

Efecto de la consolidación secundaria en el módulo cortante a bajas deformaciones

Effect of secondary consolidation on the small-strain shear modulus

Javier Fernando Camacho Tauta*
 Fausto Andrés Molina Gómez**
 Óscar Javier Reyes Ortiz***

Resumen

La evidencia experimental muestra que el proceso de consolidación secundaria incrementa la rigidez del suelo a pequeñas deformaciones. Este proceso ha sido estudiado por diferentes autores, quienes sugieren que esta puede ser una de las causas por las cuales suelen presentarse diferencias entre la rigidez medida por métodos de laboratorio y la obtenida mediante técnicas de campo. Éste hecho también puede tener efectos en la relación funcional entre el módulo cortante, la relación de vacíos y el esfuerzo efectivo medio. Para analizar este fenómeno, se llevó cabo un programa experimental sobre muestras de arcilla de baja plasticidad mediante el ensayo de columna resonante. Se midió la rigidez del suelo a bajas deformaciones durante el proceso de consolidación, para varias etapas de carga y descarga. Los resultados muestran que no siempre es adecuado el criterio de utilizar el módulo cortante a 1000 minutos de iniciado el proceso de consolidación.

Palabras Clave: columna resonante, consolidación secundaria, módulo cortante, relación de vacíos, rigidez

Abstract

The experimental evidence shows that the process of secondary consolidation increases the small-strain stiffness. This process has been studied by different authors, who suggest that it could be one of the causes of the differences between the stiffness measured by laboratory and field methods. This fact may also have effects on the functional relationship between the shear modulus, void ratio and mean effective stress. In order to analyze this phenomenon, it was carried out an experimental programme on specimens of low plasticity clay by means of the resonant-column test. The soil stiffness was evaluated during the evolution of the consolidation process along various stages of loading and unloading. The results show that the criterion of using the shear modulus at 1000 minutes after starting the consolidation process is not always suitable.

Key Words: resonant column, stiffness, shear modulus, void ratio, secondary consolidation

* Ingeniero Civil, Universidad Militar Nueva Granada. Magíster en Ingeniería Civil, Universidad de los Andes. Doctor en Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Lisboa. Correo electrónico: javier.camacho@unimilitar.edu.co

** Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Militar Nueva Granada. Correo electrónico: u1101029@unimilitar.edu.co

*** Ingeniero Civil, Universidad de los Andes. Magíster en Ingeniería Civil, Universidad de los Andes. Doctor en Infraestructura y Gestión del Territorio, Universidad Politécnica de Cataluña. Correo electrónico: oscar.reyes@unimilitar.edu.co

I. INTRODUCCIÓN

En la evaluación del módulo cortante del suelo a bajas deformaciones se suele utilizar el ensayo de columna resonante. En este ensayo, un espécimen cilíndrico de suelo que está sujeto a condiciones de confinamiento en una cámara triaxial, se somete a vibración torsional a bajos niveles de deformación. La frecuencia de vibración se varía hasta alcanzar la condición de resonancia. Esta información es utilizada para calcular el módulo cortante y la relación de amortiguamiento del suelo [1].

Se ha observado sin embargo, que estos parámetros evolucionan durante el proceso de consolidación del espécimen de suelo en la cámara triaxial [2]. Esta variación puede deberse al aumento del esfuerzo efectivo a causa de la disipación de los excesos de presión de poros y a la reducción de la relación de vacíos por efecto del drenaje de agua durante el proceso de consolidación. Afifi y Woods [3] encontraron en 1971 que este efecto es más notorio en suelos finos ($D_{50} \leq 40\mu\text{m}$).

Posteriormente, Afifi y Richart [4] evidenciaron que al representar el módulo cortante en función del tiempo en escala logarítmica, se observa un cambio en la pendiente en el minuto 1000. A la variación del módulo cortante posterior a este tiempo, la denominaron efecto a largo plazo. Santos en 1999 [5] propuso que la evaluación del efecto a largo plazo se debe estimar al finalizar la consolidación primaria del suelo y no necesariamente a los 1000 minutos.

Con el fin de analizar este fenómeno en mayor detalle, se llevó a cabo un programa experimental en laboratorio basado en ensayos de columna resonante sobre muestras de arcilla de baja plasticidad. El programa de ensayos consistió en medir la evolución del módulo cortante a lo largo de la fase de consolidación del suelo para diferentes presiones de confinamiento, tanto durante el proceso de carga como en el de descarga.

II. MARCO TEÓRICO

A. Módulo cortante inicial

El módulo cortante inicial o módulo cortante máximo (G_0) corresponde a la relación entre el esfuerzo cortante (τ) y la deformación cortante (γ) a bajos niveles de deformación, usualmente inferiores a 10-5 [6]. A este nivel el material tiene

un comportamiento mecánico lineal, se comporta dentro del rango elástico y no se degrada con el paso de los ciclos de carga. [7]

El módulo cortante inicial es un parámetro de gran importancia en ingeniería geotécnica, no solamente porque describe el comportamiento mecánico a pequeñas deformaciones, sino porque de éste depende también la curva entera de degradación del módulo a lo largo de los diferentes niveles de deformación, dado que estas curvas se representan normalizadas con relación al módulo cortante inicial [8]. Así mismo, variadas metodologías de diseño y análisis de la respuesta del terreno usan el módulo cortante como insumo dentro de las propiedades mecánicas o dinámicas del suelo.

B. Principales factores que afectan al módulo cortante inicial

Múltiples factores afectan al módulo cortante inicial [9]. De ellos, los más importantes corresponden al esfuerzo efectivo promedio (p') y la relación de vacíos (e). Hardin y Richart [1], propusieron la siguiente relación entre estas variables:

$$G_0 = A \frac{(B+e)}{1+e} (p')^n \quad (1)$$

Donde A, B y n son parámetros de ajuste experimental de la ecuación [10]. Estos parámetros dependen de las propiedades de cada material y no pueden ser generalizadas para cada tipo de suelo [11].

Camacho-Tauta en 2011 [12], recopiló la información obtenida por algunos autores que han trabajado con diferentes tipos de material, mostrando que el valor de B más usado es 2.17, n es aproximadamente 0.5 y los valores de A oscilan entre 7000 y 14100, para G_0 y σ'_0 expresados en kPa

C. Consolidación secundaria

De acuerdo con la teoría de la consolidación de Terzaghi [13], el suelo experimenta tres tipos de deformación como producto de la aplicación de una carga externa: deformación elástica, consolidación primaria y consolidación secundaria. La deformación elástica es la deformación inicial del suelo como respuesta elástica que cualquier sólido tiene ante la aplicación de carga. La consolidación primaria es la reducción de volumen como producto de la

migración de agua que se da por la disipación del exceso de presión de poros. La consolidación secundaria ocurre por flujo viscoso del material sometido a un esfuerzo efectivo constante. Esta última parte tiene un comportamiento lineal cuando se representa la relación de vacíos en función del logaritmo del tiempo. La pendiente del tramo de consolidación secundaria se conoce como coeficiente de consolidación secundaria ($C\alpha$). La Figura 1 presenta una curva típica donde se evidencian los tres tipos de deformación.

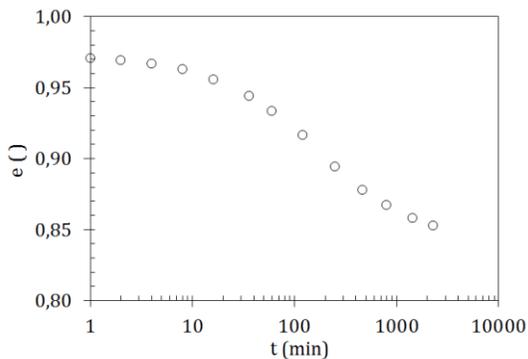


Figura 1. Curva de consolidación donde se muestra la variación de la relación de vacíos en función del tiempo.

D. Efecto a largo plazo

El fenómeno de consolidación secundaria tiene una tasa de deformación muy baja y es función del logaritmo del tiempo. Por eso su efecto en las variaciones volumétricas de la masa del suelo es reducido en comparación con el proceso de consolidación primaria y en consecuencia se suele ignorar. Sin embargo, la rigidez del suelo continúa aumentando durante la consolidación secundaria. Este proceso se define como el efecto a largo plazo. Esta variación puede tener importancia significativa debido al papel que tiene el módulo cortante. Este efecto ha sido reconocido por Humpries y Walhs [14], Hardin y Black [10] y evidenciado experimentalmente por Marcuson y Wahls [15]. La reducción en la reducción de vacíos durante la consolidación secundaria no explica por sí sola el aumento en el módulo cortante. Otros factores pueden estar presentes tales como el aumento progresivo de los contactos intergranulares o la evolución de las relaciones físico-químicas [16].

La Figura 2 muestra un ejemplo de la variación que tiene el módulo cortante a lo largo del tiempo. De esta figura se desprende que es necesario

utilizar un criterio para definir el valor del módulo cortante correspondiente al esfuerzo efectivo aplicado.

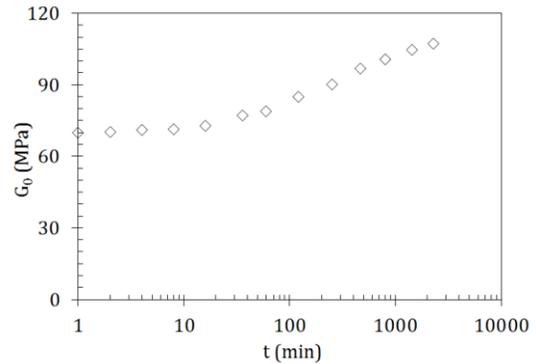


Figura 2. Variación del módulo de corte en función del tiempo durante la fase de consolidación.

Para describir la variación del módulo cortante debido al efecto a largo plazo, Anderson y Stokoe [17] definieron los coeficientes I_G y N_G que se definen mediante las ecuaciones 2 y 3, respectivamente.

$$I_G = \frac{\Delta G_0}{\log(t_1/t_2)} \quad (2)$$

$$N_G = \frac{I_G}{G_{1000}} \quad (3)$$

Donde ΔG_0 corresponde a la diferencia del módulo de corte en los tiempos t_1 y t_2 que son dos valores del tiempo mayores a 1000 minutos, y G_{1000} es el valor del módulo de corte en el minuto 1000. En la Figura 3 se representan los anteriores elementos.

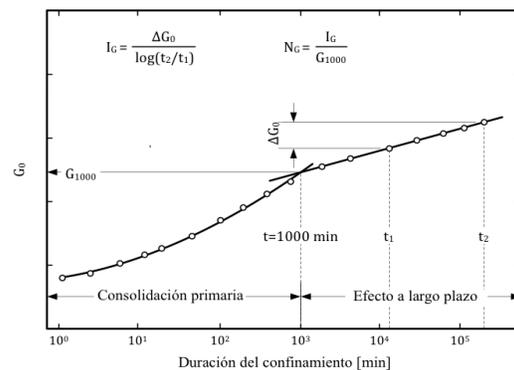


Figura 3. Efecto del tiempo sobre el módulo de corte a pequeñas deformaciones.

Fuente: Anderson, D. G. & Stokoe, K. H. I. (1978).

III. METODOLOGÍA

A. Equipos

Para evaluar la evolución del módulo cortante durante el proceso de consolidación, se utilizó el equipo de columna resonante (Seiken) del Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Técnica de Lisboa (IST/UTL), modificado mediante la adaptación de un generador de

funciones (TTi, TG4001) y un osciloscopio digital (Picotech, ADC212).

La ejecución automatizada de ensayos se consigue a través de una aplicación diseñada en LabView que controla los dispositivos, adquiere la información y procesa los datos [12]. En la Figura 4, se presenta un diagrama esquemático del equipo de columna resonante utilizado.

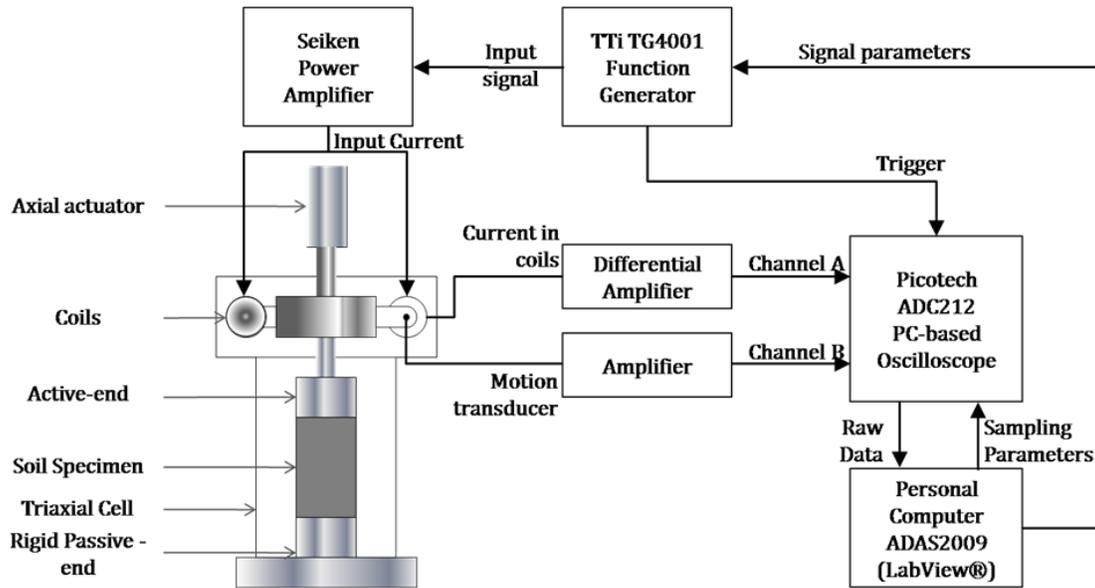


Figura 4. Diagrama esquemático del equipo de columna resonante utilizado. Fuente: Camacho-Tauta (2011).

B. Materiales

Para el desarrollo de la investigación se utilizaron dos muestras inalteradas de arcilla de baja plasticidad (CL), provenientes de un sondeo realizado en la zona central de la Ciudad de Lisboa (Portugal) en el marco de los estudios para la construcción de la estación de metro de Terreiro do Paço. En la Tabla 1 se muestran las propiedades físicas (gravedad específica de sólidos, G_s ; contenido de humedad, w ; peso unitario, γ ; e índice de plasticidad, IP). Así mismo se indican las dimensiones iniciales de los especímenes (Longitud, L_0 y Área seccional, A_0)

Tabla 1. Propiedades físicas del material analizado y dimensiones de los especímenes

Parámetro	Muestra 1	Muestra 2
G_s	2.68	2.68
w [%]	48	44
ρ [g/cm ³]	1.72	1.79
IP	15	15

L_0 [cm]	10.04	10.05
A_0 [cm ²]	40.38	40.38

C. Procedimiento

Se ejecutaron ensayos de columna resonante utilizando el procedimiento establecido por la norma ASTM D-4015 [1]. Se registró la evolución del módulo cortante y la variación volumétrica a diferentes intervalos de tiempo de forma que se pudiera obtener una secuencia gráfica. El procedimiento se realizó para diferentes presiones de confinamiento isotrópico; tal como se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2. Presiones de confinamiento en los ensayos de Columna Resonante.

Proceso	Muestra 1	Muestra 2
	20	30
	50	50
Carga [kPa]	100	100
	200	200
	400	400
	200	200
Descarga [kPa]	100	100
	50	50

En cada incremento de carga se evaluó la relación de vacíos (e_{1000}) y el módulo cortante (G_{1000}) a los 1000 minutos y se calcularon los coeficientes IG y NG de acuerdo con las definiciones indicadas en las ecuaciones 2 y 3 [7].

Por otra parte, se evaluó el tiempo necesario para alcanzar el 100% de la consolidación primaria (t_{100}) y la relación de vacíos correspondiente (e_t) tal como se define en el método de Casagrande. En la Figura 5 se muestra un ejemplo de la obtención de estos valores para los datos de la muestra 1 y un confinamiento de 200 kPa en la que el punto sombreado corresponde a la relación de vacíos al finalizar la consolidación primaria y la línea punteada su valor en el tiempo.

Adicionalmente, se registró el módulo cortante al 100% de la consolidación primaria (G_t) y se evaluaron los coeficientes IG y NG en función de los valores obtenidos en t_{100} . Este planteamiento se basa en que el minuto 1000 no siempre corresponde al final de la consolidación primaria y un valor más acertado debería basarse en la evolución de cada curva de consolidación [5].

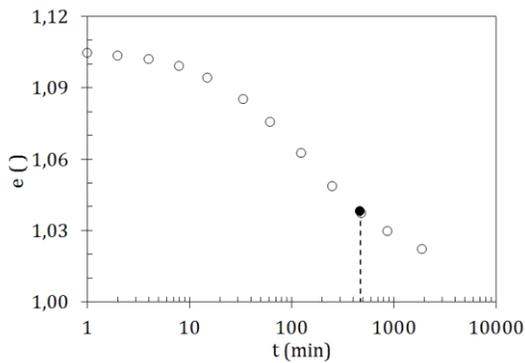


Figura 5. Estimación del t_{100} y su relación de vacíos. Muestra 1, $p' = 200$ kPa.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Como se observa en la Figura 6, que representa uno de los incrementos de carga analizados, el módulo cortante G_{1000} no coincide con el módulo cortante G_t , siendo para este caso específico mayor el primero con una diferencia de aproximadamente 7%.

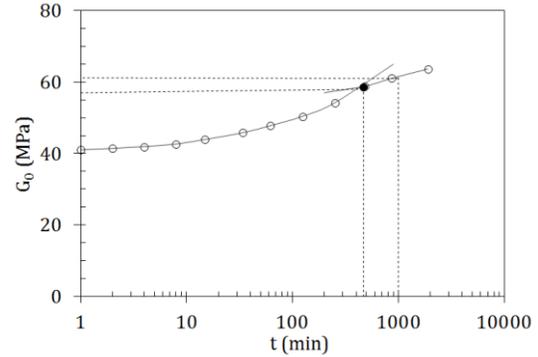
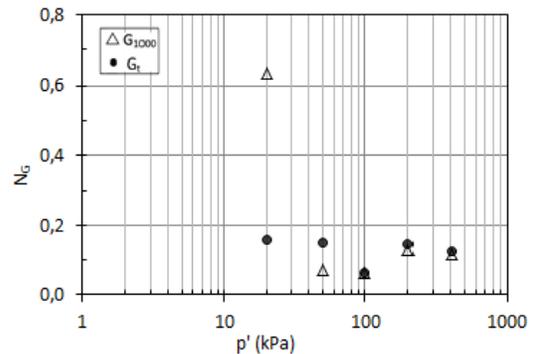


Figura 6. Comparación entre el módulo cortante a 1000 minutos y el módulo cortante al final de la consolidación primaria. Muestra 1, $p' = 200$ kPa.

Durante las fases de descarga no se presenta una diferencia significativa entre los módulos y no existe una tendencia definida en la variación con el tiempo. Por consiguiente, en el proceso de descarga se puede aceptar como constante el módulo cortante a los pocos minutos de iniciada la descarga.

Una comparación entre los valores de IG obtenidos a los 1000 minutos y a t_{100} , se puede observar en la Figura 7. Existe poca diferencia entre los valores, especialmente en la muestra 2, ya que en la mayoría de los casos la muestra alcanza el final de la consolidación primaria antes de los 1000 minutos. Como la pendiente de la curva durante la consolidación secundaria es aproximadamente constante, el coeficiente IG coincide.



(a)

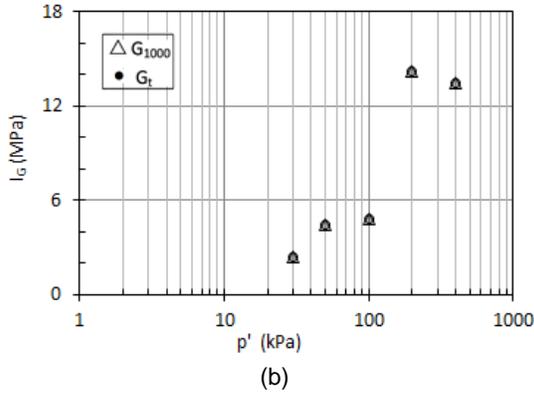
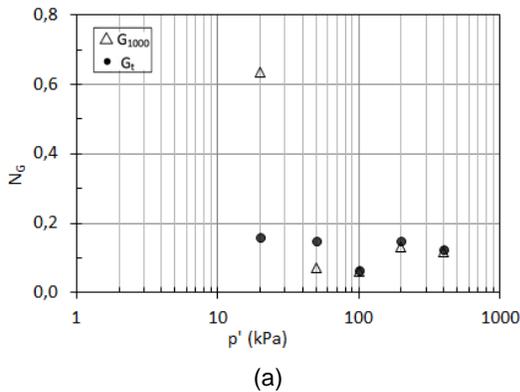


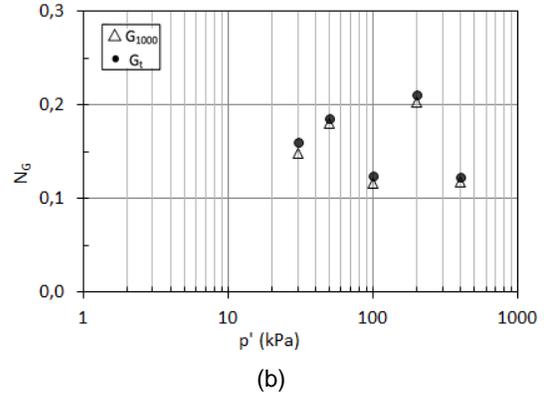
Figura 7. Coeficiente IG bajo diferentes confinamientos; (a) muestra 1 y (b) muestra 2.

En la Figura 8 se presenta la variación del coeficiente NG obtenido a partir del módulo cortante medido a los 1000 minutos y el mismo parámetro al final de la consolidación primaria. Puede observarse que el coeficiente NG es más uniforme cuando se evalúa con los parámetros obtenidos al final del proceso de consolidación que con los mismos parámetros en el minuto 1000.

Puede observarse que las dos muestras tienen ahora alrededor del mismo valor de NG, el cual se encuentra entre 0.1 y 0.2. La Figura 8b muestra que el espécimen 2 no presenta variación apreciable en los valores de NG, lo cual se debe a que en este espécimen la consolidación primaria se alcanzó en un valor próximo a 1000 minutos.



(a)

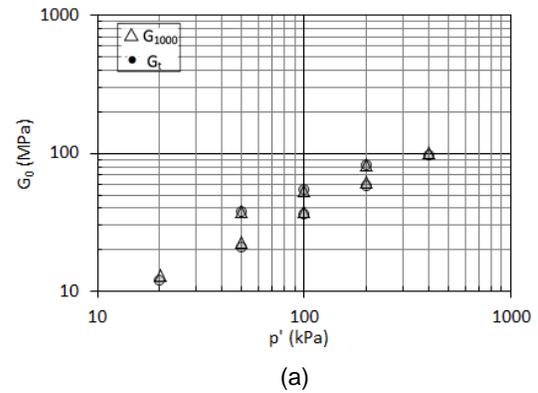


(b)

Figura 8. Coeficiente NG bajo diferentes confinamientos; (a) muestra 1 y (b) muestra 2.

En la Figura 9, se presenta una comparación del módulo cortante inicial en función del esfuerzo medio efectivo de confinamiento. El módulo cortante se obtuvo con los dos criterios, a los 1000 minutos y a la finalización de la consolidación primaria. A primera vista no existen variaciones apreciables entre los dos módulos para ninguna de las dos muestras y podría considerarse en este caso que no existe diferencia entre los dos métodos para la determinación del módulo cortante inicial.

Para analizar este aspecto en mejor detalle y considerando el conjunto de resultados, se estimaron los parámetros de la Ecuación 1 mediante un proceso de ajuste por optimización.



(a)

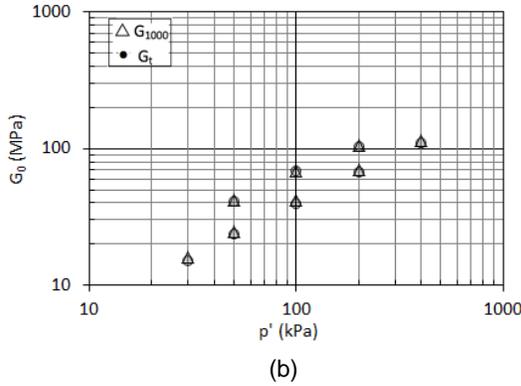


Figura 8. Módulo cortante en función del esfuerzo medio efectivo de confinamiento en trayectoria de carga y descarga; (a) muestra 1 y (b) muestra 2.

Utilizando el proceso de ajuste de parámetros utilizando se encontraron las expresiones indicadas en las Ecuaciones 4 y 5 para la muestra 1 y las Ecuaciones 6 y 7 para la muestra 2.

Muestra 1.

$$G_{1000} = 5511 \frac{(2.50+e)^2}{1+e} (p')^{0.44} \quad (4)$$

$$G_t = 6094 \frac{(2.40+e)^2}{1+e} (p')^{0.44} \quad (5)$$

Muestra 2.

$$G_{1000} = 11473 \frac{(1.82+e)^2}{1+e} (p')^{0.48} \quad (6)$$

$$G_t = 12342 \frac{(1.78+e)^2}{1+e} (p')^{0.48} \quad (7)$$

Se observa que el parámetro A es el que mayor variación experimenta según se escoja el módulo cortante G1000 o Gt. Mientras en la primera muestra la diferencia relativa entre los valores de A alcanza un 10%, en la segunda muestra esta diferencia es de un 7%. En ambos casos, es una diferencia que puede ser importante cuando se trata de utilizar esta correlación para estimar módulos cortantes a partir de datos experimentales con el fin de estimar la respuesta del depósito de suelo. Esta diferencia se puede apreciar en la Figura 9 en donde se representa el módulo cortante dividido por la función de relación de vacíos:

$$F(e) = \frac{(B-e)^2}{1+e} \quad (8)$$

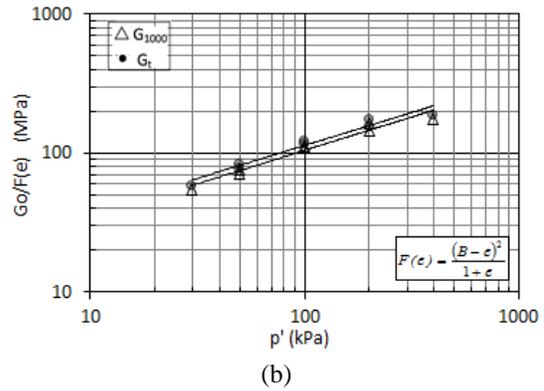
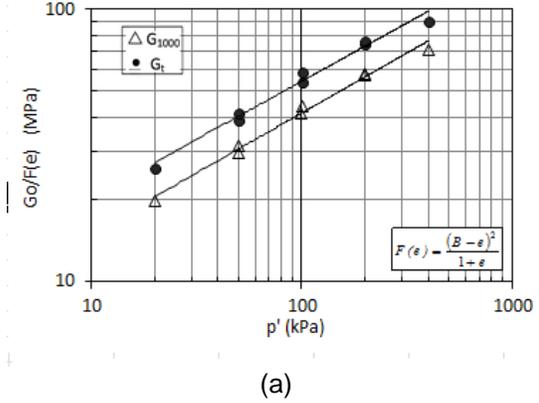


Figura 9. Módulo cortante inicial dividido la función de relación de vacíos para varias presiones de confinamiento en trayectoria de carga y descarga; (a) muestra 1 y (b) muestra 2.

V. CONCLUSIONES

El proceso de consolidación secundaria incide sobre el módulo cortante inicial haciendo que éste aumente con el tiempo. La adecuada determinación de un módulo cortante de referencia permite obtener coeficientes a largo plazo IG y NG más uniformes y representativos de un suelo, independientes de la magnitud del esfuerzo promedio efectivo.

Éstos coeficientes son más uniformes al tomar los valores del módulo cortante al final del proceso de consolidación secundaria y no a los 1000 minutos.

Adicionalmente, la escogencia del módulo cortante inicial, tiene un importante efecto en el coeficiente A en la ecuación que correlaciona al módulo cortante inicial con la relación de vacíos y la presión efectiva promedio de confinamiento.

Por lo anterior se encuentra más acertado emplear el módulo cortante corte correspondiente al final de la consolidación primaria.

Las dos muestras empleadas corresponden al mismo tubo muestreador. Sin embargo un pequeño aumento en el peso unitario y una pequeña reducción en el contenido de humedad inicial hacen que la rigidez aumente lo suficiente como para que el parámetro A de la Ecuación 1 aumente un 67%. Es una demostración de la importancia que tiene la conservación y manejo de las muestras en la determinación de las propiedades dinámicas del suelo.

REFERENCIAS

- [1] ASTM International. (2002d). "Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by the Resonant-Column Method (D 4015-92)". Annual Book of ASTM Standards, West Conshohocken.
- [2] Hardin, B. O. & Richart, F. E., Jr (1963). "Elastic Wave Velocities in Granular Soils". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 89(1), 33-65
- [3] Afifi, S. S. & Woods, R. D. (1971). "Long-Term Pressure Effects on Shear Modulus of Soils". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 97 (SM10), 1445-1460.
- [4] Afifi, S. S. & Richart, F. E. J. (1973). "Stress-History Effects on Shear Modulus of Soils". Soils and Foundations, 13(1), 77-95.
- [5] Santos, J. A.; Gomes Correia, A. & Fialho Rodrigues, L. (1999). "Comparison of Laboratory and Field Shear Modulus of Sta Iria De Azóia Clay". Proceedings of the XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Foz de Iguaçu, 173-178.
- [6] Vucetic, M.V. & Dobry, R. (1991) "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 117 (1), 89-107.
- [7] Vucetic, M.V. (1994) "Cyclic Threshold Shear Strain in Soils". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 120 (12), 2208-2228.
- [8] Ortiz M. P.; Gaitán J. F. & Camacho-Tauta "Modelo unificado de curvas de reducción del módulo cortante en arenas del río Guayuriba", Enviado para publicación a la revista DYNA en 2012.
- [9] Seed, H. B. & Idriss, I. M. (1970). "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses" UCB/EERC-70/10, University of California, Berkeley.
- [10] Hardin, B. O. & Black, W. L. (1968). "Vibration modulus of normally consolidated clay". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 94 (SM2), 353-369.
- [11] Ishihara, K. (1996). Soil Behavior in E Earthquake Geotechnics, Oxford Science Publications.
- [12] Camacho Tauta (2011) "Evaluation of the small-strain stiffness of soil by non-conventional dynamic testing methods". Ph.D Thesis, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- [13] Berry, P. L. & Reid, D (1993) "Mecánica de suelos". McGraw-Hill.
- [14] Humpries, W. K. and Walhs, H. (1968). "Stress History Effects on Dynamic Modulus of Clay" Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 94(SM2), 371-389.
- [15] Marcuson, W. F. and Wahls, H. (1972). "Time Effects on Dynamic Shear Modulus of Clays" Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98(SM12), 1359-1373.
- [16] Santos, J. A. (1999). "Soil Characterization by Dynamic and Cyclic Torsional Shear Test. Application to Study of Piles under Static and Dynamic Horizontal Loading", Ph.D Thesis, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa (en Portugués).
- [17] Anderson, D. G. & Stokoe K. H. I. "Shear Modulus: A Time-Dependent Soil

Property". Dynamic Geotechnical Testing
Stp 654, Silver, M. L., ed., ASTM, Denver,
66-90.