

# LEY EDMÉTRICA-CONTINUA PARA EL COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE LOS SUELOS

WAGDI NAIME YEHA<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup>Universidad Central de Venezuela. Escuela de Ingeniería Civil. <sup>2</sup>Universidad de los Andes, Programa de Doctorado en Ciencias aplicadas a la Ingeniería. wagdin@gmail.com

## RESUMEN

En este artículo se desarrolla de la Ley Edométrica Continua. Se expresa mediante ecuaciones continuas y derivables en todo el dominio de aplicación, en suelos preconsolidados o normalmente consolidados. Mediante análisis de pruebas edométricas en distintos suelos, se comprueba que esta ley se adapta mejor a los resultados experimentales que la ley de Terzaghi-Casagrande. Se desarrollan ecuaciones para el esfuerzo máximo histórico vertical del suelo basado en el criterio de Casagrande, así como para el módulo edométrico y el módulo de cambio volumétrico en función de los esfuerzos y la ecuación para el cálculo del asentamiento. Se muestra que el criterio edométrico subestima el asentamiento real en 13,5% basado en el promedio de treinta y dos (32) casos de asentamientos medidos y calculados. Por otra parte, la relación del asentamiento calculado entre el medido presentó rango entre el 45-150%. También, utilizando el análisis de dos pruebas de carga a escala real, se comparan las curvas carga-asentamiento reales con la de la ley edométrica tradicional, de la ley edométrica continua y la obtenida mediante el método de los elementos finitos. Finalmente, se observa que la mejor capacidad predictiva de asentamientos del criterio edométrico está comprendida entre los valores de factores de seguridad por capacidad de carga de 2,5 hasta 3,5.

*Palabras claves:* Compresibilidad, asentamientos, deformaciones, fundación superficial, módulo edométrico.

## OEDOMETRIC-CONTINUOUS LAW FOR STRESS-STRAIN BEHAVIOR OF SOILS

### ABSTRACT

This research work presents the development of a new law of oedometric behavior for soils, called the Oedometric-Continuous Law, expressed by continuous and derivable equations throughout the domain of application for both, overconsolidated and normally consolidated soils. Analysis of oedometric tests in different soils show that this new law is better suited to experimental results than the traditional Terzaghi-Casagrande law. Using a unique and continuous expression for the compressibility curve, the equation for the maximum vertical historical effort of the soil based on the Casagrande criterion was successfully deduced. Also developed, were the equations for the oedometric module  $E_s$  and for the module of volumetric change  $m_v$  depending on the stresses, and the settlement equation. It was determined that the oedometric criterion underestimates the real settlement by 13.5% based on the average of 32 cases of measured and calculated settlements using the traditional criteria in the original reference of each case. The aforementioned cases were calculated by the oedometric-continuous law to demonstrate the applicability of this new method. The ratio between the calculated and the measured settlements presented a range between 45%-150%. Through the analysis of two real-scale load tests, the real load-settlement curves were compared with those obtained by the traditional oedometric law, the oedometric-continuous law, and by numerical simulation with the finite element method. It was found that the best predictive capacity of settlements of the oedometric criterion is comprised between safety factors ranging from 2.5 to 3.5 in relation to the estimated ultimate load using the general equation of bearing capacity.

*Keywords:* Compressibility, settlements, deformations, shallow foundation, oedometric module.

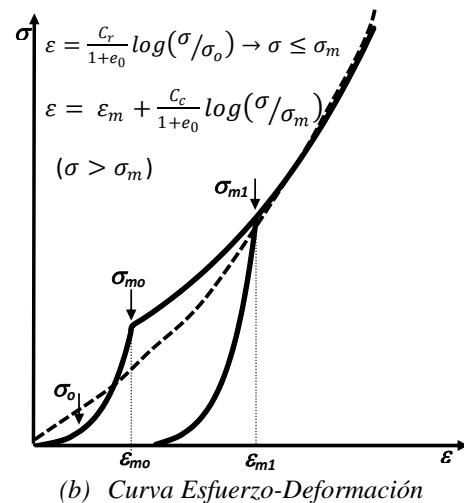
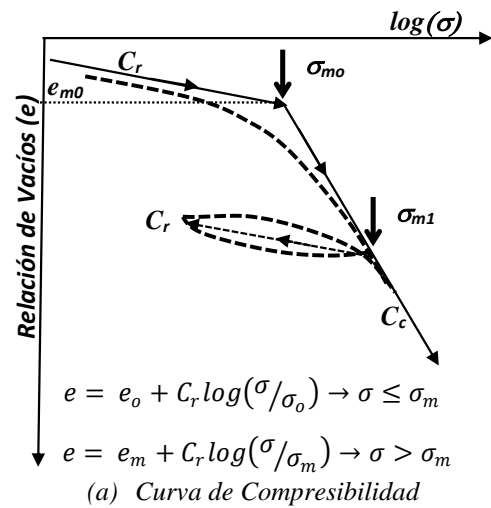
## INTRODUCCIÓN

El ensayo edométrico consiste en la evaluación esfuerzo-deformación de los suelos con aplicación axial de esfuerzo en muestras cilíndricas a las que se les restringe la deformación lateral mediante el uso de un anillo rígido metálico. Debido a esta condición especial de deformación unidimensional, existe una relación directa entre la deformación unitaria axial y el cambio de volumen o de la relación de vacíos del suelo. Desde el desarrollo de la teoría de consolidación unidimensional (Terzaghi, 1925a y 1925b), el comportamiento edométrico ha sido utilizado para estimación de asentamiento por consolidación primaria de fundaciones superficiales. Desde estas publicaciones originales de Terzaghi, la principal forma de interpretar el comportamiento edométrico ha sido a través de la curva de compresibilidad a escala semilogarítmica (Casagrande, 1936), (Schmertmann, 1953), y por casi un siglo, diversos ingenieros prácticos e investigadores han realizado estimación de asentamientos utilizando el coeficiente de cambio volumétrico  $m_v$  o los índices de recompresión y de compresión  $C_r$  y  $C_c$ , (Skempton, Peck, & MacDonald, 1955), (Peck & Uyanik, 1955), (Nash & Davison, 1992), (Jardine, Lehane, Smith, & Gildea, 1995), (Indraratna, Balasubramaniam, & Sivaneswaran, 1997), (Briaud & Gibbens, 1999), (Lehane, 2003), (Gourvenec, Vulpe, & Murthy, 2014), (Madaschi & Gajo, 2015), (Zwanenburg & Jardine, 2015), (Yune & Olgun, 2016), (Indraratna, Zhong, Fox, & Rujikiatkamjorn, 2017), (Chen, Gao, Elsayed, & Yang, 2019).

A pesar del éxito en la ingeniería práctica, esta forma de interpretar el comportamiento edométrico conlleva a expresiones no derivables en el punto del esfuerzo máximo histórico  $\sigma_m$  debido a que las derivadas laterales son desiguales, tal como se observa en la figura 1, para las curvas esfuerzo-deformación y de compresibilidad y las manifestaciones naturales de los suelos cumplen la ley de la normalidad en todo el dominio.

En esta investigación se desarrollan expresiones continuas, derivables e integrables en todo el dominio de aplicación, que se acercan mejor al comportamiento natural edométrico de los suelos. La nueva ley de comportamiento se denomina *Ley Edométrica- Continua* (LEC) para diferenciarse de la falta de continuidad de la derivada en la ley tradicionalmente utilizada en las últimas décadas. Para obviar el referido problema, se desarrolla mediante el estudio de la variación de la derivada de la curva esfuerzo-deformación, llamada módulo edométrico  $E_s$ , respecto al esfuerzo axial (Janbu, 1963 y 1969), (Wissa, Christian, Davis, & Heiberg, 1971), (Stamatopoulos & Kotzias, 1973), (Stamatopoulos & Kotzias, 1978), (Papadopoulos, 1992),

(Naime, 2003). El nuevo criterio se basa en observaciones experimentales y asume que el módulo edométrico varía linealmente con el esfuerzo a partir de un valor inicial  $E_{s0}$ . La Ley Edométrica Tradicional de Terzaghi-Casagrande (LET) y la propuesta de Butterfield para la curva de compresibilidad en escala doble-logarítmica, (Butterfield, 1979), (McDowell, 2005), (De Bono & McDowell, 2018), también asumen variación lineal del módulo edométrico respecto al esfuerzo, pero a partir de un módulo inicial nulo y mediante expresiones discontinuas en el esfuerzo máximo histórico  $\sigma_m$ , tal como se ilustra en la figura 2.



**Figura 1.** Ley edométrica tradicional: Ecuaciones y curvas de compresibilidad y esfuerzo-deformación

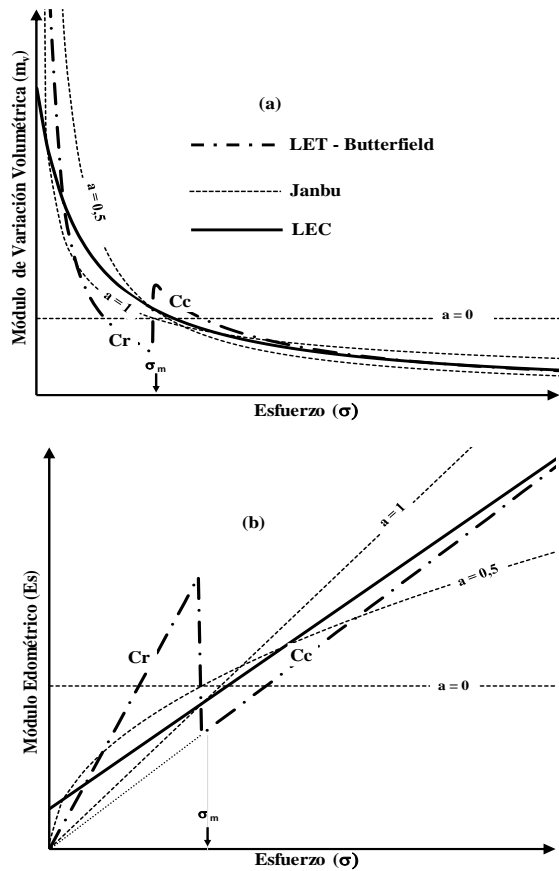


Figura 2. Relaciones teóricas de: (a) Módulo edométrico respecto al esfuerzo axial y (b) Módulo de cambio volumétrico respecto al esfuerzo axial.

## MANIFESTACIONES EXPERIMENTALES DEL COMPORTAMIENTO EDMOMÉTRICO DE LOS SUELOS

Por la naturaleza del ensayo edométrico, el suelo va incrementando su estado de confinamiento lateral en la medida que se incrementa el esfuerzo de compresión axial, lo que induce a que el material tienda a rigidizarse con el incremento del esfuerzo. Esta tendencia se observa en la gran mayoría de los suelos. La figura 3 presenta la curva esfuerzo-deformación edométrica para suelos con distintas compresibilidades que van desde arcillas marinas y lacustres hasta arena suelta. La figura 4 muestra las gráficas del módulo edométrico respecto a los esfuerzos axiales para analizar la tendencia de la primera derivada de la relación esfuerzo-deformación. Cabe destacar que los suelos 4, 5 y 8 manifiestan una rigidez inicial relativamente elevada y que se reduce en el tramo inicial para luego volver a incrementarse por efectos del confinamiento lateral. Este comportamiento ha sido observado por (Janbu, 1963) y (Stamatopoulos & Kotzias, 1978). Sin embargo, en las figuras 3 y 4, el 70% de los suelos no presentan esta tendencia. Es importante

resaltar que por lógica de comportamiento mecánico bajo condición edométrica, la rigidez inicial debe ser inferior a las siguientes, a menos que el suelo tienda al estado crítico y además presente alteración de la estructura interna.

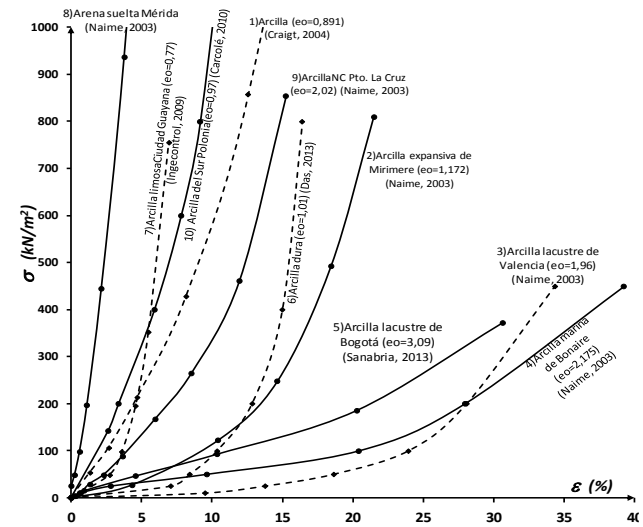


Figura 3. Curvas esfuerzo-deformación edométrica para diversos suelos.

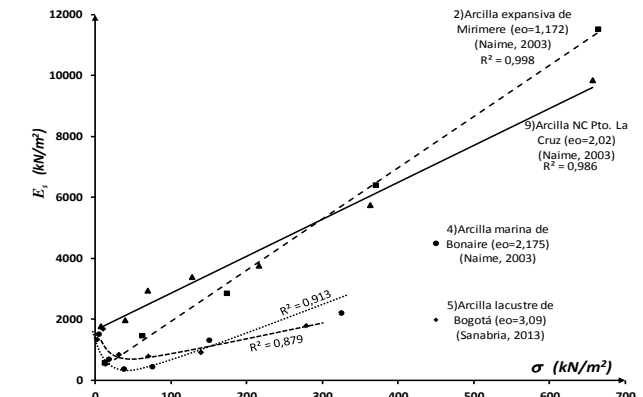
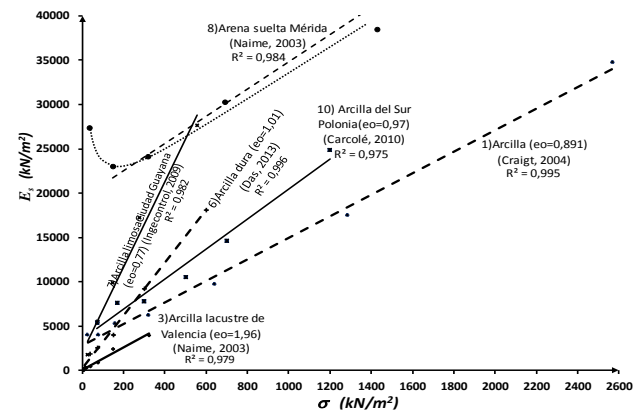
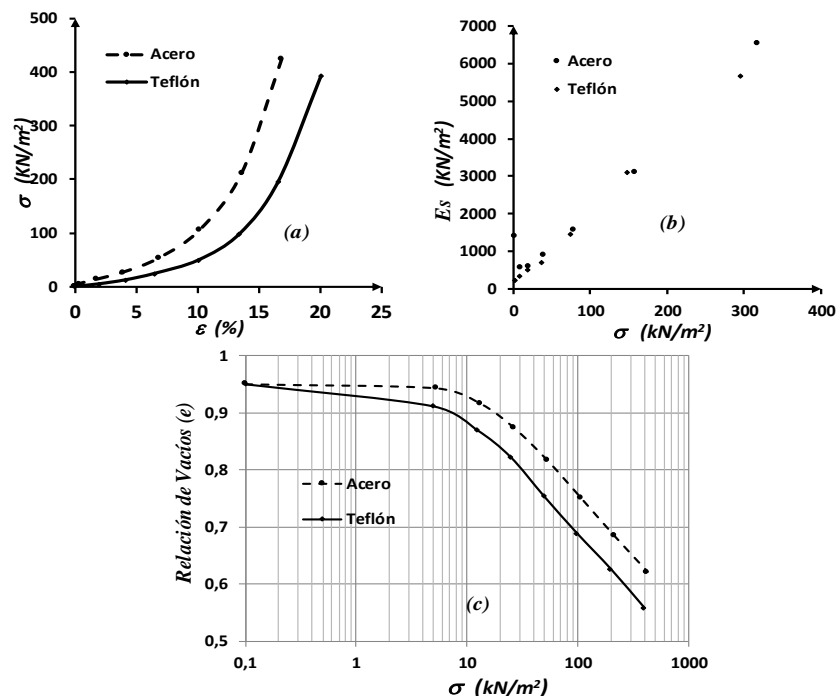


Figura 4. Curvas de la relación del módulo edométrico respecto al esfuerzo axial para diversos suelos.

En el ensayo del laboratorio, principalmente en suelos de alta plasticidad, la fricción lateral puede condicionar el tramo inicial de la curva esfuerzo-deformación debido a que se manifiesta relativamente elevada respecto a los niveles de esfuerzos iniciales de la prueba, pudiendo presentar esfuerzos laterales elevados desarrollados durante la colocación de la muestra en el aparato inducidos por la fricción entre el suelo y la superficie del anillo metálico, lo que ocurre aún con esfuerzos verticales muy bajos (Marcial, Cui, & Delage, 2006). Para estudiar este efecto de la fricción del anillo, se realizaron pruebas con anillos edométricos de diferentes coeficientes de fricción conformados por diferentes materiales (Páez & Marcial, 2019). La figura 5 muestra las curvas esfuerzo-deformación (a), módulo edométrico-esfuerzo (b) y curva de compresibilidad (c), donde se comparan los resultados para una arcilla de baja compresibilidad ensayada con un anillo de acero inoxidable y otro de teflón, detectándose el comportamiento indicado por Janbu y Stamatopoulos para el ensayo con el anillo de acero, pero no en el ensayo realizado con teflón, que posee muy bajo coeficiente de fricción. También se observa que luego de la pequeña zona inicial afectada por la fricción del anillo, el módulo edométrico en ambos ensayos tiende a coincidir presentando una tendencia lineal. En la figura 3 se indican los coeficientes de correlación de la variación lineal del módulo edométrico respecto a los esfuerzos, obteniéndose siempre valores cercanos a la unidad. Cabe destacar que para los suelos 4, 5 y 8, los coeficientes de

correlación indicados fueron obtenidos para la tendencia lineal posterior a la zona inicial afectada por la fricción del anillo. En la figura 5, el suelo se manifiesta menos compresible al ser afectado por la fricción con bajas cargas y presenta curvas esfuerzo-deformación bien diferenciadas a pesar de la subsiguiente coincidencia de los módulos edométricos respecto a los esfuerzos. En base a esta observación, se sospecha que las gráficas esfuerzo-deformación de los suelos 4 y 5 de la figura 3, que son respectivamente de la arcilla marina de la isla de Bonaire y la arcilla lacustre de la ciudad de Bogotá, deberían presentar una curva parecida a la del suelo 3 (arcilla lacustre de Valencia) y estar ambas curvas ubicadas a la derecha de esta última: curva 4 a la derecha de la 3 y curva 5 a la derecha de la 4. En lo que respecta a la curva de compresibilidad, la figura 5-c muestra que las gráficas se diferencian en la rama de recompresión separando ambas curvas para luego manifestarse paralelas en la rama de compresión, lo que confirma que el efecto de fricción afecta la parte inicial de la curva y que presenta traslación de la curva a una condición aparentemente menos compresible debido al efecto de la fricción lateral. Esto podría conllevar a una interpretación errónea del esfuerzo máximo histórico  $\sigma_m$ . Se observa que no se puede detectar la influencia de la fricción estudiando la curva de compresibilidad y es necesario recurrir a las curvas esfuerzo-deformación y la del módulo edométrico-esfuerzo para su evaluación.



**Figura 5.** Resultados de ensayo edométrico en una arcilla de baja compresibilidad realizada con anillos de diferentes coeficientes de fricción. (a) Curvas esfuerzo-deformación, (b) Variación del módulo edométrico respecto al esfuerzo y (c) Curvas de compresibilidad. (Páez & Marcial, 2019)

Cabe destacar que siempre la curva de compresibilidad presenta un primer tramo de baja pendiente, denominado rama de recompresión, una zona de incremento rápido aparente de la pendiente en el cual el esfuerzo alcanza el valor  $\sigma_m$ , y un tramo de mayor pendiente denominado rama de compresión. En la figura 6 se grafican las curvas de compresibilidad de los suelos de la figura 3. Es importante resaltar que la simplificación de la curva de compresibilidad mostrada en la figura 1, universalmente aceptada, a pesar de ser una buena aproximación, desprecia la zona de transición entre las ramas de recompresión y de compresión encontrada en la manifestación natural de los suelos en el ensayo y por consiguiente las ecuaciones resultantes para las curvas esfuerzo-deformación o de compresibilidad, no son integrables en todo el dominio ya que presenta discontinuidad de la primera derivada ( $d\sigma/d\varepsilon = E_s = 1/m_v$ ) en el punto del esfuerzo máximo histórico ( $\sigma_m$ ).

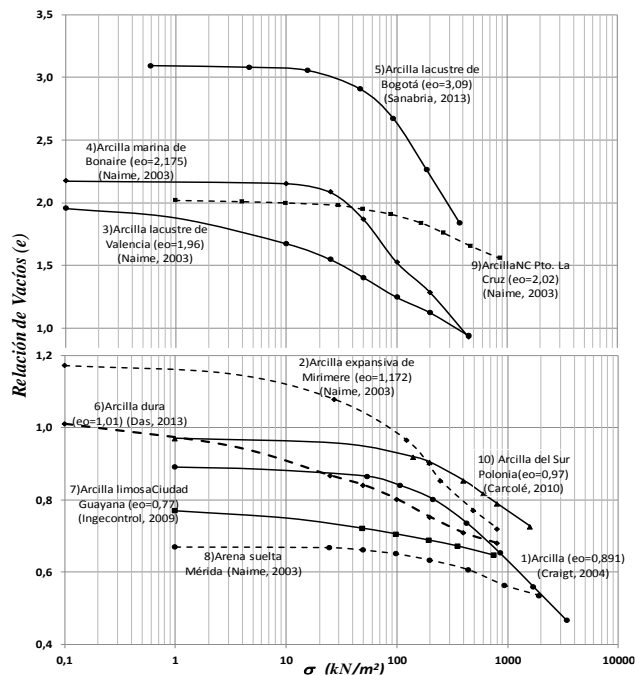


Figura 6. Curvas de compresibilidad edométrica para diversos suelos.

## LEY EDMÉTRICA-CONTINUA (LEC)

### Relación Esfuerzo-Deformación

El desarrollo de esta ley de comportamiento para los suelos asume que el módulo edométrico varía linealmente respecto a los esfuerzos axiales. Este criterio fue considerado en principio sólo para suelos arenosos (Papadopoulos, 1992), pero posteriormente se pudo verificar su aplicación para todo tipo de suelo (Naime, 2003):

$$E_s = E_{s0} + \lambda\sigma = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (1)$$

$$\varepsilon = \frac{1}{\lambda} \ln \left( \frac{E_{s0} + \lambda\sigma}{E_{s0}} \right) \quad (2)$$

$E_{s0}$  y  $\lambda$  son constantes que dependen de las características de compresibilidad del suelo. La ecuación 2 representa la curva esfuerzo-deformación continua y derivable en todo el dominio. Así mismo, en la figura 3 los puntos representan los resultados directos obtenidos en los ensayos, pero los trazos de las curvas obedecen a la Ley Edométrica Continua (LEC) mediante calibración y uso de la ecuación 2. Los coeficientes de correlación  $R^2$  indicados para cada curva representan el grado de adaptación de la LEC a los resultados experimentales. La tabla 1 presenta un resumen de los resultados relevantes. Allí se indican también los grados de correlación obtenidos mediante calibración y aplicación de las ecuaciones de la ley tradicional (LET). En el 90% de los casos los coeficientes de correlación  $R^2$  obtenidos mediante la LEC son mejores que los de la LET, con promedios 0,993 (LEC) respecto a 0,946 (LET).

### Curva de Compresibilidad

La ecuación 2 también se escribe así:

$$\frac{\Delta e}{1+e_o} = \frac{1}{\lambda} \ln \left( \frac{E_{s0} + \lambda\sigma}{E_{s0}} \right) \quad (3)$$

Despejando, la expresión  $e-\sigma$  resulta:

$$e = e_o - \ln(10) \frac{1+e_o}{\lambda} \log \left( \frac{E_{s0} + \lambda\sigma}{E_{s0}} \right) \quad (4)$$

Considerando que  $C_{ce} = \ln(10) \frac{1+e_o}{\lambda}$ , la ecuación 4 se queda:

$$e = e_o - C_{ce} \log \left( \frac{E_{s0} + \lambda\sigma}{E_{s0}} \right) \quad (5)$$

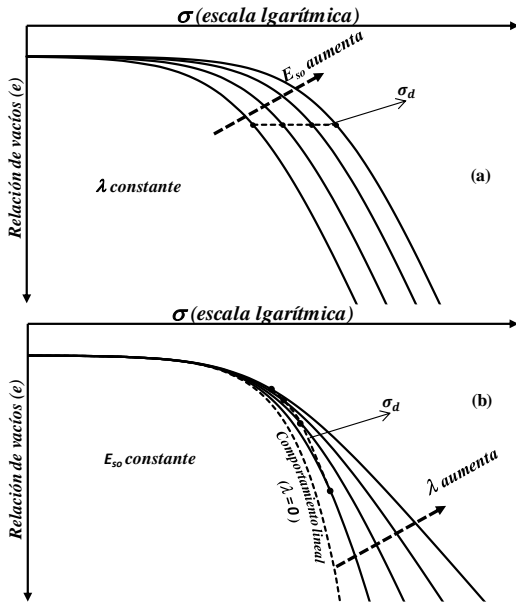
$$e = e_o - C_{ce} \log \left( 1 + \frac{\lambda}{E_{s0}} \sigma \right)$$

**Tabla 1.** Resultados de ensayos edométricos para diversos suelos. Curvas de laboratorio y curvas de campo.

Suelo	Referencia	$e_o$	$C_c$	$C_r$	$E_{so}$ (kPa)	$\lambda$	$C_{ce}$	$R^2$		$\sigma_o$ (kPa)	$(\sigma_n)_{rm}$	$\sigma_m$ (kPa)	OCR	$e_L$	$e_{oo}$	$(E_{so})_c$ (kPa)	$(\lambda)_c$
								LEC	LET								
1) Arcilla preconsolidada.	(Craigt, 2004)	0,891	-0,310	-0,031	3.300,0	11,0	0,396	0,998	0,953	90,95	0,898	434,13	4,77	0,891	0,954	2.346,3	11,36
2) Arcilla expansiva de Mirimire, Edo. Falcón, Venezuela.	(Naime, 2003)	1,172	-0,281	-0,041	450,0	15,7	0,319	0,996	0,983	27	0,931	56	2,07	1,172	1,578	241,1	16,36
3) Arcilla lacustre de Valencia, Edo, Carabobo, Venezuela.	(Naime, 2003)	1,955	-0,500	-0,152	55,0	13,8	0,493	0,995	0,947	7,7	0,853	7,7	1,00	1,955	2,475	5,9	16,23
4) Arcilla marina de la isla antillana de Bonaire. Holanda	(Naime, 2003)	2,175	-0,930	-0,060	260,0	6,4	1,205	0,977	0,985	32	0,543	32	1,00	2,175	4,180	8,8	9,90
5) Arcilla lacustre de Bogotá, Colombia.	(Sanabria, 2013)	3,093	-1,300	-0,100	800,0	2,3	4,216	0,983	0,853	50,4	0,172	122,5	2,43	3,093	3,398	677,4	2,40
6) Arcilla dura.	(Das, 2013)	1,01	-0,146	-0,025	75,0	36,0	0,132	0,993	0,985	5,14	0,987	5,14	1,00	1,010	1,139	51,5	38,26
7) Arcilla limosa de Ciudad Guayana, Edo. Bolívar, Venezuela	(Ingeocontrol, 2009)	0,77	-0,054	-0,006	689,8	62,2	0,066	0,994	0,966	25,33	0,997	25,33	1,00	0,770	0,800	458,9	63,16
8) Arena suelta, sector La Playa, Mérida, Venezuela.	(Naime, 2003)	0,67	-0,110	-0,010	15.500,0	19,0	0,203	0,997	0,881	50	0,970	946	18,92	0,670	0,675	14.892,3	19,03
9) Arcilla de Puerto la Cruz, Edo. Anzoátegui, Venezuela.	(Naime, 2003)	2,02	-0,484	-0,057	1.886,0	11,8	0,589	0,998	0,959	40	0,806	281,25	7,03	2,020	0,093	1.456,7	12,10
10) Arcilla preconsolidada del norte de Europa, al sur de Polonia.	(Carcolé, 2010)	0,97	-0,264	-0,033	4.168,2	15,3	0,296	0,996	0,951	80	0,940	502,25	6,28	0,970	1,015	3.008,5	16,65

$C_{ce}$  es constante para cada suelo. La ecuación 5 representa a la curva de compresibilidad para la *LEC*. Esta expresión, aunque es aparentemente parecida a las indicadas en la figura 1 para la *LET*, describe una curva en todo el dominio en vez de describir una línea recta en la escala  $e-\log(\sigma)$ . Esta expresión además presenta la curva de compresibilidad morfológicamente igual a los resultados experimentales, manifestando siempre, con esa única ecuación, las ramas de recompresión, de compresión y la transición gradual entre ambas. En la figura 6, los puntos son los resultados directos obtenidos en los ensayos, pero los trazos de las curvas obedecen a la Ley Edométrica Continua (*LEC*) mediante el empleo de la ecuación (5).

Por otra parte, los parámetros  $E_{so}$  y  $\lambda$  influyen en toda la curva de compresibilidad. Ahora bien, inspeccionando la ecuación (5) se verifica que para esfuerzos bajos, el valor de  $E_{so}$  es el que más afecta en la ecuación, mientras que para esfuerzos altos, esta ecuación está más condicionada por el parámetro  $\lambda$ . Asimismo, se puede afirmar que el valor de  $E_{so}$  condiciona la rama de recompresión y el parámetro  $\lambda$  condiciona la rama de compresión y la curvatura. Esto se ilustra la figura 7: Si  $\lambda$  se mantiene constante, en la medida en que  $E_{so}$  se incrementa, se amplía la rama de recompresión siendo paralelas entre sí las ramas de compresión. Si  $E_{so}$  se mantiene constante, la rama de recompresión es prácticamente la misma y en la medida que  $\lambda$  va aumentando, la rama de compresión aparece menos inclinada indicando reducción de la compresibilidad en esta rama, todo esto analizado a partir de un mismo valor de la relación de vacíos inicial.



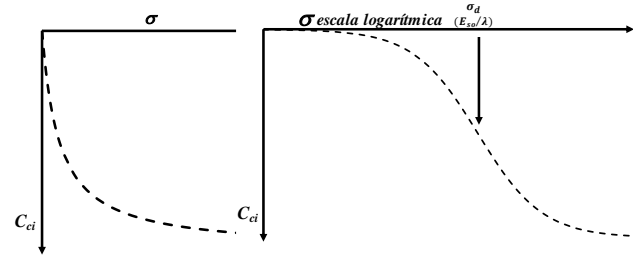
**Figura 7.** Influencia de los parámetros  $E_{so}$  y  $\lambda$  en la curva de compresibilidad.

Tomando en cuenta este comportamiento, se deduce que la afectación de la fricción lateral al principio del ensayo, tal como se verificó mediante la figura 5, induce a valores de  $E_{so}$  mayores a los reales y mantiene un valor  $\lambda$  relativamente igual.

Por consiguiente, de la ecuación 5 se extrae la derivada  $C_{ci} = \frac{d(e)}{d[\log(\sigma)]}$ , que representa la pendiente de la curva de compresibilidad para cualquier esfuerzo, llamado índice de compresión puntual:

$$C_{ci} = -C_{ce} \frac{\lambda\sigma}{E_{so} + \lambda\sigma} \quad (6)$$

Esta ecuación representa la hipérbola mostrada en la figura 8 en la representación en escala natural. La gráfica en escala semilogarítmica permite visualizar la zona inicial de pendiente baja, casi uniforme, la zona de transición y la zona final nuevamente con pendiente casi uniforme relativamente elevada. Esto explica la morfología de la curva de compresibilidad. La pendiente de esta gráfica representa la variación de  $C_{ci}$  respecto al  $\log(\sigma)$ , ecuación (7)



**Figura 8.** Variación del coeficiente de compresión instantánea  $C_{ci}$  respecto a los esfuerzos.

$$\frac{d^2(e)}{d[\log(\sigma)]^2} = \frac{d(C_{ci})}{d[\log(\sigma)]} = -C_{ce} E_{so} \ln(10) \frac{\lambda\sigma}{(E_{so} + \lambda\sigma)^2} \quad (7)$$

Derivando la ecuación (7) e igualando a cero, se obtiene el esfuerzo  $\sigma_d$  donde ocurre la mayor variación de  $C_{ci}$  respecto al  $\log(\sigma)$ :

$$\begin{aligned} \frac{d^3(e)}{d[\log(\sigma)]^3} &= \frac{d(C_{ci})^2}{d[\log(\sigma)]^2} \\ &= -C_{ce} E_{so} \ln^2(10) \frac{\lambda\sigma(E_{so} - \lambda\sigma_d)}{(E_{so} + \lambda\sigma_d)^3} = 0 \end{aligned}$$

$$\sigma_d = \frac{E_{so}}{\lambda} \quad (8)$$

Sustituyendo el valor de  $\sigma_d$  en la ecuación (5), se determina el valor de la relación de vacíos para la cual se presenta la mayor variación de  $C_{ci}$  respecto al  $\log(\sigma)$ :

$$e_d = \left[1 - \frac{\ln(2)}{\lambda}\right] e_o - \frac{\ln(2)}{\lambda} \quad (9)$$

Este valor depende sólo de la relación de vacíos inicial  $e_o$  y de  $\lambda$ .

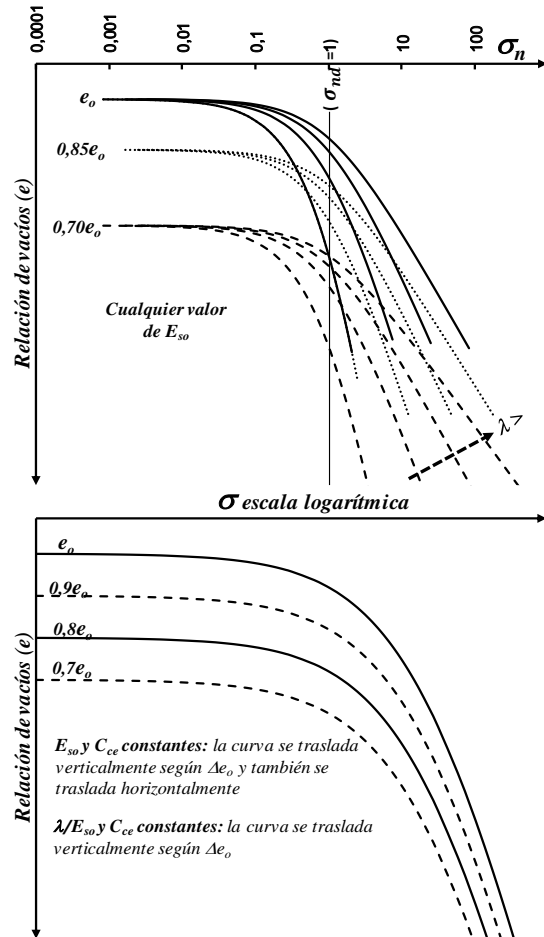
### Curva de Compresibilidad Normalizada

Resulta conveniente construir la curva de compresibilidad en forma adimensional, lo que se logra considerando el esfuerzo normalizado  $\sigma_n = \sigma \left(\frac{\lambda}{E_{so}}\right)$ :

$$e = e_o - C_{ce} \log(1 + \sigma_n) \quad (10)$$

$$C_{ci} = -C_{ce} \frac{\sigma_n}{1 + \sigma_n} \quad (11)$$

La curva normalizada es exactamente la misma curva de compresibilidad trasladada hacia la izquierda en forma proporcional a la relación  $\lambda/E_{so}$  respecto a la escala logarítmica de los esfuerzos y es independiente del sistema de unidades que se emplee. Si se parte de una misma relación de vacíos, esta curva normalizada será la misma por cada valor de  $\lambda$  independientemente del valor de  $E_{so}$ . De la ecuación (8) se deduce que en la curva normalizada, la máxima variación de la pendiente ocurre en  $\sigma_n = 1$ . Esto se ilustra en la figura 9 donde también se estudia la influencia de la relación de vacíos inicial  $e_o$ : Para un valor de  $e_o$  menor, con los mismos valores de  $E_{so}$  y  $\lambda$ , la curva sufre un traslado vertical y aumento ligero de la pendiente en la rama de compresión ya que  $e_o$  afecta directamente al valor de  $C_{ce}$ . Si con la reducción de  $e_o$  se modifica  $\lambda$  para mantener  $C_{ce}$  constante: 1) Manteniendo  $E_{so}$  constante, la curva sufre traslado vertical y horizontal pero sin ninguna modificación adicional, y 2) Manteniendo constantes  $C_{ce}$  y la relación  $\lambda/E_{so}$ , la curva de compresibilidad sólo se traslada verticalmente según el cambio en la relación de vacíos.



**Figura 9.** Influencia de la relación de vacíos inicial en la curva de compresibilidad: Arriba: Curva normalizada. Abajo: Curva a escala normal.

### Valores de $E_{so}$ y $\lambda$

La primera aproximación de los valores de  $E_{so}$  y  $\lambda$  que mejor representan los resultados de la prueba edométrica de laboratorio se determina mediante regresión lineal de los resultados  $E_s - \sigma$ , ahora bien, el mejor ajuste se logra optimizando mediante aproximaciones sucesivas el grado de correlación de las curvas de compresibilidad y esfuerzo-deformación respecto a los resultados del ensayo.

Cabe destacar que el suelo será menos compresible en la medida que estos parámetros sean mayores, donde  $E_{so}$  indica la deformabilidad inicial de la muestra y  $\lambda$  indica la capacidad de disminución de la compresibilidad con el incremento de los esfuerzos. En la medida que  $E_{so}$  resulte más pequeño, la curva esfuerzo-deformación será menos inclinada al inicio y la rama de recompresión en la curva de compresibilidad será más corta con inicio de

la zona de transición en un esfuerzo menor. En la medida que  $\lambda$  resulte más pequeña, la manifestación de la curva esfuerzo-deformación tiene mayor tendencia lineal y la curva de compresibilidad tendrá la rama de compresión más inclinada. Los casos extremos serían  $E_{so}=0$  o  $\lambda=0$ . El primer caso se adapta a lo sugerido por los criterios tradicionales (Terzaghi, 1925a), (Casagrande, 1936), (Janbu, 1963), (Butterfield, 1979). El valor mínimo de  $E_{so}$  en la tabla 1 es de 55kPa. La LEC no es compatible con el caso  $E_{so}=0$ . La otra condición extrema  $\lambda=0$ , significa que se acepta comportamiento lineal para el suelo en la curva esfuerzo-deformación, con un valor constante de  $E_s$ . En este caso, la ecuación de la curva de compresibilidad resulta:  $e = e_o - \frac{(1+e_o)}{E_s} \sigma$ , lo que se representó en la figura 7.

### Curva Edométrica de Campo

Mediante la figura 10 se evalúa la historia de carga del suelo para determinar la curva edométrica de campo. Allí se presenta las curvas original y la actual In Situ del suelo que se ha cuasi-preconsolidado por diez mil años según la consideración del esquema presentado por Bjerrum, (1972). Al inicio del ensayo, todo suelo está preconsolidado por efecto de la descarga total para obtener la muestra. Mediante interpretación del ensayo, serán conocidos  $E_{so_l}$  y  $\lambda_l$  de la curva actual del laboratorio, cuya curva se inicia con la relación de vacíos  $e_{ol}$ . Este último valor y el de la relación de vacíos inicial del suelo  $e_o$ , son valores parecidos entre sí y en muchos casos se consideran iguales para suelos de baja compresibilidad. Aceptando que la curva de campo coincidirá con la curva de laboratorio en  $0,42e_o$  (Schmertmann, 1953), la curva edométrica de campo se obtiene considerando que la curva se inicia en la relación de vacíos de descarga total  $e_{oo}$ , pasará por los puntos  $(\sigma_o; e_o)$  y  $(\sigma_{0,42}; e_{0,42})$ , ambos conocidos, y tendrá el mismo valor de  $C_{ce}$  que la curva de laboratorio. Las expresiones resultantes son:

$$\sigma_o \left( 10^{\frac{e_{oo}-e_{0,42}}{C_{ce}}} - 1 \right) = \sigma_{0,42} \left( 10^{\frac{e_{oo}-e_o}{C_{ce}}} - 1 \right) \quad (12)$$

$$\lambda_c = \lambda_l \frac{(1+e_{oo})}{(1+e_{ol})} \quad (13)$$

$$E_{so_c} = \frac{\sigma_o \lambda_c}{\left( 10^{\frac{e_{oo}-e_o}{C_{ce}}} - 1 \right)} \quad (14)$$

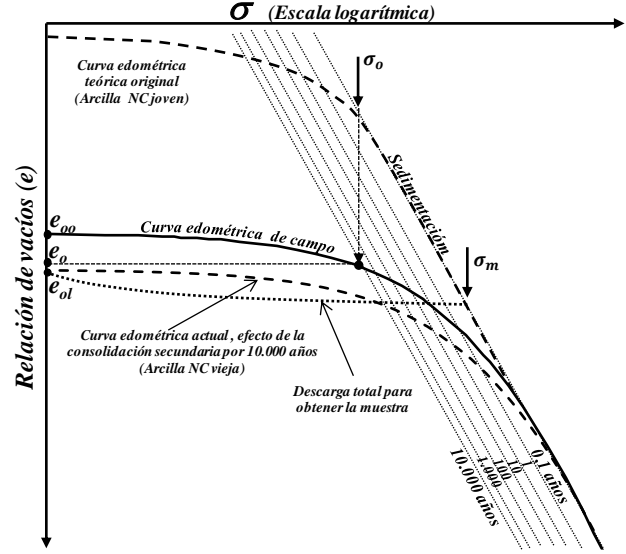
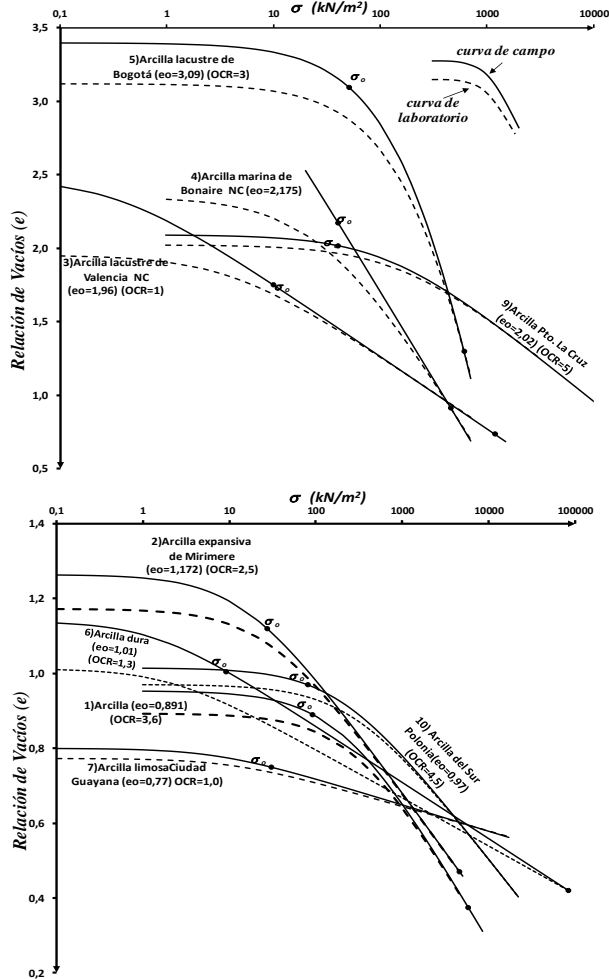


Figura 10. Evaluación de la historia de carga. Curva edométrica de campo.

Mediante la ecuación (12) se obtiene  $e_{oo}$ . Luego, con las ecuaciones (13) y (14) se obtienen los valores de  $\lambda_c$  y  $E_{so_c}$  respectivamente, que son los de la curva de campo. Durante el proceso de cálculo iterativo en la ecuación (12), en algunos casos, se puede presentar la incompatibilidad geométrica de que las curvas puedan coincidir en  $e_{0,42}$  manteniendo el mismo valor de  $C_{ce}$ , en estos casos, la solución se obtiene con un valor de  $C_{ce}$  para la curva de campo un poco mayor que el del laboratorio, de manera de resolver la incompatibilidad geométrica (caso de los suelos 6 y 7 de la tabla 1). Es importante resaltar que el valor de  $e_{oo}$  sólo es importante para la definición de la curva de compresibilidad de campo, pero no tiene ningún significado para la relación esfuerzo-deformación del suelo, que seguirá siendo la indicada en la ecuación (2), donde se utilizarán los valores de  $\lambda_c$  y  $E_{so_c}$ . Este procedimiento para construcción de la curva de campo es válido para suelo preconsolidado por cualquier efecto o para arcillas normalmente consolidadas. La tabla 1 presenta los valores de la curva de campo para los suelos de las figuras 3 y 6. La figura 11 muestra la comparación de las curvas de compresibilidad de laboratorio y de campo de estos suelos con excepción de la arena suelta, ya que las curvas de campo y laboratorio aparentemente coinciden en la figura debido a la escala del gráfico.



**Figura 11.** Comparación entre la curva edométrica de campo y la de laboratorio para diversos suelos.

### Esfuerzo Máximo Histórico ( $\sigma_m$ )

Utilizando la curva de compresibilidad edométrica normalizada (ecuación 10), se establece el procedimiento analítico para determinar el esfuerzo máximo histórico  $\sigma_m$  según el criterio de Casagrande (1936), ya que se puede determinar el valor del esfuerzo donde se presenta el menor radio de curvatura  $\sigma_{n_{rm}}$  y a partir de ese punto trazar la recta con pendiente igual a un medio del de la curva en dicho esfuerzo (recta bisectriz) e intersectar con la prolongación que viene de la rama de compresión.

El radio de curvatura se determina mediante la siguiente expresión:

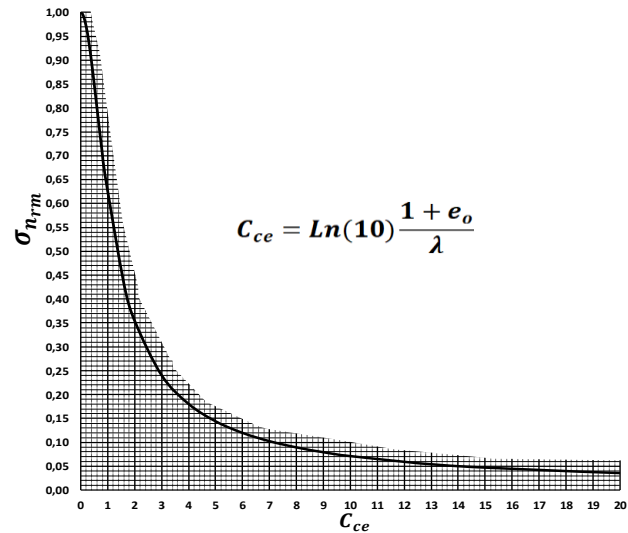
$$R_c = \frac{\left\{1 + \left\{\frac{d(e)}{d[\log(\sigma_n)]}\right\}^2\right\}^{3/2}}{\left|\frac{d(e)}{d[\log(\sigma_n)]}\right|^2} = \frac{\left[1 + C_{ce}^2 \frac{\sigma_n^2}{(1 + \sigma_n)^2}\right]^{3/2}}{\ln(10) C_{ce} \frac{\sigma_n}{(1 + \sigma_n)^2}} \quad (15)$$

El radio mínimo de curvatura se determina haciendo  $\frac{d(R_c)}{d[\log(\sigma_n)]} = 0$  y despejando  $\sigma_n$ . Esta operación resulta en la siguiente ecuación cúbica:

$$(1 + C_{ce}^2) \sigma_{n_{rm}}^3 + (1 + 2C_{ce}^2) \sigma_{n_{rm}}^2 - \sigma_{n_{rm}} - 1 = 0 \quad (16)$$

El radio de curvatura en la curva de compresibilidad sólo depende de  $C_{ce}$ , es decir, de  $\lambda$  y  $e_o$ . La figura 12 muestra la relación entre  $C_{ce}$  y  $\sigma_{n_{rm}}$ . La tabla 1 presenta los valores de  $\sigma_{n_{rm}}$  para las curvas de compresibilidad de la figura 5. La ecuación (17) presenta una solución aproximada que sustituye la solución exacta para valores de  $C_{ce} \leq 10$ , con grado de correlación  $R^2=0,99986$ .

$$\sigma_{n_{rm}} = \frac{1}{\sqrt[3]{1 + 0,3C_{ce} + 0,5C_{ce}^2 + 2,5C_{ce}^3}} \quad \text{para } C_{ce} \leq 10 \quad (17)$$



**Figura 12.** Gráfico para la obtención del esfuerzo normalizado en el radio mínimo de curvatura de la curva de compresibilidad.

La recta bisectriz del método de Casagrande parte de la relación de vacíos  $e_{rm}$  y tiene pendiente  $\frac{1}{2}C_{ci}$  obtenida para el esfuerzo  $\sigma_{n_{rm}}$ , ambos determinados mediante las ecuaciones (10) y (11) respectivamente:

$$e_B = e_o - C_{ce} \left[ \log(1 + \sigma_{n_{rm}}) + \frac{1}{2} \frac{\sigma_{n_{rm}}}{1 + \sigma_{n_{rm}}} \log \left( \frac{\sigma_n}{\sigma_{n_{rm}}} \right) \right] \quad (\sigma_{n_{rm}} \leq \sigma_n) \quad (18)$$

La recta prolongación de la rama de compresión nace desde la parte final de esta rama según fue obtenida la curva del ensayo de laboratorio. Usualmente esta prolongación se realiza desde aproximadamente  $0,65e_o$  y se proyecta para intersectar a la bisectriz. Por consiguiente, a partir de cualquier relación de vacíos  $ne_o$ , la ecuación resultante es:

$$e_p = \frac{(1-n)e_o}{C_{ce}} \quad (19)$$

$$e_c = ne_o + C_{ce}(10^{-e_p} - 1) \text{Log} \left[ \frac{\sigma_n}{(10^{e_p} - 1)} \right] \quad (20)$$

La intersección de estas líneas llevada a la escala real de la curva de compresibilidad ocurre cuando:

$$\sigma_m = \frac{E_{so}}{\lambda} \left\{ 10^{\left[ \frac{e_p + (10^{-e_p} - 1) \log(10^{e_p} - 1) + \frac{\sigma_{n_{rm}}}{2(1 + \sigma_{n_{rm}})} \log(\sigma_{n_{rm}}) - \log(1 + \sigma_{n_{rm}})}{(10^{-e_p} - 1) + \frac{\sigma_{n_{rm}}}{2(1 + \sigma_{n_{rm}})}} \right]} \right\} \quad (21)$$

La ecuación (21) permite el cálculo del esfuerzo máximo histórico  $\sigma_m$  aplicando el método de Casagrande de acuerdo a los parámetros de la LEC. El valor de  $\sigma_{n_{rm}}$  se determina mediante alguna de las ecuaciones (16) o (17) o mediante la figura 12. El valor de  $e_p$  se determina mediante la ecuación (19) para la relación de vacíos a partir de la cual se quiera prolongar la rama de compresión, por ejemplo, si se asume a partir de  $0,65e_o$ , entonces  $n=0,65$ . Los valores de  $\sigma_{n_{rm}}$  y  $\sigma_m$  en la tabla 1 se obtuvieron con  $n=0,65$

Jacobsen (1992) aplicó un procedimiento similar para determinar  $\sigma_m$  a partir de su expresión empírica de la curva de compresibilidad:

$$e = e_o - Q(1 + e_o) \log \left( 1 + \frac{\sigma}{\sigma_k} \right) \quad (22)$$

Esta ecuación resulta igual a la ecuación (5) si se usan los parámetros analíticos  $Q = \frac{\ln(10)}{\lambda}$  y  $\sigma_k = \frac{E_{so}}{\lambda}$ . Esto significa que el esfuerzo de referencia de Jacobsen  $\sigma_k$  es el esfuerzo de máxima variación de la pendiente en la curva de compresibilidad  $\sigma_d$ . Jacobsen además desarrolló la bisectriz a partir de  $\sigma_k$  y la prolongación de la rama de compresión desde una asíntota. Las pendientes respectivas resultan así equivalentes a  $\frac{1}{4}C_{ce}$  y  $C_{ce}$  y la intersección entre estas dos rectas se obtiene en:

$$\sigma_m = 2^{(4/3)} \frac{E_{so}}{\lambda} \cong 2,5 \frac{E_{so}}{\lambda} \quad (23)$$

Según la ecuación (23), todo el término encerrado en llave, en la ecuación (21), sería aproximadamente igual a 2,5. Pero esta afirmación es técnicamente incorrecta debido a que la ecuación (23) fue deducida tomando en cuenta que el esfuerzo de menor radio de curvatura es equivalente al de mayor cambio de pendiente, lo que no es correcto. Por otra parte, tal como se verifica en la figura (12), el esfuerzo de radio mínimo y de máxima variación de la pendiente en la curva de compresibilidad sólo coinciden para  $C_{ce} = 0$ . Se puede aceptar la aproximación  $\sigma_d \cong \sigma_{rm}$  para casos con  $C_{ce} < 0,3$ , como por ejemplo, los suelos 6, 7, 8 y 10 en la tabla 1. También se puede considerar que la prolongación de la rama de compresión desde una asíntota es comparable al caso  $n \leq 0,42$  en la ecuación (19). La ecuación (23) presenta resultados aceptables en los casos de los suelos 6 y 7 de la tabla 1 y los valores se aproximan más si se utiliza  $2,5(\sigma_{rm})$  en vez del  $2,5(\sigma_d)$  indicado en la ecuación (23).

### El Módulo de Variación Volumétrica ( $m_v$ )

El módulo de variación volumétrica es el inverso del módulo edométrico  $m_v = 1/E_s$ :

$$m_v = \frac{1}{E_{so} + \lambda \sigma} \quad (24)$$

La ecuación (24) presenta la relación entre el módulo  $m_v$  y los esfuerzos axiales como una hipérbola rectangular continua. Para la LET y el procedimiento de Butterfield, la ecuación del módulo edométrico parte desde cero con expresión  $E_s = 1/m_v = \lambda \sigma$ , con valores constantes de  $\lambda$  diferentes en la rama de recompresión y la de compresión:

$$\text{LET: } E_s = \frac{\ln(10)(1+e_0)}{C_{c/r}} \sigma \rightarrow \lambda_{c/r} = \frac{\ln(10)(1+e_0)}{C_{c/r}} \quad (25)$$

$$\text{Según Butterfield: } E_s = \frac{\sigma}{C_{c/r}} \rightarrow \lambda_{c/s} = \frac{1}{C_{c/r}} \quad (26)$$

La ecuación de Janbu presenta al módulo edométrico como una función potencial del esfuerzo:

$$\text{Según Janbu: } E_s = \sigma_a m \left( \frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^{1-a} \quad (27)$$

Debido a que  $C_{c/r}$  y  $C_{c/s}$ , los coeficientes de recompresión o de compresión para la LET y según Butterfield respectivamente, son constantes para cada uno de estos métodos, las gráficas respectivas de  $m_v$  de las ecuaciones (25) y (26), también son hipérbolas rectangulares pero discontinuas en el esfuerzo  $\sigma_m$ . La ecuación de Janbu es continua y derivable en todo el dominio. En ésta, el valor de  $\sigma_a = 101,33 \text{ kPa}$ ,  $m$  representa un módulo adimensional constante que depende del tipo de suelo y para el exponente del esfuerzo se suele usar  $a = 1$  para material de comportamiento lineal tal como rocas o suelos extremadamente rígidos,  $a = 0,5$  para suelos arenosos o limosos y  $a = 0$  para suelos arcillosos (Janbu, 1963). En este último caso, la ecuación coincide con la LET ( $E_{s_0} = 0$ ), pero con un valor único para el coeficiente de compresión  $C_c = C_r$ . Para el caso  $a = 0,5$ , el módulo edométrico inicial también es  $E_{s_0} = 0$ , pero la relación no es lineal respecto al esfuerzo. La figura 2 presenta la comparación entre las gráficas del módulo edométrico y de cambio volumétrico respecto a los esfuerzos de la LET con la LET, la de Butterfield y la de Janbu.

#### Valor medio de $m_v$

Para los resultados del ensayo de laboratorio, mediante la aplicación del teorema del valor medio, se puede determinar la expresión del módulo de cambio volumétrico medio entre dos esfuerzos  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ , integrando la ecuación (24):

$$\overline{m}_v = \frac{1}{\lambda(\sigma_2 - \sigma_1)} \ln \left( \frac{E_{s_0} + \lambda\sigma_2}{E_{s_0} + \lambda\sigma_1} \right) \quad (28)$$

La ecuación (28) determina el valor  $\overline{m}_v$  para la curva de compresibilidad o de esfuerzo deformación del suelo, pero no se puede extrapolar para el estrato de suelo bajo

una fundación. La figura 13 muestra un esquema del perfil estratigráfico bajo una fundación directa. La obtención del módulo de cambio volumétrico medio representativo de un estrato "i" cualquiera se obtiene con la ecuación (29):

$$\overline{m}_v = \frac{1}{\lambda} \int_{z_i}^{z_f} \ln \left( 1 + \frac{\Delta\sigma_z}{E_{s_0} + \lambda\sigma_{i_z}} \right) dz \quad (29)$$

El incremento de esfuerzo con la profundidad  $\Delta\sigma_z$  depende de las dimensiones, profundidad, carga de la fundación y de las características constitutivas de comportamiento mecánico del suelo, y también es una función de la profundidad "z". Se puede utilizar la regla trapezoidal sólo como primera aproximación a la solución y la ecuación integrada de Boussinesq resulta propicia para la solución ingenieril en la mayoría de los casos. El esfuerzo inicial  $\sigma_{i_z}$  también se expresa como función de la profundidad y depende exclusivamente del peso propio del suelo traducido a esfuerzo efectivo:  $\sigma_{i_z} = \sigma_{z_i} + \bar{\gamma}z$ . La ecuación (29) muestra cómo el valor medio representativo del módulo de variación volumétrica para un estrato bajo una fundación directa, no es función exclusiva de los resultados del ensayo, ya que depende del esfuerzo inicial y el incremento de esfuerzos en función de la profundidad.

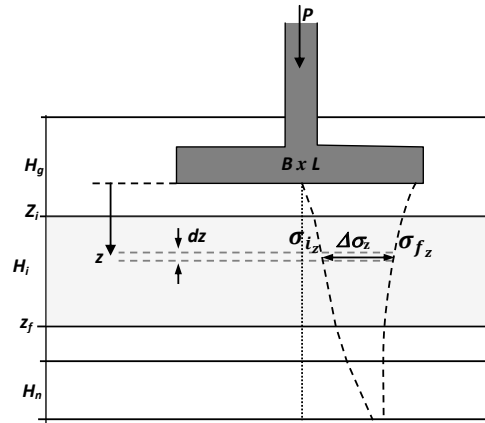


Figura 13. Esfuerzos en un estrato cualquiera debajo de una fundación directa.

#### Cálculo de Asentamientos (S)

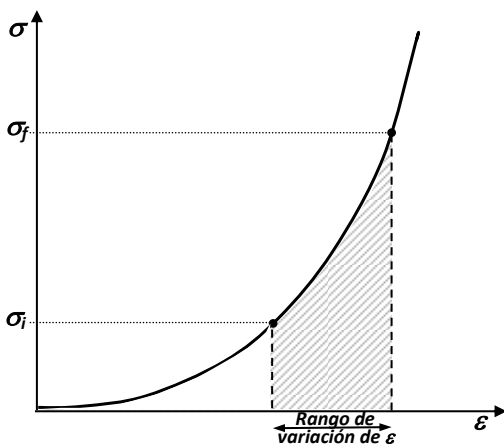
El asentamiento se determina mediante integración de la deformación unitaria respecto la profundidad:

$$S = \int_{z_i}^{z_f} \varepsilon dz$$

(30)

El asentamiento se determina integrando la ecuación esfuerzo-deformación respecto a la profundidad. Al restar la integral desde cero hasta el esfuerzo final menos la integral desde cero hasta el esfuerzo inicial, se determina el área resaltada en la figura 14, válido por cada profundidad  $z$ . Aplicando esta operación con la ecuación (2) resulta la siguiente expresión:

$$S = \frac{1}{\lambda} \int_{z_i}^{z_f} \ln \left( 1 + \frac{\lambda \Delta \sigma_z}{E_{s0} + \lambda \sigma_{iz}} \right) dz \quad (31)$$



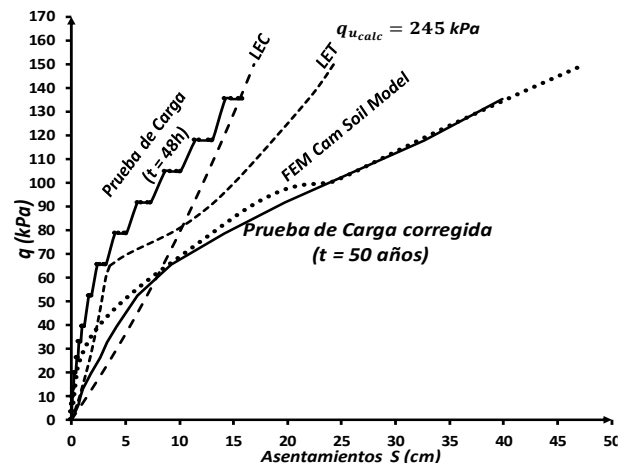
**Figura 14.** Rango de variación de la deformación unitaria para el cálculo de asentamientos mediante integración de la ecuación (30)

Esta ecuación para el cálculo del asentamiento edométrico de la LEC es única independientemente de si el suelo está preconsolidado o normalmente consolidado. A pesar de que se adapta mejor al comportamiento natural del suelo, la ecuación (31) no supone mayor precisión que la LET ya que ambas leyes se basan en el comportamiento edométrico y ambas presentan buena correlación con los resultados de los ensayos.

La tabla 2 presenta resultado de 32 casos de asentamientos tomados de diversas referencias y recalculados mediante la LEC. Los parámetros de la curva de campo  $\lambda$  y  $E_{s0}$  fueron obtenidos mediante retrocálculo en base al parámetro de compresibilidad considerado en las referencias originales y utilizando las ecuaciones (2) y (28). Además, la integral de la ecuación (31) se realizó programando en hoja de cálculo el método de Romberg (Romberg, 1955), utilizando el esquema de Richardson a nivel R9. Por otra parte, para el cálculo de los asentamientos fueron reproducidas las mismas características y condiciones consideradas en las

referencias originales. En promedio, mediante la LET y la LEC se obtuvieron estimaciones del asentamiento en comparación con los valores medidos en 86,4 y 86,8% respectivamente, con porcentajes que varían entre 45 y 150%. Pitt (1981) reportó el resumen de 46 casos analizados mediante el método edométrico con estimación promedio del 77,6% respecto a los valores medidos y rango entre el 50 y 157%. Además, Peck & Uyanik (1955) reporta 139 puntos medidos y calculados mediante el criterio edométrico con promedio general de 85% respecto a las mediciones.

La figura 15 presenta los resultados de una prueba de carga con zapata de 1,5x1,5 m sobre la arcilla marina en la bahía de Puno en Perú. También se muestra la simulación mediante el método de los elementos finitos FEM usando el programa Plaxis 8.2 asumiendo el modelo de Cam-Soil para el comportamiento de la arcilla utilizando modelo axisimétrico equivalente para el análisis 2D. La gráfica también presenta el modelado mediante la LET y la LEC. Los datos originales del ensayo edométrico y de la prueba de carga se obtuvieron de Huanca (2016). La figura 16 muestra los resultados del ensayo edométrico y su interpretación para obtención de los datos de compresibilidad. La tabla 3 presenta el resumen de los parámetros utilizados en los modelos de cálculo. Se observa en la figura 15 que la LET se manifiesta mediante dos ramas, una gobernada por la recompresión y otra gobernada por la compresión, ambas determinadas mediante integración de las ecuaciones de la figura 1. La LEC se manifiesta mediante una sola curva continua.



**Figura 15.** Análisis de prueba de carga con zapata superficial de 1,5x1,5 m. Arcilla marina de Puno, Perú.

**Tabla 2.** Asentamientos medidos y calculados para diversos casos.

N°	Lugar	Perfil	H m	Tipo de Fundación	D <sub>f</sub>	BxL m	h <sub>w</sub>	q kPa	Dato de compresibilidad					S <sub>medido</sub>	S <sub>calculado</sub>		
									m <sub>v</sub> m <sup>2</sup> /kN	C <sub>c</sub>	C <sub>r</sub>	e <sub>o</sub>	E <sub>so</sub> kPa		λ	LET <sup>a</sup> cm	LEC
1	Fire Testing Station, London <sup>b</sup>	Brown London Clay	6,10	Zapata aislada	-2,13	1,52x3,05	-0,61	84,48	1,61E-04	-	-	-	2676,67	62,31	1,52	1,65	1,66
2	Chelsea Bridge, London <sup>b</sup>	Blue London Clay	18,29	Zapata aislada	-9,45	8,53x32,31	3,96	179,51	7,10E-05	-	-	-	7790,00	33,00	5,59	8,38	8,55
3	Waterloo Bridge, London <sup>b</sup>	Blue London Clay	12,19	Zapata aislada	-6,71	8,23x35,66	5,18	263,98	8,52E-05	-	-	-	6436,93	29,91	10,67	13,21	13,48
4	Masonic Temple, Chicago <sup>b</sup>	E1 Stiff Soil	0,76	Zapatas múltiples analizadas como losa de fundación	-4,27	38,10x55,47	-3,05	70,75	1,89E-04	-	-	-	2837,24	26,14	24,89	22,35	22,37
		E2 Soft Chicago Clay	5,94						5,15E-04	-	-	-	880,66	9,93			
		E3 Medium Soft Chicago Clay	5,79						2,65E-04	-	-	-	2371,38	9,19			
		E4 Stiff Soil	2,44						1,89E-04	-	-	-	2241,56	18,74			
5	The Monadnock Block, Chicago <sup>b</sup>	E1 Stiff Soil	0,76	Zapatas múltiples analizadas como losa de fundación	-3,81	26,82x64,62	-3,05	116,15	1,89E-04	-	-	-	2523,64	24,91	55,88	40,64	40,83
		E2 Soft Chicago Clay	5,94						5,15E-04	-	-	-	787,37	9,07			
		E3 Medium Soft Chicago Clay	5,79						2,65E-04	-	-	-	2305,24	8,82			
		E4 Stiff Soil	2,44						1,89E-04	-	-	-	1720,28	16,55			
6	Auditorium Tower, Chicago <sup>b</sup>	E1 Soft Chicago Clay	5,79	Zapatas múltiples analizadas como losa de fundación	-5,18	20,42x30,48	-3,05	120,38	7,05E-04	-	-	-	568,05	7,17	60,96	55,88	56,12
		E2 Medium Soft Chicago Clay	7,32						2,65E-04	-	-	-	2345,34	9,07			
		E3 Stiff Soil	3,35						1,89E-04	-	-	-	1917,16	17,58			
7	Apartment Building, Chicago <sup>c</sup> (a-plate)	E1 Stiff Soil	1,22	Losa de fundación analizada como placas por fragmentos	-4,27	5,64x6,10	-3,35	230,78	Assumed incompressible					37,80	17,56	17,28	
		E2 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,277	-	0,784	335,77				12,40
		E3 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,277	-	0,784	382,44				12,35
		E4 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,277	-	0,784	430,19				12,24
		E5 Medium Soft Chicago Clay	3,20						-	0,180	-	0,588	696,72				16,56
		E6 Medium Soft Chicago Clay	3,20						-	0,180	-	0,588	838,18				16,43
8	Apartment Building, Chicago <sup>c</sup> (g-plate)	E1 Stiff Soil	1,22	Losa de fundación analizada como placas por fragmentos	-4,27	5,64x6,10	-3,35	276,94	Assumed incompressible					44,38	20,51	20,28	
		E2 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,277	-	0,784	335,77				12,40
		E3 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,277	-	0,784	382,44				12,35
		E4 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,277	-	0,784	430,19				12,24
		E5 Medium Soft Chicago Clay	3,20						-	0,180	-	0,588	696,72				16,56
		E6 Medium Soft Chicago Clay	3,20						-	0,180	-	0,588	838,18				16,43
9	Apartment Building, Chicago <sup>c</sup> (h-plate)	E1 Stiff Soil	1,22	Losa de fundación analizada como placas por fragmentos	-4,27	5,64x6,10	-3,35	279,14	Assumed incompressible					35,36	43,19	44,39	
		E2 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,277	-	0,784	335,77				12,40
		E3 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,277	-	0,784	382,44				12,35
		E4 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,277	-	0,784	430,19				12,24
		E5 Medium Soft Chicago Clay	3,20						-	0,180	-	0,588	696,72				16,56
		E6 Medium Soft Chicago Clay	3,20						-	0,180	-	0,588	838,18				16,43
10	Chicago Auditorium <sup>c</sup> (k-m-p points)	E1 Medium Soft Chicago Clay	0,91	Zapatas aisladas	-5,18	3,05x3,05	-3,05	123,34	-	0,294	-	0,812	305,61	11,48	9,00	5,58	5,72
		E2 Soft Chicago Clay	3,66						-	0,405	-	1,008	302,96	9,15			
		E3 Soft Chicago Clay	1,22						-	0,582	-	1,260	280,78	7,17			
		E4 Medium Soft Chicago Clay	3,66						-	0,221	-	0,672	626,73	14,03			
		E5 Medium Soft Chicago Clay	3,66						-	0,221	-	0,672	748,43	14,11			
		E6 Stiff Chicago Clay	3,35						-	0,106	-	0,406	1523,87	24,87			
		E7 Stiff Chicago Clay	4,27						-	0,079	-	0,336	2255,10	31,93			

**Tabla 2.** Asentamientos medidos y calculados para diversos casos (*continuación*)

N°	Lugar	Perfil	H m	Tipo de Fundación	D <sub>f</sub>	BxL m	h <sub>w</sub>	q kPa	Dato de compresibilidad						S <sub>medido</sub>	S <sub>calculado</sub>	
									$\frac{m_v}{m^2/kN}$	Cc	Cr	e <sub>o</sub>	$\frac{E_{so}}{kPa}$	λ		LET <sup>a</sup>	LEC
11	Chicago Auditorium <sup>c</sup> (d points)	E1 Medium Soft Chicago Clay	0,91	Losa de fundación	-5,18	20,42x30,48	-3,05	124,34	-	0,294	-	0,812	305,61	11,48	46,59	51,97	51,37
		E2 Soft Chicago Clay	3,66						-	0,405	-	1,008	302,96	9,15			
		E3 Soft Chicago Clay	1,22						-	0,582	-	1,260	280,78	7,17			
		E4 Medium Soft Chicago Clay	3,66						-	0,221	-	0,672	626,73	14,03			
		E5 Medium Soft Chicago Clay	3,66						-	0,221	-	0,672	748,43	14,11			
		E6 Stiff Chicago Clay	3,35						-	0,106	-	0,406	1523,87	24,87			
		E7 Stiff Chicago Clay	4,27						-	0,079	-	0,336	2255,10	31,93			
12	Masonic Temple, Chicago <sup>c</sup> (Column 1)	E1 Stiff Soil	0,76	Zapata aislada	-4,27	4,88x5,18	-3,05	150,81	Assumed incompressible						22,23	16,15	16,10
		E2 Medium Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	300,90	11,61			
		E3 Medium Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	342,41	11,47			
		E4 Medium Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	399,22	11,31			
		E5 Medium Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	445,41	11,22			
		E6 Medium Soft Chicago Clay	2,82						-	0,221	-	0,672	625,74	13,74			
		E7 Medium Soft Chicago Clay	2,82						-	0,221	-	0,672	719,50	13,81			
13	Masonic Temple, Chicago <sup>c</sup> (Column 26)	E1 Stiff Soil	0,76	Zapata aislada	-4,27	4,88x5,18	-3,05	153,51	Assumed incompressible						23,50	16,31	16,26
		E2 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	300,90	11,61			
		E3 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	342,41	11,47			
		E4 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	399,22	11,31			
		E5 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	445,41	11,22			
		E6 Medium Soft Chicago Clay	2,82						-	0,221	-	0,672	625,74	13,74			
		E7 Medium Soft Chicago Clay	2,82						-	0,221	-	0,672	719,50	13,81			
14	Masonic Temple, Chicago <sup>c</sup> (Column 8)	E1 Stiff Soil	0,76	Zapata aislada	-4,27	4,88x5,18	-3,05	166,19	Assumed incompressible						22,99	17,68	17,68
		E2 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	300,90	11,61			
		E3 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	342,41	11,47			
		E4 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	399,22	11,31			
		E5 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	445,41	11,22			
		E6 Medium Soft Chicago Clay	2,82						-	0,221	-	0,672	625,74	13,74			
		E7 Medium Soft Chicago Clay	2,82						-	0,221	-	0,672	719,50	13,81			
15	Masonic Temple, Chicago <sup>c</sup> (Column 69)	E1 Stiff Soil	0,76	Zapata aislada	-4,27	6,10x7,01	-3,05	164,29	Assumed incompressible						23,50	20,18	20,23
		E2 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	300,90	11,61			
		E3 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	342,41	11,47			
		E4 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	399,22	11,31			
		E5 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	445,41	11,22			
		E6 Medium Soft Chicago Clay	2,82						-	0,221	-	0,672	625,74	13,74			
		E7 Medium Soft Chicago Clay	2,82						-	0,221	-	0,672	719,50	13,81			
16	Masonic Temple, Chicago <sup>c</sup> (Column 70)	E1 Stiff Soil	0,76	Zapata aislada	-4,27	6,10x7,01	-3,05	158,61	Assumed incompressible						24,00	19,60	19,63
		E2 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	300,90	11,61			
		E3 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	342,41	11,47			
		E4 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	399,22	11,31			
		E5 Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	445,41	11,22			
		E6 Medium Soft Chicago Clay	2,82						-	0,221	-	0,672	625,74	13,74			
		E7 Medium Soft Chicago Clay	2,82						-	0,221	-	0,672	719,50	13,81			

**Tabla 2.** Asentamientos medidos y calculados para diversos casos (*continuación*)

N°	Lugar	Perfil	H m	Tipo de Fundación	D <sub>f</sub>	BxL m	h <sub>w</sub>	q kPa	Dato de compresibilidad						S <sub>medido</sub>	S <sub>calculado</sub>		
									m <sub>v</sub> m <sup>2</sup> /kN	C <sub>c</sub>	Cr	e <sub>o</sub>	E <sub>so</sub> kPa	λ		LET <sup>a</sup> cm	LEC	
17	Masonic Temple, Chicago <sup>c</sup> (Column 19)	E1	Stiff Soil	0,76	Zapata aislada	-4,27	4,88x5,18	-3,05	148,55	Assumed incompressible						30,48	15,97	15,91
		E2	Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	300,90	11,61			
		E3	Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	342,41	11,47			
		E4	Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	399,22	11,31			
		E5	Soft Chicago Clay	1,52						-	0,294	-	0,812	445,41	11,22			
		E6	Medium Soft Chicago Clay	2,82						-	0,221	-	0,672	625,74	13,74			
		E7	Medium Soft Chicago Clay	2,82						-	0,221	-	0,672	719,50	13,81			
18	Manadnock Block, Chicago <sup>c</sup> (d-plate)	E1	Stiff Soil	1,37	Zapata combinada	-3,81	7,16x8,99	-3,05	172,85	Assumed incompressible						49,89	35,08	35,13
		E2	Soft Chicago Clay	1,83						-	0,263	-	0,756	327,67	13,21			
		E3	Soft Chicago Clay	1,83						-	0,263	-	0,756	387,32	13,07			
		E4	Medium Soft Chicago Clay	2,36						-	0,207	-	0,644	547,30	15,26			
		E5	Medium Soft Chicago Clay	2,36						-	0,207	-	0,644	645,63	15,00			
		E6	Medium Soft Chicago Clay	2,36						-	0,207	-	0,644	737,62	14,87			
		E7	Medium Soft Chicago Clay	2,36						-	0,207	-	0,644	824,06	14,83			
19	Manadnock Block, Chicago <sup>c</sup> (e-plate)	E1	Stiff Soil	1,37	Zapata combinada	-3,81	7,16x8,99	-3,05	164,52	Assumed incompressible						52,52	33,83	33,83
		E2	Soft Chicago Clay	1,83						-	0,263	-	0,756	327,67	13,21			
		E3	Soft Chicago Clay	1,83						-	0,263	-	0,756	387,32	13,07			
		E4	Medium Soft Chicago Clay	2,36						-	0,207	-	0,644	547,30	15,26			
		E5	Medium Soft Chicago Clay	2,36						-	0,207	-	0,644	645,63	15,00			
		E6	Medium Soft Chicago Clay	2,36						-	0,207	-	0,644	737,62	14,87			
		E7	Medium Soft Chicago Clay	2,36						-	0,207	-	0,644	824,06	14,83			
20	Shanghai Theme Park <sup>d</sup> (Block 1)	E1	Soft silty Clay (S2)	3,00	Vacuum Pressure			-69,37	-	0,320	-	1,100	293,54	11,00	69,20	55,00	54,39	
		E2	Soft Shanghai Clay (S3)	6,00					-	0,570	-	1,400	393,88	6,64				
		E3	Soft Shanghai Clay (S4)	0,00					-	0,430	-	1,200	—	—				
21	Shanghai Theme Park <sup>d</sup> (Block 2)	E1	Soft silty Clay (S2)	3,00	Vacuum Pressure			-69,37	-	0,320	-	1,100	293,54	11,00	64,50	55,00	54,39	
		E2	Soft Shanghai Clay (S3)	6,00					-	0,570	-	1,400	393,88	6,64				
		E3	Soft Shanghai Clay (S4)	0,00					-	0,430	-	1,200	—	—				
22	Shanghai Theme Park <sup>d</sup> (Block 7)	E1	Soft silty Clay (S2)	3,00	Vacuum Pressure			-53,07	-	0,320	-	1,100	300,62	10,56	57,00	50,00	49,37	
		E2	Soft Shanghai Clay (S3)	6,00					-	0,570	-	1,400	401,80	6,41				
		E3	Soft Shanghai Clay (S4)	1,50					-	0,430	-	1,200	581,21	7,78				
23	Shanghai Theme Park <sup>d</sup> (Block 8)	E1	Soft silty Clay (S2)	3,00	Vacuum Pressure			-80,00	-	0,320	-	1,100	289,99	11,22	83,54	85,00	85,90	
		E2	Soft Shanghai Clay (S3)	6,00					-	0,570	-	1,400	405,81	7,04				
		E3	Soft Shanghai Clay (S4)	5,50					-	0,430	-	1,200	614,46	8,15				
24	Shanghai Theme Park <sup>d</sup> (Block 9)	E1	Soft silty Clay (S2)	3,00	Vacuum Pressure			-79,45	-	0,320	-	1,100	290,16	11,21	93,30	90,00	92,58	
		E2	Soft Shanghai Clay (S3)	6,00					-	0,570	-	1,400	389,79	6,76				
		E3	Soft Shanghai Clay (S4)	7,50					-	0,430	-	1,200	638,96	8,14				
25	Shanghai Theme Park <sup>d</sup> (Block 10)	E1	Soft silty Clay (S2)	3,00	Vacuum Pressure			-80,00	-	0,320	-	1,100	289,99	11,22	83,54	85,00	90,60	
		E2	Soft Shanghai Clay (S3)	6,00					-	0,570	-	1,400	405,81	7,04				
		E3	Soft Shanghai Clay (S4)	5,50					-	0,430	-	1,200	614,46	8,15				
26	Shanghai Theme Park <sup>d</sup> (Block 19)	E1	Soft silty Clay (S2)	3,00	Vacuum Pressure			-63,06	-	0,320	-	1,100	296,00	10,85	83,70	70,00	70,59	
		E2	Soft Shanghai Clay (S3)	6,00					-	0,570	-	1,400	396,73	6,56				
		E3	Soft Shanghai Clay (S4)	5,50					-	0,430	-	1,200	624,33	7,94				
27	Shanghai Theme Park <sup>d</sup> (Block 20)	E1	Soft silty Clay (S2)	3,00	Vacuum Pressure			-75,52	-	0,320	-	1,100	291,40	11,13	90,30	80,00	81,40	
		E2	Soft Shanghai Clay (S3)	6,00					-	0,570	-	1,400	391,32	6,71				
		E3	Soft Shanghai Clay (S4)	5,50					-	0,430	-	1,200	616,89	8,10				

**Tabla 2.** Asentamientos medidos y calculados para diversos casos (*continuación*)

N°	Lugar	Perfil	H m	Tipo de Fundación	D <sub>f</sub>	BxL m	h <sub>w</sub>	q kPa	Dato de compresibilidad						S <sub>medido</sub>	S <sub>calculado</sub>	
									m <sub>v</sub> m <sup>2</sup> /kN	C <sub>c</sub>	C <sub>r</sub>	e <sub>o</sub>	E <sub>so</sub> kPa	λ		LET <sup>a</sup> cm	LEC
28	Shanghai Theme Park <sup>d</sup> (Block 21)	E1 Soft silty Clay (S2)	3,00	Vacuum Pressure				-57,21	-	0,320	-	1,100	298,59	10,69	77,10	65,00	63,83
		E2 Soft Shanghai Clay (S3)	6,00						-	0,570	-	1,400	399,61	6,47			
		E3 Soft Shanghai Clay (S4)	5,50						-	0,430	-	1,200	628,21	7,86			
29	Shanghai Theme Park <sup>d</sup> (Block 22)	E1 Soft silty Clay (S2)	3,00	Vacuum Pressure			-69,37	-	0,320	-	1,100	293,54	11,00	61,20	55,00	54,39	
		E2 Soft Shanghai Clay (S3)	6,00					-	0,570	-	1,400	393,88	6,64				
		E3 Soft Shanghai Clay (S4)	0,00					-	0,430	-	1,200						
30	Shanghai Theme Park <sup>d</sup> (Block 23)	E1 Soft silty Clay (S2)	3,00	Vacuum Pressure			-60,80	-	0,320	-	1,100	296,96	10,79	59,60	50,00	48,87	
		E2 Soft Shanghai Clay (S3)	6,00					-	0,570	-	1,400	397,81	6,52				
		E3 Soft Shanghai Clay (S4)	0,00					-	0,430	-	1,200						
31	Shanghai Theme Park <sup>d</sup> (Block 32)	E1 Soft silty Clay (S2)	3,00	Vacuum Pressure			-60,24	-	0,320	-	1,100	311,36	11,28	58,60	55,00	53,68	
		E2 Soft Shanghai Clay (S3)	6,00					-	0,570	-	1,400	398,09	6,52				
		E3 Soft Shanghai Clay (S4)	1,50					-	0,430	-	1,200	576,38	7,90				
32	Kuala Lumpur, Malaysia <sup>e</sup>	E1 Weathered Muar Clay	2,00	Embankments on Malaysian Muar Clays			61,50	-	0,500	0,200	1,600	622,93	5,53	187,00	-	159,50	
		E2 Very Soft silty Muar Clay	6,00					-	1,500	0,200	2,600	285,29	1,14				
		E3 Soft silty Muar Clay	8,00					-	0,750	0,200	1,600	351,04	4,69				

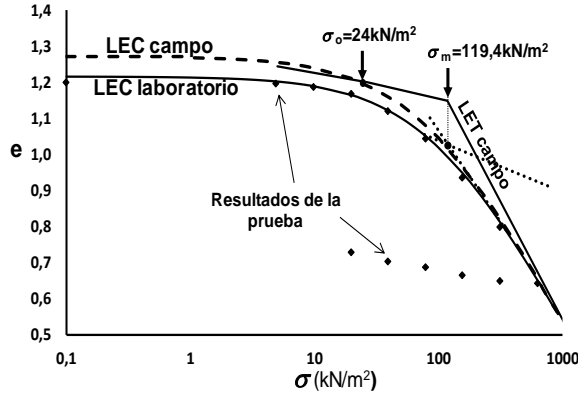
<sup>a</sup>Valor tomado directamente de la referencia

<sup>b</sup>Skempton, Peck, & MacDonald, (1955)

<sup>c</sup>Peck & Uyanik, (1955)

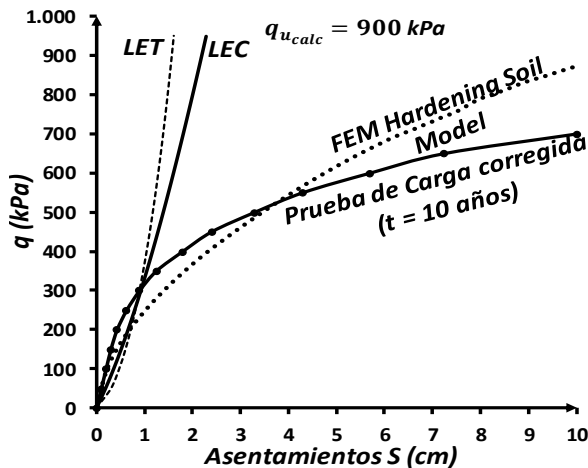
<sup>d</sup>Chen, Gao, Elsayed, & Yang, (2019)

<sup>e</sup>Wijemunige & Moh, 1989) / Balasubramaniam, Huang, Bolton, Oh, Bergado, & Phienweij, (2007)



**Figura 16.** Curva de compresibilidad edométrica de laboratorio y de campo. Arcilla marina de Puno, Perú. Datos experimentales tomados de (Huanca, 2016)

La figura 17 presenta los resultados de una prueba de carga con zapata de 2x2 m sobre un perfil de suelos limosos de Tornhill, Suecia. Los resultados de la prueba de carga y datos de laboratorio fueron tomados de Larson (1997). En este caso, el modelo usado para la simulación por FEM fue el de Hardening Soil. Las curvas para los métodos de LET y LEC se construyeron en base al retrocálculo de los parámetros de compresibilidad para un perfil único representativo con valores promedio indicados en la tabla 4.



**Figura 17.** Análisis de prueba de carga con zapata superficial de 2x2 m sobre perfil de suelos limosos en Tornhill, Suecia. Datos de campo tomados de (Larson, 1997).

**Tabla 3.** Parámetros utilizados en el modelado para la prueba de carga en Puno.

LET			LEC		FEM (Cam-Soil model)				
$e_o$	$C_c$	$C_r$	Eso kPa	$\lambda$	$\lambda^*$	$k^*$	C kPa	$\phi$	$\psi$
1,2	0,54	0,07	645,3	8	0,2	0,0	25,0	15°	0

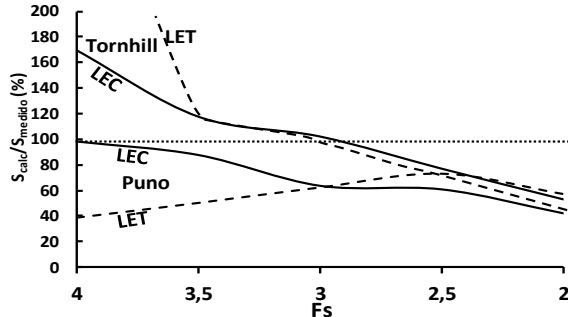
**Tabla 4.** Parámetros utilizados en el modelado para la prueba de carga en Tornhill.

LET			LEC		FEM (Hardening-Soil model)						
$e_o$	$C_c$	$C_r$	Eso kPa	$\lambda$	$E_{50}^{ref}$ kPa	$E_{oed}^{ref}$ kPa	$E_{ur}^{ref}$ kPa	$m^*$	C kPa	$\phi$	$\psi$
0,5	0,0088	0,0027	30.828	300	90.000	90.000	300.000	0,5	15	30°	0

La configuración de las curvas mostradas de las figuras 15 y 17 explica el rango de variación entre los cálculos edométricos y las mediciones, obtenido de la tabla 2. En general, se observa que las leyes edométricas presentan curvas carga-aseptamiento con pendiente creciente mientras que el comportamiento real presenta curva con pendiente decreciente. Así mismo, las curvas edométricas tienen una rama inicial relativamente cercana a la curva real alejándose gradualmente en la medida que la carga aplicada se incrementa acercándose a la falla. Según la ecuación general de capacidad de carga (EGCC), la carga de falla de la prueba sobre la arcilla marina de Puno resulta en 245 kPa, y la de la prueba en el perfil de suelos limosos en Tornhill en 900 kPa. Por otro lado, considerando el factor de seguridad,  $F_s = \frac{q_{u,calc}}{q_{admisible}}$ ,

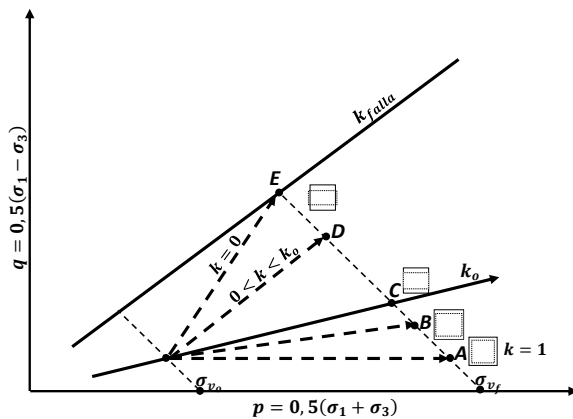
en la figura 18 se muestran la interrelación entre el  $F_s$  y el porcentaje del cálculo edométrico respecto al valor medido del asentamiento para estas dos pruebas de carga. Entre los factores de seguridad comprendidos desde 3,5 hasta 2,5 se detectaron porcentajes entre 50 y 120% con un valor promedio de 82,3%. Específicamente para  $F_s=3$ , el porcentaje del valor predictivo del asentamiento calculado con criterio edométrico resultó entre 62 y 102% con promedio de 81,9%.

El mejor potencial predictivo de asentamientos mediante el criterio edométrico está comprendido entre los factores de seguridad respecto la falla desde 2,5 hasta 3,5 según la capacidad de carga estimada mediante la EGCC. La tendencia promedio es a subestimar el asentamiento con un déficit que podría estar comprendido entre el 13 y el 22%.



**Figura 18.** Interrelación entre el factor de seguridad del diseño por capacidad de carga y la relación entre el asentamiento calculado respecto al medido para las pruebas de carga en Puno y Tornhill.

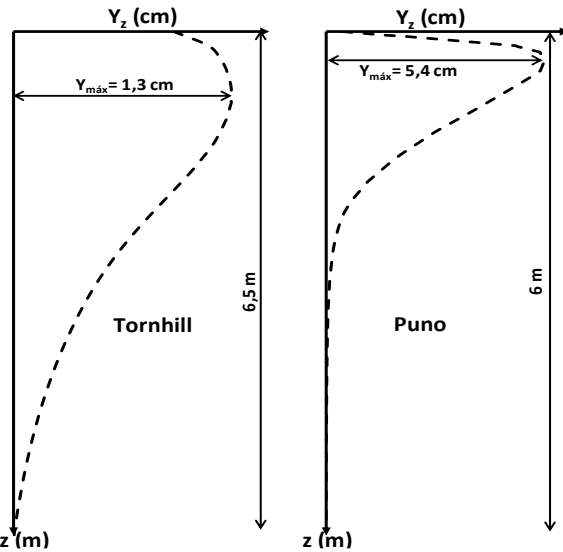
La principal explicación de este déficit radica en el hecho que el criterio edométrico desprecia las deformaciones horizontales debajo de la fundación considerando una trayectoria de esfuerzos (TDE) que no tiende a la falla con el incremento de las cargas, lo que no concuerda con el comportamiento real. La figura 19 muestra la TDE edométrica que sigue la línea  $K_0$  sin aceptar deformaciones horizontales. La TDE bajo criterio elástico-lineal estaría siguiendo una línea  $K$  en dirección al punto  $D$  con tendencia a la línea  $K_{falla}$  establecida en la figura según el criterio de falla de Mohr-Coulomb-Terzaghi. Con esta TDE se presentan deformaciones horizontales en extensión volumétrica, lo que significa que habrá un incremento de la deformación unitaria vertical respecto a la condición edométrica. En la medida en que la carga de la fundación se incrementa, la aparición de deformaciones horizontales se hace más pronunciada con tendencia hacia la falla del suelo



**Figura 19.** Interrelación teórica entre las trayectorias de esfuerzo y el desarrollo de deformaciones laterales en el suelo

La figura 20 muestra el perfil de desplazamientos horizontales en el borde de cada una de las zapatas,

con carga de 150 kPa para la prueba de Puno y de 900 kPa para la prueba de Tornhill, determinado mediante modelado con FEM. Por otra parte, diversas investigaciones han reportado perfiles de desplazamientos horizontales medidos con resultados homólogos a los mostrados en la figura 20, (Eggestad, 1964), (Loganathan, Balasubramaniam, & Bergado, 1993), (Tavenas, Mieussens, & Bourges, 1979), (Indraratna, Balasubramaniam, & Sivaneswaran, 1997), (Da Fonseca, Fernandes, & Cardoso, 1997), (Briaud & Gibbens, 1999), (Balasubramaniam, y otros, 2007).



**Figura 20.** Perfiles de desplazamientos horizontales en el borde de cada zapata, obtenido mediante FEM.

## CONCLUSIONES

La ley edométrica continua desarrollada en el presente trabajo, se expresa mediante ecuaciones en todo el dominio de aplicación indistintamente para suelos normalmente consolidados o suelos preconsolidados. Esta nueva ley presenta mejor grado de correlación con los resultados experimentales de pruebas edométricas que la ley edométrica tradicional de Terzaghi-Casagrande.

Según el análisis de 32 casos de asentamientos medidos, se ha podido establecer la aplicabilidad del nuevo método edométrico en el cálculo de asentamientos. Se determinó que los asentamientos calculados mediante criterio edométrico subestiman los asentamientos reales con promedio de 13,5% en estos 32 casos. El rango encontrado del porcentaje del asentamiento calculado respecto al medido resultó entre 45 y 150%.

Mediante el análisis de dos pruebas de carga a escala real se estableció que la trayectoria de esfuerzos del criterio edométrico no es la correcta para la predicción de la curva carga-asentamientos ya que no considera deformaciones horizontales y en consecuencia, nunca permite la tendencia a la falla. Las curvas edométricas presentan pendiente creciente con el esfuerzo mientras que las curvas reales y las modeladas mediante elementos finitos presentan pendiente decreciente y clara tendencia a la falla, manifestando deformaciones horizontales verificadas mediante el modelado por elementos finitos.

En cuento a la curva carga-asentamiento, la de la ley tradicional se manifiesta mediante dos ramas, una controlada por la recompresión y otra controlada por compresión. Para el caso de la primera prueba de carga, con alta relación de los índices  $\frac{C_c}{C_r} = 7,8$ , la rama controlada por la recompresión se presentan muy diferenciada de la rama controlada por la compresión, notándose que la de recompresión aparece alejada de la curva medida, mientras que para la segunda prueba, con  $\frac{C_c}{C_r} = 3,3$ , no hay marcada diferenciación entre estas dos ramas, con la primera rama limitada a un bajo esfuerzo y rama de recompresión con trazo cercano al de la curva medida. La ley edométrica continua se expresa mediante una curva única y en ninguno de las dos pruebas de carga la parte inicial de la curva se presentó alejada de la medida.

La estimación de asentamientos por el criterio edométrico tiene mejor capacidad predictiva en el rango del factor de seguridad respecto a la falla comprendido entre 2,5 y 3,5, obtenidos mediante la carga última determinada con la ecuación general de capacidad de carga. En este rango se obtuvieron porcentajes del asentamiento calculado respecto al medido desde 50 hasta 120% con un valor promedio de 82,3%. Específicamente para  $F_s=3$ , el porcentaje del valor predictivo del asentamiento calculado con criterio edométrico resultó entre 62 y 102% con promedio de 81,9%.

## REFERENCIAS

- BALASUBRAMANIAM, A., HUANG, M., BOLTON, M., OH, E. Y., BERGADO, D. T., & PHENWEJ, N. (2007). Interpretation and analysis of embankments in soft clays with and without ground improvement. *Journal of the Southeast Asian Geotechnical Society*, 235-254.
- BJERRUM, L. (1972). Embankments in soft ground. *Proceedings Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures, ASCE, Vol. 2*, 1-54.
- BRIAUD, J., & 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-logP). *Géotechnique* 29(4), 469-480. doi:10.1680/geot.1979.29.4.469.
- CARCOLÉ GALEA, J. (2010). Análisis geotécnico de arcillas de alta plasticidad (terciario del norte de Europa)-Ensayos de laboratorio. Barcelona, España.
- CASAGRANDE, A. (1936). The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. *In proceedings of the international conference on soil mechanics and foundation engineering Vol 3*. (págs. 60-64). Cambridge: Harvard University.
- 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*. CRC Press. UK. (Ed. 7). 447p
- 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.
- DAS, B. (2013). *Fundamentals of Geotechnical Engineering, 4th Edition*. Cengage Learning.
- DE BONO, J., & MCDOWELL, G. (2018). Validation of the log e-log  $\sigma$  normal compression law using particle strength data. *Géotechnique*, 68(5), 451-456. <https://doi.org/10.1680/jgeot.17.T.007>.
- EGGESTAD, A. (1964). Deformation measurements below a model footing on the surface of dry sand. *Norwegian Geotechnical Institute Publication (58)*, 29-35.
- GOURVENEC, S., VULPE, C., & MURTHY, T. (2014). A method for predicting the consolidated undrained bearing capacity of shallow

- foundations. *Géotechnique*, 64(3), 215-225. doi:10.1680/geot.13.p.101.
- HUANCA, S. (2016). Evaluación de la capacidad predictiva de los métodos de estimación del comportamiento mecánico de ls suelos lacustres de la bahía de Puno, para cimentaciones superficiales. *Tesis. Universidad Nacional del Altiplano*. Puno, Perú.
- 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.
- 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), 04010688.
- INGEOCONTROL. (2009). *Estudio de suelos para el proyecto: Línea de alta tensión de Ciudad Guayana*. Ciudad Guayana.
- JACOBSEN, H. M. (1992). Bestemmelse af forbelastningsstryk i laboratoriet. *Bestemmel I NGM-92 : Proceedings fra 11. Nordiske Geoteknikermøde, Aalborg, 28-30 Maj 1992: Artikler til NGM-92: Aalborg: Dansk Geoteknisk Forening. bulletin Nr 9. Bind 2/3*, 455-460.
- JANBU, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test. *European conference on soil mechanics and foundation engineering, vol 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. Vol. 1*, (págs. 191-196). Mexico.
- JARDINE, R., LEHANE, B., SMITH, P., & GILDEA, P. (1995). Vertical loading experiments on rigid pad foundation ot Bothkennar. *Géotechnique*, 45(4), 573-597. doi:10.1680/geot.1995.45.4.573.
- LARSON, R. (julio de 1997). Investigations and load tests in silty soils. Results from a series of investigations in silty soils in Sweden. *Swedish Geotechnical Institute. Report No 54*. Linköping, Sweden.
- LEHANE, B. (2003). Vertically loaded shallow foundation on soft clayey silt. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 156(1), 17-26. doi.org/10.1680/geng.2003.156.1.17.
- LOGANATHAN, N., BALASUBRAMANIAM, A. S., & BERGADO, D. T. (1993). Deformation analysis of enbankments. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(8), 1185-1206.
- MADASCHI, A., & GAJO, A. (2015). One-dimensional response of peaty soil subjected to a wide range of oedometric conditions. *Géotechnique*, 65(4), 274-286. doi:10.1680/geot.14.p.144 .
- MARCIAL, D., CUI, Y., & DELAGE, P. (2006). Efecto del roce lateral en la respuesta volumétrica de muestras de suelo sometidas a ensayos edométricos. *Boletín técnico IMME*, 44(3), 1-8.
- MCDOWELL, G. (2005). A physical justification for loge-log  $\sigma$  based on fractal crushing and particle kinematics. *Géotechnique*, 55(9), 697-698. doi:10.1680/geot.2005.55.9.697 .
- NAIME, W. (2003). *Leyes de comportamiento edométrico de los suelos*. Caracas: Trabajo de Ascenso -Agregado UCV.
- NASH, D., & DAVISON, L. (1992). One-dimensional consolidation testing of clay from Bothkennar. *Géotechnique*, 42(2), 241-256. doi:10.1680/geot.1992.42.2.241.
- PÁEZ, V., & MARCIAL, D. (2019). Efecto del roce lateral en la respuesta volumétrica de los suelos en el ensayo de consolidación. *Trabajo de Grado no publicado para optar al título de Especialista*. UCV. Caracas.
- PAPADOPOULOS, B. (1992). Settlements of shallow foundations on cohesionless soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(3), 377-393.
- PECK, R., & UYANIK, M. (1955). Observed and computed settlements of structures in Chicago. *University of Illinois Engineering Experiment Station. Bulletin N° 429*, 1-60.
- PITT, J. (1981). Deformation restraint and the mechanics of soil behavior. *Retrospective Theses and Dissertations. 7463*. Iowa: Iowa State University. Digital Repository. https://doi.org/10.31274/rtd-180813-5181.

- ROMBERG, W. (1955). Vereinfachte numerische integration. *Norke Videnskabers Selskab Forhandling* (Trondheim) 28(7), 30-36.
- SANABRIA, D. (2013). *Características de compresibilidad y resistencia de arcillas típicas del depósito lacustre de Bogotá*. Bogotá: Trabajo de Grado de Maestría, Escuela Colombiana de Ingeniería.
- SCHMERTMANN, J. H. (1953). Estimating the true consolidation behaviour of clay from laboratory test results. *Proceedings ASCE*, 79, 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.
- 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., MIEUSSENS, C., & BOURGES, F. (1979). Lateral displacements in clay foundations under embankments. *Canadian Geotechnical Journal*, 16(3), 532-550.
- TERZAGHI, K. (1925b). *Erdbaumechanik*. Vienna: Franz Deuticke.
- TERZAGHI, K. (1925a). Settlement and consolidation of clay. *Engineering News-Record*, 874-878.
- WIJEMUNIGE, P., & MOH, Z. (1989). Trial embankment with stage loading and vertical drains. *Proceedings, International Symposium on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays*, (págs. 26/1-26/11). Kuala Lumpur.
- 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.
- YUNE, C., & OLGUN, G. (2016). Effect of layering on total consolidation settlement on normally consolidated clay in 1D conditions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(2), 06015015-4-1.
- ZWANENBURG, C., & JARDINE, R. (2015). Laboratory, in situ and full-scale load test to assess flood embankment stability on peat. *Géotechnique*, 65(4), 309-326. doi:10.1680/geot.14.p.257.

## NOTACIÓN

<b>a</b>	Exponente de los esfuerzos en la ecuación de Janbu.	<b><math>e_B</math></b>	Relación de vacíos de la recta bisectriz.
<b>C</b>	Cohesión efectiva.	<b><math>e_d</math></b>	Relación de vacíos de máxima variación de $C_{ci}$ respecto al $\log(\sigma)$ .
<b>C</b>	Índice de compresión.	<b><math>e_m</math></b>	Relación de vacíos para el esfuerzo máximo histórico.
<b><math>C_{ce}</math></b>	Coefficiente de proporción en la ecuación de compresibilidad de la LEC $C_{ce} = Ln(10) \frac{1+e_o}{\lambda}$ .	<b><math>e_o</math></b>	Relación de vacíos inicial.
<b><math>C_{ci}</math></b>	Índice de compresión puntual o pendiente de la curva de compresibilidad	<b><math>e_{ol}</math></b>	Relación de vacíos inicial del ensayo de laboratorio.
<b><math>C_r</math></b>	Índice de recompresión.	<b><math>e_{oo}</math></b>	Relación de vacíos inicial de la curva edométrica de campo.
<b><math>C_c</math></b>	Índice de compresión del método de Butterfield.	<b><math>e_{0,42}</math></b>	Relación de vacíos de coincidencia de la curva de campo y laboratorio $e_{0,42} = 0,42e_o$ .
<b><math>C_r</math></b>	Índice de recompresión o extensión del método de Butterfield.	<b><math>k^*</math></b>	Índice de recompresión-extensión modificado (modelo Cam-Soil).
<b>e</b>	Relación de vacíos.		

$E_s$	Módulo edométrico: $E_s = \frac{d(\sigma)}{d(\varepsilon)}$ .	$\gamma$	Peso unitario del suelo.
$E_{so}$	Módulo edométrico inicial para $\sigma = 0$ .	$\lambda$	Proporción de cambio del módulo edométrico respecto a los esfuerzos.
$E_{so_c}$	Módulo edométrico inicial para la curva de campo.	$\lambda_c$	Valor de $\lambda$ para la curva de campo.
$E_{so_l}$	Módulo edométrico inicial para la curva de laboratorio.	$\lambda_l$	Valor de $\lambda$ para la curva de laboratorio.
$E_{oed}^{ref}$	Módulo edométrico tangente en el esfuerzo de referencia.	$\lambda^*$	Índice de compresión modificado (Cam-Soil Model).
$E_{ur}^{ref}$	Rigidez de descarga y recarga.	$\sigma$	Esfuerzo de compresión axial edométrica.
$E_{50}^{ref}$	Rigidez secante al 50% de la resistencia en el ensayo triaxial drenado.	$\sigma_a$	Presión de referencia equivalente a una atmósfera ( $\sigma_a = 101,33kPa$ ).
<b>FEM</b>	Método de los elementos finitos.	$\sigma_d$	Esfuerzo de máxima variación de $C_{ci}$ respecto al $\log(\sigma)$ : $\sigma_d = E_{so}/\lambda$ .
<b>LED</b>	Ley edométrica continua.	$\sigma_{iz}$	Esfuerzo efectivo vertical inicial a la profundidad "z".
<b>LET</b>	Ley edométrica tradicional.	$\sigma_{zi}$	Esfuerzo efectivo vertical inicial a la profundidad z del estrato "i".
<b>m</b>	Módulo adimensional de la ecuación de Janbu.	$\sigma_m$	Esfuerzo máximo histórico.
<b>m*</b>	Factor de cambio de la rigidez en función de los esfuerzos (Hardening Soil Model).	$\sigma_{mCG}$	Esfuerzo máximo histórico obtenido mediante el método de Casa Grande.
<b>m<sub>v</sub></b>	Módulo de variación volumétrica: $m_v = d(\varepsilon)/d(\sigma) = 1/E_s$ .	$\sigma_n$	Esfuerzo axial normalizado (adimensional) $\sigma_n = \sigma(\lambda/E_{so})$ .
<b>R<sup>2</sup></b>	Coefficiente de correlación.	$\sigma_{rm}$	Esfuerzo en el radio mínimo de curvatura de la curva de compresibilidad.
<b>S</b>	Asentamiento.	$\sigma_{nrm}$	Esfuerzo axial normalizado en el radio mínimo de curvatura.
<b>S<sub>calc</sub></b>	Asentamiento calculado.	$\sigma_o$	Esfuerzo efectivo inicial del suelo.
<b>S<sub>medido</sub></b>	Asentamiento medido.	$\sigma_{0,42}$	Esfuerzo para $e_{0,42}$ en la curva de laboratorio.
<b>Y<sub>z</sub></b>	Desplazamiento horizontal en la profundidad "z".	$\phi$	Ángulo de fricción interna efectivo.
<b><math>\varepsilon</math></b>	Deformación unitaria axial.	$\psi$	Ángulo de dilatación.
<b><math>\varepsilon_m</math></b>	Deformación unitaria axial para el esfuerzo $\sigma_m$ .		