

COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS

EL EMBALSE DE CASTROVIDO. PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN

Daniel Sanz Jiménez¹, José Ignacio Díaz-Caneja Rodríguez²,
Juan Carlos Bernabé de la Iglesia³, Jesús Granell Vicent⁴, Julio
Martín Vázquez⁵, Carmen María Baena Berrendero⁶

RESUMEN: El embalse de Castrovido, situado en el T.M. de Salas de los Infantes, Burgos, actualmente en construcción, es una antigua demanda para la regulación y la protección de inundaciones en el río Arlanza. Tanto es así que los documentos técnicos más antiguos datan de 1928 y desde entonces se han sucedido, prácticamente de manera ininterrumpida hasta hoy, estudios y proyectos para acometer las obras necesarias.

El dimensionamiento del embalse se ha realizado bajo la premisa de conciliar las necesidades a satisfacer con las afecciones ambientales y sociales que la construcción y explotación de la infraestructura puede propiciar. Las necesidades, por orden de prioridad, son: protección contra inundaciones, abastecimiento e irrigación.

La presa es de hormigón convencional, de gravedad de planta rectilínea, con una altura máxima sobre cimientos de 95,33 m. El dimensionamiento estructural de la presa responde a las condiciones de cimentación, en intercalaciones de areniscas y limolitas del Wealdense.

Para el estudio de la cimentación se han acometido gran cantidad de ensayos de campo y de laboratorio, algunos de ellos singulares, como los ensayos de corte "in situ" para caracterización de las juntas del macizo en muestras de 0,80 x 0,80 m², incorporando las últimas novedades técnicas en la materia.

¹ Ing. de Caminos. Confederación Hidrográfica del Duero. dsj@chduero.es

² Ing. de Caminos. Confederación Hidrográfica del Duero. idc.dt@chduero.es

³ Ing. Técnico de Obras Públicas. Confederación Hidrográfica del Duero. cbi@chduero.es

⁴ Ing. de Caminos. JESÚS GRANELL, Ingenieros Consultores, S.L. direccion@igicsa.com

⁵ Ing. de Caminos. FCC CONSTRUCCIÓN S.A. jmartinv2@fcc.es

⁶ Ing. de Caminos. JESÚS GRANELL, Ingenieros Consultores, S.L. cmb@jgicsa.com

1. ANTECEDENTES

El documento técnico más antiguo que se posee referente a la regulación del Arlanza data de 1928 y se trata de los “Estudios preliminares del embalse de Retuerta”. Dicho estudio considera la localización de la presa en las cercanías de Retuerta, sin embargo hace alusión a un anterior proyecto existente de presa aguas arriba, en el término municipal de Hortigüela y que fue desechado por motivos económicos.

Setenta y cinco años después de este primer antecedente, por resolución de la Dirección General del Agua de fecha **7 de noviembre de 2003** se aprobó técnicamente el proyecto relativo a la EJECUCION DE LAS OBRAS DEL PROYECTO PRESA DE CASTROVIDO EN EL RIO ARLANZA, TM. SALAS DE LOS INFANTES (BURGOS). El **30 de diciembre de 2003** se produjo la adjudicación definitiva a la empresa FCC CONSTRUCCION S.A. Las obras se iniciaron en 2004.

2. DIMENSIONAMIENTO DEL EMBALSE

El Embalse de Castrovido se ubica sobre el río Arlanza, el cual es tributario del Pisuerga por su margen izquierda, entre Burgos y Palencia. La presa que lo cierra se ubica en la provincia de Burgos, en el Término Municipal de Salas de los Infantes, a escasos metros aguas arriba de Terrazas, población ribereña del Arlanza.

El Embalse de Castrovido se promueve para regular el río Arlanza con los objetivos de proteger sus poblaciones ribereñas frente inundaciones y embalsar los volúmenes necesarios para destinarlos a abastecimiento urbano, fines ecológicos e irrigación.

La finalidad del embalse es, por tanto, múltiple:

- Protección de las poblaciones ribereñas situadas aguas abajo del embalse contra las inundaciones, en especial Salas de los Infantes.
- Suministro de agua potable a núcleos urbanos de la zona.
- Consolidación del regadío de 6.010 ha situadas en la vega del río Arlanza, aguas abajo del embalse.
- Garantía de los caudales ecológicos adecuados en el cauce, a lo largo de todo el año, con el fin de preservar el hábitat fluvial y su biodiversidad.
- Complementariamente, generación de energía hidroeléctrica en una central a pie de presa, que funcionará turbinando los caudales desembalsados de acuerdo con las demandas previstas para los fines antes citados.

3. GEOLOGÍA DE LA CERRADA. ENSAYOS REALIZADOS

La presa de Castrovido se cimenta sobre limolitas y areniscas del Wealdense, cuya estratificación sigue un rumbo E-W y buza unos 15°-20° hacia el Sur. Las limolitas se degradan cuando están expuestas a la acción atmosférica.

En septiembre de 2004, cuando se había realizado un 30 % de la excavación de la presa, se suspendió la ejecución de esta unidad de obra, como consecuencia de la decisión de actualizar las demandas existentes y futuras y la laminación de avenidas y su afección a las riberas del Arlanza utilizando datos y estudios posteriores a la elaboración del proyecto de construcción. Esta actualización se vio reflejada en la Modificación nº 1, que supuso una nueva definición de los niveles característicos y de la disposición y funcionamiento de los órganos de desagüe de la presa.



Foto nº 1: Excavación de la margen izquierda en 2004

Durante el tiempo transcurrido desde entonces se han venido produciendo derrumbes y deslizamientos en los taludes abiertos, y una meteorización apreciable de la superficie excavada, que resulta necesario corregir al reiniciar la excavación. Se muestra a continuación una fotografía de la margen izquierda, donde se observan en la parte superior los bancos de areniscas y en la parte inferior las limolitas degradadas tras tres años de exposición atmosférica:



Foto nº 2: Excavación de la margen izquierda en 2007

Para continuar con la misma, era necesario decidir qué tratamiento había que dar a la zona excavada, por lo que se realizaron una serie de sondeos verticales y horizontales, perfiles geofísicos, y ensayos sobre muestras extraídas de los sondeos y de la superficie de excavación.

Paralelamente a la ejecución de los ensayos, y aprovechando los trabajos realizados, además de estudiar la corrección del deterioro de la excavación se reestudiaron los parámetros geotécnicos que sirvieron de base al diseño de la presa, se hizo un nuevo cálculo estructural de la misma, adoptando unos valores del ángulo de rozamiento interno y de la cohesión más conservadores, consecuentes con el resultado de toda la serie de ensayos.

Para determinar la zona alterada en la zona excavada, se realizaron diversos sondeos, con ensayos en los mismos y sobre testigos inalterados extraídos, ejecutándose también perfiles geofísicos en la zona alterada y en la no alterada, para determinar qué espesor de terreno era necesario excavar para eliminar el volumen alterado. Se constató que la zona alterada afectaba a una profundidad de, al menos, 5 metros. Como se había dejado la excavación 2 metros por encima de la cota definitiva, el volumen a excavar afectaría a una profundidad de, al menos, 3 metros.

Aprovechando los datos utilizados en el estudio de la cimentación de la presa, y a la vista de los mismos, se consideró necesario redefinir los parámetros geotécnicos que sirvieron para el diseño de la presa, proponiendo en la solicitud de autorización para redactar el Modificado 3 modificar la pendiente del contacto cimentación-presa, de forma que pasase del 5% a un 17,635%, equivalente a un ángulo de 10° con la horizontal, con lo que se conseguía una mejora apreciable en la seguridad al deslizamiento.

Durante la fase de redacción del Proyecto Modificado 3, se han ido completando los estudios y ensayos necesarios para una definición más precisa de los parámetros geotécnicos para, a continuación y teniendo en cuenta los resultados obtenidos, ajustar la definición de la sección tipo de la presa de forma que cumpla lo establecido en el Reglamento Técnico para la Seguridad de Presas y Embalses de 1996, si bien, para la realización de los cálculos, se han tenido en cuenta los coeficientes exigidos en la Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas.

En la memoria del Proyecto Primitivo se decía: *“No se observa red de fracturación o de diaclasamiento sistemática en superficie en el macizo rocoso constituido por las litologías antes descritas. Sin embargo, sí se han observado en los testigos de roca extraídos de los sondeos diversas estructuras de fracturación que responden a los siguientes tipos: Diaclasas con y sin relleno, fracturas con estrías de fricción y brechificaciones debidas a cataclasis”*. Como consecuencia de los estudios realizados, se llegó a unos valores para el diseño de la presa de ángulo de rozamiento interno de 37,5° y de 32 t/m² para la cohesión.

Con el fin de llegar a determinar con mayor grado de certidumbre el ángulo de rozamiento interno, en los meses de diciembre de 2008 y enero de 2009 se realizaron ocho ensayos de corte in situ en probetas talladas en la roca de 0,8x0,8 m², sobre superficies de discontinuidad. Tres se hicieron en el contacto areniscas sobre limolitas (margen derecha), tres en juntas entre paquetes de arenisca rellenas de arcilla con presencia de mica (margen izquierda), y dos en

juntas de arenisca-limolita con intensa presencia de micas (Presa M1 y M2). Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

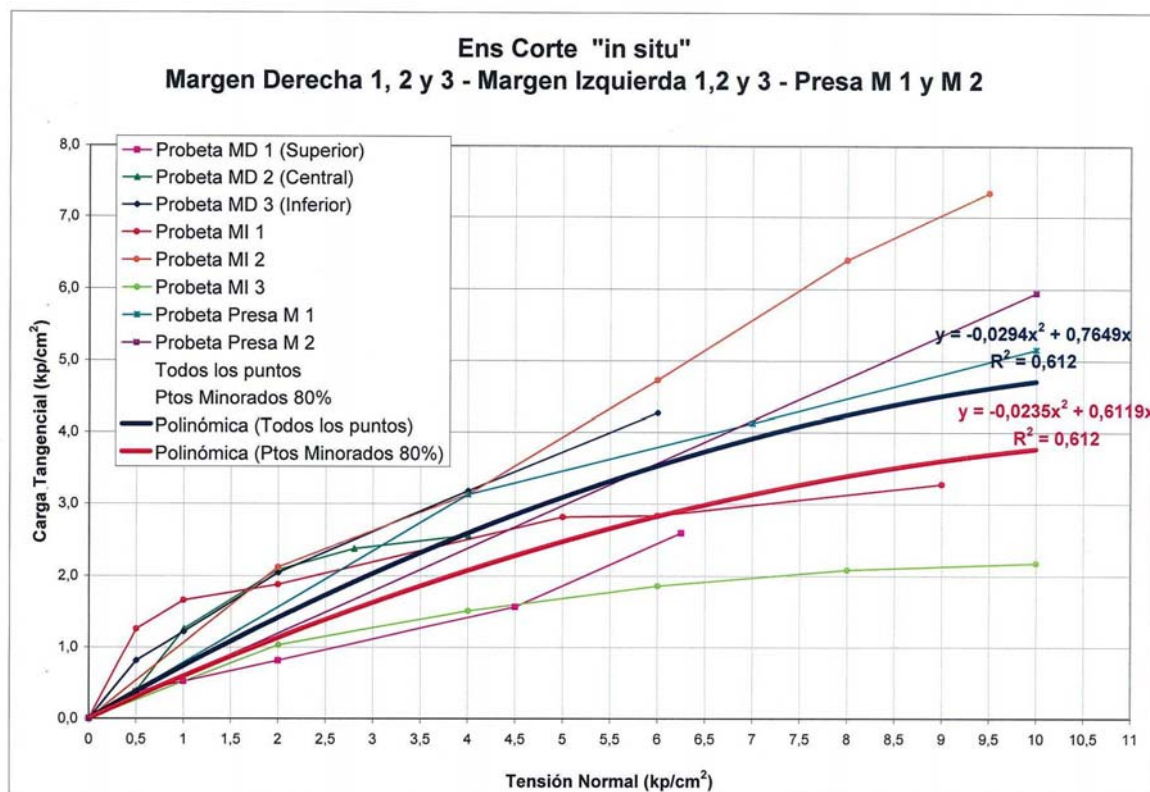


Gráfico n° 1: Resultados de los ensayos de corte "in situ"

Estos ensayos se realizaron en unas condiciones difíciles, en invierno, y los dos resultados inferiores (probetas MI-3 y MD-1) corresponden a los que se hicieron en peores circunstancias, con unas probetas apreciablemente alteradas cuando se realizó el ensayo. No obstante, se han preferido mantener, habiendo sido, por tanto, utilizados para los ajustes.

En esta misma figura se han representado dos ajustes polinómicos. El primero de ellos, de trazo grueso y color azul, se ha obtenido a partir de los pares de puntos correspondientes a todos los escalones de corte efectuados en el conjunto de los ensayos de corte realizados, sin ningún tratamiento de los datos.

El segundo, de color rojo y trazo grueso se ha obtenido a partir de los mismos pares de puntos, minorando la carga tangencial en un 20%, esto es, tomando el 80% del valor real.

Analizados los resultados, se ha optado por utilizar este segundo ajuste, más conservador, por lo que para el cálculo de la estabilidad de la presa se ha considerado cohesión nula y un ángulo de rozamiento de 20°, aplicado a una superficie de discontinuidad plana, con buzamiento paralelo a la presa, pasando esta discontinuidad por el vértice de aguas abajo y con un ángulo de 15°, como hipótesis más desfavorable, y sin considerar el empuje pasivo del terreno sobre el tacón de aguas abajo.

4. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN DE LA PRESA Y DE LA NUEVA SECCIÓN TIPO

Con los nuevos parámetros geotécnicos se analizó la cimentación de la presa. Primeramente se aumentó la pendiente del fondo de la excavación, manteniendo el vértice de aguas abajo (en las zonas centrales que no habían sido excavadas originalmente). Esta solución tiene el inconveniente de que baja el vértice del pie de aguas arriba, con lo que aumenta la componente horizontal de presión y por lo tanto también la subpresión (dado que se ha considerado la junta de contacto cemento-hormigón de aguas arriba abierta), en contra de la estabilidad. Para minorar en lo posible estos efectos desfavorables se ha rediseñado la sección de la presa que se adjunta:

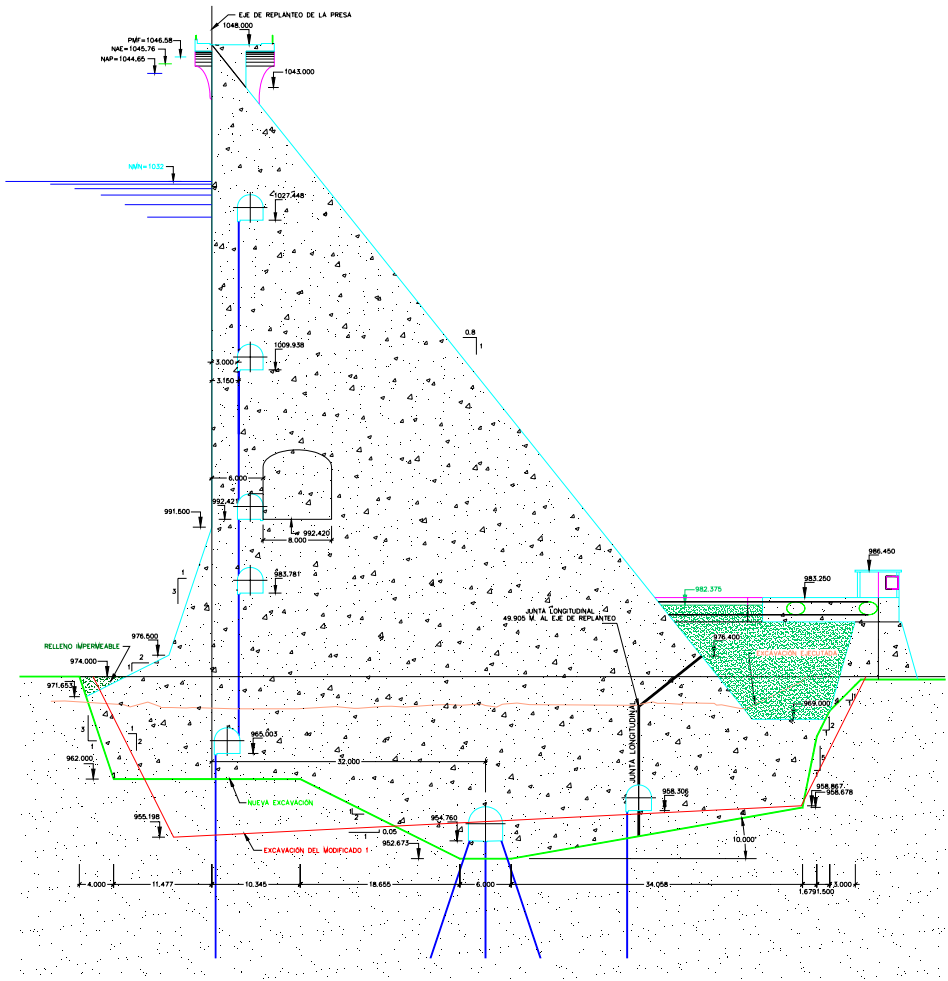


Figura n° 1: Sección tipo de la presa

En rojo se muestra la excavación del Modificado N° 1 y en verde, la del modificado N° 3. Al subir el vértice inferior del tacón de aguas arriba disminuye la componente horizontal del empuje y la subpresión. Además, se añade una nueva galería en los ocho bloques centrales, de 4 x 4 m², situada en la parte

inferior de la cimentación, para reforzar el drenaje, pasando de dos líneas de drenaje a cinco. Con estas cinco líneas de drenaje se puede asegurar el control de las subpresiones y, por lo tanto, la estabilidad de la presa. También, para mejorar dicha estabilidad, se ha elevado el vértice superior de la cota 1.045 a la 1.048, lo que implica un ligero engrosamiento de la sección de la presa.

Las dos hipótesis más desfavorables para el cálculo corresponden a una superficie plana con un ángulo de 15° que pasa por el vértice inferior del tacón de aguas abajo, en donde se ha considerado una cohesión nula y un ángulo de rozamiento interno de 20° , y la superficie inferior de contacto hormigón-roca, en donde se ha considerado una cohesión nula y un ángulo de rozamiento interno de 35° ; todo ello con subpresión del 100% (drenaje ineficaz). El peso específico del hormigón se ha considerado de $2,4 \text{ t/m}^3$, y no se ha considerado el empuje pasivo de la cuña de aguas abajo. Para la subpresión se ha considerado abierta la junta de contacto entre el tacón de aguas arriba de la presa y el cimiento. Por último, y considerando que el aliviadero inferior tiene una capacidad limitada a $30 \text{ m}^3/\text{s}$, se han realizado los cálculos también para la cota 1.042 (si bien el N.M.N. es la 1.032), por considerar que puede ser habitual, durante la explotación del embalse, que el agua alcance ese nivel, incluso durante periodos de tiempo de varios días continuados.

Se muestra a continuación las presiones intersticiales calculadas mediante el programa de elementos finitos SEEP2D, para la sección máxima de presa y con las cargas descritas:

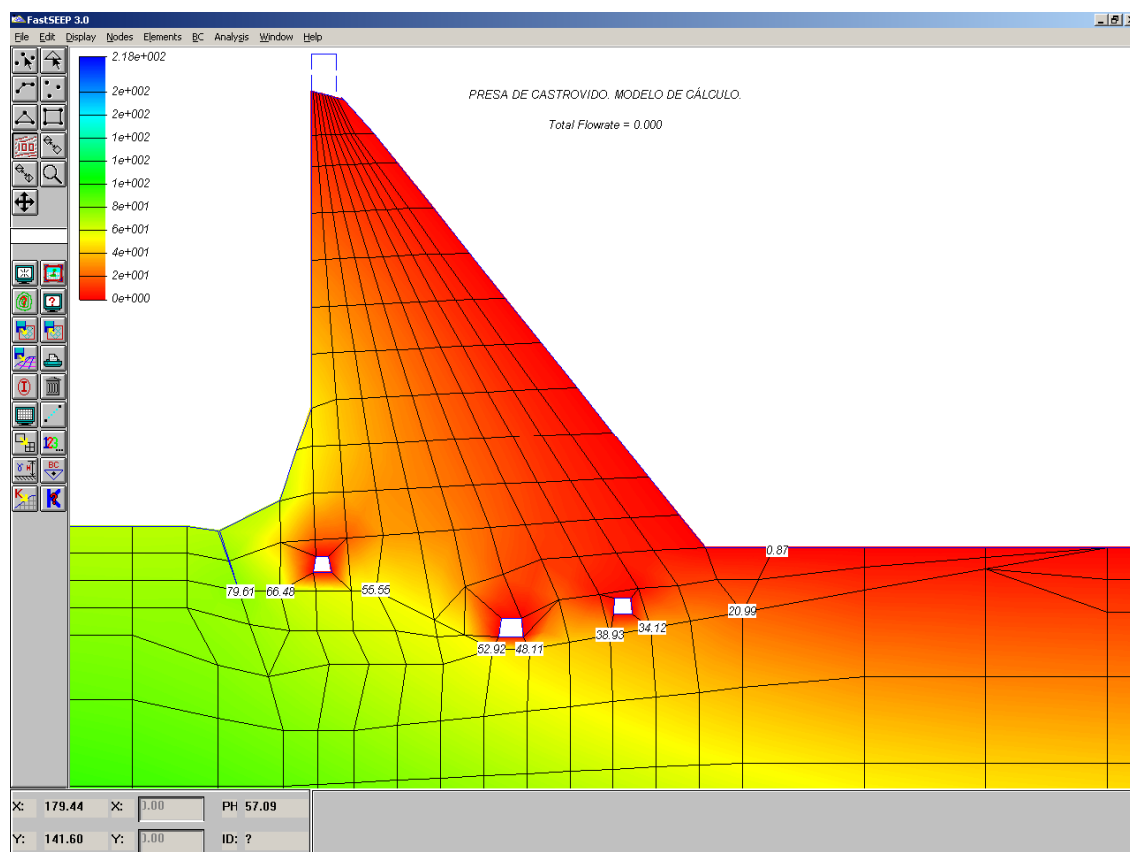


Figura nº 2: Análisis de las presiones intersticiales en el contacto

Para disminuir la probabilidad de que pueda producirse un deslizamiento en uno de los bloques centrales, se ha previsto que trabajen solidariamente los seis bloques centrales dando forma de artesa a las juntas entre los bloques situados aguas abajo de la junta longitudinal e inyectando posteriormente estas juntas.

Los cálculos de estabilidad se han realizado mediante equilibrio de fuerzas y también se ha realizado el cálculo tensional mediante SAP2000. Sin embargo, para los casos de deslizamiento por un plano de sedimentación dentro del cimientado (formando 15° con la horizontal), hay que señalar que los valores obtenidos mediante el cálculo de equilibrio de fuerzas quedan del lado de la seguridad, debido principalmente a que este cálculo supone el cimientado rígido. En los cálculos mediante elementos finitos, se observa que las tensiones principales van tomando una dirección más vertical a medida que profundizamos en el cimientado, lo que supone que las fuerzas tangenciales son menores o incluso, como ocurre en la parte de aguas arriba, son estabilizadoras, a diferencia del cálculo por el plano de cimentación. Se ha comprobado, además que no existen tracciones en el cimientado, encontrándose en todo momento comprimido, aún para las máximas solicitaciones de carga hidrostática.

En cuanto a las compresiones transmitidas al terreno, desde los primeros encajes del estudio de soluciones se intentó conseguir una estructura que hiciese trabajar al terreno de forma homogénea en todas las hipótesis de carga. La solución finalmente adoptada cumple bien con este requisito, ya que se logran compresiones que oscilan entre los $29,8 \text{ kg/cm}^2$ a embalse vacío y los $18,1 \text{ kg/cm}^2$ cuando la presa está sometida al empuje hidrostático originado por la avenida extrema:

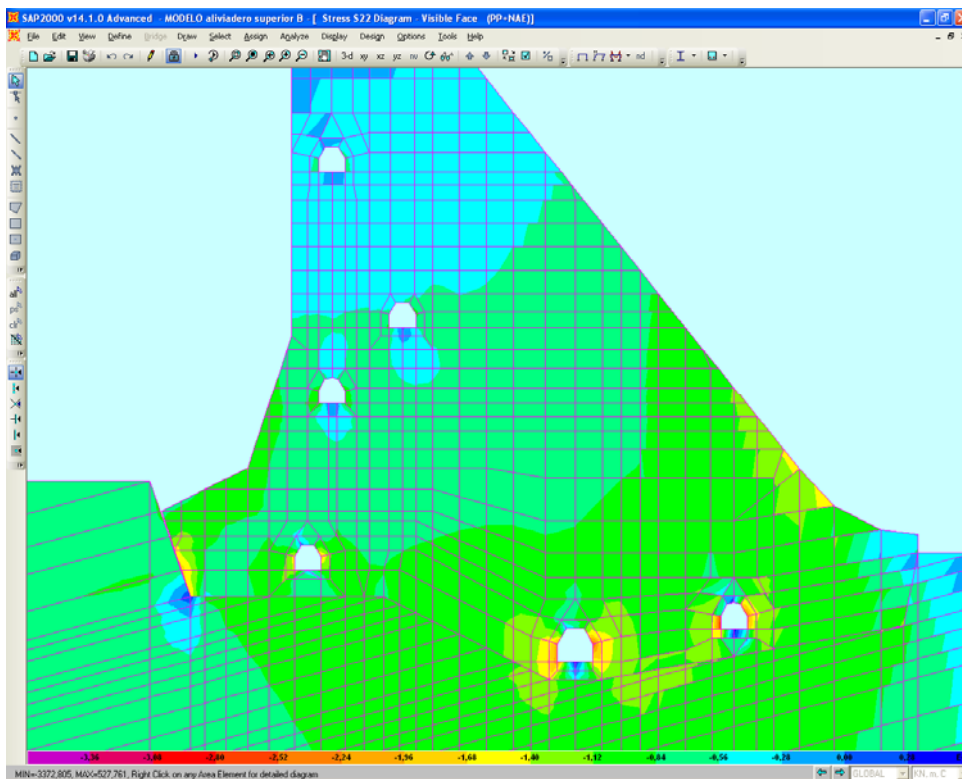


Figura nº 3: Tensiones perpendiculares al cimientado (kN/m^2) Peso propio + NAE

5. EJECUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN

La sobreexcavación de la cimentación ha resultado ser muy laboriosa puesto que los taludes ejecutados ya están muy verticales (los taludes definitivos son 1H/2V). Además, en las zonas intermedias de las laderas, las alturas del talud de aguas arriba llegan hasta 25-28 m en algunos perfiles.

En una excavación convencional se podrían haber saneado estos taludes a medida que se hubiesen excavado, sin necesidad de recurrir a medios auxiliares menos habituales, pero el hecho de encontrarse ya excavados obliga a emprender su reexcavación en tres fases: reexcavar con máquina con martillo neumático para, a continuación, proceder a su refinado mediante medios mecánicos y neumáticos y, por último, realizar una limpieza manual con chorro de aire desde grúa. Este proceso es necesario también en el fondo de la cimentación, con la diferencia de que en la última fase no es necesario utilizar grúa.

Se ha comprobado que la excavación, una vez saneada, se deteriora rápidamente en su capa más superficial con la acción de la lluvia, por lo que superficies de roca saneadas y preparadas para hormigonar se deterioran en poco tiempo. Como, además, parte de esta superficie deberá estar expuesta en bastantes zonas durante meses hasta que se puedan cubrir con el hormigón del zócalo, se ha considerado imprescindible aplicar una protección con gunita armada con fibra de acero y anclada con bulones a toda la superficie de la excavación, de forma que se coloque el hormigón definitivo sobre esta gunita.

Se muestra a continuación la cimentación al comienzo del hormigonado de un bloque de la ladera izquierda:



Foto n° 3: Inicio del hormigonado de un bloque superior de la ladera izquierda

Se adjunta una foto con la excavación de la zona del cauce, donde se observa el paquete de areniscas y la fractura que apareció en la margen derecha:



Foto n° 4: Zona del cauce, tomada desde aguas abajo

Finalmente, se adjunta una foto desde aguas abajo, en la que se observan las excavaciones realizadas, con la ladera izquierda gunitada y anclada por completo y con la margen derecha en su parte superior. Cuando se realizó la foto que se adjunta, se estaba trabajando en las excavaciones de esta margen:



Foto n° 5: Estado de las excavaciones en 2010

REFERENCIAS

Proyecto Modificado N° 3 del Embalse de Castrovido en el río Arlanza. Confederación Hidrográfica del Duero.