección tipo de una presa de pantalla moderna.



DETALLE DE LA PANTALLA Y SU APOYO

1. Protección del pie de aguas arriba
2. Pantalla y capa de apoyo
3. Cuerpo de presa
4. Protección de aguas abajo
5. Repié drenante y cuneta
6. Pretil de coronación
7. Línea de separación entre el espaldón de aguas arriba, 3B y el de aguas abajo 3C

Figura 34.- Sección tipo de una presa de pantalla de hormigón

Como puede verse, los plintos modernos son planos y ciegos (sin galerías de inspección incluida). Además, de manera sistemática, van anclados al terreno de apoyo y protegidos en la zona externa con un terraplén adosado. Pero esta sección tipo está basada en unos conocimientos que hace cincuenta años, cuando en España se comenzó a construir este tipo de presas, la comunidad presística internacional no tenía. Esto dio lugar a incidentes y reparaciones posteriores que han sido numerosos. A continuación se describen tres de esas reparaciones.

4.1. El Siberio

La presa de El Siberio se construyó en la isla de Gran Canaria, municipio de Tejeda.

Cierra un torrente local y es de gran altura (82 m) pero de escasa capacidad, 4 hm³. En Fig. 35 se incluye una vista panorámica del embalse actual lleno.



Figura 35.- Vista de la presa de El Siberio

La cerrada está formada por rocas volcánicas sanas pero muy diaclasadas. El elemento de unión de la pantalla asfáltica con el terreno consistía en un zócalo de sección recta aproximadamente cuadrada en las laderas. En el cauce, el plinto sirvió como ataguía para facilitar la construcción y era más esbelto y de altura importante, cerca de 9 m.

El primer llenado del embalse se produjo poco después de la terminación de la construcción y fue muy rápido debido a la escasa capacidad del vaso. La presión frontal del agua contra la cara vista del plinto en la zona más alta (plinto-ataguía) hizo que este elemento “volcase” abriéndose una grieta amplia en la junta entre el cimientó y el alzado de este elemento. En las laderas el comportamiento fue similar; el contacto del plinto con la ladera, o la junta vertical que existía entre el plinto propiamente dicho y el relleno delantero de hormigón (Ver Fig. 36) se abrió, el plinto comenzó un movimiento de vuelco y dejó un paso franco al agua del embalse. Como consecuencia la presa se vació en unas pocas horas.

La reparación exigió la ejecución de un plinto nuevo, ubicado más allá del que se había movido, mucho más plano y anclado al terreno.

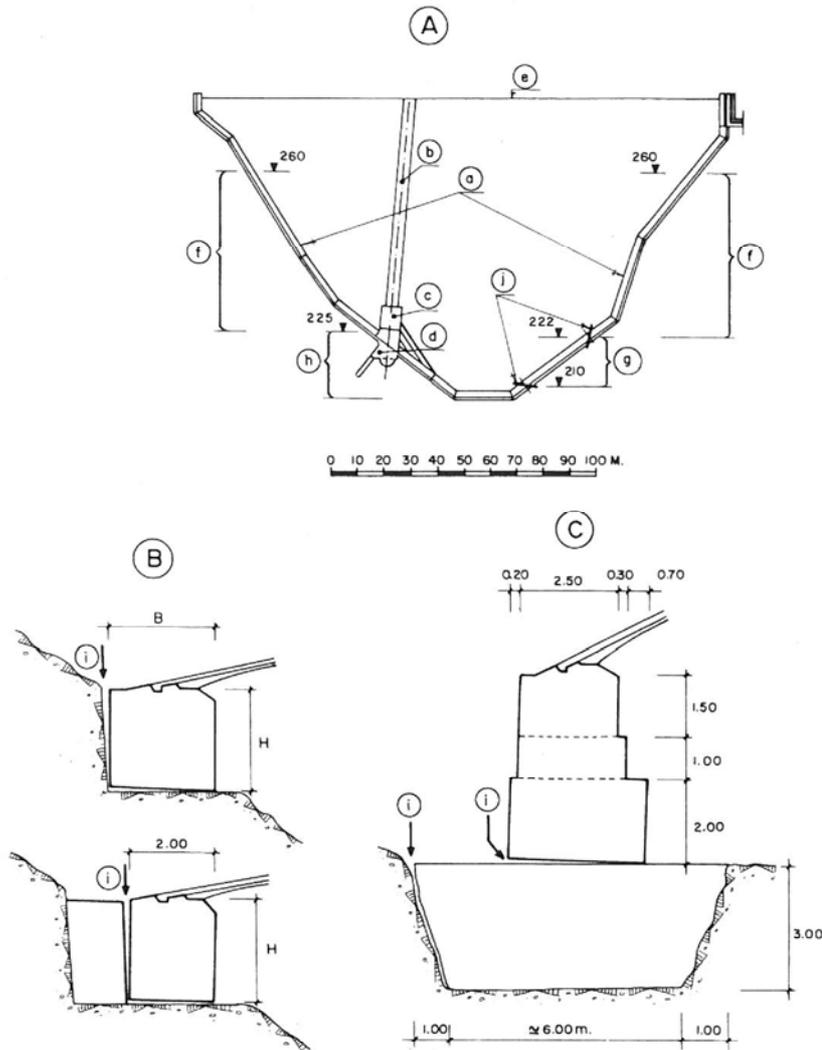


Fig. 5

Diagram of Siberio Dam break

Graphique des ruptures du barrage de Siberio

- (A) Schematic plan of perimetric plinth (A) *Vue en plan du socle périmétral*
 (B) Diagrams of breach of areas "f" and "g" (B) *Rupture dans les zones "f" et "g"*

Figura 36.- Esquema de la pérdida de estanqueidad del plinto de El Siberio

4.2. Alfilorios

La presa de Alfilorios cierra un embalse que sirve como depósito de regulación para el abastecimiento de agua a Oviedo. Cierra el cauce de arroyo Berrea. La cerrada se establece sobre unas calizas cuya permeabilidad por carstificación, en algunos bancos, crearon una dificultad importante para conseguir, finalmente, la estanqueidad necesaria. La presa tiene 67 m de altura y una capacidad de 8 hm³. La estructura de la presa está formada por escollera caliza con pantalla asfáltica aguas arriba.

El problema de la estabilidad del plinto fue ya evidente durante la propia construcción y la sección tipo que inicialmente se había proyectado para la zona baja (zona del cauce del arroyo) que era muy esbelta (ver Fig.32, B) se reforzó con un bloque de hormigón adosado a la parte delantera.

La estabilidad del plinto se analizó con detalle mediante un modelo numérico que permitió estimar el empuje de la escollera del cuerpo de presa sobre el trasdós del plinto. Ver Fig. 37. El empuje resultante resulta ser muy próximo al que se obtiene para la condición de “empuje activo”, que es el mínimo posible. Como consecuencia, se da la circunstancia curiosa de que la colaboración de la escollera del cuerpo de presa en la estabilidad del plinto es tanto menor cuanto mayor sea la resistencia de dicha escollera. El cálculo indica que el refuerzo decidido durante la construcción no era suficiente para garantizar la estabilidad del plinto.

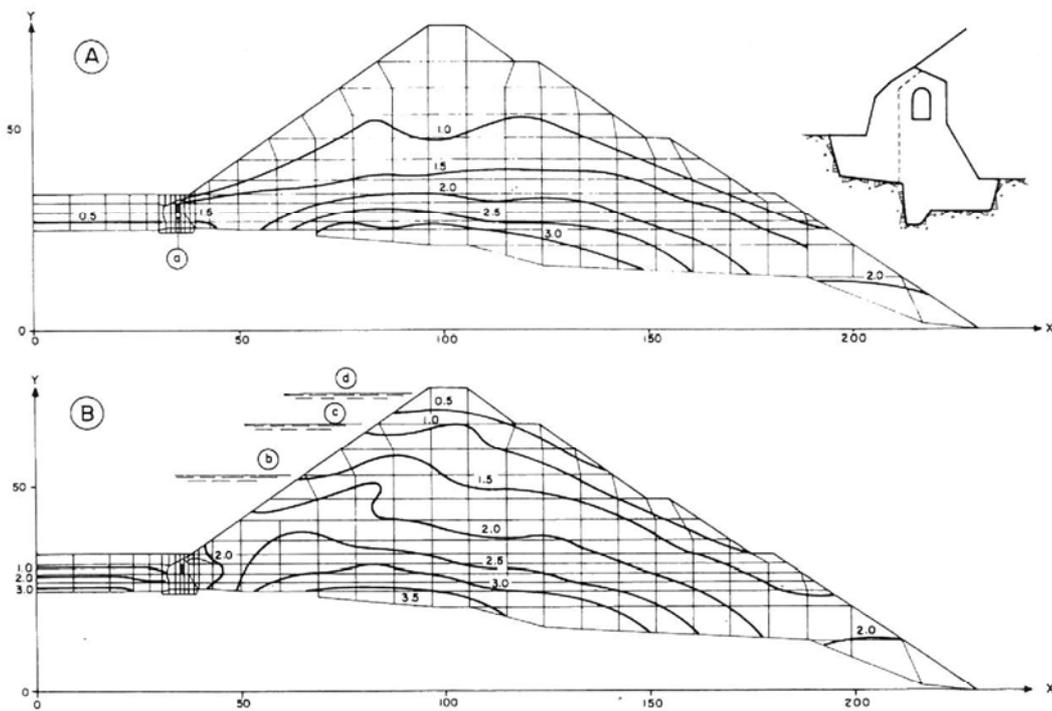


Fig. 10

Finite-element analysis of Alfílorios Dam

Calcul du barrage de Los Alfílorios par la méthode des éléments finis

- | | |
|--|--|
| (A) Horizontal stresses, in bars, at end of construction | (A) <i>Contraintes horizontales à la fin de la construction (bars)</i> |
| (B) Horizontal stresses, in bars, for full reservoir | (B) <i>Contraintes horizontales, retenue pleine (bars)</i> |
| (a) Plinth-cofferdam | (a) <i>Socle-batardeau</i> |
| (b) First filling stage | (b) <i>Première phase de remplissage</i> |
| (c) Second filling stage | (c) <i>Seconde phase de remplissage</i> |
| (d) Full reservoir | (d) <i>Niveau maximal de retenue</i> |

Figura 37.- Modelo numérico de la presa de Alfílorios y de su plinto recrecido

Como quiera que aún con ese refuerzo previo ya realizado el plinto no resultaba teóricamente estable, fue necesario anclarlo fuertemente a la roca. En este caso el anclaje se consiguió con micropilotes de alta capacidad proyectados para que trabajasen a tracción.

El plinto en las laderas, que no incluía galería visitable se pudo reforzar con anclajes previos a la roca mediante barra de acero.

4.3. Martín Gonzalo

La presa de Martín Gonzalo está situada en el término municipal de Montoro (Córdoba). Cierra el río Martín con una estructura de escollera con pantalla asfáltica aguas arriba. La altura de presa es de 55 m y el vaso tiene una capacidad de 18 hm³. La sección tipo puede verse en Fig. 38.

La escollera utilizada en la construcción de Martín Gonzalo estaba formada por fragmentos de rocas pizarrosas y resultó de gran deformabilidad. En obra se llegaron a medir módulos de deformación con ensayos de placa de carga tan bajos como $E = 10$ MPa, lo que creó cierta inquietud.

El proyecto original incluía una pantalla de hormigón que se consideró excesivamente rígida habida cuenta la gran deformabilidad del cuerpo de presa. Por ese motivo se decidió colocar una geomembrana provisional para poder llenar el embalse por primera vez y, de ese modo, preconsolidar el cuerpo de presa. Después se vaciaría el embalse y se comenzaría la construcción de la pantalla definitiva. En Fig. 39 puede verse el paramento de aguas arriba durante la construcción de la membrana provisional.

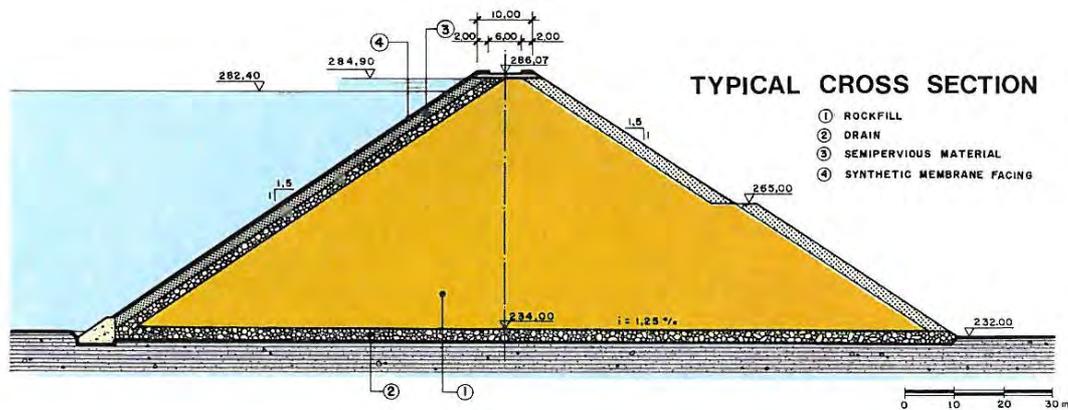


Figura 38.- Sección tipo de la presa de Martín Gonzalo



Figura 39.- Vista de la membrana provisional construida en Martín Gonzalo

El experimento falló, la membrana provisional no soportó las tracciones que inducía el embalse y se rasgó cuando la carga de agua aún quedaba a unos veinte metros del máximo nivel de embalse. La rotura de la membrana impermeable provisional provocó el vaciado rápido del embalse. El agua circuló a gran velocidad por el amplio dren ubicado bajo la pantalla que estaba formado por “bolos” de gran tamaño (gravas limpias y muy gruesas).

La reparación consistió en varias actuaciones:

- Refuerzo del plinto para hacerlo más plano y anclarlo a las laderas.
- Eliminación del dren de bolos y sustitución de esta capa por otra semipermeable, como corresponde a las presas modernas de pantalla. Capas 2A y 2B de Fig. 34.
- Construcción de una pantalla asfáltica.

Desde su reparación, la presa ha venido explotándose con normalidad.

Más información de los detalles de esta presa pueden verse en la publicación de Justo (1988).

5- Comentarios finales

Como se ha dicho, en España existen unas 1200 grandes presas en operación, de ellas unas 440 son presas de tierra. De estas últimas se habla en este escrito describiendo sus defectos y la forma de repararlos. Se han elegido para esta jornada las presas de materiales sueltos para hablar de los sistemas de reparación y refuerzo no porque las reparaciones sean más frecuentes, más necesarias o más importantes, que no lo son, sino porque había que limitar el alcance de este escrito y parecía lógico comenzar por las presas de tierra y escollera. En otra ocasión se hablará de las presas de fábrica.

Dentro de las 440 presas de materiales sueltos se habla solo de diez casos de reparación. Y no es que no existan más. Son conocidos otros casos interesantes como La Estanca de Alcañiz, La Loteta, El Negratín, Torre de Águila, Cuevas de Almanzora, Beninar, etc... sobre los que podría haberse hablado. Pero el texto entonces habría sido muy largo.

Como resumen de lo expuesto en este escrito quiere decirse que en los diez casos expuestos, la patología observada tenía que ocurrir porque se partió de un proyecto inicial mal resuelto por falta de experiencia internacional en el tipo de presa en cuestión y para la época en la que se redactó el proyecto. Son los casos de La Sotonera y el del Siberio. Esto es fácil de entender.

Pero también ha ocurrido que, estando el proyecto acorde con las técnicas adecuadas, se ha podido modificar ocurriendo después un mal comportamiento que de otra forma (y esto es un futurible) parece que no habría ocurrido. Son cambios de proyecto como el que se hizo en Cazalegas, suprimiendo el dren chimenea, San Diego, suprimiendo las inyecciones del cimientado y la galería perimetral del cimientado o la supresión de la pantalla continua de impermeabilización en la presa de Giribaile. Algo similar puede decirse de la precarga de Martín Gonzalo. En estos cinco casos la modificación del proyecto parece haber tenido un impacto negativo en el comportamiento posterior.

No se sabe la razón que haya conducido a construir la presa de Vallehermoso sin sistema de control de drenaje. Más explicable es que en Valcomuna se aceptase, por razones de emergencia, una solución con un control de drenaje incompleto y basado en el uso de geotextiles.

Parece deducirse de lo dicho que un sistema adecuado de supervisión de proyectos y sobre todo, de modificaciones de proyecto, hubiera podido evitar la mayoría de los malos comportamientos observados en los ejemplos indicados.

También puede decirse que existen algunas reparaciones que se han propuesto como precaución sin que realmente exista una necesidad evidente que la justifique plenamente, como es el caso aquí citado de la balsa de Lebrija.

Se quiere pedir desde aquí disculpas a aquellos compañeros que pudieran sentirse afectados por este escrito. Debe quedar claro que el autor piensa que nunca se debe atribuir ningún fallo a ninguna persona. Somos muchos los que opinamos siempre sobre cualquier tema y si se produce algún fallo en una decisión, no se debe atribuir el fallo a nadie, sino al sistema de vigilancia de los proyectos, que como se ve, siempre es mejorable.

Finalmente se quiere apuntar la idea de que, en general, aunque es cierto que en algunas reparaciones se han podido observar algunos defectos de construcción, estos defectos, que el autor sepa nunca han sido causa esencial de una reparación posterior. Son las ideas del proyecto y, sobre todo, las de los proyectos de modificación, las más peligrosas.

6- Referencias

Alonso M., y A. Soriano (1988). "Plinths in dams with watertight facing. Design, Construction and Performance" . XVI Int. Conference on Large Dams. San Francisco U.S.A. Q61.R48. pp. 1787-1816.

Alonso Franco, M. (1993). Patología de presas españolas de materiales sueltos. Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. SEMS-CNEGP. Zaragoza.

Comité Nacional Español de Grandes Presas. (2014). Guía Técnica de Seguridad de Presas P-2. "Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas". Tomo 2.

ICOLD (1973). Lessons from dam incidents.

Justo, J.L. (1988) The failure of the impervious facing of Martin Gonzalo rockfill dam. Sixteenth International Congress on Large Dams, San Francisco, ICOLD. Discussions and Contributions Q.61-19, pp. 252-266.

Martín Pérez, J., Soriano Peña, A., Valderrama Conde, M. y González Galindo, J. (2000). "Monitoring safety against sliding of Giribaile dam". XX Congreso Internacional de Grandes Presas. Beijing (China), September, 2000.

Trapote Blanco, R., F.J. Sánchez Caro y A. Soriano Peña. (1996), "Rehabilitación de la presa de Cazalegas". V Jornadas Españolas de presas. Valencia Abril 1996.

CORRECCIÓN DE MOVIMIENTOS DE LADERAS DE EMBALSES

RENÉ GÓMEZ LÓPEZ DE MUNAIN

I.T. Construcciones Civiles/Geólogo

Confederación Hidrográfica del Ebro

Jefe del Área de Seguridad de Infraestructuras y Geotecnología

1- Introducción

El proceso de llenado de un embalse ejerce un doble efecto en la estabilidad de las laderas del vaso. Por un lado, la presión hidrostática produce un cambio tensional favorable que estabiliza la ladera y por otro un cambio de las condiciones hidrogeológicas de la ladera con aumento de las presiones intersticiales. Este aumento de las presiones intersticiales produce la disminución de la resistencia al corte y dependiendo de las características geomecánicas de los terrenos (permeabilidad, rozamiento interno, cohesión, densidad), la pendiente de las laderas, la altura del nivel del embalse y la velocidad de desembalse, puede causar problemas de estabilidad de las laderas.

El efecto estabilizador del llenado del embalse es inmediato, sin embargo el efecto desestabilizador es un problema complejo en el que la disipación de las presiones intersticiales exige considerar la existencia de un flujo transitorio.

Por lo tanto en el proceso de vaciado de un embalse se combinan ambos efectos. Un descenso suficientemente rápido del nivel del agua hace que desaparezca de forma brusca la fuerza estabilizadora del peso del agua, y a su vez si las laderas no drenan a la misma velocidad que se produce el descenso del embalse, aumentará la presión intersticial del terreno disminuyendo su resistencia al corte. Si se combinan ambos procesos se puede producir el movimiento de la ladera.

Existen varios ejemplos a lo largo de la historia donde se ha podido comprobar la inestabilidad de las laderas de embalses, en este texto se van a describir algunos de ellos:

1.1. Deslizamiento de Grijalva (México, 2007)

La presa Ángel Albino Corzo (también llamada Peñitas) sobre el río Grijalva está ubicada en el estado de Chiapas. Se trata de una presa de gravedad de 58 m de altura, 979,960 millones de m³ de capacidad, construida en el año 1987 y con una capacidad hidroeléctrica de 420 MW.

El 4 de noviembre de 2007 después de una tormenta tropical que dejó una precipitación de 1.076,70 litros/m² en 6 días, se produjo el deslizamiento de una ladera sobre el río Grijalva que generó una ola de entre 15 y 50 m de altura.

El deslizamiento cortó el río Grijalva formando una presa natural de 80 m de altura, 800 m de longitud de coronación y un volumen de tierras de 55 millones de m³, tal y como recoge la figura número 1.



Figura N° 1 . Fotografía del deslizamiento de Grijalva

A continuación se presenta un corte longitudinal del deslizamiento en la figura 2.

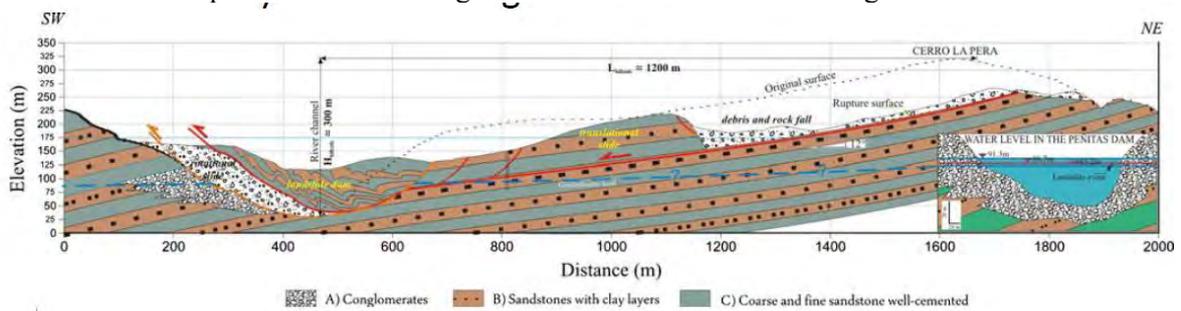


Figura N° 2. Perfil longitudinal del deslizamiento de Grijalva.

Las medidas correctoras adoptadas fueron las siguientes:

a) Apertura del cauce del río Grijalva

La formación de la presa natural comenzó a almacenar agua que inundaba infraestructuras aguas arriba y existía el temor de que pudiera anegar la Central Hidroeléctrica de Malpaso situada a 54 km. A su vez si al intentar excavar esta presa, se indujera su rotura, la avenida generada sería mayor que la capacidad del embalse de Peñitas situada a 16 km, lo que podría conllevar la rotura de su presa y daños en la llanura de inundación de aguas abajo.

De esta forma la elección de excavar no era del todo clara, pero se tomó la decisión y se comenzó a excavar el 8 de noviembre de 2007. El equipo de trabajo estuvo constituido por 43 tractores sobre orugas, 29 retroexcavadoras, 6 martillos hidráulicos, 21 camiones articulados, 7 camiones extraviales, 2 palas cargadoras frontales, 1 equipos de perforación (para estudios), góndolas, etc. El 30 de noviembre había 132 máquinas en las obras.

La medida adoptada fue la excavación de un canal en la presa natural de 800 m de longitud, 300 m de anchura y 80 m de profundidad. El canal fue terminado y abierto el paso del agua el 27 de diciembre de 2007



Figura N° 5. Fotografía de uno de los túneles de bypass

1.2. Deslizamiento de Qiankiangping (China, 2003).

En la mañana del 12 de julio de 2003, aparecieron unas grietas en un antiguo deslizamiento del pueblo de Qianjiangping en el río Qinggan, a tres kilómetros de distancia de su confluencia con el río principal Yangtze. Se produjo justo un mes después del primer llenado del embalse de las Tres Gargantas, que en junio había aumentado su nivel 135 m y el del río Qinggan 30 m.

Por la tarde, aparecieron grietas en las paredes de una fábrica, que fueron creciendo rápidamente e hicieron huir a la mayoría de los trabajadores de la misma.

El 13 de julio de 2003, a las 00:20 h, se produjo un deslizamiento de tierras de 24 millones de m³ de volumen que invadió el río Qinggan como si fuera un enorme bloque, cortándolo por completo. Se formó una presa natural de 1.200 m de longitud, 1.000 m anchura y 20 m de profundidad, tal y como aparece en la fotografía N° 6.



Fotografía N° 6: Deslizamiento de Qiankiangping (China, 2003).

El deslizamiento formó una ola de 30 metros de altura que hizo zozobrar 22 barcos. En cuestión de minutos se destruyeron cuatro fábricas, 300 viviendas, más de 67 hectáreas de tierras de cultivo, 14 personas perecieron y otras 10 desaparecieron.

Las causas del deslizamiento estarían relacionadas con las intensas precipitaciones, la erosión del pie de la ladera por el crecimiento del río y el propio ascenso del nivel del embalse.

1.3. Deslizamiento la Josefina aguas arriba del Embalse de Paute (Ecuador, 1993)

El 29 de Marzo de 1993, después de un período de intensas lluvias, se produjo un deslizamiento de 27 millones de m³ que alcanzó la confluencia de los ríos Paute y su afluente Jadán, en el paraje denominado de “La Josefina” aguas arriba del Embalse de Paute. Este deslizamiento originó una presa natural de 1 km de longitud de coronación y una altura de unos 100 metros. El cuerpo de esta presa natural estaba compuesto por un material muy heterogéneo con granulometría que variaba desde limos arcillosos plásticos hasta gravas y bloques métricos. El deslizamiento provocó la muerte de 80 personas con más de 7.000 afectados, anegando más de 1.000 has, varios puentes, tramos de carreteras. Se puede observar en la fotografía N° 7



Fotografía N° 7. Deslizamiento de la Josefina (Ecuador, 1993)

Durante el primer mes se embalsó un volumen de agua de 185 hm³, afectando a la carretera de acceso a los valles del Amazonas, la autopista Panamericana y una central energética aguas arriba.

Para solucionar el problema el Ejército de Ecuador procedió a la excavación de un canal de 18 metros de altura, 6 metros de anchura en el fondo y 400 m de longitud, con un volumen de 150.000 m³, con el fin de evacuar lentamente el embalse creado.

A los 26 días, el agua comenzó a salir por este canal y a los 33 días, el 1 de mayo, el flujo del canal se incrementó rápidamente erosionándose la presa que se vació en 10 horas con una onda de avenida de más de 10.000 m³/s, produciendo daños a lo largo de más de 100 km de río.

La presa de Paute situada aguas abajo y que constituye la mayor central hidroeléctrica de Ecuador se encontraba vacía de forma preventiva y se llenó completamente soltando por el aliviadero su máximo caudal de 4.500 m³/s. Debido a las medidas de evacuación tomadas no se registraron víctimas.

1.4. Movimiento de ladera de Tablachaca (Perú, 1980)

Durante la década de 1970, se observó que parte de un antiguo deslizamiento de roca filítica del estribo derecho de la presa de Tablachaca, en el centro-sur de Perú, se había reactivado (probablemente debido al efecto desestabilizador del desembalse) y se movía lentamente precipitándose hacia la presa. Esta presa de hormigón de 80 m de altura, es la mayor productora de energía eléctrica del Perú.

En la década de 1980, se llevó a cabo un proyecto muy costoso para controlar el movimiento del denominado Derrumbe N°. 5 de Tablachaca. Se movía una masa de 3 millones de m³ de roca y coluvial que puso en peligro la propia presa sobre el Río Mantaro.

En el próximo apartado se describirán las medidas tomadas para su estabilización.

1.5.El deslizamiento de Vaiont (Italia, 1963)

Durante su tercer llenado, el 9 de octubre de 1963, el Monte Toc situado en la margen izquierda, deslizó traslacionalmente aportando 270 millones de m³ de roca dentro del embalse, originado una ola de 235 m de altura, que pasó por encima de la presa con 100 m y llegó al valle del Piave arrasando las poblaciones situadas aguas abajo, y causando la muerte a 2.000 personas.

España no es ajena a estos fenómenos y cuenta con algunos ejemplos como la estabilización en 1990 de 5 millones de m³ de la margen izquierda del embalse de Cortes (Valencia) realizado con una compensación de tierras colocadas en su pie, el potencial deslizamiento de ladera de Puebla de Arenoso (Castellón), que fue solucionado con la ejecución en el año 2005 de un canal de hormigón que sostiene el pie con unos rellenos situados 40 m por encima de la cota del cauce, el potencial movimiento de ladera del embalse de Canelles (Huesca), la estabilización en el año 2009 de la margen derecha de la Presa de Siles (Jaén) o la estabilización en el año 2013 de la margen derecha de Yesa (Navarra y Zaragoza).

En previsión de estos eventos, nuestra normativa anima a la investigación de las laderas de los embalses, que viene recogida al menos en los siguientes documentos:

- a) Instrucción para proyecto, construcción y explotación de grandes presas de 1967, en su artículo 22.3 expone: *“Es recomendable en las presas cuya altura sea mayor de 100 m. y obligatorio en las presas bóveda y cúpula mayores de 50 m. establecer una red geodésica para medición de los corrimientos absolutos de presa y laderas”*.
- b) Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones de 1995, en el artículo 3.5.1.6 Contenido mínimo de los Planes de Emergencia de Presas: *“Los Planes de Emergencia de Presas tendrán el siguiente contenido mínimo: ...Deslizamiento de las laderas del embalse o avalanchas de rocas, nieve o hielo”*.
- c) Reglamento técnico de seguridad de presas y embalses del año 1996 en su artículo 19.3: *“Se investigará si en las márgenes del embalse existen terrenos con riesgo de inestabilidad que pudieran provocar deslizamientos en las laderas al variar rápidamente el nivel del agua, con posibilidad de graves daños en los terrenos, vías de comunicación, viviendas o servicios situados fuera del embalse, así como la obstrucción de éste por la masa deslizada, o generación de ondas en el embalse”*.
- d) Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02) de 2002 en el artículo 1.2.3: *“Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0,04 g deberán tenerse en cuenta los posibles efectos del sismo en terrenos potencialmente inestables”*.
- e) También podemos encontrar recomendaciones de estudio de laderas de embalses en la Guía Técnica de Seguridad de Presas Nº 3, titulada *“Estudios Geológico-Geotécnicos y de prospección de materiales”*, del Comité Nacional Español de Grandes Presas.

2- Medidas de corrección de movimientos.

Todos nosotros nos preguntamos si algunos de estos deslizamientos o todos, pudieran haber sido evitados. Lo primero que nos viene a la mente seguramente por sus dramáticas consecuencias, es cuestionarnos si el deslizamiento de Vaiont pudiera haber sido evitado.

A continuación se van a mostrar algunos ejemplos con las medidas propuestas y ejecutadas para su estabilización:

2.1.Propuesta de estabilización del Monte Toc (Vaiont).

Inicialmente el proyectista de la presa de Vaiont Carlo Semenza, a propuesta del ingeniero austriaco Leopoldo Müller, intentó construir un túnel para drenar la ladera a la cota 900, pero las dificultades constructivas en una roca totalmente fracturada le obligaron a desistir (ver Figura Nº 8). En su lugar

construyeron un túnel de 2.000 m de longitud por la margen derecha, la ladera opuesta al deslizamiento, a modo de bypass para poder vaciar el embalse si ocurría la tragedia.

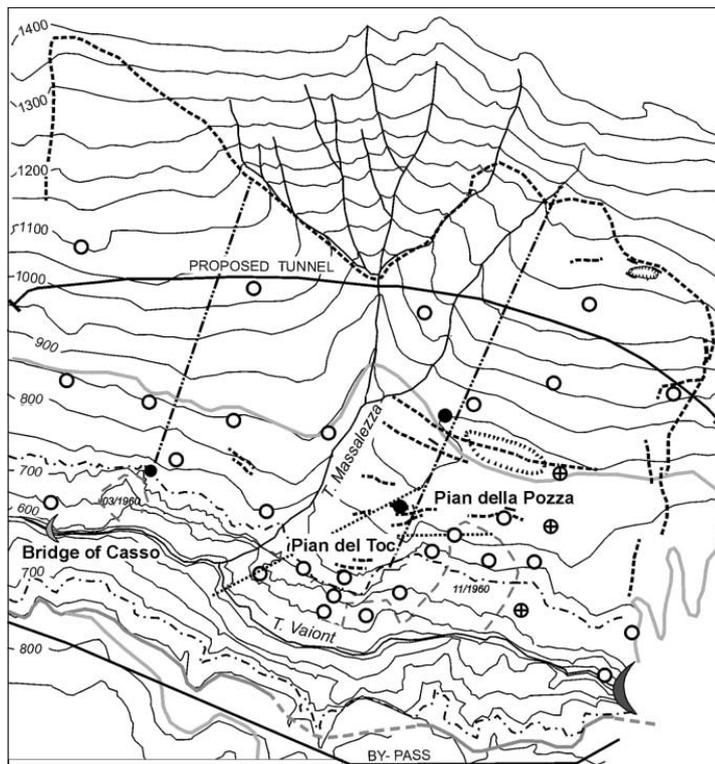


Figura N° 8. Plano en planta del embalse de Vaiont con indicación del túnel de drenaje propuesto por la margen izquierda y finalmente no construido

Hendron y Patton (1985) que estuvieron estudiando Vaiont para solucionar un problema similar que tenían en la presa del río Columbia (Canadá), determinaron que el túnel a la cota inicialmente proyectada por Semenza, no hubiera sido suficientemente eficaz, pero que de haberle ubicado a una cota sensiblemente inferior hubiera drenado y estabilizado la ladera.

Por desgracia nunca sabremos si estaban en lo cierto.

2.2. Estabilización de las laderas del río Columbia (Canadá)

Esa misma solución Hendron y Patton la implantaron en los deslizamientos del río Columbia. Durante la construcción de las presas de Mica y Revelstoke (Canadá) aparecieron, entre otros, dos potenciales deslizamientos muy importantes (Downie y Dutchman's Ridge), que se expondrán a continuación.

Existía una fuerte oposición motivada por la opinión de un grupo de geólogos de fama mundial, que cuestionaban la oportunidad de construir embalses con una ladera inestable y las graves consecuencias que podría tener.

La Autoridad de la Energía de Canadá (British Columbia Hydro) decidió que las medidas correctivas que debían tomarse para mejorar la estabilidad, consistían en el drenaje de la ladera mediante un túnel perforado por detrás de las superficies de rotura, complementado con drenes desde el túnel. Los trabajos en Downie Slide se llevaron a cabo entre 1974 y 1982 (que incluía un 3 años período de observación) y en Dutchman's Ridge desde 1986 a 1988.

2.1.1. El deslizamiento de Dutchman's Ridge

Ambos deslizamientos potenciales se encuentran en valles muy estrechos, en forma de U, consecuencia de la glaciación, constituidos por rocas del Pre-Cámbrico (gneises y esquistos). En ambos casos, la posible superficie de deslizamiento es planar.

El deslizamiento de Dutchman's Ridge en el embalse de Mica, cuya presa de materiales sueltos de 247 m de altura sobre cimientos, se acabó de construir en 1973 y es la mayor central hidroeléctrica del Río Columbia en Canadá. Se trata de un deslizamiento planar que involucra a un volumen de 115 millones de m³.

En la Figura 9 podemos ver una sección transversal del potencial deslizamiento Dutchman's Ridge en la que se muestran los niveles de agua en la ladera antes y después del llenado del embalse y de la construcción del sistema de drenaje.

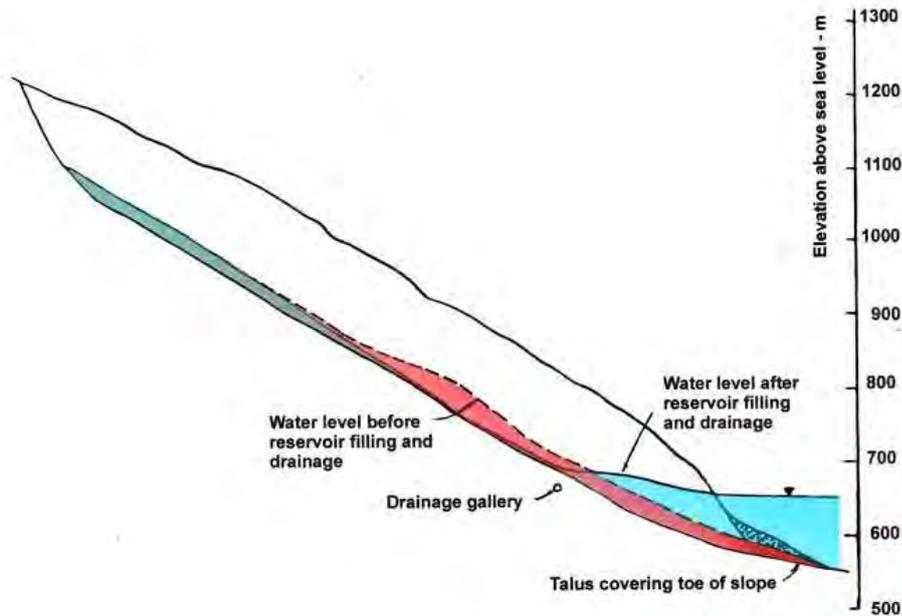


Figura N° 9: Sección transversal de Dutchman's Ridge mostrando la superficie potencial de deslizamiento y el nivel freático antes y después del túnel de drenaje.

La figura 10 muestra las curvas la reducción del nivel freático de la ladera como consecuencia de la instalación del sistema de drenaje que consistía en la perforación de un túnel de 872 m de longitud y 12.000 m de perforación de drenaje. El drenaje de la zona derecha no tiene túnel perforado, se logró mediante largas perforaciones desde el túnel de drenaje.

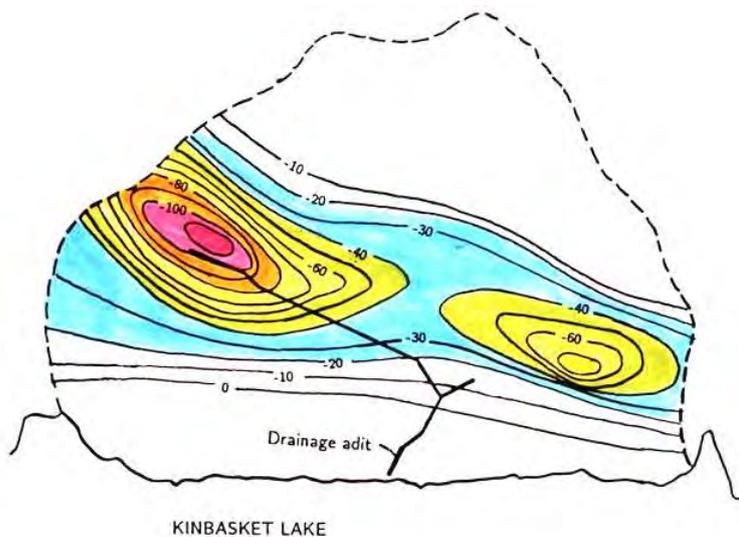


Figura N° 10. Curvas de reducción del nivel freático de la ladera como consecuencia del Sistema de drenaje en Dutchman's Ridge.

En la sección transversal que se muestra en la Figura 9, partiendo de un factor de seguridad unidad, con la ejecución del túnel de drenaje, se consigue un aumento del factor de seguridad hasta 1,06.

Evert Hoek (2007) comenta que este 6 % de mejora del factor de seguridad, puede parecer poco significativo, acostumbrados a la estabilización de pequeños deslizamientos, pero en este caso se consideró aceptable por una serie de razones:

- a) El factor de seguridad 1,00 para la ladera sin drenaje se basa en un “back analysis” después de observar su comportamiento. Con el mismo método de análisis y parámetros de resistencia al corte, se analiza la ladera en diferentes condiciones piezométricas. Comprobando que la estabilidad es muy sensible a este parámetro, incluso si los valores absolutos del factor de seguridad no son exactos. En consecuencia, el grado de incertidumbre que habitualmente se admite en el diseño de taludes cuando no se ha realizado un “back analysis”, en este caso puede ser eliminado y de esta forma es aceptable un bajo factor de seguridad
- b) El nivel piezométrico de la ladera se redujo a unas condiciones mejores que antes de llenar el embalse y la estabilidad de la ladera es por lo menos tan buena, si no mejor, que antes de la construcción de la presa. Esta ladera, se considera que ha resistido varios terremotos importantes en los últimos 10.000 años desde el último episodio de glaciación, que es responsable de la actual geomorfología del valle.
- c) Posiblemente el indicador más importante de una mejora en la estabilidad, tanto para el Downie Slide y Dutchman’s Ridge, ha sido la reducción significativa en la tasa de movimiento que ha sido supervisada durante los últimos 25 años. En el caso de Downie Slide, este movimiento ha cesado prácticamente. En Dutchman’s Ridge los movimientos son significativamente más lentos y se prevé que se estabilizará cuando el sistema de drenaje esté en funcionamiento durante algunos años más.

2.1.2. El deslizamiento de Downie

El deslizamiento de Downie está situado a 64 km de la presa Revelstoke en su margen oeste. Está constituido por un paleodeslizamiento de hasta 10.000 años de antigüedad, de 1.500 millones de m³ de volumen, 2.500 m de anchura y un escarpe desde el pie hasta cabecera de 3.300 m de longitud, tal y como refleja la fotografía N° 11. El deslizamiento está altamente fracturado y compuesto por rocas esquistosas, gneis y cuarcitas. La superficie de rotura muestra una foliación en mica.

Se construyó un sistema de drenaje entre 1974 y 1982 consistente en dos túneles con un total de 2.430 m y más de 13.600 taladros de drenaje. El primer llenado del embalse se produjo en octubre de 1983.

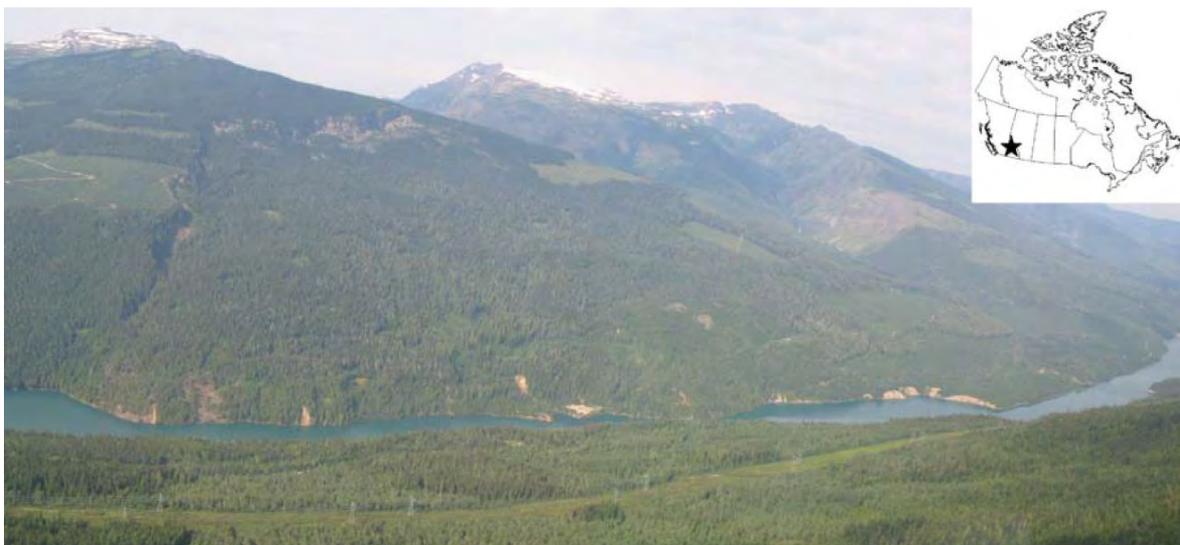


Figura N° 11. Fotografía del deslizamiento Downie donde se puede observar el escarpe.

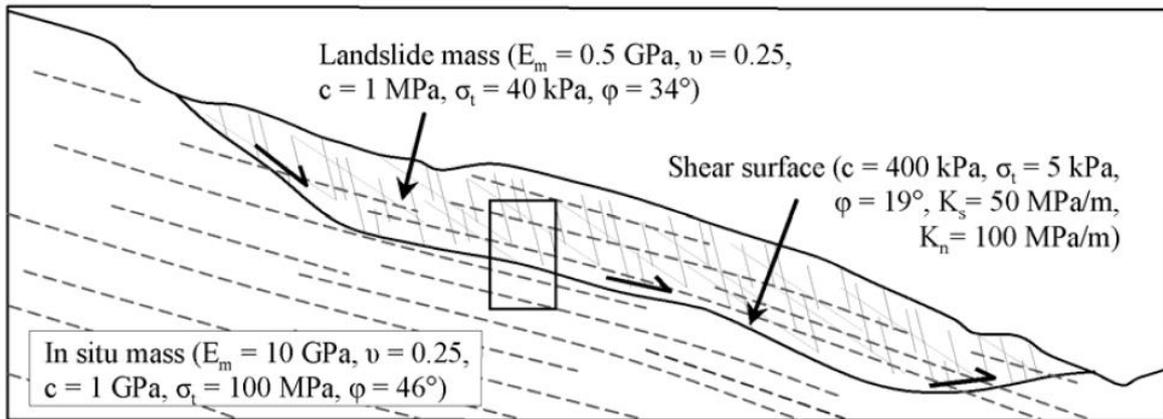


Figura N° 12. Corte longitudinal del deslizamiento

El deslizamiento está activo y de acuerdo con la clasificación de Cruden y Varnes (1996), su movimiento es extremadamente lento con algunas zonas localizadas que tienen movimiento muy lento. En la Figura N° 13 se pueden observar los vectores de desplazamiento anual a escala durante la vida operativa del embalse de Revelstoke (datos disponibles desde 1985 hasta 2003).

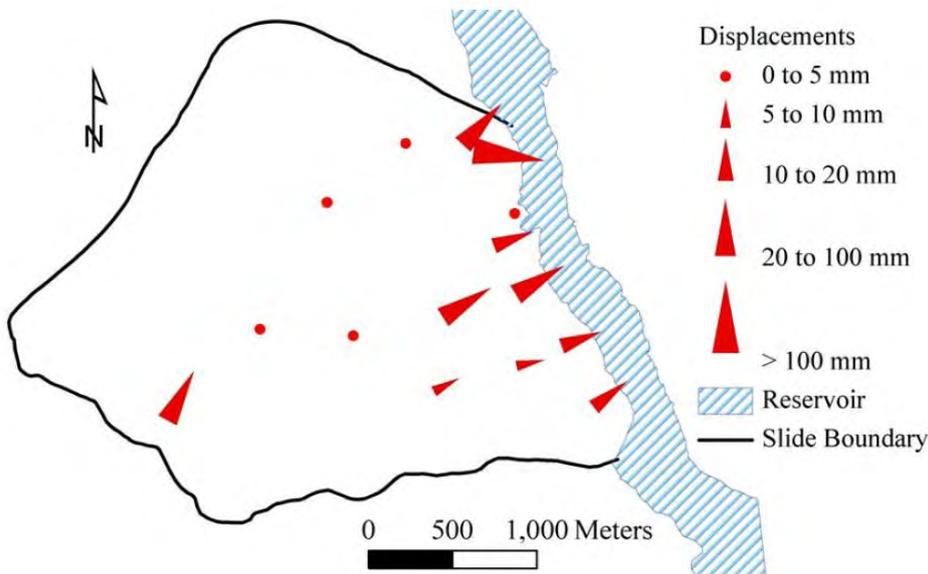


Figura N° 13: Vectores de desplazamiento anual a escala durante la vida operativa del embalse de Revelstoke (datos disponibles desde 1985 hasta 2003).

El deslizamiento está segmentado en bloques con diferente comportamiento, es por ello que la dirección y la magnitud de los desplazamientos observados varían de punto a punto.

2.3. Estabilización del Deslizamiento de la presa de Tablachaca (Perú)

El Complejo Hidroeléctrico del río Mantaro propiedad de la empresa estatal Electroperú tiene una potencia nominal de 1008 MW, almacena el agua en el embalse de Tablachaca (Perú), y lo deriva a dos centrales, Santiago Antúnez de Mayolo y Restitución.

La presa de arco gravedad de Tablachaca posee una capacidad de 7 millones de m^3 (inicialmente se proyectó para 16 hm^3 pero se ha aterrado parcialmente) tiene una altura de 77 m, y una longitud de coronación de 180 m. El agua almacenada es transportada, por un túnel de 19,8 kilómetros y 4,8 m de diámetro, hasta la central Santiago Antúnez de Mayolo, con un salto de 748 metros de altura.

Durante la década de 1970, se observó que parte de un antiguo deslizamiento de roca filítica de 3 millones de m³, con espesores de 30 a 60 m, se movía con un movimiento de reptación hacia el estribo derecho de la presa de Tablachaca, denominado Derrumbe N° 5.

Los planos de foliación de las filitas buzan 65-80° hacia dentro de la ladera, y los ángulos de rozamiento interno obtenidos son altos 39°-42°. A pesar de ello se registraron movimientos máximos de 2.200 mm desde septiembre de 1979 hasta marzo de 1982.



Figura N° 14. Fotografía del deslizamiento denominado Derrumbe N° 5 en la margen derecha.

Desde 1982 hasta 1984, se llevó a cabo un costoso proyecto (64 millones de dólares de 1997) para controlar su movimiento. Los trabajos realizados han consistido en:

- a) Ejecución de un contrafuerte en el pie del talud de 460.000 m³ de terraplén granular, principalmente durante las operaciones de vaciado del embalse. El pie del contrafuerte fue densificado con columnas de grava.
- b) Excavación en roca en la parte superior
- c) 4 túneles de drenaje, a cota de coronación de presa (S-200E y S-260) y dos paralelos a mitad de altura de ladera (S-250 y S-251) que rebajaron el nivel freático 20 m.
- d) Drenes horizontales en el pie
- e) Tres muros con 330 anclajes en roca con longitudes entre 30 y 110 m
- f) Cunetas superficiales, sellado de grietas y suavizado de pendientes

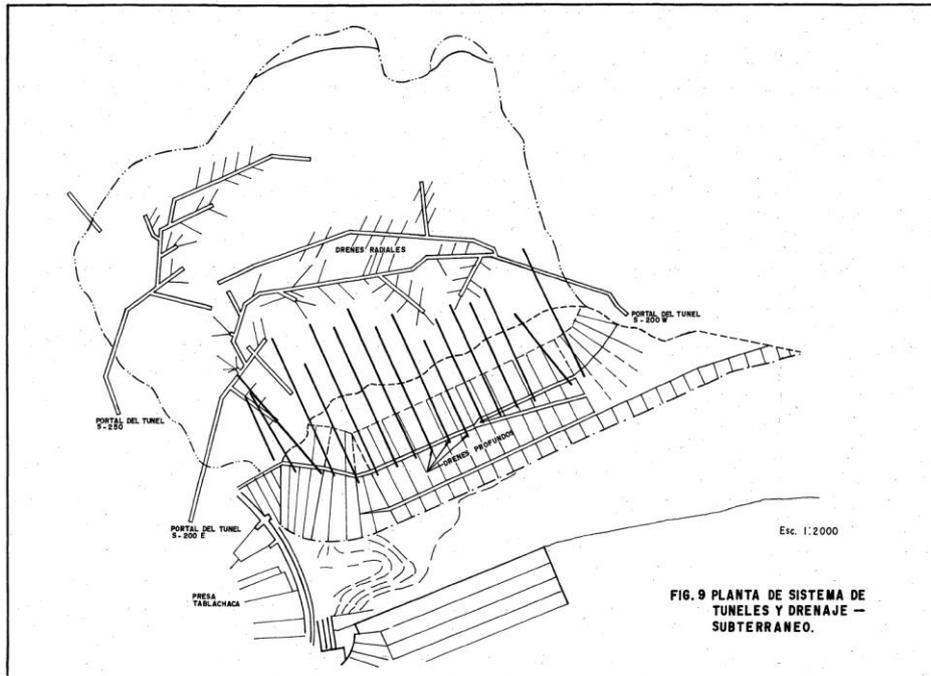


Figura N° 15 Red de túneles de drenaje iniciales S-200 y S-250, proyecto 1982-1984

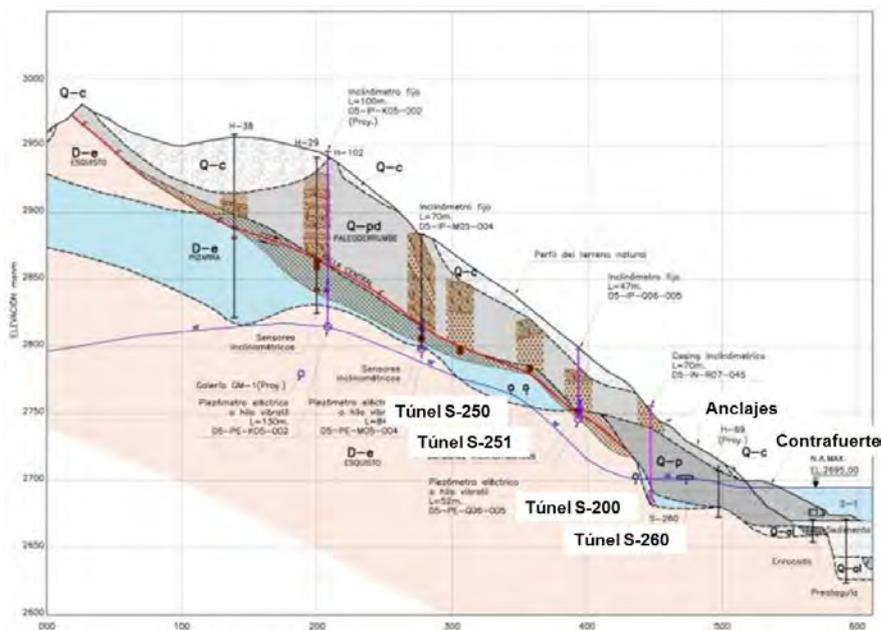


Figura N° 16. Perfil longitudinal del deslizamiento del Derrumbe N° 5 con indicación de medidas de estabilización, e instrumentación.

La presa ha estado en correcto funcionamiento desde entonces, pero sin embargo recientemente han aparecido nuevos movimientos de fluencia en el estribo derecho que han requerido el reinicio de los trabajos de estabilización con un coste de unos 12 millones de euros de 2013, que esta vez han consistido en:

- a) La reconstrucción pie del Contrafuerte, mediante la colocación de 63.700 Tn de escollera, ejecutada bajo el agua, con una profundidad media de 20 m, sin interrumpir la explotación normal.
- b) Mejora de los túneles de drenaje, y del drenaje superficial
- c) Reforestación de la zona inferior del deslizamiento



Figura N° 17 con varias de las medidas de estabilización de la presa de Tablachaca.

2.4. Deslizamientos de Cromwell Gorge en el embalse de la presa de Clyde Dam (Nueva Zelanda)

La presa de Clyde fue construida entre 1977-1993 sobre el río Clutha, es la mayor presa de gravedad de hormigón de Nueva Zelanda con 102 m de altura y 490 m de longitud de coronación, ver figura 18.

Esta presa ha sido cuestionada por su emplazamiento encima de una falla activa (de hecho los bloques situados sobre la falla tienen una junta que está preparada para soportar un desplazamiento de 100 cm) y por los numerosos deslizamientos existentes en su vaso, denominado Lago Dunstan, que podrían reactivarse como consecuencia del llenado y deslizar produciendo una ola que sobrepasara la presa y produjera daños aguas abajo.



Figura N° 18. Fotografía de la Presa de Clyde. Con la flecha se señala la junta preparada para disipar el movimiento sísmico

El embalse inundó el pie de 14 grandes deslizamientos en la zona de Cromwell Gorge, con volúmenes muy importantes. En la figura siguiente N° 19 se sitúan los diferentes deslizamientos y su relación con el embalse y en la figura N° 20 sus principales características resumidas.

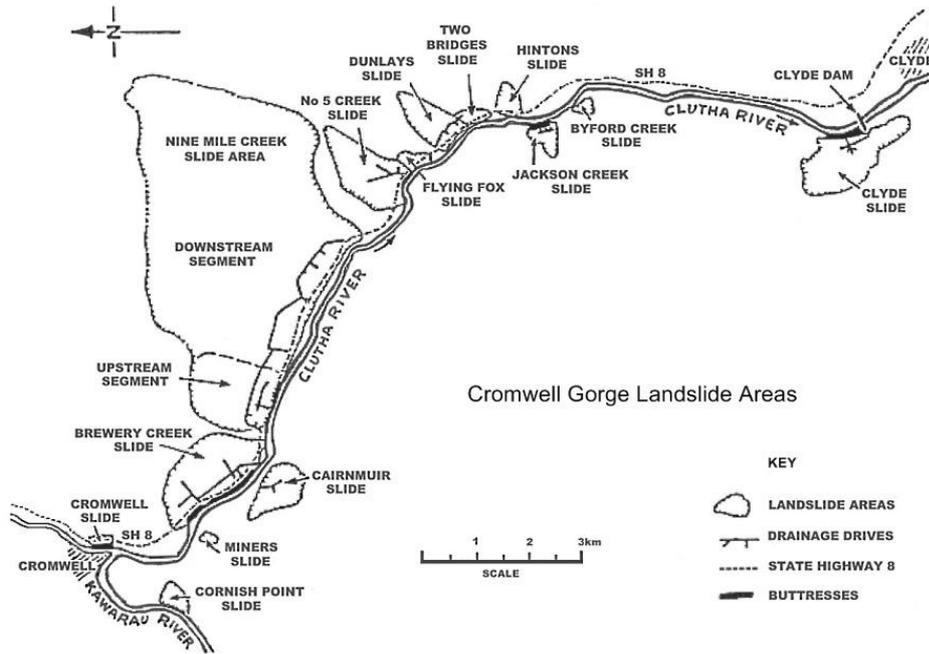


Figura N° 19. Plano de situación de todos los deslizamientos de Cromwell Gorge, en el embalse de Dunstan Lake formado por la presa de Clyde.

A continuación se describen las características más importantes de los principales deslizamientos:

DESlizAMIENTOS EN CROMWELL GORGE (NUEVA ZELANDA)									
Nombre Deslizamiento	Características deslizamiento							Túneles de Drenaje	
	Area (has)	Volumen (millones m ³)	Espesor máximo (m)	Longitud (m)	Pendiente Talud (°)	Tipo Deslizamiento	Control	Nº	Long (m)
Brewery Creek	200	175	140		26	SS	Controlado	2	680
Byford Creek	7	3	50						
Cairnmuir	100	20	83	450	25			9	3.283
Clyde	120	50	70	1.200	22-28	DS	Incrementa	6	1.240
Cornish Point	13	4	20		30	DS			
Cromwell	8	3	35	300	31	DS	Controlado	12	3.622
Dunlays	74	55	120	650	23-32	DS			
Flying Fox	14	5	60	300	27	DS		3	1.121
Hinton's	22	8	70	300	34	DS		0	0
Jacksons Creek	23	5	46	600	28-30	SS		5	812
Miners (Rockfall)	5	1	30		40	Rock Fall	Controlado	1	74
Nine Mile	900	>1000	200	4.000	16-27	DS		11	5.560
No 5 Creek	126	60	100	950	19-35	DS			
Two Bridges	21	7	80	600	30	DS			
Total	1.633	1.396						49	16.392

Figura N° 20. Tabla con las características más importantes de los deslizamientos de Cromwell Gorge. DS indica Dip Slope y SS indica Scarp Slope

Estos catorce grandes deslizamientos identificados en el Cromwell Gorge, tienen unas tipologías comunes que describe Jayne Willetts A. (2000) y que se reproducen a continuación:

a) Encuadre geológico

El área está constituida por el Esquisto de Otago, banda metamórfica que se extiende a través de la parte inferior del sur de la Isla, constituida por cuarzo-feldspatos formados a partir de una secuencia original de rocas sedimentarias (areniscas y lutitas) con aparición de metamorfismo hacia 200 millones de años. Estos esquistos tienen gran foliación.

b) Rasgos geomorfológicos:

La erosión glacial o la incisión fluvial cuando se encaja en una serie estratigráfica monoclinial, labra el valle dejándolo con un perfil asimétrico. Una margen del valle se encaja siguiendo la foliación de los esquistos, con pendientes suaves normalmente entre 20 y 25° (Dip slope) y la margen opuesta mucho más verticalizada y meteorizada con taludes que pueden superar los 45° y cuyo perfil es perpendicular a la foliación (Scarp slope).

La margen con pendiente suave es susceptible a deslizamientos tipo Rock-Slide, (deslizamientos traslacionales) que como se ve es la tipología mayoritaria y en la margen agreste se pueden producir Rock-Fall (Caidas de Bloques), Pandeo, Reptaciones, etc .

c) Características cinemáticas

Cuando se conoció el problema se midieron los movimientos de estos deslizamientos y se encontró que variaban desde cm/semana hasta mm/año, dependiendo de la lluvia, el agua la actividad sísmica.

El deslizamiento de Nine Mile, de 4 kilómetros de longitud, 200 metros de espesor máximo y más de 1000 millones de m³, se movía varios centímetros a la semana.

En el deslizamiento de Cairnmuir se han medido velocidades de hasta 180 mm/año.

d) Características geomecánicas

La resistencia al corte depende de dos factores, el ángulo de rozamiento residual y los defectos de ondulación. La resistencia residual depende de la presencia de arcilla, que tienen valores típicos de 8° a 14° para muestras de arcilla altamente plástica. La ondulación está casi siempre presente y puede contribuir entre un 10% y un 50% aumentando la fricción. La razón es debida a que la mayoría de las paredes de la superficie de rotura tienen defectos, asperezas, que unidas todas ellas, aumentan un poco la fuerza de fricción. Una vez que se moviliza la ladera, estas irregularidades se pulen y deja de tener efecto este aumento de la fricción.

Los datos obtenidos con el back-analysis para probetas de esquisto tallada, obtuvieron un valor medio de 24°. Los resultados de los ensayos de corte directo y anular indicaron $c = 0$, $\phi = 15$ a 19° .

Con estos datos se calculó la estabilidad de los deslizamientos, y se encontró que el llenado del embalse del lago Dunstan, las desestabilizaría.

Medidas de Corrección

Se llevaron a cabo trabajos de reparación a gran escala para estabilizar estos deslizamientos, que básicamente han consistido en:

a) Túneles de drenaje

Se perforaron 49 túneles de drenaje con una longitud total de 16.392 m drenados naturalmente y con bombeo

b) Pantallas de impermeabilización

Se perforaron taladros para inyectar lechas de cemento de impermeabilización. Muchos de ellos se derrumbaron al inyectar debido a la fluencia del material. Fue un ejercicio largo y extraordinariamente costoso

c) Terraplenes en el pie

Se colocaron terraplenes de escollera en el pie de los deslizamientos con un volumen de 5 millones de m³.

d) Muros de gaviones,

e) Cunetas de drenaje superficial, etc.

f) Auscultación

Se instalaron 6.500 instrumentos; 3500 puntos topográficos, 178 inclinómetros, 992 piezómetros, etc.

Al final, la investigación y la estabilización tuvieron un coste de 936 millones de dólares australianos. Solo el coste del deslizamiento Nine Milla habría sido de 60 millones.

A continuación se describen con mayor detalle dos de ellos:

Deslizamiento de Cairnmuir

El deslizamiento Cairnmuir está constituido por esquistos, con un volumen de 20 millones de m³, un área de 100 has y un espesor máximo de 83 m, que se encuentra situado 50 m sobre el nivel máximo del lago Dunstan, el embalse de la presa Clyde. Aunque inicialmente no le afectaría el llenado del embalse, de su estudio se dedujo su potencial inestabilidad, y el riesgo de formación de una ola con efectos potencialmente catastróficos en los municipios de Clyde y Alexandra situados aguas abajo de la presa.

La zona superior era especialmente floja y permeable, plagada de agujeros de conejo. Se construyó una red de túneles de drenaje combinado con rellenos al pie del deslizamiento, pero esto no detuvo su movimiento, por lo que finalmente se decidió allanar y aterrizar la parte superior del deslizamiento e impermeabilizarla para evitar la entrada de agua. Esto tenía un problema, el peso adicional

El movimiento continuado del deslizamiento requería un trabajo inmediato de impermeabilización superficial. Se desarrolló una solución a base de geomembranas de impermeabilización con polímeros sellados con betón sobre terrazas de gaviones y muros de tierra armada, como se puede observar en la figura 21. La solución se completó en siete meses, de noviembre de 1993 a mayo de 1994.



Figura N° 21. Detalle de estabilización con gaviones y tierra armada del deslizamiento de Cairnmuir

Se construyeron 15 terrazas de gaviones de malla metálica rellenos de materiales excavados en la ladera. La parte superior de las terrazas se sellaron con las geomembranas.

Los barrancos se sustituyeron por desagües de hormigón para llevar el agua lejos del deslizamiento.

El proyecto de estabilización costó 10 millones de dólares australianos.



Figura N° 22. Resultado final de estabilización de Cairnmuir

Deslizamiento de Brewery Creek

El deslizamiento de Brewery Creek tiene un volumen de 175 millones de m³, afecta a un área de 200 has, su espesor máximo es de 140 m, y se ha estabilizado mediante el descenso del nivel piezométrico del acuífero semiconfinado. Este acuífero tiene un gradiente excepcionalmente plano conectado con el río hasta 600 m en el interior de la ladera. Se perforaron dos túneles de drenaje en 1990, con 680 m de longitud, pero no era factible el drenaje por gravedad, por lo que se debió bombear permanentemente (ver Figura 23).

Además se colocó un terraplén zonificado en el pie y una pantalla de impermeabilización a base de inyecciones de lechada de cemento para actuar como barrera del flujo del agua del embalse hacia las obras de drenaje.

La auscultación ha consistido en el control de la deformación de 248 puntos superficiales para medir la tasa de movimiento, inclinómetros inicialmente utilizados para localizar la superficies de rotura y después controlar la deformación del subsuelo y piezómetros utilizados inicialmente para identificar los acuíferos y medir los niveles de agua subterránea, y ahora para controlar la eficacia de túneles y pantalla de impermeabilización.

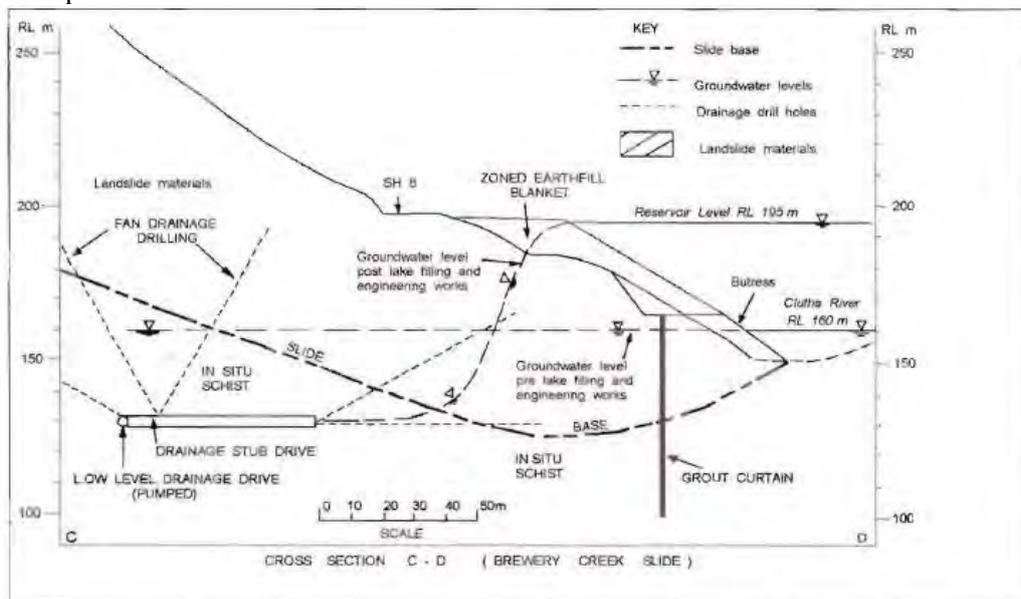


Figura N° 23. Sección el Deslizamiento de Brewery Creek

2.5. Movimiento de la ladera derecha de la presa de Yesa (Navarra)

Como consecuencia del seguimiento de los sistemas de auscultación habituales en todas las presas de la Confederación Hidrográfica del Ebro, se detectó el movimiento de la ladera de la margen derecha de la presa de Yesa. Puestos en contacto con el Gobierno de Navarra y el Ayuntamiento de Yesa, este último procedió el 7 de febrero de 2013 a comunicar el desalojo de 63 viviendas de dos urbanizaciones ubicadas sobre la ladera. Desde esa fecha hasta la actualidad, se encuentran desalojadas.

El 7 de febrero de 2013, la Secretaría de Estado de Medio Ambiente autoriza la ejecución de las obras "Para la mejora de la ladera del estribo derecho de la presa de Yesa (Navarra y Zaragoza)", declarándolas de emergencia, por importe máximo de 10.000.000,00 €. En consecuencia, este mismo día se inician los trabajos de la obra de emergencia que consistían resumidamente en la excavación de 500.000 m³ de la parte superior de la ladera por encima de las urbanizaciones, el terraplenado de 30.000 m³ de material procedente de la excavación en el pie de la ladera aguas arriba de la presa actual y el hormigonado del entorno del bloque de presa del estribo derecho.

Concluidas estas actuaciones en junio de 2013, se aprobó con fecha 5 de julio de 2013 por el Secretario de Estado de Medio Ambiente la Ampliación presupuestaria de las obras por un importe máximo adicional de 15.000.000 €.

Medidas de corrección ejecutadas

Mediante las dos obras de emergencia con presupuestos de 10 y 15 Millones de euros, se han realizado los siguientes trabajos:

- Excavación de 1.500.000 m³ de la parte superior de la ladera
- Ejecución de Bloques de hormigón en el pie de la ladera entre las cotas 460 y 510 (hormigonado de 22.000 m³).
- Impermeabilización de la ladera mediante la ejecución de siete bermas, contenciones locales, cunetas triangulares y bajantes prefabricadas de drenaje de la ladera.
- Sustitución de las tuberías de abastecimiento y saneamiento de la urbanización evitando fugas de agua.
- Ejecución de 10 anclajes de cables de sostenimiento de 120 tn.
- Auscultación de la ladera a base de piezómetros de cuerda vibrante, inclinómetros e hitos topográficos.
- Medidas correctoras de impacto ambiental: capa vegetal, hidrosiembras, etc.

Sin embargo a fecha actual no se ha podido realizar, el traslado de la torre de la línea eléctrica de Alta Tensión Jaca-Sabiñánigo y la excavación posterior de 100.000 m³ bajo la torreta. El estado de la ladera se puede observar en la fotografía inferior número 24



Figura N° 24. Estado actual de la ladera.

Velocidad de movimiento de la ladera

La ladera alcanzó un pico de velocidad máxima de desplazamiento de 40 mm/semana en febrero 2013. Después de los trabajos realizados, el movimiento medio de la ladera a finales de enero de 2014, está entre 1 y 2 mm/mes, coincidiendo con la apreciación de los sistemas de control topográficos utilizados, con valores máximos menores de 4 mm/mes en algunos puntos, ver gráfico inferior.

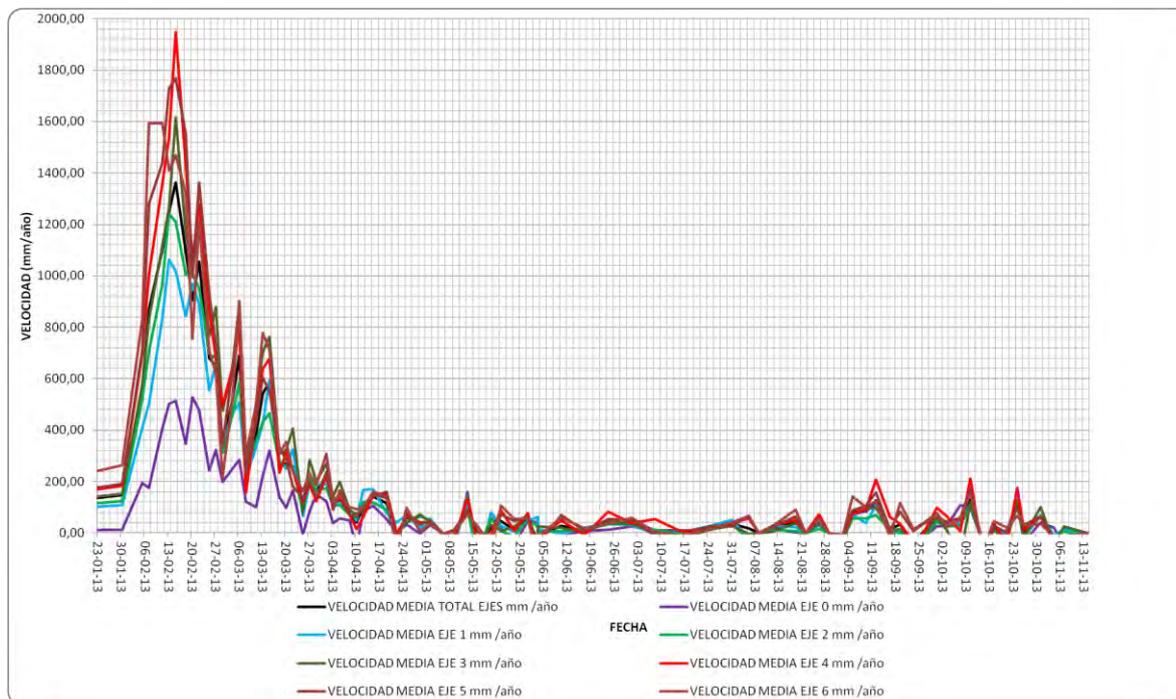


Figura N° 25. Gráfico de velocidad de movimiento de la ladera frente al tiempo.

Las clasificaciones internacionales definen este comportamiento como movimiento "muy lento" (Cruden y Varnes, 1996)

Causas del movimiento

Existe una concurrencia de causas que han producido la reactivación del movimiento de grandes masas de materiales, que ya resultaban potencialmente inestables, y susceptibles a la activación del deslizamiento.

La superposición de efectos en el tiempo, y la ausencia de dispositivos de control que permitan disponer de registros históricos, hacen inviable discriminar en qué proporción ha podido contribuir cada uno de los posibles factores indicados, a la reactivación de este movimiento de ladera.

Los principales factores son los siguientes:

- Causas Geológicas: Existencia previa de paleodeslizamientos (deslizamientos que se produjeron en edad prehistórica, posiblemente hace miles años).
- Causas Antrópicas: Excavaciones realizadas para la construcción de la presa actual hace casi un siglo, y de la presa recrecida desde 2003.
- Causas Hidrológicas: Precipitaciones extraordinarias ocurridas en la zona durante el presente año hidrológico a partir de octubre de 2012, aportación de agua al interior de la ladera, etc. En el periodo comprendido entre el 24-09-2012 y el 12-02-2013 (4,5 meses) se han registrado en Yesa unas precipitaciones de 733,6 mm, es decir, casi la media anual. En el gráfico inferior se puede observar la correlación entre lluvias y velocidad de la ladera.

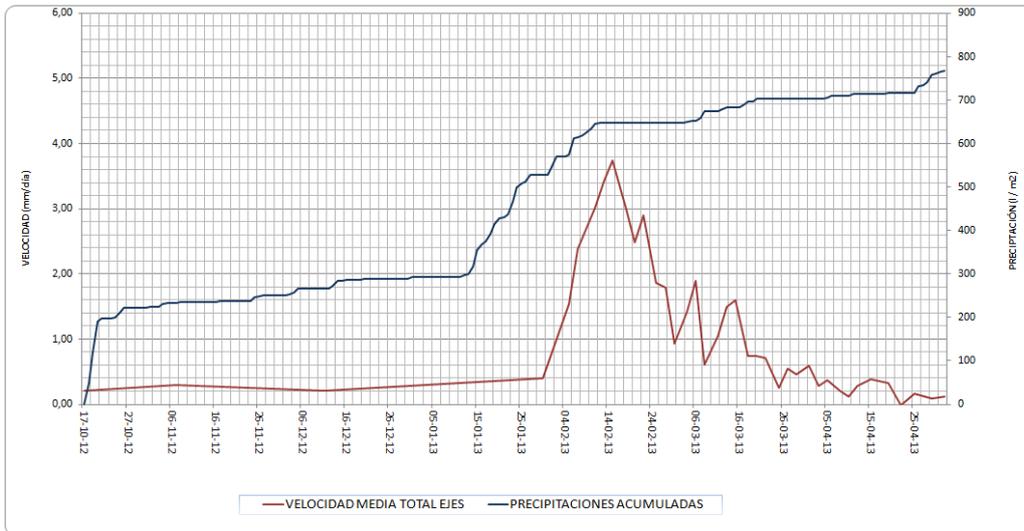


Figura N° 26. Gráfico comparativo de velocidad de la ladera y precipitación.

- Causas Estructurales: Disposición de las capas de los estratos con buzamiento subparalelo a la pendiente de la ladera.
- Causas Litológicas: las características propias de la formación del Flysch de Yesa.

Definición del movimiento de ladera

En la ladera de la margen derecha de la presa de Yesa se han identificado tres movimientos de ladera diferentes, ver figura inferior:

- Superficie principal de rotura (SPR). Se trata de un deslizamiento traslacional de dimensiones 400 * 450 m² y espesor variable desde 20 m a 60 m, que involucra a un volumen de 4 millones de m³.
- Deslizamiento del Complejo del Inglés o Jiménez Salas. Se trata de un deslizamiento rototraslacional de unos 350.000 m³ que apoya sobre el anterior.
- Superficie inferior de rotura (SIR). Deslizamiento traslacional situado bajo el deslizamiento SPR.

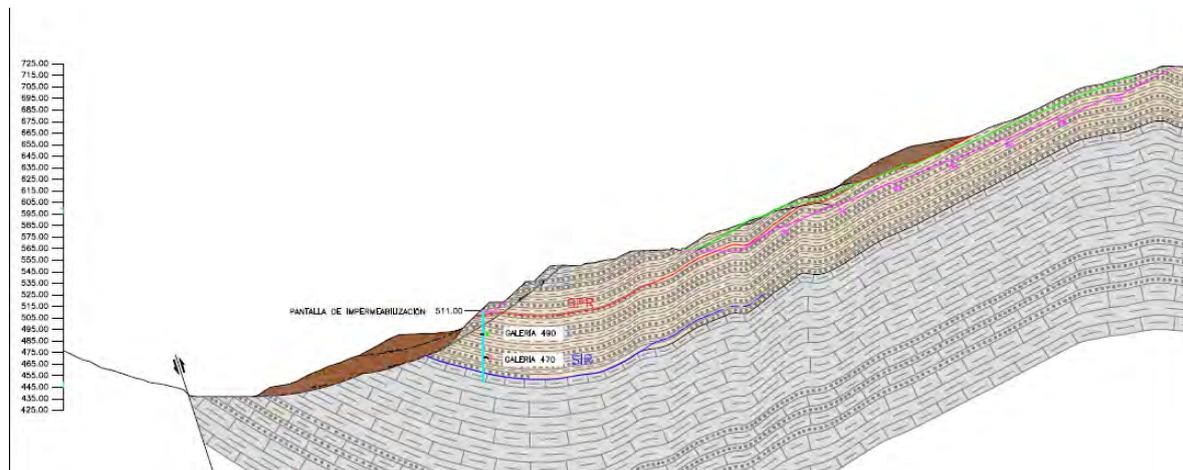


Figura N° 27. Corte del movimiento de ladera

En la figura inferior número 28 se pueden observar algunos de los puntos de auscultación de la ladera



Figura N° 28. Límite del movimiento de ladera en rojo y puntos de auscultación

3- Conclusiones

Robert L. Schuster (2006) del Servicio Geológico de los Estados Unidos ha recopilado 254 casos de deslizamientos en embalses, los cuales mayoritariamente han sido compatibles con la explotación segura del embalse.

Se han descrito en este texto las diferentes formas de estabilizar una ladera mediante excavaciones en cabecera, colocación de peso en su pie, drenajes con túneles, con drenes horizontales, o superficialmente, pantallas de impermeabilización para aislarles del embalse, etc.

Hemos visto que los deslizamientos de dimensiones colosales (Downie con un volumen de 1.500 millones de m³ en el embalse creado por la presa Revelstoke de Canadá, o Nine Mile con más de 1.000 millones de m³ en la presa de Clyde de Nueva Zelanda) es posible estabilizarlos y convivir con ellos.

Llegados a este punto, sería prudente preguntarnos cuáles son los condicionantes que hacen que una ladera sea suficientemente segura. A continuación se hace una descripción comentada de algunos de ellos.

1. Conocimiento del mecanismo cinemático de la ladera

Para entender por qué se mueve una ladera necesitamos tener un conocimiento geológico profundo de la misma y además deducir su tipología.

El reconocer la geología, geomorfología, estructura e hidrogeología de una ladera, es el punto de partida. En algunos de los ejemplos descritos la estructura geológica era "aparentemente" favorable (buzamiento hacia el interior de la ladera, como en los casos de Tablachaca, Yesa, etc) pero a pesar de ello, el conjunto podía seguir siendo potencialmente inestable.

El llegar a poseer un profundo conocimiento geológico de una ladera de grandes dimensiones requiere consumir mucho tiempo e inversión, no siempre disponible.

El otro aspecto imprescindible es conocer la tipología que gobierna el deslizamiento, único camino para poder corregirlo.

2. Conocimiento de los parámetros resistentes de la ladera

La determinación de los parámetros geomecánicos (cohesión, ángulo de rozamiento interno y densidad) y el contenido de agua son los parámetros de partida para el cálculo de la estabilidad de un talud, de forma que si éstos valores no son fiables, el cálculo no será correcto.

Todos sabemos que su determinación es una ardua labor en la que tenemos dificultades para estar lo suficientemente seguros. El laboratorio pocas veces es capaz de reproducir la complejidad de la heterogeneidad del terreno. Algunas muestras se remodelan cambiando sus características iniciales, otras son difícilísimas de tallar, se despreja la fracción gruesa en el ensayo que sin duda varía la resistencia, otras veces no podemos recuperar del sondeo una capa centimétrica que se lava y es la que hace deslizar el talud.

Seguramente por ello, el mejor laboratorio es la comprobación a escala real del resultado final ante los diferentes escenarios naturales y antrópicos (lluvia, sismo, cambios en el perfil del talud) mediante la auscultación.

3. El coeficiente de seguridad

Los diferentes países tienen normas que regulan el coeficiente de seguridad necesario para considerar que un talud o una ladera tienen una seguridad admisible, y que además difiere en función del uso que vaya a tener la ladera.

Así por ejemplo en España la norma UNE-EN- 1997 (Eurocódigo 7-Proyecto Geotécnico), aprobada en octubre de 2007, establece que la comprobación del estado límite último estructural (STR) y geotécnico (GEO) para los taludes y la estabilidad global, se debe realizar utilizando unos coeficientes parciales para los parámetros del suelo que corresponden a 1,25 para la tangente del ángulo de rozamiento interno en efectivas y 1,25 para la cohesión efectiva. Esta norma es una trasposición literal del Eurocódigo 7 Geotechnical design.

De esta forma, y puesto que normalmente despreciamos de forma conservadora la cohesión, en la práctica nos limitamos a considerar estable una ladera cuando su coeficiente de seguridad iguala o supera 1,25.

Normalmente partimos de un momento inicial con coeficiente de seguridad unidad, para después de haber ejecutado unas medidas de corrección, comprobar cuál ha sido el incremento de seguridad conseguido. La determinación de este momento inicial de seguridad unidad, es también difícil de precisar. Normalmente lo asociamos al momento en que empezó a moverse la ladera o el talud, pero la mayoría de las veces empezamos a medir cuando ya sabemos que se mueve, por lo que es difícil tener series amplias de datos previas al movimiento para poder determinarlo con exactitud.

Es opinión de quien suscribe que parece más recomendable indicar el porcentaje de mejora de la seguridad de la ladera alcanzada con las medidas de corrección realizadas, que dar un número fijo. En el ejemplo anterior diríamos que la ladera ha mejorado un 25 % su seguridad, sin poder saber que hemos alcanzado 1,25 con precisión.

Por otra parte, llama poderosamente la atención los bajos coeficientes de seguridad que se utilizan en grandes deslizamientos de los países que utilizan la tecnología más avanzada. Por ejemplo en el deslizamiento de Dutchman's Ridge (Canadá) una de las voces más autorizadas de mecánica de rocas Evert Hoek asegura que es suficientemente seguro un coeficiente de seguridad del 6 % (1,06) según las razones que se han reproducido en este texto con antelación.

Por lo tanto y para deslizamientos de grandes dimensiones, puede sorprender la obligatoriedad de utilizar coeficientes de seguridad tan altos en la normativa española, invitándonos a reflexionar.

Tampoco parece razonable exigir el mismo coeficiente de seguridad para un desmonte de pocos metros cúbicos, con pocos ensayos y sin auscultación, que para una ladera de millones de metros cúbicos, ensayada y auscultada, con mucha menor incertidumbre en el valor de los datos.

4. La auscultación de la ladera

La importancia de la auscultación en la determinación de la seguridad de una ladera parece crucial. Todos los proyectistas de los casos comentados así lo demuestran, por ejemplo en el caso del embalse creado con la presa de Clyde (Nueva Zelanda) se describen más de 6.500 sensores en los catorce deslizamientos detectados.

De esta forma, una ladera sin auscultación pero con un coeficiente de seguridad calculado de 1,5 puede suponer más riesgo para las poblaciones, que otra rigurosamente auscultada con un coeficiente de 1,15.

La auscultación tiene dos ventajas extraordinarias, por un lado permite calibrar y validar la modelación minimizando las incertidumbres de los parámetros de entrada, y por otro, permite comprobar la eficacia de las acciones acometidas para la estabilización y si se comporta como estaba previsto. De esta forma nos permitirá anticiparnos al comportamiento futuro de la ladera con el suficiente tiempo para poder reaccionar, y ayudarnos a prevenir adversidades.

5. El tiempo de observación

También es un factor importante el tiempo de observación. Hay autores que recomiendan 20 años de auscultación para tener un conocimiento fiable de la ladera.

La seguridad de una ladera puede no ser tan simple como cumplir con un valor numérico del coeficiente de seguridad, se requiere su control posterior con auscultación.

6. Relación entre movimiento y seguridad.

Intuitivamente definimos una ladera como segura, cuando ésta no se mueve. Esto es cierto, pero también hemos comprobado que se puede mover (dentro de unos límites) y seguir siendo segura. El deslizamiento de Downie (Canadá) ha tenido movimientos de hasta 100 mm/año durante la serie 1985-2003 y sin embargo se ha considerado seguro.

De hecho algunos de los autores que más se han preocupado de indagar en el conocimiento de la velocidad de las laderas como Cruden y Varnes (1996) en su famosa clasificación, indican la compatibilidad del movimiento con las estructuras. Así en las dos primeras etapas de su clasificación, describen:

- Velocidad extremadamente lenta, menor de 15 mm/año, el movimiento es imperceptible sin instrumentos, y la construcción es posible con precauciones.
- Velocidad muy lenta entre 1,6 m/año y 15 mm/año, algunas estructuras permanentes permanecen indemnes por el movimiento.

Salvando las distancias, se podría extrapolar el comportamiento de una ladera, a otras estructuras construidas por el hombre como edificios, puentes, presas, etc. Basten tres ejemplos para ilustrarlo:

- El puente Golden Gate Bridge (San Francisco) construido en 1937, su distancia entre pilas centrales tiene una longitud de 1.280 m, y la deflexión máxima vertical que alcanza en el tramo medio es de 3,3 m.
- Las Torres Gemelas, construidas en 1966, y cuyo final todos conocemos, tenían una altura de 417 m (4ª más altas del mundo) con oscilaciones superiores a los 4 m en su planta 110.
- Las presas de materiales sueltos durante su proceso de llenado tienen un asiento de humectación que se considera aceptable hasta el 1- 2% de su altura. Así la presa de Canales (Granada), presa de materiales sueltos más alta de España con 160 m de altura, tuvo un asiento de más de 2 m y está funcionando con normalidad.

Todos estos movimientos no han cambiado la consideración de seguridad de estas estructuras.

Lo cierto es que todo se mueve. Como dijo Blaise Pascal, “Nuestra naturaleza está en movimiento. El reposo absoluto es la muerte”.

Las laderas no son una excepción, es bastante frecuente en laderas de grandes dimensiones, cuyos sistemas de sostenimiento difícilmente pueden aumentar su coeficiente de seguridad por encima del 15%, que tengan deformaciones de fluencia con movimientos extremadamente lentos o muy lentos, y a pesar de ello, considerarse estabilizadas y seguras.

Por último, conviene no olvidar lo ocurrido en Vaiont, y considerar por encima de todo, que nuestra obligación es garantizar la seguridad de las poblaciones.

Bibliografía

- Alonso, E., et al. (1993). The landslide of Cortes de Pallas, Spain. *Geotechnique*. 43,4:507-521
- Bonnard Ch. (2004). Technical and Human aspects of historic rockslide dammed lakes and landslide dam breaches. Soil Mechanics Laboratory, Swiss Federal Institute of Technology.
- Corominas, J. "The reach of angle as a mobility index for small and large landslides". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, N°.2, p.260-271, 1996.
- Cruden, D.M. and Varnes, D.J. (1996). "Landslide types and processes". *Landslides. Investigation and mitigation*, editors A.K. Turner i R.L. Schuster, p. 36-75, Transportation Research Board Special Report 247. National Academy Press (Washington D.C.)
- González de Vallejo, L.I., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. *Ingeniería Geológica*. Pearson Educación 2002.
- Hendron A.J. y Patton F.D. (1985). The Vaiont slide, a geotechnical analysis based on new geological observations of the failure surface. Technical report GL-85-5, Departament of the Army, US Army Corps of Engineers, Washington D.C. 2 Voll.
- Hoek E (2007). When is a rock engineering design acceptable. *Practical Rock Engineering*. Rocscience
- ICOLD (2002): "Reservoir Landslides: Investigation and Management". Bulletin 124.
- Jayne Willetts A. (2000). The geology and geomorphology of the Coronet Peak and Arthurs Points Landslopes Cpmplexes. Master of Science in Engineering Geology. University of Canterbury (New Zeland).
- Kalenchuk K. S. (2010). Multi-Dimensional Analysis of Large, Complex Slope Instability. Thesis submitted to the Department of Geological Sciences and Geological Engineering of Ontario (Canada)
- Sanchez Caro. F. (2006). Incidentes en presas: La "velocidad de deformación anelástica" como criterio de seguridad. *Revista de Obras Públicas*, marzo 3475
- Schuster R. L (2006). *Interaction of Dams and Landslides-Case Studies and Mitigation*. U.S. Geological Survey
- Semenza E y Ghirotti M. (2000). History of the 1963 Vaiont slide: the importance of geological factors. *Bull Eng Geol Env* 59: 87-97 7 Q Springer-Verlag
- Semenza Edoardo (2001). *La Storia del Vaiont*. K-flash Editore.
- Solanes Pardo F. et al. (2007). Estabilización de la ladera de Puebla de Arenoso en el embalse de Arenós (Castellón). *Jornadas Técnicas sobre Estabilidad de Laderas en Embalses*. Zaragoza.
- Soriano A. (2012) Problemas geotécnicos de presas. Exposición en la Confederación Hidrográfica del Ebro.
- Soriano, A. y Sánchez, F. (1997). Sobre la evaluación de la seguridad de las presas de materiales sueltos. *Revista de Obras Públicas* n° 3.371., págs. 97-113. Diciembre
- Utrillas J.L. et al. (2005). Metodología de la C.H. del Júcar en el análisis de la estabilidad de laderas de sus embalses. VI simposio nacional sobre taludes y laderas inestables

PANTALLA PLASTICA EN LA PRESA DE ALHUCEMAS (MARRUECOS)

LEONCIO PRIETO TERCERO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Director Técnico – Grupo RODIOKRONSA

1- Introducción y antecedentes

El objeto del presente artículo es la descripción de las obras realizadas en una presa de materiales sueltos, con el fin de eliminar las filtraciones de agua a través del cimiento de la misma.

El proyecto contemplaba la ejecución de una pantalla de impermeabilización, que atravesara el núcleo de la presa (Dique F) hasta empotrarse en el sustrato rocoso impermeable.

Para ello era necesaria la realización de una serie de labores auxiliares:

- Ampliación de la plataforma de trabajo, ya que la coronación del dique no tiene ancho suficiente para el trabajo de los equipos de perforación de la pantalla
- Instalaciones auxiliares para la fabricación y reciclado de las mezclas (lodo bentonítico y hormigón plástico)
- Construcción de un sifón, para la captación de agua del embalse y su distribución aguas abajo de la presa.

La singularidad de este proyecto descansa en dos aspectos fundamentales:

- Perforación de una pantalla desde la coronación de una presa ya construída
- Empleo de equipos de hidrofresa, para garantizar la verticalidad, alcanzar profundidades superiores a 75,00 m y permitir el empotramiento en la roca del sustrato



2- Pantallas de impermeabilización en presas de materiales sueltos

Durante la construcción de las presas de materiales sueltos, es fundamental la formación de un núcleo impermeable y la prolongación del mismo (mediante una pantalla de impermeabilización) por debajo del cimientado de la misma.

En los casos en los que no se haya ejecutado la pantalla, o se ha deteriorado con el paso del tiempo, se puede hacer necesaria la ejecución de la citada pantalla desde la coronación de la presa atravesando el núcleo de la misma.

La estratigrafía del terreno condiciona la solución a adoptar, ya que suele ser habitual encontrar una primera capa de material aluvial permeable, que asienta sobre el sustrato impermeable (formaciones arcillosas compactas o roca)

En los casos en los que el espesor de la capa de material aluvial permeable sea de una potencia considerable, es imposible (o anti-económico) su retirada, por lo que una Buena solución puede ser la realización de una pantalla plástica de impermeabilización, presentando las siguientes ventajas:

- La pantalla constituye un muro continuo perfectamente impermeable, que se puede adaptar sin dificultad al perfil (generalmente en forma de “v”) de la cerrada y a la geometría de la presa.
- El procedimiento de excavación de la pantalla permite examinar los materiales atravesados y comprobar el empotramiento del pie de la misma en la capa impermeable o en el sustrato rocoso.
- La ejecución de la pantalla se puede realizar desde una cota elevada, con la seguridad necesaria frente a posibles riadas. En el caso de presas ya construidas, se puede atravesar todo el núcleo de la presa desde la coronación de la misma.
- Se puede realizar una conexión fácil y de calidad entre el núcleo impermeable de la presa y la pantalla
- La realización de la pantalla no afecta al terreno circundante, y la penetración del lodo bentonítico en el terreno mejora las características de impermeabilidad del mismo.
- Se pueden realizar pantallas profundas, alcanzando longitudes superiores a los 120 m.

Los materiales utilizados para la construcción de pantallas de impermeabilización pueden ser los siguientes:

- Hormigón en masa o armado
- Hormigón plástico (contienen una cierta dosificación de bentonita)
- Mezcla de bentonita – cemento
- Mezcla de bentonita – cemento – ceniza
- Mezcla del propio terreno excavado con cemento y/o bentonita (“deep soil mixing”)

Los procedimientos más habituales para la construcción de pantallas de impermeabilización son:

- Pantalla continua ejecutada con cuchara al cable o hidráulica
- Pantalla continua ejecutada con hidrofresa
- Pantalla de pilotes secantes
- Combinación con otras técnicas de mejora de suelos (Jet Grouting, inyecciones, etc.)
- Pantallas ejecutadas con la técnica del “deep soil mixing”

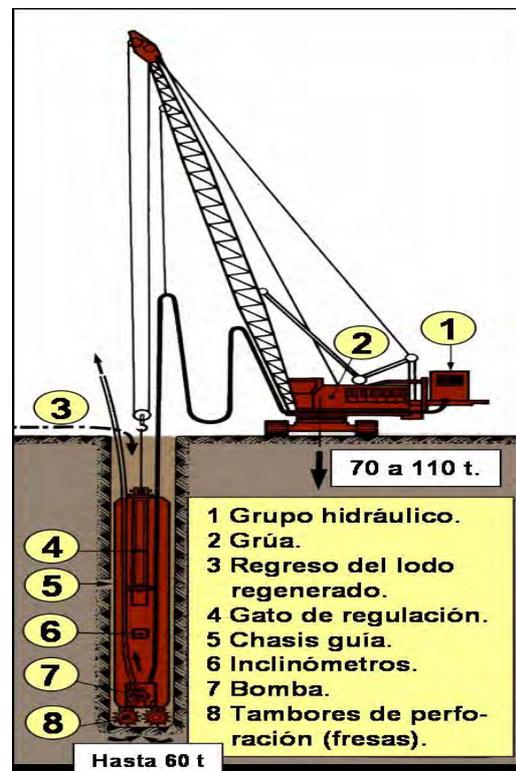
3- Pantallas construidas con hidrofresa

Los nuevos retos de los proyectos actuales (infraestructuras, impermeabilizaciones, etc.), obligan cada vez más a perforar pantallas a grandes profundidades o bien a perforar terrenos cada vez más duros. Por tanto se hace necesario el empleo de máquinas y equipos que combinen la calidad de los trabajos con altos rendimientos. Una solución a esos retos técnicos es el empleo de la hidrofresa.

La hidrofresa es uno de los equipos de perforación de pantallas más avanzado del mercado. Fue desarrollada para permitir la realización de pantallas en condiciones difíciles debidas a la dureza del terreno o a la profundidad a alcanzar (con hidrofresa se han perforado las pantallas más profundas del mundo: se han alcanzado los 120 m. de profundidad en varias pantallas de impermeabilización de presas en Estados Unidos.)

La ejecución de la pantalla, al igual que con los equipos convencionales - de cuchara bivalva - se hace por bataches. La estabilidad de la excavación se consigue mediante lodos bentoníticos, los cuales se van mezclando durante la perforación con el terreno. El detritus así producido se extrae mediante circulación inversa, del fondo de la excavación hasta la superficie por bombeo.

Una vez terminada la excavación, se introduce la armadura (si es una pantalla armada), y a continuación se sustituye el lodo por hormigón, vertido a través del tubo "tremie" o tubo sumergido. La unión de los diferentes bataches se puede hacer mediante el empleo de junta de tipo trapezoidal (con o sin water-stop), o bien, mediante una distribución de paneles llamados primarios y secundarios o de cierre, de modo que al ejecutar los secundarios se roza o muerde el hormigón de los paneles primarios, no siendo entonces necesaria ningún tipo de junta.



La hidrofresa consta de los siguientes elementos:

- 1) Un chasis guía metálico que puede llegar a medir hasta 15 metros. Va suspendido mediante cables de una grúa de gran tamaño cuyo peso está en el entorno de las 100 a 120 toneladas. Existen modelos “ligeros” en los cuales el chasis es mucho más corto y se suspenden de equipos compactos más ligeros.
- 2) En la parte inferior del chasis hay dos tambores o fresas provistos de picas adecuadas al terreno. El terreno es triturado por las picas al girar los tambores en sentido contrario. Tanto picas como tambores pueden tener diferentes diseños en función de la abrasividad y dureza del terreno.
- 3) En el interior del chasis está la bomba de aspiración. La bomba aspira la mezcla de terreno triturado con el lodo bentonítico y lo transporta mediante una tubería al exterior hasta la planta de lodos (desarenador).
- 4) La verticalidad de la perforación se controla con unos inclinómetros instalados en el interior del chasis. La corrección de las desviaciones se consigue independizando el giro cada uno de los tambores.
- 5) La información dada por los inclinómetros, caudalímetros y otros sensores se refleja en varias pantallas en la cabina donde el operador visualiza la desviación en dos planos perpendiculares del batache y controla la corrección de la misma.
- 6) En la parte trasera de la grúa base de la hidrofresa se instala el “power pack” o grupo hidráulico de gran potencia (hasta 800 CV) que suministra la energía para los tres motores del cuerpo de la fresa (los dos tambores más la bomba hidráulica de aspiración)

Aunque hay muchas similitudes entre las instalaciones para pantallas con equipo convencional de cuchara bivalva y las de pantallas con hidrofresa existen diferencias importantes en la excavación y en el tratamiento de los lodos:

- a) La pantalla convencional tiene un ciclo de perforación que implica introducir y sacar en cada operación de carga de la bivalva, todo el cuerpo de la cuchara. En el caso de la pantalla con hidrofresa una vez iniciada la perforación, el cuerpo de la hidrofresa no sale de nuevo hasta que se alcanza la máxima profundidad. Ello permite evitar durante la mayor parte de la excavación la circulación de camiones en el tajo de perforación (serán necesarios en la zona habilitada para la planta de lodos)
- b) El lodo bentonítico es para la pantalla convencional un estabilizador de la perforación, mientras que para la fresa es además el vehículo de transporte del detritus. Ello implica un trasiego mucho mayor de lodos entre la planta y el panel así como una mayor degradación del lodo en su contacto con algunos tipos de terreno y especialmente en el contacto con el hormigón (en la fase de hormigonado y en la de excavación si se fresa el hormigón de los paneles primarios cuando no se emplea junta trapezoidal). Ello conlleva un mayor control del lodo en todo el proceso.
- c) La hidrofresa requiere el desarenado continuo del lodo de perforación para mantenerlo dentro del batache en condiciones óptimas. En la pantalla convencional esta operación sólo se realiza una vez terminada la excavación. El desarenado continuo en la hidrofresa exige una planta de lodos de mayor tamaño y potencia que en el de las obras ejecutadas con equipos convencionales

Cualquier obra ejecutada con hidrofresa requiere tres tipos principales de componentes: equipos de excavación, equipos de lodos y en función del tipo de pantalla equipos de hormigonado y colocación de armaduras. Esta división de los componentes principales es importante por el espacio que ocupa la planta de lodos y sus depósitos. Se puede trabajar con la planta de lodos incluso fuera de la zona de excavación aunque en estos casos el límite está en la distancia a recorrer por la bentonita. Si las distancias fueran muy grandes serían necesarias bombas y depósitos intermedios. Los equipos a instalar son:

1) Equipo de excavación:

- a) Equipo de preexcavación: puede ser un equipo de pantalla convencional o una retroexcavadora.
- b) Equipo de excavación: la hidrofresa propiamente dicha.

2) Equipo de lodos:

- a) Planta de fabricación de lodos: silos para la bentonita, fabricante/mezclador, depósito para bentonita nueva y en caso de ser necesarios depósito para agua.
- b) Planta de desarenado: planta compuesta de desarenador, deslimador, depósitos de regulación y bombas para envío de bentonita al panel.

- c) Depósitos de bentonita: dependiendo del tamaño del panel y tipo de terreno a atravesar prever un almacenamiento que cubra el volumen del mayor panel con cierta holgura.
- d) Planta de tratamiento de lodos: uno o dos “trommel” para espesar la bentonita y eliminar el agua de la bentonita degradada.



3) Equipo de hormigonado y colocación de armaduras:

- a) Una o dos grúas dependiendo del tamaño del panel, cuantía de acero de la armadura, espacio disponible, etc.
- b) Tubería de hormigonado.

Los criterios de empleo de la hidrofresa dependen de varios factores:

- a) Terreno a excavar
- b) Profundidad a alcanzar
- c) Verticalidad
- d) Plazo de ejecución

Aunque es difícil encontrar un umbral mínimo a partir del cual sea necesario el uso de la hidrofresa en cualquiera de los factores anteriores, sí se pueden dar algunas normas para ayudar a elegir o a descartar el uso de la hidrofresa.

- a) La característica principal sería la resistencia a compresión simple. A partir de los 100 kg/cm² debe empezar a considerarse la hidrofresa como alternativa a la perforación de pantallas.
- b) La profundidad para la elección de la hidrofresa no vendrá determinada en general sólo por ella sino en combinación con alguno de los otros factores, pero a partir de 35,00 – 40,00 metros la opción de hidrofresa debe plantearse.
- c) La hidrofresa permite la medición y corrección de la verticalidad con desviaciones inferiores al 0,5%. Por lo tanto exigencias por debajo del 1% deben contemplar siempre el uso de la hidrofresa.
- d) La Hidrofresa consigue rendimientos de excavación que doblan los de un equipo convencional en condiciones de trabajo similares. Si hay terrenos con capas duras el plazo de ejecución puede ser determinante para la elección de la fresa.

Aunque las grúas que soportan las hidrofresas son más grandes que las grúas de equipos de pantalla convencionales, el hecho de no tener camiones de tierra en el tajo permite trabajar con hidrofresa en obras en las cuales el espacio sea pequeño. Aunque esta condición en sí misma no sea un factor determinante, cuando se da con alguno de los cuatro anteriores puede ser determinante a la hora de seleccionar la hidrofresa.

La construcción de pantallas con hidrofresa puede esquematizarse con las fases siguientes:

- Fase 1: **Panelado:** previamente a cualquier otra operación hay que panelar o distribuir los paneles de forma que en la medida de lo posible se tenga en cuenta todos los quiebros de la traza de la pantalla y cómo resolverlos. La solución vendrá dada en general mediante un ajuste de los tamaños de los paneles. Aunque hay que compatibilizar la estabilidad del terreno con el tamaño

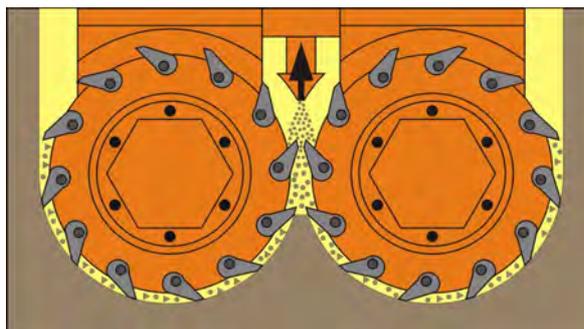
de panel hay que intentar que este permita hacer dos bajadas y un tacón favoreciendo de este modo la verticalidad de los paneles.

- Fase 2: **Construcción del murete guía:** contiene el terreno en superficie y sirve de guía a la excavación
- Fase 3: **Preexcavación:** antes de que la hidrofresa empiece a excavar un panel se debe realizar una preexcavación del orden de 4 metros mediante un equipo convencional (pantalla con cuchara o retroexcavadora), pues para que la bomba de aspiración funcione es necesario que exista cierta presión de lodos sobre ella.
- Fase 4: **Perforación:** con el panel preexcavado se posiciona la hidrofresa y se inicia la excavación. El operador mantiene en todo momento el control sobre la cantidad de lodo a introducir en el panel con los mandos situados en la cabina. Dependiendo de los modelos de hidrofresa y planta de lodos el volumen de entrada y salida de lodos es variable en función de la velocidad de perforación.
- Fase 5: **Desarenado:** durante la excavación se envía el detritus a una planta de lodos de alta potencia. La planta está compuesta de vibradores, tamices, ciclones para diferentes tamaños (grava, arena y limo). Todo ello permita reutilizar el lodo y enviarlo de nuevo a la excavación. Los volúmenes de lodo que se trasiegan en una obra con hidrofresa son mucho mayores que en una obra equivalente de pantalla convencional lo cual obliga a emplear bombas de caudales del orden de 450 m³/hora.
- Fase 6: **Colocación de armaduras y hormigonado:** terminada la ejecución se colocan las juntas: dos en los paneles de arranque y una en los de avance. Como se explicó más arriba se coloca la armadura y se hormigona a través de uno o dos tubos sumergidos en función del tamaño del panel.
- Fase 7: **Tratamiento del lodo:** el proceso de ejecución debe contemplar también el tratamiento del lodo degradado. Estos tratamientos constan a su vez de dos etapas. La primera etapa es un proceso químico que consiste en la preparación del lodo a tratar mediante la dosificación de un aditivo. La segunda etapa consiste en un proceso mecánico de separación de las partes líquida y sólida de lodo previamente preparado. Con este proceso se consigue el máximo grado de agregación de partículas arcillosas mediante medios mecánico-químicos, permitiendo una rápida separación de las fases líquida y sólida, con lo que la recuperación del agua es instantánea sin contener partículas de arcilla. Este proceso se realiza in situ y en el momento en que se produce el lodo, obteniéndose un lodo que puede ser cargado y transportado a un vertedero autorizado



Durante la ejecución de la pantalla se controlan los siguientes aspectos:

- En la fase de perforación se controla cada panel de forma individual abriéndose una ficha de control para cada uno de ellos. La ficha, además de los datos de ejecución (tiempos, cambio de picas, cotas de perforación) lleva una curva de hormigonado.
- Por otro lado se controla constantemente la verticalidad mediante el monitor de cabina, pudiendo limitar la desviación del panel a menos de un 0,5%. Las correcciones se realizan inmediatamente corrigiendo la velocidad relativa de giro de los tambores o la inclinación de los mismos.



- Durante la ejecución se controlan los lodos midiendo la densidad y la viscosidad en las diferentes capas o cuando la perforación es lenta por estar atravesando terrenos duros cada 30 minutos. Con esos datos se va corrigiendo la calidad de la bentonita para mantenerla en los límites de trabajo.

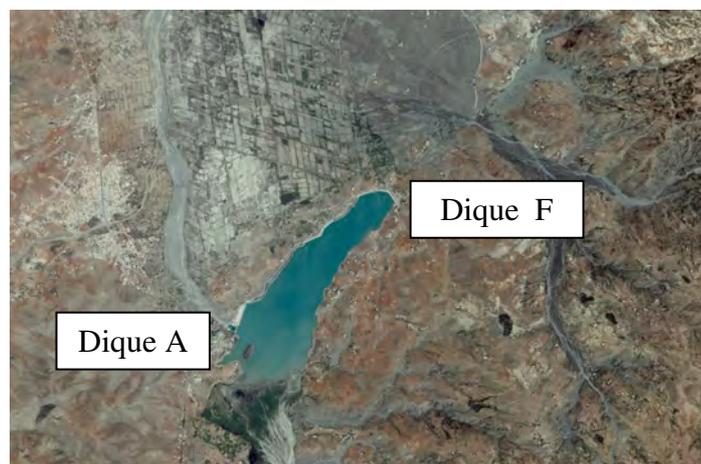
Parámetro	Caso de uso		
	Lodo fresco	Lodo listo para reemplazo	Lodo antes de hormigonar
Masa volumétrica (g/ml)	< 1,10	< 1,25	< 1,15
Viscosidad Marsh (s)	32 a 50	32 a 60	32 a 50
Filtración (ml)	< 30	< 50	No ha lugar
PH	7 a 11	7 a 12	No ha lugar
Contenido en arena %	No ha lugar	No ha lugar	< 4
Cake (mm)	< 3	< 6	No ha lugar

4- Objeto de las obras

La presa de Mohamed Ben Abdelkrim El Khattabi (MBAK) fue construida en 1980 sobre el río Nekor y se encuentra a 26 Km al sur de Alhucemas. Se trata de una presa con capacidad de 20.078 m³, de abastecimiento de agua potable y de riego para los recursos agrícolas de la zona.



La presa consta de un dique principal (Dique A) y 5 diques secundarios (numerados de la B a la F). Desde su construcción, el dique F ha presentado importantes pérdidas de agua, que son aprovechadas por la comunidad para el riego de los cultivos aguas abajo del dique.



Existe el riesgo latente desde el comienzo, de que este flujo de agua arrastre los finos de la cimentación y se produzcan inestabilidades en el dique.

Por lo tanto el objeto del proyecto es la ejecución de una pantalla plástica a lo largo de todo el dique F (aprox. 250 m de longitud) y con la profundidad necesaria para empotrarse en los esquistos, que cumplirá dos misiones principales:

- Minimizar en la medida de lo posible, las pérdidas de agua existentes en la presa
- Reforzar el dique F y su cimentación

El resultado que se espera una vez construida la pantalla es disminuir el caudal de los 14 pozos artesianos existentes aguas abajo, que antes de las obras aportaban caudales de 50 l/s.

Con el fin de seguir abasteciendo de agua para el riego a la comunidad de aguas abajo, se ha diseñado y construido un sifón que tomará agua del embalse y, mediante una tubería, se suministrará el mismo caudal que las pérdidas que había antes de realizar la pantalla de impermeabilización.

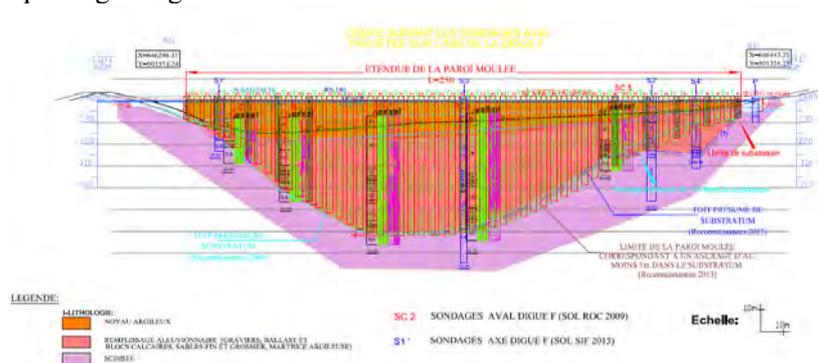
5- Perfil geotécnico

Para la definición del proyecto se partió de una campaña de 5 sondeos realizados aguas abajo del dique, que se complementaron con una nueva campaña realizada por GRK una vez adjudicadas las obras. Se han realizado 4 sondeos complementarios sobre el eje del dique a fin de obtener un perfil geotécnico lo más real posible, con las profundidades siguientes:

SONDEO	PROF
S1	25,30
S2	48,20
S3	76,20
S4	33,20

Ambas campañas permitieron caracterizar el dique y su cimentación, diferenciándose dos zonas a lo largo del perfil del mismo:

- Margen izquierda al centro del valle
 - Núcleo de arcilla muy compactada
 - Arcilla friable
 - Aluvial con matriz arcillosa
 - Aluvial con bloques calcáreos de tamaño superior a 10 cm
 - Esquisto arcilloso, alterado, de color amarillo
 - Esquisto gris fracturado sano
- Margen Derecha
 - Núcleo de arcilla muy compactada
 - Arcilla friable
 - Aluvial con bloques calcáreos de tamaño superior a 10 cm
 - Bloques cuarcíticos de gran tamaño intercalados entre el aluvial
 - Esquisto arcilloso, alterado, de color amarillo
 - Esquisto gris algo alterado



Como la pantalla ha de empotrarse en el esquistos, de modo que se asegure la estanqueidad de la misma, se han realizado 3 ensayos de permeabilidad Lugeon con los siguientes resultados:

SONDEO	PROF	UD LUGEON
S1	22,30 a 25,30	7,30
S2	45,00 a 48,00	0,10
S3	73,00 a 76,00	2,30

6- Descripción de las obras

El objeto principal de las obras es la construcción de una pantalla de impermeabilización, desde la coronación del dique F, hasta el sustrato impermeable, constituido por esquistos grises, con el fin de eliminar o reducir lo máximo posible las filtraciones bajo el cimiento del dique.

Se ha construido una pantalla sobre un perímetro de 250 ml con un total de 11.500 m², en espesor 1.200 mm. Las profundidades están comprendidas entre los 11,85 m (en uno de los estribos) y los 70,00 m (en el cauce central) en función de la aparición del sustrato de esquistos.



Debido a las altas profundidades que se esperaban perforar, a las exigencias de verticalidad, así como a la dureza del sustrato, la pantalla se ha ejecutado con una Hidrofresa tipo "Evolution 5", montada sobre una grúa Liebherr 872. Además se ha contado con 3 grúas auxiliares, 1 Liebherr 852 y 2 Pinguely.

Las instalaciones generales de la obra, para la fabricación y desarenado del lodo bentonítico y de fabricación del hormigón plástico se han colocado en las proximidades del Dique A.



El hormigón de la pantalla debía cumplir con las exigencias de permeabilidad y de módulo de deformación marcadas en el pliego de prescripciones técnicas (CPS):

- Módulo de deformación E = 200 MPa-1000 Mpa a 90 días.
- Permeabilidad K < 10⁻⁸ m/s

Aprovechando experiencias de obras similares se optó por utilizar un hormigón plástico. Para ello se realizaron diversos ensayos de adecuación de diferentes formulaciones del hormigón. Algunas de las dosificaciones propuestas y ensayadas han sido:

Designación	1	2	3	4	5	6
Arena de duna	507	502	498	461	490	528
Arena 0/5	507	502	498	461	490	528
Grava 5/16	685	677	672	623	660	694
Cemento CGJ45	130	130	150	150	160	120
Agua total	351	364	375	375	380	360
Aditivo	1.3	1.3	1.5	1.5	1.6	1.2
Bentonita	20	26	22.5	30	28	22

La dosificación elegida por la Dirección de obra, de acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos, fue la nº 1, que presentó los siguientes resultados:

- Resistencia a 7 días → 5,4 bar
- Resistencia a 28 días → 6,9 bar
- Resistencia a 90 días → 9,4 bar
- Módulo de deformación a 40 días → 461 MPa
- Módulo de deformación a 90 días → 631 MPa
- Permeabilidad → 1,4 x10⁻⁸ m/s

Los paneles primarios tenían una longitud de 7,40 m, y los secundarios (perorados entre dos primarios) eran de las dimensiones de la herramienta de perforación, 2,50 m



La pantalla tenía una longitud de 250,0 m, con profundidades que oscilaron entre 11,58 m y 66,50 m, por lo que ejecutaron 11.500 m² de pantalla de hormigón plástico con hidrofresa.

Con el fin de suministrar el mismo caudal a los regantes establecidos aguas abajo, una vez que se cortaran totalmente los caudales filtrados, se diseñó un sistema de sifón que toma agua del embalse y mediante una tubería la enviará a la zona establecida. Las obras han consistido en la construcción de una caseta de bombas para la ubicación de las bombas de vacío, instalación de las válvulas de control del sifón y del caudalímetro. En la casa de bombas está ubicado también un pequeño depósito que permite la distribución del agua a dos conducciones de 200 mm. El sifón toma el agua directamente desde el embalse y se conduce a la casa de bombas mediante una tubería de 300 mm que pasa a su salida a 200 mm. Esta tubería será la tubería de distribución aguas abajo.



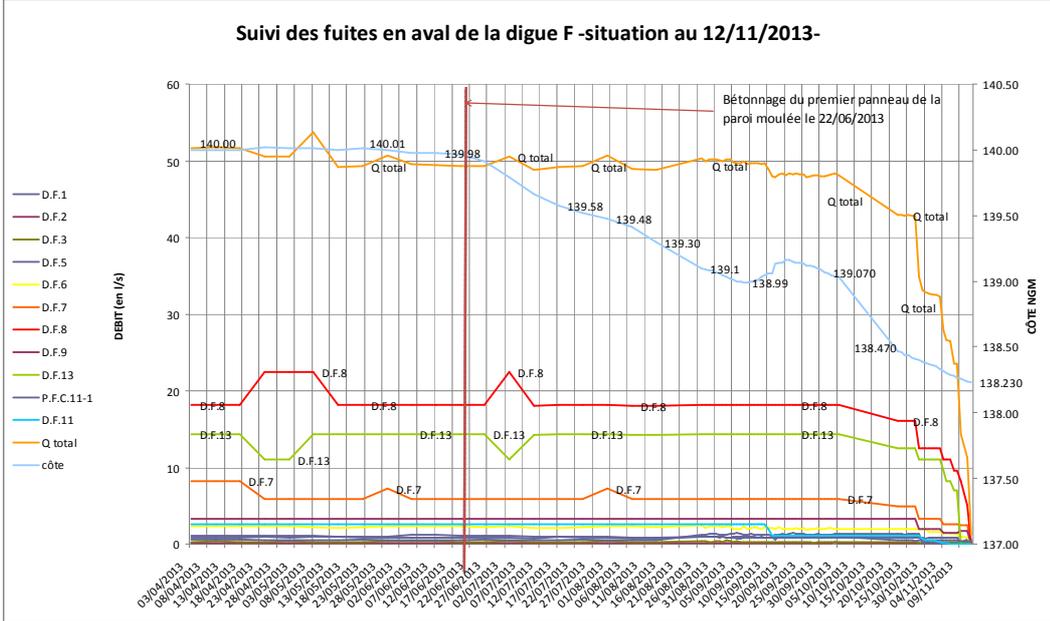
La última fase la obra es la retirada del material aportado para el relleno de la plataforma superior (esta operación se está realizando actualmente), dejando el dique en la situación inicial.

Durante la ejecución de la pantalla se ha llevado un estricto control del hormigón plástico colocado en la misma, realizado por un laboratorio oficial. Se han tomado probetas cada 100 m³ de hormigón, realizándose sobre las mismas roturas a compresión simple, ensayos de módulo de deformabilidad y ensayos de permeabilidad.

Las medidas de caudal tomadas de los 14 pozos existentes aguas abajo del Dique F, eran de 50 l/s al inicio de los trabajos y una vez finalizada la pantalla los pozos han quedado totalmente secos con un caudal de 0 l/s.



En la siguiente gráfica se aprecian los caudales iniciales y finales, así como el brusco descenso de los mismos coincidiendo con el “cierre” de la pantalla.



Bibliografía

- (1) Echave Rasines, J.M. (Marzo 2003). Jornada técnica sobre el tratamiento del terreno en la cimentación de presas – Pantallas continuas de impermeabilización. CNEGP - AETESS.
- (2) García Gonzalo, E. (Septiembre 2006). Jornada técnica sobre Pantallas en medio urbano para estructuras subterráneas – Pantallas ejecutadas con hidrofresa. AETOS - AETESS.
- (3) De Juan García, M.A. (2002). Jornadas técnicas SEMSIG – AETESS sobre muros pantalla en ámbito urbano – Pantallas construídas con hidrofresa. SEMSIG - AETESS.

DISEÑO Y EJECUCIÓN DE LA PANTALLA PLÁSTICA IMPERMEABLE DE LA PRESA DE VALDEMUDARRA

GERARDO MAROTE RAMOS

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos - UPM
Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones - Cedex
GRUPO TERRATEST

1. Introducción

El diseño de presas de materiales sueltos incluye en numerosas ocasiones pantallas plásticas impermeables con objeto de minimizar las filtraciones y la circulación de agua bajo la estructura. Las pantallas cumplen con la doble misión de impermeabilizar el cimiento de la presa y de presentar una deformabilidad similar a la del terreno circundante, de ahí su caracterización como elementos impermeables y plásticos.

En el presente artículo se describe la pantalla plástica impermeable ejecutada en la presa de Valdemudarra, en Peñafiel (Valladolid). Dicha pantalla se diseñó con una mezcla de bentonita-cemento y se ejecutó siguiendo un procedimiento singular debido a las características del terreno existente en la cerrada del embalse.

La construcción de la presa de Valdemudarra la llevó a cabo FCC Construcción, S.A., siendo TerraBauer (Grupo Terratest) la empresa encargada de la ejecución de la pantalla plástica impermeable.

2. El embalse de Valdemudarra

El Embalse de Valdemudarra (figura 1) está ubicado en Peñafiel, en la provincia de Valladolid. Con una capacidad de casi 5 hm³, su función es almacenar agua para el regadío de aproximadamente 1.000 Has de terreno pertenecientes a los términos municipales de Peñafiel, Manzanillo y Langayo, entre otros.



Figura 1. Vista aérea del embalse de Valdemudarra

La presa se sitúa sobre el arroyo de Valdemudarra, pero debido a la escasa aportación de agua de dicho arroyo, el llenado del embalse se realiza desde el río Duratón por medio de un sistema de bombeo y una conducción de 700 mm de diámetro y 4,50 km de longitud. El trasvase de agua entre el río Duratón y el embalse se realiza exclusivamente entre los meses de noviembre y marzo.

La presa de Valdemudarra es de materiales sueltos de sección homogénea, con taludes 2.5H:1V. Está provista de un dren chimenea, filtros y paramentos de protección para evitar la dispersión de materiales. Tiene una longitud de coronación de 323 m y una altura máxima de 42 m. La cota de coronación es la 850,00 (figura 2).

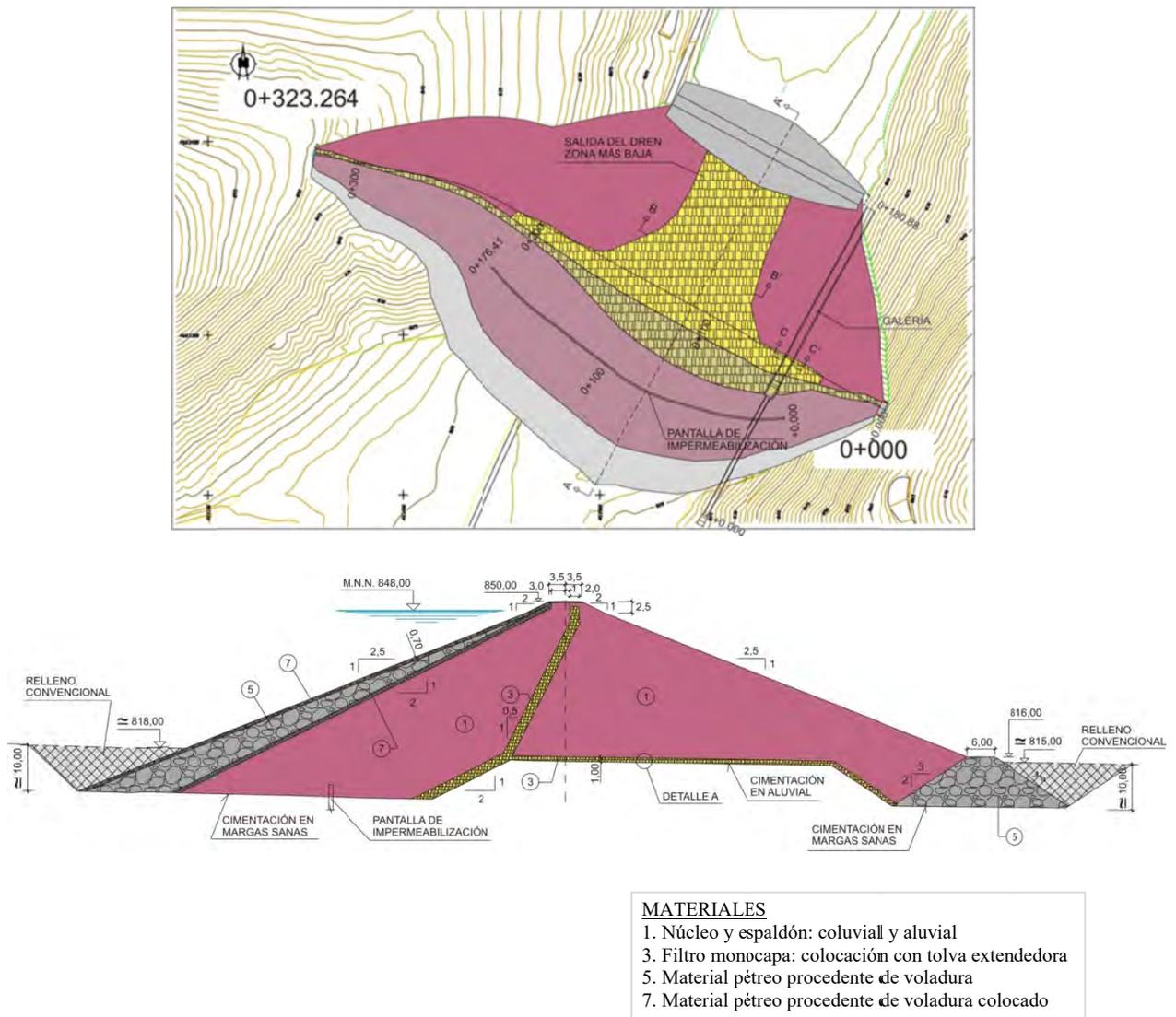


Figura 2. Planta y sección transversal de la presa de Valdemudarra

3. Perfil geotécnico

El terreno en la cerrada del embalse (figura 3) está formado por suelos aluviales, que se sitúan en la zona más profunda del valle, y margas arcillosas. Bajo estas capas principales se sitúa un estrato continuo de margas yesíferas, presente desde la cota 810 hasta la 795, aproximadamente. A partir de esta profundidad aparece el sustrato impermeable de lutitas. Son también frecuentes los niveles de caliza, intercalados de forma errática entre las margas.

En líneas generales el terreno es bastante resistente; los ensayos SPT efectuados generaron rechazo a partir de la cota en la que comienzan los cristales de yeso (810 aproximadamente); por otro lado, los ensayos de resistencia a compresión simple realizados alcanzaron valores de hasta 5 MPa en diferentes zonas de la cerrada.

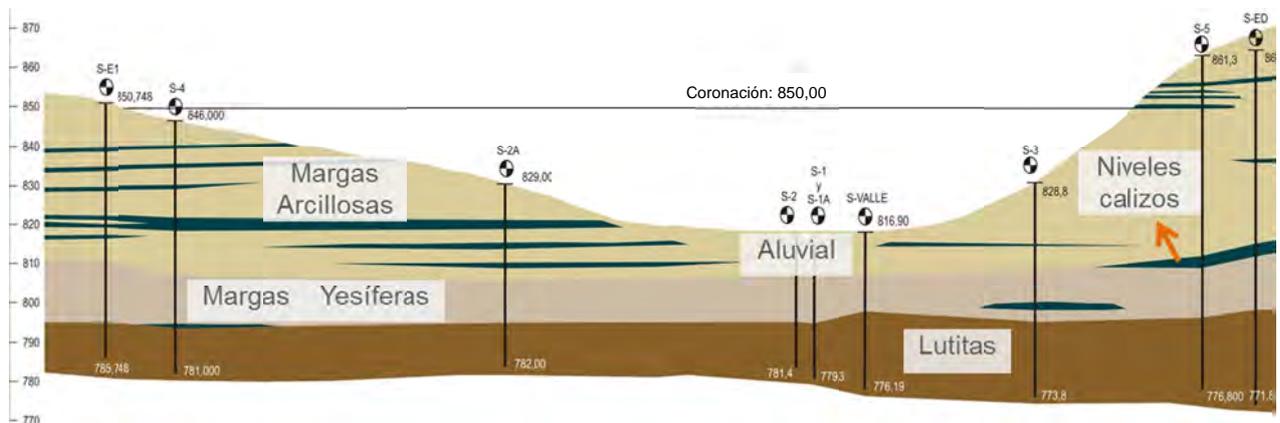


Figura 3. Perfil geotécnico en la cerrada

En cuanto a la permeabilidad de los materiales detectados en los sondeos, de los ensayos Lugeon y Lefranc realizados se deduce lo siguiente:

- El depósito aluvial es muy permeable.
- Los niveles calizos intercalados en las margas son también permeables y por su disposición subhorizontal pueden dar lugar a fugas laterales de agua. No obstante, al no tratarse de niveles masivos, tener intercalaciones margosas y poseer poco espesor, el carácter permeable de estas capas queda aminorado.
- Las margas, por lo general, son impermeables, excepto cuando los niveles de yeso tienen cierta continuidad. La circulación de agua puede además producir la disolución de los yesos.
- El sustrato inferior de lutitas es impermeable.

Debido a la alta permeabilidad del aluvial, de los yesos y de los niveles de caliza, se decidió complementar el diseño de la presa con una pantalla plástica de impermeabilización en el cimiento, cuyo diseño, ejecución y control de calidad se exponen en los apartados siguientes.

4. Pantallas plásticas impermeables

Las pantallas impermeables son cortinas subterráneas continuas formadas por diferentes tipos de materiales, cuyo principal objetivo es cortar redes de filtración y proteger determinados espacios de la entrada de agua. No se suelen incluir en esta definición otro tipo de estructuras cuya función principal sea diferente de la impermeabilización, como el caso de las estructuras de contención, ya que estos elementos están sometidos a solicitaciones que no suelen aplicar a pantallas impermeables.

Las principales aplicaciones de las cortinas impermeables son:

- Impermeabilización de cimientos de presas.
- Impermeabilización exterior de recintos para realizar excavaciones interiores en seco.
- Compartimentación de espacios apantallados para crear diferentes tajos de excavación.
- Ejecución de elementos provisionales de cierre, que deben ser posteriormente eliminados parcial o totalmente.

Como material constituyente de pantallas impermeables es habitual emplear hormigones, morteros mezclas de bentonita-cemento o lechadas de cemento. Independientemente del material empleado, el procedimiento de ejecución debe garantizar la continuidad de la pantalla. Los sistemas de construcción más utilizados en este tipo de estructuras son: pantallas de sección rectangular, pantallas de pilotes secantes y cortinas de inyecciones.

Las pantallas de impermeabilización, dependiendo de su diseño y material constituyente, pueden ser rígidas o plásticas. Las pantallas rígidas son especialmente útiles en las obras en las que no se prevén deformaciones importantes, mientras que las plásticas tienen un comportamiento mucho más dúctil que se adapta mejor a terrenos blandos y a situaciones en las que se esperan movimientos significativos. Las pantallas impermeables deben tener siempre una deformabilidad similar a la del terreno circundante para asegurar su durabilidad.

En base a lo expuesto, podemos definir una pantalla plástica impermeable como una cortina subterránea, continua e impermeable, que tiene como funciones principales:

- Impedir la entrada y circulación de agua en el espacio que protegen.
- Resistir las solicitaciones de proyecto.
- Adaptarse de forma plástica a las deformaciones que presente el terreno.
- Garantizar la durabilidad durante la vida útil de la estructura.

Los materiales más utilizados en la ejecución de pantallas plásticas impermeables son las mezclas de bentonita-cemento y el hormigón plástico. En el primer caso el material está compuesto exclusivamente por agua, bentonita y cemento, mientras que en el segundo caso se incorporan también áridos al conjunto de la mezcla.

La elección de un material u otro depende de muchos condicionantes: características del terreno y deformaciones previstas, agresividad del entorno, profundidad de pantalla, grado de impermeabilidad requerido, etc. Los hormigones plásticos, con áridos en la mezcla y relaciones agua-cemento generalmente inferiores a las que se utilizan en mezclas de bentonita-cemento, pueden alcanzar mayores resistencias y tienen un campo de aplicación más amplio. Por el contrario, cuando la pantalla se instala en terrenos deformables la solución de bentonita-cemento puede resultar ventajosa.

De forma general, en el diseño de mezclas para pantallas plásticas impermeables es importante tener en cuenta los siguientes factores:

- La función esencial de la mezcla es, como ya se ha indicado, proporcionar a la pantalla plasticidad e impermeabilidad, por lo que las especificaciones del material deben definir correctamente estas dos propiedades. Generalmente se establecen valores de referencia para la resistencia a compresión simple y el coeficiente de permeabilidad, si bien sería conveniente incorporar el módulo de elasticidad a esta pareja de parámetros, quedando así mejor definida la deformabilidad del material. Conviene destacar también que la presión de confinamiento tiene una gran influencia en la resistencia, deformabilidad y permeabilidad, por lo que es interesante realizar ensayos triaxiales que permitan tener en cuenta esta variable y hacer una simulación acorde con las condiciones reales de la pantalla.

- La eficacia de una cortina impermeable no sólo depende de su coeficiente de permeabilidad sino también de su espesor, por lo que parece adecuado combinar ambos factores a la hora de definir el objetivo de permeabilidad. El ICE (Institute of Civil Engineers) de Reino Unido propone utilizar la permitividad (permittivity en inglés) como parámetro de medida de la eficacia de una pantalla impermeable. La permitividad se define como el cociente entre el coeficiente de permeabilidad y el espesor.
- Por último, la tradición de ensayos con hormigón convencional ha llevado a establecer las propiedades objetivo de mezclas de bentonita-cemento a una edad de 28 días. En la mayoría de los casos 28 días no es sinónimo de largo plazo en este tipo de material y las propiedades continúan variando significativamente a lo largo del tiempo, incluso después de transcurridos 90 días. Este periodo de tiempo es sin embargo más adecuado para definir el comportamiento del material a largo plazo y conviene tomarlo como referencia en lugar de los tradicionales 28 días.

La figura 4, perteneciente al documento del USACE (US Army Corp of Engineers) titulado “Plastic concrete cutoff walls for earth dams”, muestra los resultados de un estudio de investigación sobre hormigón plástico, en el que se refleja como conforme aumenta el contenido de bentonita (en % en el gráfico), la resistencia a compresión simple continua creciendo de forma significativa después de 28 días.

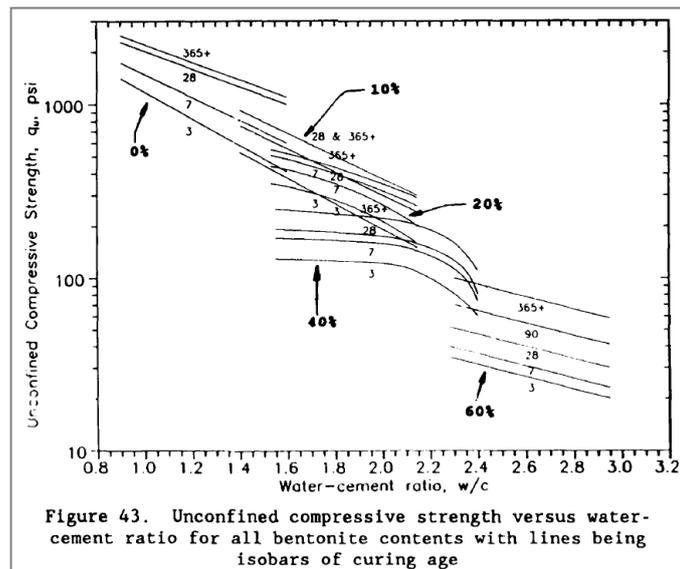


Figura 4. Resistencia a compresión simple de muestras de hormigón plástico con diferentes contenidos de bentonita, a diferentes edades – USACE (1991)

5. Diseño de la pantalla plástica impermeable de la Presa de Valdemudarra

A la vista de la permeabilidad del terreno en la zona más superficial, la cimentación de la presa se realizó en el sustrato de margas. Para alcanzar este nivel de cimentación se llevó a cabo en primer lugar un saneo de las laderas, eliminando los coluviales existentes y los primeros términos de margas que se encontraban alterados. En segundo lugar, se eliminó por completo el depósito aluvial del fondo del valle, de aproximadamente 5 m de espesor, saneando también la primera zona de margas claramente alteradas. La eliminación de estos materiales reducía además el riesgo de asentamientos de la presa.

En cuanto a los niveles permeables más profundos, con objeto de reducir al máximo las filtraciones de agua bajo la presa se diseñó una pantalla impermeable en el cimiento con configuración mixta: continua en la parte central de la presa y discontinua hacia los estribos (figuras 5 y 6). La pantalla central se resolvió mediante una pantalla de bentonita-cemento, mientras que las pantallas laterales, en las zonas de menor carga de agua, se diseñaron con cortinas discontinuas de inyecciones. Las cortinas de inyecciones

son discontinuas en ejecución, ya que están formadas por perforaciones separadas entre sí; sin embargo, su funcionamiento es análogo al de una pantalla al generar las inyecciones una zona continua de terreno impermeable.

La figura 5 muestra las diferentes zonas de pantalla.

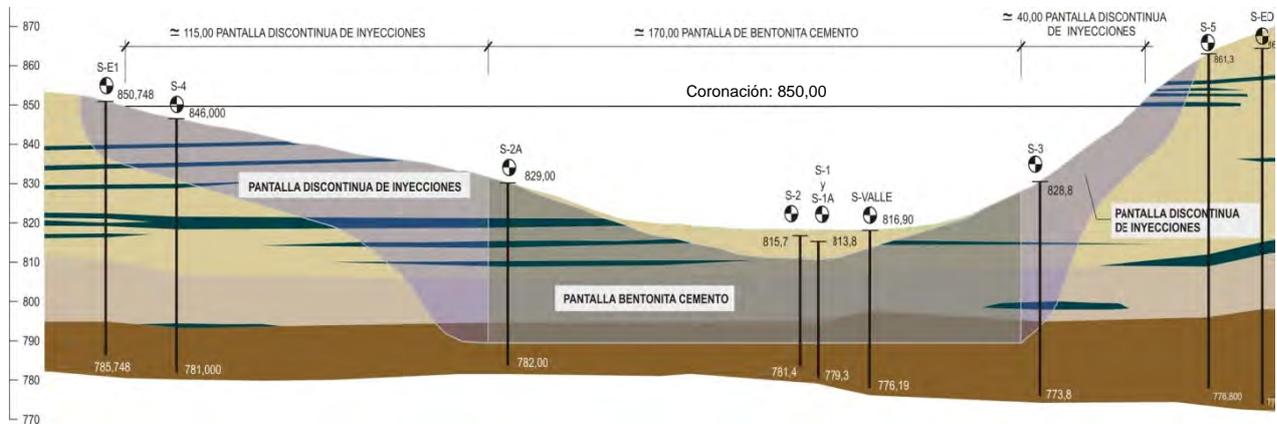


Figura 5. Pantalla de impermeabilización mixta

Este artículo se refiere exclusivamente a la pantalla central de bentonita-cemento, cuyas especificaciones son las siguientes:

- Longitud en planta ≈ 170 m.
- Espesor de pantalla: 0,80 m.
- Cota de pie de pantalla: 788 m (empotramiento en el sustrato de lutitas).
- Profundidad: \approx entre 20 y 35 m, según las zonas.
- Superficie de pantalla: ≈ 4.100 m².

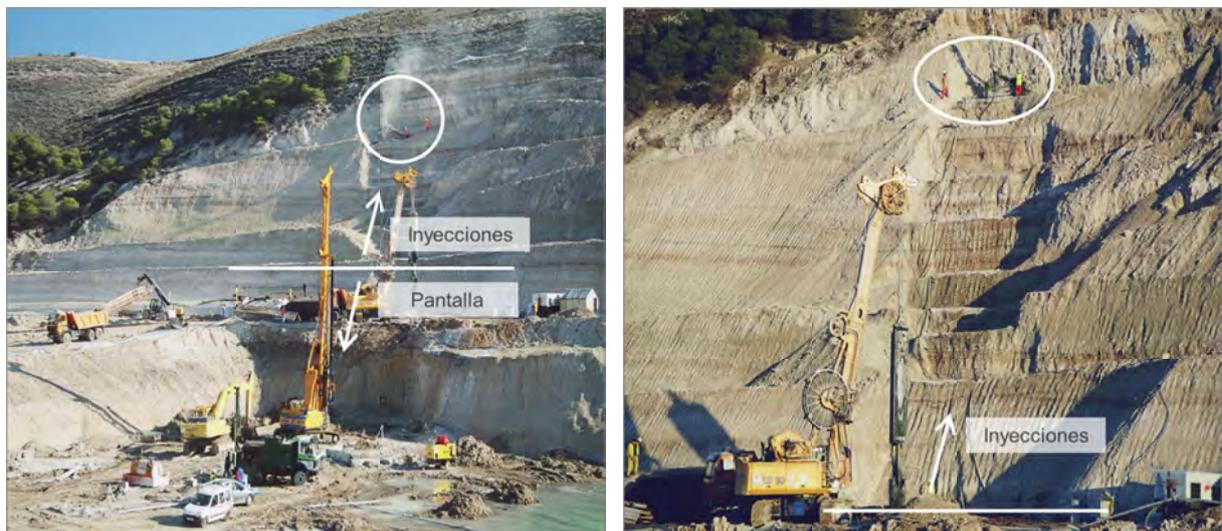


Figura 6. Ejecución de pantalla de impermeabilización: continua en el centro de la presa y discontinua en los estribos

La pantalla debía impedir la circulación de agua bajo la presa y adaptarse a las deformaciones del terreno en las diferentes situaciones que se producen a lo largo de la vida de la presa: construcción, embalse, desembalse, etc. Con objeto de cumplir con las funciones principales de impermeabilidad, plasticidad y durabilidad, la pantalla se diseñó con dos especificaciones fundamentales:

- Coeficiente de permeabilidad, a 28 días: $< 10^{-6}$ cm/s.
- Resistencia a compresión simple, a 28 días: $> 0,40$ MPa.

Como material constituyente de la pantalla se seleccionó una mezcla de agua-bentonita-cemento, con una dosificación de materia seca de 50 kg de bentonita y 250 kg de cemento, por m³ de mezcla. Además de las especificaciones principales ya indicadas, a la mezcla se le exigía presentar una decantación inferior al 5% a las 24 horas de su colocación en la pantalla, como indicador de la homogeneidad y estabilidad del material.

Las mezclas de bentonita-cemento se adaptan bien a este tipo de proyectos debido a su baja permeabilidad, alta plasticidad y suficiente durabilidad. La mezcla de bentonita y agua (lodo bentonítico) aporta al material estabilidad y plasticidad, mientras que el cemento es el responsable principal de la resistencia y de la impermeabilidad. En el apartado de control de calidad se indican los ensayos efectuados al material y los resultados obtenidos, que resultaron estar en concordancia con las propiedades objetivo del proyecto.

Procedimiento de ejecución de la pantalla

La pantalla se dividió en paneles primarios y secundarios. En primer lugar se ejecutaban los primarios, separados entre sí una longitud inferior a la dimensión del módulo secundario, de forma que al ejecutar este último se producía el solape entre paneles adyacentes y se garantizaba la continuidad de la cortina de impermeabilización. Los paneles primarios se diseñaron con una longitud de 3,30 m y los secundarios con la longitud de la cuchara de excavación: 2,80 m, resultando una longitud de solape entre paneles de 40 cm, tal y como muestra la figura 7.



Figura 7. División de la pantalla en paneles primarios y secundarios

La ejecución de pantallas de bentonita-cemento puede llevarse a cabo siguiendo dos procedimientos diferentes de puesta en obra de la mezcla: adición directa y sustitución:

- En el sistema de adición directa la mezcla se añade al panel de forma continua durante la excavación, de forma que la bentonita-cemento cumple con la doble función de sostenimiento de las paredes de la zanja y relleno final de la pantalla impermeable. Esta alternativa de ejecución conlleva la adición de partículas de terreno a la mezcla de bentonita-cemento, por lo que es necesario llevar a cabo ensayos de resistencia y permeabilidad de muestras tomadas en el panel ejecutado y comparar los resultados con las mezclas fabricadas en la central de lodos.
- El segundo método de puesta en obra es la sustitución, es decir, la excavación previa de paneles con lodos de perforación y el reemplazo posterior de los mismos por la mezcla bentonita-cemento. Este sistema de ejecución presenta la complicación derivada de la escasa diferencia de densidades que existe entre los dos fluidos, hecho que dificulta la puesta en obra de la mezcla de bentonita-cemento.

El procedimiento de ejecución de la pantalla de la Presa de Valdamudarra se basa en la excavación de paneles con adición directa de la mezcla de bentonita-cemento, de forma que el terreno extraído es reemplazado de forma inmediata por el material. A continuación se indican las diferentes fases del proceso de ejecución.

5.1. Elección del sistema de excavación

El terreno en la zona en la que se desarrolla la pantalla plástica impermeable presenta una resistencia elevada para los medios de excavación convencionales. Se ha indicado en el apartado 3 como los ensayos SPT devolvieron rechazo a partir del estrato de margas yesíferas y como la resistencia a compresión simple del terreno alcanzaba valores de hasta 5 MPa. Por otro lado, son frecuentes en toda la cerrada los estratos de plasticidad elevada como margas y yesos, hecho que también tiene influencia en la elección del método de excavación.

Los sistemas analizados fueron los siguientes:

- La excavación con cuchara, ya sea mecánica o hidráulica, podía proporcionar un rendimiento deficiente debido a la dureza del terreno. Estos sistemas pierden eficiencia cuando la resistencia a compresión simple del terreno supera 2-3 MPa, habiéndose obtenido resistencias en los ensayos efectuados de hasta 5 MPa. De utilizar cucharas, éstas debían combinarse con otros sistemas.
- La utilización de trépano de apoyo a la cuchara, como elemento de fractura de capas resistentes, no parecía conveniente debido a la plasticidad de margas y yesos. Los terrenos plásticos absorben gran parte de la energía del impacto del trépano y no se fracturan con facilidad.
- La hidrofresa no fue considerada una alternativa competitiva al tratarse de una obra con una medición discreta en un terreno con resistencias que no justifican su utilización. Como referencia, es habitual incluir la hidrofresa en el estudio de soluciones cuando el terreno tiene más de 15 MPa de resistencia a compresión simple.

A raíz del análisis de técnicas efectuado se decidió llevar a cabo la excavación con cuchara hidráulica, facilitando su funcionamiento con la ejecución previa de preforos.

5.2. Ejecución de preforos

Los preforos son perforaciones circulares de diámetro igual al espesor de la pantalla (800 mm en este caso) y de su misma profundidad (variable en la pantalla según las diferentes secciones), distribuidas a lo largo de la alineación de la pantalla (figura 8). Dichas perforaciones suponen la descompresión del terreno y facilitan la excavación posterior con cuchara, que trabaja entre preforos.



Figura 8. Preforos a lo largo de la pantalla para aligerar el terreno y facilitar la excavación

En este caso particular los preforos se distanciaban entre sí una longitud entre caras igual a 1,70 y 2,00 m, en concordancia con la distribución de paneles, tal y como se muestra en la figura 9.

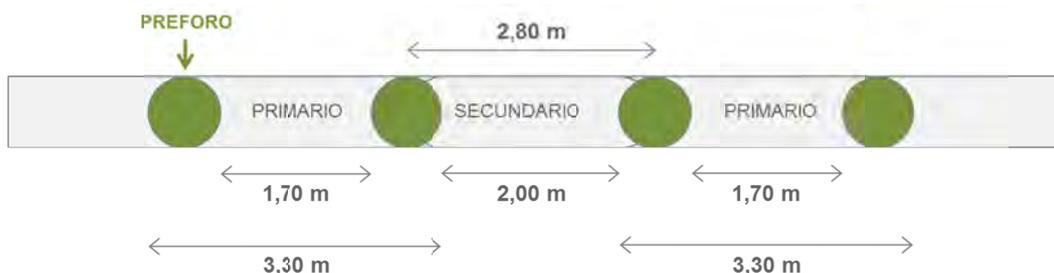


Figura 9. Distribución de preforos

La cuchara utilizada tenía una apertura de 2,80 m, por lo que tanto en paneles primarios como secundarios trabajaba siempre con el terreno aligerado en sus extremos.

La perforación de preforos se llevó a cabo con un equipo Bauer BG-18 (figura 10), de 18 mT de par de rotación y 20 T de empuje. La estabilidad del terreno permitió la excavación en seco sin adición de lodos de perforación (figura 11).



Figura 10. Ejecución de preforos



Figura 11. Preforo terminado

Una vez alcanzada con el preforo la profundidad de pantalla definida en proyecto, se llevaba a cabo el relleno del mismo con material suelto de tipo granular. Esta operación era necesaria para evitar la segregación de la mezcla de bentonita-cemento durante su colocación en la fase de excavación del panel con cuchara.

5.3. Fabricación de la mezcla de bentonita-cemento

La fabricación de la mezcla de bentonita-cemento se lleva a cabo en dos fases: en primer lugar se fabrica el lodo bentonítico, formado por agua y bentonita, y a continuación se añade el cemento. Es conveniente hidratar el lodo bentonítico antes de incorporar el cemento para conseguir una mezcla más estable y con menor decantación. Se recomienda un periodo de hidratación de al menos 12 horas.

El proceso completo de fabricación y trasiego de la mezcla de bentonita-cemento constaba de las siguientes etapas:

- Recepción y almacenamiento de los componentes: agua, bentonita y cemento. El agua se almacenaba en una balsa excavada en el terreno; la bentonita y el cemento se acopiaban en silos.
- Fabricación del lodo bentonítico y almacenamiento del mismo en balsas.
- Fabricación de la mezcla de bentonita-cemento.
- Almacenamiento temporal de la mezcla bentonita-cemento en depósitos agitadores e impulsión de la misma a la pantalla durante la excavación de los paneles.

Para la fabricación de la mezcla de bentonita-cemento se contaba con una instalación (figuras 12 y 13) formada por:

- Silos de almacenamiento de las materias primas: bentonita y cemento (figura 14).
- Mezcladora continua de lodo bentonítico, con una capacidad de producción de hasta 25 m³/hora, para la fabricación del lodo bentonítico de base de la mezcla de bentonita-cemento (figura 14).
- Mezcladora continua para la fabricación de la mezcla definitiva, formada por lodo bentonítico y cemento, con una capacidad de producción de hasta 25 m³/hora (figura 14).
- Depósito agitador para la mezcla de bentonita-cemento fabricada, con objeto de mantener la mezcla en movimiento antes de su impulsión hacia la pantalla (figura 15).
- Equipos de bombeo y conducciones, para la impulsión y trasiego de lodos y mezclas.

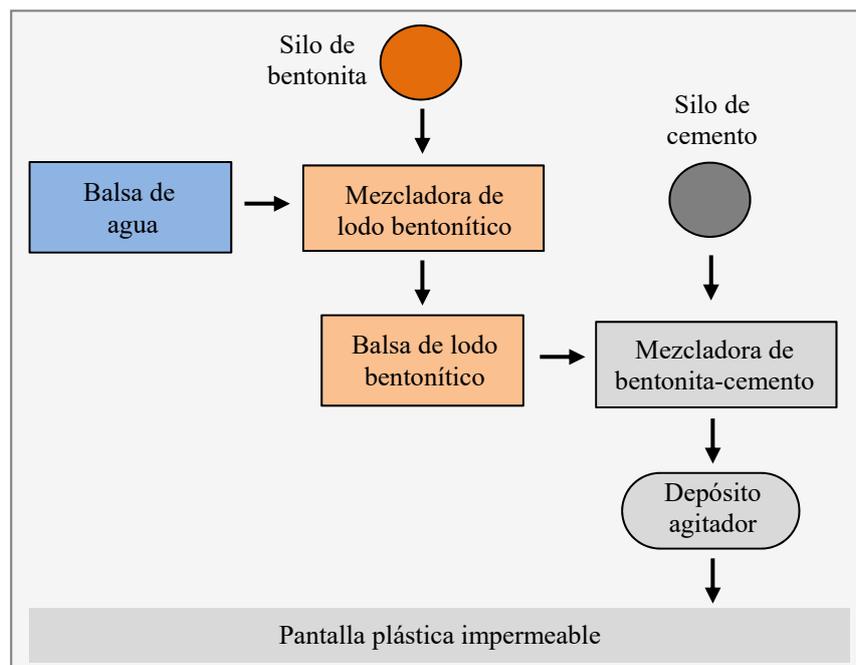


Figura 12. Equipamiento para la fabricación de la mezcla de bentonita-cemento



Figura 13. Vista general de la planta



Figura 14. Silos, mezcladoras y balsas de almacenamiento



Figura 15. Depósitos agitadores de la mezcla de bentonita-cemento

5.4. Excavación con cuchara y relleno simultáneo de la pantalla

Una vez ejecutados los preforos y fabricada la mezcla, se procedía a realizar la excavación de la pantalla con cuchara bivalva, aportando de forma simultánea la mezcla definitiva de bentonita-cemento (método de adición directa). La excavación se llevaba a cabo entre los preforos previamente ejecutados, según el esquema de la figura 9, de forma que la cuchara trabajaba con el terreno aligerado en sus dos extremos. El equipo empleado fue hidráulico tipo Bauer GB-50 (figuras 16 y 17).



Figura 16. Equipo hidráulico Bauer GB-50



Figura 17. Excavación de la pantalla y relleno simultáneo con la mezcla de bentonita-cemento

Durante la excavación se aportaba la mezcla de bentonita-cemento, por lo que el volumen de terreno extraído era reemplazado inmediatamente por el material constituyente de la pantalla. Para evitar la caída libre de la mezcla en la zona de preforos, estos debían haber sido rellenados con material granular tras su excavación. De esta forma se obtenía una superficie continua de excavación para la cuchara.

La figura 18 muestra la ejecución simultánea de preforos y paneles con cuchara, en la pantalla central, e inyecciones en el estribo.



Figura 18. Vistas generales de la obra

La operación combinada de excavación y relleno simultáneo con la mezcla de bentonita-cemento se prolongaba hasta alcanzar la profundidad final de la pantalla.

5.5. Saneo de la zona superior de la pantalla

Transcurridas al menos 12 horas desde la finalización del panel se comprobaba su decantación, se saneaba la parte superficial y se rellenaba la zona saneada con mezcla nueva de bentonita-cemento. Con esta operación se daba por concluido el módulo de pantalla.

6. Control de calidad

Los puntos principales del plan de control de calidad fueron los siguientes:

- Control de recepción de materias primas: bentonita y cemento.
- Control de calidad del agua.
- Control del lodo bentonítico, como elemento fundamental constituyente de la mezcla de bentonita-cemento (figura 19). Se realizaban medidas constantes de la densidad, viscosidad y pH del lodo, debiendo cumplir estos parámetros las especificaciones siguientes: densidad entre 1,032 y 1,038 T/m³; viscosidad > 36 s; pH entre 8 y 10. El lodo bentonítico es el elemento fundamental de la mezcla de bentonita-cemento. Una mezcla formada por un lodo con la densidad y viscosidad correctas, y la cantidad fijada de cemento, proporcionará un material estable y sin decantación, que desarrollará las propiedades objetivo de resistencia y permeabilidad.



Figura 19. Control de densidad y viscosidad del lodo bentonítico

- Control de la mezcla de bentonita-cemento recién fabricada: basado en la medición continua de la densidad, viscosidad y decantación de la mezcla, debiendo estos parámetros cumplir con los siguientes valores: densidad entre 1,195 y 1,215 T/m³; viscosidad > 42 s; decantación < 5%.
- Toma de probetas de mezcla recién fabricada para la realización de ensayos de resistencia a compresión simple y permeabilidad (figuras 20 y 21).



Figura 20. Almacenamiento y preparación de muestras de bentonita-cemento



Figura 21. Ensayos de rotura a compresión simple de muestras de bentonita-cemento

- Control topográfico de situación de preforos y paneles de pantalla.
- Control del material excavado y de la profundidad final de preforos y excavaciones con cuchara.
- Control de relleno de preforos con material granular.
- Control de relleno de paneles con mezcla de bentonita-cemento.
- Toma de probetas de mezcla en el panel para la realización de ensayos de resistencia a compresión simple y permeabilidad.
- Medición de la decantación del panel terminado, limitando la misma al 5% (figura 22).
- Control de la operación de saneo de la zona superior y del relleno final del panel.
- Ejecución de sondeos y toma de muestras para ensayos de contraste de resistencia a compresión simple y permeabilidad (figura 23).

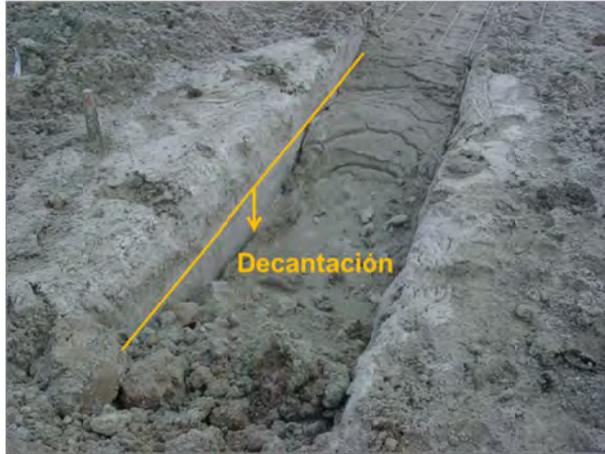


Figura 22. Medición de la decantación a las 24 horas



Figura 23. Ejecución de sondeos y toma de muestras en la pantalla

Las figuras siguientes muestran los resultados obtenidos en los ensayos de resistencia a compresión simple, a 14 (figura 24), 28 (figura 25), 56 (figura 26) y 90 (figura 27) días.

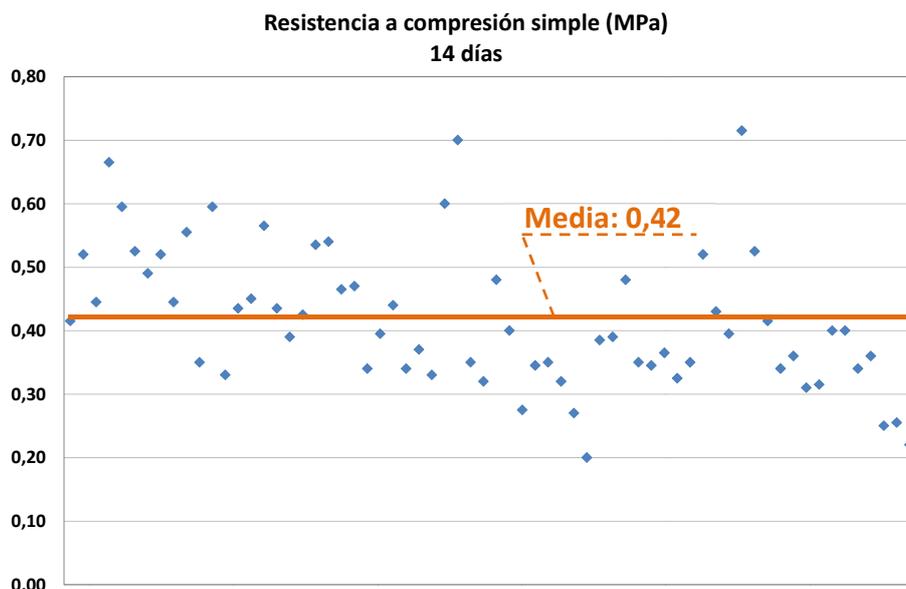


Figura 24. Resistencia a compresión simple a 14 días

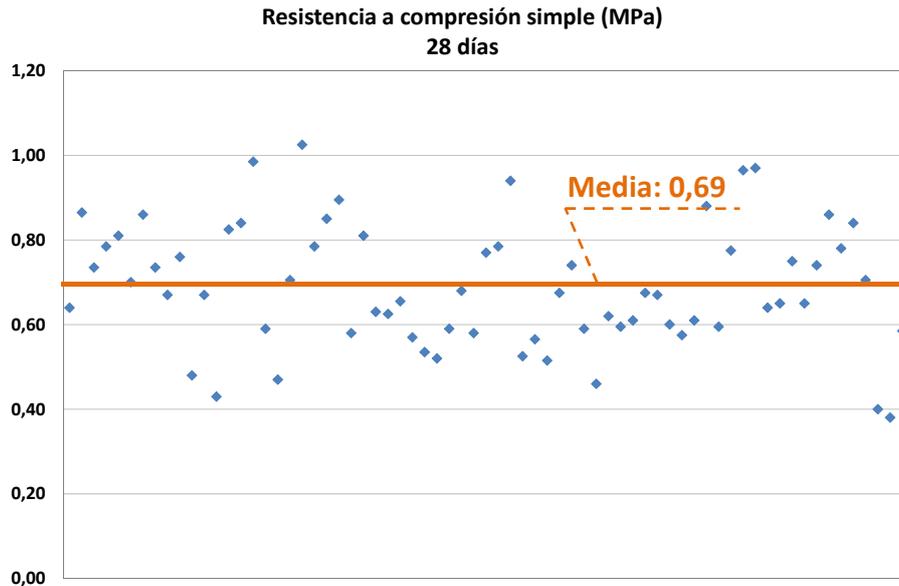


Figura 25. Resistencia a compresión simple a 28 días

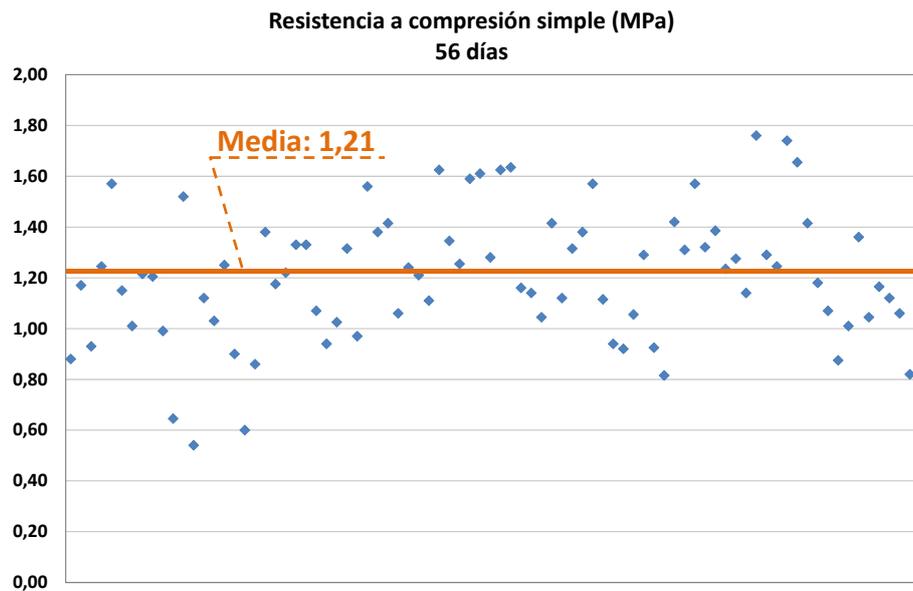


Figura 26. Resistencia a compresión simple a 56 días

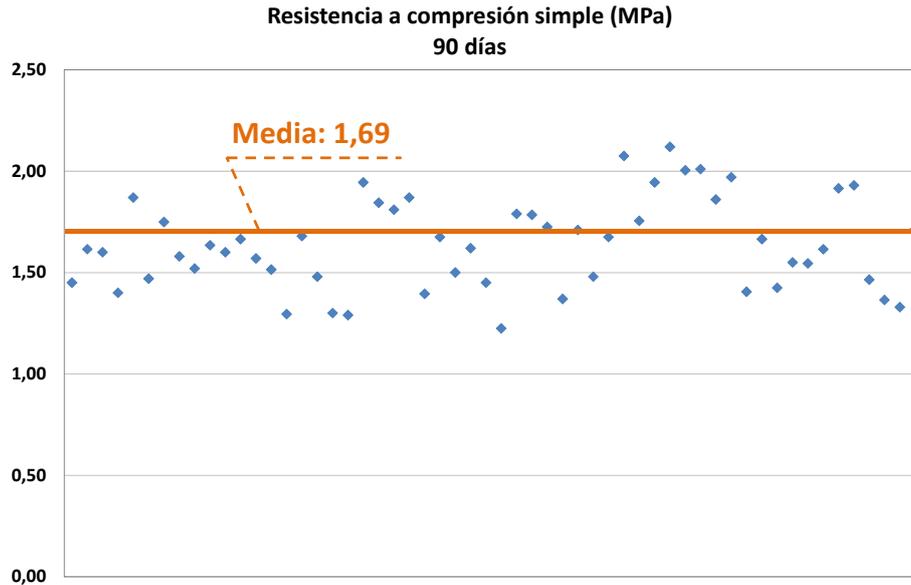


Figura 27. Resistencia a compresión simple a 90 días

La evolución de resistencias medias con el tiempo confirma que la resistencia a 28 días no es sinónimo de comportamiento a largo plazo del material; como muestra la figura 28, la resistencia continua creciendo hasta los 90 días, como mínimo. En cualquier caso, la resistencia media a 28 días cumple con las especificaciones de proyecto y supera 0,40 MPa. Del mismo modo, los ensayos de permeabilidad efectuados devolvieron valores del coeficiente de permeabilidad inferiores a 10^{-6} cm/s, tal y como se exigía.

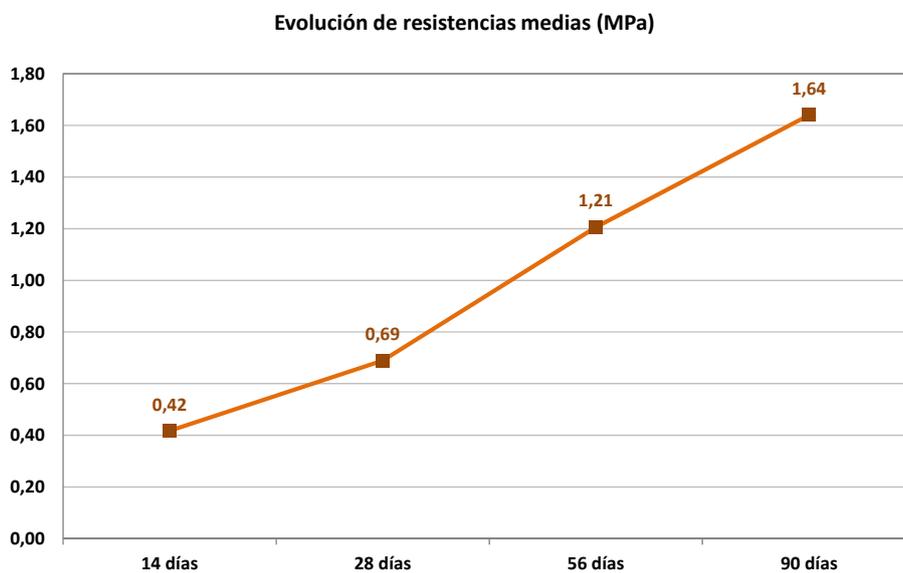


Figura 28. Resistencia a compresión simple de la mezcla de bentonita-cemento a diferentes edades

7. Conclusiones

La pantalla ejecutada en el cimiento de la Presa de Valdemudarra (figura 29) resuelve la problemática derivada de un exceso de permeabilidad del terreno en la cerrada. La pantalla se diseñó con una configuración mixta: continua en la zona central y discontinua en los laterales. Como material constituyente de la pantalla principal central se tomó una mezcla de bentonita-cemento; dicho material confirió a la pantalla las características de plasticidad e impermeabilidad necesarias.

La pantalla de bentonita-cemento se ejecutó mediante el sistema de adición directa de la mezcla, llevando a cabo la excavación con un método combinado de cuchara y preforos, debido a la resistencia del terreno.

Por último, y en cuanto a las especificaciones objetivo de pantallas plásticas impermeables se refiere, es recomendable incluir en las mismas el módulo de elasticidad del material, ligar el coeficiente de permeabilidad al espesor de la pantalla (permitividad) y tener en cuenta que a 28 días no se han desarrollado completamente las propiedades de la estructura.



Figura 29. Aspecto de la pantalla plástica impermeable

8. Agradecimientos

El autor agradece a Fortunato Jiménez García y Joaquín Jiménez Labadie, de la empresa FCC Servicios Ciudadanos, su colaboración en la aportación de información y revisión de este artículo.

9. Bibliografía

- Institution of Civil Engineers (1999). “Specification for the construction of slurry trench cut-off walls as barriers to pollution migration”. Thomas Telford.
- FCC Construcción, S.A. (2002). “Estudio geológico geotécnico complementario en una cerrada del arroyo de Valdemudarra en Peñafiel (Valladolid)”. Informe geotécnico.
- Marote, G. (2006). “Materiales que intervienen en la ejecución de pantallas”. Jornada técnica AETOS-AETESS. Pantallas en medio urbano para estructuras subterráneas.
- US Army Corps of Engineers (1991). “Plastic concrete cutoff walls for earth dams”. Reproduced by US Department of Commerce.

PANTALLAS PLÁSTICAS IMPERMEABLES PRESA LA BREÑA II ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE SU EJECUCIÓN Y SUS MATERIALES

PEDRO AROZAMENA CAGIGAL
Dr. Ing. Caminos, Canales y Puertos
GEOCISA

1- Introducción

En el presente artículo se repasan una serie de aspectos relacionados con las pantallas plásticas impermeables, y en concreto con las pantallas de bentonita-cemento, desde una perspectiva práctica. No se trata de dar un repaso exhaustivo general a lo que se entiende por pantalla plástica impermeable o por bentonita-cemento, esto puede encontrarse en otros documentos fácilmente accesibles, entre ellos: Cañizo et al. (1976), Pons (1996) y Echave & De Juan (2003).

Lo que se pretende aquí es entrar al detalle en unos pocos aspectos concretos de ejecución que se consideran de interés y que han recibido menos atención en la bibliografía disponible. Se expondrán los factores que pueden afectar a la continuidad de las pantallas excavadas con cuchara de cables y se comentará cómo puede reducirse el riesgo de que se produzcan discontinuidades. También se mencionarán los rendimientos reales de excavación obtenidos en obra y los excesos de bentonita-cemento registrados.

El artículo se basa, principal aunque no exclusivamente, en la experiencia obtenida durante la ejecución de las pantallas plásticas impermeables de la presa La Breña II, situada en el tramo final del río Guadiato, en la margen oriental del Parque Natural Sierra de Hornachuelos, en el término municipal de Almodóvar del Río, provincia de Córdoba. La situación de esta presa se muestra en la Figura 1.

2- La Presa La Breña II

Antes de hablar de la presa La Breña II resulta obligado hacer una breve referencia a su predecesora: La Breña I, cuya construcción se llevó a cabo entre los años 1931 y 1935. Se trataba de una presa de gravedad, de mampostería ordinaria, con paramentos de bloques de hormigón prefabricados en obra, planta curva y que alcanzaba una altura sobre cimientos de 55 m y una longitud de coronación de 207 m. Desde su puesta en funcionamiento fueron muchas las ocasiones en las que la presa se vio forzada a verter por el aliviadero, ya que su capacidad de embalse resultaba insuficiente para almacenar las abundantes aportaciones de la cuenca del río Guadiato. En la actualidad se encuentra sumergida bajo las aguas del embalse, ya que la presa La Breña II se ubica 100 m aguas abajo. Una vista desde el aire de ambas presas se recoge en la Figura 2.

La nueva presa La Breña II, construida entre los años 2005 y 2008, es también de gravedad, de hormigón compactado con rodillo y planta recta. La altura sobre cimientos es 119 metros y la longitud de coronación 685 metros, con una capacidad de almacenamiento de 823 Hm³, frente a los 103 Hm³ de su predecesora. Esto es, setenta años después de la construcción de la Breña I, se duplicó la altura de la presa y multiplicó por ocho su capacidad de almacenamiento (ver Sandoval et al. (2008).

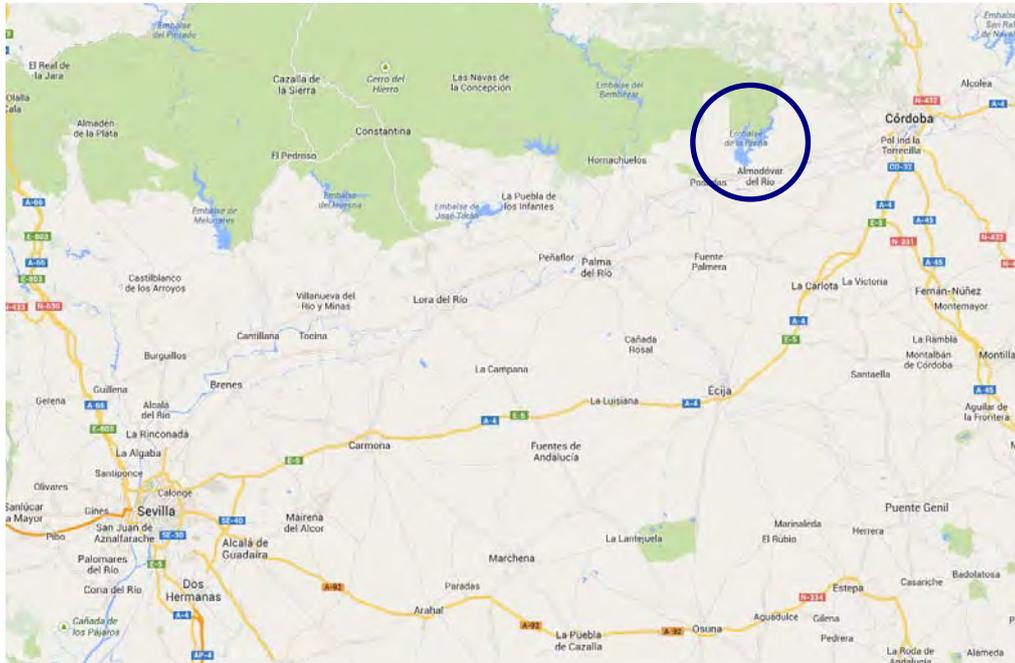


Figura 1. Situación de la presa La Breña II



Figura 2. Vista de ambas presas: La Breña I y La Breña II

3- Las Pantallas Plásticas Impermeables de La Breña II

Las pantallas plásticas impermeables de La Breña II no están situadas debajo de la presa, sino en la ladera de la margen derecha del vaso del embalse, a una distancia de 1 Km de la cerrada. En la Figura 3 se ven, tanto la zona de la cerrada en primer plano, como la ladera tratada con las pantallas de bentonita-cemento al fondo.

Previamente a la finalización de la obra de la Breña II, y tras la deforestación del embalse, lo que permitió una correcta inspección de las características del terreno, se realizó el correspondiente estudio de riesgos geológicos, en el que se determinaron zonas que requerían una atención especial. Una de ellas se identificó en dicha ladera derecha, donde se complementó la campaña de reconocimientos con la ejecución de sondeos de diagnóstico, que revelaron la existencia de algunas capas de gravas y arenas que podrían dar lugar a filtraciones en el embalse tras la elevación de 60 m de la lámina de agua, que implicaba pasar de La Breña I a La Breña II.

En el área se detectó la presencia de restos de un paleocauce de una formación deltaica, configurada al finalizar la trasgresión marina del Mioceno. Posteriormente se produjo el proceso de erosión que dio lugar a la formación de la red hidrográfica actual, en la cual están encajadas las cuencas del río Guadiato y del arroyo Guadazueros. Restos del delta forman la ladera de la margen derecha del vaso del embalse.

Los restos del delta están formados por estratos potentes de arcillas limo-arenosas y limos arcillo-arenosos, la formación alcanza en promedio potencias totales de 150 m hasta alcanzar la roca formada por los mismos esquistos y grauvacas sobre los que está asentada la cimentación de la presa. Intercalados en los limos y arcillas aparecen restos de cauces formados por gravas y arenas, con distintos contenidos de arcillas y limos y potencias que varían entre 3 y 15 m. Estos estratos presentan permeabilidades en un

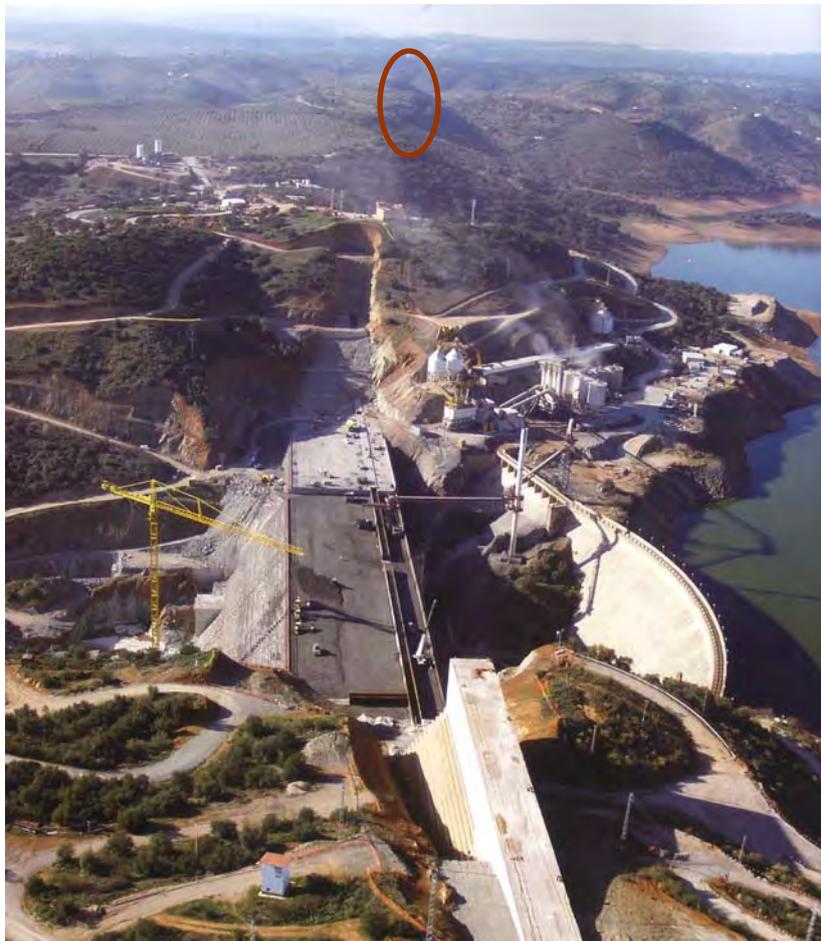


Figura 3. Imagen de la presa y la zona de las pantallas impermeables

rango de: $k = 10^{-3} - 10^{-6}$ m/s. Para limitar el efecto de posibles filtraciones debido a esta permeabilidad se consideró necesario acometer una actuación preventiva en esa zona.

El desarrollo total del paleocauce deltaico abarca en planta unos 1.300 metros, sin embargo, atendiendo a topografía, se determinó que las potenciales filtraciones se podrían producir inicialmente en la zona entre las cuencas del Guadiato y del Guadazueros. Por este motivo se planteó realizar una primera etapa de cierre de los estratos permeables mediante la ejecución dos pantallas plásticas impermeables de bentonita-cemento en dicha zona, que limitaran la posibilidad de filtraciones. La posición en planta de las pantallas se muestra en la Figura 4.

Las pantallas de bentonita-cemento se ejecutaron desde dos plataformas a diferente altura en la ladera de la margen derecha del vaso. La superior tiene la cabeza a la cota 180 (un metro por encima del máximo nivel de la lámina de agua de La Breña II) y su pie baja hasta la cota 140. La pantalla inferior se ejecutó desde la cota 163 y alcanza la cota 120 (el nivel máximo de la lámina de agua de La Breña I). La longitud en planta de la pantalla superior es 680 m y la de la pantalla inferior 240 m. La separación en planta entre ambas es del orden de 50 m. En la Figura 5 se reproduce la sección tipo de la ladera con ambas pantallas.

Ambas se caracterizan por ser bastante profundas (40 y 43 m respectivamente) y fueron ejecutadas en arcillas y limos, con intercalaciones de niveles permeables de gravas y arenas. Se excavaron con cuchara de cables convencional. Los requisitos de diseño de la pantalla fueron: una resistencia a compresión simple de 0,3 MPa, una permeabilidad inferior a 10^{-8} m/s y un espesor de 0,80 m. Para ello se utilizó una dosificación, por cada 1.000 l de agua, de 230 Kg de cemento CEM III/B y 35 Kg de bentonita CV-15.

Las pantallas se ejecutaron en dos fases de obra diferentes, separadas prácticamente un año entre sí. El nivel de agua en el embalse, que iba subiendo a medida que se almacenaba, fue un factor que influyó en el desarrollo de la obra.

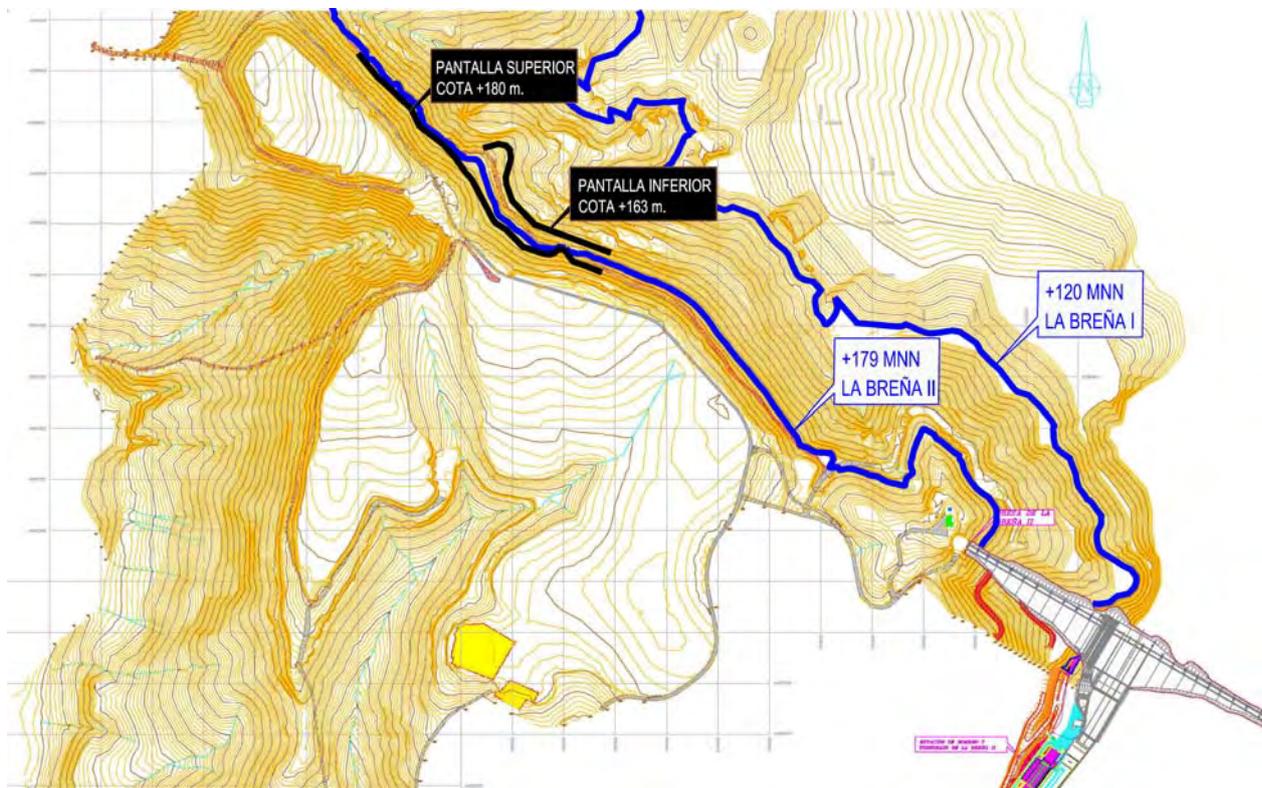


Figura 4. Plano de planta

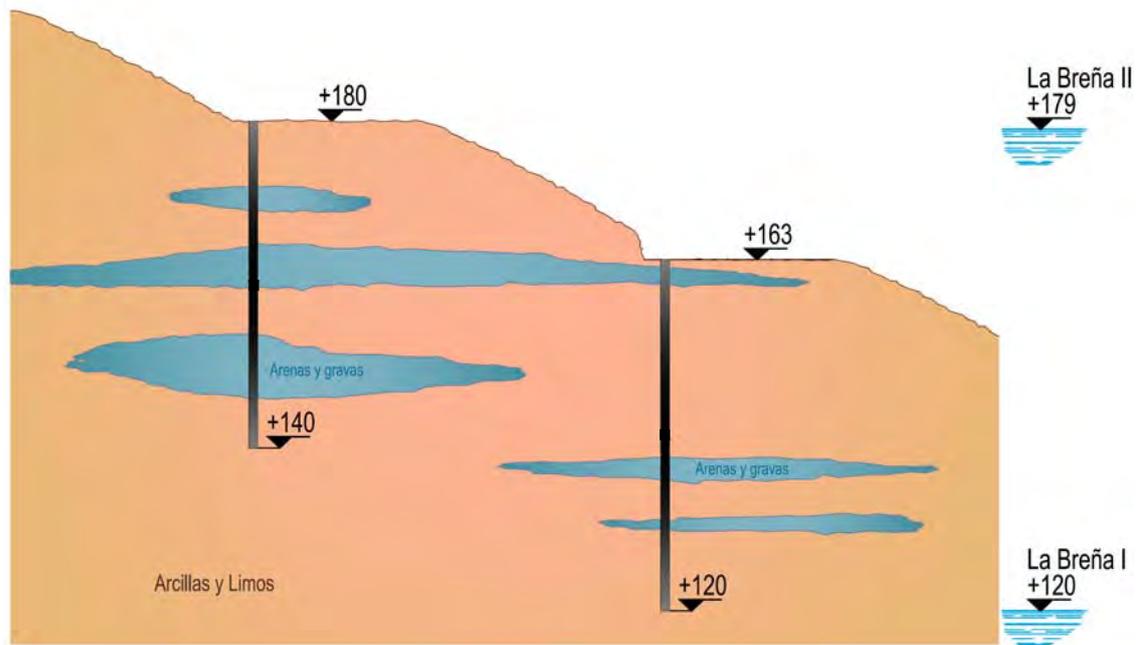


Figura 5. Sección transversal tipo de las pantallas de bentonita-cemento

La primera fase de obra duró cinco meses y medio (de noviembre 2010 a abril 2011), en la que se trabajó primero en la plataforma inferior (de noviembre 2010 a diciembre 2010) y posteriormente en la plataforma superior (de diciembre de 2010 a abril 2011). La cota de agua en este otoño-invierno subió de la 155 a la 165 (ver fotografía de la Figura 6). El siguiente invierno se ejecutó la segunda fase de obra en dos meses de trabajo (de noviembre 2011 a enero 2012), en la que se completó la pantalla de la plataforma superior, con el agua ya a la cota 175. Comparando la fotografía de la Figura 7 con la de la Figura 6 se puede apreciar la diferencia de nivel de agua en un año. Los silos de cemento se pueden tomar como referencia ya que están situados en la misma posición.



Figura 6. Fotografía de la primera fase de ejecución. Pantalla inferior



Figura 7. Fotografía de la segunda fase de ejecución. Pantalla superior

4- Algunas Consideraciones sobre la Ejecución de las Pantallas de Bentonita-Cemento

4.1- Continuidad de las Pantallas

Lógicamente, cada una de las dos pantallas de bentonita-cemento referidas no son un elemento único, continuo, de cientos de metros de longitud y decenas de metros de profundidad, sino que están formadas por una sucesión de módulos independientes de unos pocos metros de longitud y, eso sí, continuas en la totalidad de la profundidad requerida. El procedimiento de ejecución habitual de estas pantallas es mediante módulos primarios (uno de cada dos) y módulos secundarios (los restantes). En la Figura 8 se muestra la referida modulación tipo, con una planta de únicamente los módulos primarios en la parte superior y la planta completa en la parte inferior, tras la ejecución de los módulos secundarios.

En esta obra de La Breña II se utilizaron dos cucharas de cables Stein K 810 de 17,6 toneladas de peso cada una y 10 metros de altura, que ejecutaron módulos de pantalla de dimensiones: 4,00 m * 0,80 m y también de 3,60 m * 0,80 m. En la Figura 9 se reproduce una fotografía de una cuchara en el momento de iniciar una excavación. En esta fotografía, en el desmante que está detrás de la cuchara, también puede observarse el terreno arcilloso, con diversas intercalaciones, en el que se excavaron las pantallas. La huella o mordida de los módulos secundarios sobre los primarios en esta obra fue 0,40 m. Esta magnitud de la huella y las dimensiones de las cucharas implican que en la pantalla hay una junta cada 3,60 o cada 3,20 m.

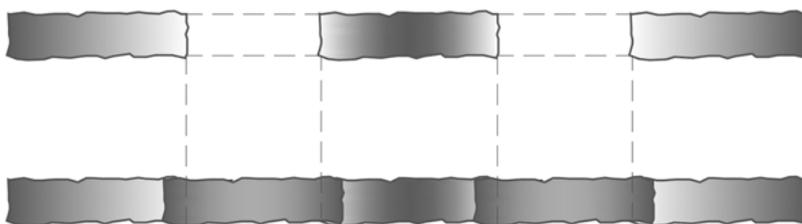


Figura 8. Planta de módulos primarios (arriba) y secundarios (abajo)

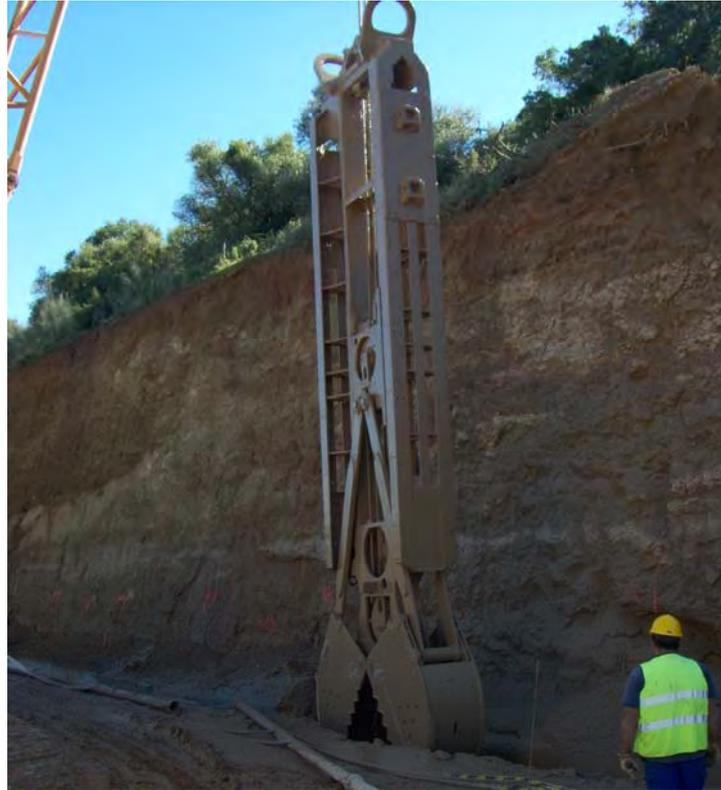


Figura 9. Cuchara de cables Stein K 810

El número de juntas que lleva implícito esta tipología constructiva es, por tanto, bastante elevado y las juntas constituyen factores de riesgo con respecto a la continuidad (y por tanto la estanqueidad) de la pantalla. No está de más mencionar aquí, que la entrada de agua por las juntas entre módulos es quizá la patología más frecuente que aparece en los muros pantalla.

El peso de estas cucharas (la fuerza de la gravedad) y la pericia del maquinista son los factores principales para conseguir que las pantallas se ejecuten verticales. Pero estrictamente verticales nunca se ejecutan, siempre hay desvíos. Una tolerancia razonable de excavación en suelos homogéneos y libres de obstáculos es el 1% de desviación con respecto a la vertical. Esta tolerancia no es fácil de alcanzar. Para ello debe aplicarse un nivel intenso de control de la ejecución. Con ésta tolerancia como referencia, dos módulos adyacentes desviados en sentidos opuestos se separarían 0,80 m a 40,00 m de profundidad. A este fenómeno se le denomina tecleo. Puede darse tanto en los módulos primarios como en los secundarios. En la Figura 10 se representa esquemáticamente.

Con las magnitudes expuestas se aprecia que el ancho de pantalla puede quedar prácticamente anulado en profundidad, aunque en superficie se mantenga en valores correctos y la pantalla esté ejecutada dentro de tolerancia. En todos los proyectos debe establecerse la tolerancia de verticalidad de excavación y ésta debe ser consecuente con el ancho y profundidad de pantalla elegidos y también con lo que puede ser alcanzado en obra en la práctica. Es un factor que influye en el producto final (la pantalla impermeable).

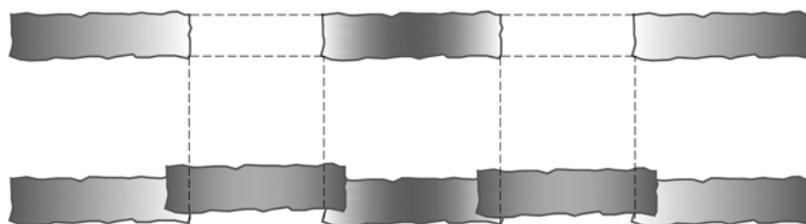


Figura 10. Planta esquemática de la patología de tecleo

Desgraciadamente el tecleo no es el único defecto que puede darse en las juntas de una pantalla de bentonita-cemento. Durante la excavación de un módulo secundario puede producirse también el desvío de la misma hacia uno de los módulos primarios adyacentes, fenómeno conocido como invasión. La bentonita-cemento es un material de limitada resistencia (por diseño) y de baja densidad (sensiblemente inferior al terreno circundante), por lo que la tendencia al desvío no es desdeñable. La misma tolerancia del 1% de desvío con respecto a la vertical sería razonable aplicar a este caso, teniendo en cuenta lo que es posible alcanzar en la práctica actual. En la Figura 11 se muestra esquemáticamente el fenómeno de la invasión.

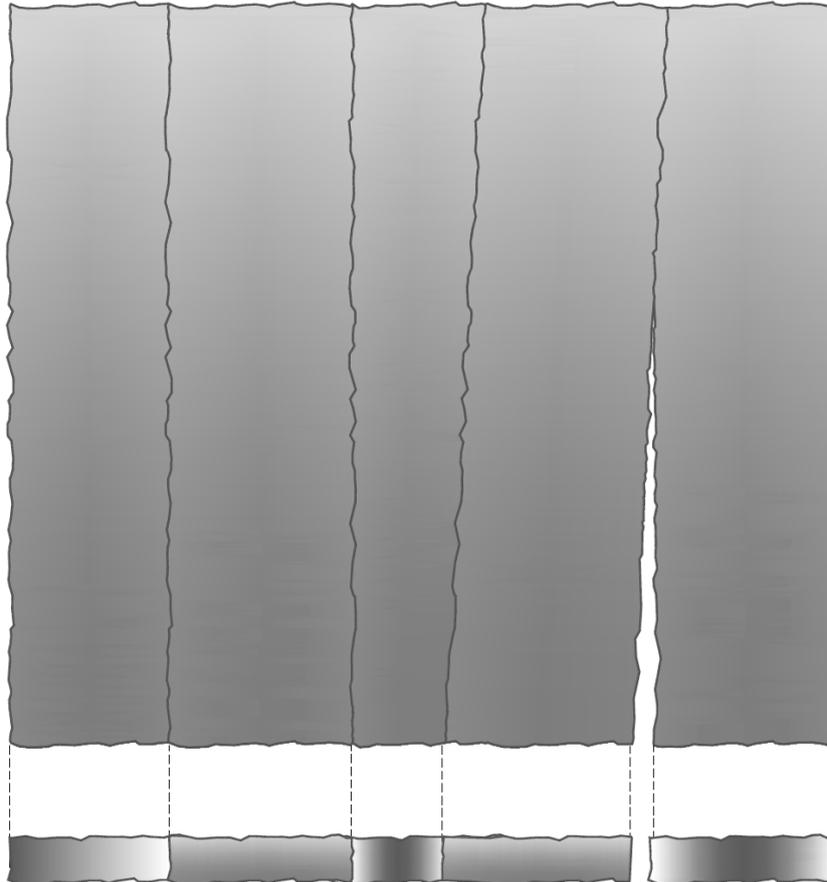


Figura 11. Alzado esquemático de la patología de invasión

Hay un tercer defecto posible y es que la excavación del módulo se vaya desarrollando en espiral con respecto a un eje vertical en su centro, de tal forma que la sección vaya paulatinamente girando sobre sí misma a medida que se profundiza. Este fenómeno se representa en la Figura 12 y puede darse tanto en módulos primarios como secundarios. En la práctica, las tendencias al tecleo, a la invasión y al giro de los módulos coexisten simultáneamente. Una ejecución profesional de las pantallas y un nivel intenso de control de la misma minimizan estos fenómenos, pero no los hacen desaparecer.

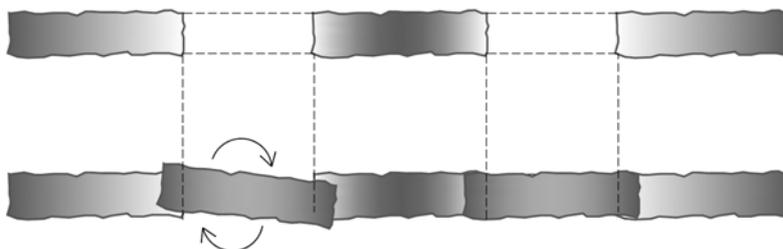


Figura 12. Planta esquemática de la patología de giro

Además de la profundidad, el coeficiente de permeabilidad, la resistencia a compresión simple, y el módulo de deformación, los proyectos deben establecer la tolerancia de verticalidad de ejecución de las pantallas y el espesor de las mismas. También deben fijar también la huella teórica en superficie para que ésta se mantenga en valores razonables a lo largo de toda la profundidad de la pantalla. Es clave para determinar el mejor o peor comportamiento de la pantalla como paramento estanco. Para minimizar el riesgo de que se den patologías como las referidas es fundamental que en coronación todos y cada uno de los módulos de la pantalla estén en su sitio. Esto se consigue mediante la construcción de muretes guía que facilitan el guiado inicial de la excavación. Es un detalle que también debe estar prescrito en proyecto. Una fotografía de los muretes en la obra de La Breña II se recoge en la Figura 13.

Dado que los paneles secundarios muerden a los primarios es muy recomendable que el replanteo de los distintos módulos se materialice físicamente en los muretes guía mediante clavos o pintura, con frecuentes comprobaciones y reposiciones en caso de borrado. Una pérdida del replanteo podría dar lugar a falta de continuidad en la pantalla.

Para que la obra esté bien ejecutada la verticalidad de la excavación debe ser controlada al menos cada 10 metros de profundidad, en todos y cada uno de los módulos, y esto ha de hacerse a pie de máquina, no hay alternativa. Para ello la cuchara deberá bajarse al fondo de la excavación alcanzada y levantarse unos centímetros de tal forma que cuelgue a plomo de los cables. La posición de la pluma de la máquina deberá moverse si, con la cuchara colgando, éstos no están totalmente verticales (se comprobará con un nivel de burbuja en las direcciones paralela y perpendicular a las pantallas). En ese momento se medirá (y anotará en el parte de ejecución) la posición de los cables con respecto a las caras interiores de los muretes guía (y también en la dirección longitudinal con respecto al eje del módulo). Si los cables no se encuentran en el eje exacto del módulo y se acercan a uno de los muretes guía (o están desplazados longitudinalmente) indican que la excavación está sufriendo un tecleo (o invasión).



Figura 13. Detalle de los muretes guía y el inicio de la excavación

De forma similar, una observación minuciosa de los cables durante los movimientos de ascenso y descenso de la cuchara puede detectar síntomas de la patología de giro. En la Figura 14 se muestra un detalle de los mencionados cables, con uno de los muretes guía detrás. La posición de los cables es portadora de gran cantidad de información, pero hay que fijarse mucho en ellos para interpretarla.

Los desplazamientos medidos a pie de máquina han de compararse en el momento con los máximos desplazamientos admisibles de los cables con respecto al eje del módulo. Éstos, lógicamente, van variando con la profundidad y se fijan de acuerdo con la tolerancia de verticalidad. Es recomendable que los desplazamientos admisibles durante la ejecución sean el 80% de la tolerancia de verticalidad. Así, para una tolerancia del 1% y una profundidad de 10 m el desplazamiento admisible de los cables es 8 cm, y el desplazamiento admisible para 20 m es 16 cm. Valores por debajo de los admisibles permiten continuar la excavación, mientras que valores por encima de los admisibles obligan a rectificaciones. Hay que mencionar que la profundidad a considerar en estos cálculos de desplazamiento admisible es la que va desde la superficie del terreno hasta la parte superior de la cuchara (donde está la cogida de los cables) y no hasta la parte inferior de la cuchara.

Las rectificaciones mencionadas implican extraer e introducir la cuchara de forma repetida, forzando la excavación del módulo en el sentido contrario a la tendencia de desvío detectada. Estas operaciones retrasan la ejecución, pero contribuyen a la calidad del producto final. Todo el énfasis que se ponga en resaltar la importancia de las mismas es poco. Normalmente las rectificaciones de la excavación consiguen corregirla hasta meterla dentro de tolerancia, pero hay casos en los que no. En estos casos en los que los desvíos se disparan lo mejor es abortar la ejecución del módulo, esperar a que la bentonita-cemento fragüe y tras unos días intentarlo de nuevo. La experiencia indica que es más fácil entrar en tolerancia en este segundo intento.

Estos trabajos de supervisión de la excavación, y de rectificación y re-excavación en caso de ser necesarias, deben tener cabida en las especificaciones y presupuesto de cualquier proyecto de pantallas de bentonita-cemento.

4.2- Rendimientos de ejecución reales de obra

Siempre es bueno contar con datos sobre los rendimientos reales de ejecución obtenidos en obra para poder planificar y proyectar otros trabajos similares. En La Breña II, durante la mayor parte del tiempo, se trabajó a doble turno (turnos de 10 horas), cinco días y medio a la semana (11 turnos a la semana). Se utilizaron dos equipos de excavación y una planta dimensionada para abastecerlos de mezcla durante las 24 horas. Ambas grúas fueron Liebherr, una de ellas HS 875 HD y la otra HS 873 HD. Son grúas potentes para manejar las pesadas (17,6 toneladas) cucharas Stein K 810 empleadas (ver Figura 15).



Figura 14. Detalle de la posición de los cables de la cuchara con respecto al murete guía



Figura 15. Fotografía de la ejecución de las pantallas de bentonita-cemento

En el gráfico de la Figura 16 se resumen los rendimientos de las pantallas de bentonita-cemento de La Breña II. En él se distinguen por colores las distintas fases de obra y las pantallas ejecutadas:

1. Primera fase, pantalla inferior en color azul
2. Primera fase, pantalla superior en color verde
3. Segunda fase, pantalla superior en color rojo

Tal como es esperable de valores reales de obra, el rendimiento no fue constante sino que tuvo fluctuaciones en función de múltiples factores (máquina, terreno, plataforma de trabajo, planta, clima, humanos y otros). En el gráfico, además de la nube de puntos de cada rendimiento individual por turno, se ha dibujado la línea de tendencia que marcan los datos. Para ello se ha utilizado una fórmula polinomial de orden 3. La dispersión de los datos individuales con respecto a la media es del orden de $\pm 30 \text{ m}^2$. Los turnos de trabajo se han colocado de forma secuencial en el tiempo, tal como fueron ejecutadas las pantallas.

La pantalla inferior se inició con un rendimiento de ejecución algo inferior a $60 \text{ m}^2/\text{turno}$, que se incrementó hasta $70 \text{ m}^2/\text{turno}$, para luego descender hasta $50 \text{ m}^2/\text{turno}$. Se trata de un terreno difícil de excavar (suelos de transición a roca) que no permitió rendimientos altos.

La primera fase de la pantalla superior, ejecutada a continuación, se desarrolló con rendimientos algo mayores que los de la pantalla inferior (el terreno es algo más fácil de excavar). Se inició con valores por encima de $80 \text{ m}^2/\text{turno}$, para bajar hasta valores ligeramente inferiores a $60 \text{ m}^2/\text{turno}$ cuando se llevaba un tercio de la pantalla. A partir de aquí el rendimiento se incrementó hasta $90 \text{ m}^2/\text{turno}$ en el tramo final de esta fase. Parte de este mejor rendimiento final se explica por el predominio de módulos secundarios, que se excavan más fácilmente que los primarios.

Los rendimientos de la pantalla superior en la segunda fase fueron claramente superiores a los de la primera fase. En esta zona hacia el norte de la pantalla superior el terreno era mejor para ser excavado (suelos y no transiciones a roca) y esto repercutió enormemente en el rendimiento. Se obtuvieron valores entre 90 y $120 \text{ m}^2/\text{turno}$.

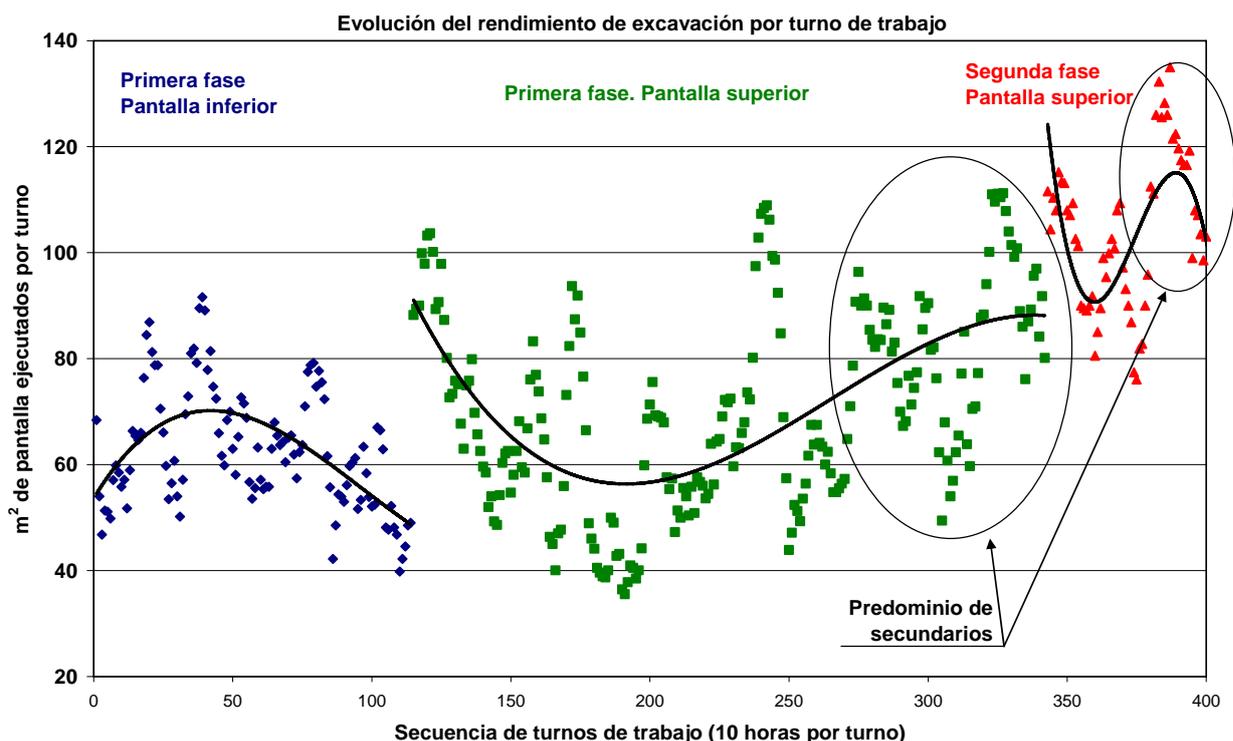


Figura 16. Evolución del rendimiento de ejecución en La Breña II

En todos los casos se ejecutó siempre menos de un módulo de pantalla por turno de trabajo (los módulos tenían del orden de 150 m² de superficie, dependiendo de la profundidad). Lógicamente el rendimiento cuando se estaba excavando por debajo de 30 m de profundidad fue muy inferior al de profundidades pequeñas.

Ya se ha comentado que se utilizaron dos grúas distintas en la obra: la HS 875 HD y la HS 873 HD. La segunda es de menor potencia que la primera y por tanto sus rendimientos fueron por lo general menores (del orden de 15-25 m² menos por turno).

También los rendimientos de los turnos nocturnos fueron por lo general inferiores a los rendimientos de los turnos diurnos, aunque la diferencia no fue muy significativa.

Se considera que los rangos de rendimientos reales de ejecución dados y las consideraciones realizadas con respecto a ellos constituyen una base útil para que en los nuevos proyectos se puedan predecir unos valores razonables, que puedan ser confirmados luego en la ejecución de la obra.

5- Algunas Consideraciones sobre los materiales

5.1- Excesos de Bentonita-Cemento

Otro dato que resulta interesante recopilar de la ejecución de las obras es el de los excesos de bentonita-cemento utilizados con respecto a la medición teórica de la pantalla (largo * ancho * alto). En el gráfico de la Figura 17 se resumen los excesos totales de las pantallas de bentonita-cemento de La Breña II.

El gráfico tiene el mismo código de colores que el de la Figura 16, representando las distintas fases de obra y las pantallas ejecutadas. Además de la nube de puntos de cada exceso individual por módulo, se ha dibujado la línea de tendencia que marcan los datos, también con una fórmula polinomial de orden 3. La dispersión de los datos individuales con respecto a la media es del orden de $\pm 20\%$. Los módulos se han colocado de forma secuencial en el tiempo, tal como fueron ejecutadas las pantallas.

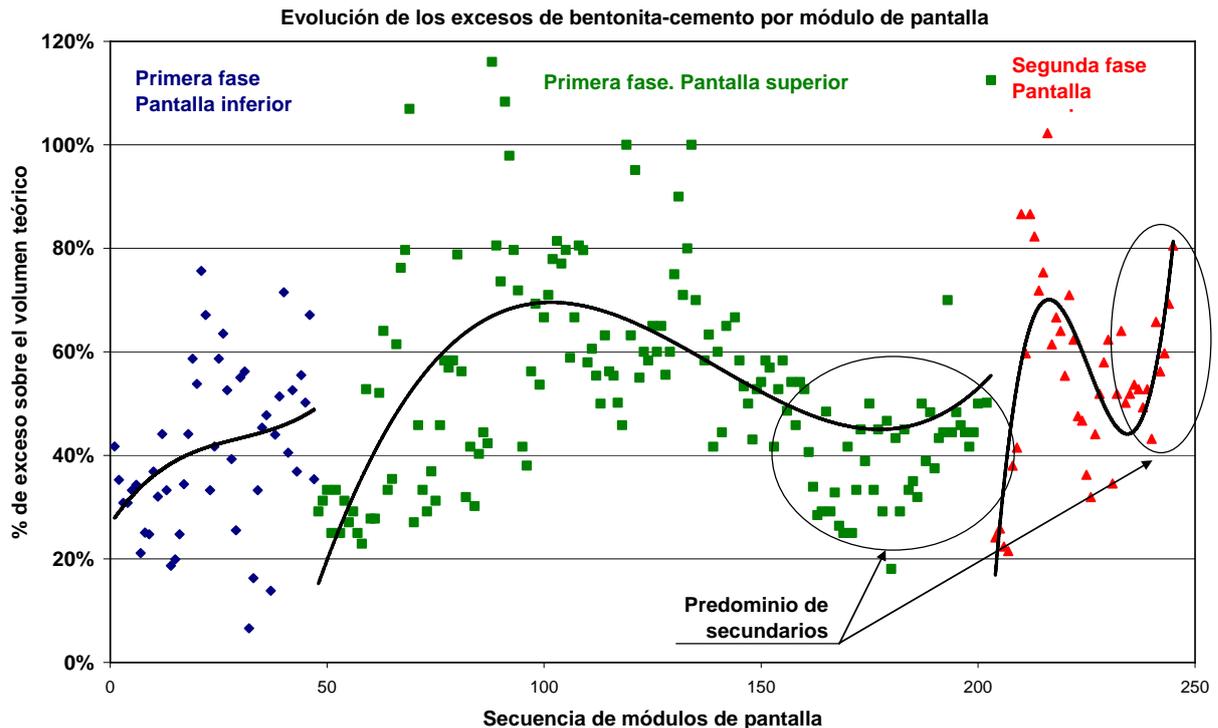


Figura 17. Evolución de los excesos de bentonita-cemento en La Breña II

La pantalla inferior se inició con un exceso del orden del 30%, que se incrementó hasta cerca del 50% al final de la misma.

La primera fase de la pantalla superior, ejecutada a continuación, se inició con valores de excesos algo por debajo del 30%, para subir hasta valores del 70% cuando se llevaba un tercio de la pantalla. A partir de aquí los excesos fueron bajando hasta valores del 50% en el tramo final de esta fase. Parte de esta disminución final de los excesos se explica por el predominio de módulos secundarios en este tramo final.

Los excesos de la pantalla superior en la segunda fase son del mismo orden que los de la primera fase. Es decir, están comprendidos entre el 30 y el 70%.

Los excesos de material en pantallas de bentonita-cemento tienen tres fuentes principales:

1. La mordida de los módulos secundarios sobre los primarios
2. La bentonita-cemento que se extrae de la excavación junto con el terreno
3. La bentonita-cemento que se infiltra en el terreno a lo largo de toda la profundidad del módulo

La primera de estas partes del exceso es quizá la más fácil de cuantificar y la más constante. Es la bentonita cemento que se excava sólida y depende de la geometría de la huella. En el caso de La Breña II fue del 10-12%.

Para explicar la segunda parte del exceso no hay que olvidar que las pantallas de bentonita-cemento se ejecutan utilizando este material de inicio para estabilizar las paredes de la excavación. No se pueden ejecutar por sustitución, es decir, no se pueden excavar con lodos bentoníticos y posteriormente proceder a la sustitución de éstos por bentonita-cemento. Debido a la escasa diferencia de densidades entre ambos fluidos se produciría más un mezclado que una sustitución y quedarían bolsas de lodo bentonítico (que no fraguarían) en el seno de la bentonita-cemento.

Dado que la bentonita-cemento se utiliza de inicio, cada vez que sale la cuchara de la excavación con terreno, también extrae bentonita-cemento en forma líquida. El avance de la cuchara va, desde unos 20

cm por bocado en terrenos duros, hasta unos 50 cm en terrenos más blandos, lo que implica que para módulos de 43 m de profundidad la cuchara entra y sale más de 100 veces por excavación. Obviamente, cuantas más veces entra y sale la cuchara (menor rendimiento de excavación) mayores son las pérdidas por este fenómeno. Se considera que en La Breña II esta parte fue mayoritaria, aunque no se puede cuantificar con precisión.

La tercera parte del exceso depende de la granulometría del terreno. En terrenos más permeables la pérdida por infiltración es mayor y en terrenos arcillosos menor. Esta parte, al igual que la anterior, depende del rendimiento ya que cuanto más tiempo dure la excavación mayor es la pérdida por infiltración. En La Breña II el terreno fue predominantemente arcilloso, lo que hizo que los excesos por este concepto no se dispararan.

Comparando entre sí los gráficos de rendimientos y excesos se puede apreciar la relación que tienen. En prácticamente todos los casos, donde la curva de tendencia de los rendimientos es cóncava la de los excesos es convexa y al revés, donde la primera es convexa la segunda es cóncava.

El criterio de medición de las pantallas de proyecto deberá ser concordante con el precio de éstas y, si se mantiene el criterio establecido de medir únicamente las dimensiones finales de la pantalla ejecutada, los excesos de bentonita-cemento deberán estar incorporados en el precio descompuesto de la unidad de obra. Los valores presentados pueden servir de referencia para establecer la cantidad de excesos a considerar.

6- Conclusiones

En el presente artículo se han realizado una serie de consideraciones con respecto a las pantallas de bentonita-cemento, principal aunque no exclusivamente, a partir de la experiencia obtenida durante la ejecución de la obra de las pantallas de La Breña II.

Además de la profundidad, el coeficiente de permeabilidad, la resistencia a compresión simple, y el módulo de deformación, los proyectos deben establecer la tolerancia de verticalidad de ejecución de las pantallas, el espesor de las mismas y la huella. Estos últimos factores son claves para determinar el mejor o peor comportamiento de la pantalla como paramento estanco.

También es fundamental la prescripción de muretes guía en coronación que faciliten el guiado inicial de la excavación.

Los comentados trabajos de supervisión de la excavación, y de rectificación y re-excavación en caso de ser necesarias, deben tener cabida en las especificaciones y presupuesto de cualquier proyecto de pantallas de bentonita-cemento.

Se considera que los rangos de rendimientos reales de ejecución dados y las consideraciones realizadas con respecto a ellos constituyen una base útil para que en los nuevos proyectos se puedan predecir unos valores razonables, que puedan ser confirmados luego en la ejecución de la obra.

El criterio de medición de las pantallas de proyecto deberá ser concordante con el precio de éstas y, si se mantiene el criterio establecido de medir únicamente las dimensiones finales de la pantalla ejecutada, los excesos de bentonita-cemento deberán estar incorporados en el precio descompuesto de la unidad de obra. Los valores presentados pueden servir de referencia para establecer la cantidad de excesos a considerar.

Bibliografía

- (1) Cañizo Perate, L.; Eraso Romero, A. & Aguado Soler, J. (1976). La Bentonita-Cemento y sus Aplicaciones. Revista de Obras Públicas, 3130, 67-76.
- (2) Pons Salvador, M. E. (1996). Propiedades y Comportamiento de Mezclas de Bentonita-Cemento en Pantallas de Impermeabilización de Cimientos de Presas de Tierra. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- (3) Echave Resines, J. M. & De Juan, M. A. (2003). Pantallas Plásticas. Jornada Técnica sobre Tratamiento del Terreno en la Cimentación de Presas. CNEGP & AETESS, 63-120.
- (4) Sandoval Zabal, A.; Gutierrez Cazorla, V. & Noriega Gómez, G. (2008). Presa de La Breña II en el río Guadiato en Córdoba. Garantía de Agua para Andalucía. Cauce 2000, 140, 30-39.

ACTUACIONES DE MEJORA EN RIBERAS Y DIQUES DE PROTECCIÓN.

JUAN CARLOS MONTEJANO SANZ

Geólogo
Menard España.

1- Introducción.

Se exponen dos casos prácticos de actuaciones de mejora llevados a cabo por la compañía Menard relacionadas con obras hidráulicas en riberas y pequeños diques de contención.

En el primer caso, se describe el procedimiento de ejecución de una *zanja de suelo-bentonita* realizada para evitar que las aguas contaminadas procedentes de una zona minera afecten a las aguas freáticas del río Hunter, Nueva Gales del Sur (Australia).

El segundo caso que se expone, es la mejora del terreno mediante *compactación dinámica* por riesgo de licuefacción de los depósitos arenosos donde se asienta el nuevo dique de regularización del lago Mekinac, Quebec (Canada).

2- CASO Nº1: Dique de protección frente a avenidas y control de filtraciones mediante zanja de impermeabilización, zona minera Mt. Arthur.

2.1. Antecedentes.

La obra se sitúa cerca de Muswellbrook, en el departamento de Nueva Gales del Sur (Australia), a unos 100km de Newcastle.

Como consecuencia de la ampliación de la corta minera, se exige llevar a cabo mejoras en las condiciones hidrológicas de la zona, y para ello se plantean las siguientes actuaciones:

- Ejecución de un dique de protección a lo largo del perímetro de seguridad para evitar que la lámina de inundación afecte a la corta de la mina de carbón.
- Construcción en la base de dicho dique, de una pantalla de impermeabilización con el fin de eliminar el riesgo de contaminación por filtraciones de las aguas procedentes de la mina.

En la figura nº1, se muestra la posición de la pantalla y la sección tipo de la actuación.

En la licitación de la obra se incluyeron las siguientes especificaciones técnicas de cara al diseño de la solución de impermeabilización:

- Utilización de los materiales excavados y minimizar el impacto ambiental.
- Espesor mínimo de la pantalla de impermeabilización de 600 mm.
- Necesidad de alcanzar el sustrato rocoso.
- Coeficiente global de permeabilidad mínimo de 1×10^{-9} m/sg.

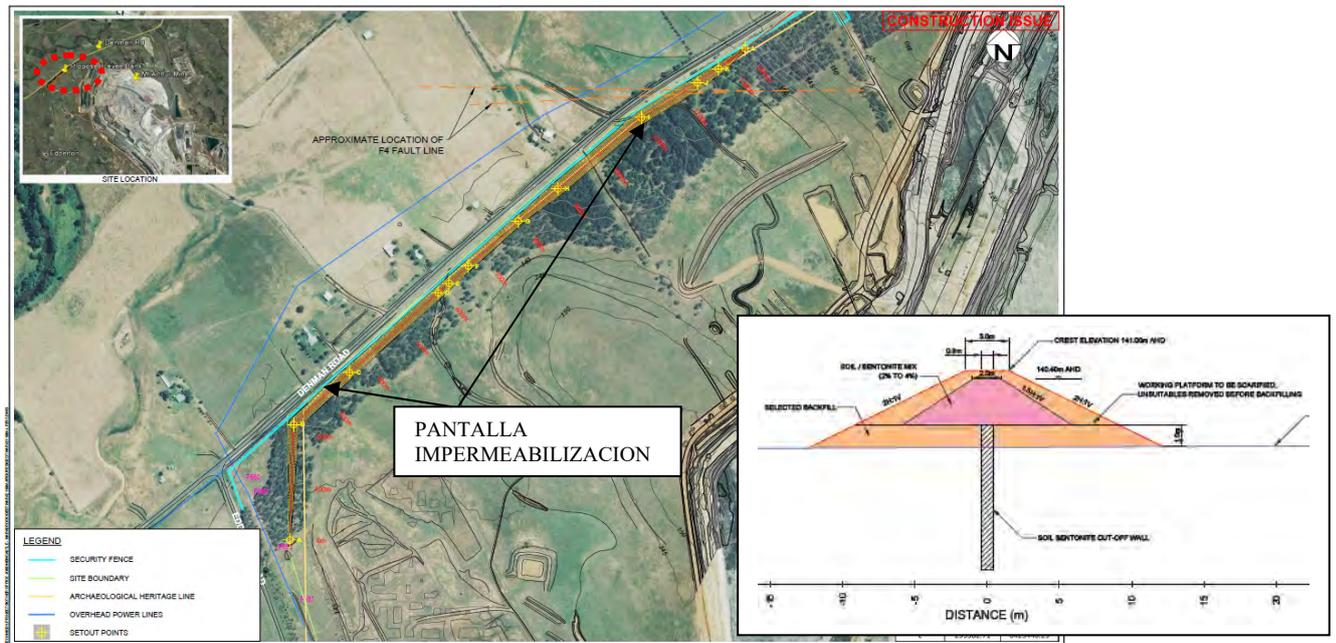


Figura n°1. Plano situación zanja de impermeabilización y sección tipo solución.

2.2. Solución planteada.

Menard fue adjudicataria con una propuesta de zanja de suelo-bentonita de 800 mm de anchura, ejecutada con una retroexcavadora de gran potencia equipada con un brazo de prolongación capaz de alcanzar profundidades de hasta 15m, y reutilización de los materiales de la excavación mediante un correcto mezclado.

Como se ha visto en ponencias anteriores, existen diferentes procedimientos de ejecución de pantallas de impermeabilización en función de las profundidades a alcanzar y naturaleza del terreno a tratar.

La tipología que se expone, corresponde al nivel más básico de este tipo de soluciones, que consiste en la excavación de una zanja profunda con ayuda de un lodo bentonítico para su contención y estabilización, y posterior relleno de una mezcla dosificada adecuadamente de terreno excavado, bentonita seca y lechada de bentonita. Todo ello, realizado con equipos convencionales de movimiento de tierras como los que se muestran en la figura n° 2.



Figura n° 2. Retroexcavadora con brazo prolongador para la excavación de la zanja, y mezclado y relleno con retroexcavadora y bulldozer.

Esta técnica, que a simple vista puede parecer sencilla, requiere de un equipo de trabajo especializado. En particular, maquinistas habituados a manejar largos brazos prolongadores de excavación y personal experimentado en la preparación de lodos de perforación y mezclado de materiales.

En la figura nº3 se muestra el procedimiento de excavación y relleno de estas zanjas de impermeabilización, que se realiza de manera simultánea para minimizar la longitud de zanja abierta.

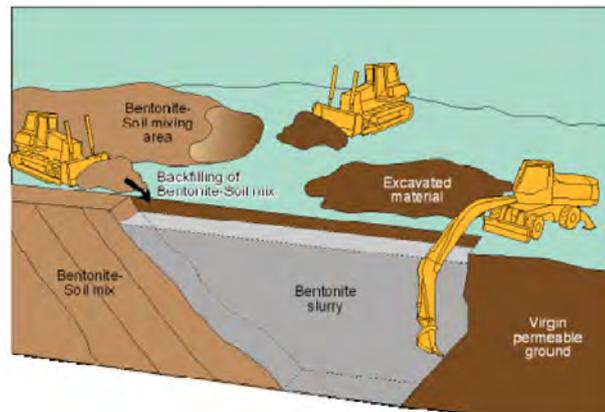


Figura nº3. Procedimiento de ejecución zanja de impermeabilización.

En este tipo de actuaciones es muy importante establecer el procedimiento a seguir durante los trabajos. Por ello, debe quedar claramente reflejado en el documento previo al arranque de los trabajos los siguientes aspectos:

- *Ejecución de ensayos previos de la mezcla suelo-bentonita* para establecer los porcentajes de los diferentes elementos que la componen, comprobando que se alcanzan los requisitos de impermeabilidad fijados.
- Planificación de los diferentes “tajos” de trabajo y *posicionamiento de las diferentes instalaciones* necesarias para poder ejecutar la obra. Incluyendo las características de la bentonita empleada y suministro de agua para el mezclado.
- *Capacidad de los equipos a emplear*; en particular, tipo de excavadora y brazo de prolongación para alcanzar las profundidades requeridas, equipos para la preparación del lodo bentonítico y la mezcla, líneas de suministro y laboratorio de control.
- *Plan de ensayos* para el control del procedimiento de ejecución del lodo bentonítico, excavación y mezcla de relleno de la zanja.
- Por último, *plan de contingencias* en el caso de vertido, medidas de seguridad y gestión de los residuos generados.

2.4. Descripción de la obra.

Los trabajos se ejecutaron en diez semanas, entre el 15 de Julio al 3 de Octubre de 2013, con una longitud de zanja de 1,34 km y profundidades de 4 a 13m. El presupuesto de la obra fue de \$1.57M (aprox. €1M).

La logística e instalaciones utilizadas se distribuyeron en tres áreas de operaciones:

1. *Maquinaria para excavación y relleno de la zanja*: retroexcavadora de 80Tn con brazo prolongador, retroexcavadora de 30Tn para la colocación de la mezcla y bulldozer y retroexcavadora de 20Tn para los trabajos de mezclado junto a la zanja abierta.

2. *Dos balsas o estanques para el mezclado e hidratación del lodo bentonítico*, provista de una mezcladora instantánea, bomba de transferencia y circulación, agitadores, suministro de agua y acopio de bentonita seca en sacos de 1,2 Tn.
3. *Instalaciones*: laboratorio de control, oficina, contenedor – taller.

En la figura nº4, se muestra la ubicación de todas las instalaciones y líneas de abastecimiento.

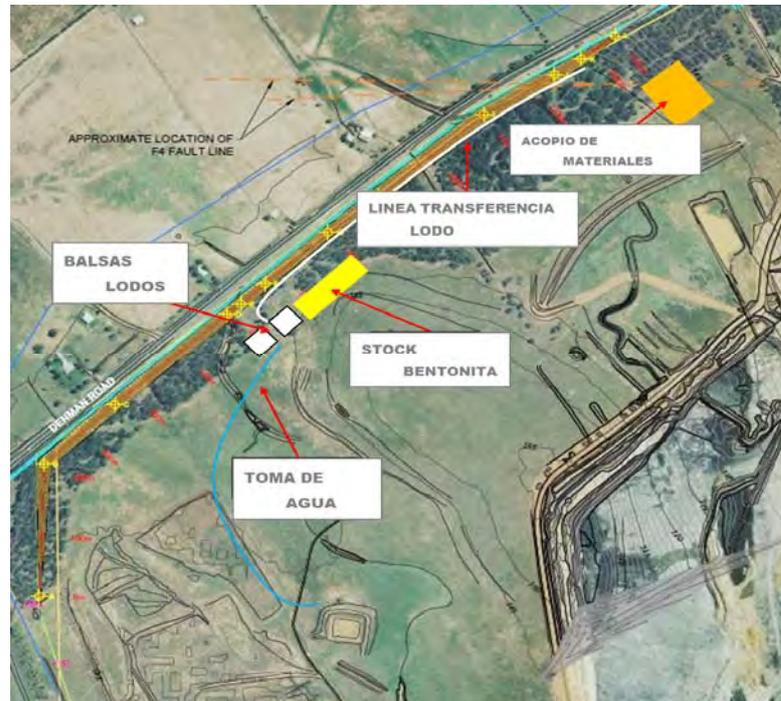


Figura nº4. Situación de las instalaciones y puntos logísticos.

2.5. Perfil del terreno a lo largo de la zanja.

Para el reconocimiento del terreno a excavar a lo largo de los 1340 ml de zanja se disponía de una campaña de reconocimientos mediante sondeos mecánicos y penetrómetros estáticos donde se identificó en la parte superior un nivel de arcillas y arcillas arenosas (CL) de consistencia firme con un espesor medio de unos 5 a 6 m.

Por debajo, se sitúan los depósitos granulares aluviales, constituidos por lentejones de arenas arcillosas, arenas y gravas, gravas arcillosas, alcanzando el sustrato rocoso a profundidades variables tal y como se muestra en la figura nº 5.

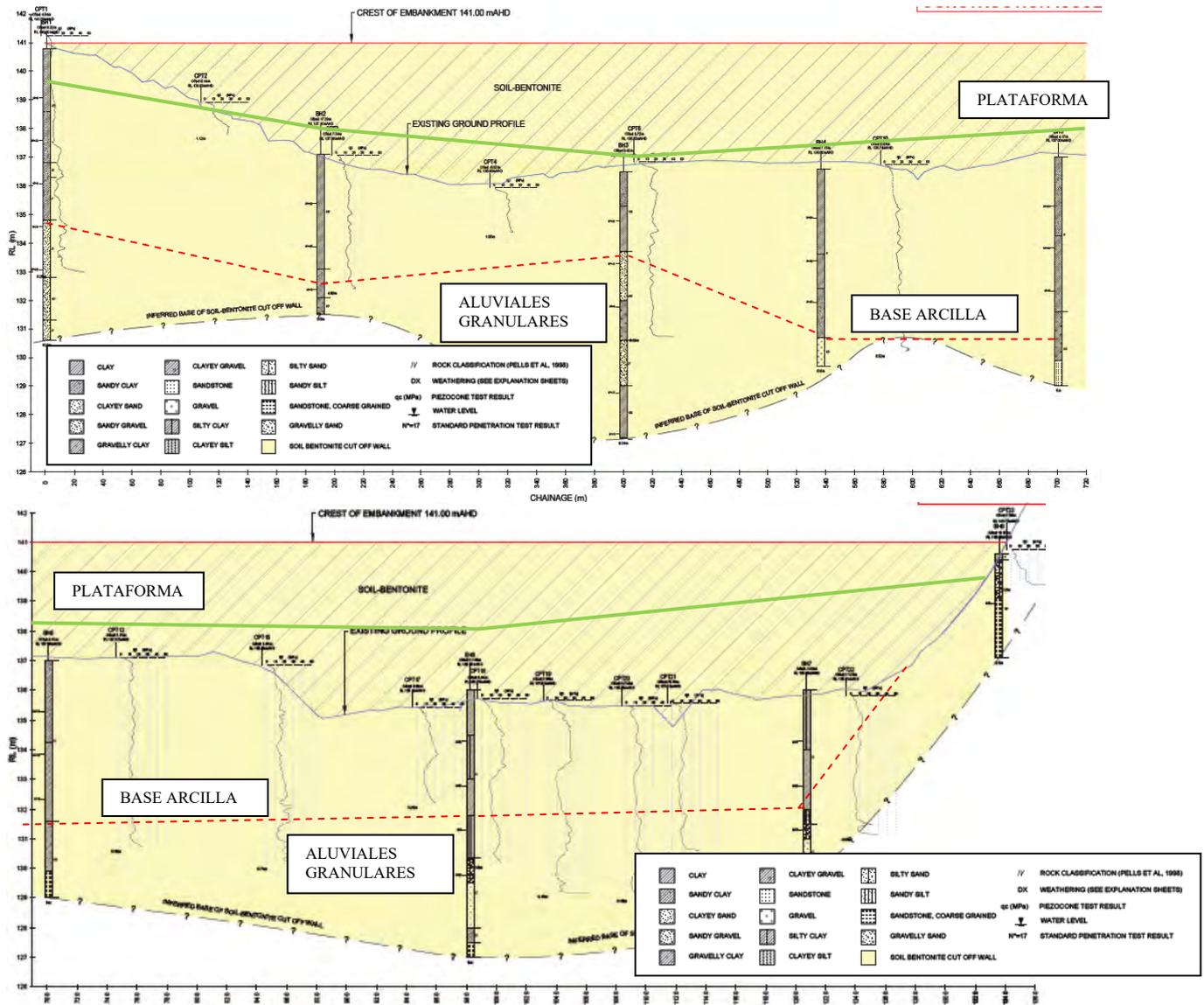


Figura n° 5. Perfil litológico a lo largo de la zanja de impermeabilización.

2.6. Ensayos de control.

Todo el proceso de puesta en obra se ajustó a partir del control de las propiedades del lodo bentonítico y según las dosificaciones fijadas de los ensayos previos de mezclado suelo-bentonita.

El lodo de perforación es una suspensión acuosa de bentonita (montmorillonita sódica) que debido a sus propiedades tixotrópicas y capacidad de formar una membrana impermeabilizante (“cake”) permiten contener y estabilizar las paredes del terreno excavado.

En la figura n° 6 se muestra el campo de aplicación de los diferentes lodos de perforación. Los lodos bentoníticos se aplican en un amplio rango de terrenos, siendo capaces de contener desde limos a suelos granulares groseros.

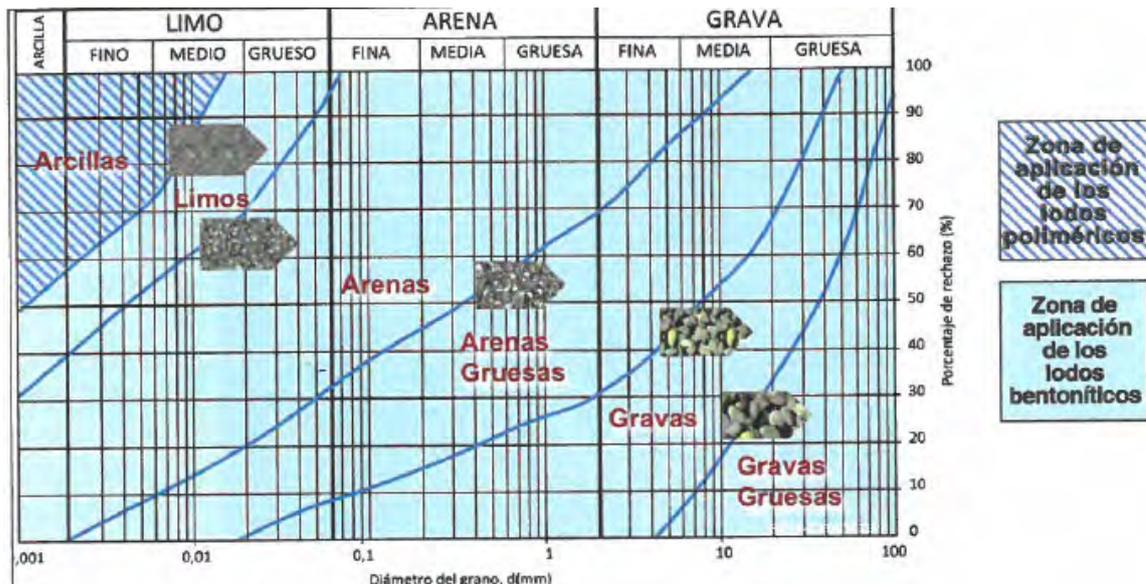


Figura nº 6. Campos de aplicación de los lodos de perforación.

Las pruebas o ensayos fijados para el control del lodo bentonítico tanto en la preparación como en el interior de la zanja, fueron:

- *Viscosidad cono de Marsh*; representa la resistencia interna de un fluido al circular. Su valor está relacionado con el contenido en bentonita, presencia de impurezas y grado de hidratación, se estableció un valor en torno a 40 sg.
- *Densidad del lodo*; define la capacidad del lodo para ejercer contrapresión en las paredes de la excavación (presión hidrostática y litológica), se mide a través de la balanza de Baroid o de lodos, los valores recomendados se sitúan entre 1,02 a 1,04 gr/cm³.
- *Velocidad de filtrado*; mide la pérdida de agua de la suspensión bajo una presión, es una medida del espesor de “cake” que se genera. Se fijó como criterio pérdida por debajo de 25 cm³ que equivale a una impermeabilización de unos 5 mm de pared.
- *PH*; condiciona el equilibrio químico de la mezcla, una variación sustancial puede provocar la floculación o sedimentación de las partículas (p.e excavaciones en formaciones evaporíticas o salinas). Los valores óptimos se sitúan entre 7 y 9,5; para mantener estos valores se pueden utilizar productos químicos estabilizadores.

En las mezclas de relleno suelo-bentonita las pruebas o controles fijados durante la puesta en obra se basaron en confirmar la granulometría, determinar el contenido en bentonita de la mezcla y consistencia de la misma.

En la tabla nº 1, se detalla el plan de control de ejecución fijado incluyendo los parámetros óptimos de puesta en obra e intensidad de muestreo para los diferentes controles de obra y en la figura nº 7 se incluyen varias fotos con los útiles empleados en los ensayos de control.

Tabla n°1. Plan de control de ejecución.

CONTROL PUESTA OBRA	TIPO ENSAYO	NORMA ENSAYO	VALOR REFERENCIA	FRECUENCIA ENSAYO
PREPARACIÓN LODO BENTONÍTICO	<i>Viscosidad</i>	<i>Marsh cone test API RP 13B-1</i>	<i>40 sg Marsh</i>	<i>2 c/ día</i>
	<i>Contenido bentonita</i>	<i>API 13A.</i>	<i>>8 %</i>	<i>Fijado en proyecto</i>
	<i>Densidad</i>	<i>Mud balance ASTM D-4380</i>	<i>>1025 kg/cm3</i>	<i>2 c/ día</i>
	<i>Filtrado</i>	<i>API</i>	<i>< 25 cm3</i>	<i>2 c/ día</i>
LODO BENTONÍTICO ZANJA	<i>Viscosidad</i>	<i>Marsh cone test API RP 13B-1</i>	<i>40 sg Marsh</i>	<i>2 c/ día</i>
	<i>Densidad</i>	<i>Mud balance ASTM D-4380</i>	<i>1025-1360 kg/cm3</i>	<i>2 c/ día</i>
MEZCLA SUELO-LODO BENTONÍTICO	<i>Densidad</i>	<i>Densidad ASI289.5.1.1</i>	<i>>240 kg/cm3 densidad zanja</i>	<i>2 c/ día</i>
	<i>Cono Abrams</i>	<i>Slump cone test ASI1012.3.1</i>	<i>7,5 a 15 cm</i>	<i>cada turno</i>
	<i>Graduación</i>	<i>Análisis granulométrico</i>	<i>100% pasa 75mm 20-80% pasa#0,08</i>	<i>c/ 500m3</i>
	<i>Contenido bentonita</i>	<i>API 13A.</i>	<i>>8%</i>	<i>diario</i>
	<i>Permeabilidad</i>	<i>Triaxial ASTM D-5048</i>	<i>< 1x10-9 m/sg</i>	<i>3 probetas c/1000 m2</i>



Figura n° 7. Ensayos de control de campo.

2.7. Preparación de las mezclas de verificación.

Antes del comienzo de los trabajos fue necesario llevar a cabo ensayos de mezclado con los materiales excavados a lo largo de la zanja con diferentes tipos y contenidos de bentonita para conseguir los requisitos de permeabilidad fijados.

Los ensayos de las mezclas se realizaron en el laboratorio de Menard Bachy, entre el 12 de Junio al 3 de Julio de 2013 y para la verificación de la mezcla más adecuada, se realizaron las siguientes tareas:

1. Pruebas de mezclado in situ en varios puntos a lo largo de la zanja a excavar con los diferentes materiales excavados, con obtención de las curvas granulométricas.
2. Inspección y analítica completa del agua a utilizar para la fabricación del lodo bentonítico.

3. Ejecución de las mezclas de agua con diferentes tipos de posibles suministradores de bentonita para conseguir las propiedades mínimas exigibles al lodo.
4. Ensayos con la mezcla de materiales, lodo bentonítico y bentonita seca en diferentes porcentajes y para el rango de usos granulométricos obtenidos en los mezclados del terreno excavado. Con determinación del coeficiente de permeabilidad resultante.

En la figura nº8, se muestra los valores de permeabilidad obtenidos en obras similares. Como se observa, es viable alcanzar con mezclas de suelos bien graduados y porcentajes en finos superiores al 20% valores de permeabilidad como los exigidos.

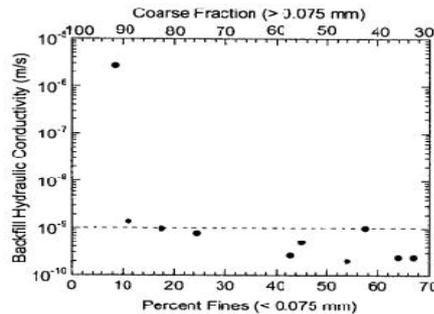


Figura nº 8. Valores de referencia de la permeabilidad en mezclas suelo-bentonita.

No obstante, como valor de seguridad, se consideró que las mezclas tendrían que poseer un *contenido en finos siempre superior al 30%*, valor fácilmente alcanzable debido a la existencia del paquete de arcillas y arcillas arenosas (contenido en finos del 60 al 80%) que se excavaban en la parte superior de la zanja y que supone aproximadamente entre el 40 y el 70 % del producto a obtener de la excavación.

En las pruebas de mezclado llevadas a cabo a lo largo de la trinchera, se obtuvo un contenido en finos del 40 al 55%, tal y como se muestra en la figura nº 9. No obstante, para evitar posibles zonas anómalas a lo largo de la excavación de la zanja, se recomendó disponer de arcillas de préstamo para corregir granulométricamente aquellas mezclas donde no se alcanzasen el contenido en finos establecido.

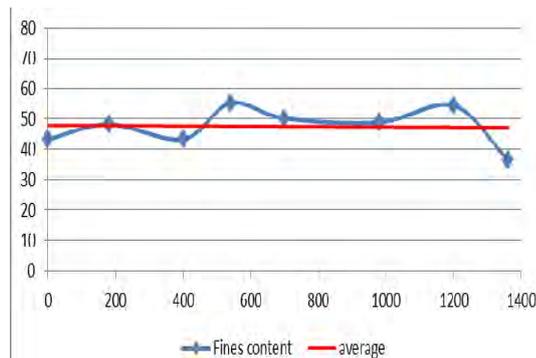


Figura nº 9. Contenido en finos de las mezclas de los productos de excavación resultantes.

El *agua de mezclado* que se utilizó procedía de una balsa de la propia mina. En el análisis de dicha agua se comprobó que eran aguas duras con concentraciones en carbonato superiores a 250 ppm, lo que obligó al empleo de una mayor cantidad de bentonita para conseguir una buena puesta en obra e hidratación.

Se llevaron a cabo varias pruebas con diferentes tipos de bentonitas y diferentes velocidades de adición, consiguiendo los requisitos mínimos en cuanto a las propiedades de la suspensión mediante una bentonita SCA y una adición del 8%. En la tabla nº 2 se recogen los valores de los ensayos de control efectuados.

Tabla n°2. Valores control hidratación lodo bentonítico.

MEZCLA LODO BENTONÍTICO	CONTENIDO BENTONITA (%)	DENSIDAD (Kg/m ³)	VISCOSIDAD (MARSH)	FILTRADO (cm ³)
Valores referencia	> 5	> 1025	> 40	< 25
Valores ensayo	8	1050	40	21,5

Con los suelos resultantes de la excavación se realizaron varias mezclas homogéneas añadiendo pequeñas cantidades el lodo bentonítico hasta conseguir un cono de Abrams de 85 a 95 mm. En los ensayos de permeabilidad triaxial o de pared delgada se obtuvieron valores de 1,1 a 1,9 x 10⁻¹⁰ m/sg, confirmando el procedimiento de mezclado.

2.8. Balsas de preparación del lodo bentonítico.

El objetivo de estas balsas es realizar la mezcla de la suspensión bentonita-agua con el fin de hidratarla hasta que esté lista para su uso. Se ejecutaron dos balsas con dimensiones de 20x20m y de 1-1,5m de profundidad, con un dique perimetral de un metro de altura para evitar posibles desbordamientos.

Para realizar la suspensión se empleó una mezcladora instantánea con medidor de flujo que se situó al borde de la balsa con toma directa al agua, tal y como se muestra en las fotos de la figura n° 10.

El tiempo de hidratación fijado fue de 24 horas, en el caso de una mala hidratación del lodo o lechada, se produce problemas para controlar las propiedades del lodo de la zanja, obligando a un mayor sobreconsumo de bentonita. Para mejorar la hidratación, se utilizaron agitadores que se introducían en el interior de la balsa para crear un régimen turbulento y así, mejorar la correcta hidratación.

Las propiedades fijadas para una correcta suspensión se establecieron a partir de los siguientes valores de referencia:

- Viscosidad Marsh en torno a 40 sg.
- Densidad lodo suspensión > 1025 kg/m³.
- Perdidas por filtrado < 25 cm³.

Debido a la mala calidad del agua suministrada fue necesario aumentar a un 8% el porcentaje de bentonita, pasando del porcentaje previsto de 40-50 kg/m³ (5%) a 88 kg/m³ (un 33% superior al porcentaje estimado en la fase de licitación).



Figura n° 10. Detalle balsas de mezclado, suministro bentonita, mezcladora y bomba de transferencia.

2.9. Excavación y controles de ejecución.

La excavación se diseñó en tramos con aperturas de 30 a 50 m de longitud, dejando lateralmente una plataforma de trabajo de unos 30m de anchura para poder llevar a cabo todas las tareas de mezclado del terreno. Los trabajos de excavación y relleno se llevan a cabo simultáneamente para minimizar la longitud de la zanja.

La excavación se realizó con una *retroexcavadora marca KOMATSU PC800* equipada con un brazo prolongador capaz de alcanza hasta 15m de profundidad.



Figura nº 11. Vistas de la retroexcavadora empleada con brazo prolongador

Los materiales se acopiaran a un lado de la zanja según su naturaleza para su posterior mezclado. La profundidad alcanzada se fue registrando continuamente en los partes de seguimiento de la obra, para garantizar que se alcanza la profundidad requerida y comprobar la estabilidad de la zanja abierta.

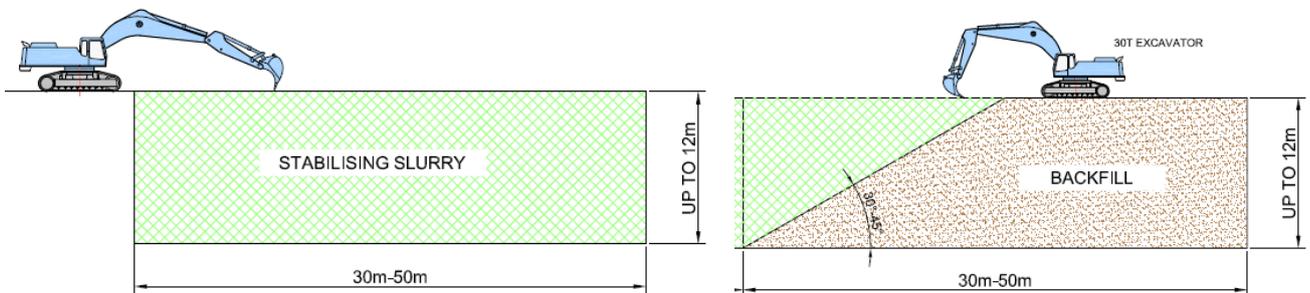


Figura nº 12. Procedimiento de excavación de la zanja.

La excavación de la zanja se realiza bajo el lodo de bentonita, que se bombea desde los estanques, rellenando la zanja un metro por debajo de la explanada, y siempre al menos un metro por encima del nivel freático, facilitando la excavación y la estabilización de la misma.

En las gráficas de la figura nº 13, se muestra las profundidades alcanzadas y su relación con respecto a lo previsto en proyecto, así como el rendimiento diario de ejecución de la zanja.

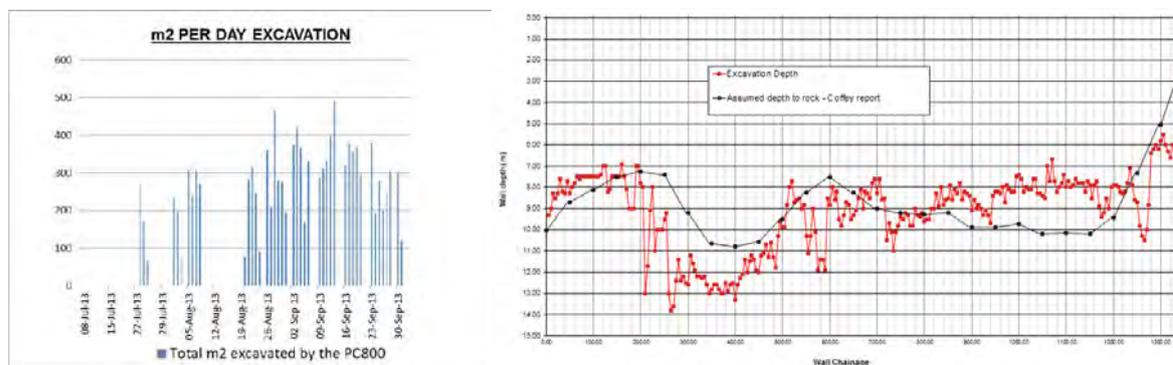


Figura nº 13. Rendimiento y profundidades alcanzadas en la zanja.

Se alcanzaron profundidades máximas de hasta 13-14 m, y medias en torno a 9 m, con rendimientos medios de 275 a 330 m² al día, ejecutando la excavación y relleno de la zanja en diez semanas.

Uno de los aspectos que causó una mayor controversia en la ejecución, fue la necesidad de la *limpieza del fondo de la zanja* tras un periodo de inactividad por decantación de las fracciones más arenosas, o bien, por el derrumbe de las paredes de la zanja, provocando una zona permeable que permitiese el flujo subterráneo dentro de la pantalla de impermeabilización.

Para controlar este efecto, cada jornada se planificaba de tal forma que quedase cerrado cada ciclo o “tajo” de ejecución, minimizando de este modo los tiempos de suspensión de la zanja abierta. En los casos que esta planificación no era viable, se llevó a cabo un control verificando antes y después de cada jornada las profundidades, comprobando el espesor de la posible sedimentación del fondo de la zanja.

Si se alertaba de este fenómeno de sedimentación, se consideró como la forma más práctica de actuar, el proceder a la limpieza del fondo con la propia excavadora, renovar la suspensión y volver a repetir ese tramo de zanja, en vez de realizar tareas de limpieza del fondo mediante bombas u otros equipos auxiliares.

En cuanto a los ensayos de control, se determinaba constantemente las propiedades del lodo en el interior de la zanja, a través del control de la viscosidad y medidas de la densidad del lodo, esta operación se realizaba un mínimo de dos veces al día. A partir de los resultados de estos valores, y controlando si se producían arrastre de materiales o inestabilidades en las paredes de la zanja, se decidía si era necesario aumentar la densidad de la suspensión para mejorar la estabilidad de la zanja abierta.

2.10. Mezclado y colocación del suelo-bentonita.

El mezclado del material excavado se realiza simultáneamente a la excavación, para posteriormente verter de nuevo en la zanja un relleno de una mezcla de suelo-bentonita. El procedimiento consiste en ir mezclando los diferentes materiales excavados, según las proporciones establecidas a través de la medida volumétrica según el número de cazos de cada material y eliminando las partículas con tamaños superiores a 10 cm.

El diseño del relleno, corresponde a una mezcla homogénea y bien graduada de arcillas, arcillas arenosas, arenas y gravas, de tal forma que el contenido de finos siempre se sitúa por encima del 30%. Para comprobar la granulometría requerida, se realizan análisis granulométricos cada 500 m³.

A partir de los resultados de los ensayos de contraste, se ajusta la mezcla de relleno antes de su vertido, incorporando materiales más finos, bentonita seca o en suspensión, hasta alcanzar la mezcla los valores prefijados de diseño.

El control de esta mezcla, se establece a partir del cono de Abrams, con un asiento comprendido entre 7,5 a 15 cm, es decir, consistencia fluida y a través de la medida de la densidad, requiriendo un valor de al menos 1265 kg/m^3 , es decir, 240 gr/m^3 superior al valor del lodo bentonítico.

La colocación del relleno se lleva a cabo mediante una retroexcavadora de 30 Tn, de tal forma, que se vierte desde la parte superior de la zanja, deslizándose por la pendiente de vertido (nunca se debe introducir el relleno en caída libre a través de la suspensión), para que la mezcla sea lo más homogénea posible.

Para el proceso de mezclado se empleó un bulldozer y una retroexcavadora, rellenando en el interior de la zanja con otra retroexcavadora de apoyo.



Figura n° 14. Equipos utilizados para el mezclado del material de relleno de la zanja.

Una vez finalizada la zanja, se procede a tamarla temporalmente con los propios materiales sobrantes para facilitar el proceso de consolidación y maduración de la mezcla y protegerla frente a los fenómenos de sequedad.



Figura n° 15. Vista de la zanja antes y después del relleno.

3- CASO N° 2: Tratamiento antilicuefacción mediante compactación dinámica en dique Lago Mekinac.

3.1. Antecedentes.

El lago de Mekinac se sitúa cerca de la localidad de Trois-Rivières, entre Montreal y Québec, en la figura n° 16 se muestra la ubicación de la actuación.

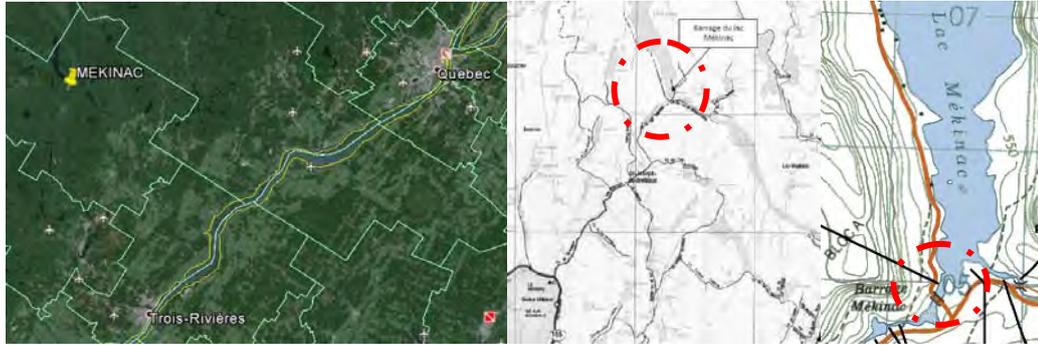


Figura n° 16. Localización de la zona de actuación.

A la salida de dicho lago, existía una pequeña presa de cajones de madera de 80 ml de longitud construida en 1971, cuya función era la regulación del caudal en la cabecera de dicho río.

Hydro-Quebec, saca a concurso la rehabilitación de dicha presa, adjudicando la obra a la constructora CRT Quebec. La nueva obra proyectada es una pequeña presa de tierras con una escollera de protección en los taludes y un aliviadero en la parte central con una capacidad máxima de descarga de 232 m³/s.

En las fotos de la figura n° 17 se muestra la tipología de la presa antigua de cajones de madera y el nuevo dique con una longitud de 122 m y 6,8m de altura.



Figura n° 17. Tipologías de la presa de regularización antigua y nueva.

Dentro del proyecto se incluía la necesidad de mejorar la compacidad del terreno de cimiento por la existencia de paquetes de suelos arenosos flojos en una zona de *riesgo sísmico*. En la figura n°18, se muestra el emplazamiento del dique según el mapa de peligrosidad sísmica de Servicio Geológico de Canadá, como se comprueba, se sitúa en zona de riesgo alto.

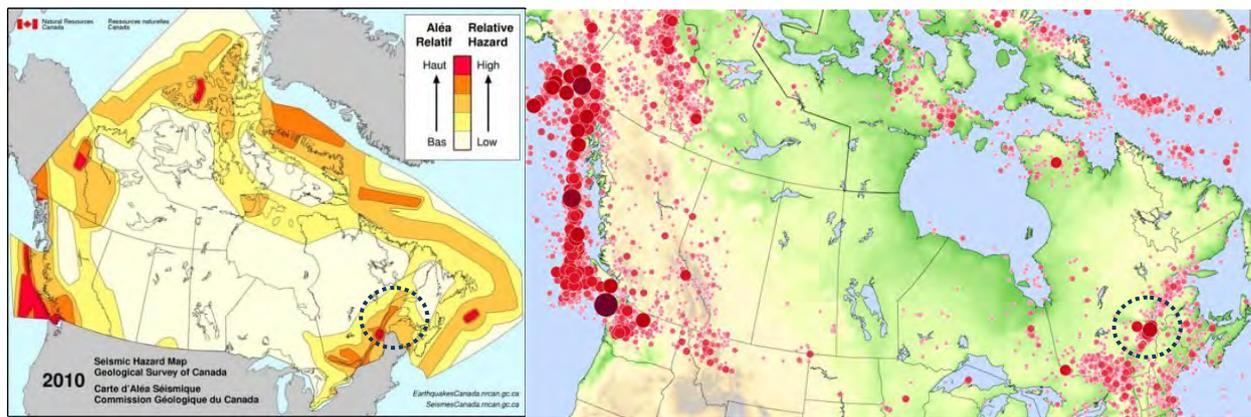


Figura n° 18. Plano de peligrosidad sísmica del Servicio Geológico de Canadá.

Se llevó a cabo, una consulta a la compañía Menard por parte del contratista de la obra, para resolver que actuación de mejora se acomodaba mejor a las necesidades de la obra. Una vez revisados todos los aspectos técnicos y logísticos, se contempló como la actuación más viable, *la compactación dinámica tradicional*.

3.2. Perfil del terreno.

Para la caracterización del terreno se disponía de una campaña de sondeos con recuperación de testigo y ensayos de resistencia a la penetración tipo SPT, donde se constató la existencia de un terreno flojo constituido por arenas gruesas a arenas finas, sin finos y saturadas en parte del emplazamiento de la obra de tierras, con existencia de niveles granulares algo más densos superficialmente e intercalados que corresponden a niveles con presencia de elementos granulares más groseros.

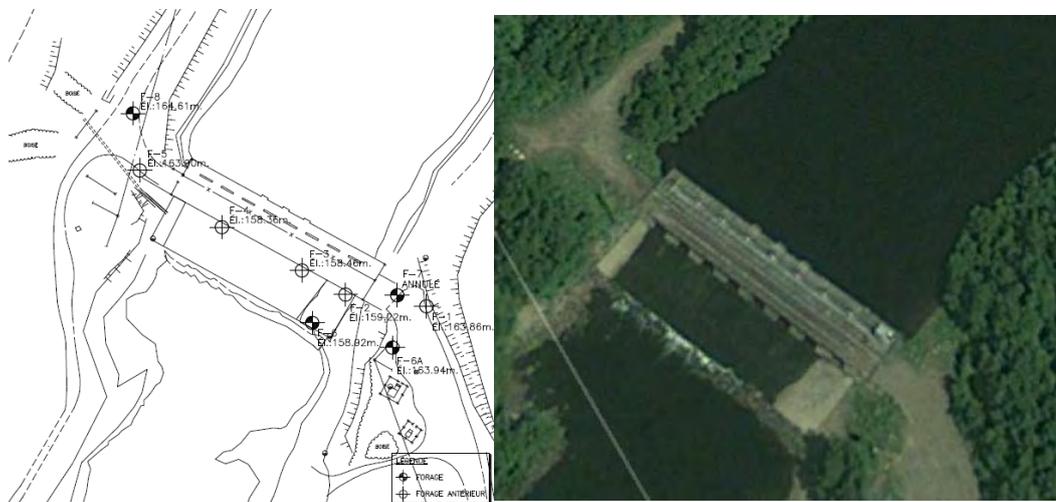


Figura n° 19. Situación de la compañía de reconocimientos.

La columna litológica del terreno presenta la siguiente distribución:

- Relleno plataforma de arenas medias a gruesas con un espesor de unos tres metros.
- Aluviales de arenas finas a gruesas, con algún fango disperso con una potencia de hasta 10 m, con golpes a la penetración inferiores a 15, con valores mínimos de 6 a 9 golpes. Niveles intercalados con golpes N_{spt} de 20 a 35 golpes en lentejones más granulares.

El criterio de licuefacción se basó en conseguir un aumento de la compacidad hasta conseguir para la masa un golpeo medio corregido $N_{1,60} > 25$ golpes.

3.3. Breve descripción de la técnica de compactación dinámica.

La *compactación dinámica* mejora la capacidad portante de un terreno compresible mediante el golpeo de una masa provocando una densificación por la recolocación de las partículas y reducción de la porosidad inicial.

Los equipos de compactación habituales usan masas de 15 a 25 Tn que caen desde alturas de hasta 25-30 m, que se traduce en una energía potencial que es el producto de la masa de caída por la altura, tal y como se muestra en la figura nº 20.

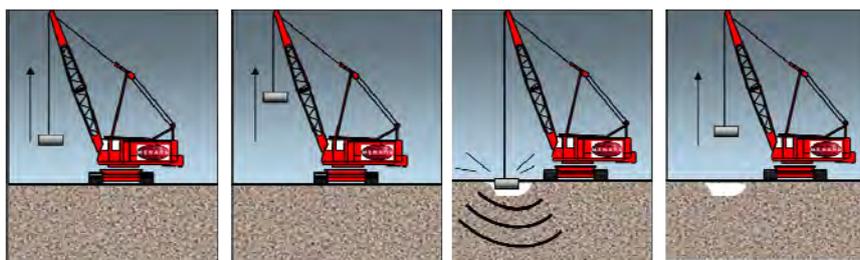


Figura nº 20. Esquema del procedimiento de ejecución de la compactación dinámica.

El tipo de terreno y su respuesta a los impactos, junto al espesor de suelo compresible y presencia del nivel freático, constituyen las principales variables que condicionan el dimensionado de este tratamiento.

En terrenos secos el mecanismo de densificación es sencillo, se disminuye sustancialmente el índice de poros por colapso de la estructura inicial expulsando la parte gaseosa de los poros intersticiales. En suelos parcialmente saturados, el proceso de compactación se asemeja a los resultados que se obtienen en un ensayo Proctor.

En medios saturados, tras un determinado número de impactos, no se obtiene una reducción de volumen debido a que la energía de impacto es transmitida al agua intersticial, por ello, su efectividad está condicionada a la facilidad del suelo a compactarse. En la tabla nº 3 se resumen las características que deben presentar los suelos en cuanto a su granulometría para que se consideren compactables en un medio saturado.

Tabla nº 3. Parámetros que establecen el comportamiento de un suelo frente a la compactación.

<u>MEDIO SATURADO</u>	
1.	La consolidación dinámica no es aplicable o difícilmente aplicable si el contenido en finos (< 80 µm) es superior al 30 % .
2.	Si el contenido en finos está comprendido entre 20 % y el 30 %, el contenido en arcilla (< 2 µm) no puede superar el 3 % .
3.	Un contenido en finos inferior al 20 % , no existen restricción en la aplicación de la compactación dinámica.
<u>MEDIO NO SATURADO O SEMISATURADOS.</u>	
El ensayo Proctor determina la viabilidad de la ejecución de la compactación, $W_n < W_{opt}$	

Ensayo	Criterio
Análisis granulométrico	Pasa #80 µm < 30 % Pasa # 2 µm < 3 %
Límites de Atterberg	$I_p < 12$
Azul de Metileno	VBS < 1.5
CPT	FR < 1.5 % $q_c > 3 \text{ MPa}$

En terrenos naturales predominantemente arenosos, los asentamientos inducidos tras un tratamiento de compactación varían generalmente del 3 al 10% del espesor del terreno sometido a tratamiento, sin embargo, se pueden llegar a alcanzar valores del 10 al 20% en el caso de rellenos antrópicos con macrohuecos.

3.4. Condicionantes constructivos.

La primera operación que hubo que realizar fue disminuir la cota habitual del agua unos dos metros y medio con la apertura aguas abajo de los azudes de regularización.

Posteriormente, se procedió a la demolición de los cajones de madera de la antigua presa, y tras su limpieza y retirada, se levantó una plataforma de trabajo sobre el propio cauce del río de unos 3m de altura para poder acometer adecuadamente el tratamiento del terreno.

El tratamiento se llevó a cabo en dos fases por el desvío del río, finalizando los trabajos en Octubre de 2010. En la figura nº 21 se muestra una vista aérea de los trabajos de compactación del terreno.



Figura nº 21. Vista aérea de los trabajos de compactación.

3.5. Diseño de la solución.

Como se ha indicado anteriormente, una vez analizados los diferentes condicionantes tanto técnicos como económicos de los posibles tratamientos viables de ejecutar para solucionar esta problemática, se consideró *la compactación dinámica* como la solución más recomendable para este caso, a pesar de ser una superficie de actuación de 4000 m² a ejecutar en dos fases.

Los principales aspectos que definen el diseño de este tratamiento serían:

a) Selección de la altura y peso del equipo en función de la profundidad del tratamiento

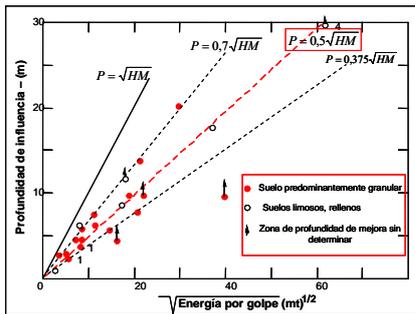
La eficacia del tratamiento está condicionada por la energía aplicada (peso de la masa y altura de caída) y umbral de energía o respuesta del terreno. Estas variables dependen fundamentalmente de la naturaleza de las partículas finas y la presencia del nivel freático.

En las experiencias recogidas se ha podido establecer la profundidad de tratamiento a partir de la siguiente expresión:

$$D = c \cdot \alpha \cdot \sqrt{M \cdot H}$$

Siendo:

- D = profundidad de influencia (m).
- M = peso de la masa (Tn)
- H = altura de caída (m)
- c = factor de eficacia según equipo de compactación empleado (0,9 para grúas con cables y 1,2 caída libre).
- α = factor relacionado con la naturaleza del terreno (varía de 0,3 a 0,7).



Energía unitaria = Peso masa x Altura de caída	Profundidad viable de tratamiento
200 t x m	5/6 m
300 t x m	7/8 m
400 t x m	9/10 m
600 t x m	11/12 m

Figura n° 22. Relación profundidad de influencia, energía unitaria y tipo de terreno.

Debido a la necesidad de alcanzar profundidades de más de 10m, se usó una grúa de celosía NCK 1495 de 110 Tn que dejaba caer una pesa de 19 Tn desde una altura de 25m, aplicando una energía unitaria de 475 Tnxm. La pesa utilizada corresponde a una maza octogonal con una superficie de contacto de 2,8 m².



Figura n° 23. Vista del equipo de compactación empleado.

b) Determinación de la energía específica total

La cantidad de energía aplicada por metro cuadrado está directamente relacionada con el nivel de mejora y se define a partir de la siguiente expresión:

$$E_t = \frac{E_u \times N}{S}$$

Siendo:

E_u = energía unitaria (tnxm), N =número de golpes y S =superficie total en m².

La energía total aplicada (E_t) en soluciones habituales suele estar comprendida entre 100 y 300 Tnxm/m², en tratamientos intensos se alcanzan valores de 400 a 500 Tnxm/m²

En este caso, debido a la profundidad a alcanzar y presencia de nivel freático, fue necesario hacer una *compactación con cuatro fases de golpeo*, con mallas muy abiertas al principio que se van cerrando y

alternando para las fases posteriores. En la figura n° 23 y tabla n°4, se muestra el esquema de la malla de golpeo y un resumen con las energías unitarias y específicas aplicadas en cada fase.

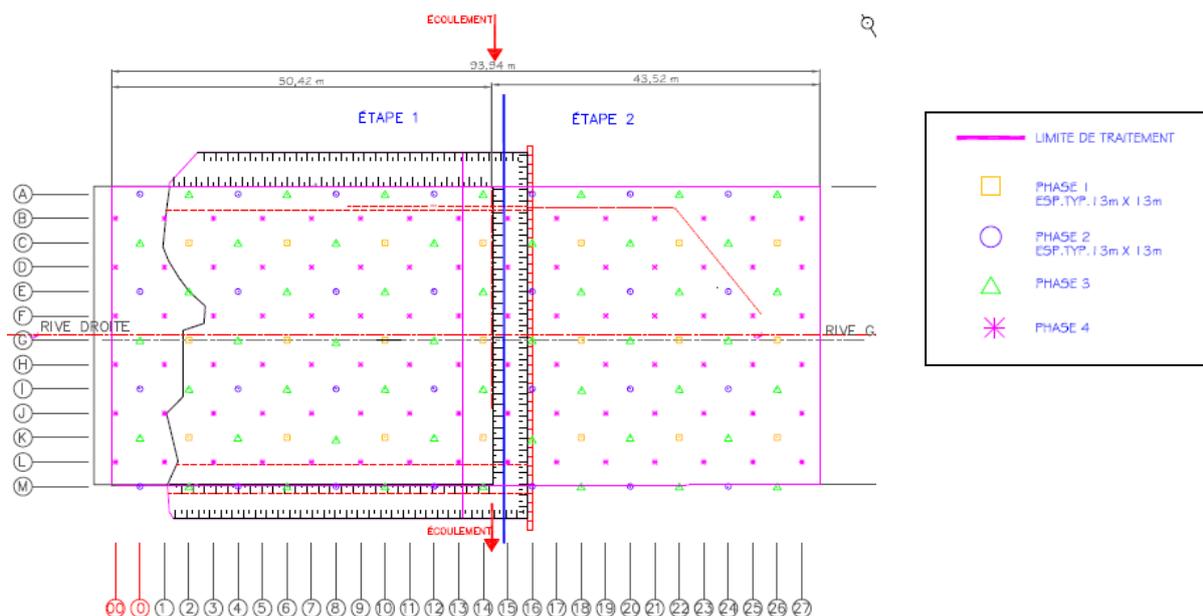


Figura n° 24. Malla de golpeo por fases.

Tabla n° 4. Resumen energías de compactación por fases de golpeo.

FASE GOLPEO	MAZA (TN)	ALTURA CAIDA (m)	ENERGÍA UNITARIA (Tnxm)	ENERGIA ESPECIFICA (Tnxm2)
1	19	25	475	359
2	19	25	475	253
3	19	25	475	350
4	19	10	475	213
5	10	10	100	30

La última fase, corresponde a la denominada fase de regularización o de “planchado”, que se realizó sobre toda la superficie mediante una maza de 5,9 m² de sección y 10 Tn de peso, con una altura de caída de 10 m.

3.6. Ensayos de contraste.

Los controles que se establecieron para controlar la efectividad del tratamiento se basaron en tres tipologías:

- Estimación de los asientos mediante el control de cada huella.
- Control de los parámetros de mejora del terreno en términos de resistencia a la penetración.
- Control topográfico del descenso total de la plataforma.

La estimación de los asientos mediante el control de la huellas de los cráteres, se obtiene a partir de la medida directa del volumen del cráter producido, profundidad alcanzada, dimensiones del cráter y forma de la huella (figura n° 25).

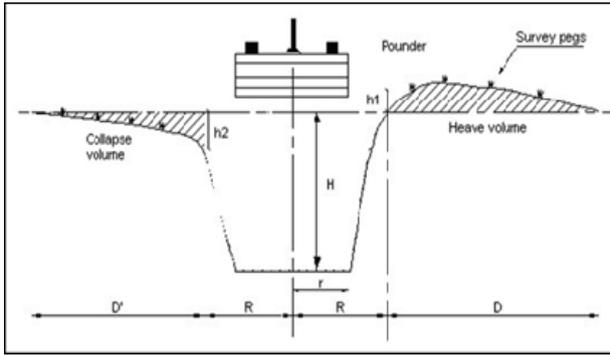


Figura n° 25. Control volumétrico de los cráteres de impacto.

Por otro lado, se llevó a cabo una campaña de reconocimientos a base de sondeos con ensayos de penetración cada metro para comprobar el grado de mejora alcanzado tras la realización de todas las fases de golpeo alcanzaba el criterio fijado de $N_{1,60} > 25$ golpes, tal y como se muestra en la figura n°26.

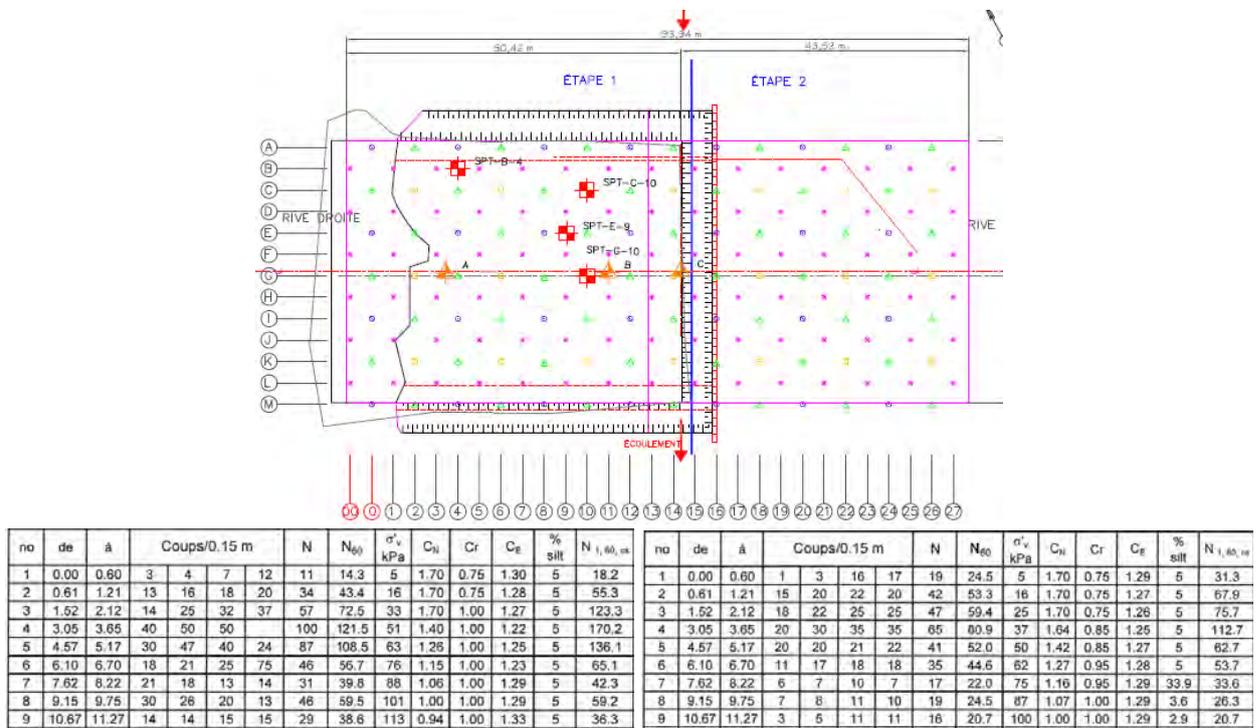


Figura n° 26. Control mediante ensayos SPT en sondeos mecánicos.

Por último, se llevó a cabo un control del descenso de la plataforma de trabajo en toda su extensión, con un descenso de unos 45 a 55cm, que corresponde a un asiento del terreno del 3,5 al 4,2 % con respecto a la profundidad total.

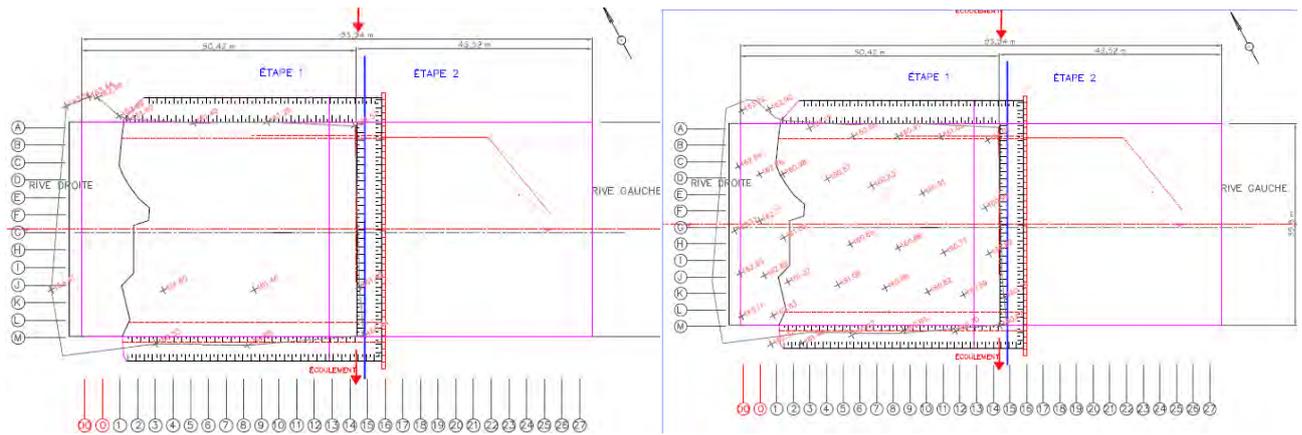


Figura nº 27. Control topográfico del descenso general de la plataforma para controlar el asiento total inducido.

Bibliografía

- (1) Dumas, J.C and Beaton, N.F (1992). Dynamic Compaction, suggested guidelines for evaluating feasibility- for specifying-for controlling. Proceedings, 45th Canadian Geotechnical Conference, Toronto, Ontario , paper 54.
- (2) Ryan P. y Day S. Soil-Bentonite Slurry Wall Specifications, Geo-Solutions, Disponible: <http://www.geo-solutions.com/what-we-do/technologies/slurry-walls/soil-bentonite-slurry-walls>
- (3) Slurry Wall Committee, (22 de Julio 2010). Slurry walls for seepage cutoff in levee Applications- Recent experience and construction challenges in the northern central valley of California. Deep Foundation Institute. Disponible: <http://www.trlia.org/docs/documents/Presentations/Misc%20Briefings/DFI%20Cutoff%20Wall%20Presentation%207-22-10%20-%20final.pdf>
- (4) USACE, NAVFAC (2006). Guide Specification for construction. Section 023527. Soil-bentonite (S-B) slurry trench. Disponible: <http://www.wbdg.org/ccb/DOD/UFGS/UFGS%2002%2035%2027.pdf>

PRESA DE BAIXO SABOR

JUAN SECADES SUÁREZ
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
KELLER CIMENTACIONES, S.L.U., Jefe de Obra

1- Antecedentes

El aprovechamiento hidráulico de Baixo Sabor se encuentra en el término municipal de Torre de Moncorvo, distrito de Braganza, en el noreste de Portugal. Consta de dos presas sitas sobre el río Sabor, un afluente de la cuenca norte del Duero. La presa de aguas arriba se sitúa a unos 12 km de la confluencia entre el Sabor y el Duero mientras que la presa de aguas abajo se encuentra a 2 km de la misma.

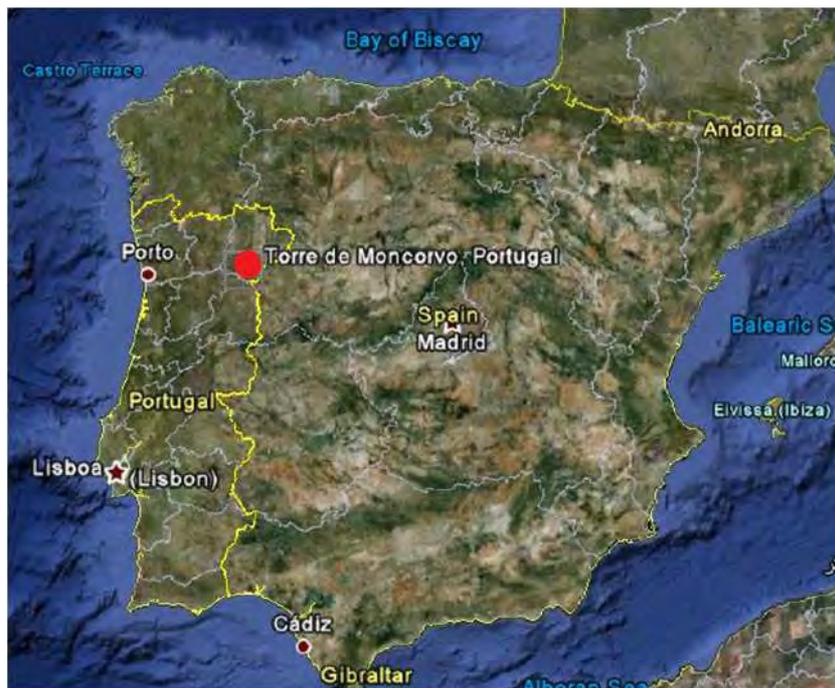


FIGURA 1: Situación de la presa de Baixo Sabor.

La presa de aguas arriba es una estructura bóveda de doble curvatura con una altura máxima de 123m sobre cimiento, un desarrollo de 505m y una anchura mínima y máxima de la bóveda de 6 y 39m respectivamente. La central se resuelve en caverna en la margen derecha y cada uno de los dos grupos dispone de su propio circuito hidráulico subterráneo. La potencia máxima instalada es de 81 MW para cada grupo.



Foto1: Vista general de la presa de aguas arriba durante su construcción

La presa de aguas abajo es de gravedad, planta recta y desarrolla 315m con una altura máxima sobre cimiento de 45m. La central también se sitúa en la margen derecha y dispone de 2 grupos con una potencia máxima de 19 MW cada uno.



Foto 2: Vista general de la presa de aguas abajo durante su construcción

La propiedad y promotor es **EDP** (Energías de Portugal), el contratista **ACE BAIXO SABOR** (una UTE formada por **BENTO PEDROSO CONSTRUÇÕES** y **LENA ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES**) y la Dirección de Obra **CONSUGAL**. La UTE **KELLER CIMENTACIONES, S.L.U.** y **KELER GEO-FUNDAÇÕES, LDA.** es la subcontrata adjudicataria de los trabajos de contención de exteriores, tratamientos del terreno e instrumentación.

2- Marco geológico

La presa de aguas arriba se cimenta sobre un macizo granítico porfiroide, de grano medio a grueso y que de forma general se considera competente para la implantación de las diversas estructuras. En algunos puntos del macizo se aprecian fallas que deterioran la calidad del mismo y que se han tenido en cuenta en la redacción del proyecto. Las fallas tienen una orientación subparalela al valle (NE-SO).

Por su parte la presa de aguas abajo se asienta en el tramo final del valle del Sabor ya en terreno abierto con laderas de inclinación moderada. En este local afloran formaciones rocosas metasedimentarias constituidas por alternancias de filitas (predominantes), metagrauvascas y metaquartzovacas. Los estratos se encuentran doblados siendo el plano axial de estas estructuras materializado por una esquistosidad con dirección aproximada E-W, buzando hacia el sur.

3- Descripción de los trabajos

Los trabajos realizados por **KELLER** fueron los siguientes:

- Estabilización de exteriores: contención de excavaciones y accesos.
- Tratamiento del macizo: consolidación, impermeabilización, drenaje, piezometría y tomografía sísmica del cimienta.
- Inyección de juntas entre bloques
- Obra subterránea: consolidación de la central en caverna y forzada.
- Auscultación: de ambas presas y sus cimentaciones así como de la obra subterránea.

A continuación desarrollamos brevemente algunas de las actividades ante la imposibilidad de recoger todo el trabajo ejecutado en un solo artículo.

3.1- Estabilización de exteriores

La primera fase de los trabajos de **KELLER** consiste en estabilizar los taludes de roca a través de bulones y anclajes. Los bulones y anclajes se ejecutan en las contenciones de las carreteras de acceso, en la excavación de la presa y del edificio exterior y caverna de la central, tanto en la presa de aguas arriba como de aguas abajo.

Los bulones y anclajes se perforaron a rotopercusión con ejecución de ensayo Lugeon al avance, e inyección, también al avance, si la permeabilidad de la roca era alta. La profundidad media de los bulones fue de 6m y de los anclajes de 35m. Los taludes bulonados se armaron con un mallazo, se gunitaron y se remataron con perforaciones de drenaje.

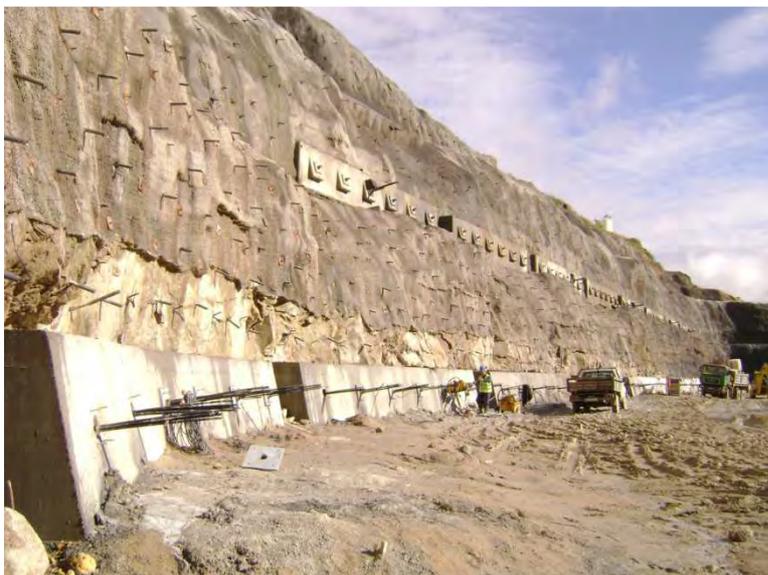


Foto 3: Vista general del talud, durante su excavación, del edificio exterior de la central de la presa de aguas arriba.

Los trabajos de contención en el exterior se desarrollaron a lo largo de 2 años, con puntas de personal de 30 personas y 3 perforadoras a doble turno. La medición final fue de 184.000ml de bulones, 3.000ml de anclajes y 51.000ml de drenes.

3.2- Tratamiento del macizo

Consolidación

La consolidación tiene por objeto mejorar las propiedades mecánicas del macizo. En la presa de aguas arriba el tratamiento se extiende desde el contacto hormigón-roca hasta la profundidad en la que el esfuerzo inducido por la presa en el macizo es inferior a 1 MPa. En la presa de aguas abajo el proyecto considera que no es necesario consolidar.

El tratamiento se desarrolla en perfiles transversales al eje de presa separados 3m entre sí. Cada perfil consta de uno, dos o tres abanicos de taladros según se perfora desde la galería general de drenaje (GGD), la galería de drenaje de aguas abajo (GDJ) o el exterior. En la figura 2 se representa un perfil de consolidación tipo con perforaciones desde las galerías GGD, GDJ y exterior.

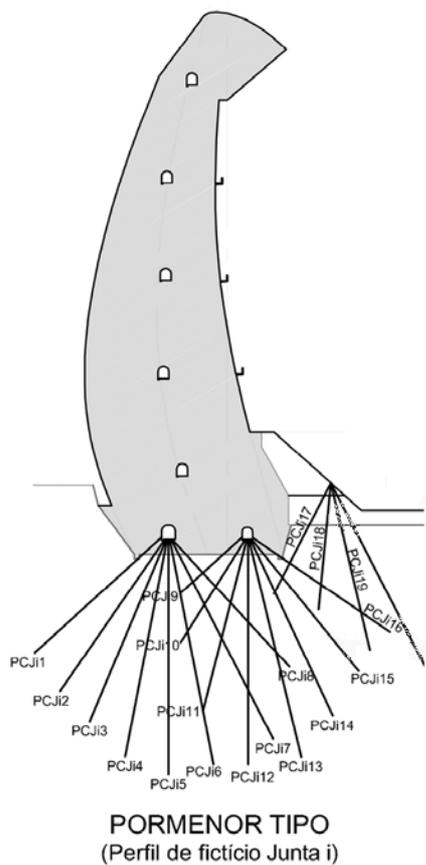


Figura 2: Perfil tipo de consolidación en la presa de aguas arriba

La ejecución se realiza en tres fases: primero perforación a rotopercusión con diámetro 64mm y profundidad de hasta 60m, después lavado de la perforación en tramos de 6m aplicando agua o aire a presión con el objeto de limpiar las discontinuidades del macizo de material suelto, y finalmente, inyección en tramos ascendentes de 5m. La medición final alcanza 40.000 ml perforados, lavados e inyectados.

Los trabajos de consolidación se extendieron a lo largo de año y medio llegando a emplearse a 60 personas en doble turno. Los medios mecánicos fueron 4 BERETTAS T-42, 1 BERETTA T-53 y 4 bombas de inyección tipo PETROMETALLIC. El control de la inyección se automatizó a través de ordenadores tipo VOPI programados para cumplir con los requisitos de volumen, caudal y presión.



Foto 4: Carro perforador BERETTA T42 perforando consolidación desde la galería GGD

Impermeabilización del cimiento

La cortina de impermeabilización tiene por objeto reducir la permeabilidad del cimiento así como la repercusión de los factores perniciosos asociados a la circulación del agua. El proyecto considera extender la cortina hasta una profundidad igual al 50% de la carga hidráulica o hasta que la permeabilidad sea inferior a 1 U.L. En la presa de aguas arriba las perforaciones más profundas alcanzan los 75m con una profundidad media de unos 60m. Por su parte la presa de aguas abajo tiene perforaciones entre 30 y 40m de profundidad. La figura 3 recoge una sección tipo de impermeabilización de la presa aguas arriba.

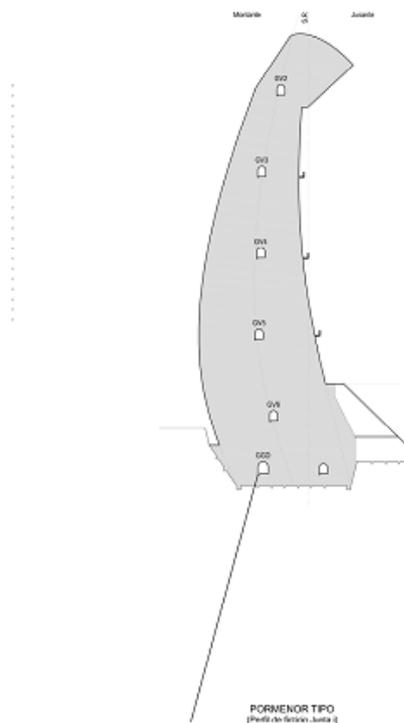


Figura 3; Perfil tipo de impermeabilización en la presa de aguas arriba

El tratamiento se ejecuta en fases según la permeabilidad registrada en los ensayos Lugeon. En una primera fase se perforan e inyectan taladros primarios separados unos 5m entre sí. Si la permeabilidad obtenida en los ensayos Lugeon durante la perforación de los taladros primarios supera 1 U.L., se perforan taladros secundarios correspondientes a una segunda fase a media distancia entre los primarios. Puntualmente se perforan taladros terciarios correspondientes a una tercera fase siguiendo el mismo criterio. En total se han perforado e inyectado unos 12.500ml de impermeabilización.

Los taladros se perforan con extracción continua de testigo, diámetro BQ (64mm) y con ensayos Lugeon ejecutados al avance en tramos de 5m. La inyección es ascendente en tramos de 5m.



Foto 5: Sonda DIAMEC perforando un taladro de impermeabilización en la galería general de drenaje (GGD)

La impermeabilización es una actividad que ha requerido hasta 4 sondas DIAMEC trabajando simultáneamente a doble turno y con puntas de 30 personas. El control y registro de la inyección se automatizó para facilitar la ejecución y el análisis de los resultados. Semanalmente se editaba un plano del progreso de la impermeabilización reflejando admisiones, permeabilidades e incidencias para preparar una propuesta de tratamiento secundario o terciario a aprobar por la Dirección de Obra.

Tomografía sísmica

El proyecto incluye, para la presa de aguas arriba, una evaluación de la efectividad de la inyección a través de sendas campañas de tomografía sísmica, la primera realizada antes de la inyección y la segunda después. La comparación de ambas es una medida de la mejora obtenida en el macizo.

La tomografía sísmica es una técnica que asocia la calidad de un terreno a la velocidad de propagación de una onda de compresión (V_p) en el mismo. A mayor velocidad de propagación, más compacto es el terreno, y a menor velocidad de propagación, mayores son las discontinuidades. Si las discontinuidades en el terreno relentizan la propagación de la onda, y si la inyección tiene por objeto rellenar dichas discontinuidades, podemos evaluar la mejora del terreno comparando las lecturas antes y después del tratamiento.

La técnica se ejecuta introduciendo en un sondeo una sonda capaz de producir una señal sísmica (sonda emisora) y una cadena de hidrófonos (sondas receptoras) en otro. La sonda emisora emite una señal y la cadena de hidrófonos la recibe. A continuación la sonda emisora se desplaza a una nueva profundidad y emite una nueva señal que es recogida de nuevo por la cadena de hidrófonos. Esta secuencia se repite hasta que la sonda emisora cubre todo su sondeo. La velocidad de propagación de la onda (V_p) se calcula dividiendo el tiempo de viaje de la onda ($T_{final} - T_{inicial}$) por la distancia entre los 2 puntos. La figura 4 recoge esquemáticamente el procedimiento de tomografía sísmica.

Para ejecutar la tomografía sísmica se perforó en el centro de cada bloque un sondeo de unos 50m de profundidad con extracción continua de testigo, diámetro HQ (96mm), ensayos Lugeon al avance cada 5m, inyección al avance ante incidencias y control de la verticalidad. El control de la verticalidad fue necesario para conocer las coordenadas (X,Y,Z) de cada punto y disponer de información real para calcular la distancia entre los puntos emisores y receptores.



Foto 6: Campaña de lectura de tomografía sísmica

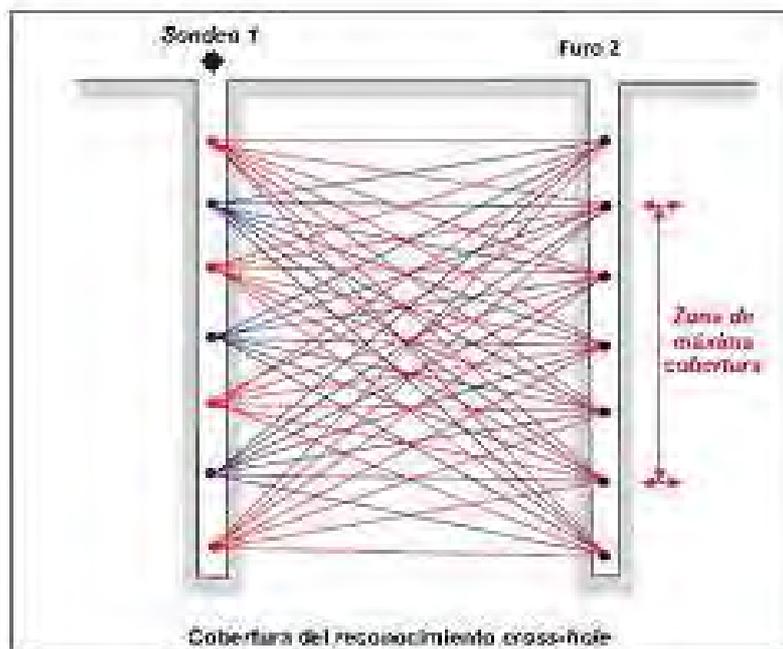
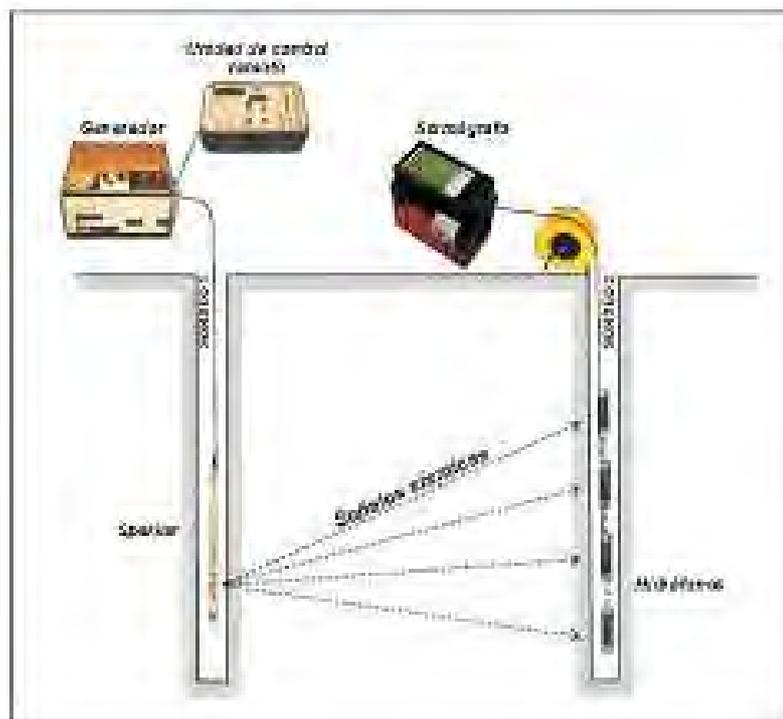


Figura 4: Esquema de la tomografía sísmica

Cada sondeo se revistió con un tubo de acero inyectándose con lechada de cemento el espacio anular entre el tubo y el terreno y rematándose con una arqueta en cabeza. A continuación se ejecutó la campaña correspondiente a antes del tratamiento del macizo. La segunda campaña, correspondiente a después de finalizado el tratamiento, se está ejecutando en la actualidad sin que todavía se tengan resultados.

3.3- Inyección de juntas entre bloques

La retracción del hormigón provoca una junta vertical (discontinuidad horizontal) entre los bloques del cuerpo de presa. La inyección de juntas tiene por objeto dar continuidad estructural horizontal al arco de la presa rellenando con lechada de cemento las juntas. Para facilitar su inyección las juntas se dividen en recintos estanco, o zonas acotadas para inyectar, a través de láminas embebidas en el hormigón.

El primer paso para inyectar un recinto es comprobar su estanqueidad rellenándolo con agua y manteniendo una presión. Si se pierde presión hay fugas que deben repararse antes de la inyección. La foto 7 ilustra la prueba de agua de un recinto.

La inyección de un recinto se ejecuta inyectando lechada de cemento por un circuito de inyección que se instala durante el hormigonado de los bloques. La lechada accede al recinto por un tubo inyector, situado en la cota más baja, y aflora por un tubo colector, situado en la cota más alta, después de haber rellenado el recinto de abajo hacia arriba. Progresivamente se aumenta la densidad de la lechada -incrementando su contenido en cemento- hasta alcanzar la máxima presión prevista o registrar la máxima apertura de junta permitida. Para reducir la apertura de la junta el recinto contiguo al inyectado se rellena con agua para aplicar una contrapresión. La figura 5 recoge el esquema tipo de un recinto y su circuito de inyección.

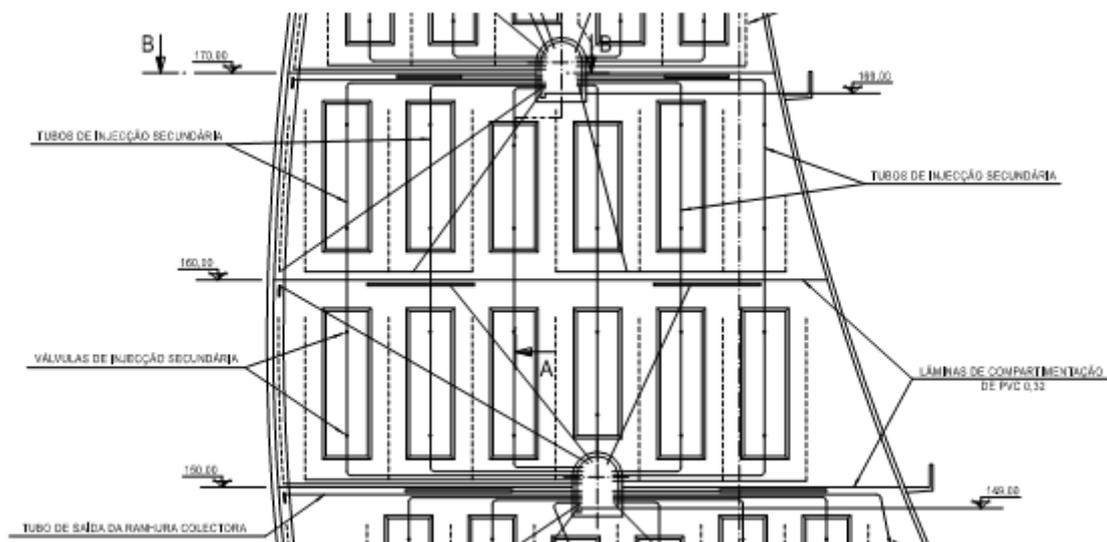


Figura 5: Esquema tipo de un recinto y su circuito de inyección.

En la presa de Baixo Sabor la lechada para la inyección de juntas se fabrica en una planta programable y automatizada situada en el exterior lo más cerca del acceso a las galerías. Desde la planta de mezclado se bombea la lechada, por un circuito de tubos y mangueras, hasta una bomba con un pequeño depósito situado a pie de recinto. La bomba está controlada por un ordenador de campo tipo VOPI programado para registrar el volumen, el caudal y la presión de inyección. Durante la última fase de inyección, cuando se alcanza la presión de cierre de proyecto, se instalan manómetros en los tubos inyectoros y colectores para controlar exhaustivamente la presión dentro del recinto.

La inyección de juntas es una actividad en ejecución que se estima terminar en abril de 2014. En total está previsto ensayar con agua e inyectar 420 compartimentos.



Foto 7: Ensayo de agua de un recinto

Simultáneamente a la inyección se recogen registros de la auscultación del cuerpo de presa para verificar que la junta no se deforma (se abre) en exceso. Principalmente se leen las bases tridimensionales instaladas en las galerías y los medidores de juntas embebidos en el hormigón.

3.4.- Obra subterránea

Los huecos que se puedan originar entre la roca y el revestimiento de las estructuras subterráneas (galerías en carga, forzadas, cavernas, etc.) deben rellenarse con lechada o mortero. El trabajo se realiza en 2 fases: primero se perfora e inyecta un taladro que sólo alcanza el trasdós para asegurarse que el contacto queda relleno, y segundo, se perfora e inyecta otro taladro más profundo para consolidar la roca en el trasdós.

En la presa de Baixo Sabor, tanto el relleno del contacto como la consolidación del trasdós, se han ejecutado de forma radial a través de anillos de inyección perpendiculares al eje de galería. En el caso de las cavernas las perforaciones se desarrollaban en una cuadrícula.

En las galerías se ha usado una perforadora sobre ruedas tipo JUMBO óptima para perforaciones radiales. En zonas de difícil acceso, como los tramos muy inclinados de las galerías en carga, se ha montado una perforadora tipo BERETTA sobre una plataforma sujeta por un carril cremallera. En algunos casos el acceso era tan complicado que las perforaciones se ejecutaron con un martillo minero o con una testiguera.

Los trabajos subterráneos se han ejecutado a lo largo de 2 años de forma discontinua, según el progreso de la excavación, y con medios mecánicos cambiantes según las condiciones de trabajo. Un máximo de 10 personas han trabajado en este frente.



Foto 8: Colocación de obturadores de inyección en una galería

3.5.- Auscultación

Cuerpo de presa

El objeto de auscultar el cuerpo de presa es conocer la magnitud de las variables asociadas al estado tensional del hormigón, principalmente: deformación, presión, temperatura y desplazamiento entre bloques. Estas variables se pueden medir a través de instrumentos de resistencia eléctrica tipo CARLSON embebidos en el hormigón durante la ejecución del cuerpo de presa.

La instalación de los instrumentos tipo CARLSON siguió un protocolo muy cuidado que incluía una verificación inicial del instrumento, un protocolo especial de soldadura para los cables y una esmerada puesta en obra y seguimiento durante el hormigonado.

Una vez terminada la presa la lectura de los equipos CARSLON se realiza en cajas centralizadoras montadas en las galerías que facilitan leer una gran cantidad de instrumentos desde un mismo punto. Los instrumentos se conectan a las cajas a través de una red de cables, embebidos y no embebidos en el hormigón, instalados a lo largo de la presa. En total está previsto instalar unas 33 cajas de centralización y 50.000 ml de cable.

Entre las 2 presas se instalaron un total de 6 rosetas tridimensionales, 26 rosetas bidimensionales y 14 rosetas unidireccionales para el control de la deformación (extensómetros), 188 medidores de juntas para controlar los movimientos entre bloques, 127 termómetros para el seguimiento de la temperatura interna del hormigón y 10 células de carga para medir directamente la tensión.



Foto 9: Montaje de una roseta antes del hormigonado

Extensómetros del cimiento

El movimiento vertical relativo entre el cuerpo de presa y puntos en el cimiento considerados como inmóviles se controla a través de extensómetros de varillas perforados en el macizo.

En la presa de Baixo Sabor los extensómetros se perforan desde galería con diámetro NQ (76mm), extracción continua de testigo y ensayos Lugeon al avance. Cualquier incidencia en la perforación, tal como pérdida de agua, una elevada permeabilidad, colapso de las paredes, etc., se resuelve con una inyección del tramo afectado. Adicionalmente al terminar la perforación se inyecta toda ella para reducir al máximo la entrada de agua y se vuelve a reperfurar pasadas 24 horas. En la presa de aguas arriba se perforaron un total de 16 extensómetros de hasta 100m de profundidad, mientras que en la presa de aguas abajo se perforaron 8 unidades de hasta 45m de profundidad.

Péndulos

Los péndulos se instalan para controlar los desplazamientos horizontales de la presa. En ambas presas cada péndulo tiene su inicio en la galería más próxima a coronación y su final en un punto del macizo considerado inmóvil. El tramo que discurre dentro del cuerpo de presa se llama péndulo directo y el tramo que discurre dentro del macizo se llama péndulo invertido.

El tramo dentro de la presa es relativamente sencillo y se ejecuta dejando una columna de tubos embebidos en el hormigón desde la galería perimetral hasta la galería superior. Este trabajo generalmente lo ejecuta el contratista general.

El péndulo invertido es un trabajo de especialista y se ejecuta perforando un taladro en el macizo con un control esmerado de la verticalidad. El taladro se reviste con un tubo a lo largo de toda su profundidad inyectándose el espacio anular. La verticalidad es fundamental porque el hilo del péndulo se ancla en el fondo del revestimiento y no puede tocar las paredes del tubo si se pretende que mida libremente el desplazamiento horizontal de la presa.

Los péndulos de este proyecto son singulares por su gran diámetro, tubo de revestimiento de 168x155mm, su profundidad, hasta 75m, y por el uso de “mangas elásticas” colocadas cada 6m del tubo de revestimiento para dotarlo de cierta flexibilidad.

Las “mangas elásticas” son uniones de 2 tubos con un manguito exterior de goma. Los tubos tienen un corte liso por lo que la continuidad sólo se obtiene a través de la “manga elástica”. La unión debe conservar la verticalidad de los 2 tubos y además resistir una tracción de 3000 kg. Fue necesario un proyecto de I+D para encontrar un caucho y un proceso de vulcanizado que produjese una goma con las propiedades mecánicas necesarias. Todas las gomas se ensayaron en un laboratorio homologado antes de su puesta en obra.

El tubo de revestimiento de acero se mecanizó (cortado y roscado) siguiendo un protocolo especial para evitar deformaciones y holguras en las roscas que pudiesen generar desviaciones, y por tanto, pérdida de verticalidad. Finalmente el tubo de revestimiento se introdujo en la perforación roscando 4 tramos de 1,5m seguidos de una “manga elástica”, y así tantas veces como necesario para alcanzar la profundidad requerida.

El procedimiento de ejecución de los péndulos fue el siguiente:

1. Perforación de un taladro guía desde galería con diámetro HQ (96mm), extracción continua de testigo, pruebas Lugeon al avance e inyección ante cualquier incidencia. Cada 3-5m de perforación control de la verticalidad e inyección y reperforación si se registra un desvío.
2. Levantamiento del testigo y prolongación de 5m si existe alguna duda sobre la competencia de la roca en la zona de anclaje.
3. Recreido de la perforación piloto en fases sucesivas hasta alcanzar un diámetro final de 305 ó 400 mm. Control de la verticalidad.
4. Colocación dentro de la perforación recreida del tubo de revestimiento y de las “mangas elásticas”. Control de la verticalidad.
5. Inyección de los 4m más profundos de la perforación correspondientes al anclaje del tubo de revestimiento. Control de la verticalidad.
6. Inyección de la vaina. Control de la verticalidad.
7. Instalación del propio instrumento.



Foto 10: “Manga elástica”



Foto 11: Equipo Terra de recrecido de un péndulo

Las perforaciones piloto se han perforado con sondas tipo DIAMEC y el recrecido se ha ejecutado con una sonda tipo TERRA modificada para perforar a gran diámetro dentro de galería.

En total se han perforado 5 péndulos de hasta 75m en la presa de aguas arriba y 2 péndulos de 50m en la presa de aguas abajo.