

Una investigación sobre los módulos de deformabilidad y compresibilidad de los fenómenos de expansión y recompresión en suelos finos saturados

Zea C.C., Rivera C.R., López R.G., Umaña R.J.L. & Elizalde R. E.
Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.



ABSTRACT

Results about a research achieved in Geotechnical Laboratory of Engineering Faculty, of UNAM, over deformability and compressibility modules are presented, as expansion as re-load phenomena, which are generated in the subsoil when a partially or totally compensated foundation is constructed. The research was achieved with a methodology designed for the authors. A results interpretation is proposed for the authors based on the correspondent adjust of curves, in order to this be of utility for designers of this type of foundations in professional practice.

RESUMEN

Se presentan los resultados de una investigación realizada en el Laboratorio de Geotecnia de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, sobre los módulos de deformabilidad y Compresibilidad tanto para el fenómeno de expansión como para el de recarga que tienen lugar en campo cuando se construye una cimentación parcial o totalmente compensada. La investigación se llevó a cabo empleando una metodología desarrollada por los autores. Se presenta también una propuesta de interpretación de los resultados mediante el ajuste de curvas deformación-tiempo con el fin de que sea de utilidad en el diseño de este tipo de cimentaciones en la práctica profesional.

1 INTRODUCCIÓN

Las cimentaciones totalmente compensadas o parcialmente compensadas desplantadas bajo el nivel de aguas freáticas, en suelo fino saturado, se construyen llevando a cabo previamente una excavación. En la etapa inicial de este proceso los estratos de suelo bajo el nivel máximo de excavación sufren una expansión como resultado del alivio de esfuerzos debido al peso del suelo excavado. La expansión que se genera tiene dos componentes: una elástica o inmediata y otra diferida que crece y se desarrolla a medida que el tiempo transcurre. En condiciones normales, las excavaciones no se dejan abiertas mucho tiempo, por lo que la componente más importante a estudiar es la inmediata. Actualmente el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCPDF), específicamente en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC), limita los valores de la expansión a 15 cm para estructuras con construcciones colindantes y 30 cm sin ellas. Es por eso que se han desarrollado varias técnicas para reducir las posibles expansiones, entre las que se pueden mencionar: el bombeo, la excavación por etapas, el uso de sobrecargas y el sistema conocido como niveles gemelos.

En lo que respecta al fenómeno de recompresión, éste tiene lugar cuando se restituyen al suelo los esfuerzos aliviados durante la etapa de excavación, que se logra en parte por el peso de la cimentación y en parte por la carga muerta y la carga viva media del edificio, menos la subpresión.

En el apartado 3.4.1. Estados límite de Servicio de las Normas Técnica Complementarias para el Diseño y

Construcción de Cimentaciones para el Distrito Federal de la Ciudad de México se dice: "Para este tipo de cimentación se calculará: inciso a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo descargado por la excavación".

Es de esperar que los módulos de recompresión sean mayores que los de expansión debido a degradación de la estructura interna del suelo por el ciclo descarga-recarga, pero éste es un aspecto que no está del todo dilucidado, al igual que el hecho de que el módulo de recompresión tenga una componente viscoplástica importante.

La expansión es un fenómeno que ha sido hasta cierto grado bien estudiado (Zeevaert, 1973); no así el fenómeno de recompresión, por lo que en este trabajo se presentan, primeramente, una serie de pruebas de laboratorio llevadas a cabo por los autores en una muestra de suelo de la Ciudad de México para poner en evidencia este fenómeno y, en segundo, término se desarrolla una metodología para la interpretación de los resultados y su aplicación a la ingeniería de cimentaciones.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Ley Fenomenológica de Zeevaert

El módulo secante de expansión fue investigado en el laboratorio por Zeevaert (1973), quien encontró, para muestras de suelo arcilloso, una ley fenomenológica en pruebas de compresión simple en probetas de suelo sometidas a un ciclo de carga y descarga, descrita por la siguiente expresión (Figura 1):

$$M_{eo} = a (\Delta\sigma_{eo})^{c-1} \quad [1]$$

Siendo:

- $\Delta\sigma_{eo}$ Decremento de esfuerzo para descarga total del suelo previamente cargado,
- a Constante experimental y
- c Exponente que se puede obtener de la curva de expansión dibujándola en escala doble logarítmica, donde su forma aparece como una línea recta cuya pendiente es el valor de c , entonces:

$$c = \frac{\log(\epsilon_{r2} / \epsilon_{r1})}{\log(\sigma_{r2} / \sigma_{r1})} \quad [2]$$

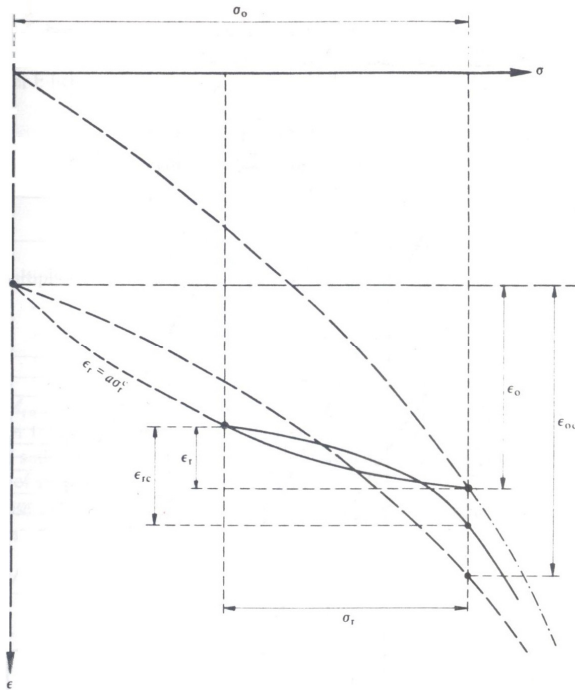


Figura 1. Características de expansión y recompresión de un suelo (Según Zeevaert, 1973).

Zeevaert afirma que, en el campo, después de una excavación, los estratos de suelo arcilloso por debajo del nivel máximo de excavación no se ven sometidos a una descarga total, $\Delta\sigma_{eo}$, sino parcial, $\Delta\sigma_e$, por lo que para poder utilizar los módulos dados en la ecuación (1) se tienen que corregir por medio de la expresión:

$$M_e = \rho_e M_{eo} \quad [3]$$

Siendo ρ_e un factor de corrección dado por:

$$\rho_e = \left(\frac{\Delta\sigma_e}{\sigma_o} \right)^{c-1} \quad [4]$$

Donde σ_o es el esfuerzo efectivo de campo del estrato analizado, antes de la excavación.

Por otro lado y tomando en cuenta las componentes elasto-plásticas y visco-plásticas que se desarrollan en el proceso de recarga del suelo, donde se supone que el material se degrada debido al ciclo descarga-recarga, Zeevaert propone la siguiente expresión para evaluar el módulo secante de recompresión:

$$M_{co} = (1 + \kappa_v) M_{eo} \quad [5]$$

Donde κ_v es el factor que toma en cuenta las componentes de deformación elasto-plásticas y viscosas del suelo.

Nuevamente, para tomar en cuenta en campo la recompresión parcial, la ecuación (5) debe corregirse por medio de la siguiente expresión:

$$M_c = \rho_c M_{co} \quad [6]$$

Y para un material confinado bajo deformación lateral nula se propone usar el módulo de compresibilidad, dado por:

$$m_v = \nu_c M_c \quad [7]$$

Donde:

$$\nu_c = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} \quad [8]$$

Siendo ν la relación de Poisson.

Sustituyendo (7) en (5) y arreglando términos:

$$\frac{m_{vi}}{M_{ei}} = \left(1 + \kappa_{vpi} \right) \nu_c \quad [9]$$

Para evaluar κ_{vpi} se usan los resultados de la prueba de consolidación interpretada con el modelo de viscosidad intergranular (Zeevaert, 1984), de la siguiente manera:

$$\kappa_{vpi} = \beta \log \left(1 + \xi T_v \right) \quad [10]$$

Siendo β y ξ parámetros del modelo de viscosidad intergranular y T_v el factor tiempo del modelo de consolidación unidimensional de Terzaghi.

Finalmente, de acuerdo con Zeevaert, el factor de corrección ρ_c , puede estimarse con la siguiente expresión:

$$\rho_c = \frac{1 + \kappa_{vpi} \cdot \Delta\sigma_c / \sigma_o}{1 + \kappa_{vpi}} \rho_e \quad [11]$$

2.2 Propuesta para investigar la recompresión del suelo

En esta investigación se descartó el uso de equipos convencionales, como la cámara triaxial y el odómetro, para evitar los problemas de fricción en el vástago o en el anillo, respectivamente; además se tomó en cuenta que las probetas con relaciones altura/diámetro mayores de 2.5 presentan problemas de pandeo bajo grandes deformaciones. Aunado a lo anterior, el uso de varias probetas, supuestamente de la misma muestra, presenta problemas de interpretación por la heterogeneidad del material. Para superar estas limitaciones experimentales el fenómeno de recompresión se estudió realizando pruebas de compresión simple en una probeta de arcilla no saturada, aplicando ciclos de carga-descarga.

Se reconoce el hecho de que los tiempos de campo y laboratorio no son equivalentes; en campo el suelo lleva mucho tiempo cargado (cientos o miles de años) antes de ser sometido a una descarga, en cambio en el laboratorio, por motivos prácticos, no es posible mantener las cargas durante mucho tiempo. Ante este panorama se propuso entonces ensayar dos probetas, una sometida a un ensaye bajo esfuerzo vertical constante y la otra a ciclos de carga-descarga, manteniendo durante 24h el mismo nivel de esfuerzos aplicado en la primera probeta, tal como se ilustra en la figura 2.

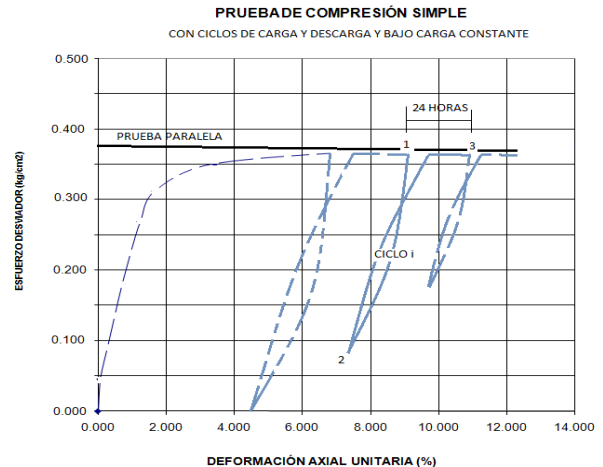


Fig. 2 Pruebas de compresión simple con ciclos de carga y descarga y bajo carga constante

La prueba con ciclos de carga y descarga consistió en medir los módulos de expansión y recompresión bajo 5 relaciones de alivio de esfuerzos, 100, 75, 50, 25 y 5% del esfuerzo máximo aplicado, con la particularidad de que antes de hacer la siguiente descarga, el suelo se dejó cargado 24 horas para permitir el desarrollo de la deformación visco-plástica. Esta particularidad pudo haberse evitado usando varias probetas del mismo material pero, como ya se dijo, en este caso los resultados no son consistentes debido a heterogeneidades en el material. Si se acepta la hipótesis de que la relación de módulos, visco-plástico a elástico, no cambia para los diferentes ciclos de carga-descarga, aunque cambie la relación de vacíos, entonces se pueden usar las ecuaciones 7 a 9 para interpretar los resultados de esta prueba.

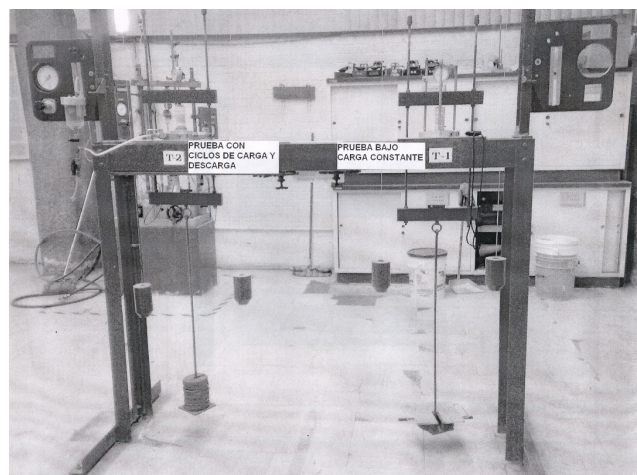


Foto 1. Montaje de las probetas ensayadas

Por otra parte, existe evidencia experimental de que la arcilla de la Ciudad de México tiene una relación de Poisson a largo plazo cercana a 0.16. Adoptando este valor para el tipo de ensaye realizado, se tiene que: $\nu_c = 0.939$, de la ecuación 8.

El esfuerzo desviador σ_d se puede expresar como:

$$\sigma_d(t_i) = \frac{W}{A(t_i)} \quad [13]$$

Siendo Q la carga aplicada.

Además (Zea, 2002):

$$A(t_i) = \frac{A_0}{\exp[0.32\varepsilon_a(t_i)]} \quad [14]$$

Donde A_0 es el área inicial de la probeta y ε_a la deformación axial unitaria.

Por otro lado, la deformación volumétrica es igual a dos veces la deformación radial (ε_r) más la deformación axial, esto es:

$$\varepsilon_v = 2\varepsilon_r + \varepsilon_a = 1.32\varepsilon_a \quad [15]$$

Definiendo m_{vpp} y m_{vp} , como los módulos de compresibilidad de la prueba y de campo, respectivamente, se propone la siguiente relación entre ellos:

$$m_{vp} = (1 - f_c)m_{vpp} = m_{vpp} - f_c m_{vpp} \quad [16]$$

Por su parte el módulo de deformación viscoplástica está dada por la fórmula:

$$m_{vpp} = \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\sigma_d} = \frac{\varepsilon_v(t_3) - \varepsilon_v(t_2)}{\sigma_d(t_3) - \sigma_d(t_2)} \quad [17]$$

Y suponiendo la relación de Poisson, $\nu = 0.16$, se tiene (Figura 1):

$$m_{vpp} = 1.32 \frac{\varepsilon_a(t_3) - \varepsilon_a(t_2)}{\sigma_d(t_3) - \sigma_d(t_2)} \quad [18]$$

Para la prueba sin ciclos:

$$f_c m_{vpp} = \frac{\varepsilon_v(t_3) - \varepsilon_v(t_2)}{\left(\frac{\sigma_d(t_3) + \sigma_d(t_2)}{2} \right)} \quad [19]$$

$\varepsilon_v(t_i)$ Deformación volumétrica de la prueba sin ciclos para el tiempo i de la prueba con ciclos.

$\sigma_d(t_i)$ Esfuerzo desviador en la prueba sin ciclos para el mismo tiempo i de la prueba con ciclos.

Sustituyendo 15 en la ecuación 19:

$$f_c m_{vpp} = 2.64 \frac{\varepsilon_a(t_3) - \varepsilon_a(t_2)}{\sigma_d(t_3) + \sigma_d(t_2)} \quad [20]$$

En la prueba con ciclos, el módulo de deformación elástico se puede obtener con la siguiente expresión para los diferentes niveles de descarga:

$$M_e = \frac{\Delta\varepsilon_a}{\Delta\sigma_d} = \frac{\varepsilon_{a2} - \varepsilon_{a1}}{\sigma_{d2} - \sigma_{d1}} \quad [21]$$

Finalmente, la relación entre los módulos de recompresión y expansión se puede evaluar a partir de la siguiente expresión para los diferentes niveles de alivio aplicados:

$$r_{mM} = \frac{m_{vp}}{M_e} \quad [22]$$

3 PROGRAMACIÓN DE LOS ENSAYES Y RESULTADOS OBTENIDOS

En esta investigación se contó con una muestra de arcilla gris de la Ciudad de México, de algún punto del recorrido de la línea 12 del Metro, extraída entre las profundidades de 2.00 y 2.60 m.

3.1 Medición de la resistencia no confinada

Se llevó a cabo la prueba de resistencia no confinada de la muestra estudiada (Figura 3), obteniéndose una resistencia en compresión simple de 0.76 kg/cm²; este dato sirvió después para obtener el 50% del esfuerzo desviador de falla (0.38 kg/cm²), que se empleó en los ensayos que se describen a continuación.

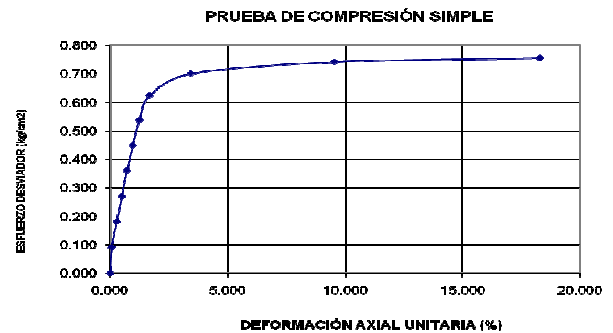


Figura 3. Resultados de la prueba de compresión simple en el material estudiado.

3.2 Cálculo de los módulos elásticos y de compresibilidad viscoplásticos de la prueba

En la figura 4 se presenta la gráfica esfuerzo de alivio contra la deformación unitaria durante la expansión en el primer ciclo de descarga. Se observa que el exponente c resultó igual a 1.54.

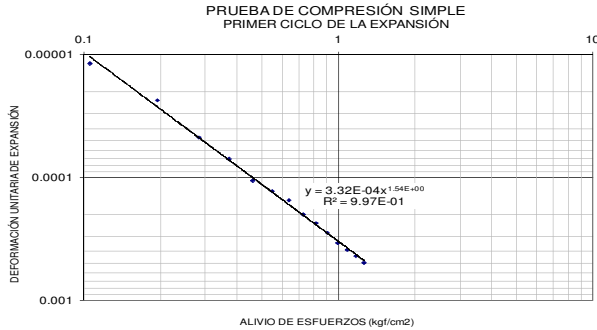


Figura 4. Ajuste de la curva de expansión del primer ciclo

A continuación se presenta en la siguiente tabla el cálculo de los módulos elásticos, M_e , y de compresibilidad, m_{vpp} , obtenidos de la prueba con ciclos de carga y descarga.

Como se observa en la tabla, para el material ensayado, M_{e0} resultó igual a $0.00879 \text{ cm}^2/\text{kg}$.

Tabla 1. Cálculo de M_e y m_{vpp}

$D_s = 3.57 \text{ cm}$	$h_1 = 2.995 \text{ cm}$
$D_c = 3.53 \text{ cm}$	$h_2 = 2.985 \text{ cm}$
$D_i = 3.565 \text{ cm}$	$h_3 = 2.99 \text{ cm}$
$D_m = 3.54 \text{ cm}$	$h_m = 2.99 \text{ cm}$
$A_m = 9.86 \text{ cm}^2$	$L_{\text{odef}} = 17.752 \text{ mm}$

L_{idef} (mm)	L_{odef} (mm)	L_{idef} (mm)	δ_{ai} (mm)	δ_{ae} (mm)	δ_{af} (mm)	ϵ_{a1}	ϵ_{a2}	ϵ_{a3}
16.959	17.088	16.933	0.793	0.664	0.819	0.0269	0.0225	0.0278
16.933	16.982	16.925	0.819	0.77	0.827	0.0278	0.0261	0.0280
16.925	16.949	16.916	0.827	0.803	0.836	0.0280	0.0272	0.0284
16.915	16.922	16.908	0.837	0.830	0.844	0.0284	0.0282	0.0286
16.908	16.910	16.903	0.844	0.842	0.849	0.0286	0.0286	0.0288

A_1 (cm ²)	A_2 (cm ²)	A_3 (cm ²)	ΔW (kg)	σ_{d1} (kg/cm ²)	σ_{d2} (kg/cm ²)	σ_{d3} (kg/cm ²)	M_e (cm ² /kg)	m_{vpp} (cm ² /kg)
9.941	9.927	9.944	5.00	0.5030	0.0000	0.5028	0.00879	0.01395
9.944	9.938	9.945	3.75	0.5028	0.1258	0.5028	0.00446	0.00686
9.945	9.942	9.946	2.50	0.5028	0.2515	0.5027	0.00328	0.00596
9.946	9.945	9.947	1.25	0.5027	0.3771	0.5027	0.00192	0.00506
9.947	9.946	9.947	0.25	0.5027	0.4776	0.5027	0.00274	0.01267

3.3 Cálculo del factor de corrección del módulo m_{vpp}

Para el caso de la prueba de compresión simple al 50% del esfuerzo desviador de falla bajo carga constante (prueba paralela) se obtuvo la curva de consolidación que se muestra en la figura 5.

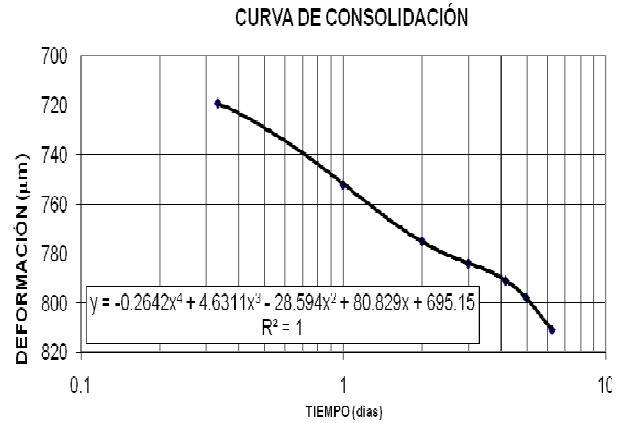


Figura 5. Resultados de la prueba de compresión simple bajo carga constante al 50% del esfuerzo desviador de falla.

Teniendo como base la figura 5 fue posible generar la tabla 2 mediante la cual se pudieron obtener los factores de corrección $f_c m_{vpp}$ relacionados con los niveles de alivio que se generan en la prueba con ciclos de carga, así como los módulos corregidos, m_{vp} , y el cálculo de la relación de éstos últimos con los elásticos, r_{mM} .

Finalmente en la figura 6 se presenta la gráfica de r_{mM} contra el porcentaje de alivio de esfuerzos.

Tabla 2. Cálculo de $f_c m_{vpp}$, m_{vp} y de r_{mM}

$D_s = 3.73 \text{ cm}$	$h_1 = 3.14 \text{ cm}$
$D_c = 3.65 \text{ cm}$	$h_2 = 3.21 \text{ cm}$
$D_i = 3.66 \text{ cm}$	$h_3 = 3.26 \text{ cm}$
$D_m = 3.67 \text{ cm}$	$h_m = 3.20 \text{ cm}$
$A_m = 10.55 \text{ cm}^2$	

alivio (%)	Δt_1 (días)	t_{T1} (días)	t_{T2} (días)	Δt_2 (días)	δ_{z1} (µm)	δ_{z2} (µm)	ϵ_{a1}
100	1.0002	1.0002	2.0000	0.99977	751.8	775.3	0.0237
75	1.0002	2.0004	3.0002	0.99983	775.3	783.9	0.0245
50	1.0001	3.0005	4.0004	0.99988	783.9	789.8	0.0248
25	1.0001	4.0006	5.0005	0.99994	789.8	798.3	0.0250
5	1.0000	5.0006	6.0006	0.99999	798.3	808.9	0.0252

ϵ_{a2}	A_1 (cm ²)	A_2 (cm ²)	σ_{d1} (kg/cm ²)	σ_{d2} (kg/cm ²)	$f_c m_{vpp}$ (cm ² /kg)	m_{vp} (cm ² /kg)	r_{mM}
0.0245	10.630	10.632	0.4704	0.4703	0.00211	0.01185	1.35
0.0248	10.632	10.633	0.4703	0.4702	0.00078	0.00608	1.36
0.0250	10.633	10.634	0.4702	0.4702	0.00052	0.00544	1.66
0.0252	10.634	10.635	0.4702	0.4702	0.00077	0.00429	2.24
0.0256	10.635	10.636	0.4702	0.4701	0.00095	0.01172	4.28

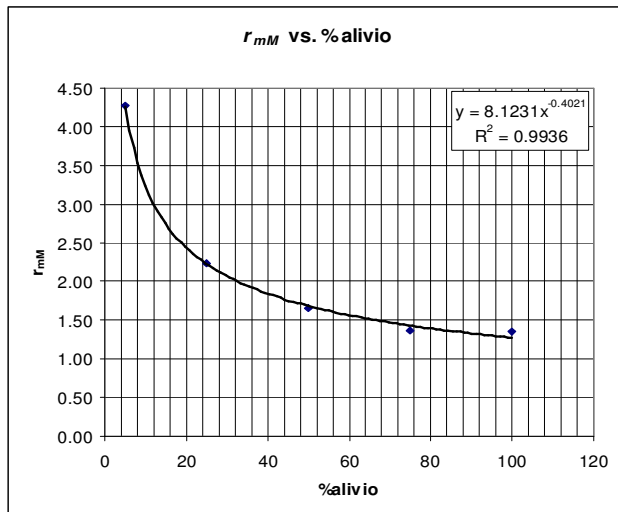


Figura 6. Gráfica de r_{mM} contra porcentaje de alivio.

4 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Las recompresiones de una cimentación real pueden ser calculadas con la metodología propuesta en esta investigación. Se presenta el ejemplo de un suelo estratificado formado por 12 estratos; varios datos se omiten. Los cálculos finales se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 3. Cálculo de expansiones y recompresiones de una cimentación real.

PROPIEDADES DEL SUELO Y ESFUERZOS EFECTIVOS										
		PIEZÓMETRO		PROF.		h_w				
		No.		(m)		(t/m ²)				
D_f	1.80 m									
NAF	1.15 m	1		8		6.85				
		2		10		8.00				
		3		15		10.00				
ESTRATO	PROFUNDIDAD (H	γ_m	σ^*_{vo}	u	σ^*_{vo}	M_{eo}	c		
#	DE: A:	(m)	(t/m ³)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(cm ² /kg)			
0	0.00 1.80	1.80	1.84	3.31	0.65	2.66				
1	1.80 3.00	1.20	1.84	5.52	1.85	3.67	0.00879	1.54		
2	3.00 4.90	1.90	1.74	8.83	3.75	5.08	0.00879	1.54		
3	4.90 6.80	1.90	1.74	12.13	5.65	6.48	0.00879	1.54		
4	6.80 8.00	1.20	1.84	14.34	6.85	7.49	0.00879	1.54		
5	8.00 9.20	1.20	1.40	16.02	7.54	8.48	0.00879	1.54		
6	9.20 12.00	2.80	1.30	19.66	8.80	10.86	0.00879	1.54		
7	12.00 14.80	2.80	1.23	23.10	9.92	13.18	0.00879	1.54		
8	14.80 18.80	4.00	1.95	30.90	13.80	17.10	0.00879	1.54		
9	18.80 20.60	1.80	1.95	34.41	15.60	18.81	0.00879	1.54		
10	20.60 21.60	1.00	2.95	37.36	16.60	20.76	0.00879	1.54		
11	21.60 22.60	1.00	3.95	41.31	17.60	23.71	0.00879	1.54		
12	22.60 23.60	1.00	4.95	46.26	18.60	27.66	0.00879	1.54		
EXPANSIONES Y RECOMPRESIONES										
$\sigma_{ci} = 3.31$		t/m ²		$\sigma^*_{ci} = 2.66$		t/m ²				
ESTRATO	H	σ_o	$\Delta\sigma_{exp}$	ρ_{exp}	M_e	δ_{exp}	alivio	$r_{vp.c.sim.}$	$m_{vc.sim.}$	$\Delta\delta_{rec.c.sim.}$
#	(cm)	(t/m ²)	(t/m ²)		(cm ² /kg)	(cm)	(%)		(cm ² /kg)	(cm)
1	120	3.17	2.53	0.886	0.00626	0.19	79.9	1.40	0.0087	0.27
2	190	4.37	2.40	0.723	0.00511	0.23	54.8	1.62	0.0083	0.38
3	190	5.78	2.26	0.603	0.00426	0.18	39.2	1.86	0.0079	0.34
4	120	6.99	2.13	0.526	0.00372	0.10	30.5	2.06	0.0077	0.20
5	120	7.99	2.00	0.473	0.00334	0.08	25.0	2.23	0.0074	0.18
6	280	9.67	1.86	0.411	0.00291	0.15	19.3	2.47	0.0072	0.37
7	280	12.02	1.73	0.351	0.00248	0.12	14.4	2.78	0.0069	0.33
8	400	15.14	1.60	0.297	0.00210	0.13	10.5	3.15	0.0066	0.42
9	180	17.96	1.33	0.245	0.00173	0.04	7.4	3.63	0.0063	0.15
10	100	19.79	1.06	0.206	0.00146	0.02	5.4	4.13	0.0060	0.06
11	100	22.24	0.53	0.133	0.00094	0.01	2.4	5.72	0.0054	0.03
12	100	25.69	0.27	0.085	0.00060	0.00	1.0	8.01	0.0048	0.01
						$\delta_{exp} = 1.25$	m			$\delta_{rec} = 2.75$
								$r_{media} = 3.25$	r = 2.20	

5 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

En esta investigación se llevó a cabo en forma directa la medición de la relación entre los módulos de compresibilidad y de expansión en una muestra inalterada de arcilla de la Ciudad de México determinada a partir de ensayos de compresión simple.

Para poder tomar en cuenta la historia geológica del suelo, se propone un doble ensaye, uno bajo carga constante y otro aplicando ciclos de carga-descarga, lo que permitió definir un factor de corrección para los módulos de compresibilidad de laboratorio.

Las pruebas realizadas en este estudio y el ejemplo de aplicación demuestran que el fenómeno de recompresión podría alcanzar a largo plazo valores entre 2 y 3 veces la magnitud de la expansión, lo cual concuerda bastante bien con algunas mediciones de campo.

A futuro será conveniente medir las deformaciones laterales y no sólo las verticales para mejorar los cálculos. También se tendrá que investigar la influencia del esfuerzo de confinamiento en el fenómeno de expansión-recompresión del suelo, una vez que se tenga resuelto el problema de la fricción en el vástago de la cámara triaxial, lo que permitirá asimismo estudiar las trayectorias de esfuerzo en drenado. Otro aspecto que se tendrá que investigar es la aplicación de estos

conceptos en estructuras cuya vida útil sea superior a lo normal.

6 AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a la División de las Ingenierías Civil y Geomática de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, por las facilidades brindadas para el desarrollo de esta investigación. Un agradecimiento especial a todo el personal del laboratorio de Geotecnia por su apoyo.

7 REFERENCIAS

Zeevaert, L. (1973). *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. Ed. Van Nostrand Reinhol Co.

Zeevaert, L. (1980). *Interacción suelo-estructura de cimentación*. Ed. Limusa.

Zeevaert, L. (1984). *Viscosidad Intergranular en Suelos Finos Saturados*. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Zea, C. Rivera R. y Umaña, R. 1998. Metodología para la Determinación de la Compresión Volumétrica de un Suelo Fino Saturado con Ayuda de Programas de Computadora. *Memorias de la XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Puebla, Puebla, SMMS.

Zea, 2002. *Conceptos de deformación de superficie y de esfuerzo axial nominal para las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante de un suelo en la cámara triaxial*. Documento interno clave: DOCINTER-UNAM-FI-DICTG-GEOT-CZC-2002-1, Octubre-noviembre.