

# COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS

## APLICACIÓN CONJUNTA DE LA GUÍA TÉCNICA Nº 3, DE LA I. T. C. 08.02.01 DEL REGLAMENTO GENERAL DE NORMAS BASICAS DE SEGURIDAD MINERA Y DE LA NCSE-02 EN EL DIQUE DEL DEPÓSITO DE ESTÉRILES DE "AGUAS TEÑIDAS" (HUELVA)

José Manuel Martínez Santamaría<sup>1, 2</sup>  
Claudio Olalla Marañón<sup>2</sup>  
Enrique Asanza Izquierdo<sup>1</sup>  
Juan Antonio Díez Torres<sup>1</sup>

*RESUMEN: El Laboratorio de Geotecnia del CEDEX ha estudiado la estabilidad del dique del depósito de estériles de "Aguas Teñidas" (Huelva), de unos 36 m de altura máxima. El cuerpo de dique está formado por un pedraplén proveniente de la excavación de la roca dacítica predominante en la zona, cubierto por un tapiz y una geomembrana de PEAD en el paramento de aguas arriba. El interés fundamental de este trabajo consiste en la aplicación y contraste de los 3 documentos técnicos del título, fundamentalmente en cuanto a la interpretación del estudio de la estabilidad ante la acción sísmica. Asimismo, se añaden algunas consideraciones relativas a la modelización del sistema de impermeabilización en el cálculo de la red de filtración.*

---

<sup>1</sup> Laboratorio de Geotecnia, CEDEX, Mº de Fomento, Madrid; e-mail: [elasanza@cedex.es](mailto:elasanza@cedex.es)

<sup>2</sup> Universidad Politécnica de Madrid

## 1. INTRODUCCIÓN

El trabajo del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX que se expone vino motivado por una petición de la Dirección General de Industria, Energía y Minas de la Junta de Andalucía para el asesoramiento en la aprobación técnica del proyecto de construcción del depósito de estériles mineros de "Aguas Teñidas". Se trata de un dique de unos 36 m de altura máxima, previsto en Almonaster la Real (Huelva). Se proyectó un periodo de explotación de 15 años, previéndose dos recrecidos sobre dique inicial, con objeto de acompañar la inversión con la explotación. La extensión final del depósito será de unas 47 Ha, con una capacidad de 5,1 Hm<sup>3</sup>.

Para este tipo de obras ha de atenderse al siguiente marco normativo:

- Real Decreto 863/1985 "Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera", que se desarrolla mediante Instrucciones técnicas complementarias, y en particular, la Instrucción Técnica Complementaria 08.02.01, sobre "depósitos de lodos en procesos de tratamiento de industrias extractivas", que desarrolla el capítulo VIII del Reglamento General,
- El Reglamento sobre Seguridad de Presas y Embalses (1996), en caso de que se ocupe Dominio Público hidráulico, así como las Guías Técnicas que lo complementan,
- La Norma de Construcción Sismorresistente Española (2002), en caso de hallarse en zona sísmica, como es el caso.

La aplicación conjunta de todos ellos merece una serie de observaciones, que se comentarán más adelante.

## 2. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOMECÁNICA

Almonaster la Real se sitúa al norte de la ciudad de Huelva, en la denominada faja piritica ibérica. En los afloramientos predominan los materiales paleozoicos. Localmente, el vaso y la cerrada se emplazan en el denominado barranco del arroyo Tamujoso. El depósito se asienta sobre un conjunto de lavas y tobas de composición dacítica. Predomina la unidad dacítica masiva, que aflora en gran parte del vaso del dique, con un escaso desarrollo de la esquistosidad y en un estado de meteorización moderado.

El proyectista estimó una permeabilidad global del macizo rocoso en el rango de  $10^{-7}$  a  $10^{-8}$  m/s, fruto de la interpretación de 36 ensayos Lugeon en sondeos. Con todo, no se pudo establecer una correlación entre los índices de fracturación y los ensayos de permeabilidad, posiblemente por el sellado de las juntas por material arcilloso.

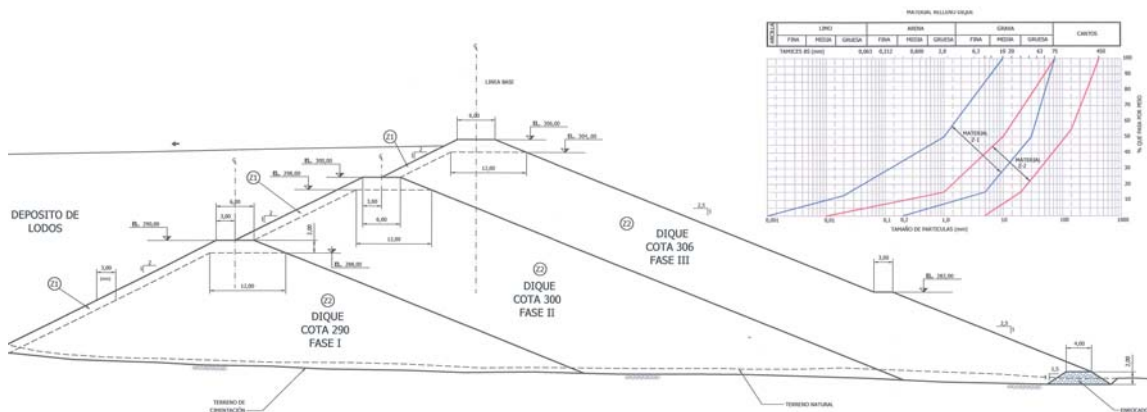
Según los levantamientos geomecánicos tras el saneo hasta rechazo de la maquinaria, el horizonte rocoso es masivo, con índices RMR de medio (41-60) a bueno o muy bueno (>61).

### 3. DESCRIPCIÓN DEL DIQUE

El dique presenta unos 1500 m de desarrollo y una altura máxima de unos 36 m. La sección del dique de arranque (Fase I) se proyectó con taludes 2H:1V aguas arriba y 2,5H:1V aguas abajo, con una coronación de 6 m de anchura (a cota 306) y 21 m de altura, medida desde el pie de aguas abajo. Para la impermeabilización del talud de aguas arriba se prevé, de dentro a afuera:

- un tapiz de al menos 3 m de espesor, formado por el material pizarroso, tobáceo o dacítico del entorno más meteorizado;
- un geotextil antipunzonamiento de PP no tejido y con buenas prestaciones frente a punzonamiento;
- y una geomembrana de PEAD de 1.5 mm de espesor.

En la Figura 1 se muestra la sección del dique en el punto de mayor altura, con los husos granulométricos de los materiales Z1 (tapiz) y Z2 (pedraplén).



**Fig. 1. Sección transversal de mayor altura de dique y husos granulométricos**

### 4. MODELIZACIÓN DEL DIQUE Y PARÁMETROS DEL CÁLCULO

El Laboratorio de Geotecnia del CEDEX ha estudiado la estabilidad del talud de aguas abajo del dique final. En el estudio se ha tratado de interpretar de modo conjunto el marco normativo existente, haciendo especial hincapié en el tratamiento de las solicitaciones sísmicas.

Salvo en presas en zonas de alta sismicidad donde se justifique la necesidad de un estudio sísmico mediante análisis dinámico, suele ser suficiente la realización de cálculos pseudo-estáticos. Es sabido que el método pseudo-estático es válido con todos aquellos materiales que no sufren una degradación en sus propiedades resistentes y que no son susceptibles de desarrollar sobrepresiones intersticiales ante una sollicitación sísmica.

Para los cálculos de estabilidad se ha empleado un código numérico basado en equilibrio límite de rebanadas. Para relacionar las componentes horizontal y vertical se ha adoptado el método de Morgenstern-Price con función senoidal. El factor de seguridad se ha referido al equilibrio de momentos.

## 4.1. ASPECTOS RELATIVOS A LA RED DE FILTRACIÓN Y LICUEFACCIÓN

La geomembrana, debido a su espesor y permeabilidad mucho más baja que el resto de materiales ( $< 10^{-15}$  m/s) no admite modelización directa. No obstante, una vez instalada, su permeabilidad aumenta varios órdenes de magnitud, debido a las filtraciones a través de las juntas y posibles defectos por perforación. Como artificio de modelización puede recurrirse:

- al método de Bonaparte, Giroud y Gross (1989) y de Giroud (1997);
- al método de Foose, Benson y Edil (2001).

En cualquier caso, no parece que la red de filtración condicione la estabilidad: por una parte, se entiende que con el salto de conductividad hidráulica entre el tapiz y el pedraplén, la línea de saturación de la red de corriente, “caerá” subvertical al atravesar el tapiz, apenas afectando al espaldón de aguas abajo; y por otra, la “laguna” formada por el agua decantada y la escorrentía no encauzada por los canales perimetrales, se estima a la cota 300, con lo que asumiendo una pendiente de deposición de los lodos del 2 %, su “playa” se sitúa a unos 250 m del eje del dique, lo cual favorece la desecación de la pasta más próxima al talud, sobre todo a cotas superiores a la 300.

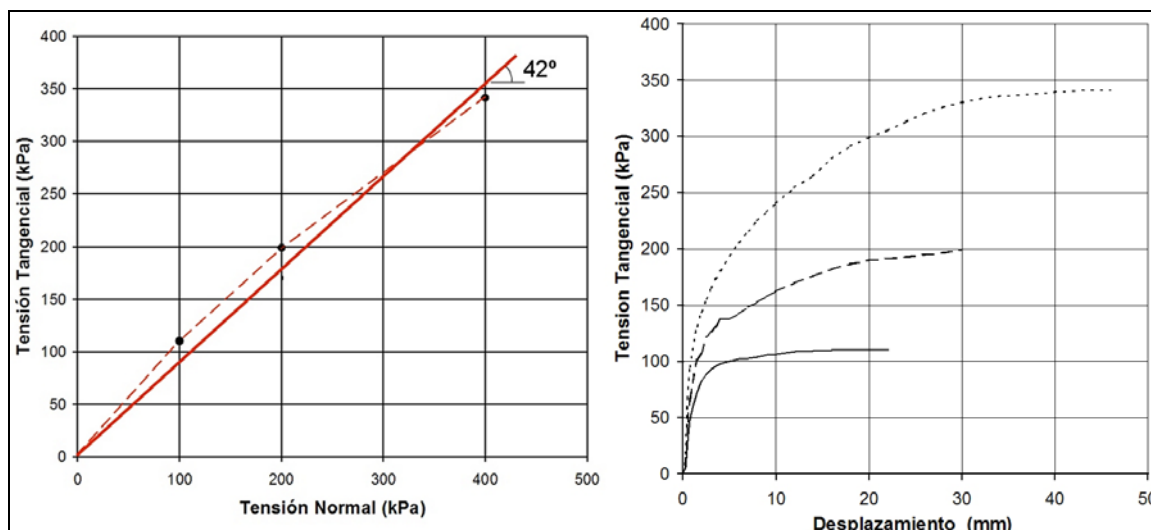
Esto último es relevante a efectos de descartar riesgos potenciales de licuefacción. Así, la “costra” superficial desecada aporta una tensión efectiva que contrarrestaría el fenómeno en los niveles inferiores.

## 4.2. ASPECTOS RESISTENTES

### 4.2.1. *Parámetros del pedraplén de dacitas*

El Laboratorio de Geotecnia del CEDEX realizó ensayos de resistencia al corte en caja de 30 x 30 cm, que limita el ensayo a la fracción inferior a 20 mm. Se realizó con una densidad seca inicial de 1,90 g/cm<sup>3</sup>. En la Figura 2 se muestran los resultados del ensayo de corte. Como era de esperar, la envolvente se va tendiendo a medida que aumenta la presión vertical. Al ajustar por mínimos cuadrados una envolvente recta que pase por el origen, resulta un ángulo de rozamiento de unos 42° para esta fracción fina.

Dichos resultados son consistentes con los trabajos de Leps (1972) y de Duncan (2004), recopilados en la Guía de Muros de Escollera (M° Fom, 2006) y con los de Estaire y Olalla (2006) en la caja de corte de 1 x 1 m del Laboratorio de Geotecnia CEDEX.



**Fig. 2. Resultados del ensayo de corte en caja de 30 x 30 cm**

#### 4.2.2. Descripción de la pasta y parámetros resistentes

La pasta formada con los estériles estará constituida por partículas sólidas muy finas, fundamentalmente limos finos, con una densidad de unas 2 t/m<sup>3</sup> y peso específico relativo de 4,7 (por la pirita). De acuerdo con los ensayos de laboratorio más recientes, se sabe: que con un 1 % de cemento la muestra alcanza una resistencia a compresión simple de 5.6 kPa a los 28 días; y que con un 2 % alcanza 140 kPa a los 7 días.

En la Tabla 1 se presentan los parámetros geotécnicos adoptados por el Laboratorio de Geotecnia. Por sencillez, únicamente se adoptaron dos posibles consistencias extremas en la pasta.

**Tabla 1. Parámetros geotécnicos de los materiales**

	$\gamma_d$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_{sat}$ t/m <sup>3</sup>	$\phi$ (°)	$c'$ t/m <sup>2</sup>
Cuerpo dique	2.1	2.2	variable 30° - 40°	0.1*
Tapiz pizarroso	2.0	2.1	32.5°	1
Sustrato rocoso	2.5	2.6	45°	250
Escollera al pie	2.0	2.1	40°	0.1
Pasta	2.0	2.1	Fresca: 6° Endurecida: 28°	Fresca: 0° Endurecida: 1.5

\* Se asigna una mínima cohesión, para descartar la rotura superficial paralela al talud

#### 4.3. ACCIONES SÍSMICAS

De acuerdo con la (NCSE-02), la peligrosidad sísmica de un emplazamiento se expresa en función de la denominada aceleración sísmica básica ( $a_b$ , valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno) y el co-

eficiente de contribución ( $k$ , tiene en cuenta la naturaleza de los terremotos esperados en la zona). Dichos parámetros se recogen en el mapa peligrosidad sísmica de la NCSE-02. En concreto, a Almonaster la Real le corresponde:  $a_b=0,07$ ;  $k=1.3$

Dichos valores van asociados a una vida útil de la obra de  $t=50$  años y un periodo de retorno de  $T=500$  años. La norma sismorresistente en vigor NCSE-02 define la aceleración sísmica de cálculo ( $a_c$ ) como:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

donde:

- $a_b$ : Aceleración sísmica básica;
- $\rho$ : Coeficiente adimensional de riesgo. Toma los siguientes valores: construcciones de importancia normal:  $\rho=1,0$ ; construcciones de importancia especial (este caso):  $\rho=1,3$ .
- $S$ : Coeficiente de amplificación del terreno, que a su vez, depende del coeficiente del terreno,  $C$  (ver ap. 5.3). En este caso, de modo conservador, se considerará que se trata de un macizo rocoso muy fracturado (terreno Tipo II;  $C=1.3$ );

Resulta finalmente una la aceleración horizontal de cálculo:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1,04 \times 1,3 \times 0,07 g = 0,095 g \approx 0,10 g$$

Por otra parte, la aceleración sísmica de cálculo se refiere al valor máximo que se produce durante toda la sacudida sísmica o bien al valor espectral correspondiente a la frecuencia infinita (periodo cero). Por lo tanto, solo se produce durante un intervalo de tiempo muy reducido, incapaz de producir en todo el cuerpo de presa sus efectos correspondientes. Por ello, se debe “traducir” este valor al concepto de “coeficiente sísmico” (CS), que sí los origina.

La mayoría de las fuentes de información específicas (Eurocódigo 8, Part 5, 1998; USACE, 1989; British Standard B.S: 8006, 1995; FHWA, 1997; R.O.M 0.5-05) recomiendan adoptar un coeficiente sísmico horizontal igual al 50 % de la aceleración de cálculo. Asimismo, el coeficiente sísmico vertical suele fijarse en el 50 % del horizontal. Para el estudio, se decidió adoptar un coeficiente sísmico horizontal igual al 50 % de la aceleración de cálculo y uno vertical del 70 % del horizontal:  $CS_H=0.05g$  y  $CS_V=0.035g$

## 5. CONSIDERACIONES NORMATIVAS CONTEMPLADAS

### 5.1. INSTRUCCIÓN TÉCNICA COMPLEMENTARIA (I.T.C.) 08.02.01

De acuerdo con la I. T. C. 08.02.01, el depósito de Aguas Teñidas se clasificaría como presa de lodos de Clase 1 y Categoría D (su funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de poca importancia a los elementos en riesgo).

En relación al tratamiento de las acciones sísmicas, la I. T. C. 08.02.01, en el apartado 6.6.7 (Estudio sismorresistente) dispone que “*en aquellos casos en los que las presas de lodos sean de clase 1 ó 2 o de Categorías A o B, dentro del Estudio de Estabilidad Geotécnica se incluirá un apartado destinado a justificar la realización o no del análisis de los efectos sísmicos que permita evaluar la influencia de este tipo de fenómenos en relación con la estabilidad del depósito*”. Para seísmos de origen geológicos, tratados como sollicitaciones accidentales, la I. T. C. 08.02.01 se remite a la NCSE-94 entonces vigente. Finalmente, concluye que “*el Estudio sismorresistente de la presa de lodos sólo se llevará a cabo si la aceleración de cálculo  $a_c$  es superior a 0,06g*”. En la Tabla 2 se presentan los coeficientes de seguridad mínimos exigidos por la I. T. C. 08.02.01 en las presas de lodos para las diferentes sollicitaciones.

**Tabla 2. Coeficientes de seguridad mínimos exigidos por la I. T. C. 08.02.01**

	Tipos de sollicitaciones		
	Normales	Accidentales	Extremas
Presas Clase 1 o Categoría A ó B	1,4	1,3	1,2
Presas de Clase 2	1,3	1,2	1,1
Presas de Clase 3	1,2	1,1	1,0

## 5.2. REGLAMENTO TÉCNICO SOBRE SEGURIDAD DE PRESAS Y EMBALSES

El Reglamento señala que será de aplicación a las balsas para residuos industriales y otros usos en cuanto ocupen Dominio Público hidráulico. De acuerdo con el Reglamento, habría de calificarla de “gran presa” de categoría C. En cuanto al tratamiento de las acciones sísmicas, el Reglamento señala que “*las acciones sísmicas sobre la presa se han de determinar de conformidad con la normativa sismorresistente en vigor*”. Además, siguiendo el Reglamento, al ser una gran presa de categoría C, no sería necesario realizar estudios sismotectónicos de la zona para determinar los parámetros de cálculo del sismo de proyecto.

## 5.3. GUÍAS TÉCNICAS Nº 2 Y 3

La interpretación y desarrollo del artículo 18 (seísmos) del Reglamento se recoge en las Guías Técnicas de Grandes Presas. Así, la Guía nº 2 “*Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas*” recomienda diferentes procedimientos de cálculo según la categoría de la presa y nivel de sismicidad (ver Tabla 3).

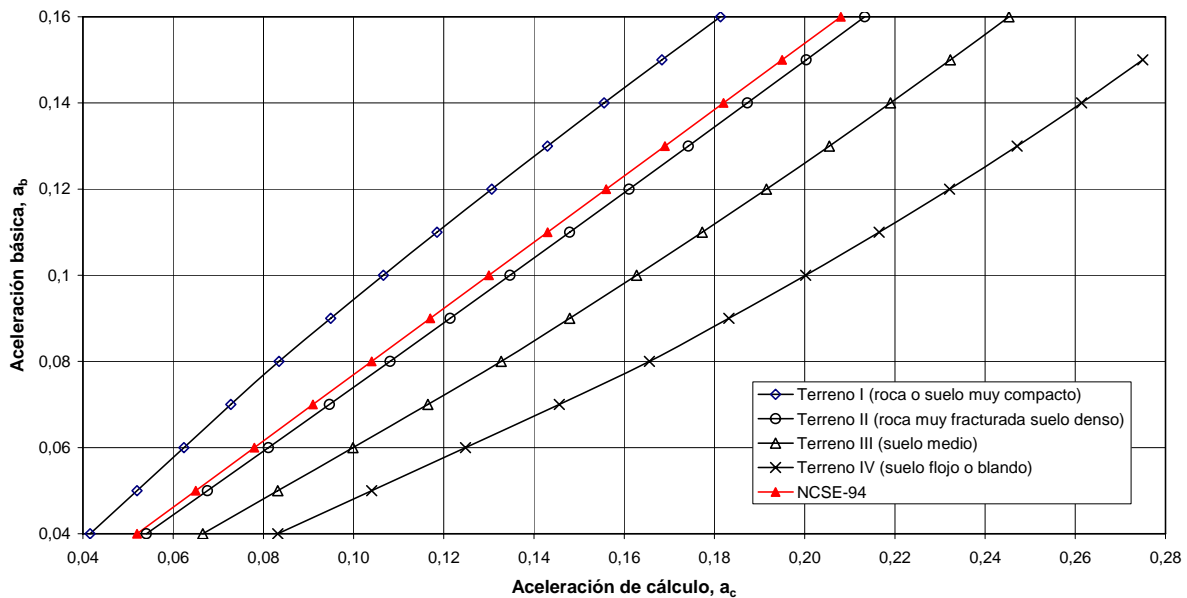
Adicionalmente, la Guía nº 3 recomienda que para el cálculo dinámico de Grandes Presas de Categoría A (Categoría mayor que la aquí contemplada), se analice la posible ocurrencia de un terremoto extremo, máximo, creíble. Ante esta situación, dichas guías recomiendan un factor de seguridad:  $FS > 1,0$ .

Así por ejemplo, para una presa de Categoría C y aceleración básica calificada de “media” (entre 0,04g y 0.13g) recomienda que sólo se realicen cálculos pseudosestáticos.

## 5.4. NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE (NCSE-02)

El Capítulo de estudios de sismicidad de la Guía Técnica n° 3 “*Estudios geológicos-geotécnicos y de prospección de materiales*” ha de reinterpretarse a la luz de la vigente NCSE-02 y no la NCSE-94.

La novedad fundamental de la NCSE-02 es que, en los cálculos pseudoestáticos, además del coeficiente adimensional de riesgo ( $\rho = 1,3$ ), la aceleración básica ha de afectarse también por el parámetro S (coeficiente de amplificación del terreno), que tiene en cuenta la rigidez del sustrato donde se cimenta (parámetro C; la NCSE-02 establece cuatro grupos de terreno de cimentación). En la Figura 3 se muestra la variación de la aceleración de cálculo en función de la aceleración básica y del parámetro C. Para un sustrato muy competente, la NCSE-94 sobreestimaba la  $a_c$ , respecto de la vigente NCSE-02. Parece que la especificación de  $a_c=0,06g$  como valor límite en la I. T. C. 08.02.01 para realizar estudios sismorresistentes debería revisarse a este respecto.



**Fig. 3. Comparación NCSE-94 y 02. Valores de la aceleración básica, la de cálculo y el coeficiente C**

## 6. ESTUDIO DE SENSIBILIDAD FRENTE SOLICITACIONES SÍSMICAS

Teniendo en cuenta las consideraciones mencionadas, bastarían cálculos pseudoestáticos con los coeficientes sísmicos:  $CS_H=0,05g$ ;  $CS_V=\pm 0,035g$ .

No obstante, para disponer de una mayor información con la que poder adoptar decisiones de proyecto, se han supuesto coeficientes sísmicos horizontales ( $CS_H$ ) entre 0 y 0,20g y ángulos de rozamiento interno en el pedraplén de:  $\varphi=30^\circ$ ,  $35^\circ$  y  $40^\circ$ . Además, se ha supuesto la hipótesis de pasta endurecida, al



no condicionar su estado en el mecanismo de rotura. En la Tabla 2 se muestran los resultados.

A título de ejemplo, en la Figura 4 se presenta de manera gráfica los resultados caso de  $\varphi=40^\circ$  y coeficiente sísmico de 0.10g.

**Tabla 3. Factores de Seguridad. Influencia de la magnitud del sismo y de la resistencia del pedraplén**

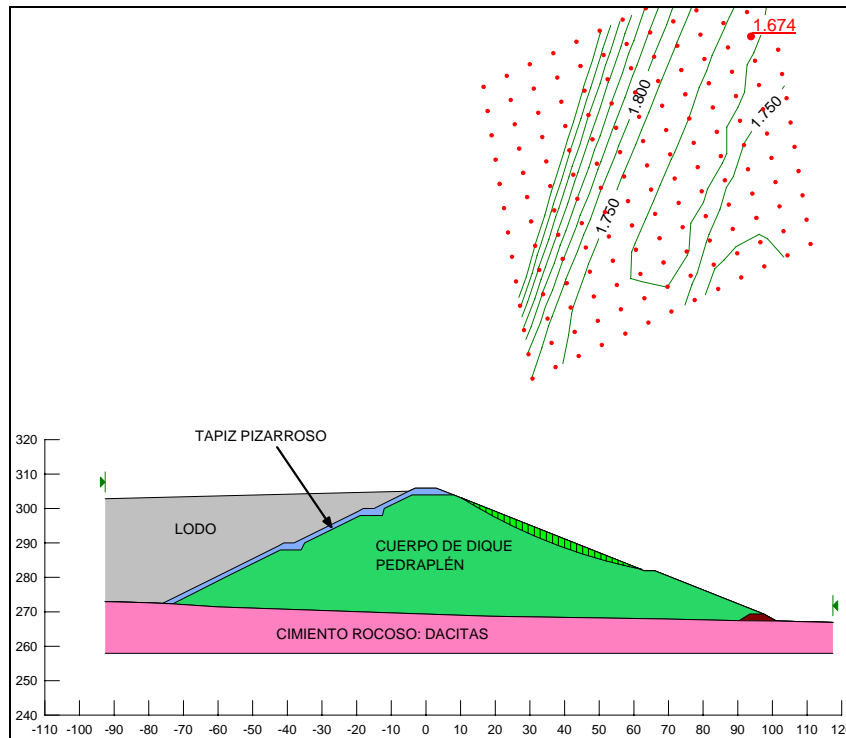
	<b>ÁNGULO DE ROZAMIENTO DEL PEDRAPLÉN DE DACITA</b>		
	$\varphi=40^\circ$	$\varphi=35^\circ$	$\varphi=30^\circ$
No sismo	2.21	1.85	1.54
Coef. Sísmico: 0.08g	1.77	1.49	1.24
Coef. Sísmico: 0.10g	1.67	1.41	1.17
Coef. Sísmico: 0.12g	1.59	1.33	1.11
Coef. Sísmico: 0.16g	1.43	1.20	1.00
Coef. Sísmico: 0.20g	1.28	1.08	0.90
Observaciones: La componente vertical del coeficiente sísmico vale el 70%; Los factores de seguridad mínimos exigibles son: $FS_{ITC} \geq 1.3$ y $FS_{CNEG} \geq 1.1$			

## 7. CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES SOBRE LA APLICACIÓN CONJUNTA DE LA NORMATIVA

La aplicación conjunta de los tres textos normativos: Guías Técnicas, I.T.C. 08.02.01 y NCSE-02, ha permitido justificar la realización de un cálculo pseudoestático como análisis sísmico del dique del depósito de Estériles de “Aguas Teñidas” (Huelva). El cálculo se ha hecho mediante la aplicación de un coeficiente sísmico horizontal y vertical, obtenido a partir de la aceleración sísmica de cálculo. La utilización del coeficiente sísmico se justifica por ser la aceleración sísmica de cálculo representativa del valor máximo que se produce durante la sacudida sísmica, por lo que se produce en un intervalo muy pequeño de tiempo, que no puede afectar a todo el cuerpo de presa.

En el estudio se realizaron los cálculos en base a unos valores específicos de los coeficientes sísmicos horizontal y vertical, ( $CS_H = 0,05$  g y  $CS_V = \pm 0,035$  g), analizándose complementariamente la sensibilidad en cuanto al coeficiente de seguridad obtenido para distintos valores del ángulo de rozamiento de la dacita y del coeficiente sísmico, para conocer los valores mínimos necesarios de ambos parámetros para asegurar los coeficientes de seguridad exigidos tanto en la I.T.C como en las Guías Técnicas, confirmándose que los cálculos realizados quedaban muy del lado de la seguridad.

Con la entrada en vigor de la NCSE-02, parece que la especificación de  $a_c=0,06$ g como valor límite en la I. T. C. 08.02.01 para realizar estudios sismo-resistentes debería revisarse.



**Figura 4.- Factor de seguridad:  $\phi=40^\circ$  y coeficiente sísmico de 0.10g.**

## REFERENCIAS

- Bonaparte, R., Giroud, J. P., and Gross, B. A., (1989). "Rates of leakage through land-fill liners", Proceedings of Geosynthetics '89, vol. 1, Ifai, San Diego, Ca, February 1989, pp. 18-29.
- Giroud, J.P. and Bonaparte, R., 1989, "Leakage through Liners Constructed with Geomembranes, Part I: Geomembrane Liners", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 8, No. 1, 1989, pp. 27-67.
- Seed, H.B. Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. Geotechnique 1979; 29(3):215-63.
- USACE, US Army Corps of Engineers. Engineering and design of retaining and flood walls. EM 1110-2-2502; 1989.
- BSI British Stand. Inst. B. S. 8006. Code of practice for strengthened/reinforced soil and other fills. 1995.
- FHWA. Geotechnical Engineering Circular No. 3. Design guidance: geotechnical earthquake engineering for highways, vols. I & II. No. FHWA-SA-97-077. 1997.
- FHWA. Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes; Design & construction guidelines. FHWA-NHI-00-043; 2001.
- Eurocode 8. Structures in seismic regions; design. Part 5; Foundations, retaining structures and geotechnical aspects, 1998.
- M° Fomento (2006). Guía de Muros de Escollera.
- Foose, G., Benson, C., and Edil, T. (2001), Predicting leakage through composite Land-fill liners, J. of Geotech. and Geoenv. Eng., ASCE, 127(6), 510-520.