

DEFINICIÓN DE ZONAS DE FALLA EN SUELOS DEBAJO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES CON BASE EN LA LEY EDMÉTRICA CONTINUA CORREGIDA¹

Wagdi NAIME YEHA ² Andrés GAVIDIA ³

RESUMEN

la ley edométrica continua es una alternativa a la ley convencional para la interpretación del comportamiento edométrico de los suelos, expresada mediante ecuaciones continuas en todo el dominio práctico de esfuerzos. Mediante la consideración de una trayectoria de esfuerzos, línea que parte del estado edométrico (línea k_0) y tiende hacia la línea del estado límite, fue desarrollada la ley edométrica continua corregida con una nueva ecuación esfuerzo-deformación hasta la condición de falla, mejor adaptada al comportamiento de los suelos debajo de fundaciones superficiales. Con base en esta nueva ley, en función de la carga, para cada punto debajo de la fundación se puede analizar el estado tensorial de esfuerzos y definir las zonas de falla como los lugares geométricos con estados que igualan el límite de resistencia según el criterio de Mohr-Coulomb. Se analizan 6 suelos con compresibilidades y resistencias diferentes abarcando desde arcillas muy blandas hasta una arena suelta, estudiando el desarrollo de las zonas de falla al ir incrementando gradualmente la carga hasta valores ligeramente superiores que la capacidad de carga teórica. Se presentan gráficos adimensionales de las zonas de falla definidos al variar el tamaño de la fundación cuadrada, la profundidad, los parámetros efectivos de resistencia y el grado de sobreconsolidación. Los resultados muestran que las zonas de falla se inician en las esquinas y se amplían al aumentar la carga, hasta unirse y generar una zona única con dos morfologías diferentes en función del ángulo efectivo de fricción interna: si es igual o mayor de 23° , se presenta con cuña triangular en estado cuasi-elástico en el contacto suelo-fundación, y con valores menores, la falla es de contacto completo.

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 derived 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, fundaciones superficiales, relación esfuerzo-deformación, trayectoria de esfuerzos, zonas de falla.

Keywords: compressibility, shallow foundations, stress-strain relationship, stress path, failure zones.

INTRODUCCIÓN

El método edométrico convencional actual considera las características de compresibilidad de los suelos representadas por la relación de vacíos inicial e_0 , la presión de

preconsolidación (σ_m), los índices de recompresión y compresión (C_r y C_c) y 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 edométrico

¹ Las bases de este trabajo son las mismas presentadas en otro trabajo de este mismo número, denominado “Estimación de desplazamientos horizontales y deformaciones unitarias en el suelo debajo de fundaciones superficiales con base en la ley edométrica continua corregida”, en consecuencia, diversos aspectos teóricos, antecedentes y figuras, aparecen repetidas, de forma que este artículo puede ser leído en forma completa e independiente del trabajo indicado.

² 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

³ Ingeniero civil, Universidad Central de Venezuela. Correo-e.: ingaegavidia@gmail.com

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 y Surarak, 2010; Yune & Olgun, 2016; Indraratna, Zhong, Fox, Rujikiatkamjorn, 2017; Chen, Gao, Elsayed y Yang, 2019).

La curva de compresibilidad en escala semilogarítmica generalmente resulta en una curva característica en forma de S inversa, figura 1, (Schmertmann, 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, cubriendo el dominio de aplicación práctica para el cálculo de asentamientos. A partir de la presión de transición σ_t , el suelo se hace más difícil de comprimir y la rigidez axial aumenta, conformando el dominio de la zona final, donde el comportamiento del suelo es similar al del suelo reconstituido. La curva $e\text{-log}(\sigma)$ es altamente no lineal y al asumir que C_r y C_c son constantes se obtienen ecuaciones no continuas para la ley edométrica, pero resultados experimentales publicados revelan que las ecuaciones de compresibilidad deben ser curvas y continuas (Sridharan & Gurtug, 2005; Naime, 2019).

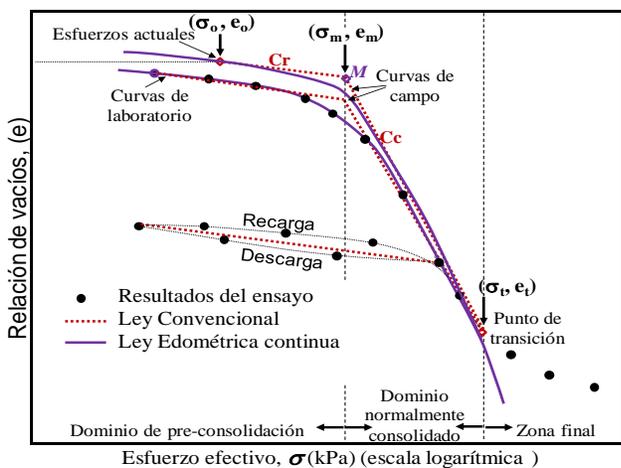


Figura 1. Curva de compresibilidad $e\text{-log}(\sigma)$. Leyes edométrica convencional y edométrica continua

La ley edométrica continua 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; Wissa, Christian, Davis y Heiberg, 1971; Stamatopoulos & Kotzias, 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 (denominado enfoque lineal), se desarrollaron las ecuaciones continuas que representan con buena correlación las dos primeras zonas de la curva de compresibilidad y a la relación esfuerzo-deformación edométrica, mostrando mejor adaptación a los resultados experimentales que el método

convencional, al evaluar suelos, desde bajas hasta altas compresibilidades (Naime, 2019).

La ecuación (1) muestra las principales relaciones del enfoque lineal de la ley edométrica continua, donde E_{so} y λ son constantes.

$$\begin{cases} E_s = E_{so} + \lambda \sigma & (a) \\ \varepsilon = \frac{1}{\lambda} \ln \left(\frac{E_{so} + \lambda \sigma}{E_{so}} \right) \rightarrow \forall \sigma \leq \sigma_t & (b) \\ e = e_o - C_{ce} \log \left(1 + \frac{\lambda}{E_{so}} \sigma \right) \rightarrow \forall \sigma \leq \sigma_t & (c) \\ C_{ce} = \frac{\ln(10)(1+e_o)}{\lambda} & (1) \end{cases}$$

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. La ley edométrica continua corregida (Naime, 2021), superpone el efecto de las deformaciones horizontales en la ecuación esfuerzo-deformación del enfoque lineal de la ley edométrica continua al asumir una trayectoria de esfuerzos lineal que parte de la línea del estado de reposo hacia la línea del estado límite de resistencia. Con esta nueva ley de comportamiento se obtuvo alta correspondencia entre los perfiles calculados y los perfiles medidos para las deformaciones unitarias verticales y los desplazamientos laterales en dos pruebas de carga a escalas reales, una para una zapata cuadrada de 3 m de lado sobre un perfil de suelo arenolimoso de mediana densidad (Briaud & Gibbens, 1999) y otra para el caso de un terraplén de 3 m de altura sobre un perfil de arcillas marinas muy blandas (Balasubramaniam, Huang, Bolton, Bergado y Phienweij, 2007), concluyendo que dicha ley es un criterio efectivo para evaluar las deformaciones del terreno bajo fundaciones superficiales.

A diferencia del comportamiento edométrico, la ecuación esfuerzo-deformación de la ley edométrico-continua modela el proceso hasta la ocurrencia de la falla del suelo. La nueva trayectoria de esfuerzos sugerida condiciona el estado tensorial de esfuerzos en cualquier punto del suelo debajo de la fundación, y en función del incremento en la carga, algunos puntos del suelo alcanzarán el estado límite de resistencia presentando falla plástica. En este trabajo, las zonas de falla se definen como los lugares geométricos que abarcan áreas del suelo que han alcanzado el estado límite de resistencia. Éstas no representan las superficies de deslizamiento que conforman los mecanismos de falla para el análisis límite, cuyo estudio, dentro de las aplicaciones de la ley edométrica continua corregida, está relacionado con las deformaciones horizontales del suelo en concordancia con las zonas de falla evaluadas en este estudio y la potencial formación de superficies críticas de falla del suelo debajo de las fundaciones superficiales.

El objetivo del presente trabajo es definir, con apoyo en la ley edométrica continua, las zonas de falla que se desarrollan al ir incrementando la carga en fundaciones superficiales. Se

evalúan seis (6) diferentes suelos, con altas, medianas y bajas compresibilidades. Se consideraron diferentes dimensiones para zapatas cuadradas sobre suelo homogéneo variando la profundidad, los parámetros efectivos de resistencia (según el criterio Mohr-Coulomb) y el radio de sobreconsolidación.

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 (TDE) lineales para condición axilimétrica de esfuerzos y las deformaciones horizontales esperadas. La TDE que sigue la línea k_0 (A→D) es la trayectoria edométrica que no acepta deformaciones horizontales. Cualquier TDE 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 TDE por encima de la línea k_0 conllevará a deformaciones horizontales en extensión, tal como el caso general (A→E) o el límite superior (línea $k=0$), que es representativa de la fase de corte de una prueba consolidada-drenada (A→F).

Todas las TDE indicadas comprenden un incremento de esfuerzo vertical $\Delta\sigma_z$ a partir de los esfuerzos iniciales vertical y horizontal σ_{z_0} y σ_{h_0} . La deformación horizontal es condicionada por el esfuerzo horizontal final: a la derecha de $\sigma_{h_{k_0}}$ habrá compresión horizontal y a la izquierda habrá extensión horizontal. Debajo de una fundación superficial, el esfuerzo horizontal final σ_h queda comprendido entre $\sigma_{h_{k_0}}$ y σ_{h_0} , 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 .

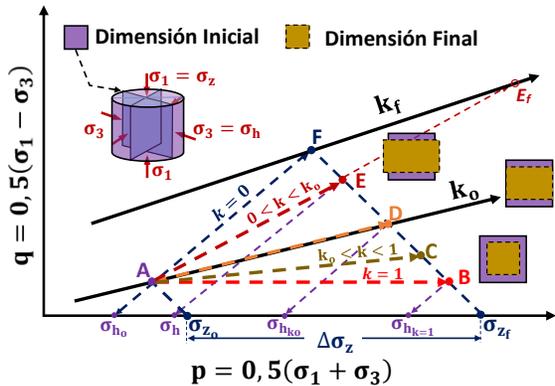


Figura 2. Interrelación teórica entre las trayectorias de esfuerzo en condición axilimétrica y el desarrollo de deformaciones laterales en el suelo.

La ecuación 1b, que representa a la trayectoria A→D, fue modificada para que represente ahora una TDE 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_{h_0} y $\sigma_{h_{k_0}}$, que se determina mediante la ecuación (2), donde el valor de η se usa para ubicar el esfuerzo horizontal dentro de los límites indicados, por ejemplo, si $\eta = 1/2$, σ_h queda en el punto medio entre σ_{h_0} y $\sigma_{h_{k_0}}$, $\eta = 0$ o $\eta = 1$ representan respectivamente las condiciones de la fase de corte de la prueba consolidada drenada o la edométrica ($\sigma_h = \sigma_{h_0}$ o $\sigma_h = \sigma_{h_{k_0}}$). 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.

$$\sigma_h = k_o(\sigma_{z_o} + \eta\Delta\sigma_z) \tag{2}$$

(b) La deformación volumétrica será 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 (3), donde ϵ_{oe} es la deformación unitaria edométrica y ϵ_h es la deformación unitaria horizontal.

$$\epsilon_z = \epsilon_{oe} - 2\epsilon_h \tag{3}$$

(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 (4) 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_0 hasta k_a .

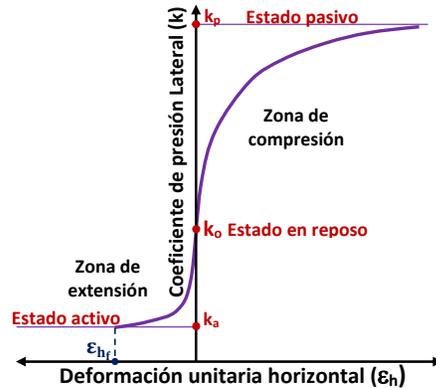


Figura 3. Relación entre la deformación unitaria horizontal y el coeficiente de presión lateral.

$$\frac{\epsilon_h}{\epsilon_{hf}} = \sqrt{1 - \frac{k_o - k}{k_o - k_a}} - 1 \tag{4}$$

Realizando sustituciones y modificaciones algebraicas en la ecuación (4), con base en la ecuación (3), la ecuación (1b) se corrige para transformarse en la ecuación (5), 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).

$$\epsilon_z = \frac{1}{\lambda} \ln \left[1 + \frac{\lambda \Delta\sigma_z}{E_{s0} + \lambda \sigma_{oz}} \right] + 2\epsilon_{hf} \left(\sqrt{1 - \frac{\Delta\sigma_z}{\sigma_{zf} - \sigma_{oz}}} - 1 \right) \quad (5)$$

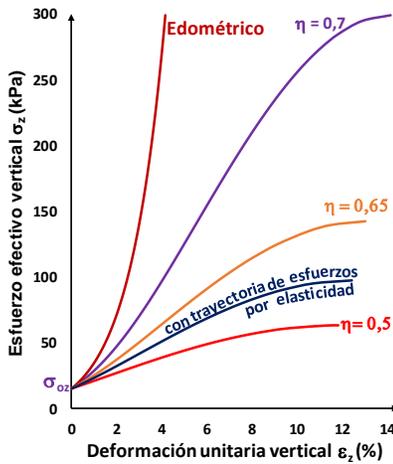


Figura 4. Relación esfuerzo-deformación vertical a 0,75-m de profundidad, usando la ley edométrica continua para diferentes factores de esfuerzo horizontal η . Arcilla limosa de Ciudad Guayana, Venezuela.

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 TDE determinadas por la teoría de elasticidad, son equivalentes a la ley edométrica-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 respecto al de mayores profundidades. A pesar de considerar un valor η constante, las TDE a distintas profundidades, según la ley edométrica-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.

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 el radio de sobreconsolidación del suelo. Para el análisis de sensibilidad se variaron los parámetros C , ϕ y el OCR, manteniendo constantes siempre los parámetros de compresibilidad (E_{s0} , λ) y también a ϵ_{hf} . El ángulo máximo de rugosidad (δ) se dejó condicionado al valor de ϕ .

Los análisis se hicieron solamente para zapatas cuadradas sobre suelos homogéneos, 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 (2) 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 (2) 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 posición relativa del nivel freático no fue una variable en este proyecto. En todos los análisis, exceptuando los casos de zapata en superficie, el suelo debajo de la fundación siempre estuvo completamente saturado.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La figura 5 presenta el resultado de un caso particular al considerar un perfil de suelo homogéneo normalmente consolidado con parámetros efectivos de resistencia $C = 50$ kPa y $\phi = 23^\circ$, para una zapata cuadrada de lado $B = 3$ m, profundidad de fundación $Df/B = 1$, y profundidad del nivel freático $hw = 1$ m, analizado con la carga última estimada mediante la ecuación general de capacidad de carga.

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

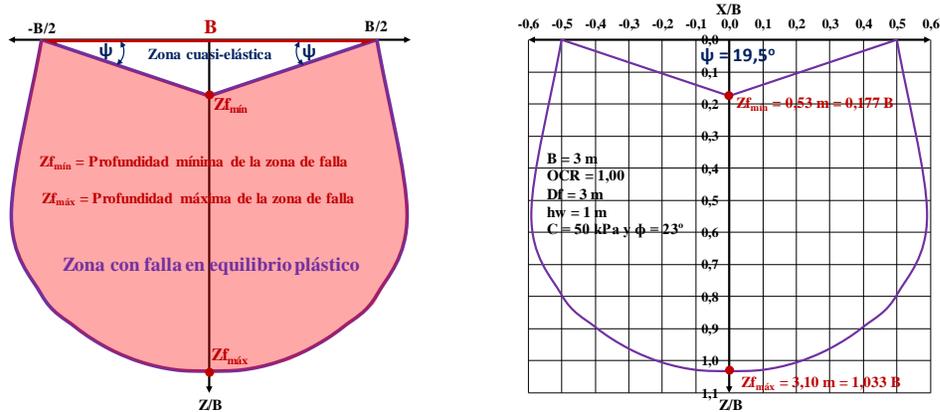


Figura 5. Zona de falla en equilibrio plástico para el caso particular en suelo normalmente consolidado con zapata cuadrada de lado $B = 3\text{ m}$, $Df/B = 1$, $hw = 1\text{ m}$, $C = 50\text{ kPa}$ y $\phi = 23^\circ$.

Se observa que la zona de falla abarca prácticamente hasta una profundidad igual al ancho de la fundación ($Z_{f\text{máx}}/B \approx 1$). A una profundidad de $0,5B$ se presenta una ampliación horizontal máxima de aproximadamente $1,18B$ con incremento aparentemente lineal desde las esquinas de la zapata. Entre las profundidades de $0,5B$ hasta B , la zona de falla presenta forma de ovalada aparentemente semi circular. La zona cuasi-elástica en el contacto suelo-fundación presenta forma triangular, tal como lo indica Terzaghi (1943), pero con inclinación ψ ligeramente inferior que ϕ . El gráfico de la figura 5 se mantiene prácticamente igual independientemente del valor del ancho B al mantener los otros parámetros. Con parámetros diferentes, la gráfica será también otra, pero nuevamente invariante en función del ancho B .

La figura 6 muestra la influencia de diversos factores con resultados válidos para cualquier ancho B : en 6(a) se muestra la evolución de las zonas de falla con el incremento gradual de la carga hasta un valor 1,25 veces la carga última determinada usando la ecuación general de capacidad de carga (P_u). Se analizan dos casos, el primero con $\phi = 8^\circ$ y el segundo con $\phi = 23^\circ$. Las zonas de falla plástica se inician desde las esquinas de la zapata y se van incrementando hacia el centro para formar una zona única. En el caso de ángulo de fricción $\phi = 8^\circ$, a partir de una carga cercana al 60% de P_u , desaparece la zona con equilibrio elástico debido al bajo confinamiento por rugosidad en el contacto suelo-fundación ($Z_{f\text{mín}} = 0$), lo que no ocurre con el ángulo de fricción $\phi = 23^\circ$. En 6(b) presenta los

resultados variando la profundidad de empotramiento analizado con la carga última P_u , mostrando que a mayor profundidad de empotramiento, se amplía la zona de falla incrementando la profundidad máxima $Z_{f\text{máx}}$, y en el caso con $\phi = 23^\circ$, también se aumenta ligeramente la profundidad $Z_{f\text{mín}}$. En 6(c) se presenta la influencia del grado de sobreconsolidación (OCR), donde valores más elevados de OCR tienen zonas de falla más pequeñas, determinadas todas con la carga última de la condición normalmente consolidada. Para el caso con $\phi = 23^\circ$ con $OCR = 1,1$, se observa que la zona en equilibrio elástico se homologa a lo propuesto por Terzaghi (1943) ($\psi = \phi$).

Con cargas relativamente pequeñas (p. ej., $P = 0,5P_u$), la zona cuasi-elástica muestra características semejantes a las indicadas por Lundgren & Mortensen (1953), con baja inclinación en las esquinas y curvatura que se incrementa hacia el centro, de manera que se presenta como un triángulo con aristas curvadas. Pero para cargas elevadas, las aristas tienden a ser lineales y el ángulo en las esquinas ligeramente inferior que ϕ para el suelo normalmente consolidado. El crecimiento progresivo de la falla desde las esquinas hasta unirse en el centro, también fue informado por Kiyosumi, Kusakabe, Ohuchi y Le Peng, (2007) y por Taiebat & Carter, 2000, quienes mediante modelados numéricos encontraron morfología iguales a las encontradas en este trabajo con la ley edométrica-continua corregida, presentadas en la figura 6(b)

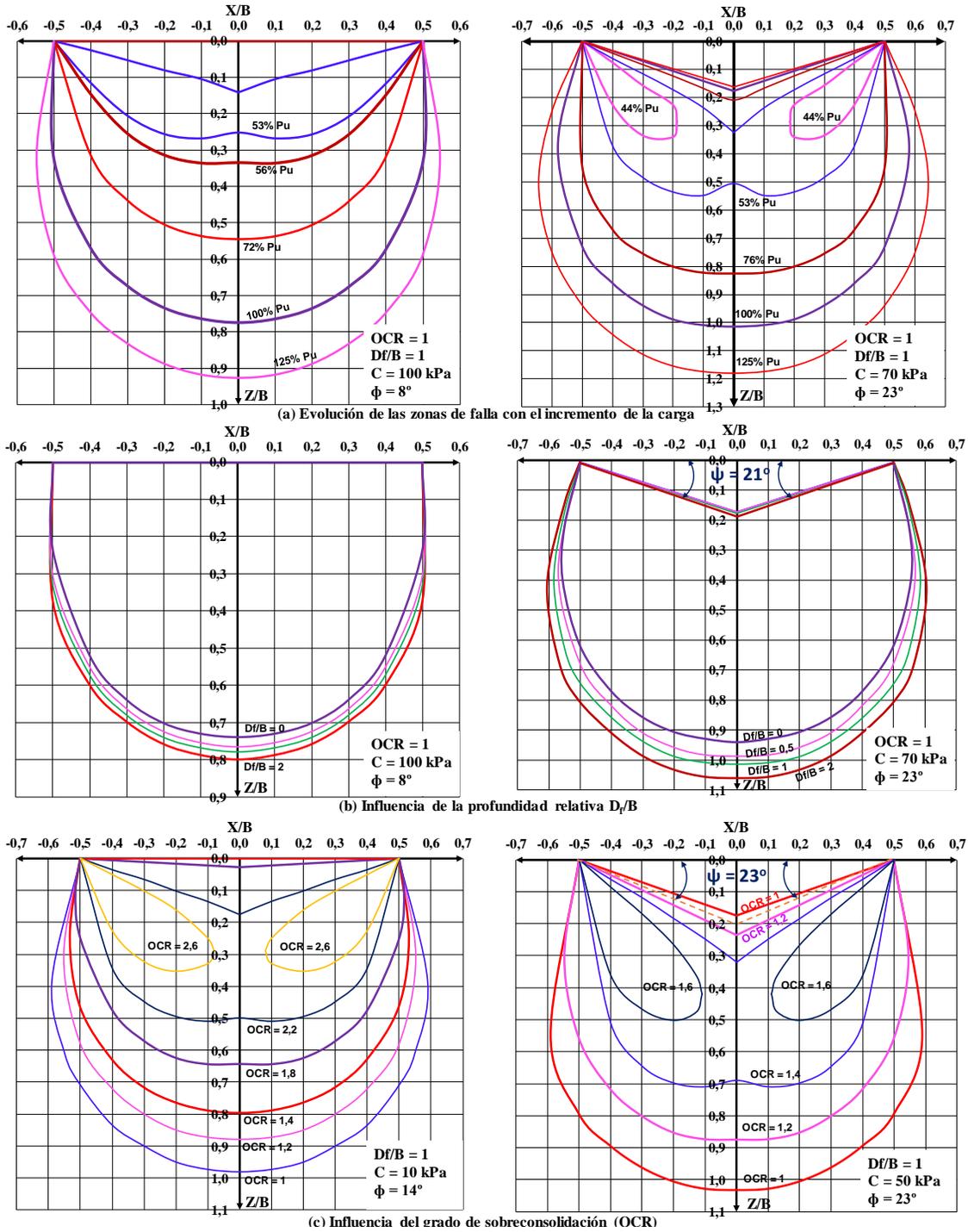


Figura 6. Influencia de diversos factores en la evolución de las zonas de falla plástica: (a) Incremento de la carga. (b) Influencia de la profundidad Df. (c) Influencia del grado de sobreconsolidación OCR.

No se encontró afectación alguna por los casos de zapata en superficie, para los cuales una franja de 1 m por debajo de la fundación no estaba saturada. En todos los demás casos, que representan el 90%, el suelo debajo de la fundación estaba debajo del nivel freático.

La figura 7 presenta las profundidades máximas y mínimas de las zonas de falla determinadas para suelos con OCR = 1 y

para la carga última Pu, variando los parámetros efectivos de resistencia y la profundidad relativa de la fundación. Las líneas segmentadas representan la profundidad máxima de la zona de falla plástica obtenida en la deducción de los factores de capacidad de carga Nc y Nq según las teorías clásicas (Prandtl, 1921; Reisner, 1924) y la obtenida por Lundgren & Mortensen (1953) al evaluar el factor Nγ, los cuales sólo correlacionaron con el ángulo efectivo ϕ.

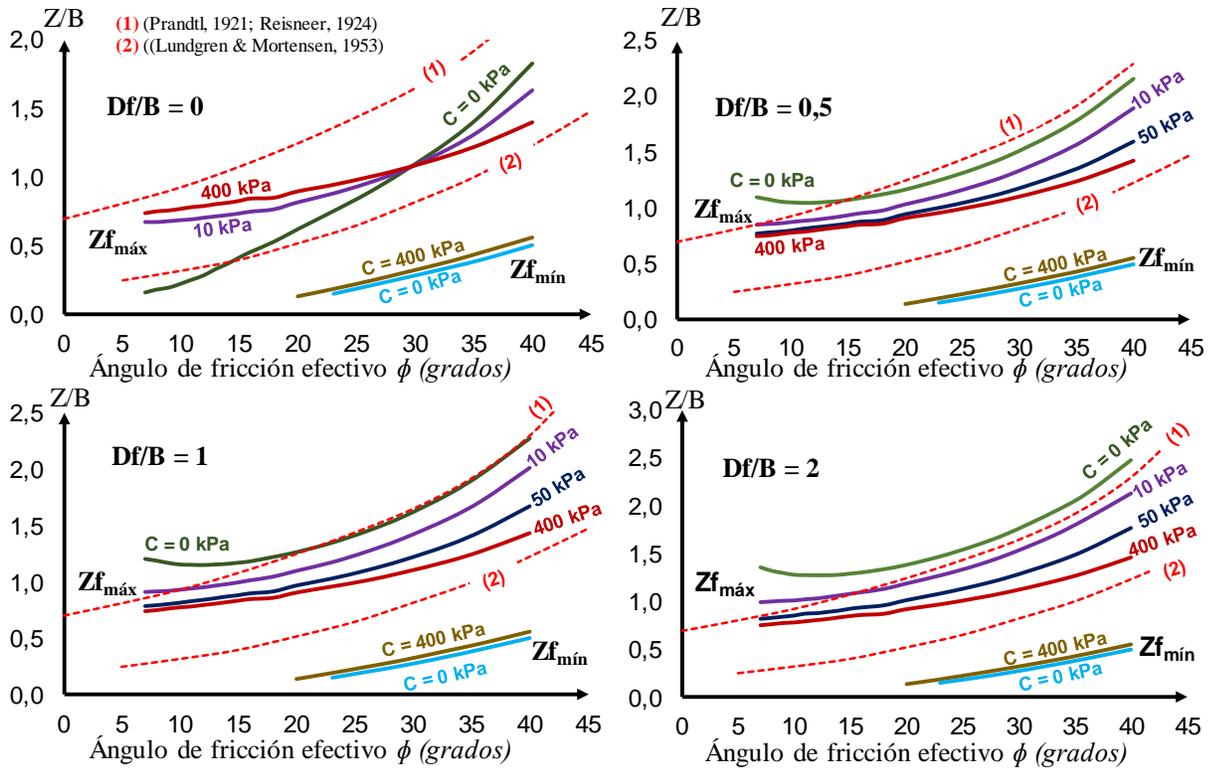


Figura 7. Profundidades máximas y mínimas de las zonas de falla determinadas con la carga última variando los parámetros efectivos de resistencia y la profundidad relativa de la fundación.

Los resultados muestran que la profundidad máxima de la zona de falla ($Z_{f_{máx}}$) se ve afectada principalmente por el ángulo efectivo de fricción interna ϕ , pero también por la cohesión efectiva, la profundidad de la fundación y el grado de sobreconsolidación del suelo. La máxima profundidad de la zona de falla tiene alta correspondencia con la determinada según el mecanismo de falla clásico si $Df/B \geq 0,5$ y $C = 0$. Por otro lado, la profundidad de la zona cuasi-elástica ($Z_{f_{mín}}$) sólo se ve afectada por el ángulo efectivo ϕ con la siguiente relación aproximada, válida para suelo normalmente consolidado: $Z_{f_{mín}}/B = 0,16 + 0,022 (\phi - 23^\circ)$, (si $\phi < 23^\circ \rightarrow Z_{f_{mín}} = 0$). Según esta ecuación de ajuste, el ángulo en las esquinas cumple exactamente con $\psi = \phi$ (Terzaghi, 1943) cuando $\phi = 26^\circ$.

CONCLUSIONES

Con fundamento en el enfoque lineal de la ley edométrica continua corregida se determinaron las zonas de falla plástica debajo de fundaciones superficiales, definidas como los lugares geométricos que abarcan áreas del suelo que han alcanzado el estado límite de resistencia por efectos de la compresión vertical de la fundación, lo que permitió estudiar la influencia directa, además de la del ángulo efectivo de fricción interna, la de otros factores tales como la cohesión efectiva, profundidad de fundación y grado de sobreconsolidación del suelo, sobre las profundidades mínimas y máximas de las zonas de falla y su correlación morfológica con los mecanismos clásicos de falla en el entorno inmediatamente debajo de la fundación. Las principales conclusiones son las siguientes:

Las zonas de falla se inician en las esquinas de la fundación con cargas intermedias, al incrementar la carga gradualmente, se van ampliando hacia abajo y hacia el centro de la fundación hasta formar una zona única. Con la carga última, la zona de falla tiene incremento lineal desde las esquinas hasta profundidades entre $0,3B$ y $0,55B$ y luego presenta forma ovalada hasta una profundidad máxima que abarca profundidades entre $0,7B$ y $1,2B$.

Con ángulo efectivo de fricción interna igual o superior que 23° , se presenta una zona cuasi-elástica, de forma aparentemente triangular, en el contacto suelo-fundación, equivalente a la del mecanismo de falla propuesto por Terzaghi. La profundidad de esta zona abarca valores entre $0,16B$ y $0,55B$. Las inclinaciones laterales (de las esquinas hacia el centro), son muy cercanas al ángulo de fricción interna. En suelos normalmente consolidados, coinciden para $\phi = 26^\circ$ y suelos con $OCR = 1,1$ coinciden para $\phi = 23^\circ$. De manera que se demuestra que la validez de la hipótesis de Terzaghi (1943) se cumple solo a partir de cierto valor del ángulo de fricción interna ($\phi = 23^\circ$), ya que para valores menores, la restricción de la expansión lateral del suelo inmediatamente debajo del contacto, no es suficiente para evitar que dicha zona sea objeto de falla plástica. Si el ángulo efectivo de fricción interna es menor que 23° , debido al escaso o nulo efecto de confinamiento de la rugosidad en el contacto, no existirá la zona cuasi-elástica y la zona de falla se presenta desde todo el contacto suelo-fundación.

Al mantener fijos los parámetros efectivos de resistencia del suelo, la zona de falla será más amplia en la medida en que la profundidad relativa de la fundación (D_f/B) sea mayor y/o el grado de sobreconsolidación sea menor.

La profundidad máxima de la zona de falla se incrementa con el ángulo efectivo de fricción interna si $D_f/B = 0$ o si $D_f/B > 0$ y $\phi > 10^\circ$. También se incrementa con la cohesión si $D_f/B > 0$ o si $D_f/B = 0$ y $\phi > 30^\circ$. La profundidad mínima de la zona de falla es afectada solamente por el ángulo efectivo ϕ con la siguiente relación aproximada, válida para suelo normalmente consolidado: $Z_{fmin}/B = 0,16 + 0,022 (\phi - 23^\circ)$.

Los resultados de este trabajo demuestran que la ley edométrica continua corregida es una herramienta válida para evaluar zonas de falla plástica debajo de fundaciones superficiales. Los resultados son compatibles con los mecanismos de falla clásicos y se acercan mucho al mecanismo de falla general por capacidad de carga de Terzaghi, en el entorno inmediato debajo de la fundación, siempre que el ángulo efectivo de fricción interna sea igual o superior que 23° .

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. Retrieved from <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 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.
- 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.
- Karlsrud, K. (1991). Sammenstilling av noen erfaringer med prøvetaking og effekt av prøveforstyrrelse i norske marine leire. NGI report 521500-6.
- Kiyosumi, M., Kusakabe, O., Ohuchi, M. & Le Peng, F. (2007). Yielding Pressure of Spread Footing above Multiple Voids. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(12), 1522-1531. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2007)133:12(1522)
- 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>
- Lundgren, H., & Mortensen, K. (1953). Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand. Proc. 3rd ICSMFE, (pp. 409-412).
- 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. (2003). *Leyes de comportamiento edométrico de los suelos*. Caracas: Trabajo de Ascenso -Aragado UCV.
- Naime. (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. (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.
- Prandtl, L. (1921). *Hauptaufsätze: Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden*. ZAMM - Journal of Applied Mathematics and Mechanics / Zeitschrift Für Angewandte Mathematik Und Mechanik, 1(1), 15-20. doi:10.1002/zamm.19210010102
- Reisner, H. (1924). Zum Erddruckproblem. *Proceedings First International Congress of Applied Mechanics*, (págs. 295-311). Delft, the Netherlands.
- 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.escolaing.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.
- 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. (1978). Soil compressibility as measured in the oedometer. *Géotechnique*, 28(4), 363-375. doi.org/10.1680/geot.1978.28.4.363.

- Taiebat, H. A., & Carter, J. P. (2000). Numerical studies of the bearing capacity of shallow foundations on cohesive soil subjected to combined loading. *Géotechnique*, 50(4), 409-418. doi:10.1680/geot.2000.50.4.409
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. Nueva York.: Wiley.
- 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