

SOLICITACIONES DEBIDAS A LA CARGA DE TIERRAS SOBRE GALERÍAS Y CONDUCTOS ENTERRADOS EN PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

Fidel Sáenz de Ormijana y Valdés.
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Ferrovial S.A.

Marcus Lindon.
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Tierra Armada S.A.

RESUMEN

Las solicitaciones debidas a la carga de tierras sobre galerías enterradas en presas de materiales sueltos pueden llegar a ser muy superiores a la presión geostática, como consecuencia de un fenómeno de rozamiento negativo entre el relleno de hastiales y el situado sobre la galería. En el presente artículo se analiza por elementos finitos el incremento de presión de tierras debido a este fenómeno. Los resultados se comparan con los obtenidos por el método tradicional de Marston (habitualmente empleado cuando no se recurre al cálculo por elementos finitos), concluyendo que el método de Marston resulta conservador para coberturas importantes y cimentaciones en roca competente. Finalmente, se dan recomendaciones sobre los valores que debe considerarse para el dimensionamiento estructural de la galería en cuanto a incremento de carga de tierras y coeficiente de empuje horizontal (relación entre la presión horizontal y vertical) en hastiales.

ABSTRACT

The demands on the soil over underground galleries in earth and rock dams can become much greater than the geostatic pressure as a result of the difference between the pressure exerted on the walls of the gallery and that above it. This article gives a finite elements analysis of the increase in pressure caused by this phenomenon. The results are compared with those obtained by the traditional Marston method (normally used in the absence of finite element calculation). The Marston method is found to be conservative for very heavy cover and in the case of rock foundations. Recommendations are given for the values to be taken into account for the structural dimensioning of the gallery as regards the increase of the earth load and the coefficient of horizontal thrust (the ratio horizontal/vertical pressure) on the gallery walls.

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

1. INTRODUCCIÓN

El reciente XIX Congreso de Grandes Presas contemplaba, dentro de la Cuestión 73. Problemas especiales asociados con presas de materiales sueltos, el punto d) Conductos enterrados en presas de materiales sueltos. Dos tipos de conductos enterrados aparecen con relativa frecuencia en las presas de materiales sueltos: galerías para desagüe que atraviesan la presa transversalmente y que se emplean comúnmente durante la fase de ejecución de las obras como desvío del río, y galerías perimetrales de trazado longitudinal, ubicadas generalmente debajo del núcleo en las presas con núcleo de arcilla, para inspección, control y trabajos complementarios de inyección de la cimentación en caso necesario. En el presente artículo nos referimos fundamentalmente a las galerías de desagüe, construidas a cielo abierto y dispuestas transversalmente al eje de presa.

Dentro de su intervención, el *General Reporter* de la Cuestión 73 se refirió a las solicitudes debidas a la carga de tierras sobre estos conductos y galerías enterrados (Charles, 1997). Como es sabido, para el dimensionamiento estructural de estas galerías es preciso tener en cuenta que dichas solicitudes pueden llegar a ser sensiblemente superiores a la presión geostática sobre las mismas.

El término *proyección* designa la altura de la clave del exterior del conducto o galería sobre el nivel general de cimentación, denominándose *proyección relativa ó razón de proyección* a dicha altura expresada en términos de la altura total exterior del conducto. En el caso de proyección positiva de la galería sobre el nivel general de cimentación (lo que se designa a veces como colocación *en terraplén*), la galería soporta cargas de tierras que superan la carga geostática, como consecuencia de un fenómeno de rozamiento negativo. En efecto, el espesor de tierras junto a los hastiales de la galería es mayor que sobre la clave de la misma, por lo que aquellas tienden a asentar más. En consecuencia se produce, según una sección transversal a la galería y longitudinal respecto del eje de presa, una transferencia de esfuerzos desde los espaldones en hastiales hacia el elemento más rígido. El fenómeno es tanto más pronunciado cuanto mayores son la rigidez de la estructura respecto del terreno y su proyección dentro del relleno, sobre el nivel general de cimentación.

Este problema se elimina en parte con la disposición de la galería con su cara superior enrasada con el nivel general de cimentación en todo el ancho de la zanja que la alberga. Sin embargo no es posible eliminar completamente el problema de incremento de las cargas geostáticas pues, como es sabido, también se produce en sentido longitudinal a la galería una transferencia de esfuerzos desde el núcleo a los espaldones adyacentes debido a la mayor rigidez de estos últimos. Este fenómeno se produce precisamente en la zona

próxima al eje de presa, donde las coberturas de tierra sobre el conducto son mayores.

Se trata de un fenómeno tridimensional y complejo. Su importancia radica no solo en la valoración de las cargas de proyecto que deben tenerse en cuenta en el dimensionamiento estructural de las galerías, sino también en la reducción de presiones totales verticales que induce en las tierras adyacentes a los hastiales de la galería, presión que puede llegar incluso a quedar por debajo de la presión intersticial con lo cual podría producirse el peligroso fenómeno de la fracturación hidráulica.

El problema quedaría resuelto con la disposición de los desagües, desvío, etc., en túnel independiente de la presa. Sin embargo, ello no siempre es posible pues condicionantes de coste o plazo de ejecución pueden aconsejar la adopción de soluciones en galería enterrada en el cuerpo de presa. Asimismo, como con toda obra subterránea, existen más incertidumbres y posibilidad de condiciones no previstas en proyecto o retrasos con una solución en túnel que en galería. Es por todo ello que la disposición de conductos enterrados en presas de materiales sueltos es una solución frecuentemente adoptada, especialmente atractiva en países en vías de desarrollo.

En el presente artículo se presentan diversas conclusiones sobre los incrementos de presiones de tierras que cabe esperar, como consecuencia del fenómeno descrito de rozamiento negativo entre las columnas de tierra sobre hastiales respecto de la columna de tierras sobre clave de la galería. Para alcanzar estas conclusiones nos hemos basado en diversos cálculos de elementos finitos realizados para distintas hipótesis de altura de tierras, naturaleza del relleno y de la cimentación, dimensiones de la galería, etc. El método de los elementos finitos presenta la enorme ventaja de poder analizar el problema con toda generalidad, sin embargo su utilización no siempre está justificada por problemas de plazo, coste o insuficiente conocimiento del terreno, por ejemplo. En estos casos pueden emplearse métodos simplificados de estimación del incremento de presiones verticales, de los cuales el más conocido es el método de Marston (1930), como paso previo al cálculo estructural de la galería por otros procedimientos. Pues bien, en el presente artículo se comparan los incrementos de presiones verticales resultado de los cálculos por elementos finitos obtenidos, con los estimados por el método de Marston. Esta comparación permite concluir que el método de Marston resulta claramente conservador respecto del cálculo por elementos finitos en general, para coberturas de tierras importantes y cimentaciones en roca competente exceptuando aquellos casos con cimentaciones blandas. Finalmente se dan unas sencillas reglas y recomendaciones para estimar el orden de magnitud del incremento de cargas de tierras, así como el coeficiente de empuje horizontal (relación entre la presión horizontal y la presión verti-

ca) a tener en cuenta en los hastiales de la galería para cálculos o tanteos previos.

2. ANTECEDENTES

2.1. EJEMPLOS DE GALERÍAS TRANSVERSALES BAJO PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

Los ejemplos de galerías enterradas en presas de escollera o materiales sueltos son muy numerosos. En nuestro país, M. Alonso Franco y J. Yagüe (1997) han identificado al menos 13 presas de materiales sueltos de más de 50 m de altura con galerías enterradas en el cuerpo de presa, galerías cuyas dimensiones interiores¹ están comprendidas entre 2 x 2 y 6,5 x 6,5 m². El comportamiento de estas galerías ha sido, según indican los autores, satisfactorio en general debido a la cimentación de las galerías directamente sobre roca relativamente competente.

Melvill (1997) presenta casos de presas sudafricanas con galerías transversales enterradas con dimensiones exteriores desde 4 x 5 hasta 7,5 x 8 m² y alturas de tierras sobre clave entre 40 y 59 m. Estos conductos adoptan una geometría interior de ovoide apuntado para aproximarse al antifunicular de las cargas, predominantemente verticales. Todas las galerías tienen proyección positiva sobre el nivel general de cimentación, llegando al 100 % en algunos casos. La mayoría han sido instrumentadas exhaustivamente con células de presión total a fin de conocer el estado tensional en torno a la galería y compararlo con los cálculos de elementos finitos realizados previamente. En general las mediciones realizadas confirman el importante incremento de presiones verticales sobre la clave de las galerías. Por ejemplo, en la presa de Stettynakloof, terminada en 1982, la galería tiene proyección relativa superior al 100 %. Se ha buscado, por tanto, equilibrar las rigideces de la columna de tierras sobre clave de la galería respecto de las columnas de tierras en hastiales, por el procedimiento de dejar una zona de relleno sin compactar directamente sobre clave, adoptando medidas especiales de compactación, con espesor de tongada reducido, en hastiales. A pesar de estas medidas, la presión vertical registrada al final de construcción, por la célula de presión total en clave de la galería, resultó ser de aproximadamente 1,7 veces la geostática. En cuanto a las presiones horizontales registradas en hastiales, vienen a ser del orden del 50 % de la vertical geostática.

En algunos casos la clave de la galería apenas se eleva sobre el nivel general de cimentación del presa. Sin embargo, condicionantes de tipo geotécnico o constructivo pueden dictar unos taludes de excavación tendidos y en consecuencia un ancho importante para la zanja en que se aloja la galería, sin

¹ Todas las dimensiones de galerías indicadas en el artículo corresponden a ancho x alto.

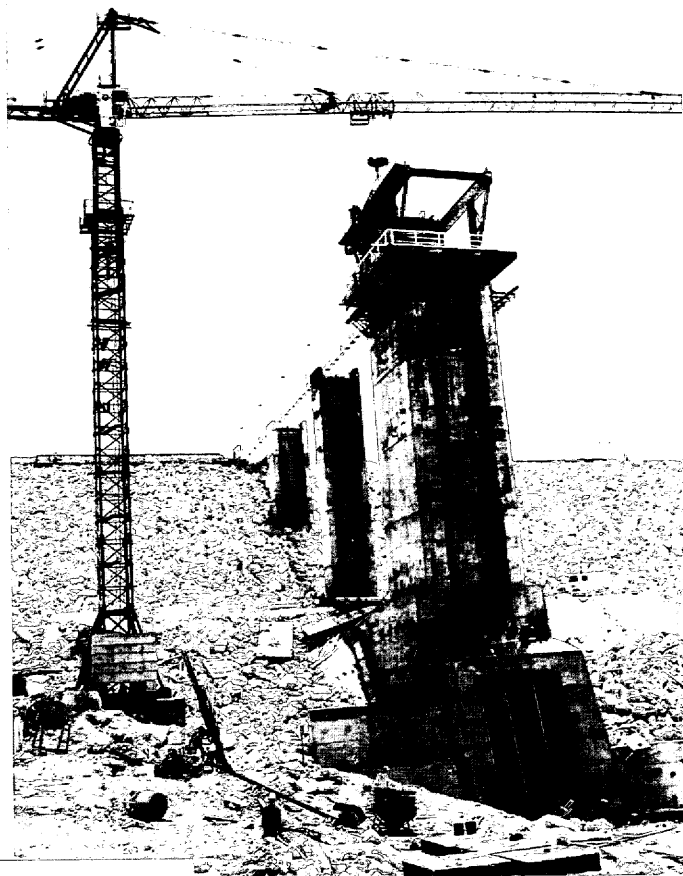


Figura 1. Presa de Sidi-Aich (Túnez). Desagüe de fondo.

que sea posible por motivos económicos restituir con hormigón el nivel general de cimentación. En este caso la colocación de la galería se asemeja más a un caso de proyección elevada dentro del relleno y cabe esperar incrementos acordes de presiones sobre la misma. Este es, por ejemplo, el caso de la galería de desagüe de fondo de la presa de Sidi-Aich en Túnez, terminada en 1997, que alberga el conducto de desagüe de fondo mostrado en la Figura 1, cuya construcción se muestra en la Figura 2. Sus dimensiones exteriores son de 7,1 x 7,1 m², según puede verse en la Figura 3. La cobertura de tierras máxima sobre la galería es de 30 m, hallándose cimentada sobre margas y calizas. En la Figura 2 puede apreciarse que, a pesar de la escasa proyección de la galería sobre el nivel general de la cimentación, el ancho de la excavación en que se ubica es importante.

Merece mencionarse el conducto de dimensiones exteriores 15,20 x 12 m² que alberga los conductos de toma hidroeléctrica, desagües de fondo y galería visitable bajo la presa de Nechranice en la República Checa (Broza y Satrapa, 1997). La presa del Oued El Makhazine (Marruecos) terminada en 1978, alberga un conducto de 29,1 x 31 m² y proyección 100 % so-

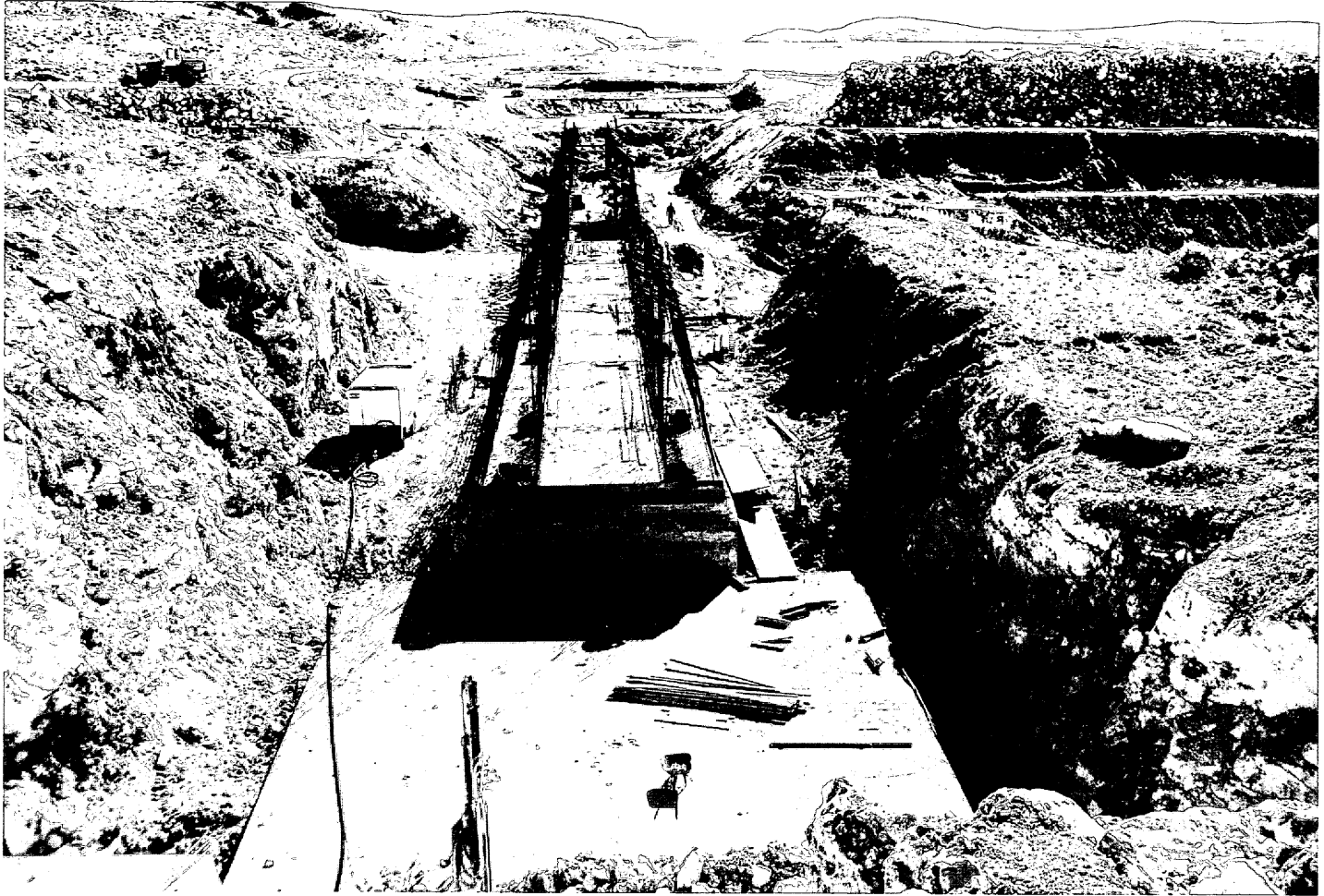


Figura 2. Presa de Sidi-Aich (Túnez). Desagüe de fondo en construcción (vista desde aguas arriba). Obsérvese el ancho de la excavación.

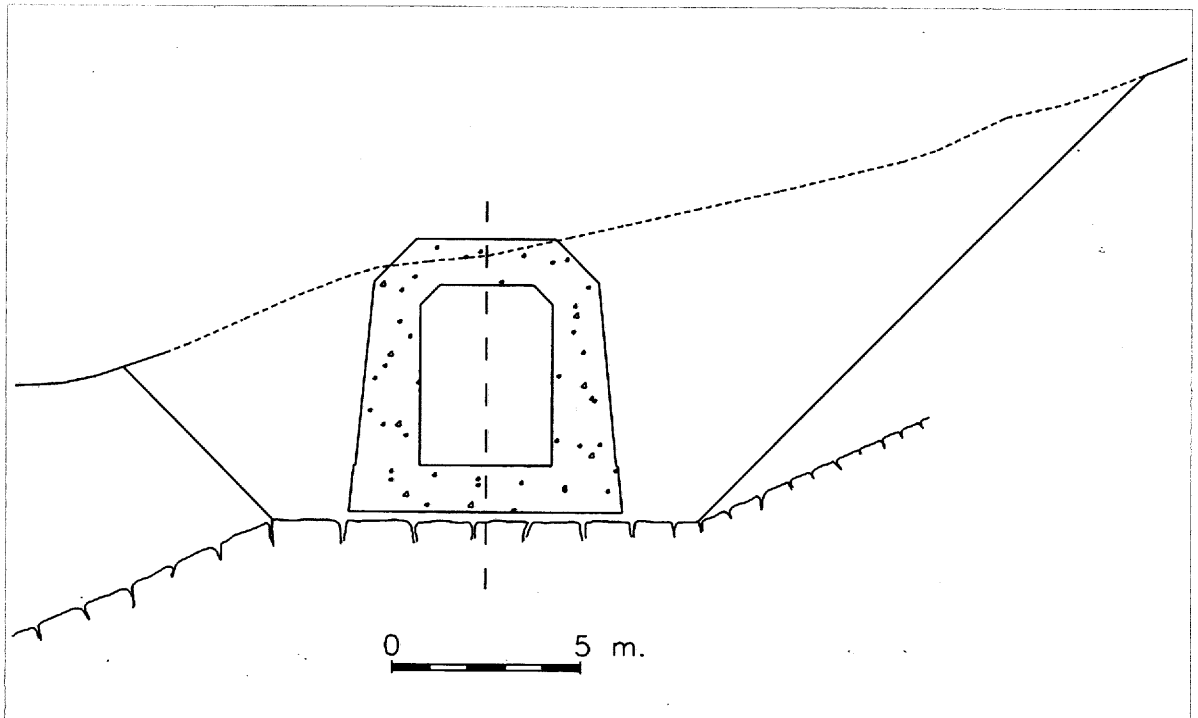


Figura 3. Presa de Sidi-Aich. Sección tipo del desagüe de fondo.

bre cimiento margocalizo. Han sido necesarias intervenciones y reparaciones posteriores para resolver las filtraciones aparecidas en una junta transversal del conducto con problemas asociados de erosión interna (Moutyia y Chraibi, 1997). La presa de Al Wahda, en Marruecos, cuya construcción finalizó en 1997, es singular al albergar un enorme conducto de dimensiones exteriores 19,45 x 31 m², con proyección relativa próxima al 50 %, 46 m de cobertura de tierras en el eje de presa y cimentado en margas. En su proyecto se consideró un incremento de presión de tierras del 60 % sobre la geostática, no obstante adoptar medidas especiales de compactación en los hastiales de la galería con objeto de conseguir una rigidez mayor y así aliviar la transferencia de esfuerzos a la misma (Boufous y Chraibi, 1997). Adicionalmente a todos los ejemplos anteriores podrían, por supuesto, citarse otros muchos.

El Bureau of Reclamation (USBR, 1980) estimaba que las presiones de tierras sobre galerías con proyección positiva dentro del relleno podían alcanzar un 50 % de incremento sobre la presión geostática. Según Charles (1997) para las geometrías típicas la presión vertical sobre la clave de la estructura puede alcanzar el doble de la presión geostática, como se comprobó por mediciones realizadas en la galería enterrada bajo la presa de Winscar.

2.2. MÉTODOS TRADICIONALES DE ESTIMACIÓN DE LAS SOLICITACIONES DEBIDAS A LA CARGA DE TIERRAS

A los efectos de cálculo de la carga de tierras por métodos tradicionales, sobre estructuras enterradas, se establece una diferenciación entre estructuras rígidas o flexibles. La diferencia se mide, frecuentemente, en función del parámetro de rigidez de Howard,

$$S = EI/D^3$$

donde E es el módulo de deformación del material que constituye la pared de la estructura, I es el momento de inercia de la pared de la estructura por m.l. de la misma, y D representa el diámetro (en el caso de tuberías circulares), la luz o dimensión representativa del tamaño de la estructura.

Se consideran flexibles aquellas estructuras con $S < 1$ Kg/cm², rígidas aquellas en que $S > 2$ Kg/cm² y estructuras semirrígidas las intermedias. Las galerías enterradas bajo presas de materiales sueltos caen plenamente dentro del caso rígido por el importante espesor de su pared.

En el proyecto de estructuras rígidas enterradas, tradicionalmente la variación de presión vertical total sobre la clave de la estructura con respecto a la geostática se ha estimado por el procedimiento establecido a partir de las investigaciones iniciadas a principios de siglo por Marston (1930) y posteriormente por Spangler (1933). Este procedimiento se encuentra resumido, entre otras referencias, en ACPA (1980) e IETCC (1980).

Por el contrario, en el proyecto de estructuras flexibles enterradas, no es frecuente considerar la variación de presión total debida al rozamiento negativo, considerándose que la carga actuante corresponde a la geostática como consecuencia de la interacción suelo-estructura. En efecto, un incremento de presión sobre clave produciría una mayor deformación vertical de la estructura, con lo cual se aminorará o incluso anulará el efecto del rozamiento negativo.

En cuanto a la presión horizontal actuante sobre los hastiales y riñones de las estructuras enterradas, también suele diferenciarse entre estructuras rígidas y flexibles. Para estructuras rígidas se considera que la presión horizontal representa una fracción de la vertical, fracción representada por el coeficiente de empuje del terreno. Es frecuente considerar éste como correspondiente al empuje activo (IETCC, 1980) o próximo al mismo: el USBR (1987) recomienda tomar simplificada mente un coeficiente de empuje horizontal de 0,3 con independencia de la naturaleza del terreno. Por el contrario, varios procedimientos de diseño analítico al uso para proyecto de tuberías flexibles admiten que, para coberturas elevadas y compactación elevada en hastiales, la estructura queda sometida a un estado de compresión aproximadamente radial y uniforme (Al-Si, 1994). Para otros tipos de estructuras flexibles es frecuente considerar como empuje horizontal el correspondiente al reposo, si acaso corregido con un tipo elemental de interacción suelo-estructura proporcionado por un modelo de muelles que representa la reacción del terreno mediante un módulo de balasto. No es objeto de este artículo el propio cálculo estructural de las galerías, por lo que no nos extenderemos más en este punto, sobre el cual existe un amplio número de referencias.

2.3. ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS

Las presiones actuantes sobre las estructuras enterradas pueden determinarse igualmente por el método de los elementos finitos. En este caso la determinación de presiones va indisolublemente ligada al cálculo como estructura del conducto. Frente a otros métodos presenta como ventajas el que permite considerar con la máxima generalidad las condiciones geométricas del problema, el fenómeno de interacción suelo-estructura así como el comportamiento no lineal y las heterogeneidades de los materiales, etc. Por contra es precisa una mayor y mejor definición de los datos del problema y cuando no se dispone de ésta debe evitarse la falsa sensación de rigor que podría inducir en el usuario del método, realizando cuando menos un análisis de sensibilidad frente a variaciones de determinados parámetros.

Hoy en día la aplicación del método de elementos finitos en el proyecto de conductos enterrados es indispensable en muchos casos y permite en todo caso un análisis más riguroso que por métodos clásicos, que se basan siempre en simplificaciones. Existen algunos ejemplos de comparaciones similares a las presentadas en este artículo entre métodos clásicos y

por elementos finitos para el proyecto de galerías o conductos enterrados. A. Soriano y C. Oteo (1987) han analizado sistemáticamente por elementos finitos el comportamiento de tuberías semi-rígidas enterradas en zanja, incluyendo el proceso de relleno y compactación de la zanja por tongadas, comparando posteriormente los resultados así obtenidos con las teorías clásicas, en particular con la formulación de Marston. Este problema constituye en cierto modo el inverso del analizado aquí pues el rozamiento en este caso resulta en una atenuación de las presiones verticales en vez de en su incremento. Los resultados de los autores muestran que la carga de tierras sobre la tubería calculada por elementos finitos es siempre inferior a la obtenida por la teoría de Marston, tanto más cuanto mayor es la cobertura de tierras sobre la tubería. La reducción supera el 50 % en el caso de coberturas por encima de cinco veces el diámetro.

2.4. COMPARACIÓN DE CÁLCULOS CON MEDIDAS DE INSTRUMENTACIÓN

Es normal realizar un seguimiento de las presiones actuantes sobre las galerías enterradas en el cuerpo de presa, disponiendo células de presión total bien en el relleno próximo a la galería o en el contacto entre el hormigón y las tierras. Por ejemplo, Melvill (1997) presenta mediciones realizadas en algunas presas sudafricanas, como se indicó anteriormente. Sin embargo, excepto en casos singulares, no existen datos fiables y completos sobre este problema pues, como indican M. Alonso Franco y J. Yagüe (1997), el buen comportamiento general de estas galerías motiva que el seguimiento de la instrumentación no sea exhaustivo y los resultados muchas veces no se divulguen. Por otro lado, sólo con una instalación muy cuidadosa de las células de presión total es posible realizar mediciones precisas y fiables; Aufleger y Strobl (1997) han analizado algunas de las fuentes de error en este tipo de medidas.

El objeto de la auscultación es primeramente como indicador del comportamiento correcto o no de la presa, pero también tiene gran interés la comparación de las mediciones con los resultados arrojados por cálculos realizados por elementos finitos. Todos los que han realizado este ejercicio conocen bien la dificultad de conseguir un acuerdo razonable entre los datos de instrumentación y cálculo, a veces incluso siquiera a nivel cualitativo. Esto no es sorprendente, debido a la complejidad del fenómeno analizado, lo que hace difícil su representación por el procedimiento de cálculo y convierte esta comparación más en un arte que una ciencia. Así, el Bureau of Reclamation reconocía hace pocos años que "Los intentos por parte del USBR para desarrollar un método de comprobación de las presiones calculadas por elementos finitos en presas de tierra, mediante células de presión total, no han tenido éxito" (Bartholomew et al., 1987). Kawabata y Mohri (1996) han analizado el comportamiento de tuberías flexibles enterradas por

elementos finitos y comparado los resultados con medidas obtenidas por un elevado número de células de presión total instaladas en torno a una tubería de PRFV de 1,5 m de diámetro, enterrada en un terraplén de ensayo de pequeña altura (1,8 m). Los autores comprobaron que el proceso constructivo (relleno y compactación iniciales en riñones y hastiales) inducen un apuntamiento inicial de la tubería que contribuye a rigidizarla verticalmente y que no se recupera durante el proceso de relleno por encima de la clave. En este caso, como resultado de este fenómeno, salvo con una modelización muy rigurosa del proceso de compactación del relleno, no es posible conseguir un buen acuerdo con los datos de la instrumentación, ni siquiera cualitativamente. A pesar de las dificultades, no quiere decirse que no deban instrumentarse las galerías; muy al contrario, debe insistirse en la necesidad de la instrumentación, especialmente en los casos de galerías de grandes dimensiones ó cimentaciones deformables así como, en general, para mejorar nuestro conocimiento de los fenómenos analizados.

3 DESCRIPCIÓN DE LOS CASOS ANALIZADOS

El análisis por elementos finitos realizado comprende el estudio de las cargas actuantes sobre galerías que soportan alturas de tierra sobre clave variables entre 10 y 60 m.

Las galerías consideradas son de dimensiones exteriores 12x7, 7x8 y 6x3,5 m², con espesores de 1 m en los dos primeros casos y 0,5 en el segundo. Se considera una proyección relativa de la galería, sobre el nivel general de cimentación, igual al 86% de su altura. Por debajo de este nivel, la galería se empotra en roca.

Se ha comprobado el criterio de Howard de rigidez estructural, resultando un valor de 16.7 kg/cm², muy superior a 2 kg/cm², valor mínimo correspondiente a estructuras rígidas.

En la formulación de Marston se emplea el parámetro δ , denominado *razón de asientos o de asentamiento*, que se define como

$$\delta = (S_r - S_c)/(S_r - S_t)$$

donde S_c es el asiento medido en clave de la galería (suma del asiento bajo su cimentación, más la deformación vertical de la misma), S_t el asiento del sustrato rocoso medido en hastiales, y S_r el asiento a cota de clave de la galería pero medido en el relleno de hastiales (suma del asiento de la cimentación en hastiales S_t más la deformación vertical del relleno en una altura igual a la proyección de la galería dentro del mismo). El numerador representa, por tanto, el asiento diferencial entre espaldones y galería medido a cota de clave, y el denominador representa la deformación del relleno en un espesor igual a la proyección del conducto en el mismo.

La razón de asientos varía entre 0 y 1, pero no es fácilmente estimable a priori; en función de la naturaleza del terreno se

Tabla 1. Características del sustrato rocoso consideradas en el cálculo por elementos finitos.

| Sustrato tipo | E (kg/cm ²) | ϕ (°) | c (kg/cm ²) | v |
|---------------|----------------------------|---------------|----------------------------|------|
| S 1 | 1.000 | 35 | 1 | 0,29 |
| S 2 | 100.000 | 44 | 6 | 0,29 |

Tabla 2. Tipos de relleno considerados. Parámetros del modelo de Duncan.

| ϕ | k | N | k_b | m |
|--------|-----|------|-------|------|
| 30° | 150 | 0.25 | 125 | 0.00 |
| 40° | 450 | 0.40 | 150 | 0.20 |
| 45° | 600 | 0.40 | 175 | 0.20 |
| 50° | 690 | 0.57 | 360 | 0.57 |

recomiendan diversos valores medios a emplear en el cálculo. Concretamente, para cimentación y estructura rígidas respecto al relleno, se recomienda tomar $\delta = 1$.

Hemos calculado la razón de asientos a partir de los resultados del cálculo por elementos finitos, encontrando valores entre 0,8 y 1, próximos a la unidad, valor recomendado para sustrato firme y que ha sido adoptado para comparar en la formulación de Marston.

Se han considerado dos tipos de sustrato para la cimentación, que pretenden cubrir el rango normal, y cuyas características se muestran en la Tabla 1. El módulo de elasticidad se considera constante.

Para las tierras se considera un relleno sin cohesión con ángulos de rozamiento interno variables entre 30° y 50°. La densidad se toma siempre igual a 2.00 T/m³. Para la relación entre tensiones y deformaciones se sigue el modelo de respuesta hiperbólica, según el cual el desviador de tensiones tiende a un valor asintótico cuando aumenta la deformación. En este modelo los valores de módulo de Young tangente inicial y del módulo volumétrico varían con la presión de confinamiento según el modelo de Duncan (1980). Las constantes de Duncan que se toman para los distintos tipos de relleno se muestran en la Tabla 2.

El cálculo por elementos finitos se realiza en dos dimensiones y deformación plana, con elementos cuadriláteros de ocho nodos, incluyendo la construcción del terraplén por tongadas y aplicando una sobrecarga que simula la compactación, sobrecarga que es anulada antes de empezar con la siguiente tongada. Entre la estructura y el espaldón

de tierras existe un material "junta" que simula el deslizamiento. El comportamiento no lineal del relleno se contempla de acuerdo con el criterio de Mohr-Coulomb.

4. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Con los resultados del modelo de elementos finitos se ha calculado la presión vertical de tierras sobre la cimentación. De esta forma la presión vertical media σ_v se calcula dividiendo la reacción vertical total transmitida por los hastiales a nivel del contacto entre relleno y sustrato rocoso, por el ancho exterior de la galería. El coeficiente de Marston C_t , o coeficiente de incremento de la presión vertical sobre el conducto respecto de la presión geostática, se obtiene dividiendo la presión vertical media σ_v por la presión geostática γH_t . Los coeficien-

Figura 4. Variación del coeficiente C_t de incremento de las presiones verticales respecto de la geostática con la cobertura H_t de tierras sobre la galería. (L es el ancho exterior de la galería). Relleno con ángulo de rozamiento interno $\phi=30^\circ$

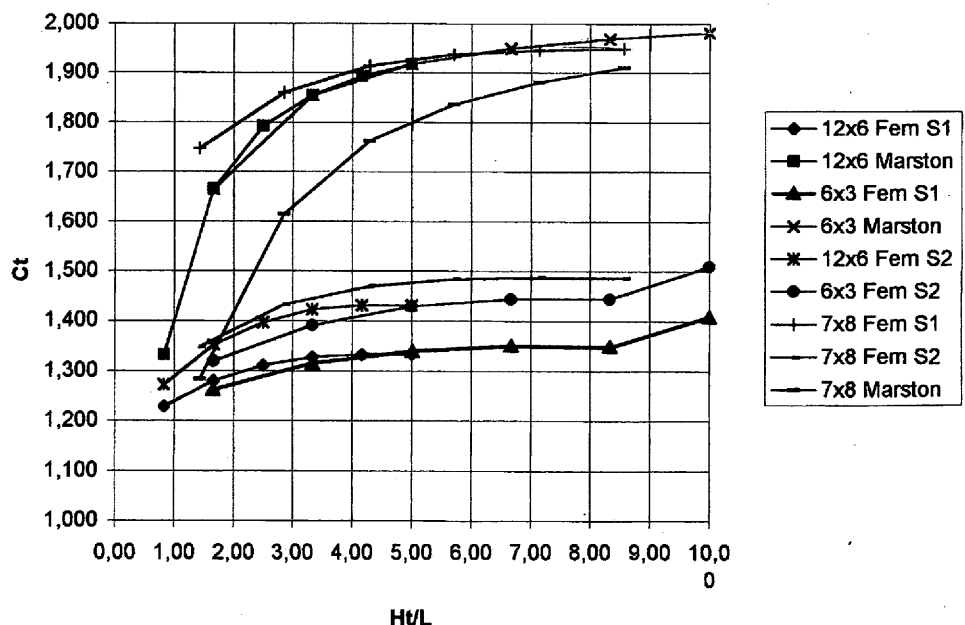
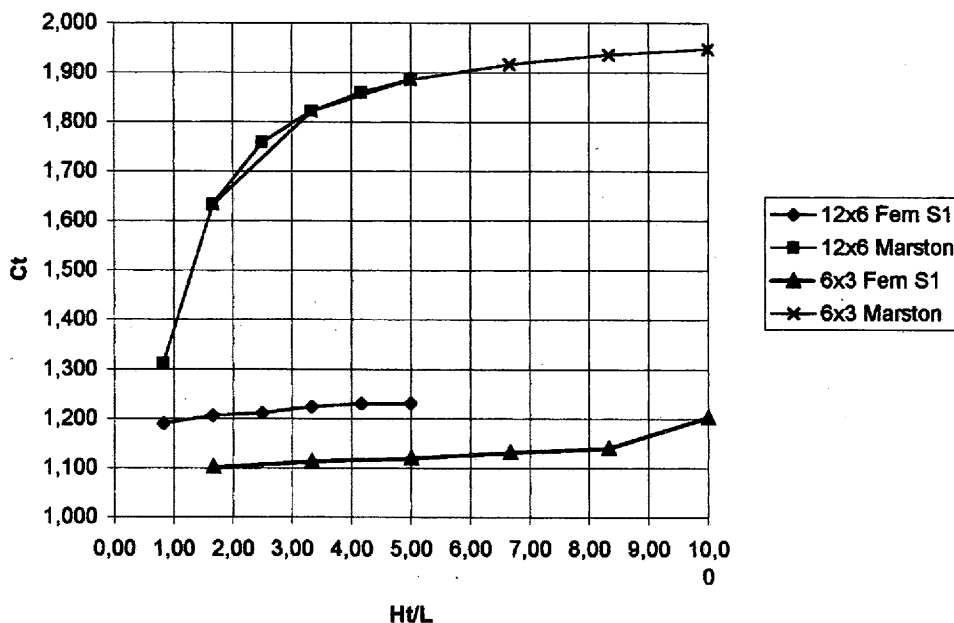


Figura 5. Variación del coeficiente C_t de incremento de las presiones verticales respecto de la geostática con la cobertura H_t de tierras sobre la galería. (L es el ancho exterior de la galería). Relleno con ángulo de rozamiento interno $\phi=40^\circ$



tes C_t así obtenidos son más conservadores que calculando directamente la presión vertical media sobre la galería a nivel de la clave, pues la presión obtenida engloba los efectos del rozamiento negativo del relleno en hastiales y el peso del triángulo esférico de tierras. Por último, el coeficiente de empuje horizontal K resulta de dividir la presión horizontal media en los hastiales, σ_h , entre la presión vertical media σ_v anteriormente obtenida.

Los principales resultados del estudio se recogen en las figuras 4 a 7. Cada figura corresponde a un ángulo de rozamiento interno del relleno distinto. En abscisas se representa la cobertura relativa (cobertura de tierras dividida por el ancho exterior de la galería) y en ordenadas, el coeficiente de Marston C_t , que representa el incremento de presión vertical de tierras respecto a la geostática. En cada gráfico se comparan los resultados del cálculo de elementos finitos (indicados como Fem) y los obtenidos por el método de Marston. Se representan las curvas correspondientes a cada geometría de galería considerada, designándose la galería por su ancho y altura, así como los tipos de substrato rocoso considerado.

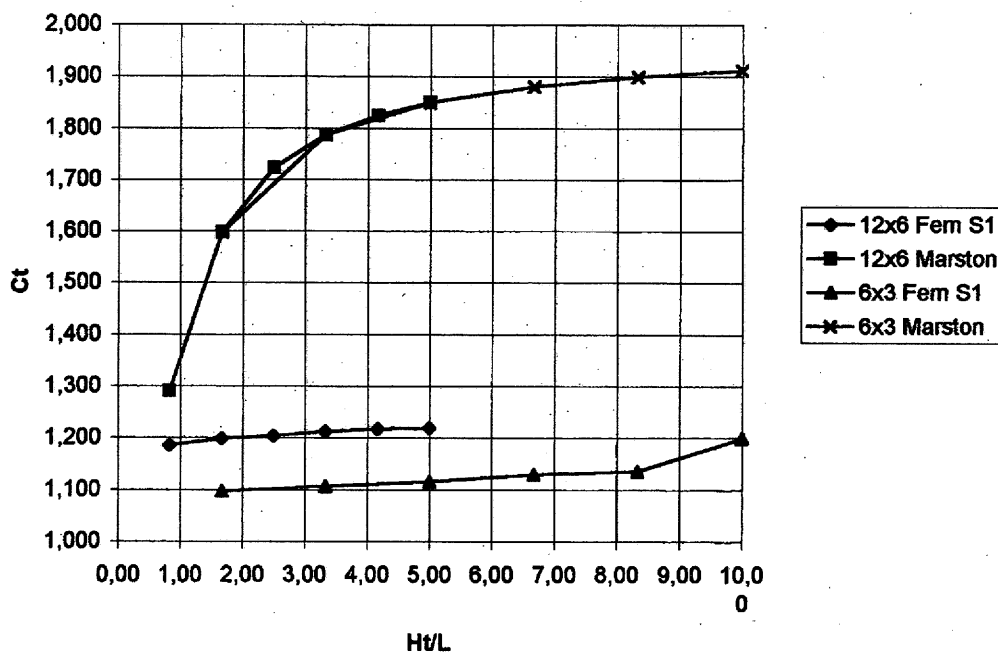


Figura 6. Variación del coeficiente C_t de incremento de las presiones verticales respecto de la geostática con la cobertura H_t de tierras sobre la galería. (L es el ancho exterior de la galería). Relleno con ángulo de rozamiento interno $\phi=45^\circ$

Por último, la Figura 8 representa los coeficientes de empuje horizontal K en función del ángulo de rozamiento del relleno. Se observa que K varía poco, apartándose del coeficiente de empuje activo, especialmente para ángulos de rozamiento altos. El valor medio es $K = 0,27$, valor muy próximo al $K = 0,3$

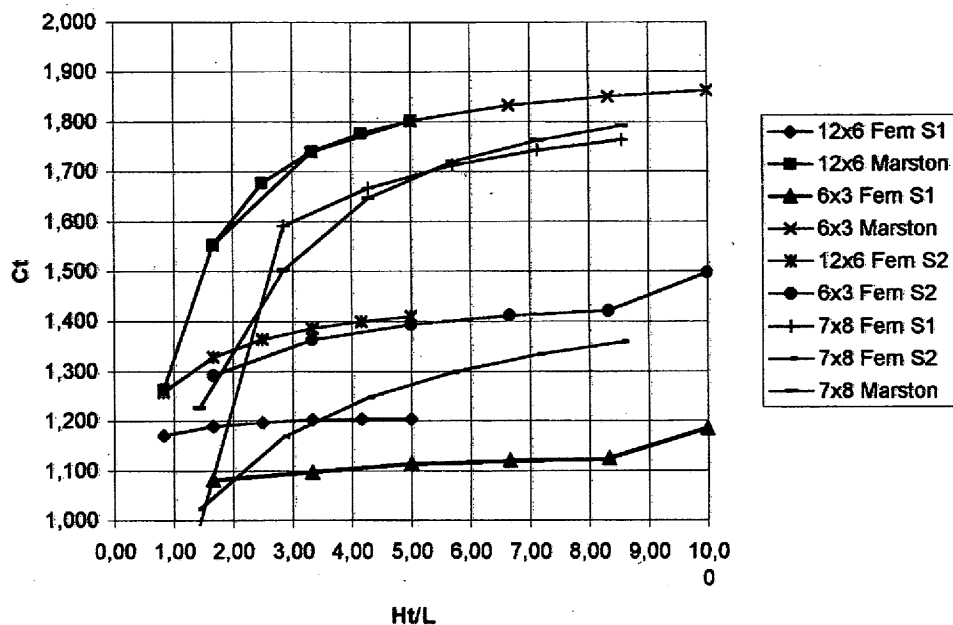


Figura 7. Variación del coeficiente C_t de incremento de las presiones verticales respecto de la geostática con la cobertura H_t de tierras sobre la galería. (L es el ancho exterior de la galería). Relleno con ángulo de rozamiento interno $\phi=50^\circ$

recomendado por el USBR (1987) como valor a considerar para el dimensionamiento estructural de galerías enterradas.

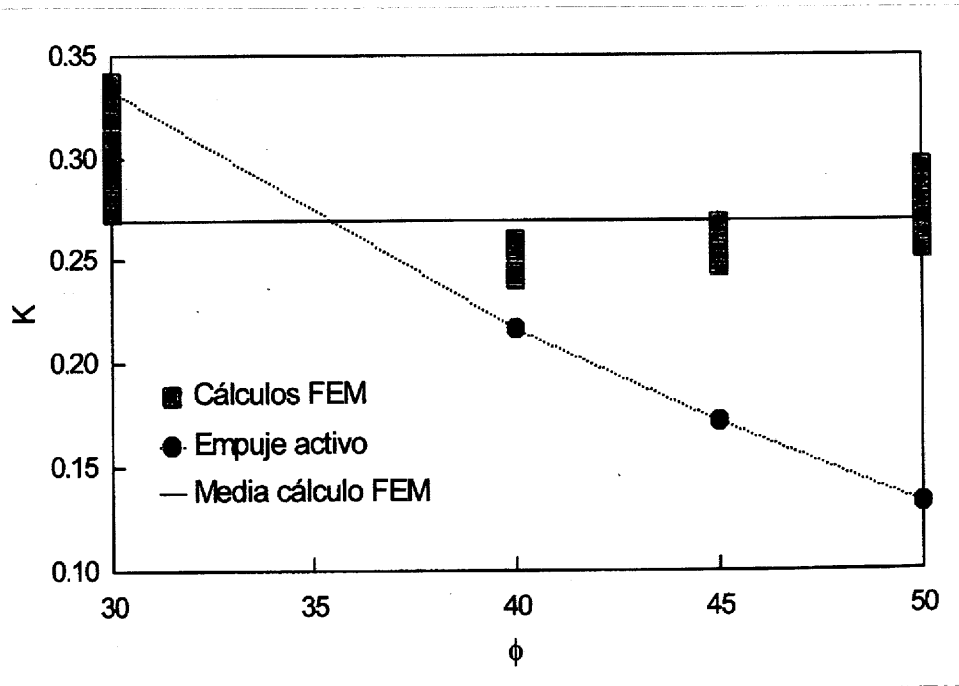
5. CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIONES

Para el análisis de los resultados debemos diferenciar los casos de cimentación de la galería en un substrato rocoso competente de aquellos en que la cimentación es más deformable. Cuando la galería está cimentada en roca competente, el análisis realizado muestra que las presiones de tierras totales sobre la galería son entre un 10 y un 50 % mayores que la presión vertical geostática sobre la misma ($C_t = 1,1$ a $1,5$). Interpolando entre las curvas presentadas en las figuras 4 a 7 se puede obtener una indicación de los valores de C_t esperables en cada caso concreto. Como cabía esperar, para una galería de dimensiones dadas, el valor de C_t aumenta con la rigidez del substrato de cimentación, con la cobertura de

tierras sobre la galería, con la proyección de la galería dentro del relleno, y con la mayor deformabilidad del mismo, resultados conceptualmente correctos todos y que coinciden con lo anticipado por la teoría de Marston. Sin embargo, los valores de C_t obtenidos por el método de Marston son claramente conservadores cuando la cobertura de tierra es elevada en relación con las dimensiones de la galería (digamos del orden

de tres veces superior a su dimensión mayor, para quedar del lado de la seguridad). En este sentido, parece una recomendación de diseño más acertada el valor $C_t = 1,5$ recomendado

Figura 8. Variación del coeficiente de empuje horizontal K con el ángulo ϕ de rozamiento interno del relleno. Módulo de elasticidad de la roca $E=1.000 \text{ kg/cm}^2$. Los resultados del cálculo por elementos finitos (FEM) corresponden a galerías de 12×7 y $6 \times 3,5 \text{ m}^2$.



por el USBR (1987). Este valor se desvía menos de los resultados del cálculo por elementos finitos, si bien queda también del lado de la seguridad.

En el análisis realizado sólo se considera una sección bidimensional perpendicular a la galería, sin tener en cuenta efectos tridimensionales como el "cuelgue" del núcleo respecto a los espaldones, efectos que pueden incrementar las presiones verticales transmitidas a la galería por los espaldones en las zonas afectadas por este fenómeno.

El caso de substrato de cimentación más deformable es bien diferente. En este caso, la presión vertical sobre la galería puede llegar a igualar o superar a la calculada por el método de Marston, incluso en el caso de coberturas de tierra elevadas, según muestran las figuras 4 a 7. Este efecto es más acusado en galerías apuntadas, en las cuales predomina la dimensión vertical sobre la horizontal puesto que, de forma simplificada, el mismo esfuerzo debido al rozamiento negativo en hastiales se aplica a un ancho de galería menor. En el caso de galerías más achatadas los resultados divergen en menor medida del caso de cimentación rígida. En cualquier caso, para cimentaciones deformables se considera imprescindible el análisis detallado por elementos finitos para determinar no solamente las solicitaciones estructurales sobre la galería sino también para evaluar la posible apertura de juntas, necesidad de refuerzo en las armaduras longitudinales, así como la posible contraflecha necesaria para absorber los posibles asentos.

En cuanto a las presiones horizontales sobre los hastiales de la galería, como coeficiente de empuje horizontal para tanteos puede en general considerarse el valor de 0,3 recomendado por el USBR (1987).

Por último, cabe señalar la importancia de una adecuada instrumentación, no solo como medida de seguridad y control, sino también para contrastar los resultados del cálculo y, especialmente en los casos singulares, proporcionar experiencias que puedan ser aplicadas en futuras obras.

NOTACIÓN

ϕ = ángulo de rozamiento interno del relleno

H_t = altura de tierras sobre la clave de la estructura.

H = altura exterior de la estructura

E = módulo de elasticidad.

ν = coeficiente de Poisson del relleno.

δ = razón de asentos (parámetro de la formulación de Marston).

σ_v = valor medio de la presión vertical total en la galería, al nivel de la cimentación.

σ_h = valor medio de la presión horizontal total en los hastiales.

$K = \sigma_h / \sigma_v$ = coeficiente de empuje horizontal.

C_t = Coeficiente incremento de la presión vertical de tierras sobre la galería.

η = razón de proyección ó proyección relativa de la galería, igual a la altura de la clave sobre el substrato rígido dividido por la altura total de la galería (parámetro de la formulación de Marston).

REFERENCIAS

- ACPA, "Concrete Pipe Design Manual", 1980.
- AISI, "Modern Sewer Design", Washington, 1980.
- ALONSO FRANCO, M. y J. YAGÜE CÓRDOVA, "Buried Conduits in Embankment Dams. Experience in Spain". XIX ICOLD Congress, pp. 321-335. Florencia, Mayo 1997.
- AUFLEGER, M. y T. STROBL. "The use of earth pressure cells in embankment dams". XIX ICOLD Congress, pp. 61-85. Florencia, Mayo 1997.
- BARTHOLOMEW, C. L., B. C. MURRAY y D. L. GOINS, USBR "Embankment Dam Instrumentation Manual", 1987.
- BOUFOUS, L. y A. F. CHRAIBI. "Barrage al-Wahda. Conception de la conduite sous remblai". ICOLD XIX Congress, pp. 941-956. Florencia, Mayo 1997.
- BROZA, V. Y L. SATRAPA. "Conduit d'eau traversant le corps du barrage en remblai à noyau d'étanchéité". XIX ICOLD Congress, pp. 41-50. Florencia, Mayo 1997.
- CHARLES, J. A. "Special problems associated with earthfill dams". General Report Q73. XIX ICOLD Congress, pp. 1083-1175. Florencia, Mayo 1997.
- DUNCAN, J. M., P. BYRNE, K. S. WONG, y P. MABRY. "Strength, Stress, strain and bulk modulus parameters of finite element analyses of stresses and movements in soil masses". UCB Report No. UCB/GT/80.01, 1980.
- IETCC, "Instrucción del Instituto Eduardo Torroja para tubos de hormigón armado o pretensado", 1980.
- KAWABATA, T. y Y. MOHRI, "Behavior of buried large thin wall flexible pipe - Field test and numerical analysis considered with stage of construction of buried flexible pipe". Underground Pipeline Engineering, pp. 13-24, 1996.
- MARSTON, A. "The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments", Iowa Engineering Experiment Station, Bulletin No. 96, 1930.
- MELVILL, A. L. "The performance of a number of culverts in fill dams". XIX ICOLD Congress, pp. 567-586. Florencia, Mayo 1997.
- MOUTYIA, L. y A. F. CHRAIBI. "Barrage Oued El Makhazine. Problèmes d'érosion interne liés a la conduite sous remblai". XIX ICOLD Congress. pp. 977-990. Florencia, 1997.
- SORIANO, A. y C. OTEO. Interacción suelo estructura en tuberías semirígidas. Ingeniería Civil pp. 9 - 15, 1987.
- USBR. Design of Small Dams, 3ª Ed. 1987.
- SPANGLER, M. G. The supporting strength of rigid pipe culverts, Iowa Engineering Experiment Station, Bulletin No. 112, 1933.