

Determinación experimental de la función de dilatancia de un suelo granular denso.

An experimental determination of the dilatancy function of a granular dense soil.

M^a T. Mateos García

Laboratorio de Geotecnia, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. C/Alfonso XII nº 3 y 5. 28014 Madrid.

ABSTRACT

This paper presents an experimental method to determine the dilatancy function of a dense granular soil. The knowledge of that function is essential to modelize the geomechanical behaviour of the soil because it controls the development of plastic strains. The results obtained are compared with some theoretical equations published in the technical literature.

Key words: dilatancy function, granular soils, laboratory testing.

Geogaceta, 18 (1995), 150-152
ISSN: 0213683X

Introducción

Cuando se trata de desarrollar un modelo constitutivo capaz de explicar y reproducir de forma racional el comportamiento tensodeformacional de un suelo, una de las principales características del suelo que hay que determinar es la Ley de flujo plástico que gobierna el mecanismo de deformación plástica o de flujo del suelo.

La Ley de flujo plástico de un material se define como la relación que existe entre la razón de incrementos desviadores y volumétricos de deformación plástica ($d\epsilon_s^p/d\epsilon_v^p$) y el estado tensional al que se encuentra sometido el suelo, definido por la razón de tensiones ($\eta = q/p'$) siendo q la tensión desviadora y p' la tensión volumétrica efectiva.

Sin embargo, cuando un suelo está sufriendo una deformación por cizalla sin cambio de volumen- lo que según la Teoría del Estado Crítico (Schofield y Wroth, 1968) sucede cuando la razón de tensiones coincide con la pendiente de la Línea de estado crítico (M) característica de ese suelo- la razón entre los incrementos de deformaciones volumétricas y desviadoras plásticas toma un valor indeterminado. Por este motivo, es más común emplear el inverso de esta relación y definir la Función de dilatancia (δ) como el cociente entre las componentes volumétrica ($d\epsilon_v^p$) y desviadora ($d\epsilon_s^p$) del incremento de la deformación plástica. Esta función define para cada estado tensional la direc-

ción del flujo plástico:

$$\delta(p', q) = \frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_s^p} = - \frac{dq}{dp'}$$

Determinaciones teoricas de la función de dilatancia

Es posible encontrar en la literatura distintas formas de calcular el valor de esta función para cada estado tensional al que se encuentre sometido el suelo. Taylor en 1948 (Tomado de Wood, 1990) realizó un análisis ya clásico de las deformaciones producidas en el suelo basado en el trabajo total realizado por unidad de volumen a medida que el suelo se deforma cuando se ensaya en un aparato de corte:

$$dW = P \cdot dy + Q \cdot dx$$

siendo P la fuerza normal, Q la fuerza tangencial y dy , dx los desplazamientos producidos en la dirección en la que actúan estas fuerzas (Fig. 1). Taylor suponía que todo el trabajo realizado se disipaba en forma de fricción, es decir que no se acumula energía en forma de deformación elástica, por lo que cuando se produce el deslizamiento se debe cumplir que:

$$dW = \mu \cdot P \cdot dx$$

donde μ representa una constante con carácter friccional. Igualando estas

dos expresiones se obtiene:

$$\frac{Q}{P} + \frac{dy}{dx} = \mu$$

Esta expresión de la dilatancia (dy/dx) sugiere que el modo de deformación del material depende únicamente de una constante friccional característica del material (μ) y del estado tensional al que está sometido el suelo en un momento dado (Q/P).

Así mismo, el modelo de la Cam-clay original (Roscoe y Schofield, 1963) emplea una expresión de la función de dilatancia muy semejante, que generalizada para estados de esfuerzos triaxiales sería:

$$\delta = M - \eta$$

Sin embargo, esta ecuación fue posteriormente modificada debido a que predice deformaciones plásticas desviadoras importantes para pequeños valo-

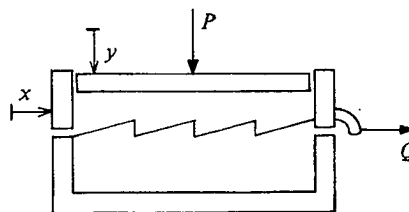


Fig. 1.- Esquema del sistema de fuerzas y desplazamientos estudiado por Taylor.

Fig. 1.- Loads and displacements system studied by Taylor.

res de h, por lo que se sustituyó por la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta}$$

dando lugar al modelo conocido como Cam-clay modificada (Roscoe y Burland, 1968).

En 1962 Rowe determinó otra ecuación de la dilatación basada en la idea de que la relación entre el trabajo realizado por una fuerza que produce un incremento de deformación en el suelo y el trabajo disipado al producirse este debe tomar un valor constante K, relacionado directamente con el ángulo de fricción del suelo ϕ (Rowe, 1965).

El valor de ϕ variaría entre un mínimo correspondiente al ángulo de rozamiento movilizado cuando sólo algunas partículas están deslizando sobre otras, y un máximo relacionado con el ángulo de resistencia al corte en el estado crítico, cuando se están produciendo grandes deformaciones en el suelo y su estructura se está reordenando constantemente.

En el caso de un ensayo triaxial realizado a compresión, la expresión de la función de dilatación propuesta por Rowe es la siguiente:

$$\delta = \frac{9 \cdot (M - \eta)}{9 + 3M - 2M\eta}$$

Otros autores han llegado a expresiones similares a partir de consideraciones teóricas y/o datos experimentales (ver, por ejemplo, Nova (1982) y Jefferies (1993)).

Caracterización geotécnica del suelo ensayado

El suelo ensayado procede de la brechificación tectónica de las formaciones dolomíticas de edad triásica de las Cordilleras Béticas y más concretamente de las canteras en explotación en los Mantos de Víboras y del Trevenque sobre el río Genil (Granada). Este material, que se conoce localmente como kakiritas, está formado por partículas angulosas que muestran caras planas y aristas bien definidas y cuyo tamaño varía entre los correspondientes a arenas y gravas, de manera que dentro del Método Unificado de Clasificación de Suelos se catalogaría en el tipo GS.

El peso unitario de las partículas sólidas es 2,867, que es un valor muy característico de la dolomita. Una vez que ha sido compactado en las condi-

ciones del ensayo Proctor modificado, alcanza una densidad seca (γ_d) igual a 2,17 gr/cm³ y una humedad (W) del 2%. En estas condiciones el índice de poros (e) del material es 0,321, que se corresponde con una densidad relativa (D_r) del 78%.

Además, fue necesario definir la pendiente de la línea de estado crítico característica de este material. Dicha pendiente (M) se determinó a partir de los estados de tensiones residuales correspondientes a una serie de ensayos triaxiales con y sin drenaje. De esta forma se halló un valor de M para situaciones de carga a compresión igual a 1,6 (Mateos, 1993).

Determinación experimental de la función de dilatación

En el caso de las kakiritas, para decidir la función que caracteriza mejor su comportamiento deformacional, se calculó el valor que tomaba la función de dilatación (δ) dependiendo del estado tensional (η) a partir de los resultados obtenidos en una serie de ensayos triaxiales drenados con probetas inicialmente consolidadas a 170, 300 y 500 kPa, en los que se midieron las deformaciones volumétrica, axial y radial. La medida del cambio de volumen se realizó mediante un dispositivo de tipo continuo con inversión de flujo cuya precisión es de 0,01 cm³; la deforma-

ción axial se registró mediante un transductor de desplazamiento, LVDT, de tipo resistivo con precisión de 0,01 mm. La medida de la deformación radial fue efectuada de forma manual, mediante el sistema óptico desarrollado por Escario & Uriel (1961), registrándose una medida cada 2% de deformación axial.

Para poder determinar la función de dilatación, es conveniente tener en cuenta que en muchas ocasiones la contribución de las deformaciones elásticas al valor de la deformación total puede llegar a ser despreciable, en especial en aquellos momentos en los que se está produciendo la plastificación del suelo, en los que la diferencia entre los incrementos de deformación plástica y los incrementos de deformación total es muy pequeña. De esta forma, se puede suponer que en el rango de deformaciones en cuestión las debidas al comportamiento elástico del suelo son tan pequeñas que se pueden despreciar, con lo cual los incrementos de las deformaciones totales medidas (ϵ^T) se pueden asimilar a los incrementos de deformación plástica (ϵ^P)

$$\Delta\epsilon^T = \Delta\epsilon^P$$

Una vez hecha esta simplificación se calcularon los valores de los incrementos de deformación plástica volumétrica ($\Delta\epsilon^V$) y deformación plástica desviadora ($\Delta\epsilon^S$) según las siguientes

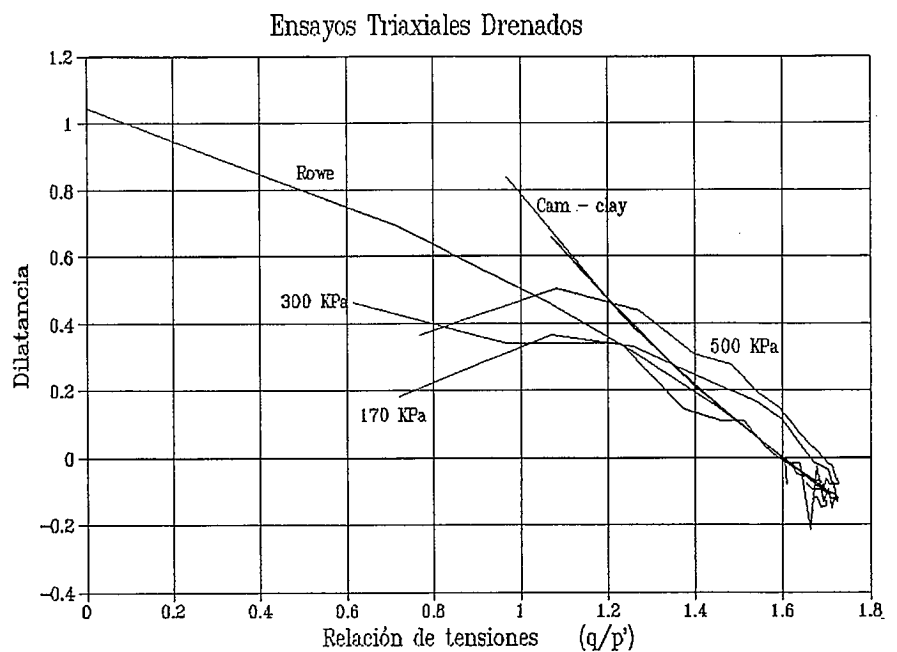


Fig. 2.- Medidas de dilatación obtenidas a partir de los resultados de los ensayos triaxiales CD.
Fig. 2.- Dilatancy measures obtained from the triaxial CD tests.

expresiones:

$$\Delta \epsilon_v^p = \frac{\Delta V}{\Delta V}; \Delta \epsilon_s^p = \frac{2}{3} (\Delta \epsilon_{ax} - \Delta \epsilon_{rad})$$

Resultados y conclusiones

En la figura 2 se han representado los resultados de las medidas de la función de dilatación efectuadas en el laboratorio con las tres muestras ensayadas. Así mismo se han dibujado los valores que toma dicha función calculados mediante las expresiones propuestas en la Teoría de la Cam-Clay modificada y por Rowe (1962). De dicha figura se desprenden las siguientes conclusiones:

1º El valor de la función de dilatación medido se hace nulo para estados tensionales semejantes a la pendiente de la línea de estado crítico característica del material estudiado, confirmando

así el comportamiento descrito en la Teoría del Estado Crítico.

2º Los valores medidos en laboratorio concuerdan con los calculados mediante expresiones teóricas clásicas en la literatura sobre el tema.

3º Las mayores diferencias observadas se dan para valores pequeños de la relación de tensiones. Este hecho se explicaría debido a que en ese rango de tensiones la contribución de las deformaciones elásticas al valor de la deformación total medida es más importante, por lo cual se comprueba que la suposición hecha en la ecuación 8 no será tan válida en este rango de tensiones y sí en el correspondiente a los fenómenos de plastificación del suelo.

Referencias

- Escario, V. y Uriel, S. (1962). *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* París, vol. I, págs. 89-93.
- Jefferies, M. G. (1993). *Géotechnique*, 43 N°.1, págs.91-103.
- Mateos, M. T (1993). *Tesis doctoral*. Univ. Complutense (inérita).
- Nova, R. (1982). *Soil Mech - Transient and Cyclic Loads*. Chapter 13, págs. 343-373. G. N. Pande y O.C. Zienkiewicz. Ed. Wiley.
- Roscoe, K. H. y Burland, J. B. (1968). *Engin. Plasticity*. J. Heyman & F.A. Leckie, eds. Cambridge Univ. Press, págs. 535-609.
- Roscoe, K. H. y Schofield, A. N. (1963). *Proc. 2Q Europ. Conf. Soil Mechs. Found. Eng. Wiesbaden*, Vol. I, págs. 47-54.
- Rowe, P. W. (1965). *Proc. of the Roscoe Memorial Symp.* Cambridge Univ. Press, págs. 143-194.
- Schofield, A. y Wroth, P. (1968). Ed. McGraw-Hill Publishing Company Ltd. 310 págs.
- Wood, D. M. (1990). Cambridge Univ. Press, 462 págs.