

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES Y DEFORMACIONES UNITARIAS EN EL SUELO DEBAJO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES CON BASE EN LA LEY EDMÉTRICA CONTINUA CORREGIDA

Wagdi NAIME YEHA ¹ Andrés GAVIDIA ²

RESUMEN

La ley edométrica continua es una alternativa a la ley convencional para la interpretación del comportamiento edométrico de los suelos, con la ventaja de que se expresa mediante ecuaciones continuas, derivables e integrables en todo el dominio de aplicación de esfuerzos, indistintamente de si el suelo es normalmente consolidado o preconsolidado. Mediante la consideración de una trayectoria de esfuerzos que parte del comportamiento edométrico en la línea k_0 , con tendencia hacia la línea k_f , del estado límite de resistencia, fueron desarrolladas ecuaciones que corrigen las ecuaciones del comportamiento edométrico mediante la superposición de las deformaciones horizontales en el suelo, generando una nueva ley esfuerzo-deformación que se adapta mejor al comportamiento real de los suelos debajo de fundaciones superficiales. Los análisis se realizaron considerando una trayectoria de esfuerzos lineal, parecida pero no coincidente con la trayectoria lineal que se obtiene con las ecuaciones de elasticidad, y considerando también la rugosidad en el contacto suelo-fundación. Con el objeto de evaluar el desarrollo de los perfiles de deformaciones verticales y desplazamientos horizontales bajo diversas configuraciones geométricas de fundaciones superficiales, fueron analizados 6 suelos con diferentes compresibilidades que abarcan desde arcillas muy blandas hasta arenas. Se lograron establecer perfiles normalizados bien diferenciados por cada suelo y que sirven de referencia según la compresibilidad. Estos perfiles mantienen la misma morfología y características de los que se obtienen mediante simulación por elementos finitos y también con perfiles medidos en diversos casos de pruebas reales.

ABSTRACT

Horizontal displacements and vertical strain in soils under shallow foundations based on the oedometric-continuous corrected law

Oedometric Continuous law is an alternative to the conventional law for the interpretation of oedometric behavior. It is expressed through continuous equations that can be derivated and integrated throughout all practical stress domain, for both, normally consolidated and overconsolidated soils. Considering stresses path starting from k_0 line, of the oedometric behavior, tendency toward k_f line, of the stress limit state, the equations are developed that modify the oedometric analysis considering the horizontal strains, generating a new stress-strain law that fits better to the real behavior under shallow foundations. In this research we assume a linear path, similar but not coincident to the lineal path that is obtained by elasticity equations and consider too the roughness of the soil-foundation contact. The method was used to develop the verticals strains profiles and the horizontal displacements profiles for six soils ranging from low to high compressibility, considering several geometric configuration for shallow foundations, obtaining great correspondence with results showed by published cases and by the element finite method. Standard profiles are presented that serve as a reference according to the soil compressibility.

Palabras clave: compresibilidad, deformación edométrica, relación esfuerzo-deformación, trayectoria de esfuerzos, desplazamientos horizontales, fundaciones superficiales.

Keywords: Compressibility, oedometric strain, stress-strain relationship, stress path, horizontal displacements, shallow foundations.

INTRODUCCIÓN

El método edométrico convencional actual considera las características de compresibilidad de los suelos representadas por i) la relación de vacíos inicial e_0 , ii) la presión de preconsolidación (σ_m), iii) los índices de recompresión y

compresión (C_r y C_c), definidos como las pendientes de las rectas asumidas en las dos primeras zonas de la curva de compresibilidad e - $\log(\sigma)$ (figura 1) y iv) el coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v), que es la inversa del módulo edométrico (E_s), definido como la pendiente en la curva esfuerzo-deformación. Durante casi un siglo el método

¹ Docente e Investigador. Coordinador del Comité Académico de postgrados en vialidad y geotecnia, Universidad Central de Venezuela, Caracas; Universidad de los Andes, programa de doctorado en ciencias aplicadas a la ingeniería, Mérida. Correo-e.: wagdin@gmail.com

² Ingeniero civil, Universidad Central de Venezuela. Correo-e.: ingaegavidia@gmail.com

edométrico convencional se ha utilizado ampliamente para las estimaciones de asentamientos por consolidación primaria en cimentaciones poco profundas (p. ej.; Skempton, Peck y MacDonald, 1955; Peck & Uyanik, 1955; Wijemunige & Moh, 1989; Balasubramaniam, Cai, Zhu, Surarak y Oh, 2010; Yune & Olgun, 2016; Indraratna, Zhog, Fox y Rujikiatamjora, 2017; Chen, Gao, Elsayed y Yang, 2019).

La curva de compresibilidad en escala semilogarítmica es el método más utilizado a nivel mundial para interpretar las características de compresión de los suelos. Esto da como resultado una curva característica en forma de S inversa, figura 1, (Schmertmann J. H., 1953; Vesic & Clough, 1968; Butterfield, 1979; Nagaraj, Murthy, Vatsala y Joshi, 1990; Zheng, Hryciw y Ventola, 2017; Carneiro, Gercovich y Danziger, 2018). Las dos primeras zonas pertenecen a los dominios preconsolidado y normalmente consolidado y están separadas por la presión de preconsolidación. Estos cubren el dominio de aplicación práctica para el cálculo de asentamientos. A partir de la presión de transición σ_t , la rigidez axial aumenta a medida que la relación de vacíos se acerca a su valor mínimo. En el dominio de la zona final indicado en la figura 1, el comportamiento del suelo es similar al del suelo reconstituido.

La curva $e\text{-log}(\sigma)$ es altamente no lineal y no se define adecuadamente usando valores únicos de C_r y C_c . El módulo edométrico depende en gran medida del nivel de presión. Al asumir que C_r y C_c son constantes, entonces se obtienen ecuaciones no continuas para la ley edométrica, no derivables en σ_m . Resultados experimentales publicados revelan que las ecuaciones de compresibilidad son curvas y continuas (Sridharan & Gurtug, 2005; Naime, 2019). Mesri y Choi (1985) propusieron un índice de compresión modificado, C_{ce} , que es la pendiente de las líneas que conectan el punto M (figura 1) con diferentes puntos en la curva de compresión a partir de σ_m .

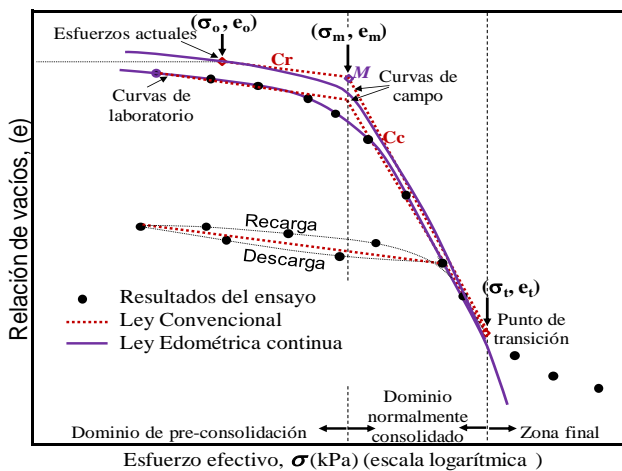


Figura 1. Curva de compresibilidad $e\text{-log}(\sigma)$. Leyes edométrica convencional y edométrica continua

La ecuación (1) muestra las principales relaciones de la ley edométrica convencional, donde e es la deformación unitaria en el esfuerzo de precompresión.

$$\begin{cases} E_s = \frac{\ln(10)(1+e_o)}{C_c/r} \sigma \rightarrow C_r \text{ para } \sigma \leq \sigma_m \text{ y } C_c \text{ para } \sigma > \sigma_m & (a) \\ \varepsilon = \frac{C_r}{1+e_o} \log(\sigma/\sigma_o) \rightarrow \sigma \leq \sigma_m & (b.1) \\ \varepsilon = \varepsilon_m + \frac{C_c}{1+e_o} \log(\sigma/\sigma_m) \rightarrow \sigma > \sigma_m & (b.2) \end{cases} (1)$$

$$\begin{cases} e = e_o + C_r \log(\sigma/\sigma_o) \rightarrow \sigma_o \leq \sigma \leq \sigma_m & (c.1) \\ e = e_m + C_c \log(\sigma/\sigma_m) \rightarrow \sigma_m < \sigma \leq \sigma_t & (c.2) \end{cases}$$

La ley edométrica continua (Naime, 2019) se basa en el análisis de la variación del módulo edométrico respecto al esfuerzo axial efectivo, lo que ha sido estudiado previamente por diversos autores (Janbu, 1963 y 1969; Wissa, Christian, Davis y Heiberg, 1971; Stamatopoulos & Kotzias, 1973 y 1978; Karlsrud, 1991; Papadopoulos, 1992; Naime, 2003). Partiendo de la hipótesis de que el módulo edométrico varía linealmente con los esfuerzos axiales efectivos a partir de un módulo edométrico inicial (enfoque lineal), se desarrollaron las ecuaciones continuas que representan con buena correlación las dos primeras zonas de la curva de compresibilidad y de la relación esfuerzo-deformación edométrica. El análisis de varias pruebas edométricas en suelos desde bajas hasta altas compresibilidades, mostró que la ley edométrica continua se adapta mejor a los resultados experimentales que el método convencional (Naime, 2019).

La ecuación (2) muestra las principales relaciones del enfoque lineal de la ley edométrica continua, donde E_{so} y λ son constantes.

$$\begin{cases} E_s = E_{so} + \lambda \sigma & (a) \\ \varepsilon = \frac{1}{\lambda} \ln \left(\frac{E_{so} + \lambda \sigma}{E_{so}} \right) \rightarrow \forall \sigma \leq \sigma_t & (b) \\ e = e_o - C_{ce} \log \left(1 + \frac{\lambda}{E_{so}} \sigma \right) \rightarrow \forall \sigma \leq \sigma_t & (c) \end{cases} (2)$$

$$C_{ce} = \frac{\ln(10)(1+e_o)}{\lambda}$$

El suelo experimenta deformaciones horizontales debajo de las fundaciones superficiales, lo que depende de la magnitud de la carga aplicada. Esto ha sido respaldado por observaciones de pruebas de carga a escalas reales y mediante simulaciones numéricas (Eggstad, 1964; Loganathan, Balasubramaniam y Bergado, 1993; Da Fonseca, Fernandes y Cardoso, 1997; Wijemunige & Moh, 1989; Briaud & Gibbens, 1999). El criterio edométrico no admite deformaciones horizontales y se vuelve menos preciso en la medida que la carga en la fundación se incrementa. Para condiciones normales de diseño, comparando el asentamiento calculado según el criterio edométrico con los valores reales medidos, encontrando que el criterio edométrico subestima el asentamiento con déficit que podría estar entre el 13 y el 22% (Skempton, et al., 1955; Peck & Uyanik, 1955; Pitt, 1981; Chen, et al., 2019; Naime, 2019)

Debido a que cuenta con ecuaciones continuas y derivables dentro del dominio de la aplicación práctica, la ley edométrica continua se puede utilizar para simulaciones numéricas avanzadas y es adecuada para ser modificada superponiendo efectos que complementen el comportamiento edométrico, por ejemplo, las deformaciones horizontales.

Naime (2021) presenta la ley edométrica continua corregida, donde superpone el efecto de las deformaciones horizontales en la ecuación esfuerzo-deformación del enfoque lineal de la ley edométrica continua. Encontró alta correspondencia entre los perfiles calculados con la ley edométrica continua corregida y los perfiles medidos para las deformaciones unitarias verticales y los desplazamientos laterales en dos pruebas de carga a escalas reales, para una zapata cuadrada de 3 m de lado sobre un perfil de suelo areno-limoso de mediana densidad (Briaud & Gibbens, 1999) y para el caso de un terraplén de 3 m de altura sobre un perfil de arcillas marinas muy blandas (Balasubramaniam, et al., 2007), concluyendo que dicha ley es un criterio efectivo para evaluar las deformaciones del terreno bajo fundaciones superficiales.

El objetivo del presente trabajo es determinar los perfiles de deformaciones unitarias verticales en el eje y los de las deformaciones laterales en el borde de la fundación, utilizando la ley edométrica continua corregida en suelos con distintos grados de compresibilidad. Se evalúan seis diferentes suelos, con altas, medianas y bajas compresibilidades. Se consideraron diferentes configuraciones geométricas para zapatas cuadradas sobre suelo homogéneo. Los resultados se presentan en forma normalizada, con perfiles adimensionales para los distintos tipo de suelo o grados de compresibilidad.

LEY EDMÉTRICA CONTINUA CORREGIDA

Aquí se explica brevemente el desarrollo de la ley edométrica continua corregida presentada por Naime (2021). Se fundamenta en una trayectoria de esfuerzo lineal que parte desde la línea k_0 , representativa del estado inicial de esfuerzos y del estado edométrico, y se dirige hacia la línea k_f , que es representativa del estado límite de resistencia, determinado según el criterio de resistencia de Mohr-Coulomb para esfuerzos efectivos.

La figura 2 presenta la interrelación teórica entre distintas trayectorias de esfuerzos lineales para condición axisimétrica de esfuerzos y las deformaciones horizontales esperadas. La trayectoria que sigue la línea k_0 (A→D) es la trayectoria edométrica, no compatible con deformaciones horizontales. Cualquier trayectoria por debajo de la línea k_0 conllevará a deformaciones horizontales en compresión, por ejemplo, la trayectoria por compresión isotrópica (A→B) u otra general (A→C). Cualquier trayectoria por encima de la línea k_0 conllevará a deformaciones horizontales en extensión, tal como el caso general (A→E) o el límite impuesto por la línea $k=0$, que es representativa de la fase de corte de una prueba consolidada-drenada (A→F).

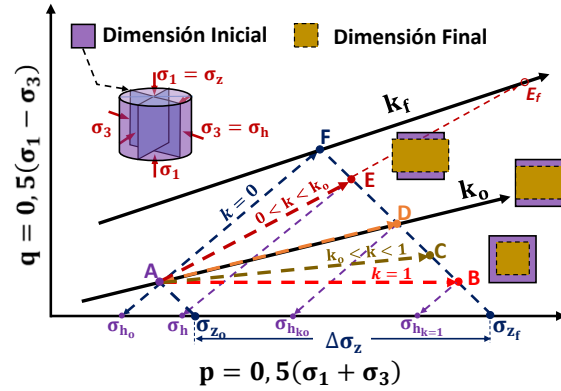


Figura 2. Interrelación teórica entre las trayectorias de esfuerzo en condición axisimétrica y el desarrollo de deformaciones laterales en el suelo.

Todas las trayectorias indicadas comprenden un incremento de esfuerzo vertical $\Delta\sigma_z$ a partir de los esfuerzos iniciales vertical y horizontal σ_{z0} y σ_{h0} . La deformación horizontal está condicionada por el esfuerzo horizontal final: a la derecha de σ_{hko} habrá compresión horizontal y a la izquierda habrá extensión horizontal. Debajo de una fundación superficial, el esfuerzo horizontal final σ_h queda comprendido entre σ_{hko} y σ_{h0} , tal como ocurre con la trayectoria A→E, la cual, en caso de que $\Delta\sigma_z$ se siga incrementando, se podría proyectar hasta la falla en el punto Ef y luego continuar coincidiendo con la línea k_f .

La ecuación 2b, que representa a la trayectoria A→D, fue modificada para que represente ahora una trayectoria de esfuerzo como la A→E al sumarle a dicha ecuación el incremento de la deformación vertical que se produce debido al efecto de la extensión horizontal. Las hipótesis utilizadas son las siguientes:

(a) El esfuerzo horizontal final tiene un valor intermedio entre σ_{h0} y σ_{hko} , que se determina mediante la ecuación (3), donde el valor de η , denominado factor de esfuerzo horizontal, es una constante adimensional que se usa para ubicar al esfuerzo horizontal dentro de los límites indicados, por ejemplo, si $\eta = 1/2$, σ_h queda en el punto medio entre σ_{h0} y σ_{hko} , $\eta = 0$ o $\eta = 1$ representarán respectivamente las condiciones de la fase de corte de la prueba consolidada drenada o la edométrica ($\sigma_h = \sigma_{h0}$ o $\sigma_h = \sigma_{hko}$). La trayectoria A→E podrá interceptar la línea k_f sólo si $\eta k_0 < \tan^2(45 + 1/2\phi)$, siendo ϕ el ángulo de fricción interna efectivo

$$\sigma_h = k_o(\sigma_{z_o} + \eta\Delta\sigma_z) \quad (3)$$

(b) La deformación volumétrica es equivalente a la de la trayectoria edométrica. Bajo consideración de pequeñas deformaciones, la deformación unitaria vertical corregida, asumiendo la compresión con signo positivo, se obtiene con la ecuación (4), donde ϵ_{oe} es la deformación unitaria edométrica y ϵ_h es la deformación unitaria horizontal.

$$\epsilon_z = \epsilon_{oe} - 2\epsilon_h \quad (4)$$

(c) La zona de extensión en la gráfica de la relación entre la deformación horizontal y el coeficiente de presión lateral absoluta (k) se aproxima a una curva parabólica (figura 3). La ecuación (5) presenta la variación de la deformación horizontal desde un estado inicial en reposo hasta la deformación horizontal de falla por extensión o en estado activo (ε_{hf}) cuando el coeficiente k se reduce desde k_o hasta k_a .

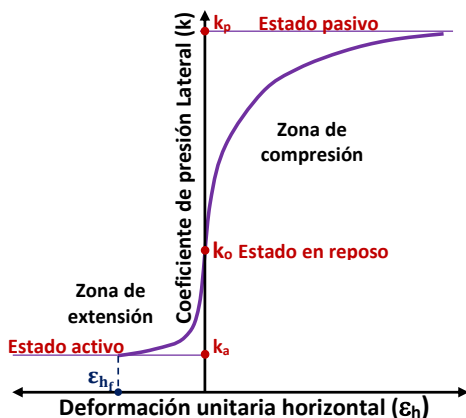


Figura 3. Relación entre la deformación unitaria horizontal y el coeficiente de presión lateral.

$$\frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_{hf}} = \sqrt{1 - \frac{k_o - k}{k_o - k_a}} - 1 \quad (5)$$

Realizando sustituciones y modificaciones algebraicas en la ecuación (5), con base en la ecuación (4), la ecuación (2b) se corrige para transformarse en la ecuación (6), donde, para cualquier profundidad z , ε_z es la deformación unitaria vertical, $\Delta\sigma_z$ el incremento del esfuerzo efectivos vertical, σ_{z0} el esfuerzo efectivo vertical inicial, ε_{hf} es la deformación unitarias horizontal de falla por extensión, σ_z el esfuerzo efectivo vertical final y σ_{zf} es el esfuerzo efectivo vertical que produce la falla para la trayectoria de esfuerzos considerada y según el criterio de Mohr-Coulomb. La figura 4 muestra un ejemplo de aplicación de esta ecuación para la arcilla limosa de Ciudad Guayana a la profundidad de $z = 0,75$ m (Naime, 2019). También se presenta la curva determinada con la trayectoria de esfuerzo según las ecuaciones de elasticidad, lo que representa teóricamente al denominado método de la trayectoria de esfuerzos (Lambe & Marr, 1979).

$$\varepsilon_z = \frac{1}{\lambda} \ln \left[1 + \frac{\lambda \Delta\sigma_z}{E_{s0} + \lambda \sigma_{oz}} \right] + 2\varepsilon_{hf} \left(\sqrt{1 - \frac{\Delta\sigma_z}{\sigma_{zf} - \sigma_{oz}}} - 1 \right) \quad (6)$$

Las curvas esfuerzo-deformación vertical manifiestan clara tendencia a la falla. Valores de η más pequeños producen trayectorias de esfuerzos de mayor inclinación y curva esfuerzo-deformación más acostada. Las trayectorias de esfuerzos (TDE) determinadas por la teoría de elasticidad, son equivalentes a la ley edometrico-continua corregida con valores elevados de η para pequeñas profundidades y valores bajos a mayores profundidades. Debajo de fundaciones superficiales, el confinamiento horizontal aumenta debido a la rugosidad del contacto. El confinamiento que induce la rugosidad en el

contacto puede ser tratado como un incremento adicional del esfuerzo horizontal. Este incremento aumenta el esfuerzo vertical resistente σ_{zf} , lo que a su vez reduce las deformaciones horizontales que se obtienen con la ecuación (5). Cerca del contacto suelo-fundación el confinamiento por rugosidad es mayor. A pesar de considerar un valor η constante, las TDE a distintas profundidades, según la ley edometrico-continua, no son paralelas y presentan mayor inclinación a mayores profundidades, esto debido al menor incremento del confinamiento horizontal por efecto de la rugosidad. Este efecto es parecido, pero no igual, al que se obtiene determinando las trayectorias de esfuerzos con base en la teoría de elasticidad.

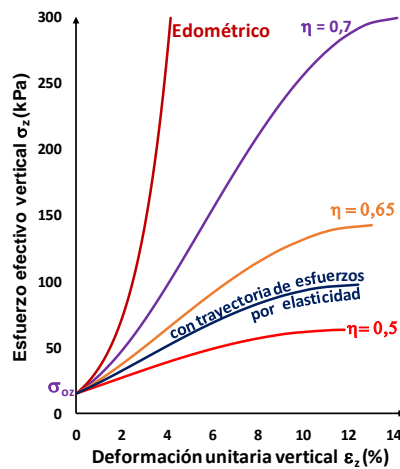


Figura 4. Relación esfuerzo-deformación vertical a 0,75-m de profundidad, usando la ley edométrica continua para diferentes factores de esfuerzo horizontal η . Arcilla limosa de Ciudad Guayana, Venezuela.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se consideraron seis suelos diferentes cuyos principales parámetros se resumen en la tabla 1. Se trata de cuatro suelos arcillosos y dos suelos arenosos. El primer suelo es una arcilla lacustre muy blanda, perteneciente a la sabana de Bogotá, Colombia, cuya información más detallada se puede revisar en Sanabria (2013), el segundo suelo es una arcilla blanda de Valencia, Venezuela, el tercer suelo es una arcilla expansiva de Mirimire, Estado Falcón, Venezuela, el cuarto suelo se trata de otra arcilla rígida con resultados presentados en Craig (2004). Los dos suelos arenosos (quinto y sexto suelos) son del Estado Mérida, Venezuela, una arena limosa suelta del sector La Playa, y otra arena compacta del sector Albarregas, cuya información se puede ver en Naime (2003). Las curvas de compresibilidad y calibración de la ley edométrica continua de los primeros cinco suelos se presentan en Naime (2019).

En la tabla 1, E_{s0} , λ y ε_{hf} son los parámetros de la ley edométrica continua corregida indicados previamente, C y ϕ son los parámetros de resistencia efectivos según el criterio de Mohr-Coulomb, δ es el ángulo máximo de la rugosidad en el contacto suelo-fundación y OCR es la razón de sobreconsolidación del suelo.

Los análisis se hicieron solamente para zapatas cuadradas, con lado B variando desde 2 m hasta 5 m, profundidad relativa de fundación (Df/B) variando desde 0 hasta 2, profundidad del nivel freático en 1 m debajo de la superficie y espesor de suelo homogéneo por debajo de la fundación $H = 6B$. El factor de esfuerzo horizontal utilizado en la ecuación (3) fue $\eta = 0,5$. El estado tensorial de esfuerzos se determinó a cualquier profundidad y a cualquier distancia horizontal separada del eje, usando la ecuación integrada de Bousinesq para determinar el incremento de esfuerzo vertical $\Delta\sigma_z$, la ecuación (3) para determinar el incremento de esfuerzo horizontal inducido por $\Delta\sigma_z$ y el efecto del confinamiento por rugosidad fue determinado también mediante las soluciones de elasticidad. La integración de las ecuaciones se hizo con métodos numéricos, aplicando el método de Romberg (R9) para los asentamientos (S) y la regla de Simpson para los desplazamientos horizontales (y). El incremento de las deformaciones verticales plásticas para el suelo en condición de falla se determinó mediante la derivada de la ecuación 6, mantenimiento constante la pendiente de la curva esfuerzo-deformación inmediatamente antes de que ocurra la falla.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La figura 5 resume los resultados para los perfiles normalizados: (a) para la deformación unitaria vertical en el eje de la fundación respecto a la profundidad relativa, donde Stop es el asentamiento máximo, (b) para los perfiles normalizados del desplazamiento lateral en el borde de la fundación respecto a la profundidad relativa. En ambos casos los perfiles se obtuvieron para la máxima carga admisible de la zapata. La tabla 2 resume los parámetros característicos obtenidos de los perfiles de deformaciones unitarias verticales y la tabla 3 resume los obtenidos de los perfiles de desplazamientos horizontales.

En el caso de las deformaciones horizontales, el ancho de la zapata (B) afecta ligeramente, tal como se aprecia en la Figura 6, de manera que en la tabla 3 se presentan valores promedios, los rangos y las desviaciones estándar. Esta afectación en menos apreciable y no fue necesario considerar en el caso de los perfiles de deformaciones verticales.

Tabla 1. Resumen de los suelos y parámetros considerados

Suelo	E_{so} (KPa)	λ	C (KPa)	ϕ (°)	δ (°)	OCR	ϵ_{hf} (%)
1 Arcilla muy blanda	680	4,1	70	25	8,91	$\cong 1,5$	-5
2 Arcilla blanda	50	14,3	80	26	9,32	$\cong 1$	-5
3 Arcilla expansiva	440	19,6	150	28	10,15	1,6	-4
4 Arcilla rígida	2.860	12,1	150	28	10,15	$\cong 1$	-4
5 Arena suelta	1.400.000	18	10	33	24,81	1,3	-1
6 Arena compacta	3.500.000	90	10	46	39,55	1,5	-0,5

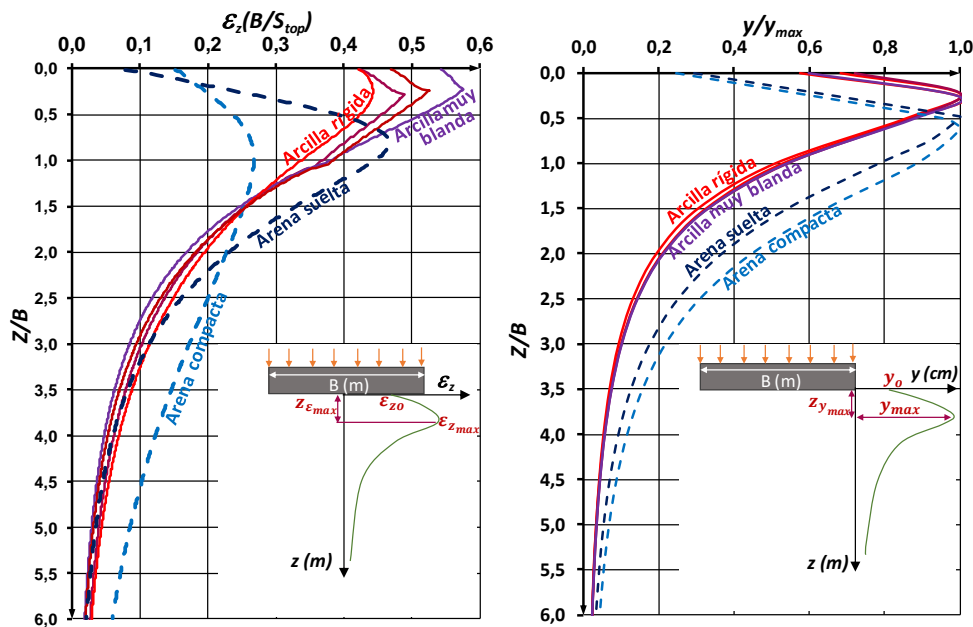


Figura 5. Perfiles normalizados respecto a la profundidad relativa: (a) deformación unitaria vertical en el eje. (b) Desplazamientos horizontales en el borde de la fundación.

Tabla 2. Resumen de parámetros característicos obtenidos de los perfiles de deformaciones unitarias verticales

Suelo	$\epsilon_z(B/S_{top})$	$\epsilon_{z\max}(B/S_{top})$	$Z_{\epsilon\max}/B$
1 Arcilla muy blanda	0,5428	0,5761	0,2227
2 Arcilla blanda	0,4690	0,5263	0,2344
3 Arcilla expansiva	0,4223	0,4430	0,2461
4 Arcilla rígida	0,4235	0,4887	0,2813
5 Arena Suelta	0,0775	0,4669	0,8086
6 Arena compacta	0,1524	0,2676	0,9844

Tabla 3. Resumen de parámetros característicos obtenidos de los perfiles de desplazamientos horizontales

Suelo	$y_o/y_{m\max}$	$Z_{y\max}/B$
1 Arcilla muy blanda	0,575 ^a (0,53-0,63 ^b ; 0,045 ^c)	0,260 (0,258-0,264; 0,005)
2 Arcilla blanda	0,599 (0,55-0,66; 0,046)	0,260 (0,258-0,264; 0,005)
3 Arcilla expansiva	0,721 (0,68-0,77; 0,041)	0,221 (0,217-0,234; 0,009)
4 Arcilla rígida	0,683 (0,64-0,74; 0,045)	0,223 (0,11-0,23; 0,008)
5 Arena Suelta	0,295 (0,25-0,35; 0,044)	0,479 (0,47-0,50; 0,014)
6 Arena compacta	0,255 (0,23-0,27; 0,016)	0,612 (0,59-0,64; 0,025)

^a Promedio ^bRango ^cDesviación estándar

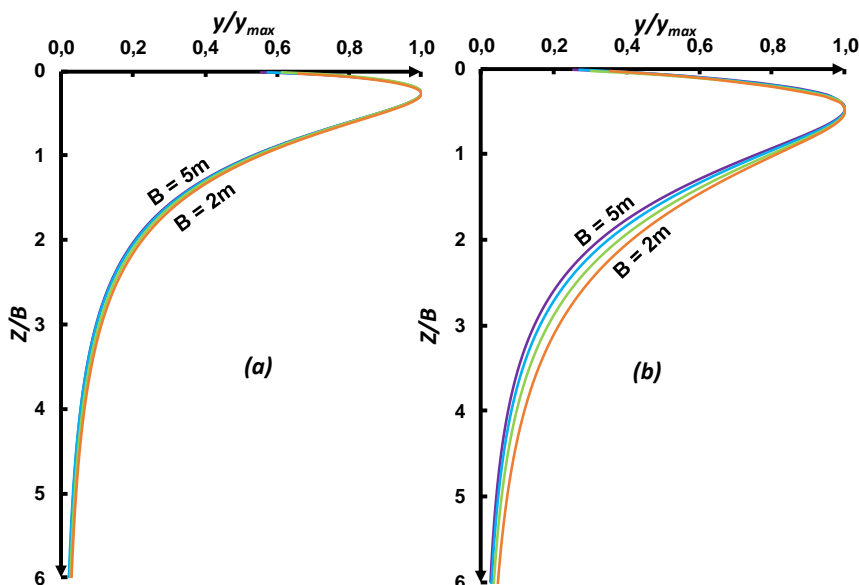


Figura 6. Perfiles normalizados de los desplazamientos horizontales en el borde de la fundación determinados para diferentes anchos de fundación cuadrada: (a) Arcilla blanda. (b) Arena suelta

Los perfiles obtenidos para las deformaciones unitarias verticales en el eje concuerdan con resultados de modelados numéricos mediante elementos finitos, resultados obtenidos mediante modelos físicos y pruebas de carga a escalas reales (p. ej.; Eggestad, 1964; Schmertmann, Hartman y Brown, 1978; Briaud & Gibbens, 1999). Se observa que en la medida de que el suelo es más compresible, la máxima deformación unitaria vertical en el eje se presenta a menor profundidad y también la deformación unitaria presenta mayor decrecimiento con la profundidad. Para los suelos arcillosos, los perfiles normalizados de la deformación unitaria vertical presentan

mayor diferencia entre sí dentro de la profundidad que va desde 0 hasta B. A partir de esta profundidad, los perfiles se desarrollan cercanos entre sí, pudiéndose considerar un perfil promedio único para todos los suelos arcillosos.

Los perfiles de desplazamientos horizontales obtenidos muestran la misma tendencia reportada por diversos autores tales como Eggestad (1964), Tavenas, Mieussens y Bourges (1979), Tavenas y Leroueil (1980), Loganathan et al (1993), Indraratna, Balasubramaniam y Sivaneswaran, (1997), Da Fonseca et al (1997) y Naime (2019). Los perfiles de

desplazamientos horizontales en el borde son claramente diferentes entre los suelos arcillosos y los suelos arenosos, pero con poca diferenciación para los suelos arcillosos o arenosos entre sí. De hecho, estos perfiles resultaron muy semejantes en todos los suelos arcillosos sin importar su compresibilidad. Las pequeñas diferencias quedan indicadas en la tabla 3. Para los suelos arcillosos se obtuvo relación $y_o/y_{m\acute{a}x}$ poco más que el doble de la obtenida para los suelos arenosos ($\approx 0,65/0,30$). La profundidad relativa donde se presenta el máximo desplazamiento horizontal ($Z_{y_{m\acute{a}x}}/B$) resultó entre tres y cuatro veces mayor en los suelos arenosos respecto a los arcillosos ($\approx 0,90/0,25$). Las pendientes de los perfiles de todos los suelos, arcillosos o arenosos, es aproximadamente la misma hasta alcanzar el valor máximo de $y/y_{m\acute{a}x} = 1$ y a partir del valor máximo, la tasa de decrecimiento con la profundidad es mayor en los suelos arcillosos que en los suelos arenosos.

CONCLUSIONES

Con base en el enfoque lineal de la ley edométrica continua corregida, aplicando métodos numéricos para integrar las ecuaciones de las deformaciones unitarias respecto a la profundidad y respecto a la distancia horizontal desde el eje, fueron determinados los estados de deformaciones verticales y horizontales y los desplazamientos del suelo debajo de zapatas cuadradas de distintas configuraciones geométricas y para seis suelos distintos con altas, medias y bajas compresibilidades. Se obtuvieron los perfiles normalizados de las deformaciones verticales en el eje y de los desplazamientos horizontales en el borde de las zapatas para cargas máximas (presentados en la figura 5). Las conclusiones obtenidas son las siguientes:

Tanto los perfiles de deformaciones unitarias verticales en el eje de la fundación, como los perfiles de desplazamientos horizontales en el borde, van aumentando desde un valor inicial hasta un valor máximo que se presenta a profundidades dentro de este rango general: $0,2B < Z < B$, y luego se reduce gradualmente hasta disiparse a grandes profundidades, con valores $< 5\%$ a profundidades $Z = 6B$. Los parámetros característicos de estos perfiles dependen del tipo de suelo o de la compresibilidad:

El valor inicial normalizado de la deformación unitaria vertical en el eje (en el contacto suelo-fundación), está comprendido entre $0,42 < \epsilon_z(B/Stop) < 0,55$ para suelos arcillosos, con los valores mayores para las arcillas más blandas, y está comprendido entre $0,07 < \epsilon_z(B/Stop) < 0,16$ para suelos arenosos, con los valores mayores para las arenas más sueltas, con Stop igual al asentamiento máximo.

La máxima deformación vertical normalizada y la profundidad relativa donde se presentan, están comprendidas entre $0,44 < \epsilon_{zm\acute{a}x}(B/Stop) < 0,60$ para suelos arcillosos, con los valores mayores para las arcillas más blandas, presentándose a profundidades entre $0,20 < Z_{em\acute{a}x}/B < 0,30$ con los valores mayores para las arcillas más rígidas. Para suelos arenosos, está comprendido entre $0,26 < \epsilon_{zm\acute{a}x}(B/Stop) < 0,47$, con los valores mayores para las arenas más sueltas,

presentándose entre $0,80 < Z_{em\acute{a}x}/B < 1,00$ con valores mayores para las arenas más densas.

El valor inicial normalizado del desplazamiento horizontal en el borde (en el contacto suelo-fundación), tiene los siguientes valores de referencia: $y_o/y_{m\acute{a}x} \approx 0,65$ para suelos arcillosos, $y_o/y_{m\acute{a}x} \approx 0,30$ para suelos arenosos. Las profundidades relativas donde se presentan los valores del desplazamiento horizontal máximo están comprendidas entre $0,20 < Z_{y_{m\acute{a}x}}/B < 0,30$ para suelos arcillosos, con los valores mayores para las arcillas más blandas, y entre $0,45 < Z_{y_{m\acute{a}x}}/B < 0,65$ para suelos arenosos, con los valores mayores para las arenas más compactas.

En cualquier tipo de suelo, el incremento del desplazamiento horizontal normalizado en el borde ($y/y_{m\acute{a}x}$) se incrementa con pendiente aproximadamente constante a razón de $\sim 1,33$ veces el incremento de la profundidad relativa (Z/B), desde su valor inicial ($y = y_o$) hasta alcanzar su valor máximo ($y = y_{m\acute{a}x}$). A partir del valor máximo, el decrecimiento del desplazamiento horizontal normalizado con la profundidad ocurre con mayor intensidad en los suelos arcillosos que en los suelos arenosos.

AGRADECIMIENTOS

La mayoría de los resultados de este trabajo fueron obtenidos por el segundo autor (Ing. Andrés Gavidia) durante la realización de su trabajo de grado en la ilustre Universidad Central de Venezuela.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Balasubramaniam, A. S., Cai, H., Zhu, D., Surarak, C., & Oh, E. Y. (2010). Settlements of Embankments in Soft Soils. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 41(2), 1-19. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10072/40431>
- Balasubramaniam, A., Huang, M., Bolton, M., Oh, E. Y., Bergado, D. T., & Phienweij, N. (2007). Interpretation and analysis of test embankments in soft clays with and without ground improvement. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 38(3), 235-254. Retrieved from <http://hdl.handle.net/10072/16582>
- Briaud, J. L., & Gibbens, R. (1999). Behavior of five large spread footings in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9), 787-796. doi:10.1061/(asce)1090-0241(1999)125:9(787).
- Butterfield, R. (1979). A natural compression law for soils (an advance on e - $\log P$). *Géotechnique* 29(4), 469-480. doi:10.1680/geot.1979.29.4.469 .
- Carneiro, R. F., Gerscovich, D. M., & Danziger, B. R. (2018). Reconstructing edometric compression curves for selecting design parameters. *Canadian Geotechnical Journal*, 56(5), 621-635. doi:<https://doi.org/10.1139/cgj-2018-0018>
- Chen, L., Gao, Y., Elsayed, A., & Yang, X. (2019). Soil consolidation and vacuum pressure distribution under prefabricated vertical drains. *Geotechnical and Geological Engineering*, doi:10.1007/s10706-019-00822-3 .
- Craig, R. F. (2004). *Craig's soil mechanics*. (Ed. 7). London, UK: CRC Press.

- Da Fonseca, A., Fernandes, M., & Cardoso, A. (1997). Interpretation of a footing load test on a saprolitic soil from granite. *Géotechnique*, 47(3), 633-651. doi:10.1680/geot.1997.47.3.633 .
- Eggstad, A. (1964). Deformation measurements below a model footing on the surface of dry sand. *Norwegian Geotechnical Institute Publication*, 58, 29-35.
- Indraratna, B., Balasubramaniam, A., & Sivaneswaran, N. (1997). Analysis of settlement and lateral deformation of soft clay foundation beneath two full-scale embankments. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 599-618. doi:10.1002/(sici)1096-9853(199709)21:9<599::aid-nag885>3.0.co;2-1
- Indraratna, B., Zhong, R., Fox, P., & Rujikiatkamjorn, C. (2017). Large-strain vacuum-assisted consolidation with non-darcian radial flow incorporating varying permeability and compressibility. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(1), (040160880)-1-9. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001599
- Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test. *European conference on soil mechanics and foundation engineering*, 1, págs. 19-25. Weisbaden, Alemania.
- Janbu, N. (1969). The resistance concept applied to deformations of soil. In *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, págs. 191-196. Mexico.
- Karlsrud, K. (1991). Sammenstilling av noen erfaringer med prøvetaking og effekt av prøveforstyrrelse i norske marine leire. *NGI report* 521500-6.
- Lambe, T. W., & Marr, W. A. (1979). Stress path method. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105(6), 727-738. doi:https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000821
- Loganathan, N., Balasubramaniam, A. S., & Bergado, D. T. (1993). Deformation analysis of embankments. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(8), 1185-1206.
- Mesri, G., & Choi, Y. K. (1985). Settlement Analysis of Embankments on Soft Clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111 (4), 441-464. doi:10.1061/(asce)0733-9410(1985)111:4(441)
- Nagaraj, T. S., Murthy, B. R., Vatsala, A., & Joshi, R. C. (1990). Analysis of Compressibility of Sensitive Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(1), 105-118. doi:10.1061/(asce)0733-9410(1990)116:1(105)
- Naime, W. (2003). *Leyes de comportamiento edométrico de los suelos*. Caracas: Trabajo de Ascenso -Aragado UCV.
- Naime, W. (2019). Ley edométrica-continua para el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos. *Revista de la Facultad de Ingeniería*, 34(3). doi:http://saber.ucv.ve/ojs/index.php/rev_fiucv/article/view/20078
- Naime, W. (2021). Oedometric-Continuous Corrected Law for the Stress-Strain Relationship of Soils under Shallow Foundations . In *Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Sydney .
- Papadopoulos, B. (1992). Settlements of shallow foundations on cohesionless soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(3), 377-393.
- Peck, R. B., & Uyanik, M. E. (1955). Observed and computed settlements of structures in Chicago. *University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin* N° 429, 52(53), 1-60.
- Pitt, J. (1981). Deformation restraint and the mechanics of soil behavior. *Iowa State University: Retrospective Theses and Dissertations*. doi:https://doi.org/10.31274/rtd-180813-5181.
- Sanabria, D. (2013). *Características de compresibilidad y resistencia de arcillas típicas del depósito lacustre de Bogotá*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería. Obtenido de https://repositorio.escuelaing.edu.co/bitstream/001/108/1/Montana%20Sanabria%20Danilo%20-%202013.pdf
- Schmertmann, J. H. (1953). Estimating the true consolidation behaviour of clay from laboratory test results. *Proceedings American Society of Civil Engineers*, 79, Issue 10, 1-26.
- Schmertmann, J. H., Hartman, J. P., & Brown, P. R. (1978). Improved Strain Influence Factor Diagrams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 104(8), 1131-1135.
- Skempton, A. W., Peck, R., & MacDonald, H. (1955). Settlement analyses of six structures in Chicago and London, 4(4). *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 525-542.
- Sridharan, A., & Gurtug, Y. (2005). Compressibility characteristics of soils. *Geotech Geol Eng*, 23(5), 615-634. doi:https://doi.org/10.1007/s10706-004-9112-2
- Stamatopoulos, A., & Kotzias, P. (1973). The specific constrained modulus. *Eighth International Conference of Soil Mechanics and Foundations Engineering*, (págs. 1/61-397). Moscow.
- Stamatopoulos, A., & Kotzias, P. (1978). Soil compressibility as measured in the oedometer. *Géotechnique*, 28(4), 363-375. doi.org/10.1680/geot.1978.28.4.363.
- Tavenas, F., & Leroueil, S. (1980). The behaviour of embankments on clay foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 17(2), 236-260. doi:10.1139/t80-025
- Tavenas, F., Meussens, C., & Bourges, F. (1979). Lateral displacements in clay foundations under embankments. *Canadian Geotechnical Journal*, 16(3), 532-550. doi:10.1139/t79-05
- Vesic, A. S., & Clough, G. W. (1968). Behavior of granular materials under high stresses. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 94(3), 661-668.
- Wijemunige, p., & Moh, Z. C. (1989). Trial embankment with stage loading and vertical drains. In *Proc., Int. Symp. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays*, 2, págs. (26)1-11. Kuala Lumpur, Malaysia.
- Wissa, A., Christian, J., Davis, E., & Heiberg, S. (1971). Consolidation at constant rate of strain. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 97(10), 1393-1413.
- Yune, C., & Olgun, G. (2016). Effect of layering on total consolidation settlement of normally consolidated clay in 1D conditions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(2), 06015015 1-5. doi:10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001415.
- Zheng, J., Hryciw, R. D., & Ventola, A. (2017). Compressibility of Sands of Various Geologic Origins at Pre crushing Stress Levels. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(5), 2037-2051. doi:10.1007/s10706-017-0225-9.