

Resistencia al corte en las escolleras (*)

Por ANGEL ARAOZ SANCHEZ-ALBORNOZ

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Este artículo es continuación de otro publicado por el mismo autor en la Revista de Obras Públicas de febrero de 1989 y en éste se amplía y complementa el tema, llegándose a fórmulas matemáticas concretas para determinar la función ϕ/σ y la τ/σ , siendo ϕ ángulo de rozamiento; σ esfuerzo vertical, y τ el esfuerzo de rotura al corte.

Las fórmulas propuestas se basan en la comunicación de Mik Barton y Bjorn Kaernsli al Journal of Geotechnical Engineering, de julio de 1981 del ASCE, titulado "Shear strength of rockfill", aunque proponiendo un sistema alternativo de cálculo más exacto, basado no en ensayos empíricos elementales a pie de obra, sino en correlaciones matemáticas sacadas de ensayos triaxiales de corte en células de gran tamaño (mínimo nueve pulgadas).

Se propone abandonar, definitivamente, la teoría de un ángulo de rozamiento ϕ constante igual a 45° por lado $\phi = \phi_0 - R \log_{10} \sigma$ determinando los parámetros ϕ_0 y R por la correlación lineal indicada. Asimismo, se comenta el método Barton para cálculo de deformaciones por esfuerzo cortante y se sugiere la aplicación sistemática de estos métodos.

Este artículo es continuación y ampliación de otro de igual título, publicado en la Revista de Obras Públicas en febrero de 1989.

En el primer artículo, muy sucinto, se planteaba el hecho de que la resistencia al corte en las escolleras era variable y casi siempre menor de los 45° que suele suponersele.

Desde entonces, los estudios iniciales de resistencia al corte en escolleras de la presa de Comunet y las investigaciones teóricas correspondientes han permitido al autor llegar a formulaciones matemáticas en las relaciones ángulo de rozamiento versus tensión vertical, y, por tanto, entre esta tensión vertical y la resistencia al corte.

Como luego veremos, las fórmulas que proponemos son una interpretación teórica y reformulación de las que proponen Nik Barton y Bjorn Kaernsli en la publicación "Journal of Geotechnical Engineering" del "ASCE" de julio de 1981.

Partiendo de una ecuación basada en datos puramente empíricos y muy subjetivos, como forma y grado de rugosidad de las partículas o de

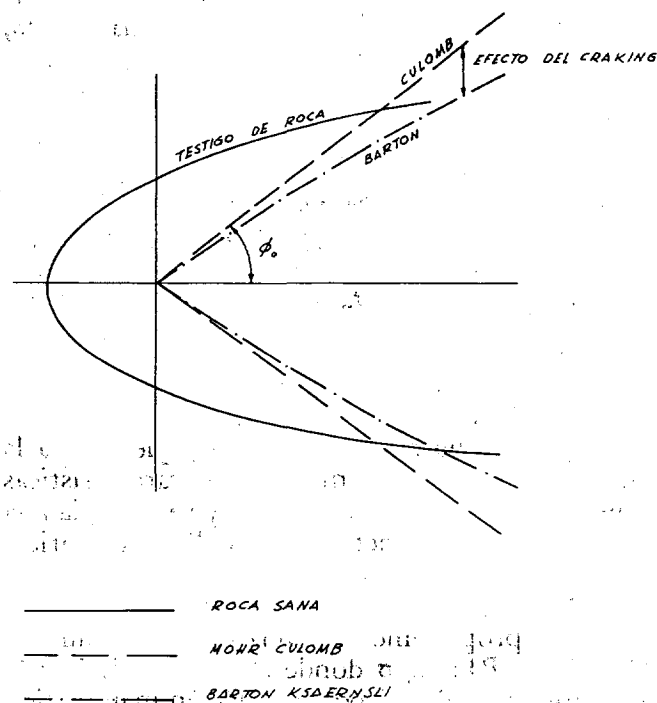
(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo que podrán remitirse a la Redacción de esta Revista hasta el 30 de junio de 1991.

poca fiabilidad, como ángulo de rozamiento básico: ϕ_b y de una carga ficticia "S", que evalúa la rotura de los granos unidos a dos características objetivas como índice de huecos y resistencia a la compresión, y diámetro D_{50} , se llega empíricamente a la fórmula $\phi = \phi_b + \text{Log}_{10} \left(\frac{S}{\sigma} \right)$ y nosotros proponemos convertir esta fórmula en $\phi = \phi_0 - R \text{Log}_{10} \sigma$ donde $\phi_0 = \phi_b + R \text{Log} S$, determinando ϕ_0 y R por correlación matemática, partiendo de ensayos en célula triaxial de nueve pulgadas como mínimo.

En la fórmula de Barton ϕ_b se estima por ensayo de deslizamiento entre dos bloques de roca cortados con sierra, que den superficies planas y lisas, para las que la dilatancia es nula, y S (teóricamente carga de rotura de los granos) se determina en función de la carga de rotura a compresión en la roca matriz y en el diámetro D_{50} del material. Como decimos, el término $\text{Log}_{10} \frac{S}{\sigma}$ determina el aumento de resistencia que produce respecto a ϕ_b el craking o rotura de las partículas, mientras que en nuestra formulación ϕ_0 , sería prácticamente el talud natural ($\sigma = 1,00 \text{ kg/cm}^2$) correspondiente a un rozamiento convencional con muy bajas presiones de confi-

namiento, en las que no hay rotura de partículas y el deslizamiento se produce por rodadura o desencajamiento de partículas, mientras que $R \log_{10} \sigma$ supone la pérdida de resistencia cuando van apareciendo fenómenos de craking, primero parciales y luego generalizados.

Es muy significativo examinar las curvas intrínsecas, o envolventes de los círculos de MÖHR COULOMB de los testigos de roca y los de una escollera sometida a fuertes presiones de confinamiento.



Como vemos en la figura, las curvas intrínsecas de envolventes de círculos de MÖHR de un testigo de roca tienen forma más o menos asimilable a una parábola, mientras que en el caso de Coulomb es una recta, y en el de Barton dos líneas de amplia curvatura que en su origen pueden suponerse tangentes a la Ley de Coulomb, quedando los terraplanes de poca altura en la zona inicial, en la que ambas curvas son casi idénticas. De este modo, Barton ha conseguido definir la ley para altas tensiones y confinamiento y Coulomb sigue siendo válido para tensiones pequeñas, que es el caso más usual en los terraplanes convencionales y la diferencia entre ambas líneas sería el que nosotros hemos llamado término $-R \log_{10} \sigma$ o pérdida por Craking.

En cuanto a la fórmula empírica, sea la original de Barton o la que nosotros proponemos, creemos que es incoherente matemáticamente, pues para valores de σ extremadamente bajos podíamos tener valores de ϕ que, en modo alguno, concuerdan con la realidad. Ello puede deberse a que los ensayos triaxiales en que están basadas, para tensiones desviadoras muy bajas, pueden tener influencia en la propia presión de la célula o, quizá, en falta de ajuste de la fórmula. En todo caso, las fórmulas no son válidas para determinar el talud natural, y en presas muy pequeñas podrían presentarse rodamientos locales de piedras especialmente en gravas redondeadas o subredondeadas.

Entendemos que una alternativa matemática coherente sería reformular $\phi = \phi_0 - R \log_{10} (\sigma - \sigma_0)$ donde σ_0 fuese tal que se obtuviese en ϕ_0 el valor empírico del talud natural que bien podría dárseles el valor $1,0 \text{ Kg/cm}^2$, es decir, $\phi = \phi_0 - R \log_{10} (\sigma - 1)$.

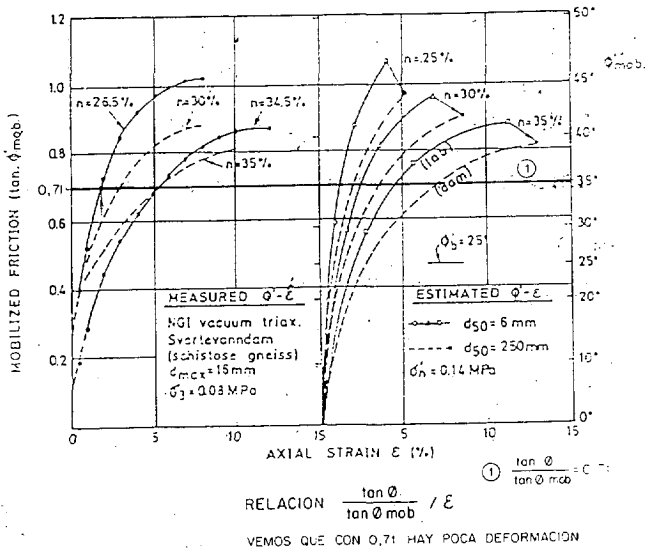
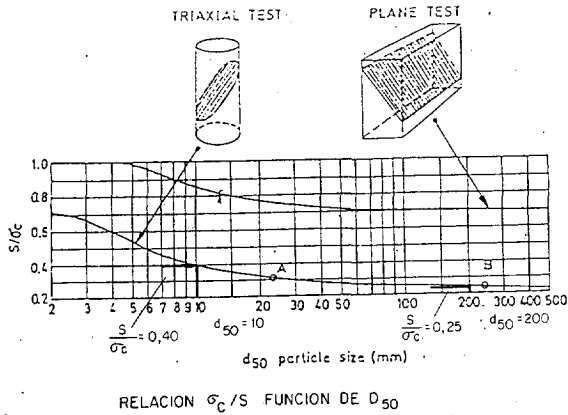
Para mejor comprensión exponemos un ejemplo práctico de nuestro método de cálculo que proponemos.

Se han realizado seis ensayos triaxiales con una muestra de arenisca calcárea del Eoceno en célula de nueve pulgadas, teniendo seis parejas de resultados ϕ/σ analizando la correlación lineal ϕ versus $\log_{10} \sigma$, que nos dio como ecuación, redondeando del lado de la seguridad, $\phi = 49 - 8 \log_{10} \sigma$ para una porosidad o índice de huecos del 25 por 100, lo cual supondría que concuerda razonablemente con los resultados del gráfico "fig. 8" de Barton en el que el 25 por 100 de porosidad o índice de huecos corresponde a una escollera de rugosidad y angulosidad media si $n = 25\%$ y $R = 8$.

Análogamente el valor 49° con $\phi_B = 30^\circ$ daría siendo $\phi_0 = 49^\circ = 30^\circ + R \log_{10} S$, para $S = 237 \text{ Kgs/cm}^2$ que con $D_{50} = 10 \text{ mm}$. tendría que dar $\sigma \approx 600 \text{ Kgs/cm}^2$, lo que concuerda con los valores obtenidos y nos demuestra que la curva y el mismo método de Barton son fiables y concordantes.

Si analizamos el efecto del tamaño de partículas poniendo $D_{50} = 200 \text{ mm}$. con el mismo $\sigma_c = 600 \text{ Kgs/cm}^2$, tendríamos $S = 150 \text{ Kgs/cm}^2$, lo que supondría $\phi_0 = 47,51$, por lo que redondeamos a 47° y tendríamos $\phi = 47 - 8 \log_{10} \sigma$, es decir, disminuye en dos grados el ángulo de rozamiento inicial al aumentar el tamaño de las partículas.

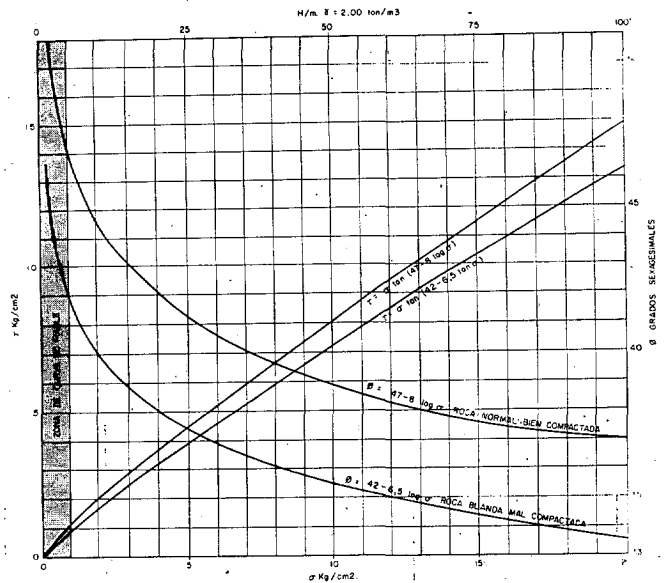
RESISTENCIA AL CORTE EN LAS ESCOLLERAS



miento" que figurábamos en el artículo anterior, veríamos que este material queda en la zona media del huso de resultados y puede considerarse como representativo de una escollera normal.

En las tablas que acompañan a la figura, vemos que los 45° de rozamiento se alcanzan a unos nueve metros y podrían ser representativos para presa de 25/30 m. pero en presas de 100 a 150 m. tenemos zonas de rozamiento notoriamente inferior, quizá 35 a 37°.

Si supusiéramos una escollera de menos resistencia (pongamos 300 kgs/cm²) mal graduada y

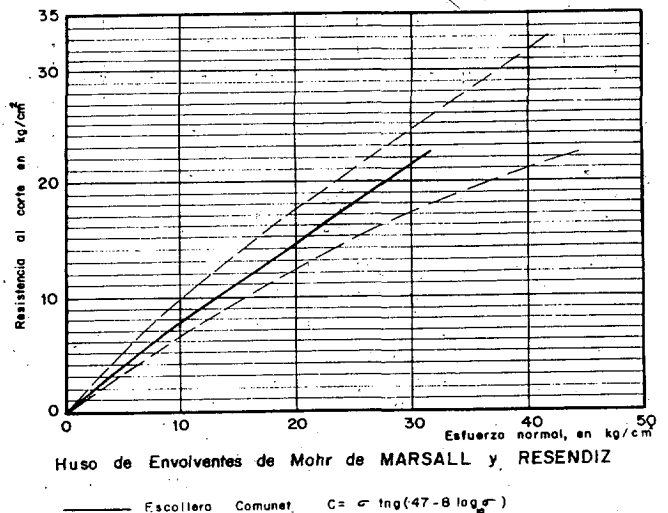


Aunque puede extrañar que el aumento de tamaño de grano suponga disminución de resistencia, ello concuerda con nuestra única experiencia, pues, para este mismo material, la célula de cuatro pulgadas dio resistencias sensiblemente mayores que la de nueve, y ello con igual índice de huecos. La explicación sería que a mayor tamaño de partícula aumentan las cargas puntuales de los contactos y se facilita el craking.

Podemos suponer $\sigma = \gamma h$ con $\gamma = 2,00$ ton/m³ y despejar σ en función de ϕ , o sea, $\sigma = 10^{1/8 (47-\phi)}$ que nos permite calcular σ y $h = \frac{\sigma}{\gamma}$, dibujando las líneas de ϕ igual a 47°, 46°... hasta 35° que corresponderían a 158 m. de profundidad.

Si dibujásemos la Ley τ/σ en los gráficos empíricos de envolventes de círculos de Mohr de Marsal y Resendz "Presas de tierra y enroca-

RESISTENCIA AL CORTE DE ESCOLLERA



RESISTENCIA AL CORTE EN LAS ESCOLLERAS

que no alcanzásemos más que un índice de huecos superior al 30% ($\gamma = 1,75 \text{ ton/m}^3$), según Barton, asimilado a nuestra fórmula, tendríamos con $D_{50} = 400 \text{ mm}$ $S = 0,22 \times 300 = 66 \text{ kg/cm}^2$ y $R = 6,5$, con lo que $\emptyset_0 = 30 + 6,5 \log 66 = 41,83$, pongamos 42° y $\emptyset = 42 - 6,5 \log_{10} \sigma$. Tabulamos y dibujamos las líneas de $\emptyset 42^\circ, 41^\circ, 40^\circ \dots$ de modo análogo a como hemos hecho antes, viendo que incluso en superficie no alcanzamos, ni de lejos, los 45° y que esto puede corresponder a una de las curvas inferiores del huso de resultados de Marsal y Resendiz y existen aún líneas envolventes más desfavorables.

Creemos, en resumen, que no podemos seguir admitiendo la hipótesis de $\emptyset 45^\circ$ constante y, menos aún, en presas de más de 100 m. de altura, y que tendríamos que adoptar, sistemáticamente, la determinación empírica, basada en ensayos triaxiales, que hemos propuesto aquí o, cuando menos, el método simplificado de Barton-Kjaernsli.

En cuanto a deformaciones, el método Barton permite determinar la deformación axial de pico en ensayo triaxial. Barton propone:

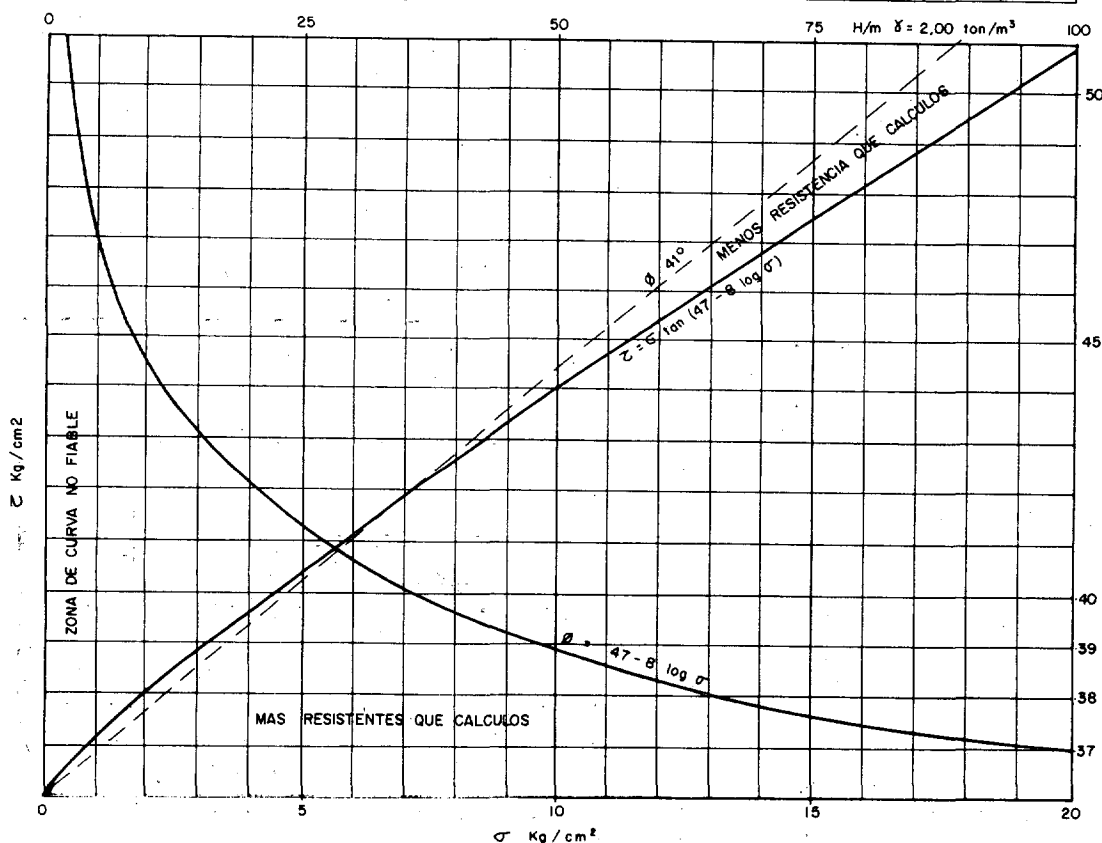
$$\Sigma p = \frac{1}{30(n-10)(30-i)}$$

donde: n , índice de huecos; e $i = R \log_{10} \left(\frac{S}{\sigma} \right)$ de rotura de pico, viéndose en la figura 11 que

las deformaciones pueden ser muy importantes, del orden del 10 por 100, para $n = 0,35$ y del 7 por 100 para $n = 0,25$ y que las deformaciones para tensiones movilizadas parciales (tan \emptyset dividido por tan \emptyset en rotura) comienzan a ser importantes con valores entre 0,6 y 0,8. Quiere ello decir que con los coeficientes de seguridad de 1,40, en que movilizamos el 71 por 100 de rozamiento, estamos dentro de la zona en que las deformaciones son moderadas y que si, por tener rozamientos menores, estamos movilizand

$$\tau = \sigma \tan(47 - 8 \log \sigma)$$

σ	1.00	2.00	3.00	5.00	7.50	10.00	15.00	20.00
\emptyset	47.00	44.59	43.18	41.41	40.00	39.00	37.59	36.39
τ	1.07	1.97	2.82	4.41	6.20	8.10	11.55	14.74

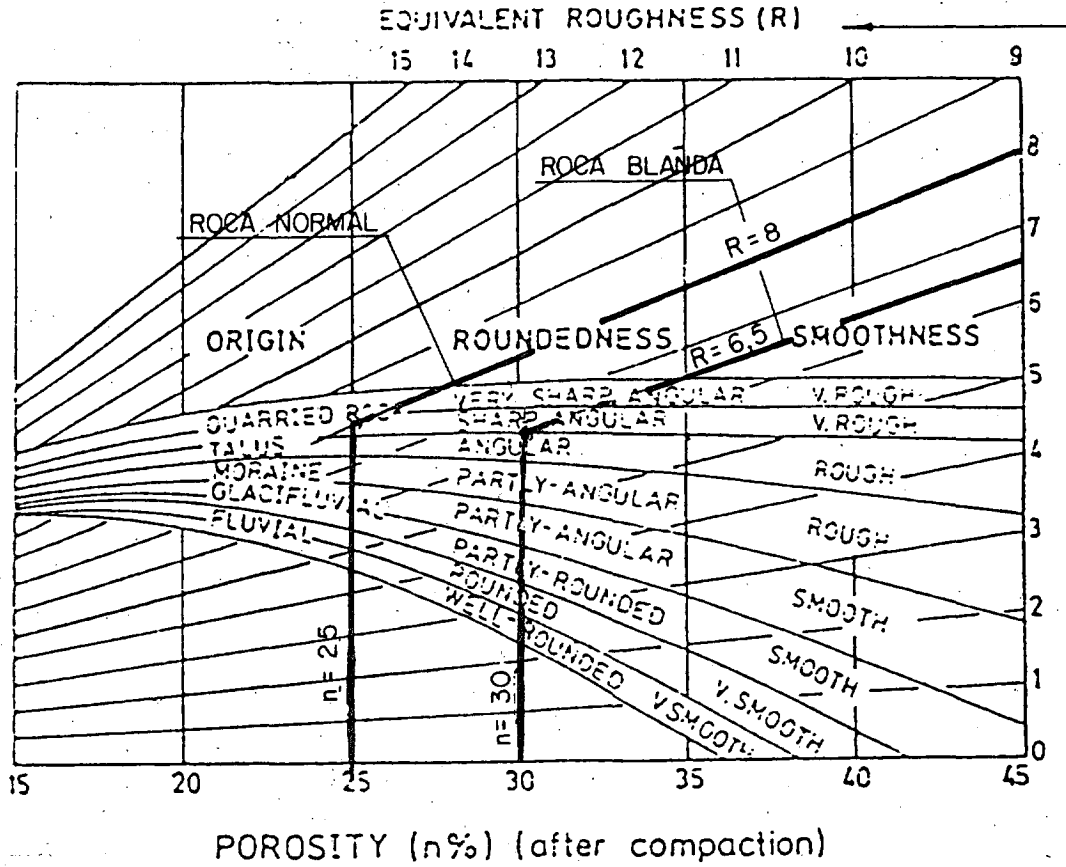


$$\emptyset = 47 - 8 \log \sigma$$

\emptyset	σ	H
35	31.62	158.11
36	23.71	118.57
37	17.78	88.91
38	13.34	66.68
39	10.00	50.00
40	7.50	37.49
41	5.62	28.12
42	4.22	21.08
43	3.16	15.81
44	2.87	11.86
45	1.78	8.89
46	1.33	6.67
47	1.00	5.00

$$\sigma = 10^{\frac{1}{8}(47 - \emptyset)}$$

RESISTENCIA AL CORTE EN LAS ESCOLLERAS



EXAMPLES SHOWING DEGREE OF ROUNDEDNESS

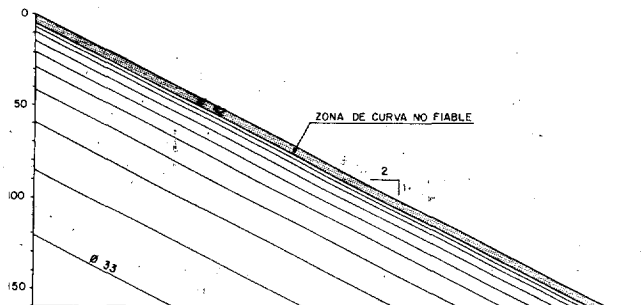
QUARRIED ROCK	TALUS	MORaine	GLACIFLUVIAL MATERIAL	FLUVIAL MATERIAL

CONCORDANCIA DE FORMULA PROPUESTA CON GRAFICOS DE BARTON

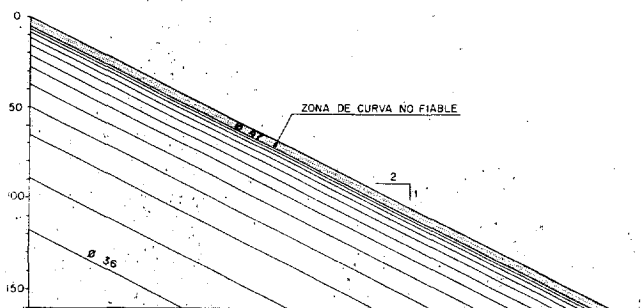
RELACION n/R

ROZAMIENTO ϕ EN FUNCION DE h .

$$\phi = 42 - 6,5 \log \sigma \quad (\text{ROCA BLANDA MAL COMPACTADA})$$



$$\phi = 47 - 8 \log \sigma \quad (\text{ROCA DURA BIEN COMPACTADA})$$



centajes de tensión de 0,85 o mayores, tendremos grandes deformaciones.

Esto confirmaría nuestro análisis del artículo anterior, en el que indicábamos que si no habían existido accidentes de rotura de presas sería porque, teniendo un coeficiente menor que 1,4 pero mayor que 1,0, habíamos movlizado mucho rozamiento y tenido muchas deformaciones.

Como última consideración o sugerencia, querríamos indicar la conveniencia de analizar a la luz de lo aquí expuesto la resistencia al corte con valores reales de índice de huecos y ensayos triaxiales que determinen la resistencia al corte real en casos de presas con problemas de grandes deformaciones, que podrían ser generados por el hecho de que hemos movlizado una mayor proporción del rozamiento de rotura, bien sea por menor índice de huecos o menor resistencia al

cracking S , que puede venir de menor resistencia σ_c a compresión, o de tamaños demasiado grandes de la escollera.

En todo caso, con tamaños de escollera más pequeños y buena graduación de tamaños, tenemos en doble efecto de disminuir el índice de huecos y aumentar la resistencia al cracking, lo que supone mayor resistencia. Hay que consignar que obtener granulometrías extendidas e índices de huecos bajos, puede suponer costes adicionales de cierta entidad para el material de escollera y que estos parámetros son muy difíciles de estimar en obra, por lo que tendremos que ser prudentes al estimar la relación ϕ/σ y confirmar el índice de huecos real en ensayos de pedrapelnes de obra.

Angel Araoz Sánchez-Albornoz



Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos de la promoción 1955. Estuvo destinado un año en RENFE y tres en el Departamento de Construcción del Instituto Nacional de Industria. Desde Junio de 1959 esta destinado en la Confederación Hidrográfica del Ebro, donde ha proyectado y dirigido numerosas obras, alguna de gran importancia, como los primeros tramos del Canal del Cinca (70 m³/sg), CANAL DE TERREU (13 m³/sg). Después dirigió la zona central de explotación de la Confederación, Riegos del Alto Aragón, con grandes embalses de SOTONERA, EL GRADO Y MEDIANO, así como seis embalses medianos más.

Vuelto al Area de Proyectos y Obras, ha proyectado y construido los embalses de CALANDA (54 Hm³). Interviniendo en el Proyecto de PAJARES (30 Hm³ y 60 m. de altura). Ha redactado los proyectos de las dos mayores presas del Ebro, COMUNET (145 m. y 170 Hm³), pero con volumen de presa próximo a 17 millones de metros cúbicos, todos ellos de materiales sueltos y la de ITOIZ de gravedad de 130 m. de altura y 1,2 millones de metros cúbicos de hormigón.

Ha escrito varios artículos, algunos referentes a presas, como el titulado "SEGURIDAD DE LAS PRESAS DE GRAVEDAD", recientemente publicado en esta Revista.