

Comportamiento mecánico de excavaciones de pequeño diámetro para suelo estructurado “pilote Alluvial Anker”

Cristhian Mendoza, Juan Ruge & Renato Pinto da Cunha
Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil

Arcesio Lizcano

Universidad de los Andes, Bogotá, Cundinamarca, Colombia



2011 Pan-Am CGS
Geotechnical Conference

ABSTRACT

The paper presents the excavation step for the pile Alluvial Anker mechanical behaviour used in the city of Brasilia. Construction excavations for the piles demands special treatment because high cementation of soils can influence the deformations during construction. To study the behaviour of the mentioned excavation, we performed numerical simulation of excavation process in a finite element platform (Abaqus) with two constitutive models (elastic, Hypoplastic with structure) and varying the depth of the small diameter (13 cm) pile. We performed a sensitivity parameters analysis of constitutive models to observe their influence on the deformation of the excavation, especially those controlling the cementation on soil. The result presents design nomograms that show relation between pile's depth with lateral deformations.

RESUMEN

Este trabajo constituye una de las etapas de validación del comportamiento mecánico del pilote Alluvial Anker actualmente usado en la ciudad de Brasilia. La excavación para el emplazamiento de tales pilotes demanda un tratamiento especial debido, entre otras características, a la alta cementación de los suelos que puede influir en las deformaciones durante el proceso constructivo. Para abordar este problema, se realiza simulación numérica del proceso de excavación en una plataforma de elementos finitos (Abaqus) con dos modelos constitutivos (Elástico, Hipoplastico con estructura), variando la profundidad del pilote de pequeño diámetro (13 cm). Se realiza un análisis de sensibilidad de los parámetros de los modelos constitutivos para observar su influencia sobre las deformaciones en la excavación, especialmente de aquellos que controla la cementación en el suelo. Entre los resultados más relevantes, se presenta ábacos de diseño que relacionan la profundidad del pilote con las deformaciones laterales.

1 INTRODUCCIÓN

El entendimiento cualitativo y cuantitativo de las deformaciones presentadas en excavaciones de pequeño diámetro puede ser de gran importancia al determinar la profundidad de un pilote, teniendo como referencia el suelo de la ciudad de Brasilia. Este trabajo presenta un estudio cuantitativo del nivel de deformación de micropilotes. Empleando modelos comúnmente utilizados en el diseño de este tipo de estructuras (elástico) y un modelo hipoplastico. Este último es utilizado aquí con una extensión para reproducir el comportamiento mecánico del suelo con estructura. Las condiciones de este suelo hacen referencia a un depósito de suelo tropical, arcilloso residual, altamente intemperizado (laterítico), con una fuerte presencia de aluminio y hierro por procesos de lixiviación en las capas superiores. Lo anterior tiene como consecuencia: la formación de un suelo con granos del tamaño de una arena, alta porosidad (relación de vacíos $e=2.0$), alta permeabilidad ($10^{-3} < k < 10^{-4}$ m/s) y una estructura cementada altamente inestable, que presenta un fuerte cambio de volumen (colapso) cuando se presenta un cambio en el estado de esfuerzos o de humedad. Estas características crean la necesidad de comprender el comportamiento de excavación en este tipo de suelo.

2 PILOTE ALLUVIAL ANKER

Este pilote generalmente tiene un diámetro de 13 centímetros, es perforado por rotación con un tubo de acero de 2^{1/2}”, el cual tiene una punta cortante (Figura 1), este tubo es colocado en una máquina perforadora especialmente diseñada para esta labor (Figura 2). Por medio de un mandril que inyecta constantemente líquido refrigerante a la punta cortante. Este líquido puede ser agua cemento o agua, dependiendo del tipo de suelo. Después de terminado el proceso de perforación con el líquido refrigerante a la profundidad deseada, se procede a la inyección de una carga de agua cemento (si el líquido refrigerante fue agua). La figura 3 ilustra completamente el proceso constructivo del pilote. Cabe resaltar que una de las ventajas de este tipo de pilote es que el tubo de perforación sirve como refuerzo del pilote.

3 MODELO CONSTITUTIVO

Para la implementación del modelo elástico y hipoplastico con estructura se realizaron dos UMAT (User defined Material) para un programa de elementos finitos como ABAQUS. La cual es una sub-rutina que el programa utiliza para el comportamiento del material en cada nodo. A continuación se mostrarán las principales características de cada modelo.



Figura 1. Tubo de refuerzo auto-perforante para pilote Anker



Figura 2. Máquina de perforación para pilotes Alluvial Anker

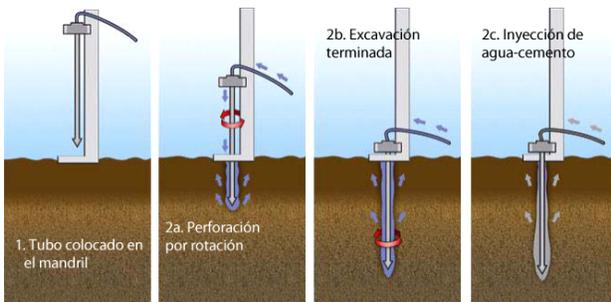


Figura 3. Proceso constructivo de pilote Alluvial Anker (Barbosa, 2009)

3.1 Modelo Elástico

Este es el modelo más usado en análisis de cimentaciones profundas encontrado en la literatura (H. G. Poulos and Davis, 1980). El modelo elástico posee una gran sencillez al tener una relación lineal entre las tensiones y las deformaciones como se muestra en la ecuación 1. Para esto solo necesita de dos parámetros (E =módulo de Young del material, μ = Relación de Poisson), los cuales son introducidos en el módulo de corte G y Módulo volumétrico K , como se muestra en la ecuación 1. Aunque como desventajas el modelo no fue creado para suelos. Otra desventaja es su mismo comportamiento lineal, al saber que el suelo solo tiene

este tipo de comportamiento con deformaciones muy baja (Gasparre, 2005).

$$\mathbf{T} = [3K\mathbb{I}^{Vol} + 2G\mathbb{I}^{Des}] : \mathbf{D} \quad [1]$$

Dónde.

$$\mathbb{I}^{Vol} = \frac{1}{3} \mathbf{1} \otimes \mathbf{1} \quad [2]$$

$$\mathbb{I}^{Des} = \mathbb{I} - \frac{1}{3} \mathbf{1} \otimes \mathbf{1} \quad [3]$$

3.2 Hipoplasticidad con estructura

En un principio la Hipoplasticidad fue desarrollada para suelos granulares con la suposición de deformaciones incrementales no lineales (Fuentes, 2009). Uno de los primeros modelos fue el propuesto por Von Wolffersdor (1977) y posteriormente modificado por Herle y Kolymbas; por ser estos modelos para materiales granulares surge la necesidad de una extensión para suelos finos como la propuesta por Masín (2006), la cual fue modificada por el para suelos con estructura. Esto debido a las investigaciones hechas por Burland, 1990; Leroueil and Vaughan, 1990; Cuccovillo and Coop; 1999 (Liu 2006); Cotecchia and Chandler 2000 (Masín 2007) que muestran una diferencia en el comportamiento de los suelos reconstituidos y el suelo natural, esta diferencia se explica como la pérdida de estructura que posee un suelo natural. Varios investigadores ya han desarrollado formulaciones constitutivas tomando el efecto de la estructura. Entre las propuestas están Gens and Nova (1993), Whittle (1993), Wheeler (1997), Rouainia and Muir Wood (2000), and Kavvas and Amorosi (2000) (Liu, 2003), Liu and Carter (2003), Masín (2007), Fuentes (2009), entre otras. La propuesta hecha por Masín fue escogida por la simplicidad al implementar el modelo.

3.2.1 Modificaciones del modelo

La modificación realizada al modelo es la incorporación de la degradación de la estructura a través de la propuesta hecha por Baudet y Stallebras 2004. La propuesta consisten en la incorporación de un tamaño mayor de la superficie de estado limite (SBS), a través de la alteración de esfuerzo equivalente de Hvorslev por un escalar (s) como se ilustra en la Figura 4. Para la modificación se agregan 3 nuevos parámetros (s , k , A). Donde s es el factor de estructura ó sensibilidad mostrado en la ecuación 4 (ley de degradación). Los de más factores de la ecuación son mencionados a continuación: El factor s_f el cual es el limite a un estado estable (Masín, 2007) con un valor de 1 (Figura 4); El factor k es un parámetro controla la degradación de la estructura; \square^* es la pendiente de compresibilidad isotrópica virgen en doble logaritmo natural; ε^d (Ecuación 5) llamada tasa deformación de daño, la cual depende de las tasas de deformaciones volumétricas y cortantes, en la cual se incluye el último factor adicionado A , el cual controla la

importancia del las deformaciones cortantes con valores que están $0 < A < 0.5$ (Masín, 2007).

$$\dot{s} = -\frac{\kappa}{\lambda^*} (s - s_f) \dot{\epsilon}^d \quad [4]$$

$$\dot{\epsilon}^d = \sqrt{\dot{\epsilon}_v^2 + \frac{A}{1-A} \dot{\epsilon}_s^2} \quad [5]$$

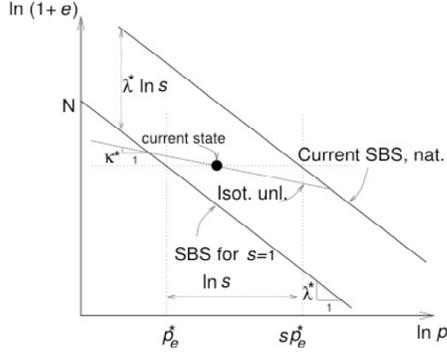


Figura 4. Idealización del comportamiento de compresión isotrópica de un suelo reconstituido y natural (Masín, 2006)

3.2.1 Implementación del modelo

Las ecuaciones necesarias para la implementación del modelo en una UMAT se dan a continuación.

La ecuación básica se muestra en la ecuación 6.

$$\dot{\mathbf{T}} = f_s \mathcal{L} : \mathbf{D} + f_d f_s \mathbf{N} \parallel \mathbf{D} \parallel \quad [6]$$

Definiendo \square como la tasa de cambio del tensor de esfuerzo de Cauchy en el tiempo, \mathbf{D} como la tasa de cambio de las deformaciones en el tiempo, el tensor de cuarto orden \mathcal{L} (Ecuación 7) y el tensor de segundo orden \mathbf{N} (Ecuación 14).

$$\mathcal{L} = \frac{1}{\hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}}} \left(c_1 F^2 \mathbf{I} + c_2 a^2 \hat{\mathbf{T}} \otimes \hat{\mathbf{T}} \right) \quad [7]$$

\mathcal{L} es un tensor constitutivo de cuarto orden en función del tensor de esfuerzos de Cauchy \mathbf{T} y el criterio de estado crítico de Matsuoka-Nakai F (Ecuación 8), a (Ecuación 9), al igual que los factores escalares c_1 (Ecuación 10) y c_2 (Ecuación 11) y por último \mathbf{I} es un tensor unitario de cuarto orden.

$$F = \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2 \psi + \frac{2 - \tan^2 \psi}{2 + \sqrt{2} \tan \psi \cos 3\theta}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi \quad [8]$$

$$a = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c} \quad [9]$$

En los factores c_1 y c_2 está la ley de compresión del material en el α (Ecuación 12) y r es una constante que me relaciona el módulo volumétrico con el módulo cortante no drenado. Además, ya se tiene en cuenta la influencia de la estructura con el factor S_i (Ecuación 13),

el cual está para la preservación del sentido físico de los parámetros r , κ (Masín, 2007).

$$c_1 = \left(\frac{2(3 + a^2 - 2^\alpha \sqrt{3}a)}{9rS_i} \right) \quad [10]$$

$$c_2 = 1 + (1 - c_1) \frac{3}{a^2} \quad [11]$$

$$\alpha = \frac{1}{\ln 2} \ln \left[\frac{\lambda^* - \kappa^* S_i}{\lambda^* + \kappa^* S_i} \left(\frac{3 + a^2}{a\sqrt{3}} \right) \right] \quad [12]$$

$$S_i = \frac{s - (s - s_f)}{s} \quad [13]$$

En la obtención del tensor \mathbf{N} (Ecuación 14) se tiene el tensor \mathbf{m} (Ecuación 15) en el cual se tiene la regla de flujo del material y la función Y (Ecuación 16) que esta la función de esfuerzos críticos con función de las invariantes del tensor de esfuerzos.

$$\mathbf{N} = \mathcal{L} : -Y \left(\frac{\mathbf{m}}{\|\mathbf{m}\|} \right) \quad [14]$$

$$\mathbf{m} = -\frac{a}{F} \left[\hat{\mathbf{T}} + \hat{\mathbf{T}}^* - \frac{\hat{\mathbf{T}}}{3} \left(\frac{6\hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}} - 1}{\left(\frac{a}{F}\right)^2 + \hat{\mathbf{T}} : \hat{\mathbf{T}}} \right) \right] \quad [15]$$

$$Y = \left(\frac{\sqrt{3}a}{3 + a^2} - 1 \right) \left[\frac{(I_1 I_2 + 9I_3)(1 - \sin^2 \varphi_c)}{8I_3 \sin^2 \varphi_c} \right] \quad [16]$$

Para terminar los componentes de la ecuación se tienen los factores escalares f_s (Ecuación 17) y f_d (Ecuación 18) que representan los factores de picnotropía y barotropía del material. Los cuales están afectados por la estructura del suelo, al ser el factor f_{sr} (factor f_s del modelo sin estructura) multiplicado por un factor S_i y en el factor f_d el esfuerzo de Hvorslev esta multiplicado por un escalar s que es la adición causada por la estructura.

$$f_s = S_i \frac{tr \mathbf{T}}{\lambda^*} \left(3 + a^2 - 2^\alpha a \sqrt{3} \right)^{-1} \quad [17]$$

$$f_d = \left(\frac{2p}{sp_c^*} \right)^\alpha \quad [18]$$

Los parámetros usados por el modelo son 8. Los parámetros s , k , A son los que representan la estructura del material y ya fueron explicados. Los 5 restantes pueden ser obtenidos de una muestra reconstituida o natural a través de: Una consolidación triaxial isotrópica; un corte no drenado y una compresión inconfiada. De la consolidación se obtienen 3 (\square^* , \square^* , \mathbf{N}) al igual que en el Cam-Clay. Pero, con la diferencia que \square^* y \square^* son obtenidos en un plano de esfuerzo efectivo medio y volumen específico, ambos en escala de logaritmo natural. De un corte triaxial no drenado se obtiene r , que relaciona el módulo volumétrico con el módulo cortante

no drenado, y el ángulo ϕ_c el cual es análogo al M que es la pendiente del estado crítico del Cam-Clay.

4 MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

Para el desarrollo de los modelos numéricos de las excavaciones, se hicieron un gran número de suposiciones. Al tratarse de un trabajo académico, que solo pretende un mejor entendimiento del problema. Las suposiciones anteriormente mencionadas son: considerar un estrato homogéneo para todas las excavaciones, la posibilidad de realizar excavaciones de gran profundidad con un diámetro pequeño, sin tener en cuenta las limitaciones de los equipos, materiales. La consideración de un solo tipo de estrato, a sabiendas que el suelo de Brasilia es un suelo residual con varios estratos por los procesos de intemperización y que la roca madre en ciertos sitios puede estar a unos pocos metros.

En las simulaciones realizadas, se desarrollaron 4 modelos de elementos finitos variando la profundidad de la excavación, en el programa ABAQUS. Obteniendo las deformaciones de la pared de la excavación, para comparar estas contra la profundidad y la variación de parámetros según el modelo. Para realizar lo mencionado de tienen las siguientes características en los modelos.

4.1 Geometría

La parametrización del modelo se realizó en función de la longitud y diámetro del pilote. Colocando una longitud adicional de $\frac{1}{2}$ de profundidad del pilote (12 m, 20 m, 40 m, 60 m), con un ancho del modelo de 30 veces el diámetro del pilote (13 cm) (Helwany, 2007), en un modelo axisimétrico. Ilustrado en la Figura 5.

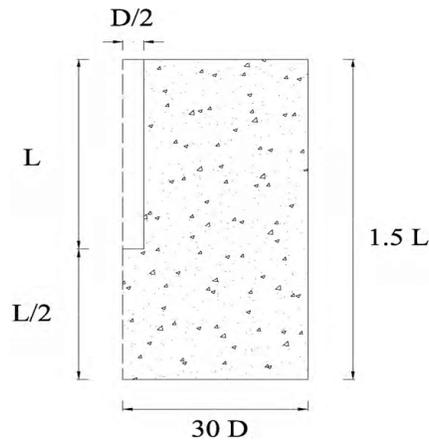


Figura 5. Parametrización del modelo

4.2 Malla

Con la geometría anterior se genera una malla de elementos en 2D axisimétricos CAX8P, los cuales son elementos continuos en dos direcciones de 8 nodos con medición de esfuerzos, deformaciones y presión de poros. La descripción y distribución de los elementos se muestra en la Figura 6.

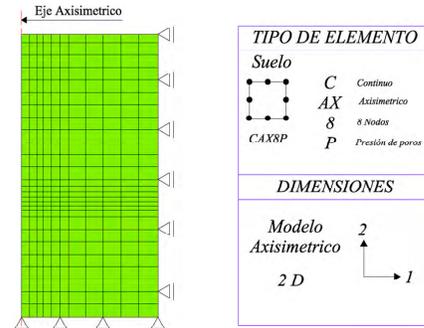


Figura 6. Condiciones de borde y enmallado del modelo

4.3 Pasos de análisis

Se crearon dos pasos de análisis. El primer paso es geostático para inducir los esfuerzos a que está sometido el suelo, generando una distribución lineal de los esfuerzos contra la profundidad, como se ilustra en la Figura 7. Posteriormente se crea un paso de excavación, simulando un proceso pre excavado (esto es por la rapidez de la excavación) apagando los elementos que están en la excavación. El esquema de pasos es ilustrado en la Figura 8.

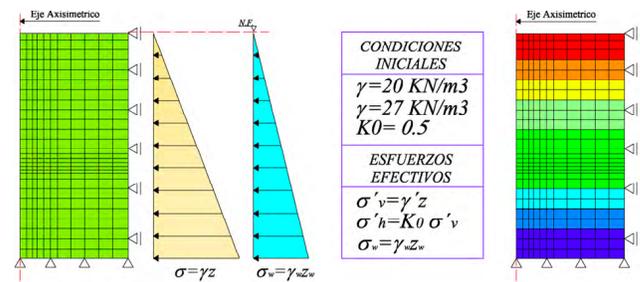


Figura 7. Esquema de esfuerzos iniciales en el modelo

5 RESULTADOS Y ANALISIS

Se dividen los resultados en dos partes. La primera es la comprobación de las UMAT implementadas, con simulaciones varias. La segunda parte son los resultados obtenidos con los diferentes modelos de excavación y el análisis de resultados.

5.1 Comprobación de modelos constitutivos

En el modelo elástico implementado se realiza la simulación de un ensayo de corte triaxial drenado y otro no drenado, a un esfuerzo efectivo medio ($p'=200 \text{ kPa}$), comprobando la pendiente del módulo de elasticidad en el plano q, \square_j y la generación de esfuerzos en un plano p', q . Donde, en el corte no drenado no hay cambio del esfuerzo efectivo medio con el aumento de cortante, mientras en el corte drenado se debe preservar una pendiente 1 a 3. Lo anterior se puede observar en las Figuras 9 y 10.

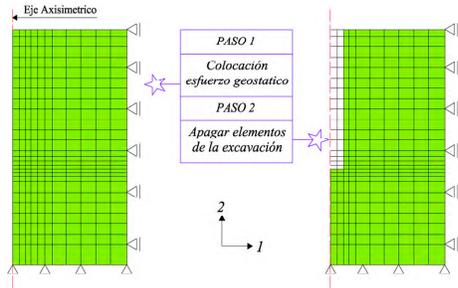


Figure 8. Esquema de pasos inducidos al modelo

Para el modelo hipoplastico primero se realizo una sensibilización de parámetros que influyen en la estructura del suelo, a través de la simulaciones de un ensayo edometrico (Tabla 1), como se ilustra en la Figura 11 con el cambio del parámetro s , Figura 12 realizando el cambio de A y en la Figura 13 con el cambio del parámetro k . Posterior se realizan las simulaciones de un ensayo edometrico y triaxiales no drenados de una arcilla típica de Brasilia, del trabajo realizado por Larissa Aguilar (Aguilar, A. et.al. 2010), mirando la capacidad del modelo de reproducir los datos experimentales como se ilustra en la Figura 14 y 15, como parámetros mostrados en la Tabla 2.

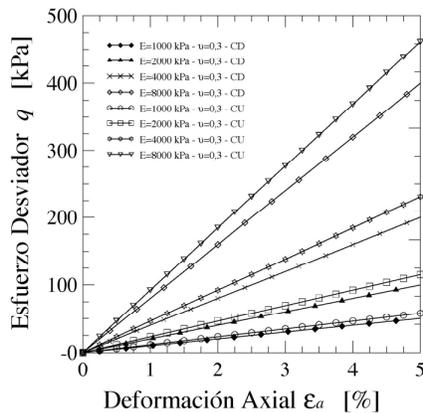


Figure 9. Simulaciones elásticas de un ensayo de corte triaxial, con variación del modulo de elasticidad

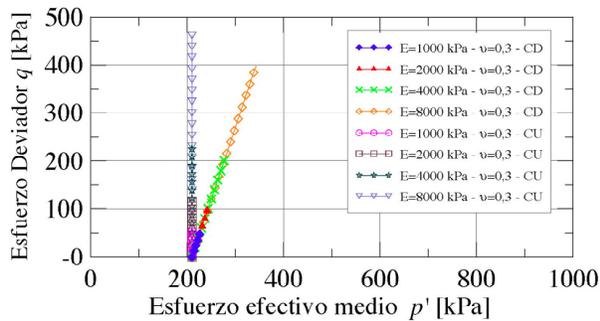


Figure 10. Simulaciones elásticas de un ensayo de corte triaxial, con variación del modulo de elasticidad

Tabla 1. Parámetros para calibración del modelo.

κ^*	λ^*	N	ϕ_c	r	s	A	κ
0.0016	0.11	1.55	22.6	0.4	6	0.1	0.9

Tabla 2. Parámetros calculados en la arcilla de Brasilia.

κ^*	λ^*	N	ϕ_c	r	s	A	κ
0.0021	0.016	0.97	17.9	0.35	7	0.1	0.9

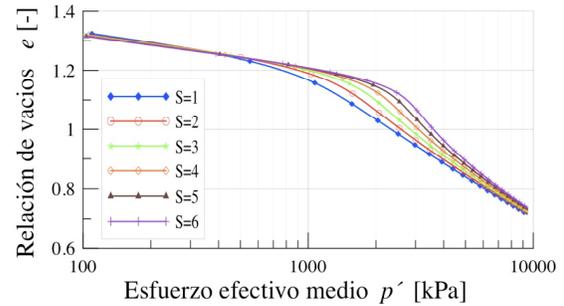


Figure 11. Simulaciones Hipoplasticas de un ensayo de edometrico, con variación del parámetro s

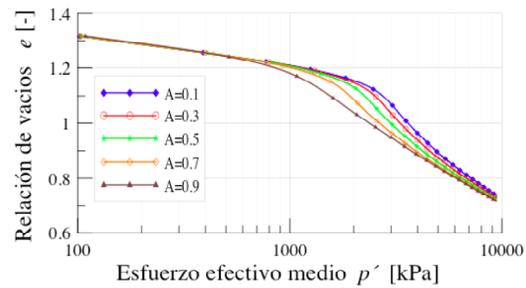


Figure 12. Simulaciones Hipoplasticas de un ensayo de edometrico, con variación del parámetro A

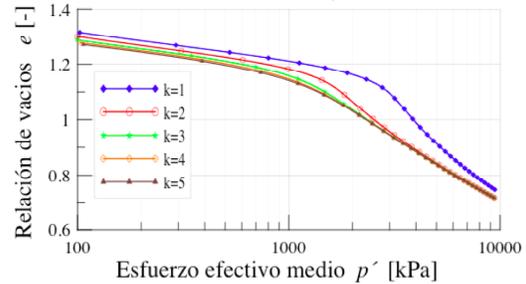


Figure 13. Simulaciones Hipoplasticas de un ensayo de edometrico, con variación del parámetro k

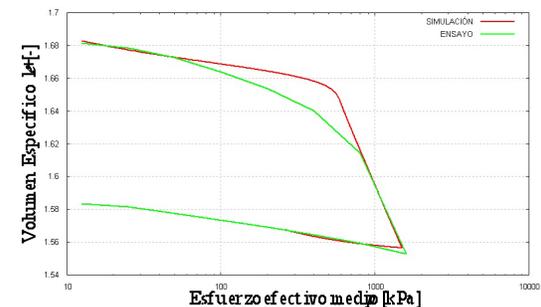


Figure 14. Simulación edometrica de una arcilla típica de Brasilia

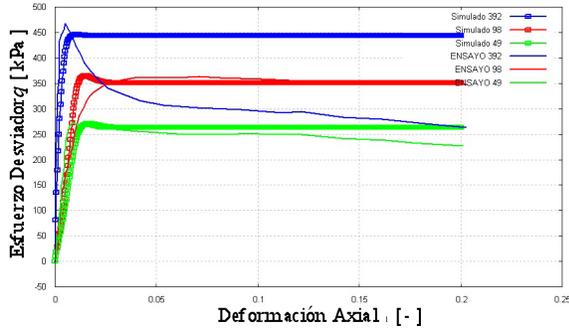


Figura 15. Simulación de la arcilla típica de Brasilia en un triaxial no drenado

5.2 Resultados en las simulaciones de excavación

Se muestran primero los resultados de la excavación tomando el suelo como un material elástico. Para lo anterior se realiza una variación del módulo de elasticidad con valores de 1000, 2000, 4000, 8000, 16000, 32000 kPa y una relación de Poisson de 0.3 (valor típico para arcillas (Lambe, 1996)). Obteniendo resultados de deformación contra la profundidad mostrados en las figuras 14, 15, 16 y 17.

Las simulaciones de la excavación tomando el suelo como un material hipoplástico se realizaron con dos juegos de parámetros mostrados en las Tablas 3 y 4. Utilizando primero los parámetros de la Tabla 4 se obtiene de la Figura 18 a la Figura 21. Con los parámetros de la Tabla 3 se obtiene de la Figura 22 a la 25.

Tabla 3. Parámetros basados de la arcilla Marl (Fuentes, 2009).

κ^*	λ^*	N	ϕ_c	r	s	A	κ
0.0047	0.255	1.7	22.6	0.4	-	0.1	0.4

Tabla 4. Parámetros adaptados de la arcilla Brasilia.

κ^*	λ^*	N	ϕ_c	r	s	A	κ
0.019	0.16	1.05	17.9	0.4	-	0.1	0.9

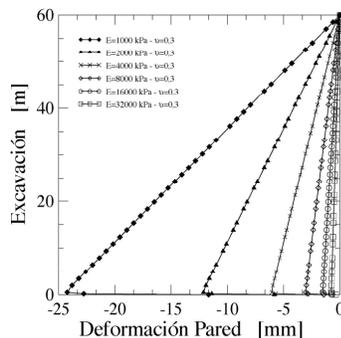


Figura 16. Simulaciones elásticas de una excavación de 60 m con un diámetro de 13 cms

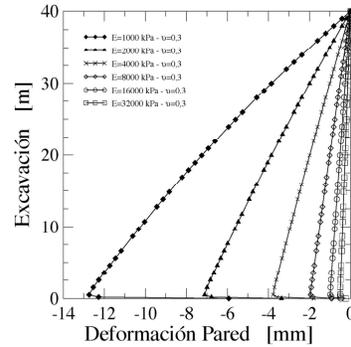


Figura 17. Simulaciones elásticas de una excavación de 40 m con un diámetro de 13 cms

5.3 Análisis de resultados

Se calcula una pérdida de diámetro máxima del 38%, para la simulación elástica con un módulo de elasticidad 1000 kPa según la Figura 16. El valor anterior tiene una influencia en la resistencia del pilote al disminuir el perímetro del pilote con la profundidad y por ende la resistencia por fricción del mismo. Para las demás simulaciones elásticas se tiene pérdidas máxima de diámetro del pilote del 18%, 9%, 4.5%, 3% y 2% según del el módulo de elasticidad mayor y representando una pérdida de resistencia por fricción en el pilote.

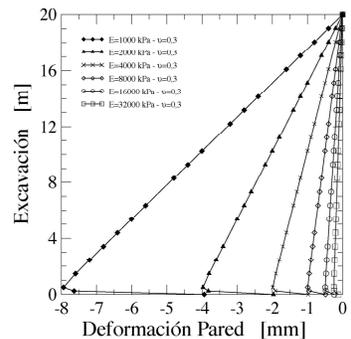


Figura 18. Simulaciones elásticas de una excavación de 20 m con un diámetro de 13 cms

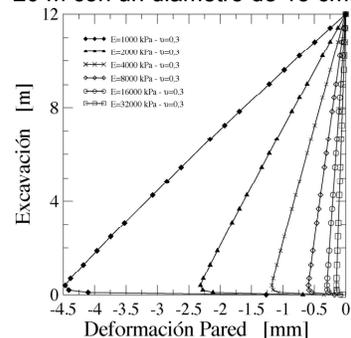


Figura 19. Simulaciones elásticas de una excavación de 12 m con un diámetro de 13 cms

De las simulaciones hipoplásticas se tiene una distribución de deformaciones diferentes a las presentadas usando un modelo elástico, al tener una deformación inicial desde el principio de la excavación

que representa una pérdida de diámetro del 2%. Además, se tiene una disminución del diámetro de la excavación máxima del 10% aproximadamente (Figura 20), con un $s=1$. Para las simulaciones restantes con el cambio del parámetro s se tiene una disminución del 4% y 2% del diámetro aproximadamente con el aumento del factor de cementación s . La anterior distribución de deformaciones ocurre igualmente para las simulaciones con diferente profundidad.

En la Figura 28 se realizó una comparación entre las deformaciones máximas de las excavaciones y el modulo de elasticidad. De esto se observó un comportamiento lineal de la deformación y el modulo de elasticidad graficado en escalas logarítmicas. Diferente comportamiento se encuentra al comparar el cambio del parámetro s respecto a la deformación máxima del pilote (Figura 29).

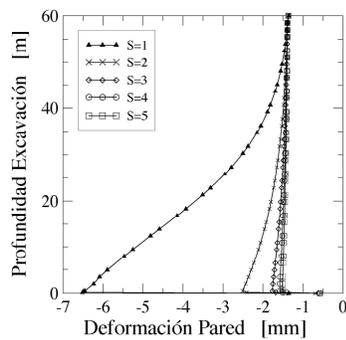


Figura 20. Simulaciones hipoplasticas con parámetros Tabla 4 de una excavación de 60 m con un diámetro de 13 cms

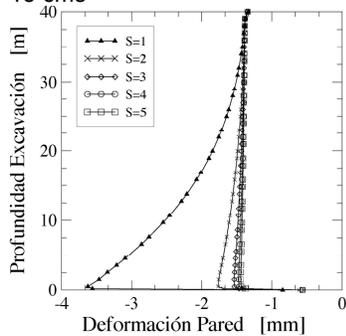


Figura 21. Simulaciones hipoplasticas con parámetros Tabla 4 de una excavación de 40 m con un diámetro de 13 cms

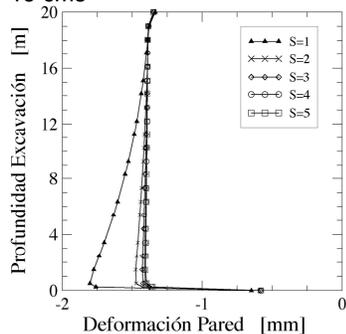


Figura 22. Simulaciones hipoplasticas con parámetros Tabla 4 de una excavación de 20 m con un diámetro de 13 cms

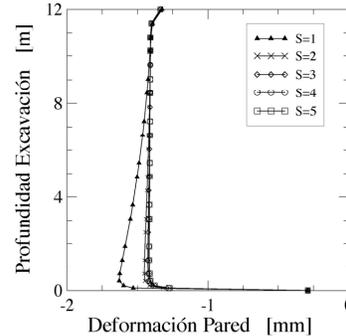


Figura 23. Simulaciones hipoplasticas con parámetros Tabla 4 de una excavación de 12 m con un diámetro de 13 cms

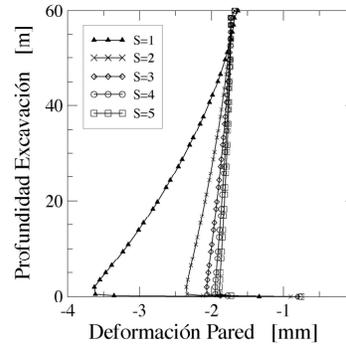


Figura 24. Simulaciones hipoplasticas con parámetros Tabla 3 de una excavación de 60 m con un diámetro de 13 cms

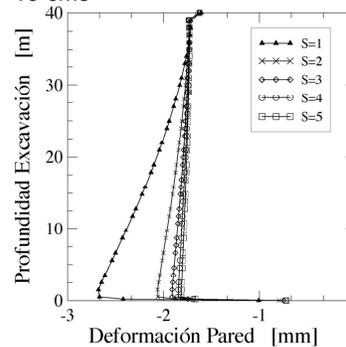


Figura 25. Simulaciones hipoplasticas con parámetros Tabla 3 de una excavación de 40 m con un diámetro de 13 cms

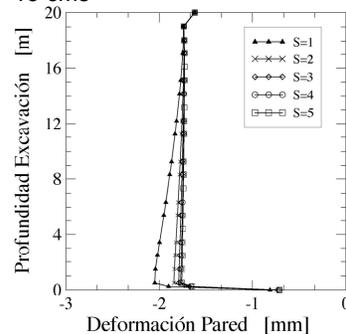


Figure 26. Simulaciones hipoplásticas con parámetros Tabla 3 de una excavación de 20 m con un diámetro de 13 cms

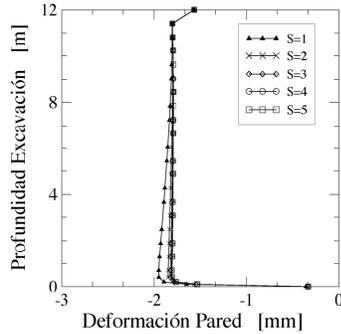


Figure 27. Simulaciones hipoplásticas con parámetros Tabla 3 de una excavación de 12 m con un diámetro de 13 cms

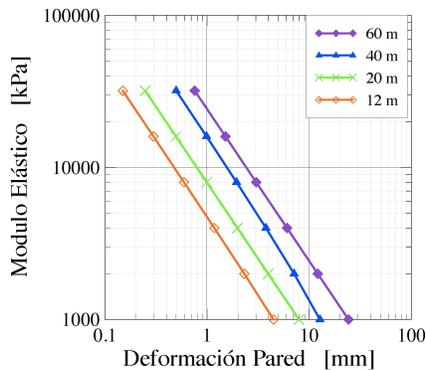


Figura 28. Comparación de la deformación máxima en la excavación y el modulo elástico

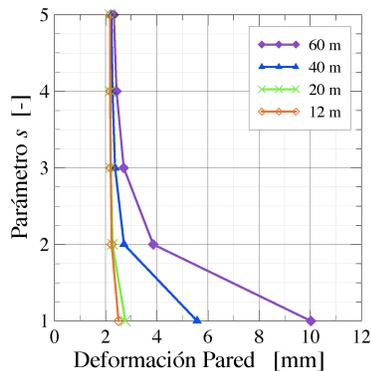


Figura 29. Comparación de la deformación máxima de la excavación y parámetro de estructura s

6 CONCLUSIONES

Utilizando un modelo elástico se obtienen unas deformaciones mayores en la excavación del pilote Alluvial Anker, en comparación que las deformaciones obtenidas utilizando un modelo hipoplástico. De lo anterior, se espera que al tomar un modelo elástico se deba tener en cuenta una pérdida mayor del área y

perímetro del pilote con la profundidad, con lo cual se tiene una pérdida de capacidad de carga del pilote

Con las simulaciones mostradas usando un modelo hipoplástico se observa que al tomar en cuenta la cementación del suelo se tienen deformaciones menores en la excavación. Además, esto permite la construcción de pilotes de pequeño diámetro con mayor profundidad y permite mayor eficiencia de este tipo de pilote que trabaja en su gran mayoría por fricción. Naturalmente hay que evaluar otros elementos que no se tuvieron en cuenta en este trabajo como son: La eficiencia de la excavación según el tipo de suelo, la no verticalidad de la excavación y el pandeo de la tubería en la excavación, ya que todo los anteriores pueden influir en la decisión de la profundidad del pilote.

REFERENCES

- Aguilar, L. e Camapum, J. (2010). Contribuições para a Análise do Comportamento Mecânico de Solos Compactados para uso em Barragens. Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.
- Anagnostopoulos, A. G., Kalteziotis, N. and Tsiambaos, G. K. 1991. Geotechnical properties of the Corinth Canal marls. Geotechnical and Geological Engineering. Vol 9, pp. 1-26.
- Barbosa, M. (2009). "Alluvial Anker como Alternativa para Fundações em Argila Mole" www.districtofederal.df.gov.br/sites
- Carranza J. (2008). "Comportamiento de Cimentaciones Profundas en Materiales Inelásticos No Lineales". Universidad de los Andes. Bogotá. Colombia
- Fuentes, W. (2009). Un modelo visco-hipoplástico para suelos con estructura, Desafíos y avances de la geotecnia joven en Sudamérica, Córdoba, Argentina, Vol. 1, pp 117–120.
- Fuentes W., (2009). "Extension of the Visco-hipoplastic model for structured soils". Universidad de los Andes. Bogotá. Colombia.
- Gasparre Apollonia (2005). Advanced Laboratory Characterisation Of London Clay. Thesis submitted to university of london in partial fulfilment for the degree of doctor of philosophy, Imperial College, London.
- Helwany Sam (2007). Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications. WILEY, 1st edition.
- H. G. Poulos and Davis (1980). Pile Foundation Analysis and Design. John Wiley and Sons, New York, 1st edition.
- Masín, D. (2006). Hypoplastic models for fine-grained soils. PhD Dissertation, Charles University. Publications of Institute of Hydrogeology, Engineering Geology and Applied Geophysics.
- Masín David (2007). A Hypoplastic constitutive model for clays with meta-stable structure. "Canadian geotechnical journal". 44: 363-375.
- Lambe William and Whitman Robert. Mecánica de suelos. Limusa Noriega Editores, Mexico, 2th edition, 1996.
- Liu Martin D, John P Carter (2006). A Structured Cam Clay Model. Research Report No R814. The University of Sydney. Department of Civil Engineering. Sydney, Australia.

