

Resistencia no drenada y licuación en arenas

E. Núñez

enunezgeo@yahoo.com.ar

Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires

RESUMEN: Se establecen relaciones entre la menor resistencia no drenada para deformaciones de valor limitado s_u , las presiones verticales efectivas iniciales p'_v , la densidad relativa D_r durante el proceso de deformaciones a volumen constante y el valor $(N_1)_{60}$ correspondiente al SPT corregido.

Palabras clave: resistencia – terremoto – SPT – estabilidad – deformabilidad

ABSTRACT: Some relationships among the undrained shear strength for limited strains s_u , the initial effective vertical stresses p'_v , the relative density D_r of the material during shearing at constant volume and the corrected standard penetration resistance $(N_1)_{60}$ are presented.

Key Words: strength – earthquake– SPT – stability – deformability

1 INTRODUCCIÓN

Cuando los materiales incoherentes saturados experimentan esfuerzos que se incrementan a una velocidad suficiente como para no permitir el drenaje, o sea que mantienen constante su relación de vacíos bajo el aumento de tensiones tangenciales, pueden desarrollarse presiones neutras crecientes que reducen el nivel de presiones efectivas con la consiguiente disminución de resistencia al corte del material granular. Cuando esta reducción conduce a que la presión efectiva menor tiende a cero, la resistencia al corte se reduce a valores tan pequeños que el material se comporta mecánicamente como un líquido: este fenómeno se denomina *licuación*.

Para estos casos, las tensiones tangenciales que actúan en el interior de un talud o en un estrato que sustenta una estructura de fundación son mayores que la resistencia al corte disponible, y como consecuencia, la masa granular fluye como un material plástico a volumen constante. Cuando los suelos incoherentes poseen una muy baja densidad relativa, la resistencia al corte disponible en estas condiciones de drenaje impedido es muy pequeña; eventualmente, si la densidad relativa tiende a cero también tiende a cero la resistencia al corte.

La resistencia al corte mínima disponible para deformaciones grandes pero limitadas, que denominaremos s_u , es una función del nivel medio de esfuerzos efectivos y de la relación de vacíos del material correspondiente (o si quiere de la D_r) al tiempo en que se produce la variación de los esfuerzos. Esta resistencia no necesariamente corresponde a la “resistencia final estacionaria” para muy grandes deformaciones: para un determinado material granular, dicha resistencia final estacionaria está rígidamente unida a la relación de vacíos que llamamos “crítica”, y que denominamos $s_{u(cr)}$, valor que en general es mayor a s_u .

En la medida que la densidad relativa es mayor, también es mayor la resistencia no drenada. Por tanto, y para una determinada masa de suelos incoherentes que experimentan incrementos de esfuerzos suficientemente rápidos como para no permitir el drenaje (o sea que no puede modificarse la relación de vacíos correspondiente al inicio del evento que incrementan los esfuerzos), por ejemplo la acción de terremotos, si las tensiones tangenciales actuantes son mayores que s_u , la masa de suelos experimentará grandes deformaciones, y si son mayores a $s_{u(cr)}$ el material fluye plásticamente en forma continua sin limitación de deformaciones.

Este fenómeno que ha sido llamado licuación no supone necesariamente que la resistencia al corte prácticamente desaparezca; su disminución depende del valor de la relación de vacíos (ó si prefiere D_r) que posee el material granular como valor constante durante el aumento de las tensiones tangenciales; s_u depende del nivel de los esfuerzos efectivos y de D_r , pero $s_{u(cr)}$ solamente de la D_r .

2 RESISTENCIA NO DRENADA DE ARENAS

En el laboratorio se estudia el comportamiento no drenados de arenas en general mediante la cámara triaxial. Este dispositivo permite ensayar probetas confeccionadas con distintas relaciones de vacíos originales y definir con precisión la relación de vacíos consolidada $e_{(c)}$ – en condiciones isotrópicas o anisotrópicas – que se mantendrá constante durante toda la ejecución del ensayo a lo largo del cual variarán las tensiones tangenciales.

Para cada material a dicha $e_{(c)}$ corresponderá una determinada densidad relativa D_r , para las cuales se definirán los respectivos valores de s_u y $s_{u(cr)}$. En la Fig. 1 se muestran en forma esquemática resultados de ensayos no drenados sobre muestras consolidadas a una cierta presión media de confinamiento suficientemente elevada que condujeron en cada caso a una cierta D_r .

Se pueden observar tres tipos de resultados característicos: a) materiales arenosos muy sueltos en donde ambos valores coinciden y para los cuales se desarrolla la denominada por A. Casagrande [1] “estructura de flujo” del conjunto de partículas; b) condiciones para las cuales el grado de desarrollo de dicha “estructura de flujo” conduce a una gran deformación, pero limitada, y donde los valores de s_u son menores a $s_{u(cr)}$; c) condiciones para las cuales – debido a una D_r suficientemente elevada – no se desarrolla dicha “estructura de flujo” del conjunto de partículas y el rango de grandes deformaciones se reduce progresivamente al ir aumentando la densidad relativa.

Ishihara [2] ejecutó numerosos ensayos de arenas con diferente y amplio rango de presiones efectivas iniciales medias ratificando el comportamiento anteriormente señalado. Por su parte, Bishop y coautores [3] ejecutaron ensayos con altas presiones de confinamiento sobre arenas sueltas del río Ham obteniendo como valores mínimos $s_u/p'_v = 0.14$ para dichas arenas. Se dispone de un número relativamente numeroso de ensayos no drenados con

medida de la presión neutra que presentan similar comportamiento.

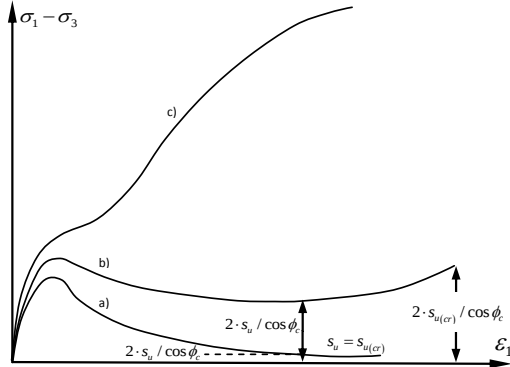


Figura 1. Estructura de flujo total, limitado y “no flujo”.

3 RELACIONES APROXIMADAS ENTRE s_u , p'_v , D_r Y $(N_1)_{60}$

El ensayo normal de penetración se ejecuta en forma diferente en distintas partes del mundo. En Argentina se emplea como norma el uso del “disparador” que permite disponer casi totalmente la energía liberada por la caída de la maza percutora, de tal manera que el guarismo que representa el resultado del ensayo N^* puede escribirse N_{90} . Por otra parte, es muy común presentar el resultado del ensayo como usualmente se realiza en USA como N_{60} . Por tanto, la relación de energías entre una manera y otra de ejecutar el ensayo resulta $N_{90}/N_{60} = 1.50$.

Emplearemos simplemente la letra N con el significado de $(N_1)_{60}$ – o sea efectuadas todas las correcciones que tienen en cuenta presión efectiva, diámetro de la perforación, longitud de barras, uso de portamuestras, etc. – a los efectos de establecer las correlaciones que siguen. Considerando los resultados de numerosos ensayos no drenados efectuados en arenas podemos establecer ciertas relaciones entre el cociente de la resistencia no drenada s_u y la presión efectiva inicial (para el caso de presiones iniciales de consolidación isotrópicas, p'_o , y para consolidación inicial anisotrópica p'_v) con la densidad relativa D_r .

La Fig. 2 recoge algunos pocos valores indicativos entre los varios disponibles de estos valores que naturalmente muestra una dispersión importante de resultados ya que las arenas son de diferentes características; sin embargo, puede definirse una

línea base inferior que se expresa mediante la ecuación (1)

$$\frac{s_u / p'_v}{D_r} = 0.23 + 0.90 s_u / p'_v \quad (1)$$

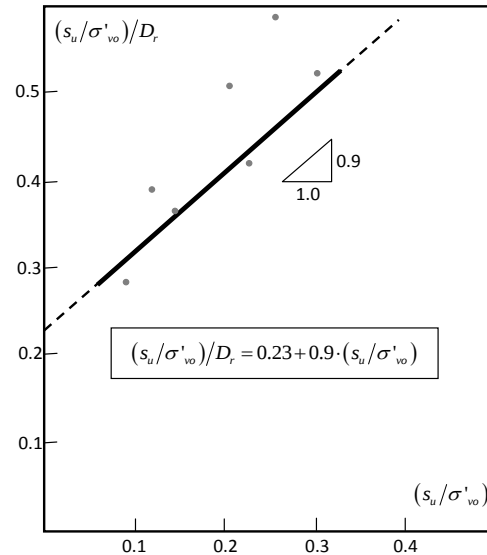


Figura 2. $(s_u/p_v)/D_r$ vs s_u/p_v .

o su equivalente

$$\frac{s_u}{p'_v} = \frac{D_r}{4.35 - 3.90 D_r} \quad (2)$$

Por otra parte, el autor emplea desde hace muchos años la siguiente relación entre N y D_r [4]

$$D_r = \frac{N}{23 + 0.716N} \quad (3)$$

o su equivalente

$$N = \frac{23D_r}{1 - 0.716D_r} \quad (4)$$

por lo cual resulta

$$\frac{s_u}{p'_v} = \frac{N}{100 - 0.80N} \quad (5)$$

como se muestra en la Fig. 3. Si se considera un valor de la fricción equivalente no drenada movilizada ϕ_{mob} , también puede escribirse en forma aproximada

$$N_{\phi_m} - 1 = \frac{N}{60 - 1.25N} \quad (6)$$

siendo $N_{\phi_m} = \tan^2(45^\circ + \phi_m/2)$. Desde ya todas estas expresiones son aproximadas, pero permiten estimar la resistencia mínima en condiciones no drenadas para deformaciones restringidas, no necesariamente ilimitadas.

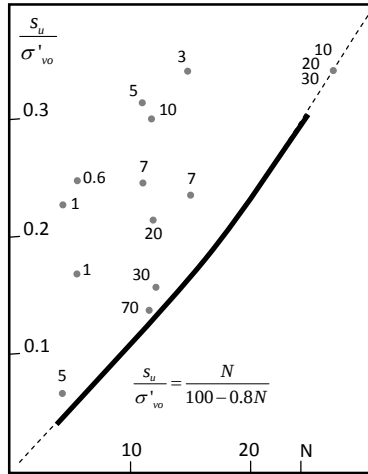


Figura 3. s_u/p_v vs N.

4 EJEMPLO 1

Una base cuadrada de 2 m de lado está cimentada a 1 m de profundidad en un depósito de arenas medianas uniformes y transmite una presión de 1 kg/cm². La capa freática está a 1 m de profundidad. En los 5 primeros metros el resultado de los SPT ejecutados con disparador, es $N^* = 10$, por lo que la conversión a $(N_1)_{60}$ resulta aproximadamente

$$N = 10 \cdot (\text{coef.energía}) \cdot (\text{coef.profundidad}) = 10 \cdot 1.5 \cdot 1 / \sqrt{0.4} = 23 \quad (7)$$

Por aplicación de la ecuación (5) se obtiene $s_u/p'_v = 0.28$, por lo que

$$s_u = 0.28 \cdot p'_v = 0.28 \cdot 0.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (8)$$

o también, por aplicación de la ecuación (6), $N_{\phi_m} = 1.75$ por lo que $\phi_m = 16^\circ$. La capacidad de carga nominal resultaría

$$p_{rot} = 0.5 \cdot 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 2\text{m} \cdot 2.3 \cdot 0.9 + 1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot 5 \cdot 1.1 = 12 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad (9)$$

En el caso de ocurrencia de un sismo de intensidad suficiente como para alcanzar la resistencia mínima no drenada, la fundación presentaría un coeficiente de seguridad del orden de 1.2 respecto de rotura, pero experimentará un asiento adicional debido a la modificación del módulo de deformación del suelo en las condiciones inmediatamente posteriores al sismo.

En localización cercana las mismas arenas se presentan con un valor $N^* = 5$, por lo que la conversión a N resulta aproximadamente $N = 12$, por lo que $s_u/p'_v = 0.13$, $s_u = 0.06 \text{ kg/cm}^2$; o también $N_{\phi_m} = 1.27$ por lo que $\phi_m = 7.5^\circ$. La capacidad de carga nominal resultaría del orden de 4 ton/m² la cual es mucho menor a la eventual carga de servicio de 10 ton/m².

5 EJEMPLO 2

La fundación de una presa muestra que a una cierta profundidad respecto del plano de apoyo existe una capa uniforme horizontal de arena con resultados de SPT ejecutados antes de la construcción y que, convertidos a valores normalizados, presentan un valor del orden de 16. La presión vertical efectiva considerando la presencia de la presa es p'_v . Para estimar la estabilidad al deslizamiento luego de producido un sismo con intensidad suficiente como para desarrollar una resistencia no drenada s_u se considerará en forma conservativa que las arenas luego de aplicadas las cargas correspondientes a la acción de la presa mantienen al menos la densidad relativa correspondiente al valor N indicado. En ese caso, $s_u/p'_v = 0.18$. Con este valor se efectuarán las correspondientes evaluaciones de estabilidad post-sísmica o de deformabilidad producida durante el sismo.

6 CONCLUSIONES

El valor mínimo s_u de resistencia no drenada en arenas puede estimarse en forma aproximada conociendo el valor indicativo N(SPT), efectuadas las correcciones usuales para el uso de dicho guarismo.

7 AGRADECIMIENTOS

El Autor quiere manifestar su agradecimiento a los Profesores Alejo Sfriso y Alejandro Verri por su permanente disposición para la discusión crítica de muchos de los temas aquí examinados.

8 REFERENCIAS

- [1] Casagrande, A. 1975. Liquefaction and Cyclic Deformation of Sand. A Critical Review. Vº Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina.
- [2] Ishihara, K. 1996. Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics. Clarendon Press, Oxford.
- [3] Bishop, A., Webb, D., Skinner, A. 1965. Triaxial Test on Soil at Elevated Cell Pressures. Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montreal. University of Toronto Press.
- [4] Nuñez, E. 1989. Comportamiento Mecánico de Suelos. Conferencia SAMS Auditorio SADE, Buenos Aires, Argentina.